

**“Geotechnische Modellvorstellungen zur Abschätzung von
Gefährdungsbereichen des Altbergbaus und Schachtschutzbereichen
im Aachener Steinkohlenrevier“**

Von der Fakultät für Georessourcen und Materialtechnik
der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen

zur Erlangung des akademischen Grades eines

Doktors der Ingenieurwissenschaften

genehmigte Dissertation

vorgelegt von **M.Sc.**

Mark Mainz

aus Geilenkirchen

Berichter: Univ.-Prof. (em.) Dr.rer.nat. Kurt Schetelig
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Bernhard Walz
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Axel Preuße

Tag der mündlichen Prüfung: 23. August 2007

Diese Dissertation ist auf den Internetseiten der Hochschulbibliothek online verfügbar.

Kurzfassung

Im Aachener Steinkohlenrevier ist auf einer Gesamtfläche von rd. 19 km² Steinkohle tagenah, das heißt zwischen 0 und 40 m u GOK, abgebaut worden. Der Steinkohlenbergbau reicht dabei bis in das 12. Jahrhundert zurück; auch heute noch ereignen sich in unregelmäßigen Abständen als Folge dieses tagenahen Steinkohlenbergbaus Tagesbrüche, die Sachgüter und Menschenleben gefährden können. Über dem Grundgebirge (Tonsteine bis Sandsteine und Steinkohle des Karbons) von geringer bis mäßiger Festigkeit liegen bindige und feinsandig-schluffige Schichten aus dem Tertiär, sandige Kiese der quartären Maas-Terrasse sowie Löss und Lösslehm. Die Gesamtmächtigkeit der Lockergesteinsüberdeckung beträgt meist zwischen 15 und 25 m. In den letzten Jahren wurden an gefallenem Tagesbrüchen umfassende Untersuchungen durchgeführt; im Rahmen der Bearbeitung wurde ein neues bodenmechanisches Mehrphasenmodell zum Verbruchgeschehen im Lockergestein entwickelt. Mit diesem Modell können die maximalen Tagesbruchabmessungen in Abhängigkeit vom Aufbau und von den bodenmechanischen Kennwerten des Lockergesteins im Aachener Wurmrevier abgeschätzt werden; bei der bisher üblichen Vorgehensweise wurden die Lockergesteinseigenschaften vernachlässigt. Auf der Grundlage des neu entwickelten Modells werden Formeln für eine optimierte Abschätzung von Gefährdungsbereichen vorgestellt. Die Kenntnis der geometrischen Ausbildung von Tagesbrüchen innerhalb des Lockergesteins und die daraus resultierenden Gefährdungsbereiche bilden die Grundlage für ein fundiertes und effizientes zukünftiges Risikomanagement im Aachener Steinkohlenrevier und später vielleicht auch in anderen Altbergbauregionen.

Abstract

Before industrial revolution in the 19th century, mining activity concentrated on near surface coal and ore deposits. In the hard coal mining district of Aachen in close vicinity of the river "Wurm", near surface hard coal has been mined in an area of about 19 km². Shallow mining dates back to at least the 12th century in this district. The ancient mines only reached depths of about 40 m below surface. Nowadays, collapse features still occur in irregular intervals above such shallow mining hollows and shafts, being hazardous to infrastructure and human life. The hard rock consisting of Carboniferous mudstones and sandstones of low to medium strength is covered by clayey to sandy Tertiary sediments, Quaternary sediments of the river Maas and Loess/Loess-loam on top. The thickness of the soil overburden in most cases roughly varies between 15 and 25 m. In recent years, intensive field investigations of collapse features were performed. Based on these investigations, a soilmechanical model of the collapse mechanisms in the soil overburden was developed. This new model allows for the prediction of the maximum width of collapse features depending on the characteristics of the soil overburden; these soil characteristics have been neglected in the design of hazard zones in the hard coal mining district up to now. New formulas for the estimation of hazard zones are elaborated. The results of this thesis will be a basis for an efficient future risk management in the mining district of Aachen and later maybe also in other post mining regions.

Vorwort

Mein besonderer Dank gilt zunächst Herrn Prof. Dr.rer.nat. K. Schetelig für seine wohlwollende Betreuung der Promotion und seine stete Hilfsbereitschaft. Zu herzlichem Dank verpflichtet bin ich auch Herrn Prof. Dr.-Ing. B. Walz sowie Herrn Prof. Dr.-Ing. A. Preuße für die freundliche Übernahme der Korreferate und ihre wertvollen Hinweise.

Aufrichtiger Dank gilt auch Herrn Dr.-Ing. M. Heitfeld, der mir stets fördernd und mit gutem Rat zur Seite gestanden hat. Meinen Kollegen Frau M. Paffen und Herrn J. Boger möchte ich für ihre Unterstützung bei den Zeichenarbeiten danken.

Danken möchte ich des Weiteren insbesondere Herrn Bergdir. K. Krings von der Bezirksregierung Arnsberg, Bergverwaltung Düren, für seine Unterstützung der Untersuchungen und die Zustimmung zur Datenverwendung.

Herrn Prof. Dr.-Ing. H. Dieler möchte ich für seine wertvollen Hinweise herzlich danken und auch dafür, dass er bereits zu Schulzeiten mein Interesse für das Gebiet der Geotechnik geweckt und mich seither auf diesem Weg stets begleitet hat.

Schließlich möchte ich mich noch ganz herzlich bei meinen Eltern für die langjährige finanzielle Unterstützung meines Promotionsvorhabens bedanken.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Allgemeines	1
1.2	Problemstellung und Ziele	4
1.3	Vorgehensweise und Gliederung	7
2	Geologisch-tektonischer Rahmen des Untersuchungsgebietes	11
2.1	Lage des Untersuchungsgebietes	11
2.2	Untergrundverhältnisse im Wurmrevier	12
2.3	Grundwasserverhältnisse	16
3	Altbergbau im Wurmrevier	18
3.1	Bestandsaufnahme der Tagesbrüche	21
3.2	Gefährungsklassen im Wurmrevier	22
3.3	Abbaubedingungen und Abmessungen der bergmännischen Hohlräume	26
3.4	Auswertung von Luftbilddaufnahmen	30
4	Bestehende Modellvorstellungen	31
4.1	Allgemeines	31
4.2	National relevante Ansätze zur Tagesbruchmodellierung	32
4.2.1	Nomogramme nach HOLLMANN & NÜRENBERG (1972)	32
4.2.2	Hohlraum-Bruchvolumen-Bilanz (HBB) nach MEIER (2001b)	34
4.2.3	Komplexmodell nach FENK (1979, 1981 und 2000)	38
4.2.4	Kräftegleichgewichtsmodell nach PENZEL (1980)	39
4.2.5	Bruchgewölbumodell nach JAROSZ (1975)	40
4.2.6	Forschungs- und Entwicklungsvorhaben „Entwicklung eines Verfahrens zur Vorausberechnung restlicher Gebirgs- und Bodenbewegungen infolge tages- und oberflächennahen Altbergbaus“ (RWTH AACHEN, 2002, 2003 und 2004)	41

4.2.7	Prüfung der Übertragbarkeit von Erkenntnissen aus dem oberflächennahen Tunnelbau nach KÖSTER (1987)	42
4.3	Internationaler Kenntnisstand	42
5	Anwendbarkeit der bestehenden Modellvorstellungen	48
5.1	Nomogramme nach HOLLMANN & NÜRENBERG (1972)	48
5.2	Hohlraum-Bruchvolumen-Bilanz (HBB) nach MEIER (2001b)	48
5.3	Komplexmodell nach FENK (1979, 1981 und 2000)	49
5.4	Kräftegleichgewichtsmodell nach PENZEL (1980)	52
5.5	Bruchgewölbumodell nach JAROSZ (1975)	52
5.6	Forschungs- und Entwicklungsvorhaben „Entwicklung eines Verfahrens zur Vorausberechnung restlicher Gebirgs- und Bodenbewegungen in Folge tages- und oberflächennahen Altbergbaus“ (RWTH AACHEN, 2002, 2003 und 2004)	53
5.7	Zusammenfassende Bewertung der verschiedenen Modellvorstellungen zum Bruchgeschehen innerhalb des karbonischen Festgesteins im Hinblick auf ihre Anwendbarkeit auf das Wurmrevier	53
5.8	Zusammenfassende Bewertung der bestehenden Modellvorstellungen zum Bruchgeschehen innerhalb des Lockergesteins im Hinblick auf ihre Anwendbarkeit auf das Wurmrevier	54
6	Felduntersuchungen	55
6.1	Allgemeines	55
6.2	Tagesbruch Mühlenbach in Herzogenrath	55
6.2.1	Ereignis	55
6.2.2	Art und Umfang der Untersuchungen	57
6.2.3	5-Phasen-Modell des Bruchmechanismus	58
6.3	Tagesbruch an der Haus-Heyden-Straße in Herzogenrath	65
6.3.1	Ereignis	65
6.3.2	Art und Umfang der Untersuchungen	65
6.3.3	Ergebnisse	66

6.4	Arbeitshypothesen	67
7	Laboruntersuchungen zur Ermittlung der geotechnischen Eigenschaften des Lockergesteins im Wurmrevier	70
7.1	Allgemeines	70
7.2	Korngrößenverteilung nach DIN 18 123 (11.1996)	71
7.3	Bodenklassifikation der bindigen Schichten nach DIN 18 196 (10.1988)	72
7.4	Dichte des feuchten Bodens nach DIN 18 125 (08.1997 und 08.1999)	73
7.5	Durchlässigkeitsbeiwert nach DIN 18 130-1 (05.1998)	76
7.6	Scherfestigkeit nach DIN 18 137 (08.1990 und 12.1990)	78
8	Modellvorstellungen zu Versagensarten im karbonischen Festgestein	80
8.1	Abschätzung der Gefährdungsbereiche nach HOLLMANN & NÜRENBERG (1972)	80
8.2	Modellvorstellung Fall A – Firstpfeilerversagen	81
8.3	Modellvorstellung Fall B – Hochbruch durch das zerrüttete Felsgefüge	82
8.4	Schlussfolgerungen	84
9	Bodenmechanisches Verbruchmodell für das Lockergestein	85
9.1	Allgemeines	85
9.2	Bodenmechanische Grundlagen	85
9.2.1	Eintritt des Bruchzustandes	86
9.2.2	Lage der Gleitflächen	87
9.3	Räumliche Betrachtungen	91
9.3.1	Eintritt des Bruchzustandes	91
9.3.2	Lage der Gleitflächen	92
9.4	Hochbruchprozess in den bindigen Unteren Lintfort-Schichten	94
9.5	Hochbruchprozess in den nichtbindigen Terrassensedimenten	100

9.6	Abschätzung der maximalen Öffnungsweite von Hochbrüchen an der Geländeoberkante	101
10	Modellrechnungen zu gefallen Tagesbrüchen im Wurmrevier	105
10.1	Auswahl der Tagesbrüche	105
10.2	Tagesbruchsituationen	106
10.2.1	Tagesbruch Mühlenbach (Nr. 1)	106
10.2.2	Tagesbruch im Bereich der Haus-Heyden-Straße (Nr. 2)	108
10.2.3	Tagesbruch im Bereich der Dornkaulstraße (Nr. 3)	109
10.2.4	Tagesbruch im Bereich der Industriestraße (Nr. 4)	112
10.2.5	Tagesbruch im Bereich der Bardenberger Straße (Nr. 5)	115
10.3	Modellrechnungsergebnisse	117
11	Betrachtungen zu Sonderfällen	119
11.1	Sonderfall Fließsand	119
11.2	Sonderfall Aufschüttung	124
11.3	Sonderfall frei tragende Überdeckung	124
12	Übertragung des Verbruchmodells auf Schächte	126
12.1	Allgemeines	126
12.2	Versagensfälle	126
12.3	Abgrenzung des Gefährdungsbereiches bei Schächten	130
13	Auswirkungen des Grubenwasseranstiegs auf das vorgestellte Modell	131
13.1	Szenario I zum Grubenwasseranstieg	131
13.2	Szenario II zum Grubenwasseranstieg	132
14	Abschätzung von Gefährdungsbereichen	133
14.1	Anwendungsvoraussetzungen	133
14.2	Tagesnaher Flözabbau	134

14.3	Tagesöffnungen	140
14.4	Optimierungsmöglichkeiten bei der Anwendung des bisherigen Verfahrens	142
14.5	Sonderfälle	144
15	Zusammenfassung und Ausblick	145
	Quellenverzeichnis	148
	Literatur	148
	Berichte, Stellungnahmen, Aktenvermerke, Internetquellen, Empfehlungen	153
	Normen	156
	Riss- und Kartenwerke	158

Abbildungsverzeichnis

Abb. 1:	Schematische Darstellung des Schachtschutzbereiches (senkungs-/setzungs- und einsturzgefährdete Zone) eines Seigerschachtes (nach BEZIRKSREGIERUNG ARNSBERG, 04.1991; geändert)	5
Abb. 2:	Erkenntnisprozess der vorliegenden Arbeit	10
Abb. 3:	Übersicht Altbergbau und aktiver Steinkohlenbergbau in Nordrhein-Westfalen (nach WELZ, 2001; geändert)	11
Abb. 4:	Übersicht Aachener und Südlimburger Revier (nach HEITFELD ET AL., 2002; geändert)	12
Abb. 5:	Geologischer Profilschnitt durch das Wurmrevier in Richtung NW-SE (nach DROZDZEWSKI, ENGEL, WOLF & WREDE (1985); geändert)	13
Abb. 6:	Geologischer Profilschnitt durch das Aachener Steinkohlenrevier in Richtung SW-NE (nach HEITFELD ET AL., 2002; geändert)	14
Abb. 7:	Übersicht über das Wurmrevier	18
Abb. 8:	„Rechten“ und „Platten“ im karbonischen Festgestein (nach HEITFELD ET AL., 2002; geändert)	23
Abb. 9:	Tagesbruchhäufigkeit in Abhängigkeit von den tagesbruchverursachenden bergmännischen Hohlraumvolumina	27
Abb. 10:	Volumen der Hohlräume in Abhängigkeit von der Flözmächtigkeit	29
Abb. 11:	Nomogramm zur Bestimmung des Zustandes des Felsgefüges in Abhängigkeit vom bankrechten Abstand des Hohlraumes zur Festgesteinoberkante und dem Einfallen der Schichten (nach HOLLMANN & NÜRENBERG, 1972; geändert)	33
Abb. 12:	„Bankrechter“ Abstand N und „seigerer“ Abstand T (nach HOLLMANN & NÜRENBERG, 1972; geändert)	33
Abb. 13:	Nomogramm zur Bestimmung des Zustandes des Felsgefüges in Abhängigkeit vom seigeren Abstand des Hohlraumes zur Oberkante des Festgesteins und dem Einfallen der Schichten (nach HOLLMANN & NÜRENBERG, 1972; geändert)	34
Abb. 14:	Hohlraum-Bruchvolumen-Bilanz (nach MEIER, 2001b; geändert)	37

Abb. 15:	Tagesbruchmodell mit typischen Bruchkörperformen (nach FENK, 1981; geändert)	38
Abb. 16:	Tagesbruch als Durchbruch an der Erdoberfläche (nach PENZEL, 1980)	39
Abb. 17:	Tagesbruchwahrscheinlichkeit (nach JAROSZ, 1975; geändert)	41
Abb. 18:	Lageplan Untersuchungsbereiche Mühlenbach und Haus-Heyden-Straße in Herzogenrath	56
Abb. 19:	Tagesbruch Mühlenbach in Herzogenrath-Pannesheide (BERGVERWALTUNG DÜREN, 12.10.1999)	57
Abb. 20:	Verbruch des Firstpfeilers und/oder der Felsfeste (Phase 1)	59
Abb. 21:	Einsetzender Verbruch in den Unteren Lintfort-Schichten (Beginn der Phase 2)	61
Abb. 22:	Schlotförmiger Verbruch innerhalb der Unteren Lintfort-Schichten (Phase 2)	61
Abb. 23:	Seitliche Ausdehnung des Hohlraumes in den Terrassensedimenten (Phase 3)	63
Abb. 24:	Geometrie des Tagesbruches Mühlenbach (Phase 4) mit Bohrerergebnissen	64
Abb. 25:	Modell des Tagesbruches Haus-Heyden-Straße mit Bohrerergebnissen	66
Abb. 26:	Bestimmung der Durchlässigkeit in einer Triaxialzelle	76
Abb. 27:	Nomogramm zur Bestimmung der Breite der potenziellen Gefahrenzonen aus tagesnahem Bergbau an der Festgesteinsoberkante (HOLLMANN & NÜRENBERG, 1972; geändert)	80
Abb. 28:	Versagen des Steinkohlenfirstpfeilers (Fall A)	82
Abb. 29:	Hochbruch durch das zerrüttete Felsgefüge (Fall B)	83
Abb. 30:	Konjugierte Gleitflächen im aktiven Rankine-Bereich (nach SAVIDIS, 2003; ergänzt)	88
Abb. 31:	Mohr-Coulomb'sche Fließbedingung (nach PULSFORT & WALZ, 2002; ergänzt)	89
Abb. 32:	Nomogramm zur Bestimmung des maßgebenden Gleitflächenwinkels β (nach WALZ & HOCK, 1988; geändert)	92

Abb. 33:	Räumliche Gleitfläche (nach MATSOUKA & NAKAI, 1983; geändert)	94
Abb. 34:	Ursachen des Hochbruchprozesses in den Unteren Lintfort-Schichten	98
Abb. 35:	Spannungskreise für die Terrassensedimente	101
Abb. 36:	Bodenmechanisches Berechnungsmodell für das Lockergestein	102
Abb. 37:	Lageplan Tagesbruch Mühlenbach, Herzogenrath	106
Abb. 38:	Lageplan Tagesbruch im Bereich der Haus-Heyden-Straße, Herzogenrath	109
Abb. 39:	Übersichtslageplan Untersuchungsbereich Dornkaulstraße, Herzogenrath	110
Abb. 40:	Lageplan Tagesbruch im Bereich der Dornkaulstraße (aus SCHULZE, 1825)	111
Abb. 41:	Übersichtslageplan Untersuchungsbereich Industriestraße, Herzogenrath	113
Abb. 42:	Lageplan Tagesbruch im Bereich der Industriestraße, Herzogenrath (aus LONGRÉE, 1862)	114
Abb. 43:	Übersichtslageplan Untersuchungsbereich Bardenberger Straße, Würselen	115
Abb. 44:	Lageplan Tagesbruch im Bereich der Bardenberger Straße, Würselen (aus LONGRÉE, 1862)	116
Abb. 45:	Bereich des Wurmreviers mit Walsumer Sanden (Abgrenzung ohne Anspruch auf Vollständigkeit)	120
Abb. 46:	Schnelle horizontale Fließsanderosion in den Walsumer Sanden	121
Abb. 47:	Durchbiegung und Erosion der Unteren Lintfort-Schichten bei Auftreten von fließfähigen Sanden	122
Abb. 48:	Schacht mit Füllsäule	127
Abb. 49:	Freigefallener Schacht mit intaktem Schachtausbau	127
Abb. 50:	Schacht mit Füllsäule und verrottetem Holztausbau	128
Abb. 51:	Schacht mit Bruchtrichter in den Terrassensedimenten	129
Abb. 52:	Schacht mit frei tragender Überdeckung	129
Abb. 53:	Vergleich der Verfahren über Flözabbau	138

Abb. 54: Vergleich der Verfahren bei Tagesöffnungen ($L = 0$)	141
Abb. 55: Zusätzliche Bebauungsbereiche unter Berücksichtigung der Gebäudegründung	143

Tabellenverzeichnis

Tab. 1:	Gefährdungsklassen im Wurmrevier	24
Tab. 2:	Lagerungsgruppen nach DIN 21 921 (04.1996) und Zuordnung der Begriffe „Rechte“ und „Platte“	25
Tab. 3:	Auflockerungsfaktoren (nach MEIER, 2001b)	36
Tab. 4.1:	Ergebnisse der Bestimmung der Dichte des feuchten Bodens ρ nach DIN 18 125 (08.1997 und 08.1999), Tagesbruch Mühlenbach	74
Tab. 4.2:	Ergebnisse der Bestimmung der Dichte des feuchten Bodens ρ nach DIN 18 125 (08.1997 und 08.1999), Tagesbruch an der Haus-Heyden-Straße	74
Tab. 4.3:	Statistische Kennzahlen sowie Dichte des feuchten Bodens ρ nach DIN 18 125 (08.1997 und 08.1999) aus beiden Untersuchungsbereichen	75
Tab. 5.1:	Ergebnisse der Bestimmung der Durchlässigkeitsbeiwerte K der Unteren Lintfort-Schichten nach DIN 18 130-1 (05.1998), Tagesbruch Mühlenbach	77
Tab. 5.2:	Ergebnisse der Bestimmung der Durchlässigkeitsbeiwerte K der Unteren Lintfort-Schichten nach DIN 18 130-1 (05.1998), Tagesbruch an der Haus-Heyden-Straße	77
Tab. 6:	Ergebnisse der Bestimmung der Scherparameter nach DIN 18 137 (08.1990 und 12.1990)	79
Tab. 7:	Formbeiwerte μ_{agh} für $\alpha = \beta = \delta_w = 0$ nach DIN 4085 (02.1987)	91
Tab. 8:	Ergebnisse der Modellrechnungen zu gefallen Tagesbrüche	118

Anlagenverzeichnis

Anl. 1:	Körnungslinien Tagesbruch Mühlenbach
Anl. 2:	Körnungslinien Tagesbruch Haus-Heyden-Straße

Formelzeichen und Abkürzungen

a:	halbe Hohlraumbreite [m]
A:	durchströmte Fläche [m ²] / Ausbaustärke des Schachtes [m]
b:	halbe Länge der verbruchgefährdeten Strecke [m] / Breite des aktiven Rankine-Bereiches [m] / Hohlraumbreite [m]
B:	Breite des Gefährdungsbereiches an der Tagesoberfläche, gemessen an der Oberfläche des anstehenden Festgesteins [m]
B ₀ :	Breite des Gefährdungsbereiches an der Oberkante des karbonischen Festgesteins [m]
B _{Einwirkung} :	Breite des Einwirkungsbereiches an der Geländeoberkante quer zum Flözstreichen [m]
B _{Flözausbiss} :	Ausbissbreite des Flözes an der Oberkante des karbonischen Festgesteins [m]
B _{Gefährdung} :	Breite des Gefährdungsbereiches an der Geländeoberkante quer zum Flözstreichen [m]
B _{Gef., Hang.} :	Breite des Gefährdungsbereiches an der Geländeoberkante quer zum Flözstreichen in Richtung des Hangenden [m]
B _{Gef., Lieg.} :	Breite des Gefährdungsbereiches an der Geländeoberkante quer zum Flözstreichen in Richtung des Liegenden [m]
B _{Gefügeauflösung} :	Breite der Gefügeaufösung [m]
B _{GOK, max} :	max. Tagesbruchbreite an der Geländeoberkante quer zum Flözstreichen [m]
B _{H&N} :	Breite der Zone der Tagesbruchgefahr/Gefügezerrüttung an der Festgesteinsoberkante nach HOLLMANN & NÜRENBERG (1972) [m]
B _{H&N, Hang.} :	Breite der Zone der Tagesbruchgefahr/Gefügezerrüttung an der Festgesteinsoberkante nach HOLLMANN & NÜRENBERG (1972) in Richtung des Hangenden [m]

$B_{H\&N, \text{ Lieg.}}$:	Breite der Zone der Tagesbruchgefahr/Gefügezerrüttung an der Festgesteinsoberkante nach HOLLMANN & NÜRENBERG (1972) in Richtung des Liegenden [m]
B_{TGB} :	Tagesbruchbreite an der Geländeoberkante quer zum Flözstreichen [m]
B_{ULS} :	Breite des Hochbruches in den Unteren Lintfort-Schichten [m]
c :	Kohäsion [kN/m^2]
c' :	effektive Kohäsion [kN/m^2]
C_c :	Krümmungszahl [-]
d :	bautechnischer Sicherheitszuschlag [m]; im Allgemeinen: 4 m
d_{fest} :	Höhe des festen Fels [m]
d_H :	Hohlraumdurchmesser [m]
D_{br} :	Bruchdurchmesser [m]
D_{Ers} :	Ersatzschachtdurchmesser [m]
D_H :	Durchmesser der senkungs-/setzungs- und einsturzgefährdeten Zone [m]
D_{Schacht} :	lichter Schachtdurchmesser [m]
D_{Schutz} :	Durchmesser des Schachtschutzbereiches an der Geländeoberkante [m]
f :	Druckgewölbehöhe [m]
h :	Hohlraumhöhe [m] / hydraulischer Höhenunterschied [m]
h_0 :	freie Standhöhe [m]
H :	Deckgebirgsmächtigkeit [m]
H_{max} :	Grenzdeckgebirgsmächtigkeit [m]
i :	hydraulischer Gradient [-] / Schichtnummer [-]
i_0 :	kritischer hydraulischer Gradient [-]
I_p :	Plastizitätszahl [-]
K :	Durchlässigkeitsbeiwert [m/s]
K_{ach} :	Erddruckbeiwert für den horizontalen aktiven Erddruck infolge von Kohäsion [-]

K_{agh} :	Erddruckbeiwert für den horizontalen aktiven Erddruck infolge von Bodeneigenlast [-]
l :	Länge der verbruchgefährdeten Strecke [m] / geplante Hohlraumbreite [m] / durchströmte Länge [m]
L :	Grenzbreite [m] / Lagegenauigkeit [m]
m :	Reziprokwert der Poisson-Konstante [-]
M :	Mächtigkeit [m]
$M_{Flöz}$:	bankrechte Flözmächtigkeit [m]
M_i :	Mächtigkeit der nichtbindigen Schicht i [m]
$M_{Terrasse}$:	Mächtigkeit der Terrassensedimente [m]
n :	Räumlichkeitsverhältnis [-]
n_k :	kritisches Räumlichkeitsverhältnis [-]
N :	bankrechter Abstand zum Flözhangenden, gemessen an der Oberkan- te des anstehenden Festgesteins [m]
P :	Tagesbruchwahrscheinlichkeit [%]
Q :	Durchflussmenge [m ³ /s oder l/s]
s :	Auflockerungsfaktor [-]
S :	Sicherheitsabstand [m]
T :	seigerer Abstand zum Flözhangenden, gemessen an der Oberkante des anstehenden Festgesteins [m]
U :	Ungleichförmigkeitszahl [-]
v :	Strömungsgeschwindigkeit [m/s]
V :	Volumen [m ³]
w :	geplante Hohlraumhöhe [m]
w_L :	Fließgrenze [-]
z :	Teufe [m]
Z :	Abstand des Bezugsniveaus von der Festgesteinsoberkante [m]

α :	Einfallen des Flözes [° oder gon] / Wandneigungswinkel [°]
β :	Bruchwinkel beziehungsweise Gleitflächenwinkel [°] / Geländeneigungswinkel [°]
γ :	Wichte [kN/m ³]
γ' :	Wichte unter Auftrieb [kN/m ³]
γ_{TS} :	Wichte der Terrassensedimente [kN/m ³]
γ_{ULS} :	Wichte der Unteren Lintfort-Schichten [kN/m ³]
γ_W :	Wichte des Wassers [kN/m ³]
δ_E :	Einwirkungswinkel [°]
δ_W :	Wandreibungswinkel [°]
η :	Sicherheitsfaktor [-]; generell 1,1
μ :	$\tan \varphi$ [-]
μ_{agh}	Formbeiwert für räumlichen aktiven Erddruck [-]
ρ :	Dichte des feuchten Bodens [g/cm ³]
σ_{0f} :	Grundbruchspannung [kN/m ²]
$\sigma_{1/3}$:	Hauptspannungen [kN/m ²]
σ_h :	Horizontalspannung [kN/m ²]
σ_N :	Spannung senkrecht zur Gleitfläche [kN/m ²]
σ_z :	Vertikalspannung [kN/m ²]
τ_f :	Schubspannung in Gleitflächenrichtung [kN/m ²]
φ :	Schüttungswinkel [°] / Reibungswinkel [°]
φ' :	effektiver Reibungswinkel [°]
φ'_i :	effektiver Reibungswinkel der Schicht i [°]
φ'_{xy} :	effektiver Reibungswinkel in der xy-Ebene [°]
φ'_{xz} :	effektiver Reibungswinkel in der xz-Ebene [°]
φ'_{yz} :	effektiver Reibungswinkel in der yz-Ebene [°]
λ :	Seitendruckbeiwert [-]

1 Einleitung

1.1 Allgemeines

Die Ursprünge bergbaulicher Tätigkeit liegen nach MEIER (2001a) bereits in der Zeit der ersten steinzeitlichen Besiedlung Europas. Eine Gefährdung der Geländeoberkante geht jedoch vor allem von der intensiven bergmännischen Tätigkeit der letzten 1000 Jahre aus.

Bis in das 19. Jahrhundert konnte Bergbau lediglich in geringen Tiefen und oberhalb des Grundwasserspiegels stattfinden. Nach dem Abbau wurden die Abbauhohlräume und Schächte in der Regel gar nicht oder gemessen an den heutigen technischen Standards nur unzureichend verfüllt und gesichert. Die Hohlräume, welche dieser tagesnahe Altbergbau hinterlassen hat, sind zwar inzwischen zu großen Teilen bereits zusammengebrochen, teilweise jedoch auch noch vorhanden; sie können somit jederzeit einbrechen und dann durch sogenannte „Tagesbrüche“ die Geländeoberkante und damit die Infrastruktur oder auch Menschenleben gefährden.

Solche Tagesbrüche stellen im mitteleuropäischen Raum eine bedeutende Gefahrenquelle für die öffentliche Sicherheit dar, da sie auch Jahrhunderte nach der Auffahrung der bergmännischen Hohlräume noch plötzlich an der Geländeoberkante auftreten können.

Die bedeutendsten altbergbaulichen Hinterlassenschaften in Europa liegen in einem langen Gürtel, in dem Steinkohlenbergbau stattgefunden hat oder noch stattfindet, der von Großbritannien, Nordfrankreich, Belgien und Deutschland bis nach Südpolen und die Ukraine reicht. Auch in anderen Gebieten, wie zum Beispiel im Harz oder im Erzgebirge, sind Schächte und Stollen aus dem Erzbergbau weit verbreitet. Die Stabilität dieser Hohlräume unterscheidet sich jedoch aufgrund der höheren Gebirgsfestigkeit grundsätzlich von derjenigen im Steinkohlenbergbau.

In den letzten Jahren ist in Deutschland wie in anderen Ländern, insbesondere Großbritannien, Frankreich, Polen, den Niederlanden und Belgien, aufgrund einiger spektakulärer Ereignisse eine zunehmende Sensibilisierung für Gefahren aus Hinterlassenschaften des Altbergbaus entstanden.

In vielen Fällen sind die ehemaligen Bergbaubereiche durch intensive Wohnbebauung gekennzeichnet. Ein typisches Beispiel sind die ehemaligen Uranabbaugebiete der Wismut in Ostdeutschland mit etwa 1400 km offenen Grubenbauten, 311 Mio. m³ Haldenmaterial und 160 Mio. m³ radioaktiver Schlämme in dicht besiedelten Wohngebieten (WISMUT GMBH, 05.01.2007). Der Bergbau- und Aufbereitungsbereich der Wismut GmbH wird jedoch dank eines umfangreichen Sanierungsprogrammes in wenigen Jahren für eine neue Nutzung zur Verfügung stehen.

Weitere Beispiele sind die Stadt Paris mit ihren weitläufigen unterirdischen Hinterlassenschaften aus Gips- und Kalksteingewinnung, das südliche Ruhrgebiet mit seinem Steinkohlenbergbau sowie auf kleinerer Fläche das Aachener Steinkohlenrevier, an dessen Beispiel die Problematik der Tagesbruchentwicklung speziell für das Lockergestein in der vorliegenden Arbeit untersucht wird.

Die genaue Lage der altbergbaulichen Hinterlassenschaften lässt sich in der Regel nur schwer abschätzen, da ein bergmännisches Risswerk für die Zeit vor 1800 weitgehend fehlt oder mit erheblichen Ungenauigkeiten behaftet ist. Erste verwertbare Risswerke wurden nach dem Ende des Dreißigjährigen Krieges im Jahr 1648 beziehungsweise nach der Besetzung Deutschlands durch die Franzosen am Ende des 18. Jahrhunderts angefertigt.

In Nordrhein-Westfalen werden etwa 60.000 alte Bergbauschächte vermutet (BEZIRKSREGIERUNG ARNSBERG, 01.03.2006); von insgesamt 396 Städten und Gemeinden in Nordrhein-Westfalen sind 201 von altbergbaulichen Hinterlassenschaften betroffen. Dazu gehören im Untertagebergbau neben dem Abbau von Steinkohle

hauptsächlich der Abbau von Braunkohle, Erzen, Steinsalz, Schwerspat und Schiefer.

Ehemalige Bergbaureviere sind von Strukturwandel betroffen und häufig auch heute noch wirtschaftlich vergleichsweise schwach. Die Arbeitslosigkeit in solchen Gebieten ist relativ hoch. Die aus dem Altbergbau resultierenden Gefahren hemmen zusätzlich Investitionen an diesen Standorten; ein Flächenrecycling ist aufgrund der hohen Sanierungskosten häufig unwirtschaftlich.

Aufgrund der Flözhäufigkeit im Altbergbaubereich des Aachener Reviers sowie der großen Anzahl von alten, ungesicherten Tagesöffnungen stellt die Ausweisung von Gefährdungsbereichen aufgrund ihrer investitionshemmenden Wirkung einen erheblichen Standortnachteil für die betroffenen Kommunen dar.

Um ein geeignetes Risikomanagement für die Oberflächennutzung durchführen zu können, sind verstärkt wissenschaftliche Untersuchungen zur Altbergbauproblematik erforderlich. In diesem Zusammenhang hat das Ingenieurbüro Heitfeld-Schetelig GmbH, Aachen, für die Bergverwaltung Düren grundlegende Untersuchungen zur Abschätzung von Gefährdungsbereichen im Aachener Steinkohlenrevier durchgeführt. Diese Untersuchungen wurden vom Verfasser der vorliegenden Arbeit im Rahmen eines Promotionsvorhabens wissenschaftlich ausgewertet und weiterentwickelt.

Als Beitrag zur Entwicklung eines optimierten Risikomanagements durch die Bergbehörden befasst sich die vorliegende Arbeit mit der Ausbildung von Tagesbrüchen innerhalb des Lockergesteins und den daraus resultierenden Gefährdungsbereichen am Beispiel des Aachener Altbergbaureviers, dem sogenannten „Wurmrevier“.

1.2 Problemstellung und Ziele

Im Zuge des tagesnahen Altbergbaus sind Hohlräume geschaffen worden, die meist keine dauerhafte Standsicherheit besitzen. Diese Hohlräume stellen eine Gefährdung der Geländeoberkante dar, da sie jederzeit durch die hangenden Deckschichten bis zur Geländeoberkante hochbrechen können. Dabei kommt es zunächst zu einem Verbruchereignis im Festgestein, gefolgt von einem Nachbrechen der in den meisten Fällen vorhandenen Lockergesteinsüberdeckung.

Im Rahmen von Baugenehmigungsverfahren für Projekte innerhalb von Altbergbaubereichen ist es erforderlich, unter Beteiligung der Bergbehörden eine mögliche Gefährdung der Geländeoberkante durch altbergbauliche Hinterlassenschaften zu klären beziehungsweise auszuschließen. Eine Empfehlung zur allgemeinen Vorgehensweise gibt der Arbeitskreis 4.6 der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. (AK 4.6 DER DGGT, 2004). Eine weitere Empfehlung wird derzeit unter Mitwirkung des Verfassers der vorliegenden Arbeit durch eine internationale ‚Commission on Mine Closure‘ der International Society for Rock Mechanics (ISRM) erarbeitet und in Kürze vorliegen. Die Berufung in diesen Arbeitskreis erfolgte aufgrund von fachlichen Kontakten im Rahmen der Recherchen zu den Vorveröffentlichungen.

In der Vergangenheit existierten für das Wurmrevier keine konkreten Vorstellungen über den genauen Ablauf der Verbruchprozesse. Die Informationen zu Tagesbrüchen beschränkten sich auf Angaben zu den Oberflächenabmessungen und teilweise auch zu deren Teufen. Die Verhältnisse zwischen der sichtbaren Öffnung im Endstadium und der Oberkante des karbonischen Festgesteins waren weitgehend unbekannt.

Im Rahmen verschiedener Projektarbeiten im Wurmrevier hat sich in der Vergangenheit gezeigt, dass ein deutlicher Bedarf besteht, ausreichende Grundlagen zur Abschätzung des Gefährdungspotenzials aus tagesnahe Altbergbau für die Geländeoberkante zu schaffen.

Für eine realistische Abgrenzung der Gefährdungsbereiche sind die geologischen Verhältnisse, die bergbaulichen Gegebenheiten sowie die geomechanischen Eigenschaften der Locker- und Festgesteine von maßgeblicher Bedeutung.

Ein Beispiel für die bislang übliche Vorgehensweise bei der Ausweisung eines Schachtschutzbereiches für einen Seigerschacht nach der BEZIRKSREGIERUNG ARNSBERG (04.1991) ist in Abb. 1 dargestellt. Innerhalb dieses Schachtschutzbereiches dürfen keine Gebäude gegründet werden. Gegebenenfalls sind vor Baubeginn Sicherungsmaßnahmen durchzuführen.

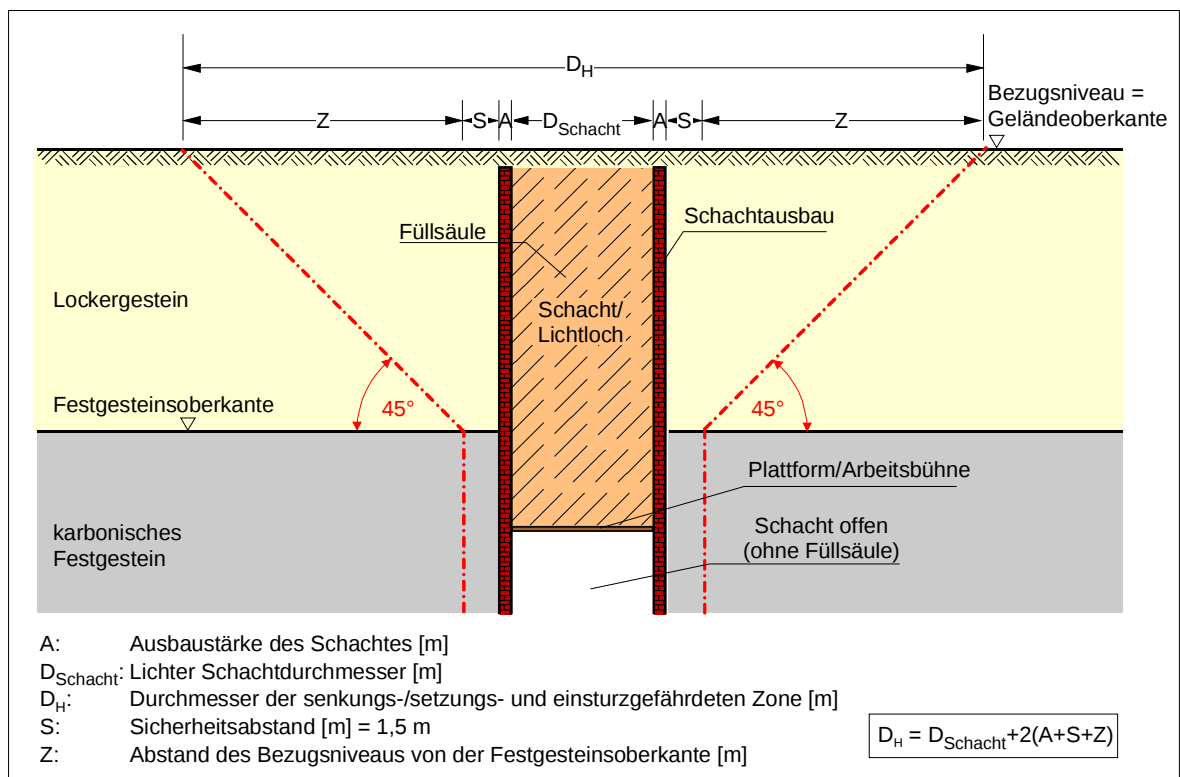


Abb. 1: Schematische Darstellung des Schachtschutzbereiches (senkungs-/setzungs- und einsturzgefährdete Zone) eines Seigerschachtes (nach BEZIRKSREGIERUNG ARNSBERG, 04.1991; geändert)

Die Breite des Einwirkungsbereiches an der Geländeoberkante wird für tagesnahen Flözabbau und Tagesöffnungen (Schächte, Lichtlöcher etc.) in Nordrhein-Westfalen bisher durch Abtragung eines Einwirkungswinkels von $\delta_E = 45^\circ$ im Lockergestein zwischen der Oberkante des karbonischen Festgesteins und der Geländeoberkante

bemessen. Dieser Einwirkungsbereich wird im Falle von Tagesöffnungen als „senkungs-/setzungs- und einsturzgefährdete Zone“ bezeichnet

Da die Lockergesteinsmächtigkeit im Wurmrevier weitflächig 15 bis 25 m aufweist, ergeben sich bei dieser Methode zur Abgrenzung von Schachtschutzbereichen allein aus der Lockergesteinsüberdeckung häufig Abmessungen von über 40 m. Zusätzlich muss in den meisten Fällen noch eine Lagegenauigkeit von etwa 5 bis 20 m berücksichtigt werden, so dass die sich daraus ergebenden Schachtschutzbereiche Durchmesser von über 90 m erreichen können.

In der Bergschadenkunde werden Bruchwinkel und Einwirkungswinkel unterschieden (KRATZSCH, 2004). Der Einwirkungswinkel begrenzt denjenigen Bereich, in dem unterirdische Hohlräume Senkungen an der Geländeoberkante verursachen können (Verformung). Der Bruchwinkel hingegen beschreibt die Lage einer Scherfläche (Bruchzustand).

Nach den bisherigen Erfahrungen im Wurmrevier entstehen Tagesbrüche jedoch ohne eine vorherige Ankündigung durch Senkungen beziehungsweise Verformungen. Es handelt sich um plötzlich auftretende Verbruchereignisse.

Ziel der vorliegenden Arbeit war es, zunächst im Rahmen von Felduntersuchungen die Geometrie der Tagesbrüche im Lockergestein zu untersuchen und – soweit möglich – Grundlagen für eine realitätsnahe und wirtschaftliche Abschätzung von Gefährdungsbereichen für tagesnahen Flözabbau und ungesicherte Tagesöffnungen im Wurmrevier zu erarbeiten.

1.3 Vorgehensweise und Gliederung

Nach der allgemeinen Einführung in die Problematik im ersten Teil der Arbeit (Kap. 1) wird zunächst der geologisch-tektonische Rahmen des Untersuchungsgebietes beschrieben (Kap. 2). Bei diesem Untersuchungsgebiet, dem Wurmrevier, handelt es sich um den vom Altbergbau betroffenen Teilbereich des Aachener Steinkohlenreviers. Für das Wurmrevier wurden die verfügbaren Unterlagen zu Art und Umfang der altbergbaulichen Hinterlassenschaften auf Steinkohle im Hinblick auf die in Kap. 1.2 geschilderte Fragestellung ausgewertet und zusammengefasst (Kap. 3).

Im weiteren Verlauf der Arbeit wurden die bestehenden gängigen Modellvorstellungen zu Tagesbrüchen in der Fachliteratur, im Gespräch mit Fachleuten aus verschiedenen Ländern sowie dem Internet recherchiert (Kap. 4) und ihre jeweilige Anwendbarkeit auf das Wurmrevier untersucht (Kap. 5). Insgesamt ergab sich bei dieser Recherche jedoch kein geeignetes Modell zur Beschreibung der im Wurmrevier beobachteten Tagesbruchabmessungen; die Entwicklung eines neuen, eigenen Modellansatzes war erforderlich.

Zur Klärung der tatsächlichen Tagesbruchgeometrien zwischen der Festgesteinsoberkante und der Geländeoberkante im Wurmrevier wurden mittels Kernbohrungen, Kleinrammbohrungen sowie Rammsondierungen Untersuchungen an Tagesbrüchen über tagesnahe Flözabbau durchgeführt. Auf der Grundlage dieser Felduntersuchungen wurde dann ein zunächst qualitatives Mehrphasen-Tagesbruchmodell für das Lockergestein im Wurmrevier entwickelt (Kap. 6).

Nachdem diese theoretischen Grundlagen geschaffen wurden, erfolgten Laboruntersuchungen zur Ermittlung bodenmechanischer Kennwerte für die im Wurmrevier hauptsächlich vorkommenden Schichtglieder; diese werden zusammengefasst dargestellt (Kap. 7).

Zur Abschätzung der Gefährdungsbereiche im Wurmrevier war es darüber hinaus erforderlich, auch Modellvorstellungen zu Versagensarten innerhalb des karbonischen Festgesteins zu formulieren (Kap. 8). Die gefährdete Breite an der Oberkante des karbonischen Festgesteins ist Grundlage und Eingangsparameter für die Abschätzung der Tagesbruchbreiten an der Geländeoberkante.

Die qualitativen Modellvorstellungen zum Verbruchgeschehen im Lockergestein oberhalb der abgebauten Steinkohlenflöze wurden dann theoretisch belegt und unter Berücksichtigung der Laborergebnisse zu einem quantitativen Tagesbruchmodell weiterentwickelt. Dieses quantitative Tagesbruchmodell wird in Kap. 9 vorgestellt. Das neue Modell basiert auf an gefallenen Tagesbrüchen beobachteten Scherflächen und somit auf Bruchwinkeln anstelle von Einwirkungswinkeln.

Die Plausibilität der Ergebnisse dieses neuen Tagesbruchmodells für das Wurmrevier wurde anschließend durch Modellrechnungen zu gefallenen Tagesbrüchen überprüft (Kap. 10).

Sonderfälle des Untergrundaufbaus im Wurmrevier wurden ebenfalls untersucht und werden in einem eigenen Kapitel gesondert betrachtet. Dazu gehören Fließsande, Aufschüttungen sowie frei tragende Oberflächenversiegelungen wie zum Beispiel Asphaltdecken (Kap. 11).

In weiteren Arbeitsschritten wurden die im Zusammenhang mit Tagesbrüchen über abgebauten Steinkohlenflözen neu erarbeiteten Modellvorstellungen auf die Ausweisung von Schachtschutzbereichen für Tagesöffnungen übertragen (Kap. 12). Weiterhin wurden auch mögliche Auswirkungen des Grubenwasseranstiegs auf das vorgestellte Modell betrachtet (Kap. 13).

Aufbauend auf den gewonnenen Erkenntnissen wurden Berechnungsformeln zur Abschätzung von Gefährdungsbereichen im Zusammenhang mit tagesnahe Flözabbau und Tagesöffnungen erarbeitet. Diese werden zur allgemeinen Anwendung im Wurmrevier vorgeschlagen (Kap. 14).

Im letzten Kapitel erfolgt eine Zusammenfassung der Ergebnisse der vorliegenden Arbeit. Auf dieser Grundlage werden Empfehlungen zu weitergehenden Untersuchungen vorgelegt (Kap. 15).

Im Rahmen dieser Untersuchungen wurden erstmalig Grundlagen für eine realitätsnahe und wirtschaftliche Abschätzung von Gefährdungsbereichen für tagesnahen Flözabbau und ungesicherte Tagesöffnungen im Wurmrevier, basierend auf den bei gefallenen Tagesbrüchen beobachteten Scherflächen, erarbeitet.

Die Modellentwicklung beruht zusammenfassend auf einer Auswertung der Fachliteratur, Ergebnissen von Feld- und Laboruntersuchungen, allgemeinen boden- und felsmechanischen Überlegungen zur Standsicherheit von untertägigen Hohlräumen sowie zu den Versagensmechanismen ihres Hangenden und somit auf einer Abschätzung des geotechnischen Verhaltens der verschiedenen Bodenschichten und des Festgesteins.

Erste Ergebnisse wurden bereits in HEITFELD ET AL. (2005a), HEITFELD ET AL. (2005b), HEITFELD ET AL. (2006a) sowie MAINZ ET AL. (2007) veröffentlicht. Die Gesamtergebnisse sind in der vorliegenden Arbeit dokumentiert.

Der Erkenntnisprozess der vorliegenden Arbeit ist in Abb. 2 zusammenfassend dargestellt.

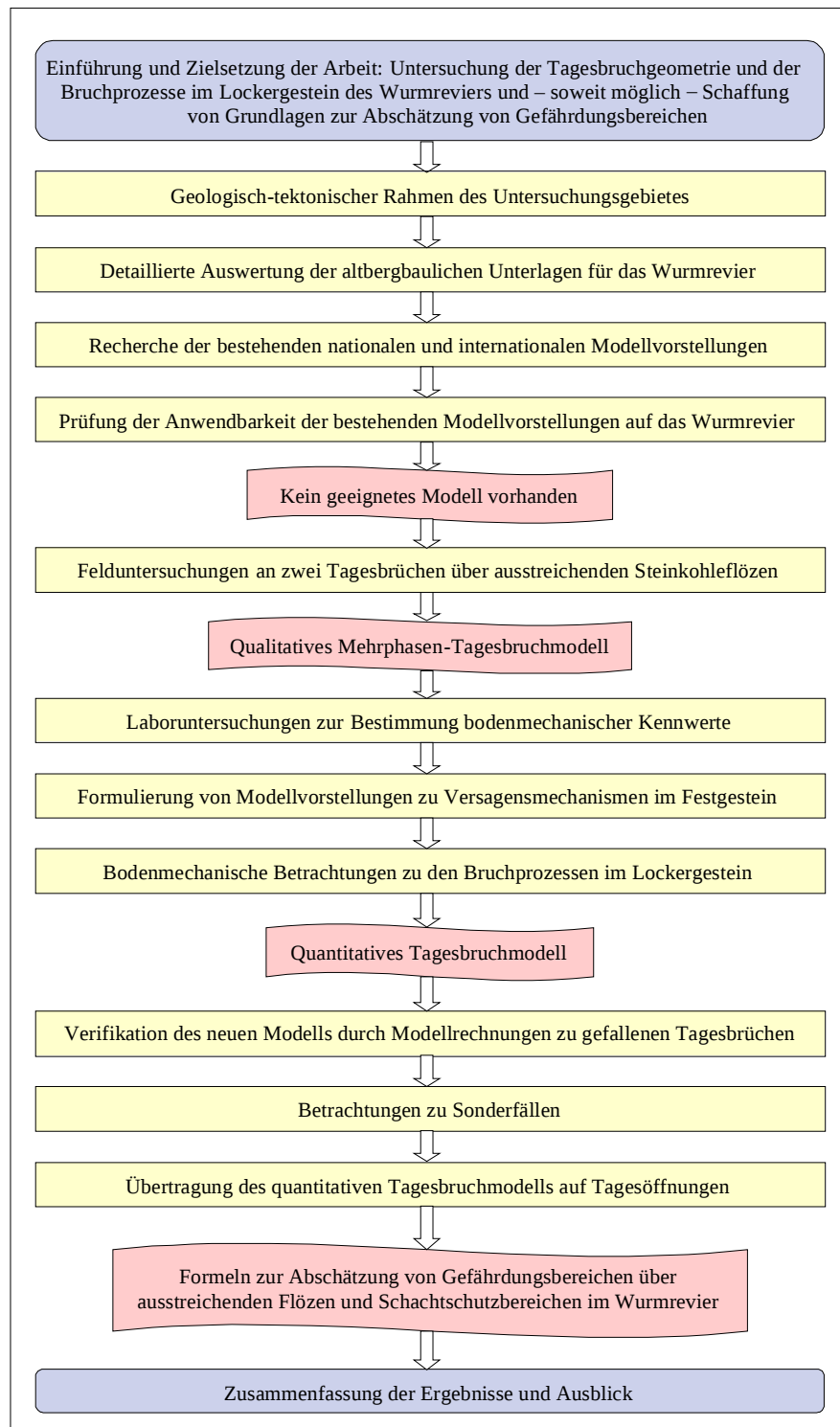


Abb. 2: Erkenntnisprozess der vorliegenden Arbeit

2 Geologisch-tektonischer Rahmen des Untersuchungsgebietes

2.1 Lage des Untersuchungsgebietes

Das Aachener Steinkohlenrevier liegt im Westen Nordrhein-Westfalens und bildet gemeinsam mit dem Inde-Revier eines von zahlreichen Altbergbaurevieren in diesem Bundesland (s. Abb. 3). Aktiver Steinkohlenbergbau findet derzeit lediglich noch im nördlichen Ruhrrevier und im Ibbenbürener Revier statt.

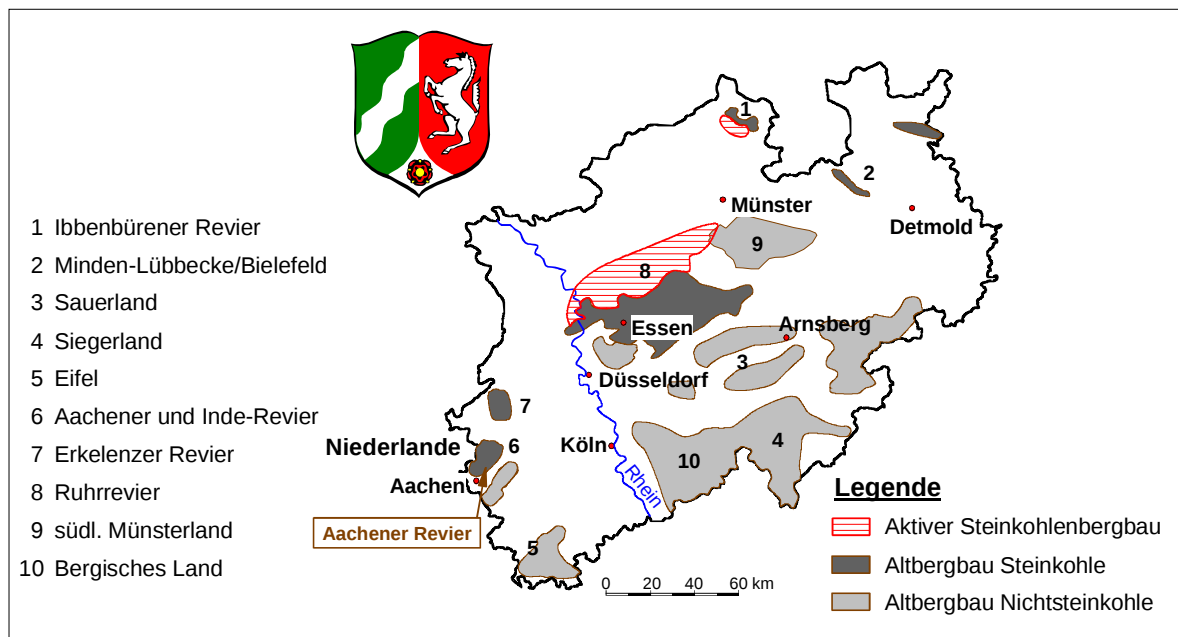


Abb. 3: Übersicht Altbergbau und aktiver Steinkohlenbergbau in Nordrhein-Westfalen (nach WELZ, 2001; geändert)

Westlich des Aachener Steinkohlenreviers schließt sich auf der niederländischen Seite der Staatsgrenze das Südlimburger Steinkohlenrevier an (s. Abb. 4). Insgesamt erstrecken sich die beiden Steinkohlenreviere über eine Grundfläche von rund 475 km² im Grenzbereich zwischen der Eifel und der Niederrheinischen Bucht.

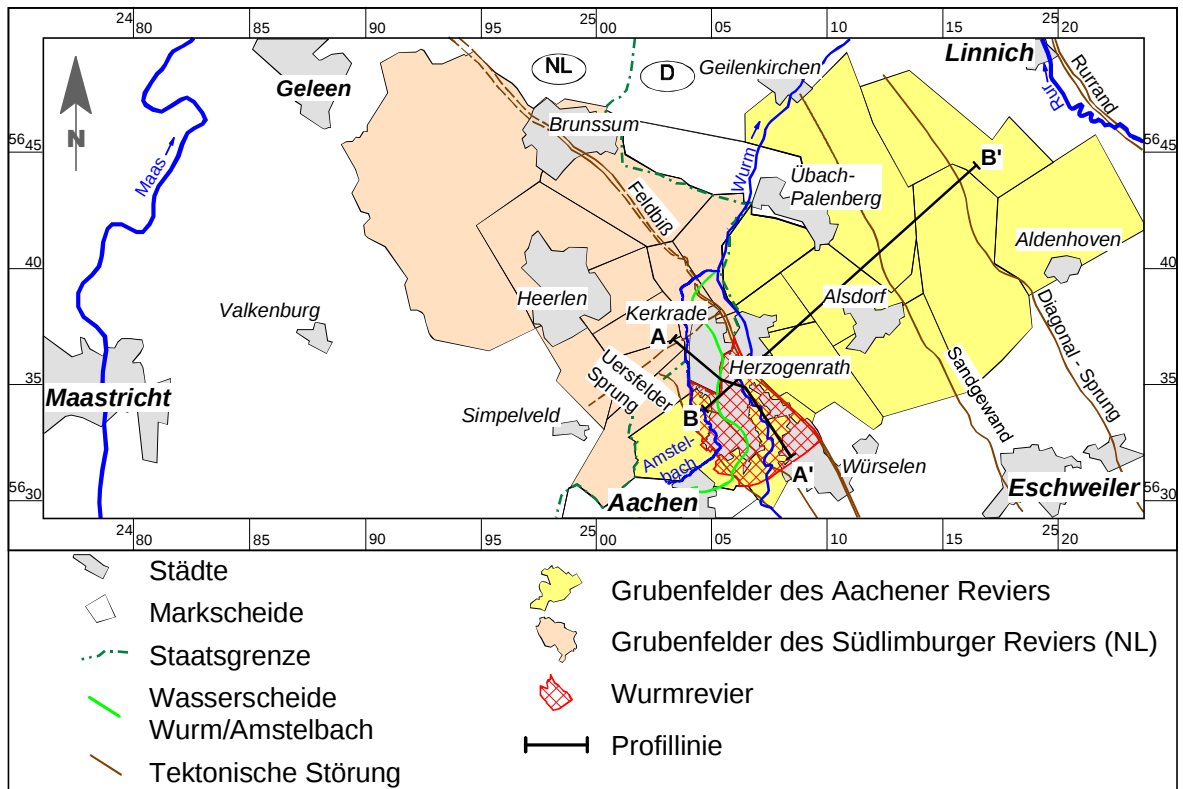


Abb. 4: Übersicht Aachener und Südlimburger Revier (nach HEITFELD ET AL., 2002; geändert)

Das Steinkohlengebirge wird in weiten Bereichen von einer bis zu mehreren Hundert Meter mächtigen Deckgebirgsschicht überlagert. Eine Ausnahme bildet das im Folgenden beschriebene Wurmrevier (s. Abb. 4); hier treten die karbonischen Ablagerungen im Wurmatal zutage.

2.2 Untergrundverhältnisse im Wurmrevier

Das karbonische Festgestein setzt sich im Untersuchungsgebiet im Wesentlichen aus den oberkarbonischen Schichten des Namur C bis Westfal B zusammen. Es handelt sich dabei um eine Wechselfolge aus Sand-, Schluff- und Tonsteinen mit einer Mächtigkeit von insgesamt rd. 1.800 m (HEITFELD ET AL., 2002) und einem Steinkohlenanteil von rd. 3 %.

Das Wurmrevier weist einen intensiven, in Richtung SW-NE streichenden variszischen Spezialfaltenbau auf, entsprechend der Hauptrichtung des Rheinischen Schiefergebirges. Überwiegend fallen die Schichten mit weniger als 20° nach Süden bis Südosten ein. In Abständen von wenigen hundert Metern bis zu einigen Kilometern sind die Schichten in Aufsattelungen, Verfaltungen und Aufschiebungen bis hin zur Lotrechten steilgestellt. Von Nord nach Süd nimmt die Intensität der Faltenbildung rasch zu. Im Süden hat sich eine Engfaltungszone ausgebildet (s. Abb. 5, vgl. Abb. 4).

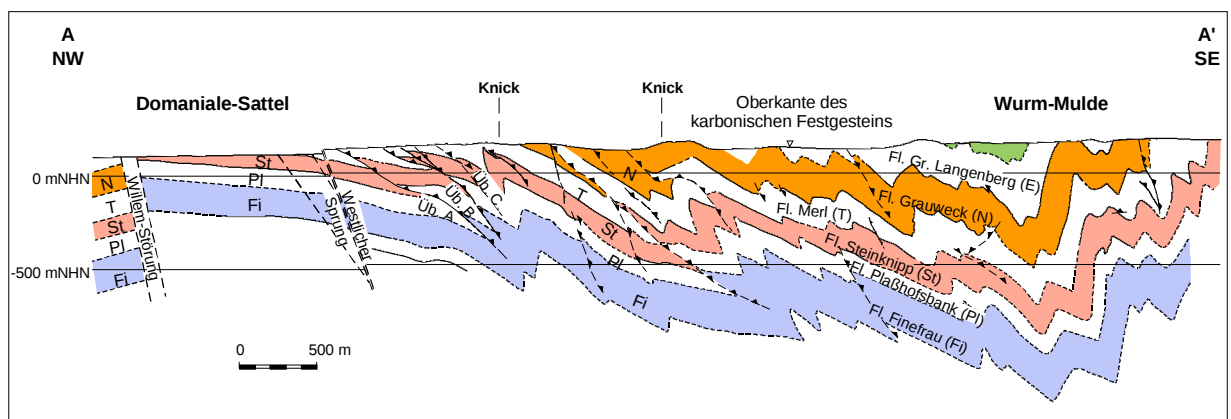


Abb. 5: Geologischer Profilschnitt durch das Wurmrevier in Richtung NW-SE (nach DROZDZEWSKI, ENGEL, WOLF & WREDE (1985); geändert)

Darüber hinaus zerlegen ausgeprägte NW-SE streichende postvariszische Querstörungen das Grundgebirge in Schollen (s. Abb. 6, vgl. Abb. 4). Der generellen Tendenz in der Niederrheinischen Bucht folgend fallen diese Querstörungen allgemein steil nach Osten ein.

An der geologischen Störung Feldbiß (WREDE & ZELLER, 1988) ist das karbonische Festgestein in nordöstlicher Richtung um rd. 200 m abgeschoben. Das Wurmrevier befindet sich im Bereich der dadurch entstandenen tektonischen Hochscholle südwestlich dieser Störung. Diese Hochscholle umfasst einen Teil der Stadt Würselen, die Stadtteile Kohlscheid und Strass der Stadt Herzogenrath und reicht jenseits der Grenze bis in den Bereich der Stadt Kerkrade (NL) hinein (s. Abb. 4 und Abb. 7).

Östlich dieser Scholle fällt das karbonische Grundgebirge stufenweise zur Niederrheinischen Bucht ab.

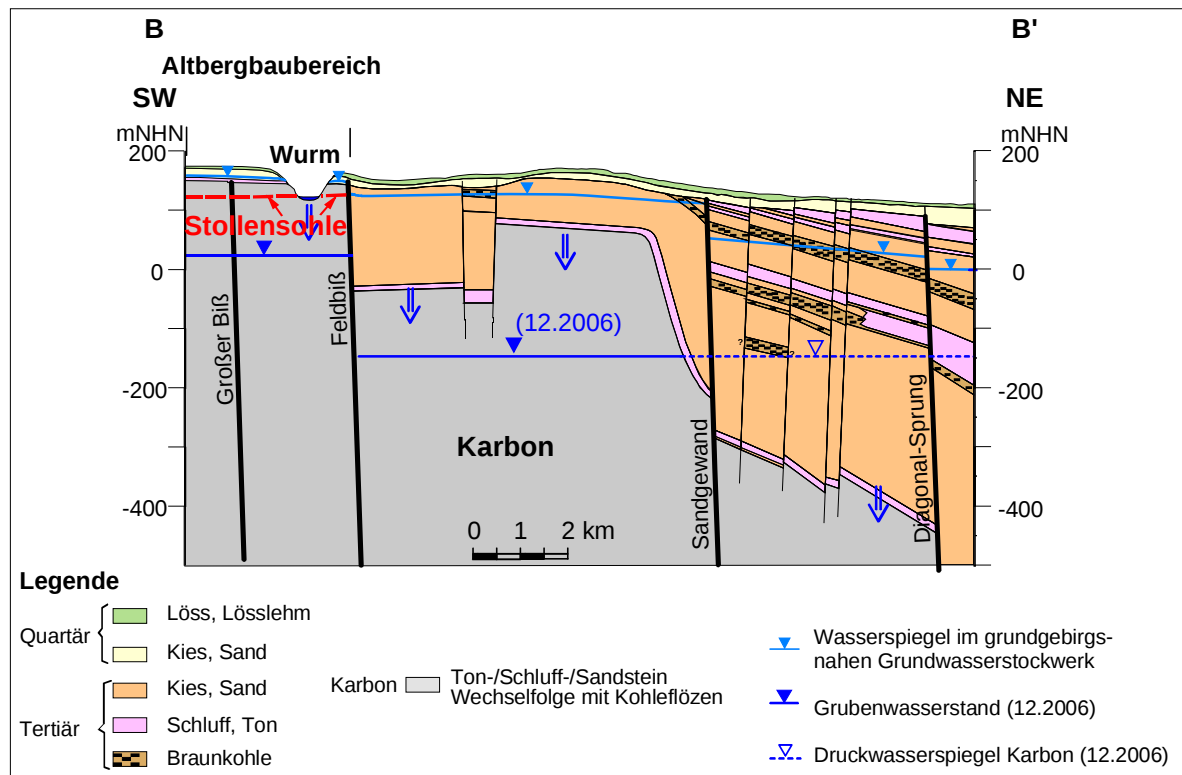


Abb. 6: Geologischer Profilschnitt durch das Aachener Steinkohlenrevier in Richtung SW-NE (nach HEITFELD ET AL., 2002; geändert)

Oberhalb des karbonischen Grundgebirges und seiner Verwitterungsschicht (dem sogenannten „Bagger“) folgen über weite Bereiche des Aachener Reviers tertiäre Lockergesteine (Sande, Kiese, Schluffe und Tone mit Braunkohleneinschaltungen). Im Bereich der Hochscholle des Wurmreviers werden die tertiären Schichten durch die bindigen Unteren Lintfort-Schichten gebildet. Aufgrund ihrer geringen Durchlässigkeit wirken diese als grundwasserstauender Horizont im Hangenden des karbonischen Festgesteins. Am NW-Rand des Wurmreviers treten zwischen den Unteren Lintfort-Schichten und dem Festgestein auch Walsumer Sande auf. Darüberhinaus schließen sich nach der Hydrologischen Karte von Nordrhein-Westfalen im Westen des Wurmreviers Kreide-Überdeckungen an (LANDESAMT FÜR WASSER UND ABFALL NRW, 1989).

Im Hangenden folgen quartäre Ablagerungen der Maas (Kiese, Sande). Den Abschluss bildet im überwiegenden Teil des Wurmreviers eine Deckschicht aus Löss, der aus den vegetationsarmen, kaltzeitlichen Aufschotterungsflächen vor dem Inlandeis im Norden ausgeblasen wurde und Mächtigkeiten bis zu 10 m erreicht. In der Nähe der Geländeoberkante ist der Löss in der Regel zu Lösslehm verwittert.

Vom Eifelrand nimmt die Deckgebirgsmächtigkeit in nordöstlicher Richtung zur Niederrheinischen Bucht hin zu und erreicht am Rand des Aachener Reviers eine Mächtigkeit von rd. 700 m.

Im Bereich des Wurmreviers erreichen die Deckschichten lediglich Mächtigkeiten von maximal etwa 30 m. Im Zentrum des Wurmreviers weisen die Unteren Lintfort-Schichten Mächtigkeiten von 5 bis 10 m auf. Die Terrassensedimente erreichen hier Mächtigkeiten von bis zu 15 m.

Die tertiären und quartären Deckschichten wurden im Bereich des Wurmtals sowie stellenweise auch im Amstelbachtal vollständig erodiert und keilen in den Talhängen aus.

Der tiefe Einschnitt des Wurmtals und des Amstelbachtals (s. Abb. 4) ermöglichte das Anlegen von Wasserlösestollen in das karbonische Festgestein vom Tal her, in welchem dieses Gestein zutage tritt (s. Abb. 6). So konnten die tagesnahen Steinkohlenflöze bereits frühzeitig und mit lediglich geringem technischen Aufwand abgebaut werden. Die Namensgebung des Ortsteiles Kohlscheid der Stadt Herzogenrath deutet bereits auf den Abbau von Kohle hin.

Aufgrund der vergleichsweise geringmächtigen Ausbildung des Deckgebirges aus quartärem und tertiärem Lockergestein konnten schon mit den damaligen, einfachen technischen Möglichkeiten Schächte bis in das karbonische Festgestein abgeteuft werden. Dabei waren keine oder nur einfache Wasserhaltungsmaßnahmen erforderlich.

Die Art und der Umfang der altbergbaulichen Hinterlassenschaften im Wurmrevier werden in Kap. 3 ausführlich beschrieben.

2.3 Grundwasserverhältnisse

Vor Beginn der Grubenwasserhaltung wurden die Grundwasserverhältnisse im Wesentlichen durch die beiden Hauptvorfluter des Gebietes bestimmt, die Wurm und den Amstelbach (s. Abb. 4). Beiderseits dieser Wasserläufe stellte sich in den Höhenrücken innerhalb der Maasterrassen ein Grundwasserstrom ein, der von den jeweiligen Wasserscheiden auf die Vorfluter hin gerichtet war. Einige Störungen, wie zum Beispiel der Feldbiß haben dieses Bild lokal modifiziert. Das unverritzte karbonische Festgestein stellte einen Grundwasserhemmer dar, in dem eine schwache Grundwasserströmung wohl vor allem auf einzelne Störungszonen konzentriert war.

Im Rahmen des modernen Tiefbergbaus (hier: > 100 m Teufe) wurde das Grubenwasser im Aachener Steinkohlenrevier weiträumig um mehrere Hundert Meter abgesenkt. Innerhalb der Lockergesteinsüberdeckung blieb das oberflächennahe Grundwasserstockwerk in den Maasterrassen erhalten, welches durch die Versickerung von Niederschlägen gespeist wird. Die Liegendgrenze des Grundwasserleiters bilden die Unteren Lintfort-Schichten. Neben dem unterirdischen Abfluss in Richtung der Vorflut kommt es insbesondere an durchlässigen Punkten (zum Beispiel an alten Schächten) zur Durchsickerung in das karbonische Festgestein.

Die grundwassererfüllte Mächtigkeit im Deckgebirge liegt zur Zeit im Bereich westlich des Wurmtals zumeist zwischen 1 und 5 m. Die Flurabstände des Grundwasserspiegels betragen im Allgemeinen zwischen 10 und 15 m. Östlich des Wurmtals findet aufgrund der teilweise fehlenden Unteren Lintfort-Schichten eine verstärkte Versickerung in das karbonische Festgestein statt. Die grundwassererfüllte Mächtigkeit im Deckgebirgsaquifer liegt im Umfeld solcher Versickerungsbereiche meist unter 3 m. Innerhalb des Wurmtals, in dem das karbonische Festgestein an der

Geländeoberkante zutage tritt, kann das Niederschlagswasser unmittelbar in das Festgestein versickern. Umgekehrt treten an den Hängen des Wurmtals Quellen aus den Maasterrassen aus.

Seit dem Jahr 1993 erfolgt im Aachener und Südlimburger Revier flächendeckend der Wiederanstieg des Grubenwassers im karbonischen Festgestein und mittlerweile teilweise auch bereits im Deckgebirge. Das Lockergestein im Wurmrevier und damit im Altbergbaubereich ist hiervon allerdings noch nicht betroffen.

Das Standwasserniveau liegt derzeit noch rd. 85 m unterhalb des tiefsten Vorflutniveaus im Wurmatal (rd. 107 mNHN). Bis zum Erreichen des Vorflutniveaus muss noch mit einer Dauer des weiteren Grubenwasseranstiegs in einer Größenordnung von rund 15 bis 20 Jahren gerechnet werden (ROSNER ET AL., 2006).

Der zukünftige Grundwasserspiegel wird durch das natürliche Vorflutniveau und die in weiten Bereichen des Wurmreviers vorhandenen alten Wasserlösestellen bestimmt werden. Darüber hinaus wurde die Gebirgsdurchlässigkeit aufgrund der Bergbautätigkeit erhöht. Diese Faktoren werden die Höhe des Grubenwasseranstiegs begrenzen.

Westlich des Wurmtals wird der Druckwasserspiegel des Karbon-Stockwerkes nach dem Wiederanstieg des Grubenwassers vermutlich weitflächig innerhalb der Unteren Lintfort-Schichten liegen, das heißt unterhalb der Terrassensedimente, welche den Deckgebirgsaquifer bilden (vgl. Kap. 13). Damit bildet der Deckgebirgsaquifer ein schwebendes Grundwasserstockwerk. Östlich des Wurmtals wird der Grundwasserspiegel nach derzeitigem Kenntnisstand westlich des Feldbiß im Wesentlichen mehrere Meter unterhalb der Festgesteinsoberkante liegen. Im Gebiet östlich des Feldbiß wird sich die Grundwasseroberfläche je nach Durchlässigkeit der einzelnen Schichten in verschiedenen Horizonten des Deckgebirges einstellen.

3 Altbergbau im Wurmrevier

Innerhalb des Aachener Steinkohlenreviers erstreckt sich das Wurmrevier im Bereich der Städte Würselen und Herzogenrath (insbesondere dessen Ortsteil Kohlscheid) über eine Fläche von rd. 19 km². Dieser Altbergbaubereich ist heute größtenteils (d.h. auf ca. 14 km²) durch dichte Wohnbebauung, Verkehrswege, öffentliche Plätze oder Gewerbeansiedlungen intensiv genutzt (s. Abb. 7).

Im Nordosten bildet die geologische Störung Feldbiß die Grenze des Wurmreviers. An der Südwestseite wurde die Störung Uersfelder Sprung teilweise durchörtert, da hier das Grundgebirge weniger stark abgeschoben ist.

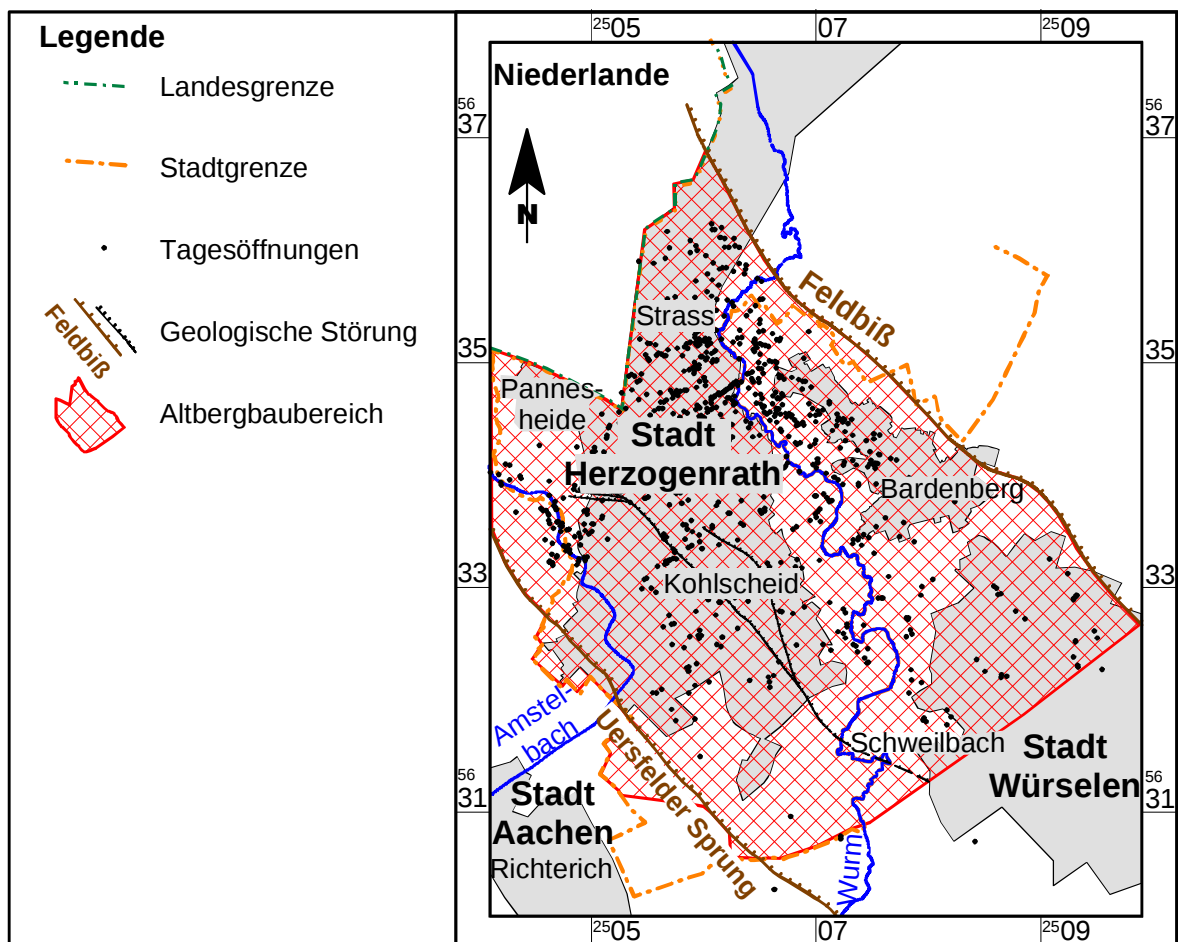


Abb. 7: Übersicht über das Wurmrevier

Die Entwicklung des Bergbaus beiderseits des Wurmtals kann in sechs Phasen unterteilt werden (INGENIEURBÜRO HEITFELD-SCHETELIG GMBH, 01.1997).

Zunächst wurde die Steinkohle in primitiver Gräberei überall dort gewonnen, wo sie zutage tritt oder nur von geringmächtigen quartären Schichten überdeckt ist; möglich waren auch bereits schachtartige Grubenbaue geringer Tiefe. Für das Wurmrevier ist solcher Steinkohlenabbau oberhalb des Grundwasserspiegels bereits ab dem Jahr 1104 dokumentiert und reicht möglicherweise bis in die Römerzeit zurück.

Seit dem 14. Jahrhundert ging man in einer zweiten Phase dazu über, von dem natürlichen Vorflutniveau, dem Wurmtal, Entwässerungstollen in das karbonische Festgestein hinein anzulegen und Stollenbergbau zu betreiben (s. Stollensohle in Abb. 6).

In einer dritten Phase begann das Bestreben, mit Hilfe einfacher Entwässerungstechniken auch tiefergehende Grubenbaue, das heißt unterhalb des Niveaus der Wurm, anzulegen.

Mit der Aufstellung des ersten Wasserrades an der Wurm im Jahr 1616 setzte die vierte Bergbauphase ein. Zusätzlich ermöglichten Pferdegöpel, Treträder und vereinzelt auch Windräder zunehmend eine Wasserhaltung in größeren Teufen.

Diese ersten vier Phasen werden dem tagesnahen Altbergbau zugeordnet. Die beiden weiteren Bergbauphasen betreffen den modernen Tiefbergbau des 19. und 20. Jahrhunderts und sind gekennzeichnet durch das Fortschreiten der Wasserhaltungstechnik und damit verbundene erheblich größere Abbauteufen.

Die erste Dampfmaschine zur Wasserhaltung im Jahr 1811 sowie die erste elektrische Wasserhaltung im Jahr 1896 kennzeichneten jeweils den Beginn der fünften beziehungsweise der sechsten Bergbauphase.

Der moderne Tiefbergbau wurde im Aachener Revier mit der Schließung der letzten Steinkohlengrube Emil Mayrisch in Siersdorf Ende des Jahres 1992 endgültig eingestellt.

In den Bereichen des Aachener Steinkohlenreviers außerhalb des Wurmreviers hat lediglich moderner Tiefbergbau stattgefunden, dessen Schächte in der Regel nach dem Stand der Technik gesichert wurden. Von dessen Abbauhohlräumen geht aufgrund ihrer Tiefenlage – außer gegebenenfalls in Bereichen starker Zerrungen – keine direkte Tagesbruchgefahr für die Geländeoberkante aus.

Im Wurmrevier existieren hingegen neben den sonstigen bergmännischen Hohlräumen vermutlich allein mehr als 800 alte ungesicherte Schächte, deren genaue Lage sowie Füllsäulenzustand meist ungewiss sind.

Bis in die heutige Zeit ereignen sich im Wurmrevier in unregelmäßigen Abständen Tagesbrüche im Streichen von tagesnah abgebauten Steinkohlenflözen und im Bereich von Schächten als Folge dieses Altbergbaus.

Dabei kommt es zunächst zu einem Versagen des Hangenden über dem bergmännischen Hohlraum. Im Laufe eines sukzessiven Nachbruchprozesses oder auch unmittelbar anschließend tritt eine Öffnung an der Oberkante des karbonischen Festgesteins auf. Von dieser Öffnung ausgehend kann sich der Bruch durch die überlagernden Lockergesteine weiter bis zur Geländeoberkante fortentwickeln. Im Falle von Schächten wird der Tagesbruch durch ein Abgehen oder ein Erodieren der Schachtfüllsäule verursacht.

Eine Vorhersage des Eintrittszeitpunktes eines Tagesbruches ist aufgrund der vielfältigen unbekannten Faktoren derzeit nicht möglich. Solche Faktoren sind zum Beispiel der Zeitpunkt der Auffahrung des Hohlraumes, Art und Zerfallsrate der bergmännischen Stützkonstruktionen, Wasserführung oder Verwitterungszustand und -prozesse des karbonischen Festgesteins sowie die Dauer des Nachbrechens der überlagernden Lockergesteine.

Auf der Grundlage der Abschlussbetriebsplanzulassung des Bergamtes Aachen (heute Bergverwaltung Düren) zur Einstellung der Wasserhaltung im Aachener Steinkohlenrevier führt die EBV GmbH ein Mess- und Überwachungsprogramm zur Kontrolle der Auswirkungen des Grubenwasseranstiegs im Steinkohlen- und Deckgebirge durch. Die Ergebnisse der im Rahmen dieses Überwachungsprogrammes regelmäßig durchgeführten Auswertungen von Leitnivellements (INGENIEURBÜRO HEITFELD-SCHETELIG GMBH, 29.05.2006) geben keine Hinweise auf durch Tagesbrüche gefährdete Bereiche, da diese sich, wie in Kap. 1.2 bereits festgestellt, im Wurmrevier nicht durch Verformungen des Geländes ankündigen und darüberhinaus das Messraster für diesen Zweck auch nicht ausreichend dicht wäre. Aus den durchgeführten Nivellements ergeben sich lediglich Informationen zu möglichen Geländehebungen infolge des Grubenwasseranstiegs.

Im Rahmen der Untersuchungen wurde auch die Aufgabenstellung einer Staatsarbeit mit dem Thema „Abbaubedingungen und Verbruchmechanismen im karbonischen Festgestein des tagesnahen Altbergbaus auf Steinkohle im Aachener Revier“ (HAMM, 2004) entworfen und mitbetreut. Die wesentlichen Ergebnisse dieser Staatsarbeit werden in Kap. 3.1 zusammengefasst und anschließend in Kap. 3.2 sowie vor allem in Kap. 3.3 durch den Verfasser der vorliegenden Arbeit weitergehend ausgewertet.

3.1 Bestandsaufnahme der Tagesbrüche

Zur Bestandsaufnahme der Tagesbrüche wurden von HAMM (2004) zunächst die verfügbaren Informationen zu Tagesbrüchen im Aachener Steinkohlenrevier zusammengefasst. Neben einer Auswertung mehrerer Berichte des Ingenieurbüros Heitfeld-Schetelig GmbH zu Sicherungsarbeiten an altbergbaulichen Hinterlassenschaften wurden die verfügbaren Daten aus den historischen Kartenwerken und Grubenbildern zusammengestellt. Für die jeweiligen Tagesbruchbereiche wurde

eine Einzelfallbewertung im Hinblick auf ihre Ursachen (Flözausstreichen, Stollen, Schacht) vorgenommen. Dabei wurden insbesondere auch die Ergebnisse der Untersuchungen zum Bearbeitungsblock 1 (ARBEITSGRUPPE ALTBERGBAU „AACHENER REVIER“, 28.03.2002) berücksichtigt und Einsicht in die Archive der Bezirksregierung Arnsberg, Abt. 8 (ehemaliges Landesoberbergamt NRW) und der Bergverwaltung Düren genommen.

Insgesamt wurden 295 Tagesbrüche im Wurmrevier erfasst. Bei 27 dieser Tagesbrüche lag keine bergbauliche Ursache vor. Sie sind möglicherweise auf ehemaligen Luftschutzstollen gefallen. In 48 weiteren Fällen konnte eine bergbauliche Ursache nicht direkt zugeordnet, eine solche aber auch nicht ausgeschlossen werden. 220 Tagesbrüche hatten vermutlich bergbauliche Ursachen.

Von diesen 220 Tagesbrüchen konnten 134 eindeutig bestimmten Steinkohlenflözen zugeordnet sowie in 24 Fällen belegt werden, dass die Tagesbrüche auf Schächten gefallen sind.

3.2 Gefährdungsklassen im Wurmrevier

Aus den oben geschilderten Ergebnissen von HAMM (2004) lässt sich, unter Vernachlässigung der genauen Einfallswinkel der Flöze, ein Verhältnis von Tagesbrüchen über „Rechten“ zu Tagesbrüchen über „Platten“ von 2,3 zu 1 ableiten.

Bei „Rechten“ handelt es sich um eher steil einfallende Felspartien, während eine „Platte“ durch ein flacheres Einfallen gekennzeichnet ist (s. Abb. 8).

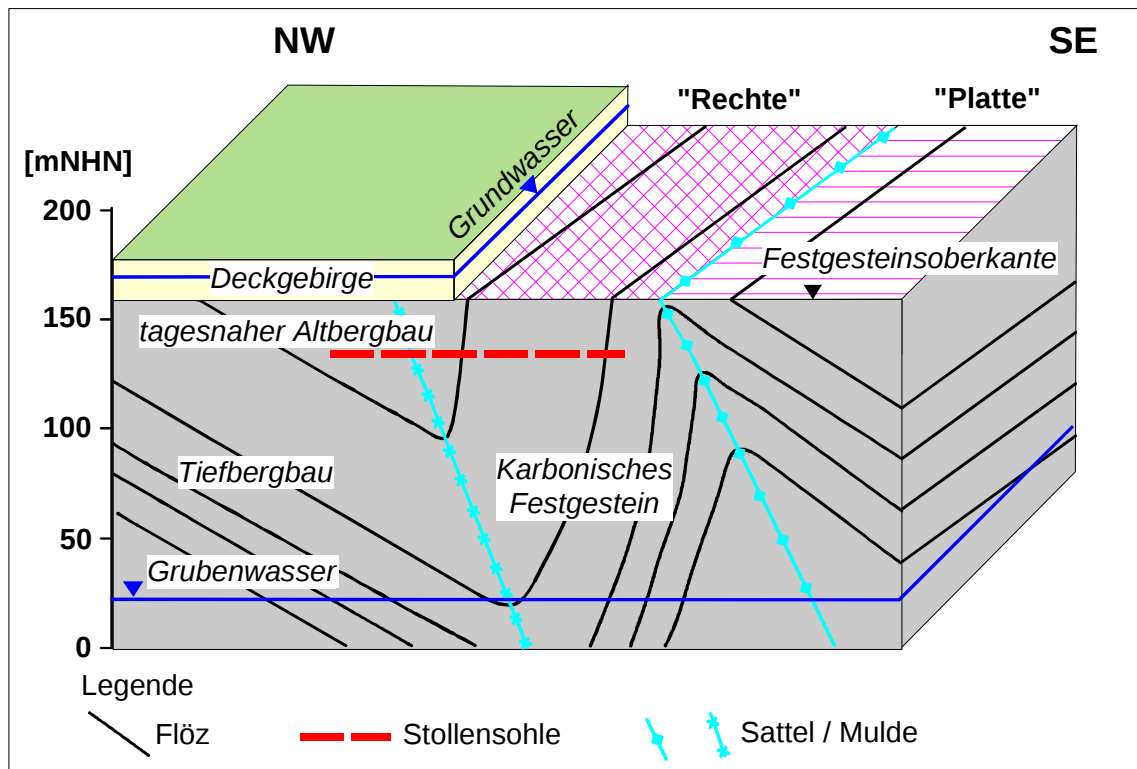


Abb. 8: „Rechten“ und „Platten“ im karbonischen Festgestein (nach HEITFELD ET AL., 2002; geändert)

Dieses Ergebnis bestätigt die für die im Wurmrevier übliche Klassifizierung von Gefährdungsklassen getroffene Annahme, dass die Eintrittswahrscheinlichkeit von Tagesbrüchen über Rechten (beziehungsweise steil einfallenden Flözen) größer ist als über Platten. Dies wird durch die ARBEITSGRUPPE ALTBERGBAU „AACHENER REVIER“ (28.03.2002) dadurch begründet, dass die älteren Hohlräume im Bereich von Platten auf Grund der im Vergleich zu den Horizontalkräften größeren Vertikalkräfte aus dem Hangenden mit höherer Wahrscheinlichkeit bereits zusammengebrochen sind und damit heutzutage im Vergleich zu den bergmännischen Hohlräumen im Bereich von Rechten eine geringere Gefahr darstellen.

Tatsächlich führen die größeren horizontalen Spannweiten bei Platten eher zu einer Überschreitung der maximalen Biegezugspannung des Festgesteinverbandes und damit zum Einbruch in den Hohlraum. Darüber hinaus sollte auch beachtet werden, dass das verbrochene Material im Bereich von Rechten leichter in die tiefer gelegenen Räume abwandern kann.

In Tab. 1 ist die derzeit im Wurmrevier übliche Einteilung in Gefährdungsklassen in Abhängigkeit vom Einfallen der Steinkohlenflöze, von ihrer Abbauwürdigkeit (d.h. Mächtigkeit) und vom Vorhandensein von Hinweisen auf Abbautätigkeit nach HEITFELD ET AL. (2006b) dargestellt.

Tab. 1: Gefährdungsklassen¹ im Wurmrevier

GK 1:	Von einer hohen Wahrscheinlichkeit für das Auftreten von Tagesbrüchen an der Geländeoberkante wird ausgegangen, wenn • auf den steilen Sattelflanken („Rechten“) - tagesnaher Abbau konkret in den Grubenbildern dokumentiert ist - Hinweise auf „Alte Baue“ oberhalb der Stollensohle vorhanden sind • Tagesbrüche alten tagesnahen Abbau belegen.
GK 2:	Eine Wahrscheinlichkeit für das Auftreten von Tagesbrüchen an der Geländeoberkante wird angesetzt, wenn • auf den steilen Sattelflanken („Rechten“) - Strecken in abbauwürdigen Flözen auf der Stollensohle dokumentiert sind • ein Hauptflöz des Reviers, für das kein konkreter Hinweis auf tagesnahe Abbautätigkeit vorliegt, auf einem Rechten an der Oberkante des karbonischen Festgesteins ausbeißt • auf den flachen Sattelflanken („Platten“) für ein Hauptflöz des Reviers die unter GK 1 aufgeführten Kriterien erfüllt sind.
GK 3:	Von einer nur geringen Wahrscheinlichkeit für das Auftreten von Tagesbrüchen an der Geländeoberkante wird ausgegangen, wenn • abbauwürdige Flöze, für die keine konkreten Hinweise auf tagesnahe Abbautätigkeit vorliegen, auf den steilen Sattelflanken („Rechten“) an der Oberkante des karbonischen Festgesteins ausbeissen und ein Abbau aufgrund der tektonischen Verhältnisse nicht auszuschließen ist • ein Hauptflöz des Reviers, für das nur unsichere Hinweise auf tagesnahe Abbautätigkeit vorliegen, auf einer flachen Sattelflanke („Platten“) an der Oberkante des karbonischen Festgesteins ausbeißt.

Grundlagen zu dieser Art der Einteilung von Gefährdungsklassen wurden bereits bei Arbeiten im Altbergbaubereich „Bochum-Höntrop“ geschaffen (WELZ, 2001).

¹ Anm. d. Verf.: Diese Klassen beschreiben streng genommen keine „Gefährdungen“, sondern „Eintrittswahrscheinlichkeiten“.

Im Hinblick auf eine Bewertung der Gefährdungspotenziale wird empfohlen, zukünftig die nach DIN 21 921 (04.1996) definierten Lagerungsverhältnisse als Zuordnungskriterium für die Einteilung in die Begriffe „Rechte“ und „Platte“ zu berücksichtigen (ARBEITSKREIS ALTE SCHÄCHTE DER EBV AKTIENGESELLSCHAFT, 10.11.2004).

In Tab. 2 sind die definierten Lagerungsgruppen nach DIN 21 921 (04.1996) dargestellt und um einen Vorschlag zur Zuordnung der Begriffe „Rechte“ und „Platte“ ergänzt.

Tab. 2: Lagerungsgruppen nach DIN 21 921 (04.1996) und Zuordnung der Begriffe „Rechte“ und „Platte“

Lagerung	mittleres Einfallen α in gon	Begriffszuordnung
flach	0 bis 20	„Platte“
mäßig geneigt	> 20 bis 40	
stark geneigt	> 40 bis 60	„Rechte“
steil	> 60 bis 100	

Das Risiko für die Geländeoberkante ergibt sich im Einzelfall als Produkt aus der Eintrittswahrscheinlichkeit des unerwünschten Ereignisses und dessen möglichem Schadensausmaß. Aufgrund der höheren Eintrittswahrscheinlichkeit von Tagesbrüchen über Rechten ist also dort generell auch das Risiko für die Geländeoberkante entsprechend größer als über Platten. Allerdings ist das Schadensausmaß wiederum sowohl abhängig von der räumlichen Erstreckung des Tagesbruches als auch von der Art der Nutzung der Geländeoberkante. Die Risiken für Menschen und Sachgüter in bebauten Gebieten sind zum Beispiel höher zu bewerten als bei forstwirtschaftlich genutzten Flächen.

Schachtschutzbereichen werden im Allgemeinen keine differenzierten Gefährungsklassen oder ähnliches zugewiesen. Die Bewertung der Schachtschutzbereiche erfolgt für alle Tagesöffnungen in gleicher Weise.

3.3 Abbaubedingungen und Abmessungen der bergmännischen Hohlräume

Für die Tagesbruchereignisse sind neben den Materialeigenschaften des Grundgebirges und des überlagernden Lockergesteins vor allem die Abmessungen der bergmännischen Primärhohlräume von maßgeblicher Bedeutung. Informationen über mögliche Hohlraumformen und -volumina im Festgestein sind wichtige Eingangsparameter für die Modellierung der Tagesbrüche innerhalb der Lockergesteine, unter anderem zur Durchführung von Massenbilanzen (vgl. Kap. 4.2.2).

Ein sich nach oben fortarbeitender Verbrauch hinterlässt aufgelockerte Bruchmassen und bewirkt damit eine Volumenzunahme dieser Massen. In Abhängigkeit von der Deckgebirgsmächtigkeit, der Geometrie des bergmännischen Hohlraumes, der Verbruchform, den Gebirgseigenschaften, den Wasserverhältnissen sowie dem Auflockerungsfaktor beim Nachsturz des hangenden Materials entsteht entweder ein Tagesbruch oder der Prozess des Hochbrechens kommt aufgrund der Volumenzunahme des beim Verbrechen aufgelockerten Bodenmaterials durch ein sogenanntes „Totlaufen“ zum Stillstand; die Größe der Volumenzunahme erreicht die Größe des bruchauslösenden bergmännischen Primärhohlraumes.

Nach HAMM (2004) hatten die Hohlräume des frühen Bergbaus, der auf den Rechten umging, in der Regel Höhen zwischen 1 und 3 m. Die Breite kann entsprechend der Flözmächtigkeit angesetzt werden. Die Mächtigkeit der Pfeiler zwischen den einzelnen Örtern betrug im Allgemeinen zwischen 8 und 16 m. Hinsichtlich des Abbaus auf Platten werden keine Aussagen getroffen.

Insgesamt liegen nur sehr wenige auswertbare Informationen zu den Abbauverhältnissen des tagesnahen Altbergbaus im Wurmrevier vor, so dass eine konkrete Abschätzung der bestehenden Hohlraumvolumina auch weiterhin schwierig bleibt.

Die von HAMM (2004) zusammengetragenen Informationen wurden im Rahmen der vorliegenden Arbeit außerdem soweit wie möglich im Hinblick auf die Tagesbruch-

volumina weitergehend ausgewertet, um zu prüfen, ob sie Rückschlüsse auf die Größe der verursachenden bergmännischen Hohlräume zulassen. Bei der durchgeführten Massenbilanzierung wurde ein gemittelter Auflockerungsfaktor von $s = 1,3$ zugrunde gelegt.

Für 69 Tagesbruchereignisse konnten die Tagesbruchvolumina und damit eine Mindestgröße der jeweiligen verursachenden bergmännischen Hohlräume abgeschätzt werden. Eine prozentuale Verteilung dieser Volumina ist in Abb. 9 dargestellt.

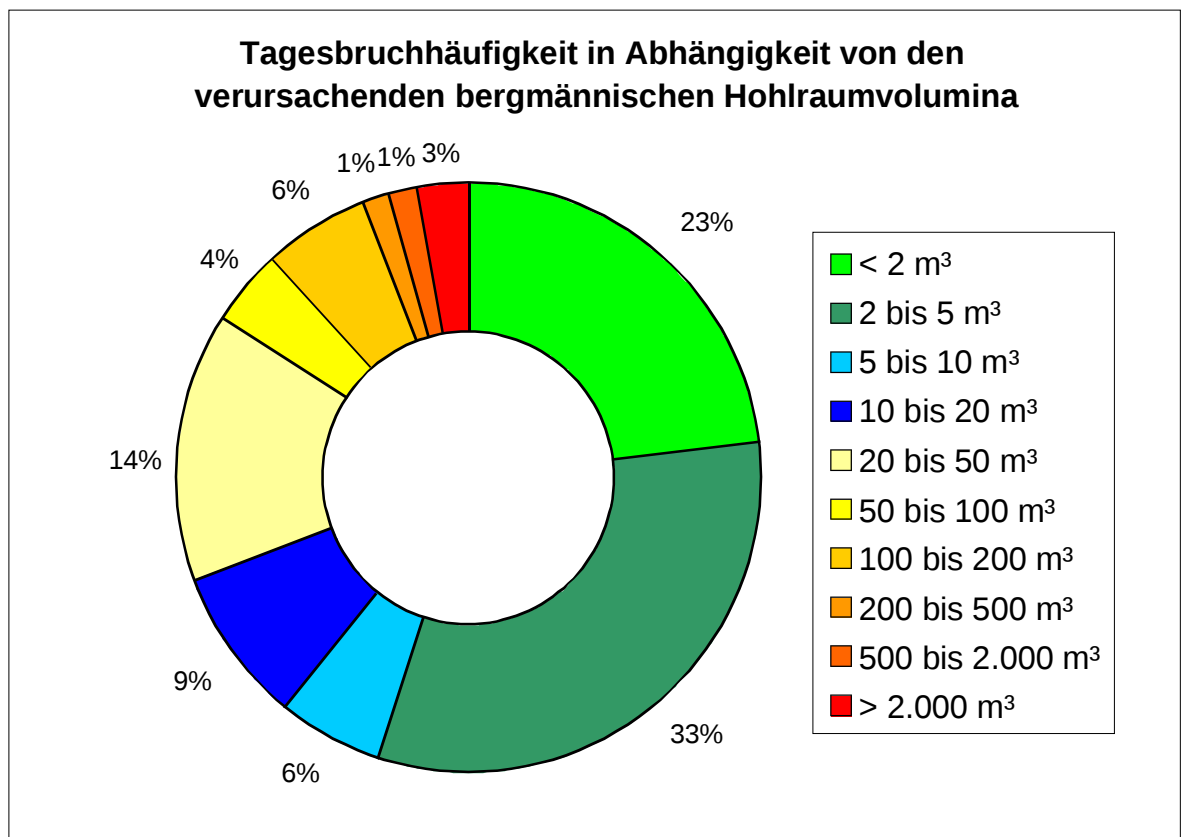


Abb. 9: Tagesbruchhäufigkeit in Abhängigkeit von den tagesbruchverursachenden bergmännischen Hohlraumvolumina

Aus Abb. 9 geht hervor, dass mehr als die Hälfte der Ereignisse (56 %) über bergmännischen Hohlräumen mit Volumen unter 5 m³ gefallen sind. Weitere 33 % der Hohlräume wiesen Volumina zwischen 5 und 100 m³ auf. Knapp 90 % der Tages-

brüche im Wurmrevier fielen demnach über bergmännischen Hohlräumen mit Volumina unter 100 m³.

Die sehr großen Tagesbrüche, denen bergmännische Hohlräume von bis zu rd. 2.200 m³ Volumen zugrunde liegen, sind vermutlich entweder darauf zurückzuführen, dass bergmännische Verbindungen zwischen dem tagesnahen Altbergbau und dem modernen Tiefbergbau unterhalb der altbergbaulichen Stollensohlen existieren, so dass dem Bodenmaterial hinreichend Raum zur Abwanderung entlang der geneigten und abgebauten Flöze zur Verfügung stand, oder dass Bodenmaterial über die Wasserlösestollen im Laufe der Jahrhunderte sukzessive in Richtung Vorflut ausgetragen wurde.

Ein solcher außerordentlich großer Tagesbruch ist der im Jahr 1999 gefallene Tagesbruch Mühlenbach, der später noch ausführlich behandelt werden wird (s. Kap. 6.2). Dies macht deutlich, dass auch heute noch mit verhältnismäßig großen Tagesbrüchen im Wurmrevier gerechnet werden muss.

Im Wurmrevier stehen somit nachweislich noch bergmännische Hohlräume von beträchtlichen Volumina offen. Ein „Totlaufen“ des Verbruches ist in diesen Fällen aufgrund der vielerorts dazu relativ geringmächtigen Überdeckung nur bedingt möglich.

Für die 41 Tagesbruchereignisse, bei denen das Volumen abgeschätzt werden konnte und für die bei HAMM (2004) zusätzlich die verursachenden Flöze genannt werden, wurden im Rahmen der vorliegenden Arbeit die ermittelten bergmännischen Hohlräume über Flözmächtigkeiten nach WAGNER (1881) aufgetragen (s. Abb. 10).

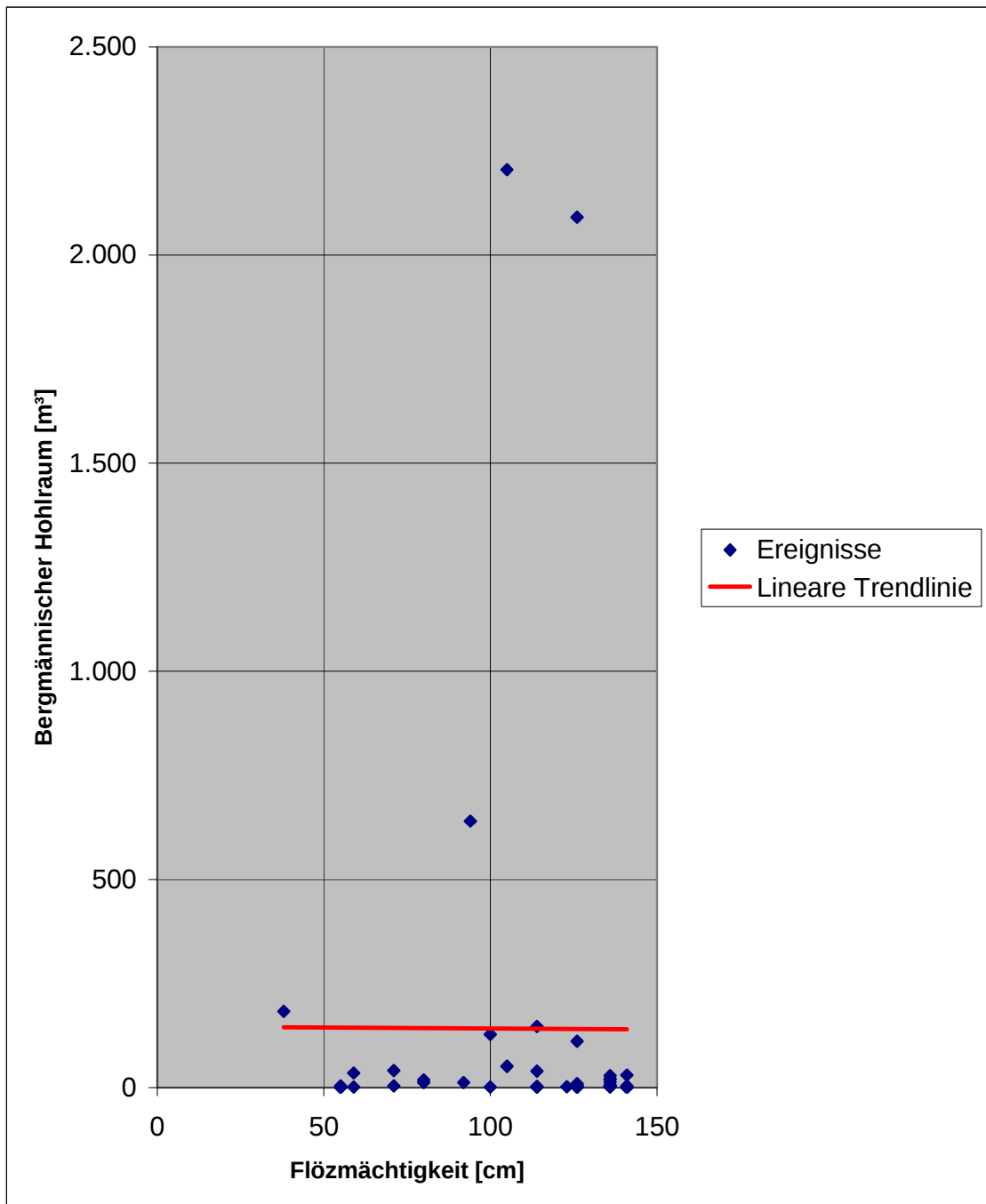


Abb. 10: Volumen der Hohlräume in Abhängigkeit von der Flözmächtigkeit

Bei vergleichbaren Abbauverhältnissen müsste mit zunehmender Mächtigkeit des abgebauten Flözes eine proportionale Zunahme der bergmännischen Hohlraumvolumina zu verzeichnen sein. Dies ist jedoch anhand der Darstellung in Abb. 10 nicht zu erkennen. Es ergibt sich vielmehr eine horizontal verlaufende, lineare Trendlinie.

Dies deutet darauf hin, dass die Tagesbruchvolumina weniger von der Größe der Abbauhohlräume abhängen, sondern vielmehr maßgeblich von der Mächtigkeit und Zusammensetzung der Lockergesteinsüberdeckung bestimmt werden.

3.4 Auswertung von Luftbilddaufnahmen

Die Auswertung von Luftbildern hat keine zusätzlichen Erkenntnisse geliefert. Im betrachteten Bereich ist die Landschaft intensiv anthropogen genutzt, so dass altbergbauliche Merkmale bereits schnell wieder überprägt wurden. Der Einsatz von Laserscans des Geländes wird als nicht wirtschaftlich eingeschätzt, da der Informationsgewinn aufgrund der landschaftlichen Umgestaltung als gering einzustufen ist und die Kosten solcher Laserscans vergleichsweise hoch sind.

4 Bestehende Modellvorstellungen

4.1 Allgemeines

Im Rahmen der Bearbeitung wurde zunächst eine Auswertung der national relevanten Literatur zur Prognose von Tagesbrüchen vorgenommen. Im deutschsprachigen Raum werden nach LÖBEL & SROKA (2001) zur Berechnung von Tagesbrüchen aus bergbaulichen Hinterlassenschaften im Allgemeinen folgende Rechenansätze eingesetzt:

- Nomogramme nach HOLLMANN & NÜRENBERG (1972);
- Hohlraum-Bruchvolumen-Bilanz (HBB) nach MEIER (2001b);
- Komplexmodell nach FENK (1979, 1981 und 2000);
- Kräftegleichgewichtsmodell nach PENZEL (1980);
- Bruchgewölbemodell nach JAROSZ (1975).

Auf die genannten Modellansätze wird im Folgenden eingegangen. Zusätzlich werden aktuelle Untersuchungen (RWTH AACHEN, 2002, 2003 und 2004) berücksichtigt. Die einzelnen Modelle werden im Hinblick auf ihre Anwendbarkeit im Wurmrevier in Kap. 5 bewertet. Darüber hinaus erfolgt eine Prüfung der Übertragbarkeit von Modellansätzen aus dem oberflächennahen Tunnelbau.

Eine entsprechende Recherche wurde auch für den internationalen Raum durchgeführt; die Ergebnisse sind in Kap. 4.3 dokumentiert.

4.2 National relevante Ansätze zur Tagesbruchmodellierung

4.2.1 Nomogramme nach HOLLMANN & NÜRENBERG (1972)

HOLLMANN & NÜRENBERG (1972) haben in den 60er und 70er Jahren umfangreiche empirische Auswertungen von Tagesbrüchen, Bohrungen sowie Baugrubenaufschlüssen im Ruhrgebiet durchgeführt. Die Auswirkungen des Bergbaus auf die Geländeoberkante beziehungsweise auf das Gebirge sind nach den Untersuchungen von HOLLMANN & NÜRENBERG (1972) unter anderem abhängig von den bergbaulichen Gegebenheiten und der Teufenlage, der Lagerung, der Ausbildung und Zerlegung der Dachschichten sowie den hydrologischen Verhältnissen.

Insbesondere ist die Breite des Gefährdungsbereiches $B_{H\&N}$ dabei abhängig vom Einfallen des Flözes α . Bei steiler Lagerung der Flöze (Rechten) nimmt die Tagesbruchgefahr gegenüber flacher Lagerung (Platten) deutlich zu (vgl. Kap. 3.2).

Die Einwirkungen auf das Gebirge (Festgesteine) durch untertägigen Bergbau können zusammenfassend wie folgt beschrieben werden:

Oberhalb eines Abbauhohlraumes brechen zunächst die unmittelbaren Hangendschichten des Flözes in den Hohlraum hinein. Es bildet sich eine Zone der Gefügelösung aus, die in Abhängigkeit von dem Einfallen der Schichten und der Zusammensetzung der Gesteine eine „bankrechte“ Mächtigkeit von 1,0 m (bei Einfallen $\alpha = 90^\circ$) bis 6,0 m (bei Einfallen $\alpha = 0^\circ$) erreichen kann (s. Abb. 11). Oberhalb dieser Zone bildet sich, insbesondere bei flachem Einfallen der Schichten, eine Zone der Gefügezerrüttung und der Gefügelockerung aus. Bei ausreichender Überlagerungsmächtigkeit und entsprechender Ausbildung des Gebirges entsteht ein standsicheres Stützgewölbe.

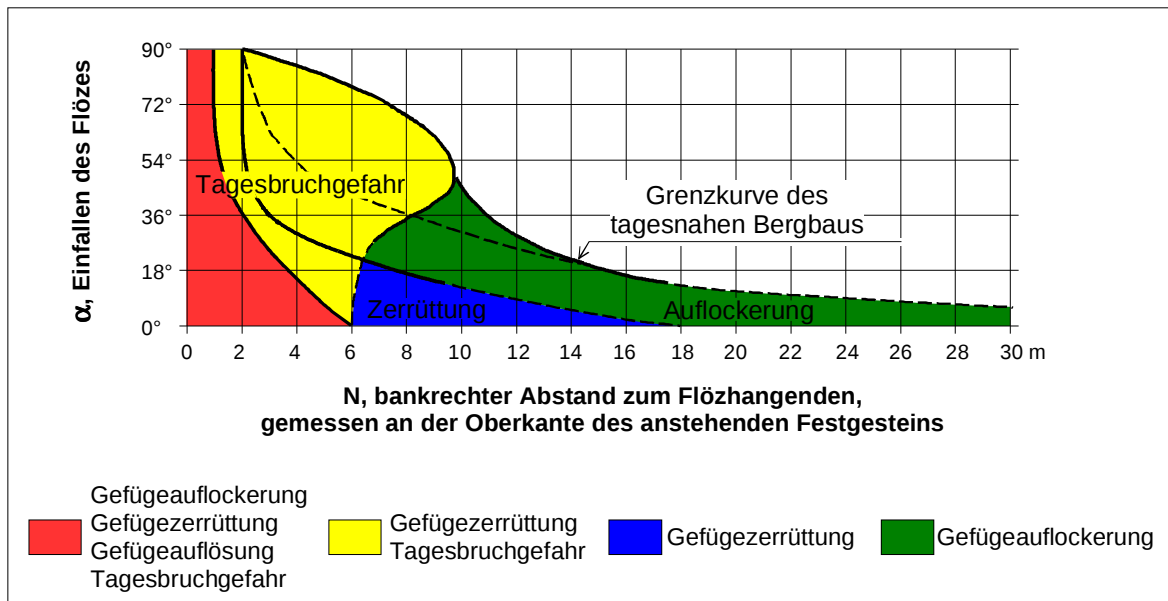


Abb. 11: Nomogramm zur Bestimmung des Zustandes des Felsgefüges in Abhängigkeit vom bankrechten Abstand des Hohlraumes zur Festgesteinsoberkante und dem Einfallen der Schichten (nach HOLLMANN & NÜRENBERG, 1972; geändert)

Bei dem bergmännisch „bankrecht“ genannten Abstand N handelt es sich um den rechtwinklig zum Flöz gemessenen Abstand zwischen der Oberkante des Steinkohlenflözes und der Oberkante des karbonischen Festgesteins (s. Abb. 12). Im Gegensatz dazu beschreibt der sogenannte „seigere“ Abstand T den vertikalen Abstand zwischen der Flözoberkante und der Oberkante des karbonischen Festgesteins.

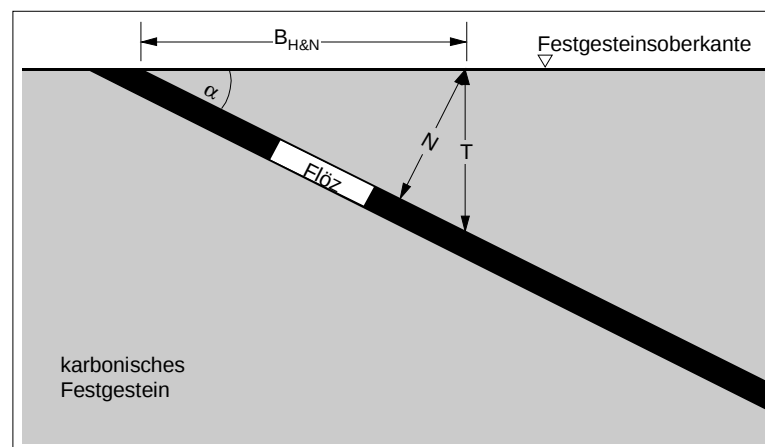


Abb. 12: „Bankrechter“ Abstand N und „seigerer“ Abstand T (nach HOLLMANN & NÜRENBERG, 1972; geändert)

Dieselben Zusammenhänge sind in Abb. 13 für den seigeren Abstand des bergmännischen Hohlraumes von der Oberkante des karbonischen Festgesteins dargestellt.

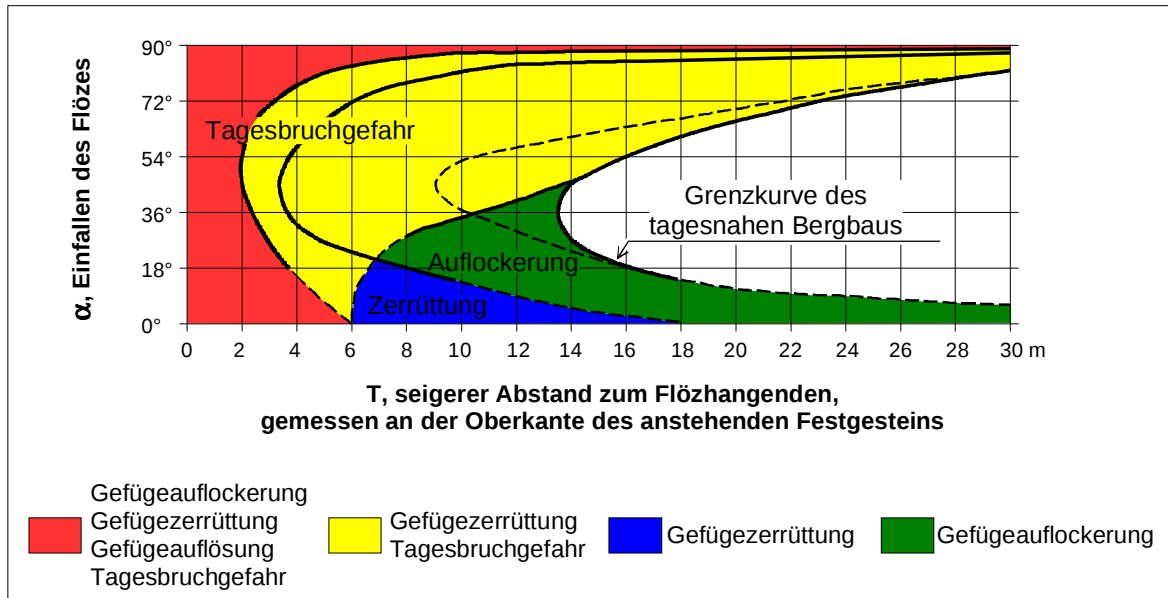


Abb. 13: Nomogramm zur Bestimmung des Zustandes des Felsgefüges in Abhängigkeit vom seigeren Abstand des Hohlraumes zur Oberkante des Festgesteins und dem Einfallen der Schichten (nach HOLLMANN & NÜRENBERG, 1972; geändert)

Die von HOLLMANN & NÜRENBERG (1972) erarbeiteten Hüllkurven erlauben eine Abschätzung der Tagesbruchgefahr sowie der Bereiche der Gefügeauflösung, der Gefügezerrüttung und der Gefügeauflockerung. Auf der Grundlage dieser Hüllkurven werden in Kap. 8 weitergehende Vorstellungen zum Bruchverhalten innerhalb des karbonischen Festgesteins formuliert.

4.2.2 Hohlraum-Bruchvolumen-Bilanz (HBB) nach MEIER (2001b)

Bei diesem von MEIER (2001b) veröffentlichten Modell handelt es sich um ein geometrisch-ingenieurgeologisches Modell, das auf Massenbilanzen basiert (vgl. Kap. 3.3).

Die rechnerische Abschätzung der Tagesbruchgefährdung an der Geländeoberkante erfolgt durch die Ermittlung einer Grenzdeckgebirgsmächtigkeit $H_{\max}$, bei welcher der Verbruch aufgrund der Volumenzunahme des Bruchmaterials zum Stillstand kommt und ein Tagesbruch ausgeschlossen werden kann.

Die Analyse von zahlreichen Tagesbruchereignissen im Erzgebirge ergab nach MEIER (2001b) sowohl im Locker- als auch im Festgestein rotationselliptische beziehungsweise kreiszylindrische Verbruchkörper, wodurch die Länge der verbruchgefährdeten Strecke $l = 2b$ etwa identisch mit der Abbau- beziehungsweise der Streckenbreite ist (s. Abb. 14). Bei der zeitlich unbestimmbaren Weiterentwicklung des Verbruches paust sich schließlich näherungsweise die Kontur des bruchauslösenden bergmännischen Hohlraumes bis zur Geländeoberkante durch.

Zwei für das Ergebnis der Analyse ausschlaggebende Parameter sind dabei der Auflockerungsfaktor s und der Schüttungswinkel φ .

Der Auflockerungsfaktor s beschreibt das Verhältnis des Volumens eines Körpers im gebrochenen Zustand zum Volumen vor dem Verbruchergebnis (vgl. Kap. 3.3). Dabei wird darüber hinaus zwischen einer vorübergehenden Auflockerung und der bleibenden Auflockerung nach dem Abklingen der Setzungserscheinungen innerhalb des Verbruchmaterials unterschieden. MEIER (2001b) geht davon aus, dass für die Bewertung von Verbruchprozessen ausschließlich die vorübergehende Auflockerung eine Rolle spielt. Der Auflockerungsfaktor s ist materialbedingt und schwankt in der Regel zwischen Werten von 1,2 und 2,0. In Tab. 3 sind für unterschiedliche Materialien Auflockerungsfaktoren nach MEIER (2001b) aufgelistet.

Tab. 3: Auflockerungsfaktoren (nach MEIER, 2001b)

Gestein	Auflockerungsfaktor s
Löss	1,2
Ton	1,2 bis 1,5
Sand	1,2 bis 1,4
Braunkohle	1,2
Kalkstein	1,6 bis 1,9
Sandstein	1,6 bis 2,0
Schieferton	1,4 bis 1,5
paläozoischer Schiefer	1,7

Der Schüttungswinkel φ begrenzt die mögliche seitliche Ausdehnung des Verbruchmaterials innerhalb des bergmännischen Hohlraumes und schwankt nach MEIER (2001b) materialabhängig zwischen $\varphi = 25^\circ$ und 45° .

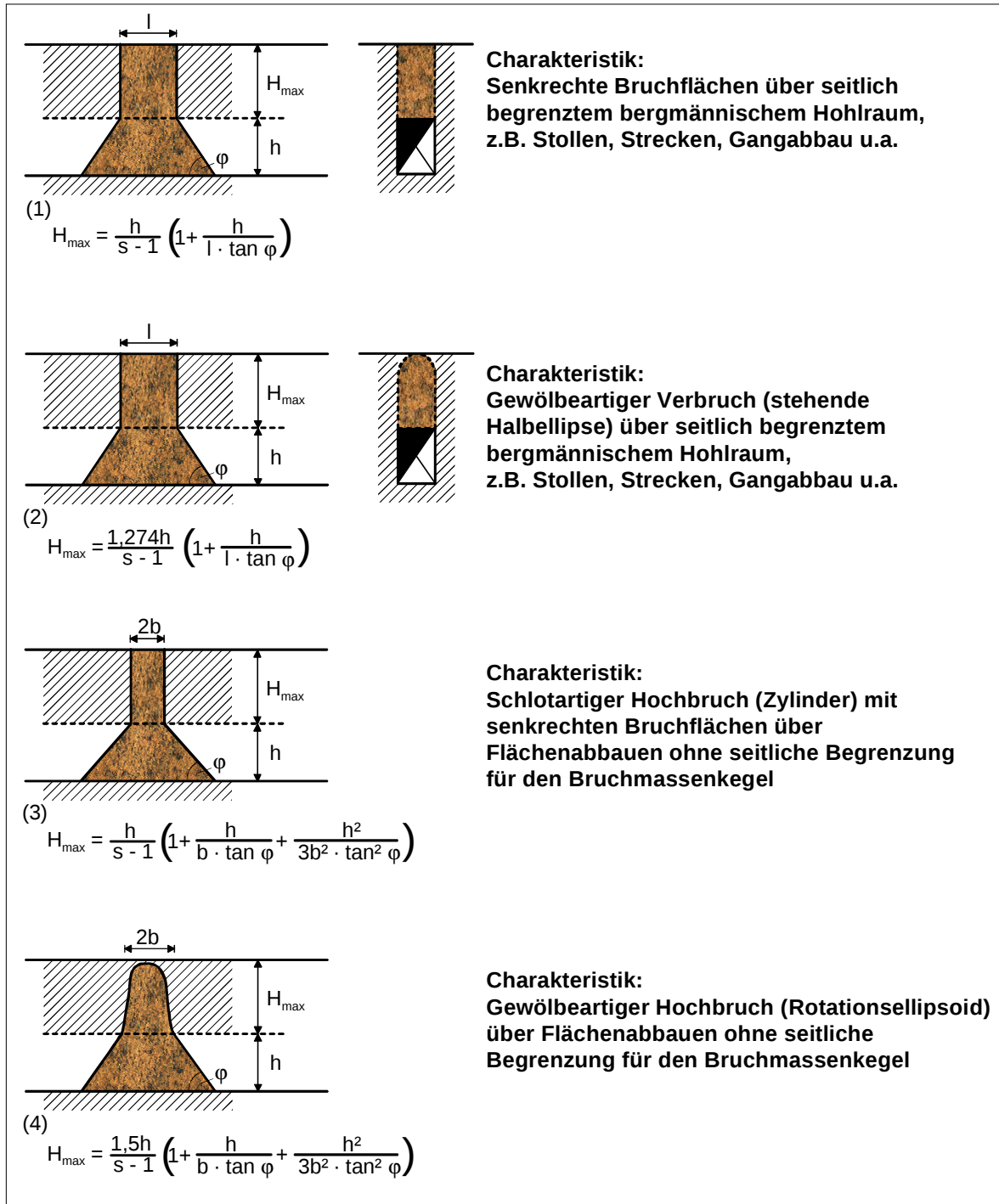


Abb. 14: Hohlraum-Bruchvolumen-Bilanz (nach MEIER, 2001b; geändert)

4.2.3 Komplexmodell nach FENK (1979, 1981 und 2000)

Das Komplexmodell nach FENK (1979) wurde ursprünglich für Braunkohlenlagerstätten entwickelt. Der Verbruchprozess wird dabei in schichtspezifische Einzelbruchprozesse gegliedert (s. Abb. 15). Dieses Berechnungsverfahren basiert auf Beobachtungen an Modellen mit flacher Wechsellagerung kohäsiver und kohäsionsloser Böden, der Analyse von Tagesbrüchen in der Natur, mathematisch-statistischen Analysen der Bruchmechanismen sowie allgemeinen geomechanischen Überlegungen. Das Komplexmodell von FENK (1979) ist das einzige der bisher vorliegenden Modellansätze, welches sich detailliert mit den Verbruchmechanismen im Lockergestein befasst.

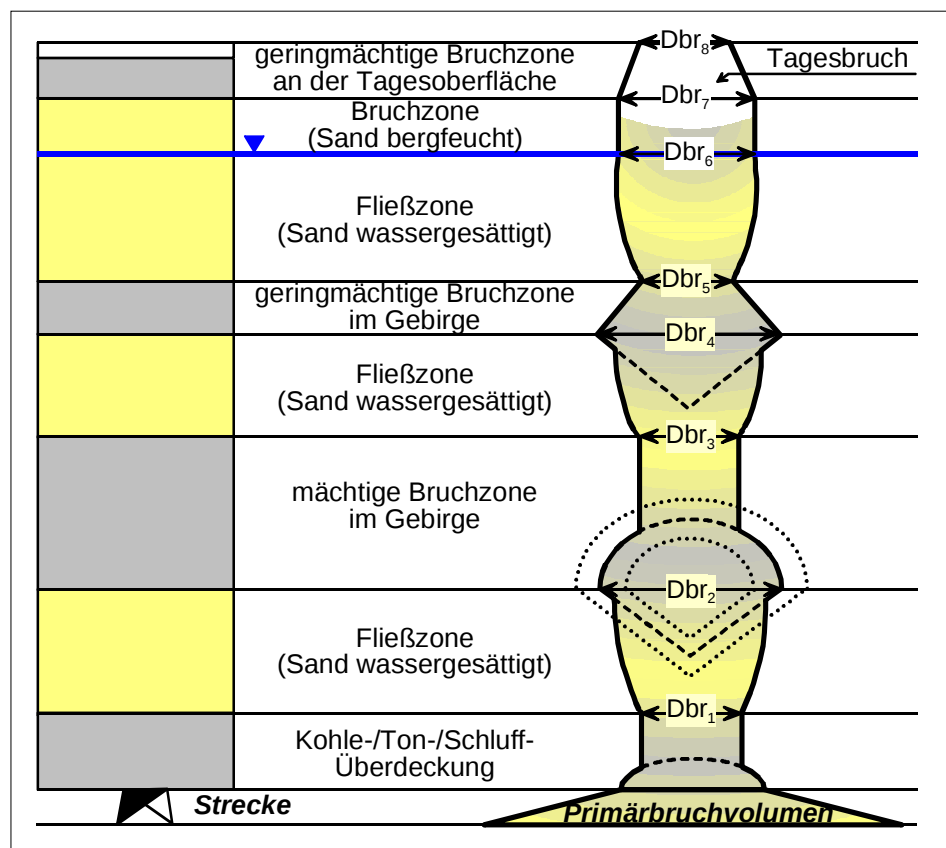


Abb. 15: Tagesbruchmodell mit typischen Bruchkörperformen (nach FENK, 1981; geändert)

4.2.4 Kräftegleichgewichtsmodell nach PENZEL (1980)

Das Kräftegleichgewichtsmodell nach PENZEL (1980) beruht auf der Annahme kreiszylindrischer Bruchkörper. Nach der Mohr'schen Bruchtheorie tritt der Bruch genau dann ein, wenn die Gewichtskraft des Bruchkörpers größer wird als die entgegenwirkenden vertikalen Reibungskräfte (s. Abb. 16).

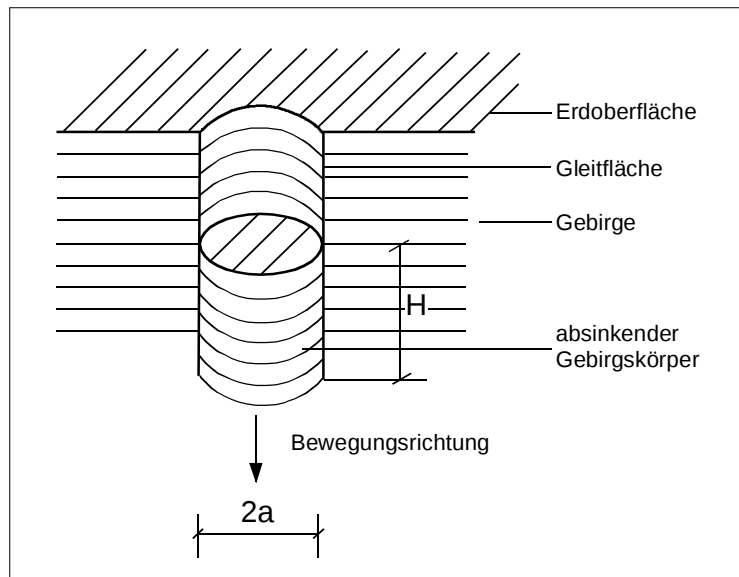


Abb. 16: Tagesbruch als Durchbruch an der Erdoberfläche (nach PENZEL, 1980)

Die Deckgebirgsmächtigkeit H, bei welcher ein Hohlraum der Breite 2a gerade noch keinen Tagesbruch auslöst, ergibt sich zu:

$$H = (a - 2c / \gamma) / (\mu \cdot \lambda)$$

Dabei sind:

- a: halbe Hohlraumbreite [m]
- c: Kohäsion [kN/m²]
- γ : Wichte [kN/m³]
- μ : $\tan \varphi$ [-]
- φ : Reibungswinkel [°]
- λ : Seitendruckbeiwert [-]

4.2.5 Bruchgewölbemodell nach JAROSZ (1975)

Dieser Modellansatz liegt bis heute lediglich in polnischer Sprache vor und wurde nach Auskunft von Dr. Jarosz bisher auch nicht ins Englische oder Deutsche übersetzt (JAROSZ, 28.04.2003). Dennoch gehört dieses Modell zu den im deutschen Sprachraum gängigen Ansätzen.

Das Bruchgewölbemodell nach JAROSZ (1975) ist ausschließlich auf bergmännische Hohlräume mit geringmächtiger Überdeckung und speziellen Schichtenfolgen anwendbar. Maßgebendes Kriterium für die Entstehung von Tagesbrüchen ist hier das Verhältnis der Druckgewölbehöhe f zur Mächtigkeit d_{fest} des hangenden festen Fels. Für $f < d_{\text{fest}}$ ist das Auftreten von Tagesbrüchen eher unwahrscheinlich, für $f \geq d_{\text{fest}}$ muss hingegen mit Tagesbrüchen gerechnet werden.

Mit dem Reziprokwert m der Poisson-Konstante, der Hohlraumbreite l und -höhe w ergibt sich die Höhe eines elliptischen Druckgewölbes über dem Abbauhohlraum zu

$$f = (l/2) \cdot (m-1) - w/2$$

Die Grenzbreite L eines Hohlraumes, bei der die Tagesbruchwahrscheinlichkeit für $f = d_{\text{fest}}$ nach JAROSZ (1975) gegen Null geht, lautet:

$$L = [2 (d_{\text{fest}} + w/2)] / (m-1)$$

Die Annahme einer Normalverteilung für m erlaubt dann die Bestimmung der Variabilität der Druckgewölbehöhe und damit Aussagen zur Eintrittswahrscheinlichkeit von Tagesbrüchen. Bei $l = 0,5 L$ wird die Tagesbruchwahrscheinlichkeit bereits vernachlässigbar gering (s. Abb. 17).

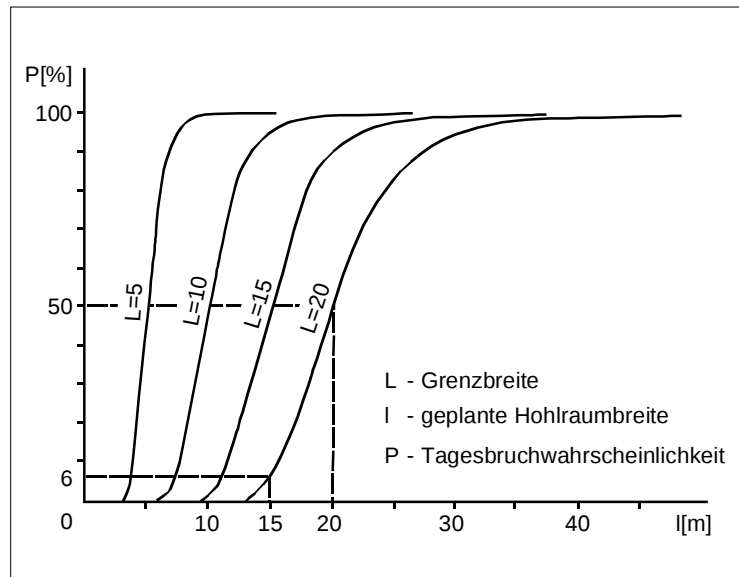


Abb. 17: Tagesbruchwahrscheinlichkeit (nach JAROSZ, 1975; geändert)

4.2.6 Forschungs- und Entwicklungsvorhaben „Entwicklung eines Verfahrens zur Vorausberechnung restlicher Gebirgs- und Bodenbewegungen infolge tages- und oberflächennahen Altbergbaus“ (RWTH AACHEN, 2002, 2003 und 2004)

Diese Untersuchungen wurden am Institut für Markscheidewesen, Bergschadenkunde und Geophysik im Bergbau der RWTH Aachen im Auftrag der Bezirksregierung Arnsberg, Abt. 8 Bergbau und Energie in NRW, durchgeführt. Ziel der Arbeit war unter anderem die Anpassung mathematischer Funktionen an die empirischen Hüllkurven von HOLLMANN & NÜRENBERG (1972) (s. Kap. 8.1, Abb. 27). Dabei wurden die Aktualität der Hüllkurvendiagramme sowie die Anwendbarkeit dieses empirischen Verfahrens in verschiedenen Bergbaurevieren geprüft. Darüber hinaus wurde eine automatisierte Berechnung der Maximalbereiche entwickelt, in denen mit Nachwirkungen des tagesnahen Bergbaus gerechnet werden muss, und eine Abschätzung der Eintrittswahrscheinlichkeiten von Tagesbrüchen mit Hilfe einer Excel-Anwendung ermöglicht (BRÄMER ET AL., 2005).

Die Untersuchungen des Instituts für Markscheidewesen, Bergschadenkunde und Geophysik im Bergbau der RWTH Aachen befassen sich jedoch im Wesentlichen mit den Verhältnissen im karbonischen Festgestein, während die Problemstellung der vorliegenden Arbeit hauptsächlich das hangende Lockergestein betrifft.

4.2.7 Prüfung der Übertragbarkeit von Erkenntnissen aus dem oberflächennahen Tunnelbau nach KÖSTER (1987)

KÖSTER (1987) hat sich mit der Entwicklung einer empirischen Senkungs-Gleichung zur Abschätzung von Oberflächensenkungen über oberflächennahem Tunnelbau befasst. Die hauptsächlich senkungsbeeinflussenden Parameter sind dabei die Hohlraumbreite, die Überdeckungshöhe und die Baugrundsteifigkeit.

Diese empirische Senkungs-Gleichung stößt allerdings an ihre Anwendungsgrenzen, wenn aufgrund eines bereits im Primärspannungszustand vorhandenen hohen Ausnutzungsgrades der Scherfestigkeit damit gerechnet werden muss, dass die Grenze zum Bruchverhalten durch die Auffahrung des Hohlraumes überschritten wird.

Die Erkenntnisse von KÖSTER (1987) hinsichtlich der Ausdehnung von Senkungsmulden sind daher nicht auf das Problem der Tagesbrüche im Wurmrevier übertragbar, da für die hier angestellten Betrachtungen Bruchzustände maßgeblich sind.

4.3 Internationaler Kenntnisstand

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde überprüft, ob international (vor allem in Belgien, Frankreich, Großbritannien, den Niederlanden, Südafrika oder in den USA) weitere Berechnungsmodelle für die Tagesbruchentwicklung, insbesondere innerhalb des Lockergesteins, verfügbar sind. Dazu wurde Kontakt mit dortigen

Fachleuten aufgenommen und auch im Rahmen der Mitwirkung des Verfassers in der ‚Commission on Mine Closure‘ der Internationalen Gesellschaft für Felsmechanik (ISRM) ein reger Erfahrungsaustausch durchgeführt. Zusätzlich erfolgte eine intensive Internetrecherche nach englischsprachiger Literatur.

Die Ergebnisse können wie folgt zusammengefasst werden:

- Belgien:

Nach dem derzeitigen Kenntnisstand (unter anderem KAUFMANN, 29.08.2003) liegt in Belgien kein Ansatz zur Modellierung der Tagesbruchgeometrie im Lockergestein vor.

- Frankreich:

Ein französisches Modell bezüglich der Verbruchprozesse im Lockergestein gibt es nachzeitigem Kenntnisstand ebenfalls nicht (unter anderem AL HEIB, 18.06.2004).

Es wird jedoch gegenwärtig auf französischer Seite durch das INERIS (L’Institut National de l’Environnement Industriel et des Risques) eine umfangreiche Richtlinie für den Umgang mit altbergbaulichen Problemen bearbeitet (L’élaboration des Plans de Prévention des Risques Miniers, kurz PPRM).

- Großbritannien:

Nach dem Ergebnis verschiedener Fachgespräche (unter anderem mit DE FREITAS, 05.05.2004 und REDDISH, 16.11.2005) sowie einer Internetrecherche existiert auch in Großbritannien bisher kein entsprechendes Rechenmodell.

- Niederlande:

Sowohl in der Literatur als auch im Rahmen von Gesprächen mit Fachleuten (unter anderem POETTGENS, 14.02.2003 und BEKENDAM, 27.01.2005) konnte in den Niederlanden kein Ansatz zur Modellierung der Tagesbruchgeometrie im Lockergestein recherchiert werden.

- Südafrika:

Auch für Südafrika konnte weder in der Literatur noch in Fachgesprächen (VAN DER MERWE, 16.11.2005) ein Tagesbruchmodell für das Lockergestein recherchiert werden.

- USA:

In den USA existieren qualitative Beschreibungen der Verbruchmechanismen im Lockergestein. Hier sei vor allem auf die Laborversuche zur Modellierung der Verbruchprozesse im Lockergestein unter verschiedenen Randbedingungen durch CHEN & BECK (1989) hingewiesen. Ziel der Versuche war es, wissenschaftliche Grundlagen für die Untersuchungen von Tagesbrüchen über Karst zu schaffen. Dabei wurde Bodenmaterial in einen Versuchscontainer mit Seitenwänden aus Plexiglas und verschließbaren Öffnungen an der Unterseite eingebaut. Als Versuchsböden standen mittelfeiner Sand, schluffiger Sand sowie sandiger Ton zur Verfügung. Die Böden wurden mit variierenden Wassergehalten eingebaut. Gesättigte beziehungsweise teilgesättigte Verhältnisse der Böden wurden mit Hilfe einer Sprinkleranlage simuliert.

Die Versuche ergaben unter verschiedenen Randbedingungen folgendes Verhalten einzelner Bodenarten:

- Mittelfeiner Sand, trocken:

Nach dem Öffnen des Loches an der Unterseite entstanden fast augenblicklich kleine runde Senkungen an der Sandoberfläche. Innerhalb kurzer Zeit vergrößerten sich diese zu konisch geformten Tagesbrüchen. Dabei beschränkte sich die Bewegung zunächst auf einen zylindrischen Bereich zwischen dem Loch und der Oberfläche. Der Böschungswinkel stellte sich schließlich mit 30° bis 40° ein. Diese Werte liegen etwa in der Größenordnung des Winkels der inneren Reibung ϕ' des Sandes.

- Schluffiger Sand, trocken:

Die Resultate dieser Versuche waren ähnlich den oben genannten, allerdings waren die Senkungsmulden kleiner und hatten steilere Wände.

- Sandiger Ton, trocken:

Nach 24 Stunden war kein Verbruch aufgetreten. Das Bodenmaterial blieb stabil.

- Sand, feucht:

Auch nach zusätzlicher Belastung der Oberfläche war in diesem Fall kein Verbruch zu beobachten.

- Sand, gesättigt:

In diesem Material bildete sich durch seitliche Erosion ein glockenförmiger Hohlraum. Der Hohlraum ging dann nach Einbruch der gewölbten Decke in einen trichterförmigen Tagesbruch mit steilen unteren Wänden über.

- Sandiger Ton, gesättigt:

In diesem Material bildete sich ein Tagesbruch mit flach geneigten oberen Wänden und steilen, beinahe vertikalen unteren Wänden. Der Durchmesser des schlotartigen Bereiches lag wenig unterhalb des Durchmessers der Öffnung in der Unterseite des Versuchscontainers.

Bei weiteren Versuchen mit unterschiedlichen Lagen von Bodenmaterial konnte nachgewiesen werden, dass sich der Hohlraum in nichtbindigen Schichten unterhalb bindiger Schichten seitlich ausdehnt, bis sich über den äußeren Enden der Hohlräume Risse im tonigen Material bildeten und das Hangende einbrach. Bereits sehr schmale Öffnungen können demnach Tagesbrüche verursachen, deren Durchmesser um ein Vielfaches größer ist als die Öffnung im Festgestein.

Bei ungleichmäßigem Verbrauch des Tonmaterials konnte im Versuch auch die asymmetrische Ausbildung eines Tagesbruches gezeigt werden.

Darüber hinaus führten die Versuchsergebnisse zu folgenden Schlüssen:

- Bereits geringe Niederschlagsmengen können dazu führen, dass sich Verstopfungen lösen und der Verbrauch fortschreitet.
- Mehrere benachbarte Öffnungen können zu einem großen Bruch an der Oberfläche führen.
- Auflasten auf die Geländeoberkante scheinen nicht zu verstärktem Einbrechen tiefliegender kleiner Hohlräume zu führen.
- Bei Vorhandensein eines Grundwasserspiegels fällt dieser im Laufe des Bruchprozesses über der Öffnung sprunghaft ab. Dies führt zu einer vertikalen Wasserbewegung mit großem Auswascheffekt.
- Tagesbrüche fallen bei geringmächtigem Lockergestein schneller.

- Die Art des unmittelbar über der Öffnung im Festgestein befindlichen Bodenmaterials ist ein kritischer Faktor. Tonige Schichten können, in Abhängigkeit von der Größe der Öffnung im Festgestein, zumindest zeitweilig standsicher bleiben. Trockene Sande brechen schnell nach. Wassergesättigte Sande brechen ebenfalls relativ schnell nach, jedoch etwas verzögert. Feuchte, oder semi-saturierte Sande sind standfester und führen zu beinahe senkrechten Verbruchwänden.

Auf die hier beschriebenen Ergebnisse der Untersuchungen von CHEN & BECK (1989) wird später im Rahmen der Erläuterungen zu eigenen Erkenntnissen noch einmal eingegangen werden (vgl. Kap. 6.4).

Hinweise durch Dritte auf weitere bestehende Tagesbruchmodelle für das Lockergestein ergaben sich weder im Rahmen der Vorveröffentlichungen zu dieser Arbeit noch im Rahmen des Erfahrungsaustausches innerhalb der Commission on Mine Closure der Internationalen Gesellschaft für Felsmechanik (ISRM).

Zusammenfassend wird festgestellt, dass auf internationaler Ebene kein weiteres Verfahren zur Modellierung der Tagesbruchgeometrie im Lockergestein ermittelt werden konnte.

5 Anwendbarkeit der bestehenden Modellvorstellungen

Im Rahmen der vorliegenden Untersuchungen wurden die bisher eingeführten Methoden zur Berechnung von Tagesbrüchen zusammengestellt und im Hinblick auf ihre Anwendbarkeit im Wurmrevier bewertet. Die Ergebnisse werden in den folgenden Unterkapiteln zusammengefasst.

5.1 Nomogramme nach HOLLMANN & NÜRENBERG (1972)

- Diese Nomogramme berücksichtigen ausschließlich die Verhältnisse innerhalb des karbonischen Festgesteins.
- Sie sind zur Prognose von Tagesbruchabmessungen im Wurmrevier nur dort einsetzbar, wo das karbonische Festgestein unmittelbar an der Geländeoberkante ansteht. Dies sind jedoch lediglich einige Einzelfälle in unmittelbarer Nachbarschaft zur Wurm.

Die Nomogramme nach HOLLMANN & NÜRENBERG (1972) können jedoch im Rahmen der vorliegenden Arbeit zur Abschätzung der Breite des Gefährdungsbereiches an der Oberkante des karbonischen Festgesteins unterhalb der Lockergesteine verwendet werden.

5.2 Hohlraum-Bruchvolumen-Bilanz (HBB) nach MEIER (2001b)

- Die Anwendung der Hohlraum-Bruchvolumen-Bilanz setzt eine genaue Kenntnis der Abmessungen des Primärhohlraumes voraus. Entsprechende Daten stehen im Wurmrevier nicht zur Verfügung (s. Kap. 3.3). Darüber hinaus erschwert die meist geneigte Flözlagerung im Wurmrevier eine zuverlässige Abschätzung der zur Verfügung stehenden Primärhohlräume, da das verstär-

zende Material entlang der geneigten Flächen auch leicht in tiefere Bereiche abwandern kann.

- Die Hohlraum-Bruchvolumen-Bilanz erlaubt keine differenzierten Aussagen zur Öffnungsbreite der Tagesbrüche an der Geländeoberkante; MEIER (2001b) postuliert eine gefährdete Breite, die etwa identisch mit der Abbau- beziehungsweise Streckenbreite ist. Es wird dabei davon ausgegangen, dass sich als Endform näherungsweise die Kontur des untertägigen Hohlraumes an der Geländeoberkante durchpaust. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird später noch an zwei Tagesbrüchen nachgewiesen werden, dass diese vereinfachende Annahme nicht auf das Wurmrevier übertragbar ist (s. Kap. 6). Tatsächlich ist die Tagesbruchgeometrie im Lockergestein abhängig von den Materialeigenschaften der einzelnen Schichtglieder (s. Kap. 9).

Hohlraum-Bruchvolumen-Bilanzen sind aus diesen Gründen nicht geeignet, die im Wurmrevier beobachteten Tagesbruchgeometrien zu beschreiben beziehungsweise zu prognostizieren.

5.3 Komplexmodell nach FENK (1979, 1981 und 2000)

In FENK (2000) wurde im Rahmen eines DFG-Forschungsvorhabens ein Rechenprogramm zur Ermittlung der Abmessungen von Tagesbrüchen in Abhängigkeit von der Ausbildung des Deckgebirges über ostdeutschen Braunkohlenlagerstätten entwickelt. Zur Überprüfung einer möglichen Übertragbarkeit der Rechenansätze von FENK (1979, 1981, 2000) auf die Verhältnisse im Wurmrevier wurde Herr Prof. Dr.-Ing. habil. Fenk durch die Arbeitsgruppe Altbergbau „Aachener Revier“ mit der Berechnung von Tagesbruchabmessungen für drei charakteristische Deckgebirgsprofile aus dem Untersuchungsbereich beauftragt.

Bei diesen drei Profilen wurde insbesondere die Mächtigkeit der basalen bindigen Unteren Lintfort-Schichten variiert, um deren Einfluss auf die Wahrscheinlichkeit von Tagesbrüchen und deren Abmessungen zu quantifizieren. Weiterhin wurden Profile und Annahmen zur Größe des Primärbruchvolumens im karbonischen Festgestein aus Bereichen gewählt, in denen Tagesbrüche bekannt waren.

Die Berechnungsergebnisse von FENK (2002) können wie folgt zusammengefasst werden:

- Nach den Erfahrungen aus dem Wurmrevier wurden durch die Arbeitsgruppe Altbergbau „Aachener Revier“ Abmessungen des Primärbruches an der Oberkante des karbonischen Festgesteins von 0,8 m x 5,0 m bis 1,5 m x 15,0 m vorgegebenen. Aufgrund der Randbedingungen des Rechenprogrammes konnte jedoch keine Aussage zur Tagesbruchausbildung über diesen Primärbrüchen getroffen werden. Das Rechenprogramm erfordert die Eingabe kleiner Primärhohlraumabmessungen an der Oberkante des karbonischen Festgesteins bei einem vorgegebenen Seitenverhältnis der Länge zur Breite von 2:1.
- Für die Berechnungen wurden daher Abmessungen von 1,6 m x 0,8 m beziehungsweise 3,0 m x 1,5 m zugrunde gelegt. Die Bruchberechnungen wurden für angenommene Primärbruchvolumina von 10 bis 150 m³ durchgeführt. Anhand der Berechnungen ergeben sich für alle Profile kreis-kegelstumpfförmige oder kreiszylindrische Bruchdurchmesser zwischen $D_{br} = 2,12$ m an der Oberkante des karbonischen Festgesteins und 0,63 m an der Geländeoberkante. Die Werte beziehen sich auf den Zustand des Bruchkörpers unmittelbar nach der Entstehung.
- Die Änderungen von Hohlraumabmessungen an der Oberkante des karbonischen Festgesteins, Primärbruchvolumen sowie Mächtigkeit der einzelnen Deckgebirgsschichten bewirken nur eine Änderung der Tagesbruchvolumina und damit der Tagesbruchtiefen; der Tagesbruchdurchmesser bleibt konstant.

Die Ergebnisse der Berechnungen von FENK (2002) stimmen hinsichtlich der Abmessungen der Tagesbrüche nicht mit den Erfahrungen aus dem Wurmrevier überein. Tagesbrüche im Wurmrevier weisen meist Bruchdurchmesser D_{br} von deutlich $> 0,63$ m auf und können in Ausnahmefällen auch Querdurchmesser von $D_{br} > 10$ m erreichen. Die Längsdurchmesser in Richtung des Flözausbisses können dieses Maß noch erheblich überschreiten (elliptischer Tagesbruchgrundriss).

Nach den vorliegenden Berechnungsergebnissen von FENK (2002) bleibt die Größe des Tagesbruches auch bei einer Variation der Mächtigkeiten der einzelnen Lockergesteinsschichten unverändert. Eigene Untersuchungen belegen für das Wurmrevier jedoch einen solchen Zusammenhang (vgl. Kap. 6).

Die den Berechnungen von FENK (2002) zugrunde gelegten Scherfestigkeitsparameter lagen deutlich unterhalb der im Rahmen der vorliegenden Arbeit ermittelten Werte (s. Kap. 7). Eine Neuberechnung nach FENK (2002) mit den im Labor bestimmten Scherparametern würde jedoch noch kleinere Bruchdurchmesser liefern und damit noch weiter von den tatsächlich beobachteten Verhältnissen abweichen.

Auch wenn die Modellvorstellungen von FENK (1979, 1981, 2000) hinsichtlich der Form der Bruchhohlräume grundsätzlich eine plausible Annäherung an die im Wurmrevier beobachteten Tagesbrüche darstellen, so sind die Rechenansätze zur Quantifizierung der Tagesbruchgeometrie doch offenbar nicht vollständig auf die Verhältnisse im Wurmrevier übertragbar.

FENK (12.11.2005) führt dies vor allem darauf zurück, dass im ostdeutschen Braunkohlenbergbau meist söhlige Lagerung und damit vergleichsweise begrenzte Primärbruchvolumina vorliegen.

5.4 Kräftegleichgewichtsmodell nach PENZEL (1980)

- Dieses Modell berücksichtigt die Auflockerung des Gebirges im Laufe des Verbruchprozesses nicht.
- Die Annahme grundsätzlich senkrechter Verbruchwände stimmt nicht mit den Beobachtungen im Wurmrevier überein.

Das Kräftegleichgewichtsmodell ist daher nicht geeignet, die im Wurmrevier beobachteten Tagesbruchgeometrien zu simulieren.

5.5 Bruchgewölbemodell nach JAROSZ (1975)

- Es wird lediglich die Druckgewölbehöhe im festen Fels berücksichtigt.
- In der Abschätzung des Reziprokwertes m der Poisson-Konstante liegen verhältnismäßig große Unsicherheiten.
- Aussagen zur Ausbildung der Tagesbruchgeometrie innerhalb der hangenden Lockergesteine werden nicht gemacht.

Das Modell ist zur Prognose der Tagesbruchgeometrie im Lockergestein nicht anwendbar.

5.6 Forschungs- und Entwicklungsvorhaben „Entwicklung eines Verfahrens zur Vorausberechnung restlicher Gebirgs- und Bodenbewegungen in Folge tages- und oberflächennahen Altbergbaus“ (RWTH AACHEN, 2002, 2003 und 2004)

Für die Ergebnisse dieses Forschungs- und Entwicklungsvorhabens gelten nach dem derzeitigen Kenntnisstand die gleichen Anwendungsgrenzen wie für die Nomogramme von HOLLMANN & NÜRENBERG (1972), da sie auf diesen Nomogrammen basieren (s. Kap. 5.1).

5.7 Zusammenfassende Bewertung der verschiedenen Modellvorstellungen zum Bruchgeschehen innerhalb des karbonischen Festgesteins im Hinblick auf ihre Anwendbarkeit auf das Wurmrevier

Nach einer Bewertung der gängigsten Verfahren (s. Kap. 4), dem Hohlraum-Bruchvolumen-Bilanzmodell (MEIER, 2001b), dem Kräftegleichgewichtsmodell (PENZEL, 1980) sowie dem Bruchgewölbe-Modell (JAROSZ, 1975), muss festgestellt werden, dass die derzeit verfügbaren rechnerischen Verfahren nicht ausreichen, um die Öffnungsweiten der Verbrüche an der Oberkante des Festgesteins im Wurmrevier ausreichend realitätsnah zu prognostizieren. Lediglich die mögliche Anwendbarkeit eines Bruchgewölbeansatzes für das Wurmrevier kann nicht grundsätzlich ausgeschlossen werden. Grundlage dieser Einschätzung sind Plausibilitätsprüfungen durch Beispielberechnungen (HAMM, 2004) sowie Überlegungen zu den grundlegenden Nachteilen der einzelnen Verfahren.

Das Verfahren, welches zur Abschätzung der Öffnungsweiten an der Oberkante des karbonischen Festgesteins derzeit am besten geeignet scheint, ist das empirische Hüllkurvenverfahren nach HOLLMANN & NÜRENBERG (1972, s. Kap. 4.2.1).

5.8 Zusammenfassende Bewertung der bestehenden Modellvorstellungen zum Bruchgeschehen innerhalb des Lockergesteins im Hinblick auf ihre Anwendbarkeit auf das Wurmrevier

Die Recherchen im Rahmen der vorliegenden Arbeit haben ergeben, dass national und international zwar zahlreiche unterschiedliche Verfahren zur Modellierung der Verbruchmechanismen im Festgestein existieren, Modellansätze zu einem differenzierten Tagesbruchverlauf im Lockergestein jedoch auf das Komplexmodell von FENK (1979, 1981, 2000) beschränkt sind. Berechnungen mit diesem Modell ergaben jedoch keine zufriedenstellende Übereinstimmung mit den im Aachener Wurmrevier beobachteten Tagesbruchabmessungen.

Aus diesem Grund war es erforderlich, für das Wurmrevier ein lokal geeignetes Prognosemodell auf der Grundlage geologisch-geotechnischer Feld- und Laboruntersuchungen sowie theoretischer Überlegungen zu den Verbruchmechanismen zu entwickeln.

6 Felduntersuchungen

6.1 Allgemeines

Zur Klärung des aktuellen Gefährdungspotenzials für die Geländeoberkante wurden im Auftrag der Bergverwaltung Düren in den Jahren 2003 und 2004 an zwei Tagesbrüchen Vor-Ort-Untersuchungen durch das Ingenieurbüro Heitfeld-Schetelig GmbH, Aachen, unter der Leitung des Verfassers der vorliegenden Arbeit durchgeführt und im Hinblick auf die speziellen Tagesbruchbedingungen und in situ-Geometrien detailliert ausgewertet.

Bei den untersuchten Tagesbrüchen handelt es sich um den Tagesbruch Mühlenbach (TGB 2504/5634/001) in Herzogenrath-Pannesheide sowie einen Tagesbruch, der bereits im 19. Jahrhundert westlich der Haus-Heyden-Straße in Herzogenrath-Kohlscheid gefallen war. Die Ergebnisse der Untersuchungen sind im Folgenden zusammengefasst. Ein Lageplan mit den beiden Untersuchungsbereichen ist in Abb. 18 dargestellt (LANDESVERMESSUNGSAMT NORDRHEIN-WESTFALEN, verschiedene Erscheinungsjahre).

6.2 Tagesbruch Mühlenbach in Herzogenrath

6.2.1 Ereignis

Im Jahr 1999 ist auf einer landwirtschaftlich genutzten Fläche im Bereich Herzogenrath-Pannesheide ein großer ovaler Tagesbruch mit Abmessungen von etwa 12 x 15 m und einer Teufe von rd. 12 m gefallen (s. Abb. 19). Der Tagesbruch wurde im Rahmen einer Erstsicherung mit Bergkies verfüllt.

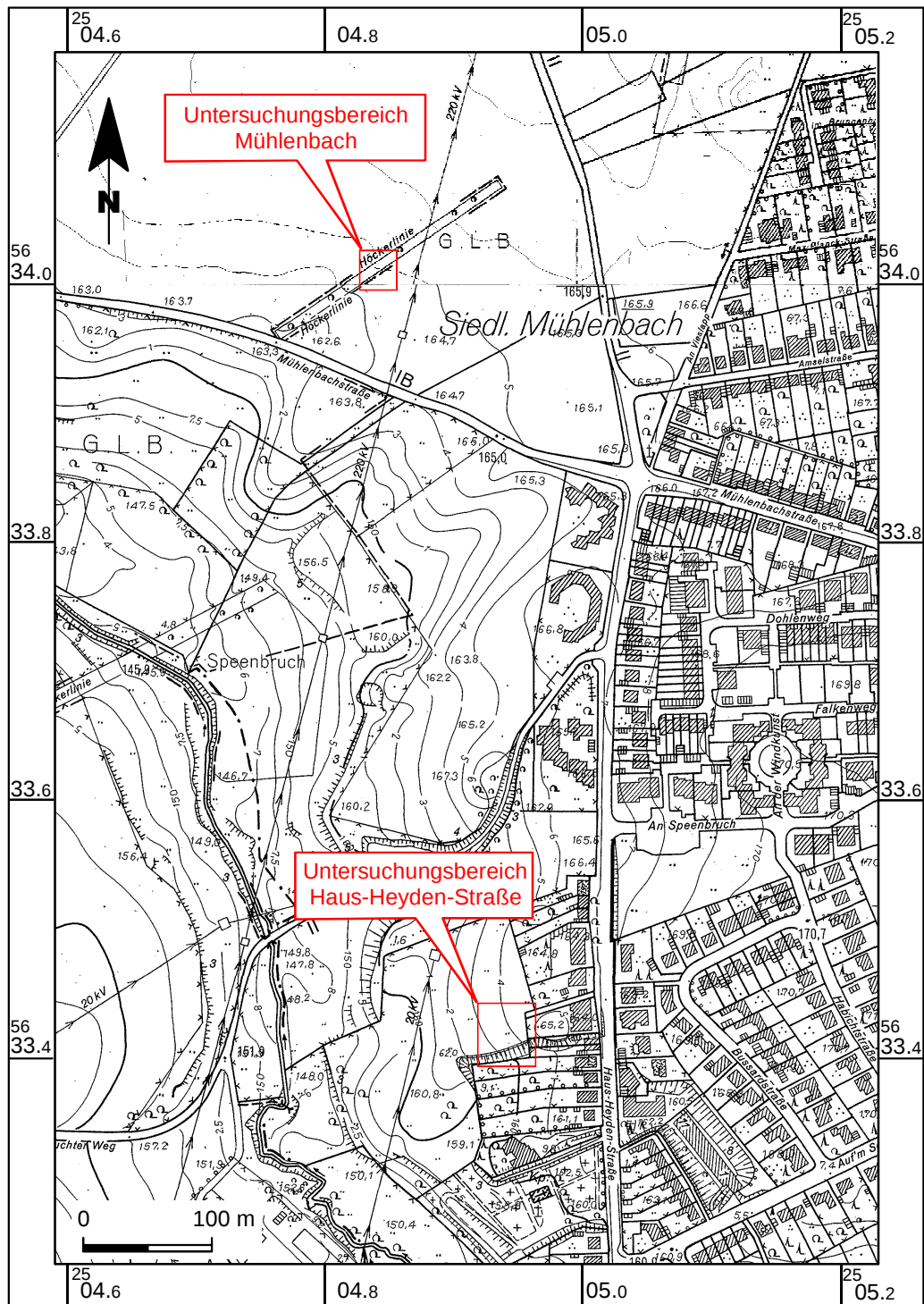


Abb. 18: Lageplan Untersuchungsbereiche Mühlentbach und Haus-Heyden-Straße in Herzogenrath



Abb. 19: Tagesbruch Mühlenbach in Herzogenrath-Pannesheide
(BERGVERWALTUNG DÜREN, 12.10.1999)

6.2.2 Art und Umfang der Untersuchungen

Die im Jahr 2003 durchgeführten Untersuchungen im Bereich des Tagesbruches Mühlenbach umfassten eine Bestandsaufnahme und Auswertung vorhandener Unterlagen sowie das Abteufen von sechs Kleinrammbohrungen nach DIN 4021 (10.1990) und vier geneigte Kernbohrungen. Die Kernbohrungen wurden mit Liner gerammt, um möglichst ungestörte Kernproben zu gewinnen.

Die Auswertung alter Kartenunterlagen ergab keine Hinweise auf alte Tagesbrüche an der Tagesbruchposition oder in dessen Umgebung. An der Oberkante des karbonischen Festgesteins verläuft der Ausbiss des Flözes Steinknipp (vgl. Kap. 10.2.1).

Ziele der damaligen Untersuchungen waren die Klärung der Tagesbruchursache sowie die Abschätzung der Standsicherheit der Geländeoberkante in der näheren Umgebung.

Die Ergebnisse der Felduntersuchungen am Tagesbruch Mühlenbach erlauben es, das im Folgenden dargestellte qualitative Modell des Tagesbruchverlaufes in fünf Phasen zu rekonstruieren.

In weiteren Kapiteln wird dieses zunächst qualitative Modell dann auf der Grundlage bodenmechanischer Überlegungen zur Standsicherheit sowie durch Modellrechnungen zu gefallen Tagesbrüchen überprüft und in ein quantitatives Modell zur Abschätzung von Gefährdungsbereichen weiterentwickelt.

6.2.3 5-Phasen-Modell des Bruchmechanismus

Die Lockergesteinsüberdeckung des karbonischen Festgesteins setzt sich im Bereich des Tagesbruches Mühlenbach aus rd. 14 m bindigen Unteren Lintfort-Schichten unmittelbar oberhalb des karbonischen Festgesteins, gefolgt von rd. 9 m nichtbindigen Terrassensedimenten sowie rd. 3 m bindigem Lösslehm zusammen (s. Abb. 20).

Die Untersuchungsergebnisse legen die nachfolgend beschriebenen Hypothesen für einen phasenweisen Ablauf des Verbruchprozesses nahe.

- Phase 1

Das unterhalb des Tagesbruches ausstreichende Flöz Steinknipp wurde nach den Bohrergebnissen im Untersuchungsbereich tagesnah abgebaut. Der zwischen dem Abbauhohlraum und dem hangenden Lockergestein verbliebene Firstpfeiler, beziehungsweise ein Teil der Felsfeste, versagen zu einem nicht näher bestimmbar Zeitpunk und verbrechen in den bergmännischen Hohlraum (s. Abb. 20).

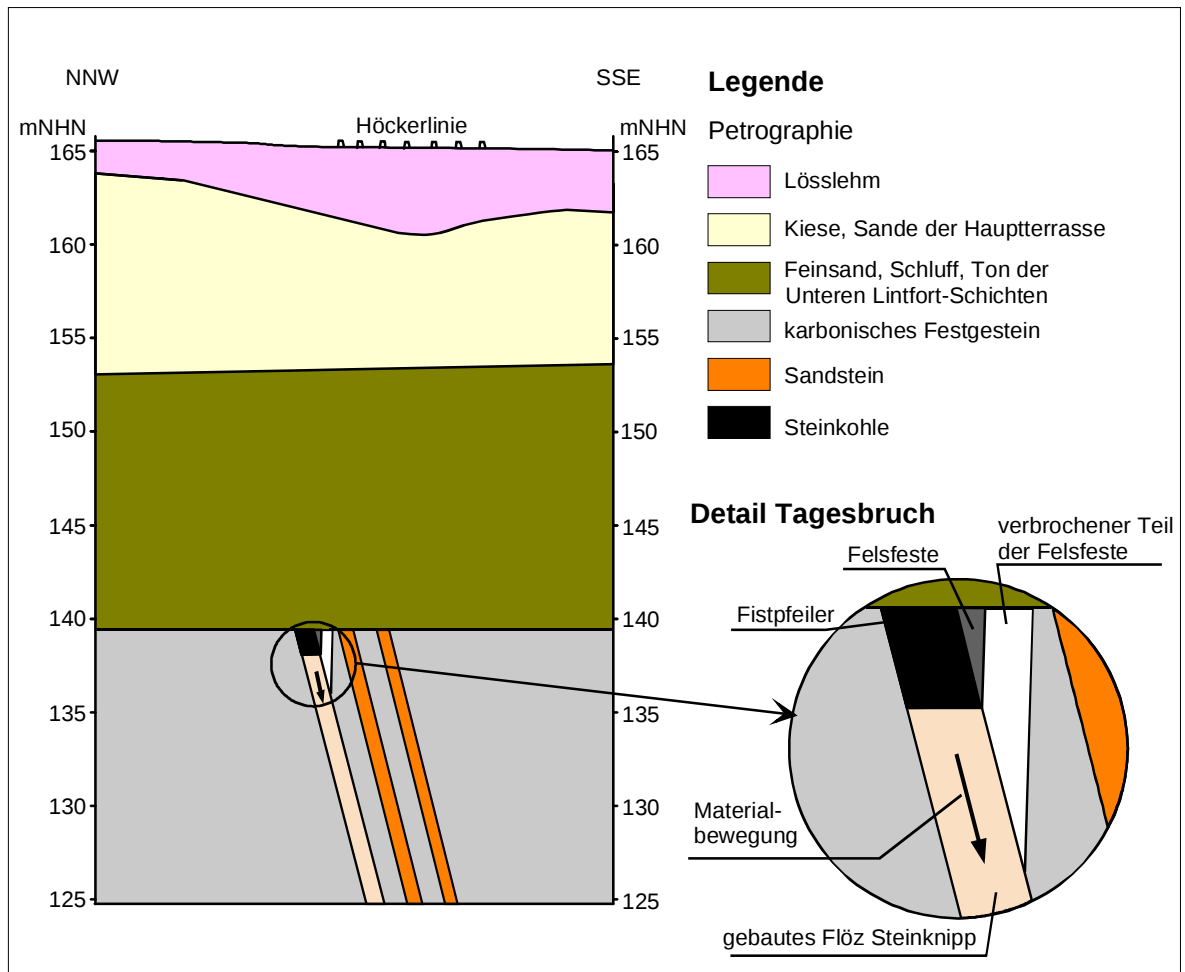


Abb. 20: Verbruch des Firstpfeilers und/oder der Felsfeste (Phase 1)

Hinsichtlich der Einschätzung der Stabilität des karbonischen Festgesteins über bergmännischen Hohlräumen wird auf die an der RWTH Aachen durchgeführte Untersuchung (RWTH AACHEN, 2002, 2003 und 2004) und Kap. 8 der vorliegenden Arbeit verwiesen.

Durch den Verbruch des Firstpfeilers und/oder der Felsfeste entsteht eine Öffnung an der Oberkante des karbonischen Festgesteins.

- Phase 2

Durch die Öffnung an der Oberkante des karbonischen Festgesteins in der ersten Verbruchphase kommt es zu einer Abnahme von stützenden Kräften und einer dadurch bedingten Spannungsumlagerung in den unmittelbar hangenden Unteren Lint-

fort-Schichten. Diese Spannungsumlagerung bewirkt eine Auflockerungszone mit Haarrissbildung, die zu einem verstärkten Sickerwasserzutritt in das seit langer Zeit durch den Bergbau bis in große Tiefen entwässerte karbonische Festgestein führt (s. Abb. 21).

Es ist anzunehmen, dass die Stabilität der Hohlraumfirste vermutlich weiterhin durch Austrocknungs- und Wiederbefeuchtungswechsel des Bodenmaterials an der Boden-Luft-Grenze herabgesetzt wird.

Durch die oben genannten Prozesse sowie auch durch langsame, rückschreitende Erosion beziehungsweise Suffosion der Unteren Lintfort-Schichten entsteht ein schlotartiger Hohlraum, der sich bis zur unteren Schichtgrenze der Terrassensedimente hocharbeitet (s. Abb. 22). Dabei nehmen der hydraulische Gradient und damit die Strömungsgeschwindigkeit des Sickerwassers sowie die Erosions- beziehungsweise Suffosionswirkung zu (vgl. Kap. 9.4).

In den engen, schlotartigen Hohlräumen innerhalb der kohäsiven Unteren Lintfort-Schichten kann sich nach diesen Beobachtungen der aktive Gleitkeil nach den Vorstellungen der klassischen Erddrucktheorie nicht ausbilden. Vielmehr stützt sich das Material an den Rändern räumlich gegenseitig ab und bildet einen geschlossenen Ring mit erhöhten Tangentialspannungen, also ein horizontales Gewölbe.

Ähnliche Subrosionsschlote mit annähernd lotrechten Wänden werden nach HEITFELD ET AL. (2003) neben flächenhaften Geländesenkungen auch gelegentlich beim Salinarkarst insbesondere in Hessen und Thüringen beobachtet und können dort Durchmesser von 10 bis 50 m erreichen. Sie entwickeln sich schrittweise von der Salzoberfläche in einer großen Tiefe von bis zu 700 m in einem Zeitraum von vermutlich mehreren 100.000 Jahren bis zur Geländeoberkante. Auch in den Kreisdeformationen westlich von Aachen wurden über unterirdischen Kalksteingruben Schlote von wenigen Zentimetern bis zu 5 m Durchmesser auf dem Abbauniveau und Höhen bis zu 40 m beobachtet (BEKENDAM, 1998).

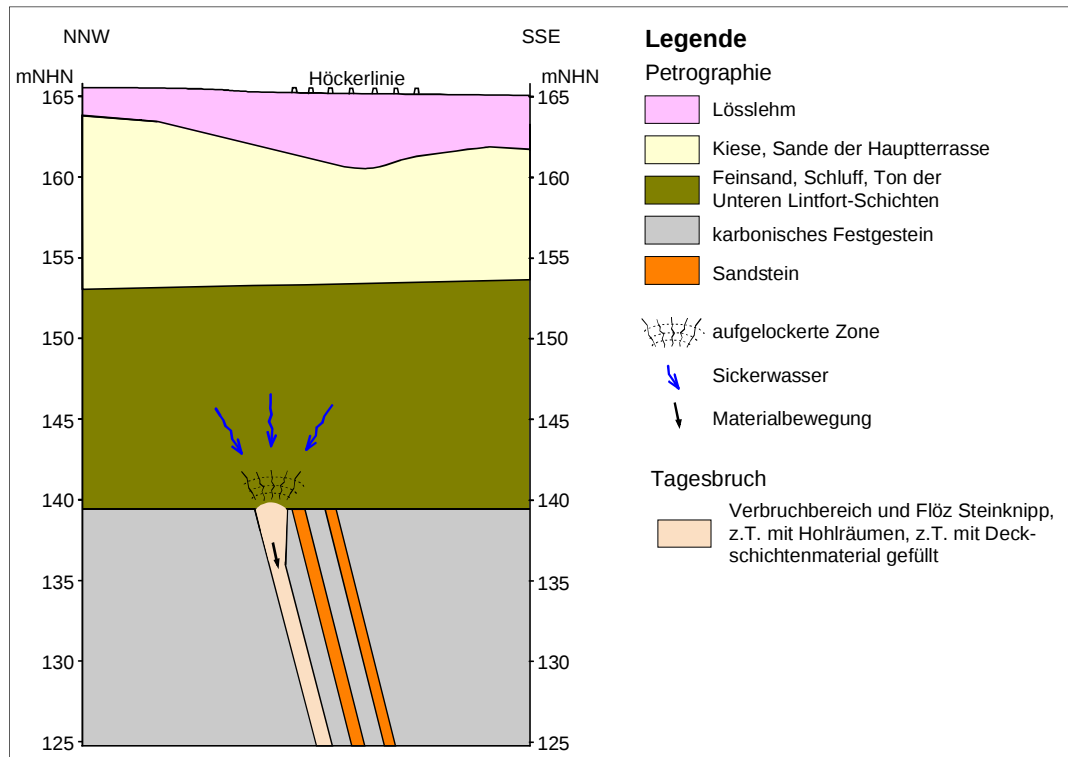


Abb. 21: Einsetzender Verbruch in den Unterer Lintfort-Schichten (Beginn der Phase 2)

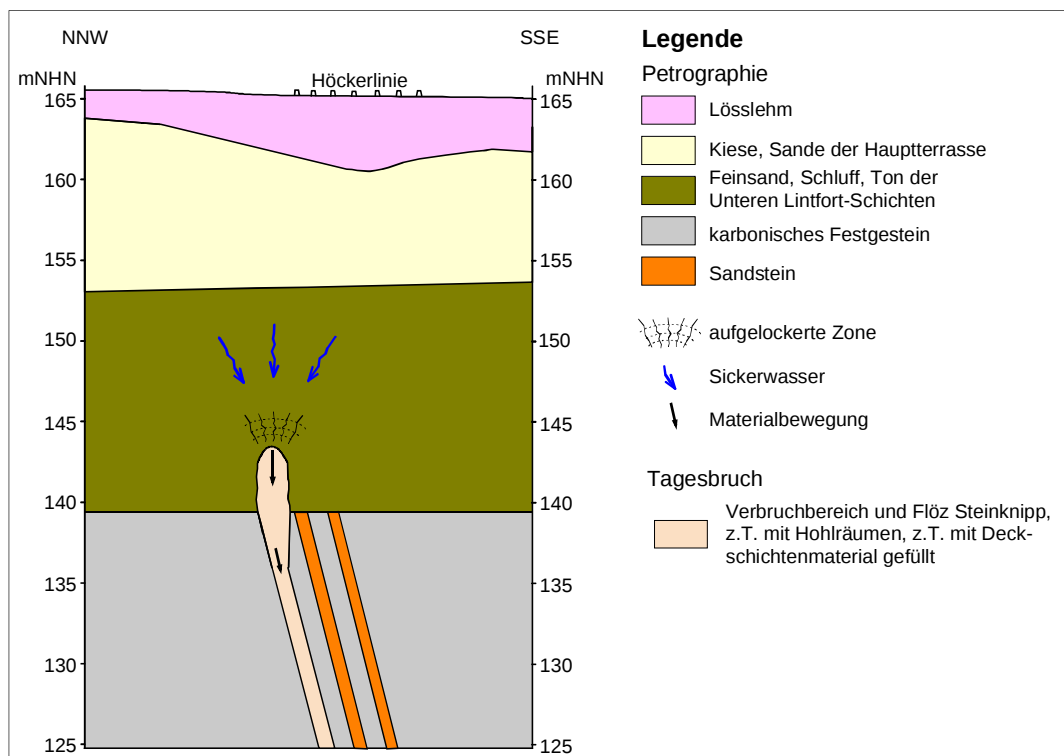


Abb. 22: Schlotförmiger Verbruch innerhalb der Unterer Lintfort-Schichten (Phase 2)

- **Phase 3**

Nachdem sich der schlotartige Hohlraum in den Unteren Lintfort-Schichten bis zur unteren Schichtgrenze der Terrassensedimente hochgearbeitet hat, brechen auch diese nach. Dabei ist aufgrund der fehlenden Kohäsion in diesen rolligen Sedimenten ein anderes Bruchverhalten als in den bindigen Unteren Lintfort-Schichten zu erwarten.

Eine grundsätzliche Vorstellung von der Hohlraumbildung in den Terrassensedimenten geben die Laborversuche von CHEN & BECK (1989) mit trockenem mittelfeinem Sand (s. Kap. 4.3). Dort wurden zunächst runde Einsenkungen der Oberfläche beobachtet, die sich zu konisch geformten Brüchen aufweiten.

Auch bei den gleichfalls nichtbindigen und weitestgehend kohäsionslosen Terrassensedimenten könnte man annehmen, dass an ihrer Oberfläche solche runden Senkungen eintreten, die sich zu konisch geformten Brüchen erweitern. Denkbar ist andererseits auch, dass bei diesem Vorgang in Abhängigkeit von ihrer Mächtigkeit, Zusammensetzung und von ihrem Wassergehalt eine Gewölbebildung innerhalb der Terrassensedimente auftritt.

Der instabile konisch geformte Hohlraum erweitert sich innerhalb der Terrassensedimente durch unterirdische Böschungsbrüche. Dabei fließt dem Hohlraum über die obere Schichtgrenze der Unteren Lintfort-Schichten radial Grundwasser zu und transportiert Bodenmaterial tiefer in den Untergrund. Dies kann sich in Abhängigkeit von der Mächtigkeit der wasserführenden Schicht auch als Strömungsdruck ungünstig auf die Standsicherheit der unterirdischen Böschung auswirken.

Die Verbruchgeometrie wird dabei vor allem durch den Durchmesser der Öffnung an der Oberkante des karbonischen Festgesteins bestimmt, welche längs und quer zum Streichen des Steinkohlenflözes unterschiedlich sein kann; auch Asymmetrien in den Bodenablagerungen können zu asymmetrischen Tagesbruchformen beitragen.

Bei fortschreitender seitlicher Ausdehnung des Verbruches kommt es aufgrund von Überschreitungen der maximalen Gewölbespannweite immer wieder zum Einbrechen schmaler spannungslos gewordener Hangendschichten und zum Aufbau eines Druckgewölbes mit größerer Spannweite.

Die Stützlinie des Gewölbes verschiebt sich in Richtung Geländeoberkante; die Hohlraumfirste bricht weiter aufwärts. Die Lösslehmdecke überbrückt den Hohlraum zunächst infolge ihres kohäsiven Zusammenhaltes, indem Zugkräfte aufgenommen werden (s. Abb. 23).

Die Dauer der Phase des Verbruches in den Terrassensedimenten ist vermutlich aufgrund der stärkeren Wasserdurchströmung und der damit verbundenen größeren Erosionswirkung wesentlich kürzer als die Dauer der Verbruchphase in den Unteren Lintfort-Schichten.

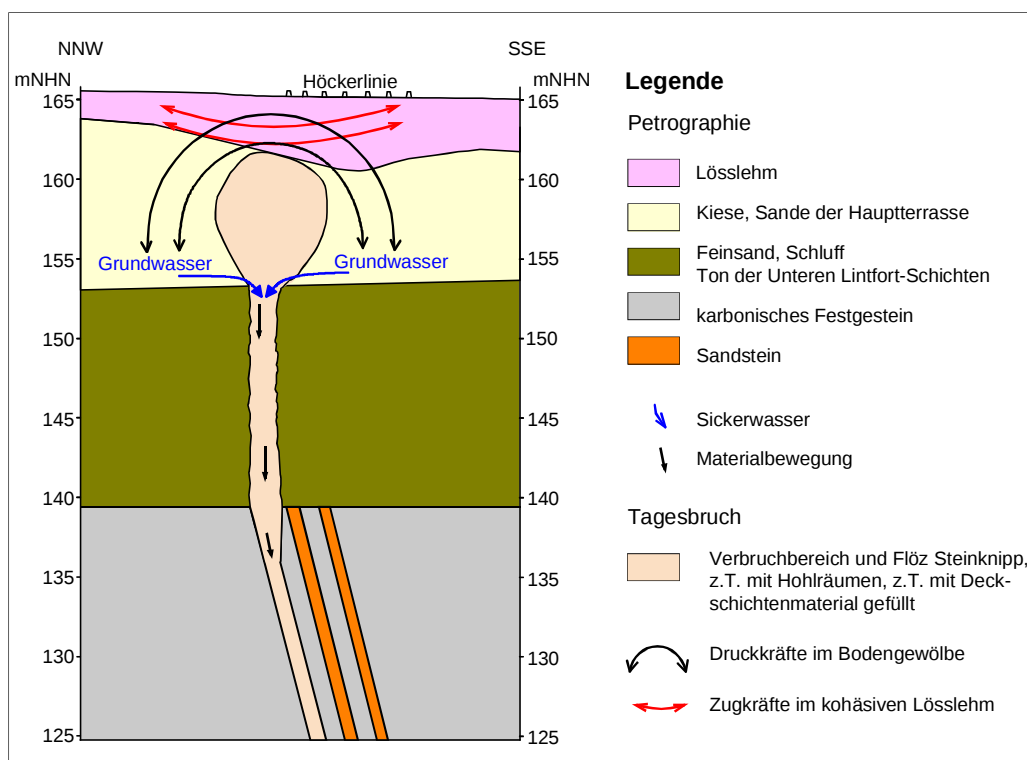


Abb. 23: Seitliche Ausdehnung des Hohlraumes in den Terrassensedimenten (Phase 3)

- Phase 4

Damit sich ein Druckgewölbe im Hangenden ausbilden kann, muss eine genügend mächtige Lockergesteinsschicht über dem Hohlraum verbleiben. In der Nähe der Geländeoberkante sinkt die Gewölbetragkraft aufgrund zu geringer Deckschichtenmächtigkeit ab. Dies führt schließlich zu einer Überschreitung der maximalen Scherfestigkeit des Lösslehms in einer (entsprechend der Gravitationskrafttrichtung) senkrechten Scherfuge und damit zu einem plötzlich eintretenden Tagesbruchereignis (s. Abb. 24 und vgl. PENZEL, 1980).

Denkbar ist grundsätzlich auch, dass sich standsichere Gewölbe ausbilden, bis die Stützlinie die Geländeoberkante erreicht und sich eine zunächst kleine Öffnung bildet, die sich sukzessive erweitert.

Diese Verbruchphase verläuft vermutlich innerhalb einer relativ kurzen Zeitspanne.

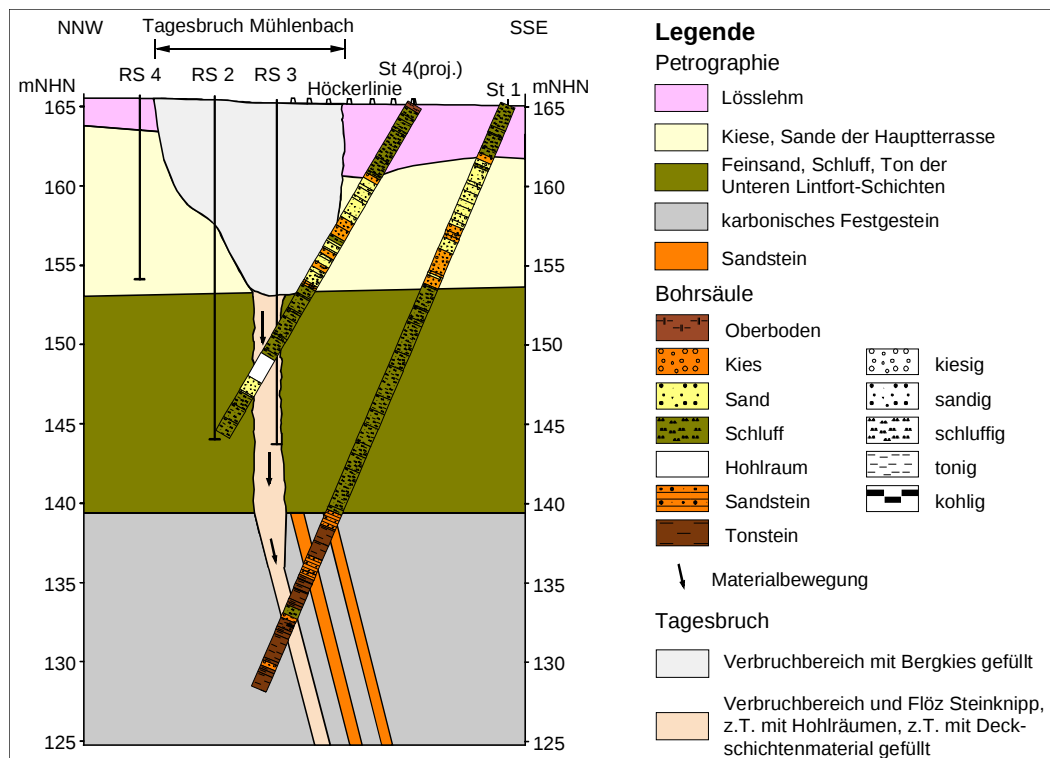


Abb. 24: Geometrie des Tagesbruches Mühlenbach (Phase 4) mit Bohrergebnissen

- Phase 5

Der entstandene Tagesbruch weist zunächst steile Böschungswände auf (s. Abb. 19 und Abb. 24). Dabei wird der Tagesbruch durch die Kohäsion des Lösslehms beziehungsweise ein horizontales Druckgewölbe zeitweilig stabilisiert. Zu einer Ausbildung von Böschungen mit Neigungen entsprechend dem Reibungswinkel kommt es aufgrund der meist unmittelbar nach dem Verbruch begonnenen Verfüllarbeiten in der Regel nicht mehr. Die Phase der Abböschung der Tagesbruchöffnung wäre bei einem längerfristig offenstehenden Tagesbruch als letzte Verbruchphase zu erwarten.

6.3 Tagesbruch an der Haus-Heyden-Straße in Herzogenrath

6.3.1 Ereignis

Zur Überprüfung der am Tagesbruch Mühlenbach gewonnenen Erkenntnisse wurde im Jahr 2004 ein weiterer Tagesbruch untersucht. Dieser ist bereits vor rund 200 Jahren im Bereich des Bergwerkes Spaenbruch über dem Flöz Großmühlenbach gefallen und liegt westlich der Haus-Heyden-Straße am Stadtrand von Kohlscheid auf einer heute viehwirtschaftlich genutzten Fläche (s. Abb. 18).

6.3.2 Art und Umfang der Untersuchungen

Im Bereich des Tagesbruches an der Haus-Heyden-Straße wurden nach der Bestandsaufnahme und Auswertung der vorhandenen Unterlagen 24 Kleinrammbohrungen nach DIN 4021 (10.1990) sowie fünf geneigte Kernbohrungen abgeteuft. Die Kernbohrungen wurden auch hier mit Liner gerammt. Die Ergebnisse sind in der vorliegenden Arbeit zusammengefasst dargestellt.

6.3.3 Ergebnisse

Der oben geschilderte modellhafte Ablauf des Verbruches im Falle einer Wechsel-schichtung von rolligem Lockergestein zwischen zwei bindigen Schichten konnte im Rahmen der Untersuchungen auch für den Tagesbruch an der Haus-Heyden-Straße weitgehend bestätigt werden. Es handelt sich dabei um einen für das Wurmrevier typischen Deckgebirgsaufbau.

Beim dem Tagesbruch an der Haus-Heyden-Straße arbeitete sich der Verbruch durch rund 6 m mächtige Untere Lintfort-Schichten mit einem Durchmesser von rund 1 m schlotförmig bis zu den etwa 5 m mächtigen Terrassensedimenten hoch, um dann eine radiale Verbreiterung auf circa 3 bis 4 m Durchmesser zu erfahren, bevor das verbliebene Hangende versagte (s. Abb. 23). Die Lösslehmdecke hatte im Bereich dieses Tagesbruches ursprünglich eine Mächtigkeit von rund 2,5 m, wurde jedoch mittlerweile überwiegend durch Aufschüttung ersetzt.

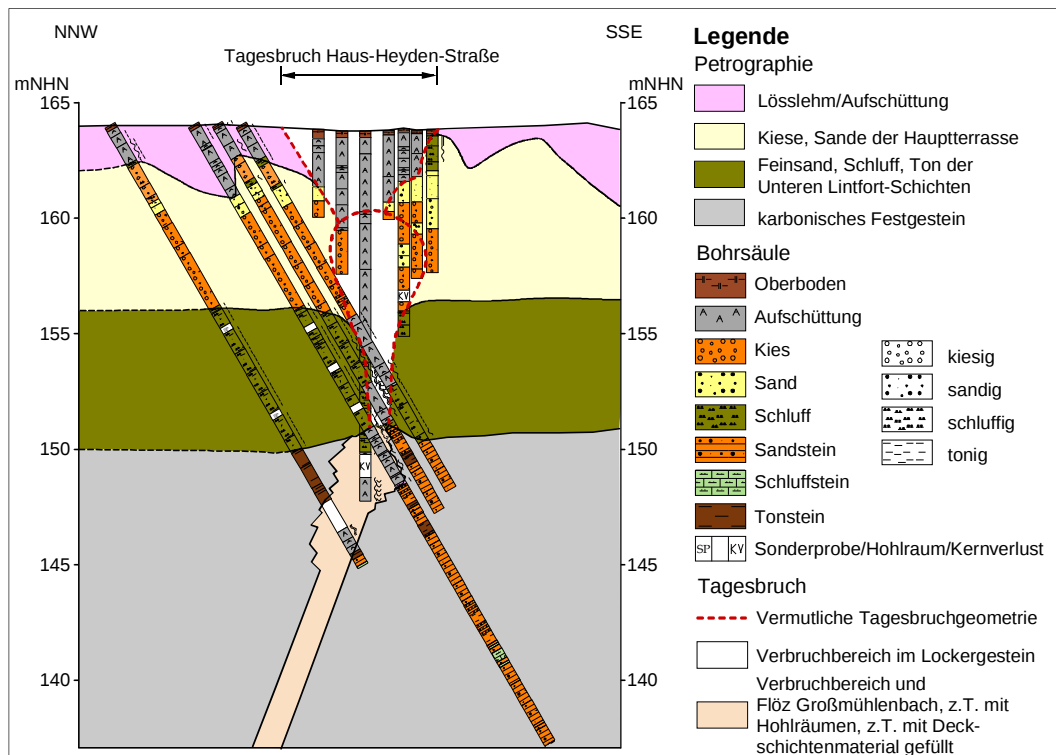


Abb. 25: Modell des Tagesbruches Haus-Heyden-Straße mit Bohrergebnissen

6.4 Arbeitshypothesen

Der geschilderte Modellablauf der einzelnen Verbruchphasen führt zu den folgenden Arbeitshypothesen hinsichtlich der Abschätzung von Gefährdungsbereichen an der Geländeoberkante:

- Eine mächtige Lösslehmschicht unmittelbar unter der Geländeoberkante kann breitere Hohlräume im Lockergestein überspannen. Je mächtiger die Lösslehmschicht ist, desto größer kann der zu erwartende Tagesbruch werden. Auch wird der Eintrittszeitpunkt des Tagesbruches an der Geländeoberkante durch eine mächtige Lösslehmschicht verzögert.
- Die seitliche räumliche Ausdehnung der Tagesbrüche ist neben der Geometrie der Öffnung an der Oberkante des karbonischen Festgesteins und damit des Erosionsschlotes in erster Linie von der Mächtigkeit der Terrassensedimente abhängig. Je mächtiger die Terrassensedimente sind, umso weitreichender können sich die unterirdischen Hohlräume zu den Seiten hin fortentwickeln. Das Tagesbruchvolumen wird bei ungehindertem Abwandern des Verbruchmaterials in das karbonische Festgestein maßgeblich durch diesen Prozess gesteuert.
- Das Vorhandensein von mächtigen, bindig ausgebildeten Deckschichten, hier den Unteren Lintfort-Schichten, verhindert entgegen früheren Vorstellungen nicht grundsätzlich die Entstehung von Tagesbrüchen.
- In den Unteren Lintfort-Schichten entwickelt sich der Tagesbruch schlotförmig und erfährt keine relevante seitliche Ausdehnung. Die Mächtigkeit der Unteren Lintfort-Schichten hat keinen maßgeblichen Einfluss auf die Abmessungen eines Tagesbruches. Die Mächtigkeit der Unteren Lintfort-Schichten bestimmt hauptsächlich die Dauer des Verbruchprozesses. Der Verbruch innerhalb dieser Schichten läuft nach allen vorliegenden Erfahrungen nur äußerst langsam ab. Dies bedeutet: Je mächtiger die Unteren Lintfort-Schichten ausgebildet sind, des-

to langfristiger ist nach Einstellung der bergmännischen Abbautätigkeit noch mit dem Auftreten von Tagesbrüchen zu rechnen.

- Die Grundwasserverhältnisse haben entscheidenden Einfluss auf den Verlauf des Bruchprozesses. Sie steuern zum Beispiel die Geschwindigkeit der vertikalen Erosion beziehungsweise Suffosion innerhalb der Unteren Lintfort-Schichten (vgl. Kap. 9.4).

Diese Vorstellungen stimmen gleichzeitig gut mit den qualitativen Beobachtungen für gesättigte Tone (Schlotbildung) und gesättigte Sande (Seitenerosion) von CHEN & BECK (1989) überein (s. Kap. 4.3). Die im folgenden Kapitel beschriebenen Ergebnisse der Laboruntersuchungen an den Sedimenten des Wurmreviers lassen für die Unteren Lintfort-Schichten auf einen etwa gesättigten Zustand schließen. Für die Terrassensedimente gilt dies vermutlich zumindest weiträumig unmittelbar oberhalb der als Grundwasserstauer wirkenden Unteren Lintfort-Schichten.

Der bei CHEN & BECK (1989) geführte Nachweis seitlicher Ausdehnung der Hohlräume unterhalb bindiger Schichten zeigt eine gute Übereinstimmung mit den hier entwickelten Modellvorstellungen zur Entwicklung der Tagesbrüche unterhalb des im Wurmrevier an der Geländeoberkante anstehenden bindigen Lösslehms.

Nach den genannten Arbeitshypothesen lassen sich die maximal zu erwartenden Tagesbruchbreiten bei Fehlen der Terrassensedimente sowie anderer nichtbindiger Schichten im geologischen Profil aufgrund des schlotförmigen Verbruchverlaufes in den bindigen Schichten (Untere Lintfort-Schichten sowie Lösslehm) auf eine Breite minimieren, die der nach HOLLMANN & NÜRENBERG (1972) ermittelten maximalen Breite des Gefährdungsbereiches an der Oberkante des karbonischen Festgesteins zuzüglich der Flözausbissbreite entspricht.

Sind Terrassensedimente beziehungsweise andere nichtbindige Schichten vorhanden, muss dagegen zusätzlich eine seitliche Ausweitung innerhalb dieser Schicht berücksichtigt werden.

Die Mächtigkeit und geotechnischen Eigenschaften der Deckschichten (bindig/nichtbindig) bestimmen neben den Festgesteinsverhältnissen offensichtlich entscheidend die Geometrie von Tagesbrüchen sowie deren zeitliche Entwicklung.

Ein entsprechender neuartiger Modellansatz wird in den folgenden Kapiteln weiterentwickelt.

7 Laboruntersuchungen zur Ermittlung der geotechnischen Eigenschaften des Lockergesteins im Wurmrevier

7.1 Allgemeines

Die in Kap. 4.3 geschilderten Versuchsergebnisse von CHEN & BECK (1989) sowie allgemeine geotechnische Überlegungen lassen darauf schließen, dass die mechanischen Eigenschaften des Lockergesteins (z.B. effektiver Reibungswinkel, Kohäsion, Konsistenz, Erosionsbeständigkeit) neben den Grundwasserverhältnissen entscheidende Parameter für die Tagesbruchentwicklung sind.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden daher umfangreiche Laboruntersuchungen an Probenmaterial der verschiedenen im Wurmrevier vorkommenden Deckschichten mit dem Ziel durchgeführt, Eingangswerte für Modellberechnungen zu erhalten.

Die untersuchten Proben wurden bei der Erkundung des Tagesbruches Mühlenbach (s. Kap. 6.2) sowie des Tagesbruches an der Haus-Heyden-Straße im Stadtgebiet von Herzogenrath gewonnen (s. Kap. 6.3). Das Probenmaterial kann nach den Erfahrungen des Verfassers insgesamt als repräsentativ für das Wurmrevier angesehen werden (s. Anl. 1 und Anl. 2). Die Körnungslinien der Proben aus den Terrassensedimenten liegen dabei innerhalb einer größeren Bandbreite als die Körnungslinien der Proben aus den Unteren Lintfort-Schichten. Extremwerte wurden berücksichtigt, sofern sie sich nicht eindeutig auf Versuchs- beziehungsweise Verfahrensfehler zurückführen ließen. Dazu gehören zum Beispiel nicht vollständig gefüllte Linerkörper bei der Bestimmung der Dichte der nichtbindigen Terrassensedimente (Kernverlust beim Ziehen).

Für die Laboruntersuchungen stand im Ausstechzylinder sowie im Kunststoffliner durch Rammen gewonnenes Probenmaterial aus Kernbohrungen zur Verfügung. Beide Probenahmeverfahren gewährleisteten eine hohe Probengüte (Güteklasse 1-2

nach DIN 4021, 10.1990). In der vorliegenden Arbeit werden lediglich die für die Modellrechnung von Tagesbrüchen wichtigen Kennwerte in zusammengefasster Form vorgestellt.

7.2 Korngrößenverteilung nach DIN 18 123 (11.1996)

Zur Bestimmung von Korngrößenverteilungen wurden an insgesamt 20 Proben aus dem Bereich des Tagesbruches Mühlenbach sowie 10 Proben aus dem Bereich des Tagesbruches an der Haus-Heyden-Straße Sieb- und/oder Schlämmanalysen durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Körnungslinien in den Anl. 1 und Anl. 2 dargestellt und können wie folgt zusammengefasst werden:

- Lösslehm:

Kornaufbau: Schluff, schwach tonig, schwach feinsandig

Der Lösslehm im Raum Aachen ist in der Literatur bereits detailliert beschrieben (KAHL, 1972). Daher wurde lediglich eine Probe untersucht. Die in Anl. 1 dargestellte Körnungslinie liegt innerhalb des bei KAHL (1972) dargestellten Kornverteilungsbandes für den Lösslehm.

- Hauptterrasse (Tagesbruch Mühlenbach bis rd. 7 m Teufe):

Kornaufbau: Mittelsand, schwach schluffig, schwach kiesig

Ungleichförmigkeitszahl $U = 2,9$ bis $4,5$

Krümmungszahl $C_c = 1,0$ bis $1,4$

Effektiver Reibungswinkel $\varphi' = 36^\circ$ bis 40°

(abgeleitet nach LANG & HUDER, 1982)

Durchlässigkeitsbeiwert $K = 3 \cdot 10^{-5}$ bis $2 \cdot 10^{-4}$ m/s (abgeleitet nach BEYER, 1964)

- Hauptterrasse (Tagesbruch Mühlenbach ab rd. 7 m Teufe und Tagesbruch Haus-Heyden-Straße):

Kornaufbau: Sand, Kies, schwach schluffig

Ungleichförmigkeitszahl $U = 4,5$ bis $202,5$

Krümmungszahl $C_c = 0,4$ bis $2,1$

Effektiver Reibungswinkel $\varphi' = 38^\circ$ bis 40°

(abgeleitet nach LANG & HUDER, 1982)

Durchlässigkeitsbeiwert $K = 5 \cdot 10^{-5}$ bis $4 \cdot 10^{-4}$ m/s (abgeleitet nach BEYER, 1964)

- Untere Lintfort-Schichten:

Kornaufbau: Feinsand, schluffig, tonig

Ungleichförmigkeitszahl $U = 18,0$ bis $52,4$

Krümmungszahl $C_c = 1,7$ bis $17,5$

7.3 Bodenklassifikation der bindigen Schichten nach DIN 18 196 (10.1988)

Für den Bereich des Tagesbruches Mühlenbach wurden an einer Lösslehmprobe sowie an sechs Bodenproben aus den Unteren Lintfort-Schichten die Konsistenzgrenzen nach DIN 18 122-1 (07.1997) ermittelt. Auf der Grundlage der Ergebnisse konnte die Lösslehm-Probe mit einer Fließgrenze von $w_L = 0,30$ und einer Plastizitätszahl von $I_p = 0,11$ der Bodengruppe TL (leicht plastischer Ton) nach DIN 18 196 (10.1988) zugeordnet werden. Die untersuchten Proben der Unteren Lintfort-Schichten fielen mit Fließgrenzen zwischen $w_L = 0,33$ bis $0,52$ und Plastizitätszahlen von $I_p = 0,18$ bis $0,33$ in die Bodengruppen TL bis TA (leicht bis ausgeprägt plastische Tone).

Im Bereich des Tagesbruches an der Haus-Heyden-Straße wurden vier Proben aus den Unteren Lintfort-Schichten untersucht. Alle Proben wurden mit Fließgrenzen

zwischen $w_L = 0,40$ bis $0,48$ und Plastizitätszahlen von $I_p = 0,23$ bis $0,30$ als Bodengruppe TM (mittelplastischer Ton) klassifiziert.

Aus diesen Erkenntnissen lassen sich die bindigen Schichten, auch ohne die nachfolgend beschriebenen Bodenkenngrößen, hinsichtlich der hier relevanten Eigenschaften auf der Grundlage der DIN 18 196 (10.1988) im Allgemeinen bereits wie folgt beurteilen:

Der Lösslehm der Bodengruppe TL hat eine

- mäßige Scherfestigkeit,
- sehr geringe Durchlässigkeit und
- große Erosionsempfindlichkeit.

In den Unteren Lintfort-Schichten, die je nach Tongehalt in die Bodengruppen TL, TM und TA fallen, schwankt die

- Scherfestigkeit zwischen mäßig und sehr groß,
- die Durchlässigkeit zwischen vernachlässigbar klein und gering und
- die Erosionsempfindlichkeit zwischen mittel und groß.

7.4 Dichte des feuchten Bodens nach DIN 18 125 (08.1997 und 08.1999)

Aus den Kernmärschen wurden durch Ausmessen und Auswiegen der Linerkörper fortlaufend Dichten des feuchten Bodens bestimmt. „Ausreißer“ aufgrund unvollständiger Probennahmen wurden dabei nach Möglichkeit nicht berücksichtigt. Die Ergebnisse sind in den Tab. 4.1 und Tab. 4.2 zusammengefasst.

Tab. 4.1: Ergebnisse der Bestimmung der Dichte des feuchten Bodens ρ nach DIN 18 125 (08.1997 und 08.1999), Tagesbruch Mühlenbach

Schicht	Anzahl der Werte	Minimum [g/cm ³]	Maximum [g/cm ³]	ar. Mittel [g/cm ³]
Lösslehm	8	1,88	2,16	2,03
Hauptterrasse	31	1,68	2,24	1,93
Untere Lintfort-Schichten	44	2,01	2,30	2,15

Tab. 4.2: Ergebnisse der Bestimmung der Dichte des feuchten Bodens ρ nach DIN 18 125 (08.1997 und 08.1999), Tagesbruch an der Haus-Heyden-Straße

Schicht	Anzahl der Werte	Minimum [g/cm ³]	Maximum [g/cm ³]	ar. Mittel [g/cm ³]
Lösslehm	2	2,22	2,25	2,24
Hauptterrasse	31	1,50	2,18	1,94
Untere Lintfort-Schichten	25	1,93	2,19	2,07

Insgesamt schwankt die für den Löss und Lösslehm ermittelte Dichte des feuchten Bodens zwischen $\rho = 1,88 \text{ g/cm}^3$ und $2,25 \text{ g/cm}^3$. Es ergibt sich für die 10 untersuchten Proben ein arithmetisches Mittel von $\rho = 2,07 \text{ g/cm}^3$. Die Feuchtdichten der Terrassensedimente wurden an den Bohrkernen zwischen $\rho = 1,50 \text{ g/cm}^3$ und $2,24 \text{ g/cm}^3$ ermittelt. Für die insgesamt 62 untersuchten Proben ergibt sich ein arithmetisches Mittel von $\rho = 1,93 \text{ g/cm}^3$. Die Unteren Lintfort-Schichten wiesen Dichten des feuchten Bodens im Bereich zwischen $\rho = 1,93 \text{ g/cm}^3$ und $2,30 \text{ g/cm}^3$ auf; das arithmetische Mittel beider Untersuchungsbereiche liegt bei $\rho = 2,12 \text{ g/cm}^3$.

Die aus beiden Untersuchungsbereichen ermittelten Feuchtdichten für die verschiedenen Schichtglieder sind in Tab. 4.3 zusammengefasst. Der große Datenumfang erlaubte auch die Ermittlung einiger statistischer Kennzahlen. Die Angabe der Varianz dient als Grundlage zur Ermittlung der Standardabweichung und des Standardfehlers als Beurteilungskriterien für die durchgeführten Messungen.

Tab. 4.3: Statistische Kennzahlen sowie Dichte des feuchten Bodens ρ nach DIN 18 125 (08.1997 und 08.1999) aus beiden Untersuchungsbereichen

Kennwert	Lösslehm	Hauptterrasse	Untere Lintfort-Schichten
Umfang der Stichprobe [-]	10	62	69
Varianz [g ² /cm ⁶]	0,0150	0,0183	0,0062
Standardabweichung [g/cm ³]	0,1226	0,1355	0,0788
Standardfehler [g/cm ³]	0,0388	0,0172	0,0095
Arithmetisches Mittel [g/cm ³]	2,07	1,93	2,12

Die Standardabweichung liefert eine Aussage darüber, ob die Messwerte nah beieinander liegen oder eine starke Spreizung der Messwerte vorliegt. Da die Minimalbeziehungsweise Maximalwerte der gemessenen Dichten nicht mehr als das Dreifache der Standardabweichung von dem jeweiligen Mittelwert abweichen, kann insgesamt von einer geringen Spreizung der Messwerte ausgegangen werden.

Der Standardfehler erlaubt eine Aussage zur Güte des ermittelten Mittelwertes. Je kleiner der Standardfehler, desto zuverlässiger ist der Mittelwert. Die Standardfehler sind für alle drei Schichtglieder verhältnismäßig niedrig. Bei den untersuchten Schichten sinkt der Standardfehler vom Lösslehm über die Terrassensedimente zu den Unteren Lintfort-Schichten auf seinen geringsten Wert. Das heißt, die Güte des Mittelwertes der Dichte des feuchten Bodens nimmt vom Lösslehm über die Terrassensedimente zu den Unteren Lintfort-Schichten hin zu.

Dies liegt vermutlich einerseits daran, dass für den Lösslehm nur eine geringer Stichprobenumfang vorliegt. Andererseits ist der Stichprobenumfang bei den Terrassensedimenten und den Unteren Lintfort-Schichten zwar vergleichbar groß, die Terrassensedimente sind jedoch in ihrer Korngrößenverteilung deutlich inhomogener als die Unteren Lintfort-Schichten einzustufen (vgl. Anl. 1 und Anl. 2).

Insgesamt liegt die Streubreite der ermittelten Dichten in einer Größenordnung, die aufgrund der natürlichen Inhomogenität der Böden (z.B. durch Wechselfolgen innerhalb der Schichten) und des Entnahmeverfahrens (Rammen im Liner) zu erwarten war.

7.5 Durchlässigkeitsbeiwert nach DIN 18 130-1 (05.1998)

Die Bestimmung der Durchlässigkeit nach DIN 18 130-1 (05.1998) erfolgte in Triaxialzellen (s. Abb. 26). Es wurden nur die Bodenproben aus den Unteren Lintfort-Schichten untersucht.

Die Versuche wurden über Zeiträume zwischen 27 Tagen und 30 Tagen durchgeführt. Das hydraulische Gefälle betrug im Mittel etwa 18. Der Seitendruck lag in einer Größenordnung von etwa 0,5 bar. Die Einzelergebnisse aus den beiden oben genannten Untersuchungsbereichen sind in Tab. 5.1 und Tab. 5.2 zusammengefasst.



Abb. 26: Bestimmung der Durchlässigkeit in einer Triaxialzelle

Tab. 5.1: Ergebnisse der Bestimmung der Durchlässigkeitsbeiwerte K der Unteren Lintfort-Schichten nach DIN 18 130-1 (05.1998), Tagesbruch Mühlenbach

Entnahmebohrung / Bohrmeter	Korngrößenverteilung	Versuchsdauer [d]	K [m/s]
St2 / 13,90 - 14,05 m	fS, u, t', ms'	30	$9 \cdot 10^{-9}$
St3 / 17,65 - 17,80 m	fS, t, u, ms'	28	$9 \cdot 10^{-10}$
St3 / 21,50 - 21,65 m	fS, t, u, ms	30	$2 \cdot 10^{-9}$
St3 / 24,70 - 24,80 m	fS, u, t', ms'	30	$2 \cdot 10^{-9}$

Tab. 5.2: Ergebnisse der Bestimmung der Durchlässigkeitsbeiwerte K der Unteren Lintfort-Schichten nach DIN 18 130-1 (05.1998), Tagesbruch an der Haus-Heyden-Straße

Entnahmebohrung / Bohrmeter	Korngrößenverteilung	Versuchsdauer [d]	K [m/s]
UB 4 / 10,00 - 10,15 m	fS, t, u, ms'	28	$9 \cdot 10^{-9}$
UB 2 / 10,15 - 10,30 m	fS, t, ms, u'	28	$1 \cdot 10^{-9}$
UB 2 / 14,00 m - 14,15 m	fS, t, u, ms'	27	$6 \cdot 10^{-10}$
UB 4 / 14,30 m - 14,45 m	fS, t, u, ms'	28	$2 \cdot 10^{-9}$

Die Streubreite der Ergebnisse für die Durchlässigkeit der Unteren Lintfort-Schichten reicht insgesamt von $K = 6 \cdot 10^{-10}$ bis $9 \cdot 10^{-9}$ m/s; der Mittelwert beträgt $K = 3 \cdot 10^{-9}$ m/s.

Damit ist diese Bodenschicht nach DIN 18 130-1 (05.1998) nur sehr schwach durchlässig. In Kap. 7.3 wurde die Durchlässigkeit nach DIN 18 196 (10.1988) bereits zwischen gering und vernachlässigbar klein eingestuft.

Welcher Anteil dieser sehr schwachen Durchlässigkeit dabei auf Strömungsvorgänge zurückzuführen ist und welcher auf Diffusionsprozessen beruht, kann hier nicht genauer ermittelt werden und ist auch für die vorliegenden Betrachtungen vernachlässigbar.

7.6 Scherfestigkeit nach DIN 18 137 (08.1990 und 12.1990)

Zur Bestimmung der Scherfestigkeit wurden Rahmenscherversuche und Triaxial-Versuche nach DIN 18 137 (08.1990 und 12.1990) im Erdbaulabor der Bergischen Universität Wuppertal durchgeführt. Das Probenmaterial stammte aus dem Bereich des Tagesbruches Mühlenbach. Die Ergebnisse der entsprechend dem natürlichen Regelfall unter drainierten Randbedingungen durchgeführten Laboruntersuchungen sind in Tab. 6 zusammengefasst.

Zwei Proben ergaben unrealistisch hohe Kohäsionswerte bei gleichzeitig zu geringen Reibungswinkeln. Diese Versuche müssen als „Ausreißer“ aufgrund von größeren Körnern in der durch das Rahmenschengerät vorbestimmten Scherfuge gewertet werden. Es wurden zwei zusätzliche Versuche an zwei aufbereiteten Proben (Reduzierung auf ein Größtkorn von 3 mm Durchmesser) durchgeführt. Die Ergebnisse der Untersuchungen liegen innerhalb des bereits in Kap. 7.3 abgeschätzten Bereiches mäßiger bis großer Scherfestigkeit für die Unteren Lintfort-Schichten.

Die Ergebnisse dieser Laboruntersuchungen können wie folgt zusammengefasst werden:

- Terrassensedimente:

effektiver Reibungswinkel $\varphi' = 35^\circ$;

effektive Kohäsion $c' = 0 \text{ kN/m}^2$

- Untere Lintfort-Schichten:

effektiver Reibungswinkel $\varphi' = 26 \text{ bis } 30^\circ$;

effektive Kohäsion $c' = 30 \text{ bis } 50 \text{ kN/m}^2$

Tab. 6: Ergebnisse der Bestimmung der Scherparameter nach DIN 18 137 (08.1990 und 12.1990)

	Probenbezeichnung; Bohrung; Teufenbereich	Ansprache (Bodenschicht)	Versuchsart	Reibungswinkel ϕ' [°]	Kohäsion c' [kN/m²]
Proben (Güte- klasse 1-2)	P6; St3; 1,5 m – 1,8 m	U, fs' , t' (Lösslehm)	Rahmenscher- versuch	17,0	169
	P12; St3; 14,2 m – 14,5 m	U, fs , t' (Untere Lintfort-Schichten)	Rahmenscher- versuch	29,9	55
	P15; St3; 20,5 m – 20,8 m	T, u, fs' (Untere Lintfort-Schichten)	Rahmenscher- versuch	14,7	145
	P8; St3; 5,5 m – 5,8 m	mS, unten g' (Terrassensedimente)	Triaxial- versuch	36,1	0
	P21; St3; 27,4 m – 27,7 m	U, fs , t (Untere Lintfort-Schichten)	Triaxial- versuch	31,0	33
Auf- bereitete Proben	P20; St3; 26,0 m – 26,3 m	U, fs' , t' (Untere Lintfort-Schichten)	Rahmenscher- versuch	26,7	52
	P20; St3; 26,0 m – 26,3 m	U, fs' , t' (Untere Lintfort-Schichten)	Rahmenscher- versuch	26,3	48

Die Ergebnisse der Setzungsmessungen beim Schervorgang deuten darauf hin, dass es sich bei den Terrassensedimenten um einen dicht gelagerten Boden handelt (Dilatanz). Die Unteren Lintfort-Schichten zeigen im Scherversuch hingegen das Verformungsverhalten eines locker gelagerten Bodens (Kontraktanz).

8 Modellvorstellungen zu Versagensarten im karbonischen Festgestein

8.1 Abschätzung der Gefährdungsbereiche nach HOLLMANN & NÜRENBERG (1972)

Die Abschätzung der Gefährdungsbereiche an der Oberkante des karbonischen Festgesteins erfolgt in Nordrhein-Westfalen in der Regel auf der Grundlage des in Abb. 27 dargestellten und ergänzten Nomogrammes von HOLLMANN & NÜRENBERG (1972) (vgl. Kap. 4.2.1).

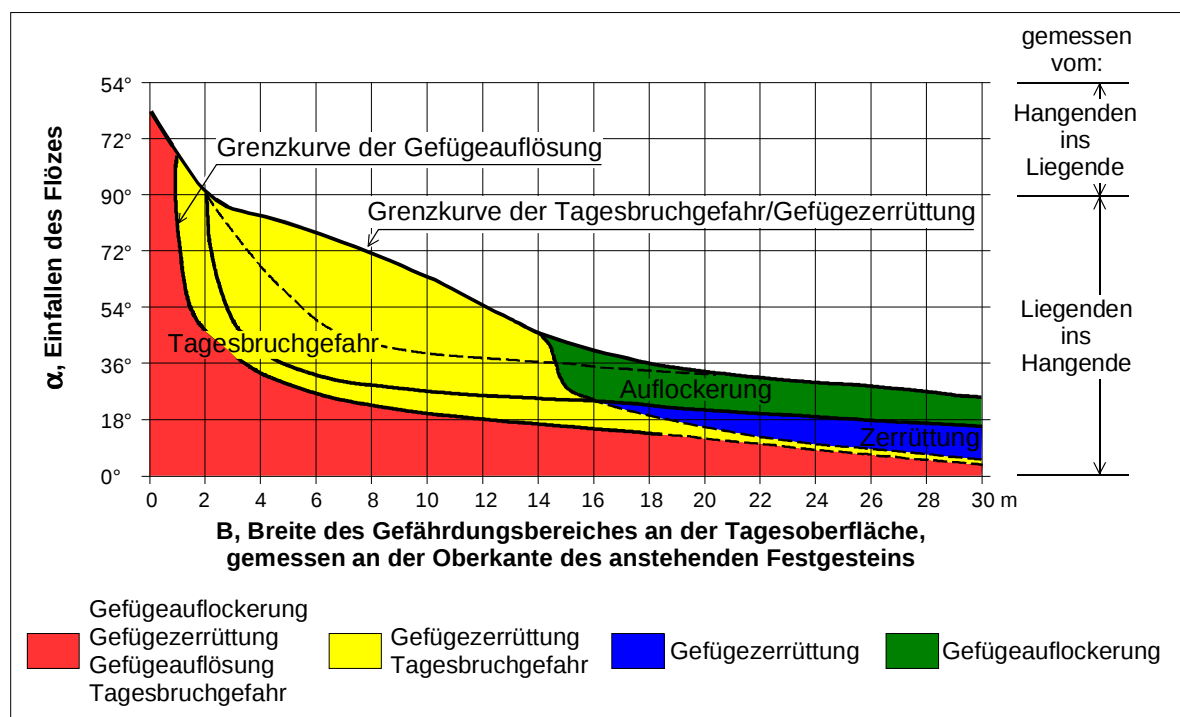


Abb. 27: Nomogramm zur Bestimmung der Breite der potenziellen Gefahrenzonen aus tagesnahem Bergbau an der Festgesteinsoberkante (HOLLMANN & NÜRENBERG, 1972; geändert)

Dabei ist der Bereich der Gefügeauflockerung durch eine Aufweitung der Trennflächen gekennzeichnet. Im Bereich der Gefügezerrüttung haben sich die einzelnen Gesteinskörper zwar gegeneinander verdreht, verfügen jedoch weiterhin über einen Zusammenhalt durch Gesteinsbrücken beziehungsweise Gesteinsbindemittel.

Zum Zusammenhalt im Bereich der Gefügeauflösung werden in HOLLMANN & NÜRENBERG (1972) keine beschreibenden Angaben gemacht. Nach Auffassung des Verfassers der vorliegenden Arbeit kann in diesem Bereich von einem Zusammenhalt durch Gesteinsbrücken beziehungsweise Gesteinsbindemittel nicht ausgegangen werden. Der Zusammenhalt ist weitgehend nur noch auf einzelne Korn-zu-Korn-Kontakte und Materialbrücken beschränkt. Die Übergänge zwischen den verschiedenen Zuständen sind in der Natur auch eher fließend anzunehmen.

In dem hier vorgestellten Modell werden zwei grundsätzlich verschiedene Versagensmechanismen für das karbonische Festgestein diskutiert. Dabei wird unterschieden, ob es sich um ein Versagen des Steinkohlenfirstpfeilers handelt oder ob der Verbruch sich durch das hangende Festgestein über dem abgebauten Flöz hocharbeitet. Die hier entwickelten Vorstellungen über die Versagensmechanismen im karbonischen Festgestein sind in den Abb. 28 und 29 dargestellt.

8.2 Modellvorstellung Fall A – Firstpfeilerversagen

Falls der beim Abbau stehen gelassene Steinkohlenfirstpfeiler nicht ausreichend mächtig ist, kann dieser noch nach unbestimmter Zeit versagen und in den abgebauten Flözbereich verbrechen (Fall A). Eine nicht ausreichende Restmächtigkeit der Steinkohlenfirstpfeiler ist einerseits darauf zurückzuführen, dass insbesondere in historischen Zeiten die Mächtigkeit des Firstpfeilers bis zur Unterkante der Lockergesteinsüberdeckung von Untertage aus nur schwer abzuschätzen war und andererseits oft Sicherheitsaspekte zugunsten einer maximalen Ausbeute vernachlässigt wurden. Ähnliche Verhältnisse sind auch heute noch zum Beispiel im chinesischen Bergbau zu beobachten.

Beim Versagen des Steinkohlenfirstpfeilers ist auch damit zu rechnen, dass das unmittelbar angrenzende Festgestein (im Hangenden und gegebenenfalls auch im Liegenden) aufgrund einer Gefügeauflösung nachbricht (s. Abb. 28).

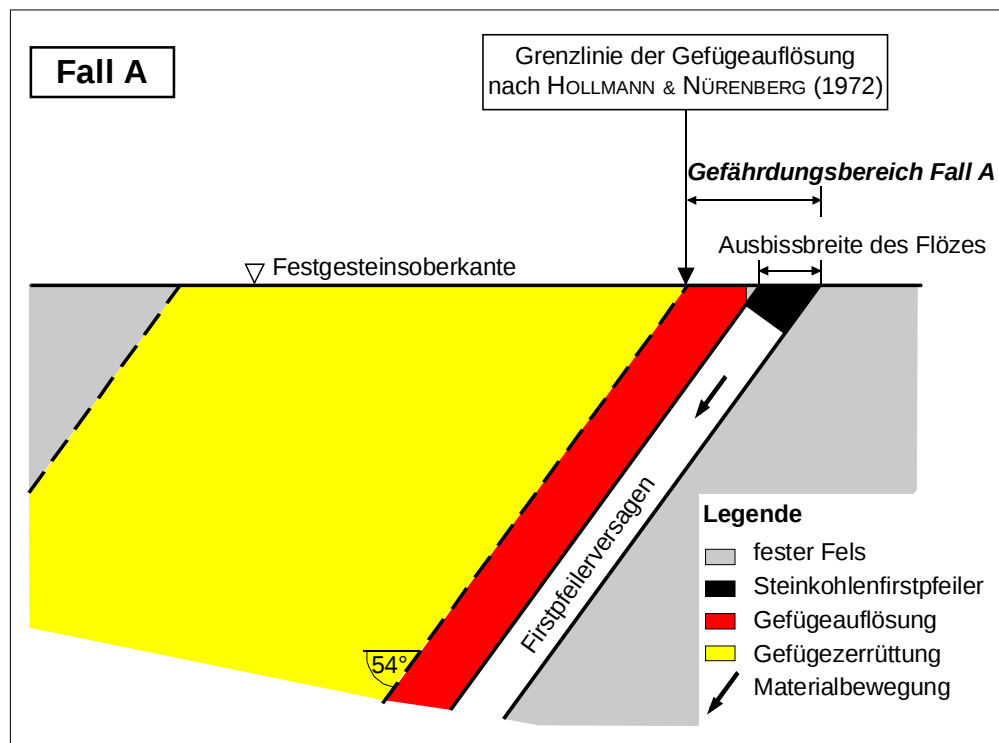


Abb. 28: Versagen des Steinkohlenfirstpfeilers (Fall A)

Die als Eingangsgröße für weitere Betrachtungen im Lockergestein anzusetzende Öffnungsweite an der Oberkante des karbonischen Festgesteins setzt sich in diesem Fall aus der Ausbissbreite des Flözes zuzüglich der Breite der angrenzenden Gefügeauflösung zusammen. Diese kann auf der Grundlage der Grenzlinie der Gefügeauflösung in dem in Abb. 27 dargestellten Nomogramm von HOLLMANN & NÜRENBERG (1972) abgeschätzt werden.

8.3 Modellvorstellung Fall B – Hochbruch durch das zerrüttete Felsgefüge

Ein anderer Versagensmechanismus kann auftreten, wenn der Steinkohlenfirstpfeiler ausreichend mächtig und standsicher ist (s. Abb. 29), jedoch das hangende Nebengestein über dem bergbaulichen Hohlraum verbricht. In diesem Fall kann sich im Bereich der Gefügezerrüttung ein Hohlraum durch das Hangende des abgebauten Flözes bis zur Oberkante des karbonischen Festgesteins hocharbeiten (Fall B).

Das Festgesteinsgefüge im Hangenden des Steinkohlenfirstpfeilers kann dabei weitgehend ungestört bleiben. Der Hohlraum bricht schrittweise mehr oder weniger senkrecht nach oben. Die Gewichtskraft aus dem Hangenden des Firstpfeilers kann größtenteils weiterhin durch diesen hindurch in das Liegende geleitet werden.

Die gefährdete Breite an der Oberkante des karbonischen Festgesteins wird in diesem Fall begrenzt durch die Grenzlinie der Tagesbruchgefahr/Gefügezerrüttung aus dem Nomogramm von HOLLMANN & NÜRENBERG (1972) in Abb. 27 sowie die horizontale Ausdehnung des standsicheren Steinkohlenfirstpfeilers, über dem kein Bruch eintritt.

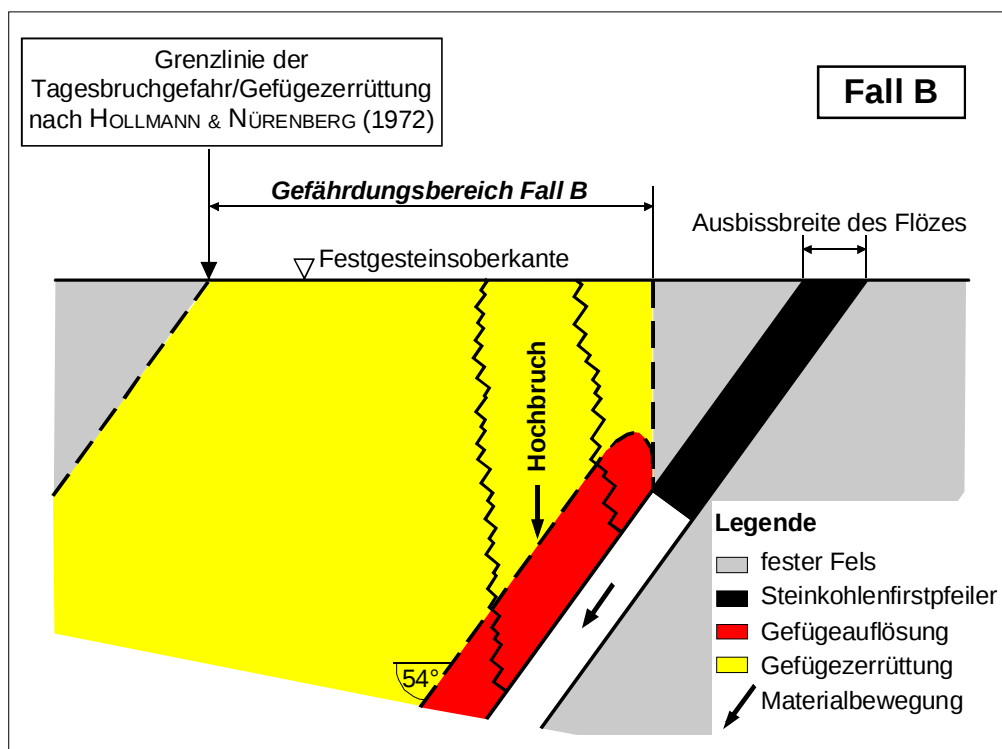


Abb. 29: Hochbruch durch das zerrüttete Felsgefüge (Fall B)

8.4 Schlussfolgerungen

Für die Abschätzung zukünftiger Tagesbruchgeometrien ist die Unterscheidung in die Versagensfälle A und B irrelevant, da sich im Vorfeld ohne genaue Kenntnisse des Untergrundes nicht vorhersagen lässt, welcher der beiden Fälle eintreten wird. Beide Gefährdungsbereiche überschneiden und ergänzen sich zu der ursprünglich von HOLLMANN & NÜRENBERG (1972) angegebenen Breite zuzüglich der Breite des Flözausbisses an der Oberkante des karbonischen Festgesteins.

Für die Modellrechnung gefallener Tagesbrüche ist die hier vorgenommene Unterscheidung jedoch von ausschlaggebender Bedeutung, wie in Kap. 10 noch gezeigt werden wird.

9 Bodenmechanisches Verbruchmodell für das Lockergestein

9.1 Allgemeines

Die im Laufe der Untersuchungen gewonnenen neuen Erkenntnisse zu den Verbruchmechanismen im Lockergestein zeigen, dass sich die maximal mögliche Breite der Tagesbrüche an der Geländeoberkante aus der Breite des Erosionsschlotes innerhalb der Unteren Lintfort-Schichten zuzüglich der seitlichen Ausdehnung des Hohlraumes innerhalb der Terrassensedimente zusammensetzt (s. Kap. 6). Der unmittelbar unter dem Gelände anstehende Lösslehm verbricht in Phase 4 mit senkrechter Scherfuge (vgl. PENZEL, 1980) und trägt daher zunächst nicht zu den Tagesbruchabmessungen bei. Eine Abflachung der Tagesbruchböschungen in Abhängigkeit von dem schichtspezifischen Winkel der inneren Reibung und dem Einfluss der Kohäsion wird im Allgemeinen durch frühzeitige Sicherungsarbeiten verhindert.

Bei den in Kap. 4 vorgestellten bestehenden Modellvorstellungen zu Tagesbruchmechanismen wird das Spannungs-Verformungsverhalten nicht berücksichtigt. Auch in dem in dieser Arbeit vorgestellten neuen Modell werden keine Verformungen aus Spannungsumlagerungen betrachtet, da diese für die in Kap. 6 geschilderten Vorstellungen über den Tagesbruchprozess von untergeordneter Bedeutung sind (vgl. Kap. 1.2).

9.2 Bodenmechanische Grundlagen

Maßgeblich für die Abschätzung der an der Tagesoberfläche resultierenden Tagesbruchbreite ist neben den Eingangsgrößen aus den Festgesteinsbetrachtungen (s. Kap. 8) die Frage der Standsicherheit der unterirdischen Verbruchwandungen im Lockergestein sowie die Lage der im Bruchzustand resultierenden Gleitflächen.

9.2.1 Eintritt des Bruchzustandes

Die in Kap. 6 geschilderten Beobachtungen legen die Vermutung nahe, dass die Standsicherheit innerhalb der Unteren Lintfort-Schichten ausreichend groß ist, um senkrechte Verbruchwände zu erlauben, während innerhalb der Terrassensedimente auch seitlich fortschreitende Verbrüche auftreten.

Die freie Standhöhe eines Bodens ergibt sich aus der Gleichung für die Horizontalspannung aus dem horizontalen Erddruck (vgl. PULSFORT & WALZ, 2003):

$$\sigma_h = \sigma_z \cdot K_{agh} - c' \cdot K_{ach} = \gamma \cdot h_0 \cdot K_{agh} - c' \cdot K_{ach} \quad (1)$$

Setzt man diese Gleichung gleich Null, so ergibt sich die freie Standhöhe für einen bindigen Boden mit $c' \neq 0$ zu:

$$h_0 = c' \cdot K_{ach} / (\gamma \cdot K_{agh}) \quad (2)$$

In den Formeln (1) und (2) sind:

c' : effektive Kohäsion [kN/m²]

h_0 : freie Standhöhe [m]

K_{ach} : Erddruckbeiwert für den horizontalen aktiven Erddruck infolge von Kohäsion [-]

K_{agh} : Erddruckbeiwert für den horizontalen aktiven Erddruck infolge von Bodeneigenlast [-]

γ : Wichte [kN/m³]

σ_h : Horizontalspannung [kN/m²]

σ_z : Vertikalspannung [kN/m²]

Die Erddruckbeiwerte für den horizontalen aktiven Erddruck werden nach den Formeln (3) und (4) berechnet:

$$K_{agh} = \tan^2 (45^\circ - \varphi'/2) \quad (3)$$

$$K_{ach} = 2 \tan (45^\circ - \varphi'/2) \quad (4)$$

In anderen Überlegungen wird aufgrund von Erddruckumlagerungen der Gesamterddruck betrachtet, was sogar zu doppelt so großen freien Standhöhen führt (PULSFORT & WALZ, 2003).

Für einen nichtbindigen Boden mit $c' = 0$ wird $h_0 = 0$. Der nichtbindige Boden besitzt keine freie Standhöhe; es kommt zum Bruch.

9.2.2 Lage der Gleitflächen

Dem Bruchereignis geht ein Grenzgleichgewicht voraus. Nachfolgend wird der Zustand des plastischen Gleichgewichtes innerhalb der Lockergesteine als Grenzbedingung für das Auftreten eines auch seitlich fortschreitenden Verbruches zugrunde gelegt. Für einen solchen, unter bruchauslösender Spannung (Grundbruchspannung σ_{of}) entstehenden, plastischen Bereich der Breite b ergeben sich konjugierte Gleitflächen im sogenannten aktiven Rankine-Bereich (s. Abb. 30).

Diese Gleitflächen liegen dabei unter einem Winkel von $45^\circ + \varphi'/2$ zur Horizontalen. Innerhalb dieses Bereiches kommt es zu einem sogenannten „Zonenbruch“.

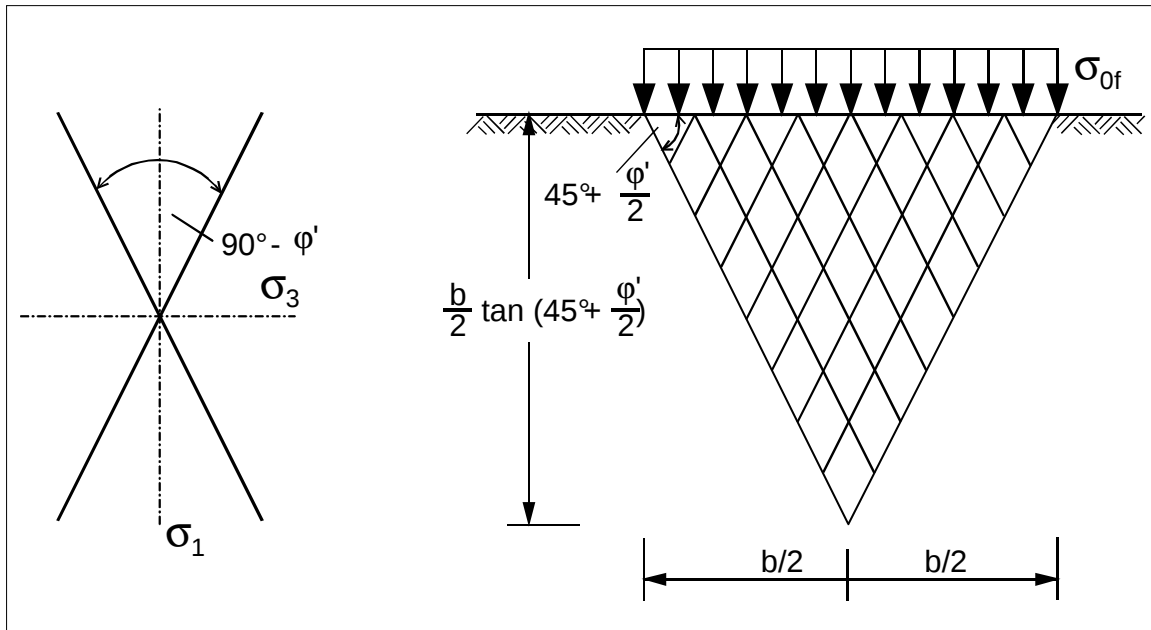


Abb. 30: Konjugierte Gleitflächen im aktiven Rankine-Bereich
(nach SAVIDIS, 2003; ergänzt)

Die Rankine'sche Theorie des aktiven Erddrucks ist eine konservative lineare Approximation der in der Realität beispielsweise in Form einer logarithmischen Spirale gekrümmten aktiven und passiven Gleitflächen. Die Krümmung der Gleitflächen des aktiven Erddrucks ist im Vergleich zur Krümmung der Gleitflächen des passiven Erddrucks vergleichsweise gering und daher in der Regel vernachlässigbar. Die Krümmung der Gleitfläche ist zum Beispiel bei der Betrachtung von Baugrubenwänden abhängig vom Wandreibungswinkel δ_w , dem Wandneigungswinkel α sowie dem Geländeneigungswinkel β . Für den Fall $\alpha = \beta = \delta_w = 0$ ist die Gleitfläche des aktiven Erddrucks aufgrund seiner horizontalen Wirkungsrichtung nicht gekrümmt, sondern eben. Für die vorliegenden Betrachtungen wird dieser Rankine'sche Sonderfall zugrunde gelegt; die Gleitflächen werden als eben angenommen.

Abb. 31 zeigt Mohr'sche Spannungskreise für verschiedene Spannungsverhältnisse und Böden. Die Mohr'sche Umhüllende der Spannungskreise für ein bestimmtes Bodenmaterial wird in der Bodenmechanik allgemein mit hinreichender Genauigkeit als eine Schergerade angenommen.

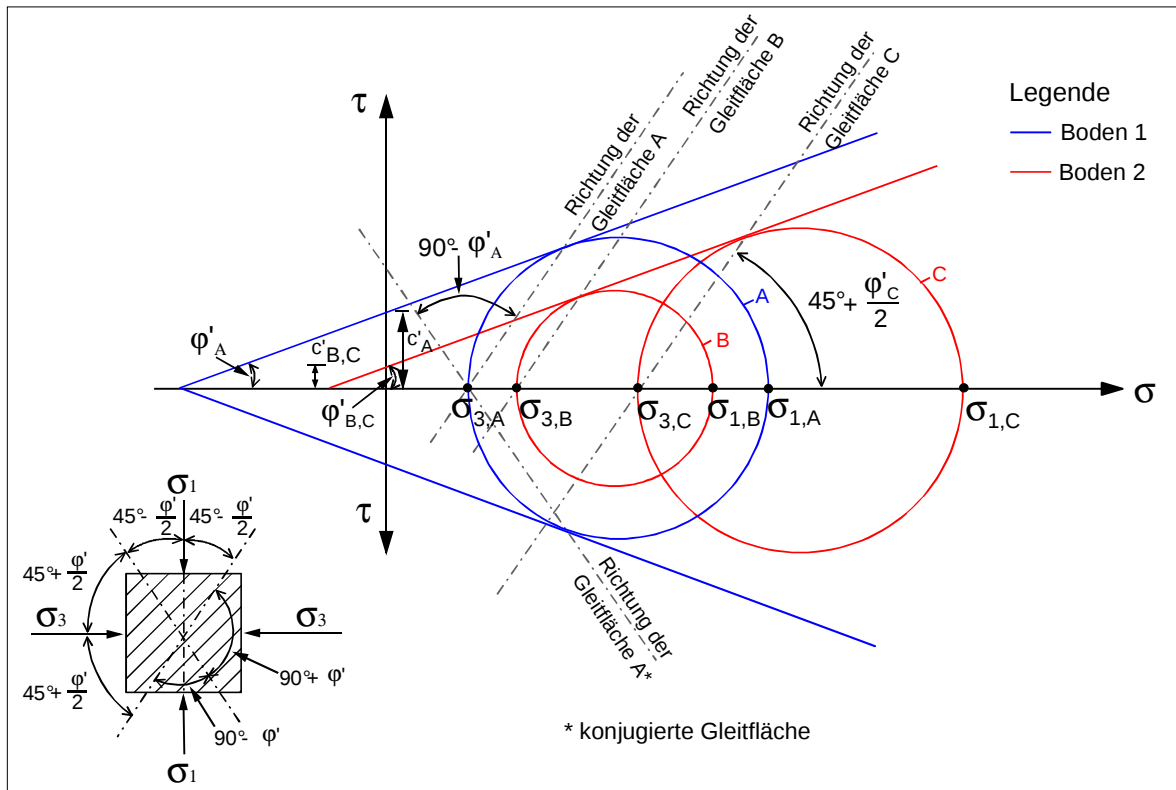


Abb. 31: Mohr-Coulomb'sche Fließbedingung (nach PULSFORT & WALZ, 2002; ergänzt)

Die Neigung der Gleitflächen unter einem Winkel von $\beta = 45^\circ + \phi'/2$ ergibt sich aus der Mohr-Coulomb'schen Fließbedingung (PULSFORT & WALZ, 2002):

$$\sigma_3 = \sigma_1 \cdot \tan^2(45^\circ - \phi'/2) - 2c' \cdot \tan(45^\circ - \phi'/2) \quad (5)$$

Der Grenzzustand und damit der Bruch tritt dabei dann ein, wenn der durch die beiden Hauptspannungen σ_1 und σ_3 gegebene Spannungskreis die durch Kohäsion und den Winkel der inneren Reibung definierte Schergerade berührt.

Dabei ist die Richtung der Gleitflächen sowohl unabhängig von der Größe der Hauptspannungen, als auch unabhängig von der Kohäsion des Bodens, wie Abb. 31 zeigt.

Boden 1 (blau) hat eine höhere Kohäsion als Boden 2 (rot) und auch einen anderen Spannungszustand. Für den Boden 2 ist darüber hinaus ein weiterer Spannungszustand dargestellt. Die jeweils resultierenden Gleitflächen A, B und C liegen den-

noch parallel zueinander. Eine eventuell schichtweise vorliegende geringe Kohäsion der Terrassensedimente durch Schluffanteile hätte demnach keine Auswirkung auf die Verbruchgeometrie.

Zusätzliche großflächige Bauwerkslasten oder Verkehrslasten an der Geländeoberkante bewirken danach ebenfalls keine Veränderung des Bruchwinkels. Sie sind nach diesem Kriterium (Mohr-Coulomb'sche Fließbedingung) auch nicht etwa bruchauslösend, sondern bewirken zwar aufgrund der erhöhten Hauptspannung σ_1 eine Vergrößerung des Spannungskreises, wegen der gleichzeitig erhöhten zweiten Hauptspannung σ_3 jedoch auch eine Verschiebung des Spannungskreises nach rechts (z.B. Spannungskreis B nach Spannungskreis C in Abb. 31), so dass der gegebenenfalls vorhandene Abstand zur Schergeraden unverändert bleibt. Diese Überlegung steht in Übereinstimmung mit den Beobachtungen von CHEN & BECK (1989), nach denen zusätzliche Auflasten nicht zu einem verstärkten Einbrechen tiefliegender kleiner Hohlräume führen (vgl. Kap. 4.3).

Diese Aussage betrifft allerdings lediglich das seitliche Fortschreiten des Verbruches. Es ist hingegen davon auszugehen, dass zusätzliche Auflasten einen frühzeitigeren senkrechten Durchbruch oberflächennaher Hohlräume zur Geländeoberkante (vgl. Kap. 6.2.3, Phase 4) zur Folge haben. Die zusätzlichen Auflasten führen dabei zusammen mit dem Eigengewicht des hangenden Bodens zu einer früheren Überwindung der maximalen Scherwiderstände und zum Auftreten senkrechter Scherfugen (vgl. Kap. 4.2.4). Plötzlich auftretende Verkehrslasten (zum Beispiel durch schwere Fahrzeuge) können demnach tagesbruchauslösend wirken.

Die hier bisher vorgestellten Abschätzungsgrundlagen zur Ausweisung von Gefährdungsbereichen werden im folgenden Unterkapitel noch auf dreidimensionale Hohlräume erweitert.

9.3 Räumliche Betrachtungen

Die im Wurmrevier (und auch anderen Gebieten) beobachteten Tagesbrüche besitzen runde bis elliptische Grundrisse; im Folgenden werden daher einige räumliche Betrachtungen angestellt.

Im räumlichen Erddruckfall wirkt aufgrund der sich um einen kreisähnlichen Hohlraum bildenden tragenden Ringspannungen ein verminderter horizontaler Erddruck.

Die Erfahrungen im Wurmrevier belegen, dass ein seitlich voranschreitender Verbruch innerhalb von nichtbindigen Terrassensedimenten auch im räumlichen Erddruckfall einsetzt.

9.3.1 Eintritt des Bruchzustandes

Die in Kap. 9.2.1 angegebene Formel (1) für die freie Standhöhe wird um einen Formbeiwert μ_{agh} für räumlichen Erddruck ergänzt:

$$\sigma_h = \sigma_z \cdot K_{agh} \cdot \mu_{agh} - c' \cdot K_{ach} = \gamma \cdot h_0 \cdot K_{agh} \cdot \mu_{agh} - c' \cdot K_{ach} \quad (6)$$

Auf einen Formbeiwert für den räumlichen Einfluss auf die Kohäsionsspannung wird hier auf der sicheren Seite verzichtet. Der Formbeiwert μ_{agh} kann nach Tab. 7 in Abhängigkeit von der Teufe z und der Hohlraumbreite b abgeschätzt werden:

Tab. 7: Formbeiwerte μ_{agh} für $\alpha = \beta = \delta_w = 0$ nach DIN 4085 (02.1987)

z/b	0	1	2	3	4	6	8	10
μ_{agh}	1	0,82	0,70	0,59	0,50	0,37	0,30	0,25

Die freie Standhöhe eines bindigen Bodens mit $c' \neq 0$ beträgt im räumlichen Fall analog zu Formel (2):

$$h_0 = c' \cdot K_{ach} / (\gamma \cdot K_{agh} \cdot \mu_{agh}) \quad (7)$$

Im räumlichen Fall ergeben sich somit größere freie Standhöhen als im ebenen Fall.

9.3.2 Lage der Gleitflächen

Die modifizierte Elementscheibentheorie für radialsymmetrische Anwendungsfälle nach WALZ & HOCK (1988) stellt einen Zusammenhang zwischen dem Räumlichkeitsverhältnis n des Hohlraumes und dem Gleitflächenwinkel β her. Das Räumlichkeitsverhältnis n ist dabei definiert als der Quotient aus Hohlraumhöhe h und dem Hohlraumdurchmesser d_H .

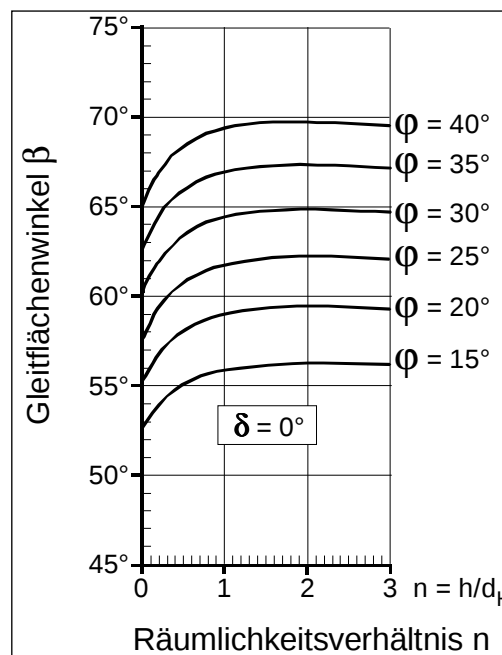


Abb. 32: Nomogramm zur Bestimmung des maßgebenden Gleitflächenwinkels β (nach WALZ & HOCK, 1988; geändert)

Für einen Boden mit einem Reibungswinkel von $\varphi = 30^\circ$ beträgt der maßgebende Gleitflächenwinkel für ein Räumlichkeitsverhältnis von $n = 0$ nach WALZ & HOCK

(1988) $\beta = 60^\circ$ und steigt für größere Räumlichkeitsverhältnisse n auf bis zu etwa $\beta = 65^\circ$ (s. Abb. 32). Oberhalb eines kritischen Räumlichkeitsverhältnisses n_k erfolgt der weitere Bruchprozess dann durch einen vertikalen Hochbruch.

Im Verlauf des hauptsächlich vertikal voranschreitenden Hochbruchprozesses steigt das Räumlichkeitsverhältnis n tendenziell immer weiter an und hängt zusätzlich von Änderungen des Reibungswinkels φ ab.

Im räumlichen Fall steigt die Vertikalspannung σ_z unterlinear an (WALZ & HOCK, 1988). Die im Bruchzustand auftretenden Gleitflächen sind daher immer steiler als im ebenen Fall und zusätzlich nach oben gekrümmt. Die hier getroffene vereinfachende Annahme eines vom Räumlichkeitsverhältnis n unabhängigen Bruchwinkels von $\beta = 45^\circ + \varphi'/2$ (ebener Fall) ergibt einen Winkel $\beta = 60^\circ$ und liegt im Vergleich dazu im Hinblick auf die sich an der Geländeoberkante ergebenden Gefährdungsbereiche somit auf der sicheren Seite.

Die Lage von Gleitflächen im Raum wurde auch von MATSOUKA & NAKAI (1983) analysiert. Ihre Untersuchungen ergaben räumliche Gleitflächen, die mit den Raumachsen gleichfalls jeweils einen Winkel von $\beta = 45^\circ + \varphi'/2$ einnehmen (s. Abb. 33) und somit mit dem gewählten Ansatz im Einklang stehen. MATSOUKA & NAKAI (1983) unterscheiden dabei unterschiedliche Reibungswinkel in verschiedenen Raumrichtungen. Eine solche Unterscheidung kann bei den hier angestellten Betrachtungen für die Terrassensedimente aufgrund ihrer fehlenden oder vernachlässigbar geringen Anisotropie entfallen.

Im folgenden Kapitel wird gezeigt, warum der Verbruch innerhalb der Unteren Lintfort-Schichten keine seitliche Ausdehnung erfährt, während hingegen innerhalb der Terrassensedimente mit einem seitlichen Fortschreiten des Verbruches zu rechnen ist.

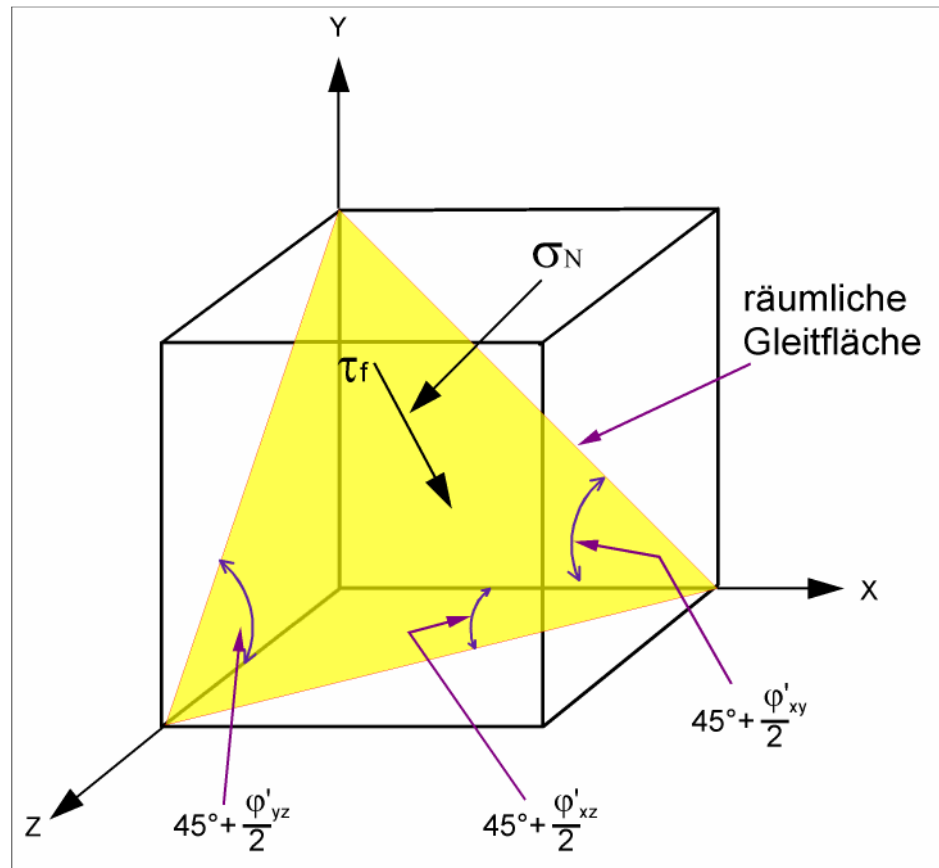


Abb. 33: Räumliche Gleitfläche (nach MATSOUKA & NAKAI, 1983; geändert)

9.4 Hochbruchprozess in den bindigen Unteren Lintfort-Schichten

Bei den Unteren Lintfort-Schichten handelt es sich um ein bindiges Material mit den örtlich variierenden Hauptbestandteilen Feinsand, Schluff oder Ton (vgl. Kap. 7.2). Im Rahmen dieser Ausführungen wird vereinfachend von einer mittleren Wichte des Bodenmaterials von $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ausgegangen, der aktive Erddruck als Horizontalspannung angenommen sowie die Vertikalspannung aus der Eigenlast des Bodens ermittelt. Im Rahmen von Scherversuchen wurden für die Unteren Lintfort-Schichten Scherparameter in einer Größenordnung von bis zu $c' = 50 \text{ kN/m}^2$ und $\varphi' = 30^\circ$ ermittelt (s. Kap. 7.6). Zur Verdeutlichung der folgenden Betrachtungen werden diese Maximalwerte zugrunde gelegt. Diese Betrachtungen würden jedoch auch für die in den Laborversuchen ermittelten Minimalwerte von

$c' = 30 \text{ kN/m}^2$ und $\varphi' = 26^\circ$ nicht ihre Gültigkeit verlieren. Kornverteilungsanalysen der Unteren Lintfort-Schichten ergaben für die beiden in Kap. 6 beschriebenen Untersuchungsbereiche Feinsand als Hauptbestandteil. Es kann daher davon ausgegangen werden, dass die ermittelten Scherparameter im Vergleich zu andernorts eventuell feinkörniger ausgebildeten Unteren Lintfort-Schichten (Hauptbestandteile Schluff, Ton) auf der sicheren Seite liegen.

Für die folgenden Betrachtungen werden auf der Grundlage der in Kap. 6 beschriebenen Beobachtungen an Tagesbrüchen im Wurmrevier beispielhaft Verbruchabmessungen innerhalb der Unteren Lintfort-Schichten mit einem Durchmesser von 1 m und einer Höhe von 10 m zugrunde gelegt. Die freie Standhöhe der Wände eines Verbruches im räumlichen Fall beträgt nach den Formeln (3) und (4) in Kap. 9.2.1 und Formel (7) in Kap. 9.3.1 dann:

$$K_{agh} = \tan^2 (45^\circ - \varphi'/2) = \tan^2 (45^\circ - 30^\circ/2) = 0,333$$

$$K_{ach} = 2 \tan (45^\circ - \varphi'/2) = 2 \tan (45^\circ - 30^\circ/2) = 1,155$$

$$h_0 = c' \cdot K_{ach} / (\gamma \cdot K_{agh} \cdot \mu_{agh}) = 50 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,155 / (20 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,333 \cdot 0,25) = 34,7 \text{ m}$$

Für diese freie Standhöhe ergäbe sich bei einer Schlotbreite von $b = 1 \text{ m}$ ein Räumlichkeitsverhältnis z/b von ebenfalls 34,7. Für ein solches Verhältnis müsste eigentlich ein noch weitaus niedrigerer Formbeiwert μ_{agh} als 0,25 angesetzt und eine Iteration durchgeführt werden. Da die DIN 4085 (02.1987) keine niedrigeren Formbeiwerte μ_{agh} enthält, wird hier jedoch darauf verzichtet. Die tatsächliche freie Standhöhe des betrachteten Hohlraumes innerhalb der Unteren Lintfort-Schichten ist in jedem Fall weitaus größer als 35 m einzuschätzen und übersteigt damit die im Wurmrevier vorliegenden Lockergesteinsmächtigkeiten.

Es tritt demnach kein Bruch auf. Der beobachtete vertikale Hochbruch schreitet durch reines Firstversagen fort. Mögliche auslösende Faktoren werden im Folgenden diskutiert.

Im Modellfall Mühlenbach (vgl. Kap. 6.2) beträgt der hydraulische Gradient i (hydraulischer Höhenunterschied h / durchströmte Länge l) unter Annahme einer 1 m mächtigen Grundwasserschicht über den rd. 14 m mächtigen Unteren Lintfort-Schichten im Anfangsstadium $i = h/l = 15 \text{ m}/14 \text{ m} = 1,07$.

Bei einem Abstand des hochbrechenden Hohlraumes von 1,0 m zur Untergrenze der Terrassensedimente beträgt der hydraulische Gradient bereits:

$$i = h/l = 2,0 \text{ m}/1,0 \text{ m} = 2,0$$

Das bedeutet, dass ein einmal an der Unterkante der Unteren Lintfort-Schichten begonnener Erosionsprozess sich zwangsläufig mit wachsender Geschwindigkeit nach oben fortarbeiten würde.

Mit einem Durchlässigkeitsbeiwert von $K = 3 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$ (s. Kap. 7.5) ergibt sich nach Darcy eine Strömungsgeschwindigkeit v von

$$v = K \cdot i = 3 \cdot 10^{-9} \text{ m/s} \cdot 2 = 6 \cdot 10^{-9} \text{ m/s} \quad (8)$$

und je Quadratmeter durchströmter Fläche eine Durchflussmenge von

$$Q = v \cdot A = 6 \cdot 10^{-9} \text{ m/s} \cdot 1 \text{ m}^2 = 6 \cdot 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s} = 0,52 \text{ l/d} \quad (9)$$

Darin sind:

- A: durchströmte Fläche [m^2]
- i: hydraulischer Gradient [-]
- K: Durchlässigkeitsbeiwert [m/s]
- Q: Durchflussmenge [m^3/s]
- v: Strömungsgeschwindigkeit [m/s]

Dabei muss darauf hingewiesen werden, dass das lineare Darcy'sche Gesetz streng genommen nicht für Strömungen in allen Bodenarten gilt. Die Berechnungsgenauigkeit wird unter Umständen durch nichtlineare Strömungseffekte für sehr

feinkörnige und grobkörnige Böden herabgesetzt (RIEß, 2001). Mit wachsendem hydraulischen Gefälle (prälinearer Bereich) bis zum sogenannten kritischen hydraulischen Gradienten i_0 erreicht der Durchlässigkeitsbeiwert nach einem eventuell vorhandenen strömungslosen Bereich einen konstanten Maximalwert (linearer Bereich), um dann bei weiterem Anstieg des hydraulischen Gefälles im postlinearen turbulenten Bereich wieder abzunehmen.

Das heißt, in dem vorliegenden tonigen Boden wird ein Teil des Gefälles dazu aufgewandt, das in den Poren haftende Wasser überhaupt erst in Bewegung zu setzen (SIMMER, 1994). Hier wird der in gering durchlässigen Böden wirksame Schwellen- oder Stagnationsgradient wirksam. Ein ausreichend hoher Schwellen- oder Stagnationsgradient kann eine Strömung völlig ausschließen. Wenn keine Inhomogenitäten eine gewisse Durchströmung ermöglichen, findet kein Erosionsprozess statt.

Obwohl die untersuchten Proben der Unteren Lintfort-Schichten insgesamt eine hohe Homogenität aufwiesen (vgl. Anl. 1 und Anl. 2), kann dennoch eine Durchströmung in solchen Bereichen von natürlichen Inhomogenitäten, zum Beispiel Sandlinsen, Rissen oder Makroporen, nicht ausgeschlossen werden. Risse und Makroporen könnten eventuell auch erst durch Verformungen (Senkungen) des Untergrundes aufgrund des modernen Tiefbergbaus entstanden sein.

Tatsächlich kann die Systemdurchlässigkeit im Feld aufgrund von solchen hydraulisch stärker wirksamen Bereichen, welche durch die verhältnismäßig kleinen Laborproben nicht erfasst werden, im Mittel um den Faktor 10 größer ausfallen. Die Durchflussmenge erhöht sich dadurch bereits auf $Q = 5,2 \text{ l/d pro Quadratmeter}$.

Darüber hinaus führt die Spannungumlagerung im Bodengewölbe zu den Seiten hin zu einer aufgelockerten Zone über der Hohlraumfirste mit entsprechender Haarrissbildung (s. Abb. 34). Diese Haarrisse verstärken und konzentrieren wiederum den Sickerwasserzufluss in der Firste. Da das Sickerwasser hauptsächlich dem kür-

zesten Strömungspfad zwischen den Terrassensedimenten und dem Hohlraum folgen wird, ist in der Firste mit maximalem Zufluss zu rechnen.

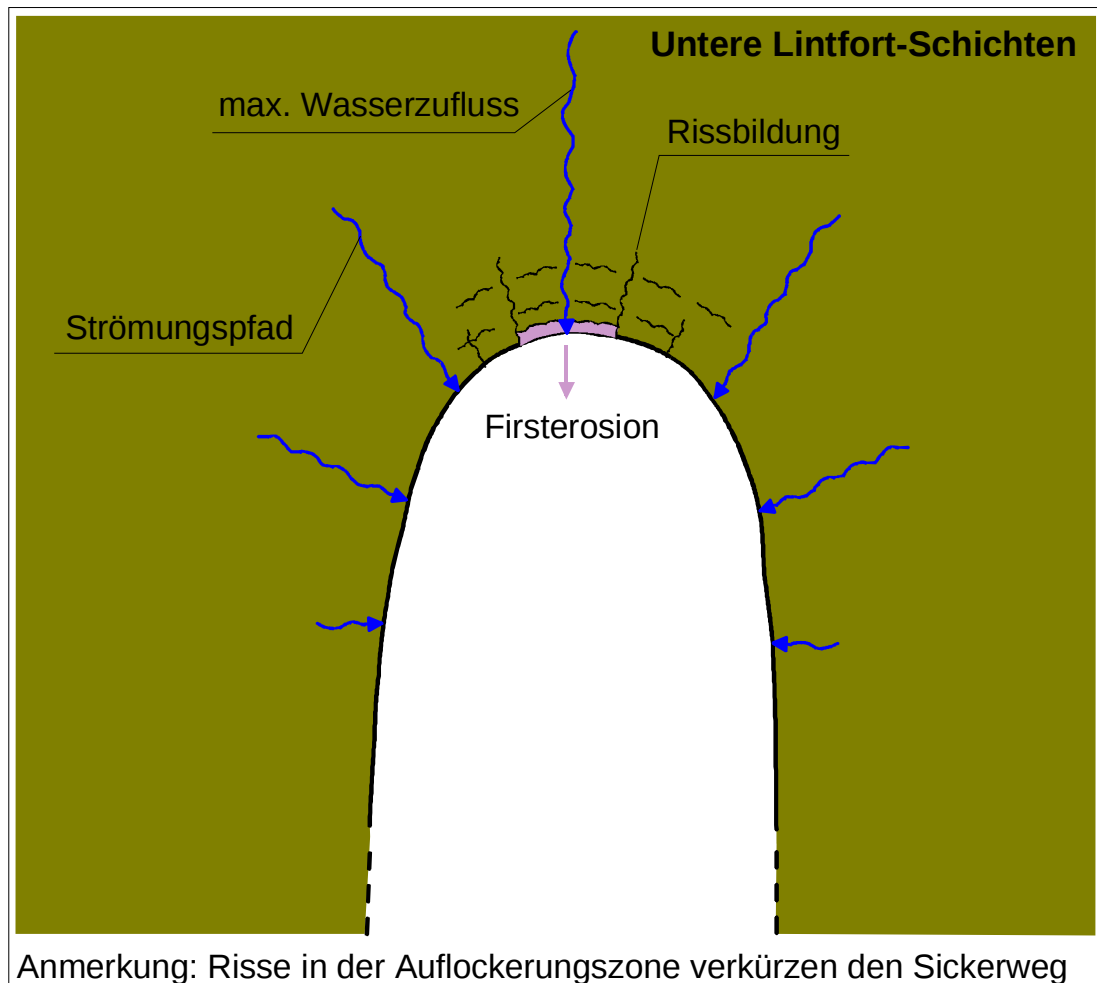


Abb. 34: Ursachen des Hochbruchprozesses in den Unteren Lintfort-Schichten

Auch wenn die Unteren Lintfort-Schichten eine hohe Filterstabilität aufweisen und der Strömungsdruck bei den vorliegenden Betrachtungen relativ gering ist, können innere Suffosionsprozesse nicht vollständig ausgeschlossen werden. Erfahrungen zeigen, dass selbst unmerkliche Inhomogenitäten unter bestimmten Bedingungen einen erheblichen Einfluss auf die Durchströmungsvorgänge haben und zu gravierenden Fehleinschätzungen führen können (BRAUNS, 1979).

Während bei der Erosion sämtliche Kornfraktionen bei der Durchströmung abgetragen werden, werden bei der Suffosion lediglich die feinkörnigen Bestandteile ausgespült. Ein grobkörniges Korngerüst bleibt zumindest vorübergehend erhalten.

Man unterscheidet bei der Suffosion zwischen einer inneren Suffosion, einer äußeren Suffosion an freien Oberflächen sowie einer Kontaktsuffosion beim Übergang von feinen zu gröberen Gesteinen (REUTER ET AL., 1992). Bei den vorliegenden Betrachtungen könnte eine innere Suffosion innerhalb der Unteren Lintfort-Schichten, eine äußere Suffosion an der Hohlraumwandung sowie eine Kontaktsuffosion am Übergang von den Unteren Lintfort-Schichten zu offenen Klüften oder Verbruchöffnungen im Festgestein stattfinden.

Begünstigt werden solche Erosions- und Suffosionsprozesse zusätzlich durch die im Vergleich zu der vor der Grubenwasserabsenkung im Aachener Steinkohlenrevier (s. Kap. 2.3) vorhandenen natürlichen horizontalen Fließrichtung nun vertikale Fließrichtung des Wassers. Insbesondere im Bereich von Schichtwechseln können nicht fest in den Kornverband eingebundene Teilchen dann bereits bei kleineren hydraulischen Gradienten als $i = 0,01$ von Suffosions- beziehungsweise Erosionseffekten betroffen sein (BRAUNS, 1985). Ein solcher Schichtwechsel ist die Grenze zwischen den Unteren Lintfort-Schichten und einem verbrochenen Hohlraum im karbonischen Festgestein. Hier kommt es zu einem Abfallen der Kontaktspannungen im Korngefüge; es beginnt der Hochbruchprozess durch die Unteren Lintfort-Schichten, der sich dann durch andauernde Suffosions- und Erosionsprozesse an der First zwischen Unteren Lintfort-Schichten und dem Hohlraum fortsetzt.

Die dargestellten Faktoren führen vermutlich zusammenwirkend zu einem langsam in Firstrichtung fortschreitenden Erosions- beziehungsweise Suffosionsbruch.

Die Strömungsgeschwindigkeiten innerhalb der Unteren Lintfort-Schichten sind relativ gering, so dass mit einer sehr langen Prozessdauer in einer Größenordnung von Jahrzehnten bis Jahrhunderten zu rechnen ist, bevor ein bergmännisch verur-

sachter Hohlraum die Unteren Lintfort-Schichten durch Erosions- beziehungsweise Suffosionsprozesse nach oben durchbrochen hat.

Im Folgenden wird auf der sicheren Seite liegend die Annahme getroffen, dass die tatsächliche Breite des schlotförmigen Hochbruches in den Unteren Lintfort-Schichten B_{ULS} etwa der gefährdeten Breite an der Oberkante des karbonischen Festgesteins B_0 entspricht. In der Regel wird die Schlotbreite kleiner ausfallen. Es lässt sich jedoch nicht vorhersagen, an welcher Stelle innerhalb der gefährdeten Breite B_0 dieser Schlot mit der Breite B_{ULS} auftreten wird.

Die gefährdete Breite an der Festgesteinsoberkante B_0 kann auf Grundlage des Nomogrammes von HOLLMANN & NÜRENBERG (1972, s. Abb. 27) zuzüglich der flözspezifischen beziehungsweise lokalen Ausbissbreite $B_{Flözausbiss}$ an der Oberkante des karbonischen Festgesteins abgeschätzt werden.

9.5 Hochbruchprozess in den nichtbindigen Terrassensedimenten

Die Gesamtbreite des Gefährdungsbereiches an der Geländeoberkante wird im Wesentlichen von der Verbruchgeometrie innerhalb der Terrassensedimente bestimmt.

In Kap. 9.2.1 wurde bereits ausgeführt, dass nichtbindige Böden keine freie Standhöhe besitzen; es kommt zum Bruch. Dieser Bruchzustand innerhalb der Terrassensedimente wird in Abb. 35 anhand von Mohr'schen Spannungskreisen für Teufen von 5 und 10 m dargestellt. Beide Spannungskreise berühren die Schergerade, das heißt, das Mohr-Coulomb'sche Fließkriterium ist in beiden Fällen erfüllt. Es kommt zum seitlichen Verbruch der Terrassensedimente unter einem Bruchwinkel von $\beta = 45^\circ + \varphi'/2$.

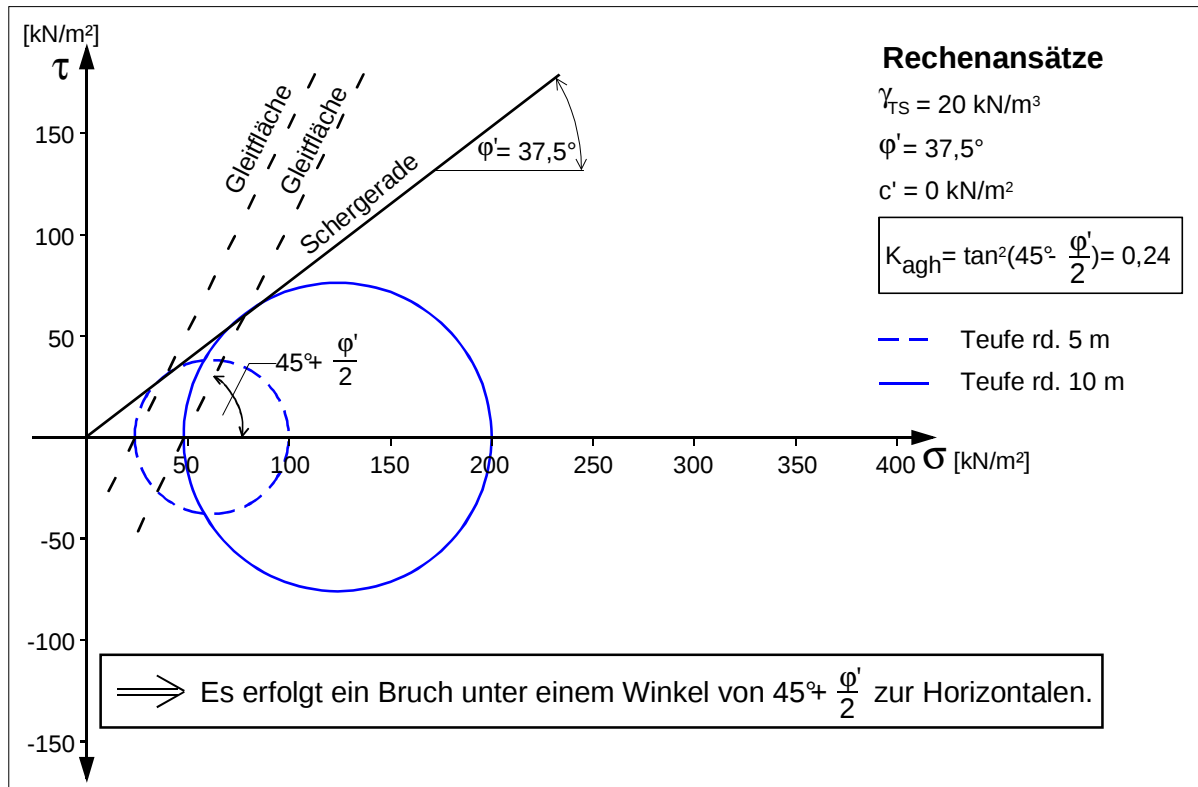


Abb. 35: Spannungskreise für die Terrassensedimente

9.6 Abschätzung der maximalen Öffnungsweite von Hochbrüchen an der Geländeoberkante

Die bisher angeführten modelltheoretischen Überlegungen führen zu dem in Abb. 36 dargestellten bodenmechanischen Berechnungsmodell.

Darin sind:

$B_{GOK, \max}$: max. Tagesbruchbreite an der Geländeoberkante
quer zum Flözstreichen [m]

B_{TGB} : Tagesbruchbreite an der Geländeoberkante
quer zum Flözstreichen [m]

B_{ULS} : Breite des Hochbruches in den Unteren Lintfort-Schichten [m]

$M_{Terrasse}$: Mächtigkeit der Terrassensedimente [m]

ϕ' : effektiver Reibungswinkel [°]

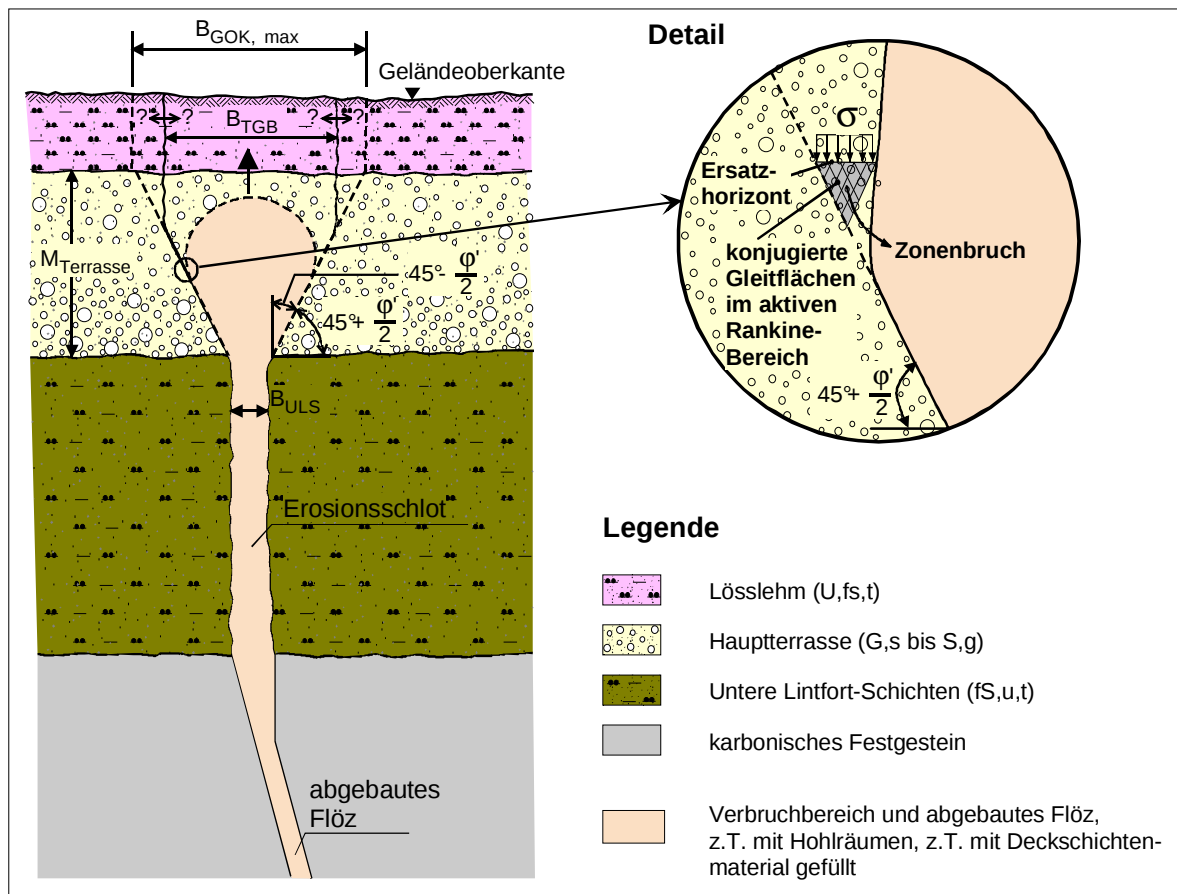


Abb. 36: Bodenmechanisches Berechnungsmodell für das Lockergestein

Die Form der Bodengewölbe wurde in der vorliegenden Arbeit als rund angenommen; es sind auch andere Formen (Spitzbögen oder Ähnliches) denkbar. Die Form des Bogens (beziehungsweise die Größe des Bogenstiches) hat jedoch keinen Einfluss auf die maximale Tagesbruchbreite über dem Hohlraum.

Die tatsächlich auftretende Tagesbruchbreite ist davon abhängig, wann der senkrechte Scherbruch durch den Lösslehm auftritt; die Tagesbruchbreite wird daher in der Regel kleiner als $B_{GOK, max}$ ausfallen (s. Abb. 36).

Aus diesem Modell lässt sich anschaulich eine Formel zur Abschätzung der maximal möglichen Öffnungsweite von Hochbrüchen an der Oberkante der Terrassensedimente und damit auch an der Geländeoberkante, quer zum Flözstreichen, ableiten.

Die gefährdete Breite an der Geländeoberkante $B_{\text{GOK, max}}$ setzt sich dabei zusammen aus der Breite des Schlotes in den Unteren Lintfort-Schichten und der vom Winkel der inneren Reibung abhängigen seitlichen Ausdehnung des Hohlraumes innerhalb der Terrassensedimente:

$$B_{\text{GOK, max}} = 2 M_{\text{Terrasse}} \cdot \tan(45^\circ - \varphi'/2) + B_{\text{ULS}} \quad (11)^1$$

Für die praktische Abschätzung von Gefährdungsbereichen müssen dabei noch Sicherheiten einbezogen werden (s. Kap. 14.2).

Grundsätzlich ließe sich in dem hier vorgestellten Modell zusätzlich eine Hohlraum-Bruchvolumen-Bilanz berücksichtigen. Darauf wird jedoch im Rahmen der vorliegenden Arbeit absichtlich verzichtet, da die genauen Primärbruchvolumina im Wurmrevier in der Regel nicht bekannt sind und eine Anwendung damit nicht praktikabel ist (vgl. Kap. 3.3).

In speziellen Fällen, in denen die Größe des Primärhohlraumes zuverlässig vorliegt und ein Abwandern des Bruchmaterials ausgeschlossen werden kann, wären solche Betrachtungen unter Berücksichtigung der Auflockerungsfaktoren für die verschiedenen Schichtglieder und der zuvor beschriebenen Tagesbruchgeometrie grundsätzlich jedoch möglich und überschlägig relativ einfach durchzuführen. Für eine exakte Berechnung müsste dann allerdings für die Massenbilanz des aufgelockerten Bruchkörpers die Form der hangenden Bodengewölbe im Wurmrevier sowie der Eintritt des Durchbruches zur Geländeoberkante in Abhängigkeit von der Lösslehmüberdeckung genauer untersucht werden.

An der Geländeoberkante werden im Wurmrevier neben runden oft elliptische bis längliche Tagesbruchformen beobachtet. Ein Einfluss von Grundwasserströmungen auf die Ausrichtung der Tagesbrüche durch eine Unterspülung des unterirdischen

¹ Formeln, die im Rahmen der vorliegenden Arbeit entwickelt wurden, sind **fett** gedruckt.

Böschungsfußes ist zwar nicht generell auszuschließen, in der Regel wird die Ausrichtung der elliptischen Tagesbrüche jedoch bestimmt von der Geometrie der Öffnung an der Oberkante des karbonischen Festgesteins. Diese kann in Streichrichtung größer ausfallen als quer zum Flöz und paust sich beim Hochbruch als Asymmetrie bis zur Geländeoberkante durch.

10 Modellrechnungen zu gefallen Tagesbrüchen im Wurmrevier

10.1 Auswahl der Tagesbrüche

Zur Überprüfung des vorgestellten Berechnungsmodells wurden fünf Bereiche des Wurmreviers, in denen große Tagesbrüche gefallen sind, ausgewählt und die dort aufgetretenen maximalen Tagesbruchabmessungen mit den Prognosen des neuen Berechnungsmodells verglichen.

Die Auswahl der Tagesbrüche erfolgte nach einer intensiven Durchsicht der relevanten historischen Kartenwerke, insbesondere von LONGRÉE (1862) und SCHULZE (1825), im Hinblick auf Tagesbrüche mit vergleichsweise großen Breiten, da das hier vorgestellte Modell ausdrücklich die maximalen Tagesbruchbreiten ermittelt. Kleinere Brüche werden nicht ausgeschlossen, liegen dann jedoch innerhalb des mit dem neuen Modell ermittelten maximalen Durchmessers. Die Lage der Tagesbrüche ist jeweils in einem Übersichtslageplan dargestellt (LANDESVERMESSUNGSAMT NORDRHEIN-WESTFALEN, verschiedene Erscheinungsjahre).

Im Einzelnen handelt es sich um folgende Tagesbrüche, von denen die ersten vier im Bereich Herzogenrath (Nr. 1 bis Nr. 4) und ein weiterer in Würselen (Nr. 5) gefallen sind:

- Tagesbruch Mühlenbach (Nr. 1);
- Tagesbruch im Bereich der Haus-Heyden-Straße (Nr. 2);
- Tagesbruch im Bereich der Dornkaulstraße (Nr. 3);
- Tagesbruch im Bereich der Industriestraße (Nr. 4);
- Tagesbruch im Bereich der Bardenberger Straße (Nr. 5).

10.2 Tagesbruchsituationen

10.2.1 Tagesbruch Mühlenbach (Nr. 1)

Der bereits in Kap. 6.2 beschriebene Tagesbruch Mühlenbach fiel auf das tagesnah abgebaute Flöz Steinknipp; ein Übersichtslageplan wurde bereits in Abb. 18 dargestellt.

Nach den Untersuchungsergebnissen fällt das Flöz Steinknipp im Untersuchungsbe-
reich mit etwa $\alpha = 75^\circ$ bis 80° nach SSE ein. Die Mächtigkeit des Flözes Steinknipp
kann nach der ARBEITSGRUPPE ALTBERGBAU „AACHENER REVIER“ (28.03.2002)
mit $M_{\text{Flöz}} = 1,05 \text{ m}$ angegeben werden. Die Abmessungen des Tagesbruches betru-
gen quer zum Flözstreichen rd. 12 m (s. Abb. 37).

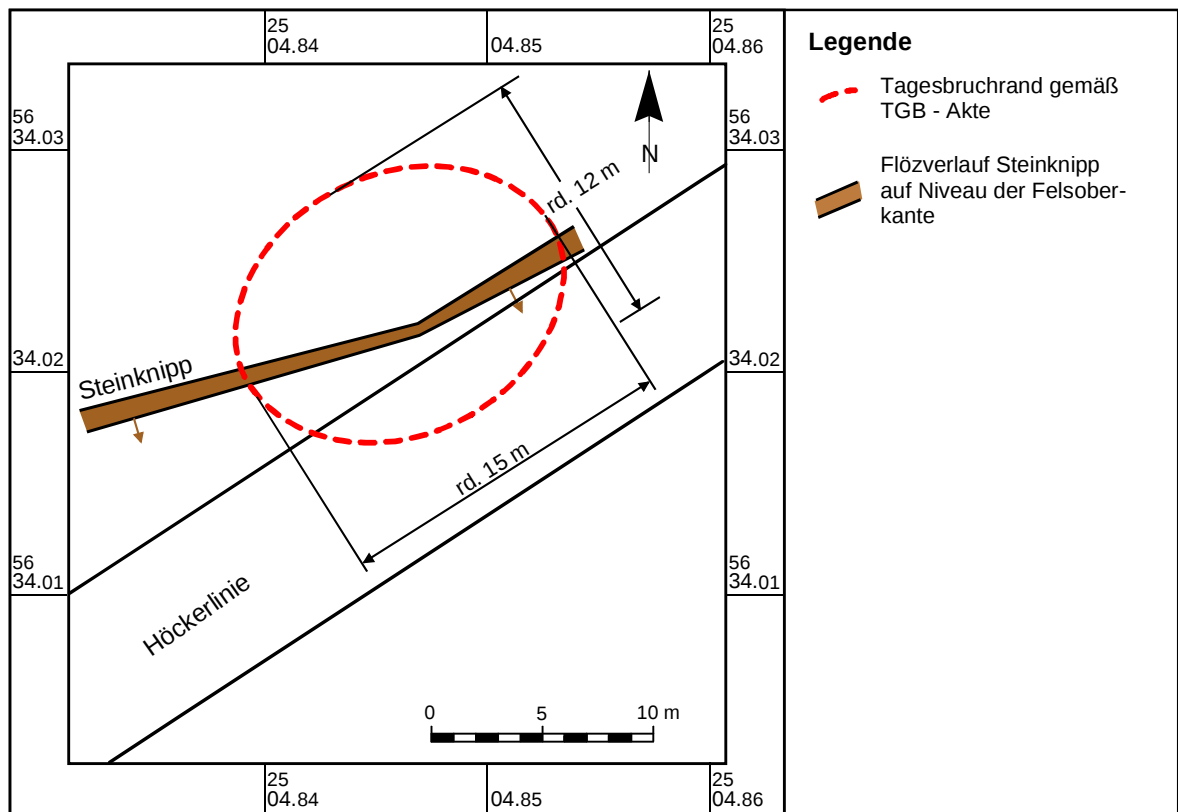


Abb. 37: Lageplan Tagesbruch Mühlenbach, Herzogenrath

Die im Bereich des Tagesbruches Mühlenbach liegenden, etwa 9 m mächtigen Terrassensedimente werden auf der Grundlage der Bohrerergebnisse für die Berechnung in tiefer liegende sandige Kiese mit einer Mächtigkeit von $M = 5$ m und darüber liegende kiesige Sande mit einer Mächtigkeit von $M = 4$ m aufgeteilt. Auf der Grundlage der Bohransprache, der im Labor ermittelten Korngrößenverteilungen (s. Kap. 7.2) sowie der Richtwerte für Bodenkenngößen aus HECKÖTTER (2002) wird der effektive Reibungswinkel im Folgenden für die sandigen Kiese mit $\varphi' = 39^\circ$ und für die kiesigen Sande mit $\varphi' = 36^\circ$ abgeschätzt.

Die Breite des Erosionsschlotes in den Unteren Lintfort-Schichten beträgt nach den Bohraufschlüssen rund $B_{ULS} = 2$ m. Dieser Messwert wird anstelle einer Abschätzung nach HOLLMANN & NÜRENBERG (1972) als Eingangswert für die Modellrechnung des Tagesbruches angesetzt.

Für den Tagesbruch Mühlenbach kann aufgrund seiner Lage unmittelbar oberhalb des Flözausbisses davon ausgegangen werden, dass der Verbruch des karbonischen Festgesteins auf den Versagensmechanismus Firstpfeilerversagen (Fall A, vgl. Kap. 8.2) zurückzuführen ist. Falls kein Bohraufschluss vorgelegen hätte, wäre stattdessen aufgrund der Unvorhersehbarkeit der Lage des Hochbruches durch das karbonische Festgestein für ein Flözeinfallen von $\alpha = 75^\circ$ nach HOLLMANN & NÜRENBERG (1972) eine Breite der Gefügebrauflösung von $B_{\text{Gefügebrauflösung}} = 1,0$ m und zusätzlich eine Breite des Flözausbisses von $B_{\text{Flözausbiss}} = 1,1$ m, also insgesamt eine gefährdete Breite von $B_0 = 1,0 \text{ m} + 1,1 \text{ m} = 2,1 \text{ m}$ zu berücksichtigen gewesen. Im vorliegenden Fall entspricht dieser Wert etwa dem tatsächlich angetroffenen Bruchdurchmesser.

Dieses Vorgehen ist jedoch nur in einer nachträglichen Modellrechnung möglich, bei der eindeutig nachweisbar ist, dass Firstpfeilerversagen ursächlich für den Tagesbruch war. Für die Abschätzung von Gefährdungsbereichen an der Geländeoberkante muss die gesamte Breite des Gefährdungsbereiches an der Oberkante des Festgesteins nach HOLLMANN & NÜRENBERG (1972) zuzüglich der Flözausbissbrei-

te angesetzt werden (s. Kap. 8.4). In dem vorliegenden Fall hätte sich eine gefährdete Breite von $B_0 = 7,6$ m als Eingangswert für die darauf aufbauenden Lockergesteinsbetrachtungen ergeben.

10.2.2 Tagesbruch im Bereich der Haus-Heyden-Straße (Nr. 2)

Der Tagesbruch im Bereich der Haus-Heyden-Straße in Herzogenrath (s. Abb. 18) fiel vor mehr als 200 Jahren auf das tagesnah abgebaute Flöz Großmühlenbach (vgl. Kap. 6.3).

Das Flöz Großmühlenbach fällt im Untersuchungsbereich nach den Untersuchungsergebnissen mit rd. $\alpha = 70^\circ$ nach NNW ein. Seine Mächtigkeit kann nach der ARBEITSGRUPPE ALTBERGBAU „AACHENER REVIER“ (28.03.2002) mit rund $M_{\text{Flöz}} = 1,1$ m abgeschätzt werden. Der Tagesbruch hatte im Bereich der Untersuchungsbohrungen nach der Karte von LONGRÉE (1862) Abmessungen von etwa 6,3 m. In Abb. 38 ist ein Lageplan der engeren Umgebung des Tagesbruches dargestellt.

Der Tagesbruch wurde im Rahmen von Felduntersuchungen oberhalb der in Abb. 38 dargestellten tatsächlichen Ausbisslinie des Flözes an der Festgesteinsoberkante lokalisiert. Die Abweichung der Darstellung des Flözes im Niveau der Stollensohle nach LONGRÉE (1862) von der angetroffenen Flözposition im Niveau der Oberkante des Festgesteins liegt im Rahmen der Ungenauigkeiten des alten Kartenwerkes und seiner Übertragung auf die heutige Topographie durch Georeferenzierung. Der Durchmesser des Tagesbruches hingegen war an der Geländeoberkante bereits damals leicht zu vermessen und kann damit zum Vergleich mit dem Ergebnis der Modellrechnung als vergleichsweise genau angenommen werden.

Die im Bereich des untersuchten Tagesbruches an der Haus-Heyden-Straße liegenden, etwa 5,5 m mächtigen Terrassensedimente können auf der Grundlage der Bohrerergebnisse in tieferliegende sandige Kiese (Mächtigkeit $M = 4,5$ m, $\varphi' = 39^\circ$) sowie darüberliegende kiesige Sande (Mächtigkeit $M = 1,0$ m, $\varphi' = 36^\circ$) aufgeteilt werden. Die Breite des Erosionsschlotes in den Unteren Lintfort-Schichten beträgt nach den Bohraufschlüssen rund $B_{ULS} = 1$ m.

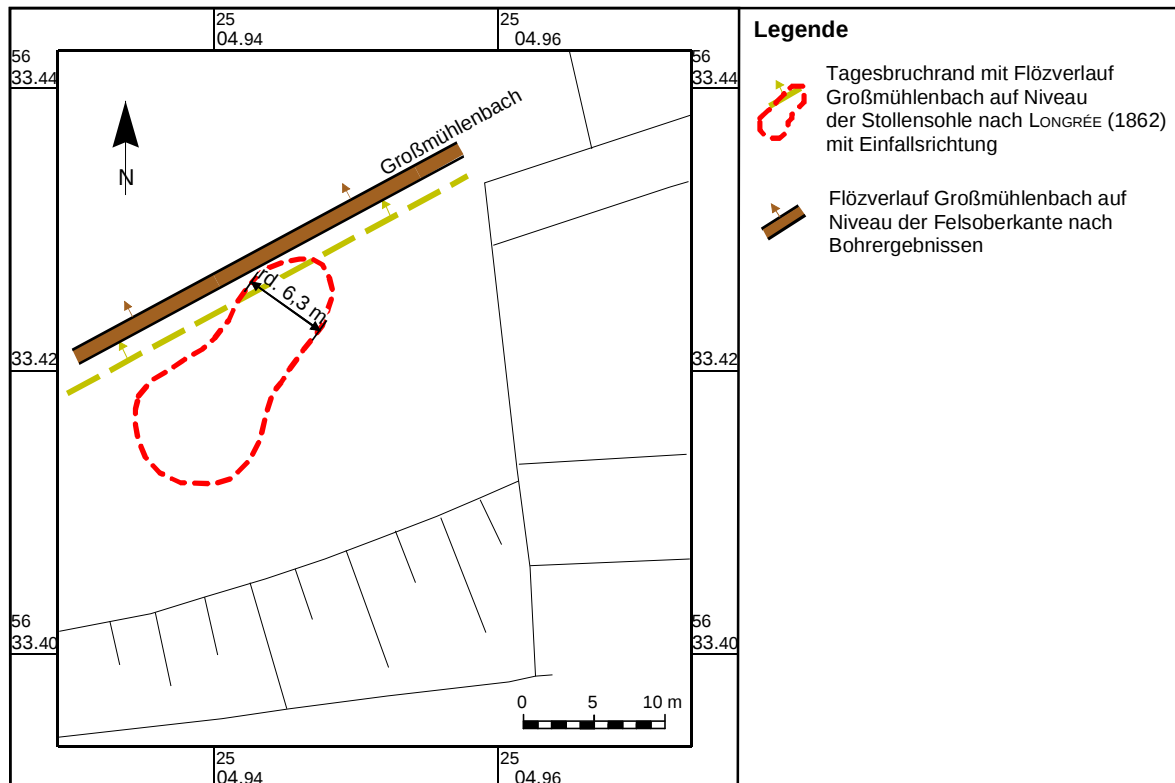


Abb. 38: Lageplan Tagesbruch im Bereich der Haus-Heyden-Straße, Herzogenrath

10.2.3 Tagesbruch im Bereich der Dornkaulstraße (Nr. 3)

Im Rahmen des Bebauungsplanes II/39 - Gewerbepark Kohlscheid-Süd - der Stadt Herzogenrath wurden in den Jahren 2001 und 2002 umfangreiche Erkundungs- und Sicherungsmaßnahmen an Schächten und Flözen des Grundeigentümerbergbaus durchgeführt (vgl. ARBEITSKREIS ALTE SCHÄCHTE DER EBV AKTIENGESELL-

SCHAFT, 27.09.2002 und 30.09.2002). Diese Untersuchungen zielten zwar nicht auf die Erkundung der Tagesbruchgeometrien ab, die damals vorgenommene Auswertung historischer Kartenunterlagen sowie die Erkundung des Untergrundaufbaus können jedoch für die im Folgenden durchgeführte Modellrechnung eines Tagesbruches zugrunde gelegt werden.

In Abb. 39 ist der Untersuchungsbereich Dornkaulstraße dargestellt.

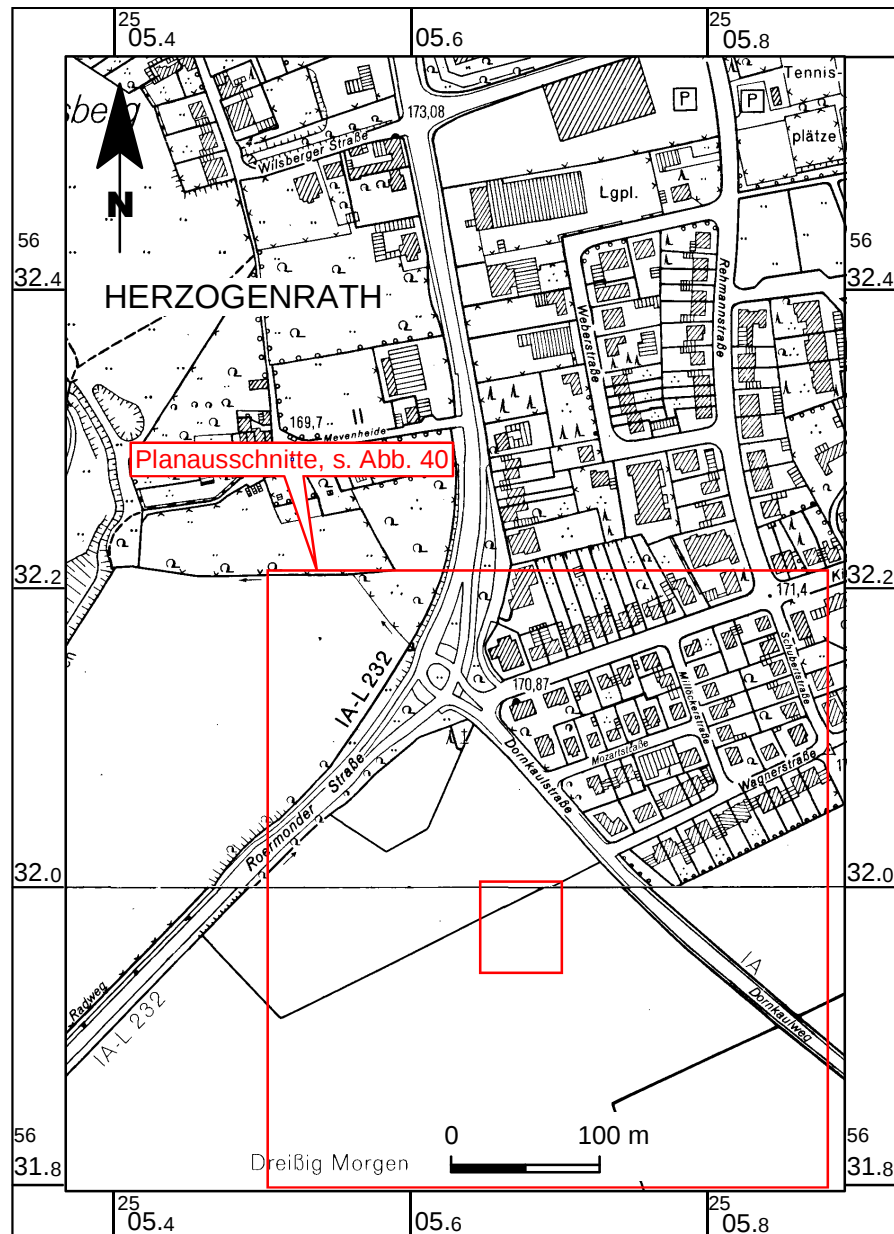


Abb. 39: Übersichtslageplan Untersuchungsbereich Dornkaulstraße, Herzogenrath

Im Bereich der Dornkaulstraße ist vor dem Jahr 1825 ein Tagesbruch mit einem Durchmesser von circa 11,0 m auf das Flöz Furth gefallen (s. Abb. 40). Das tagesbruchverursachende Flöz Furth fällt im Untersuchungsbereich mit rund $\alpha = 63^\circ$ in Richtung NNW ein. Die Flözmächtigkeit kann nach der ARBEITSGRUPPE ALTBERGBAU „AACHENER REVIER“ (28.03.2002) mit $M_{\text{Flöz}} = 1,15 \text{ m}$ abgeschätzt werden.

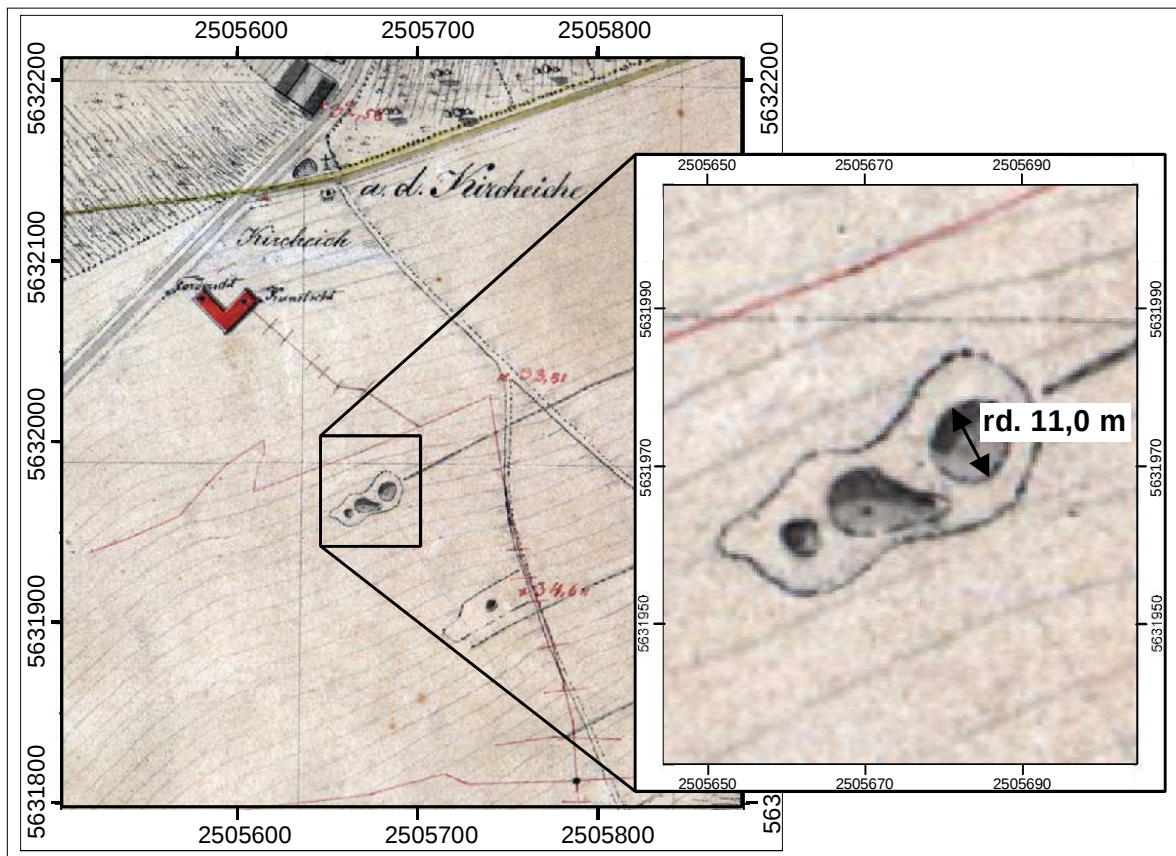


Abb. 40: Lageplan Tagesbruch im Bereich der Dornkaulstraße (aus SCHULZE, 1825)

Im Untersuchungsbereich stehen etwa 10,0 m mächtige Terrassensedimente an. Diese werden auf der Grundlage von Bohrergebnissen für die Berechnung in sandige Kiese (Mächtigkeit $M = 5,5 \text{ m}$, $\varphi' = 39^\circ$) sowie überlagernde kiesige Sande (Mächtigkeit $M = 4,5 \text{ m}$, $\varphi' = 36^\circ$) unterteilt.

Da der Tagesbruch nach den vorliegenden Planunterlagen unmittelbar über dem Ausbiss des Flözes gefallen ist (s. Abb. 40), kann auch in diesem Fall davon ausgegangen werden, dass der Verbruch des karbonischen Festgesteins auf den Versagensmechanismus Firstpfeilerversagen (vgl. Kap. 8.2, Fall A) zurückzuführen ist.

Die konkrete Breite B_{ULS} des Erosionsschlotes in den Unteren Lintfort-Schichten ist unbekannt. Stattdessen wird der Berechnung hier eine gefährdete Breite B_0 an der Oberkante des karbonischen Festgesteins entsprechend der Breite der Gefügauflösung nach HOLLMANN & NÜRENBERG (1972) von rund $B_{\text{Gefügauflösung}} = 1,25$ m, zusätzlich der Flözausbissbreite von circa $B_{\text{Flözausbiss}} = 1,3$ m, das heißt mit insgesamt $B_0 = 2,55$ m, zugrunde gelegt.

10.2.4 Tagesbruch im Bereich der Industriestraße (Nr. 4)

Im Bereich der Industriestraße in Herzogenrath (s. Abb. 41) wurden im Jahr 2003 im Auftrag der Bergverwaltung Düren insgesamt 39 Untersuchungsbohrungen zur Untersuchung und Sicherung von tagesnahem Altbergbau abgeteuft (ARBEITSKREIS ALTE SCHÄCHTE DER EBV AKTIENGESELLSCHAFT, 28.11.2003). Ziel der Untersuchungen war es, die für den Bearbeitungsblock 1 vorgenommene Einteilung in Gefährungsklassen (ARBEITSGRUPPE ALTBERGBAU „AACHENER REVIER“, 28.03.2002) an repräsentativen Teilflächen zu überprüfen. Die Ergebnisse der damaligen Untersuchungen werden im Folgenden für die Modellrechnung zum Tagesbruch Nr. 4 zugrunde gelegt.

Der hier betrachtete vierte Tagesbruch hat die Tagesbruchnummer TGB 2505/5633/018. In Längsrichtung, das heißt in Streichrichtung des Flözes, erstreckte sich der Bruch über rund 42 m. An der breitesten Stelle wies der Tagesbruch nach einer Karte von LONGRÉE (1862) eine Breite von etwa 12,6 m auf (s. Abb. 42).

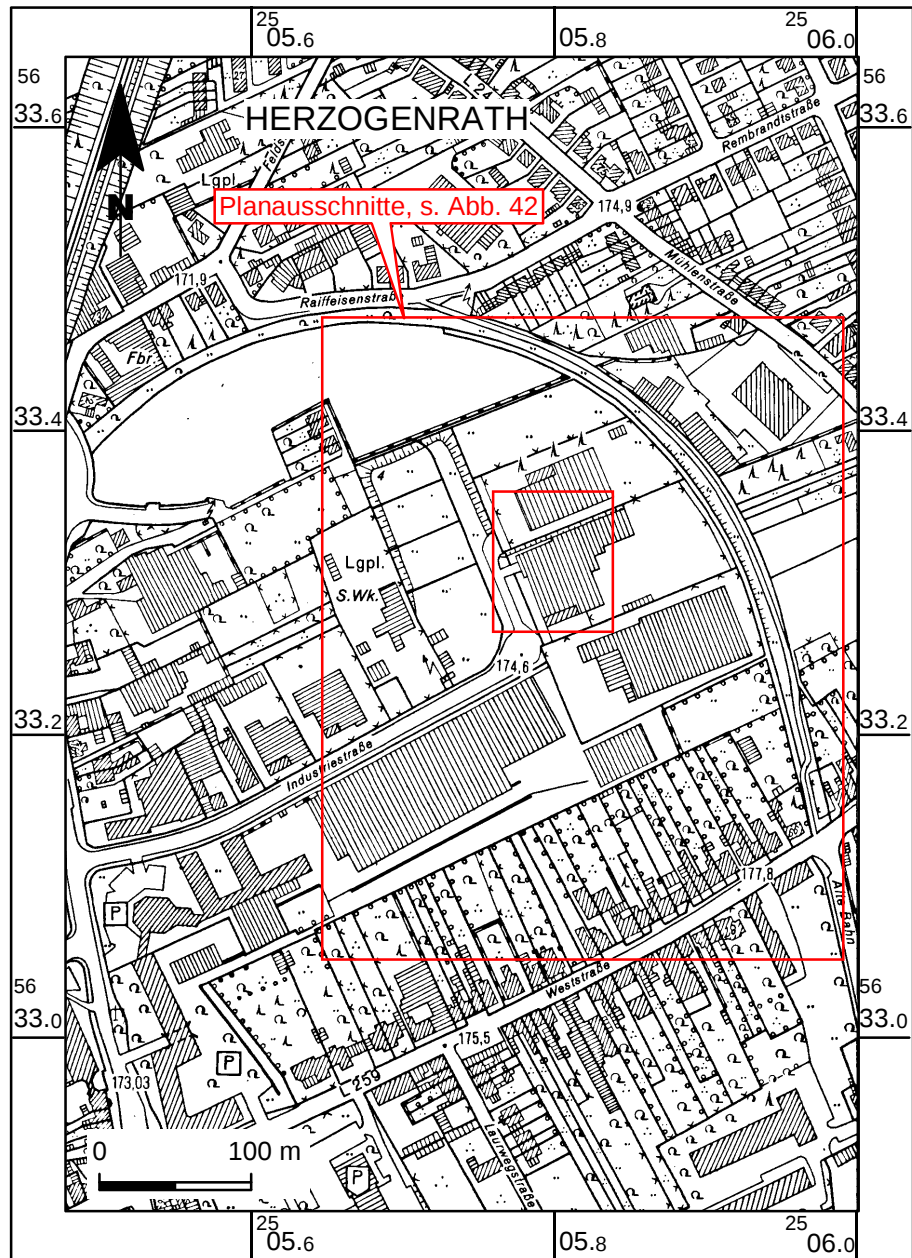


Abb. 41: Übersichtslageplan Untersuchungsbereich Industriestraße, Herzogenrath

Das Tagesbruch verursachende Flöz Großathwerk fällt mit rund $\alpha = 70^\circ$ nach SE ein. Die Flözmächtigkeit kann nach der ARBEITSGRUPPE ALTBERGBAU „AACHENER REVIER“ (28.03.2002) mit rd. $M_{\text{Flöz}} = 1,25 \text{ m}$ abgeschätzt werden.

Im Bereich des betrachteten Tagesbruches liegen etwa 11,3 m mächtige Terrassen-sedimente. Sie können auf der Grundlage von Bohrergebnissen in sandige Kiese

(Mächtigkeit $M = 2,1 \text{ m}$, $\varphi' = 39^\circ$) sowie darüberliegende kiesige Sande (Mächtigkeit $M = 9,2 \text{ m}$, $\varphi' = 36^\circ$) eingeteilt werden.

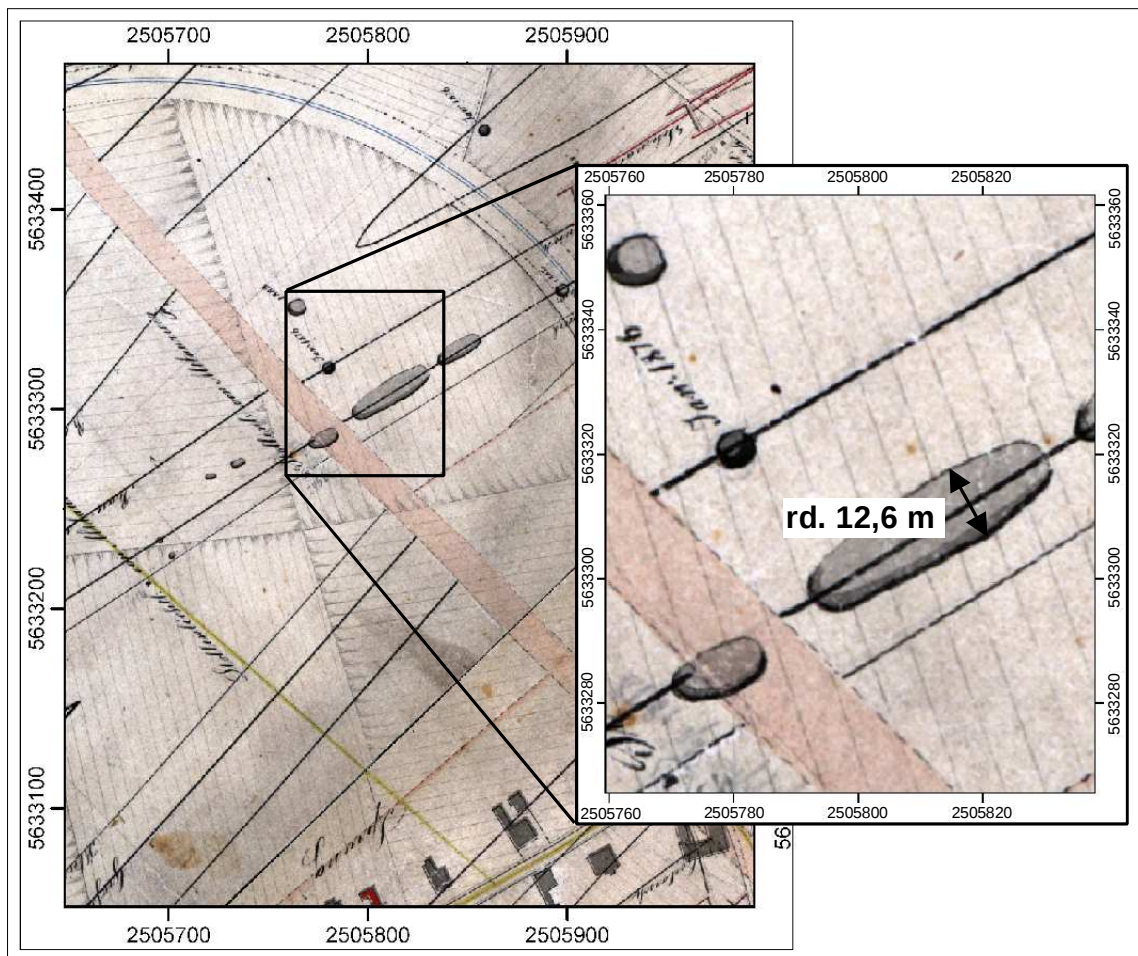


Abb. 42: Lageplan Tagesbruch im Bereich der Industriestraße, Herzogenrath (aus LONGRÉE, 1862)

Für diesen Tagesbruch kann aufgrund seiner Lage unmittelbar oberhalb des Flözausbisses ebenfalls ein Firstpfeilerversagen (Fall A) für das karbonische Festgestein angenommen werden (s. Abb. 42). Die Breite B_0 , in der ein Erosionsschlott in den Unteren Lintfort-Schichten auftreten kann, entspricht hier wie bei dem zuvor beschriebenen Tagesbruch der Breite der Gefügauflösung $B_{\text{Gefügauflösung}}$ an der Oberkante des Festgesteins nach HOLLMANN & NÜRENBERG (1972) zuzüglich der Flözausbissbreite $B_{\text{Flözausbiss}}$. Sie liegt bei insgesamt rd. $B_0 = 1,1 \text{ m} + 1,3 \text{ m} = 2,4 \text{ m}$.

10.2.5 Tagesbruch im Bereich der Bardenberger Straße (Nr. 5)

Der betrachtete Tagesbruch liegt östlich des Wurmtals in der Ortschaft Würselen. Südlich des Untersuchungsbereiches liegt die Grube Gouley und östlich davon die Bardenberger Straße. Ein Übersichtslageplan ist in Abb. 43 dargestellt.

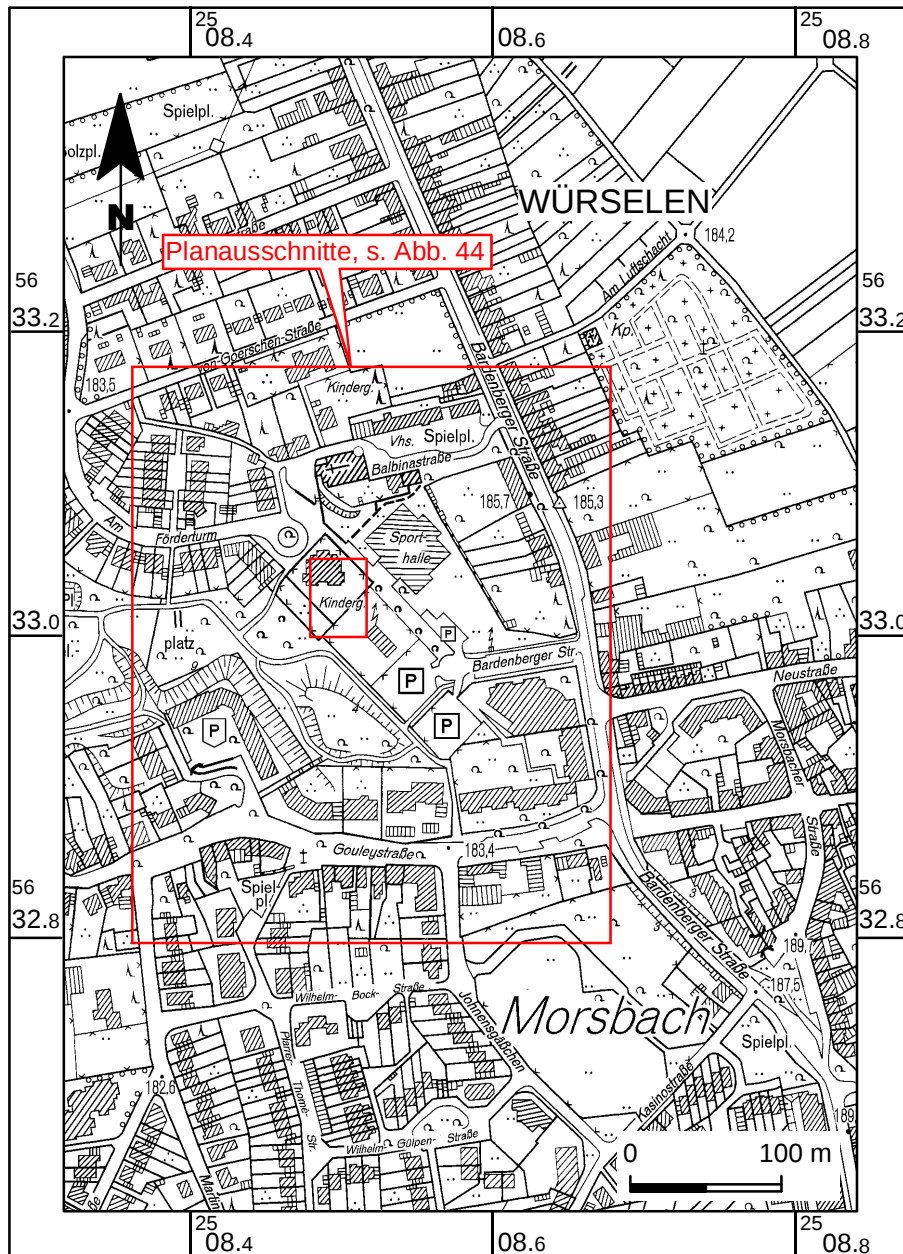


Abb. 43: Übersichtslageplan Untersuchungsbereich Bardenberger Straße, Würselen

Nördlich der Grube Gouley sind nach alten Kartenwerken zahlreiche Tagesbrüche entlang von Flözausstrichlinien gefallen, welche tagesnahen Altbergbau belegen. Hier wurde der breiteste Tagesbruch gewählt, um die Plausibilität der Formel zur Ermittlung maximaler Tagesbruchbreiten über Flözausbissen zu prüfen.

Der Tagesbruch im Bereich der Bardenberger Straße in Würselen ist bei LONGRÉE (1862) verzeichnet und wies eine Breite von circa 9,8 m auf (s. Abb. 44). Das Tagesbruch verursachende Flöz Großlangenberg fällt mit rund $\alpha = 60^\circ$ nach NNW ein. Die Flözmächtigkeit kann nach den Ergebnissen der ARBEITSGRUPPE ALTBERGBAU „AACHENER REVIER“ (28.03.2002) im Mittel mit circa $M_{\text{Flöz}} = 1,4 \text{ m}$ abgeschätzt werden.

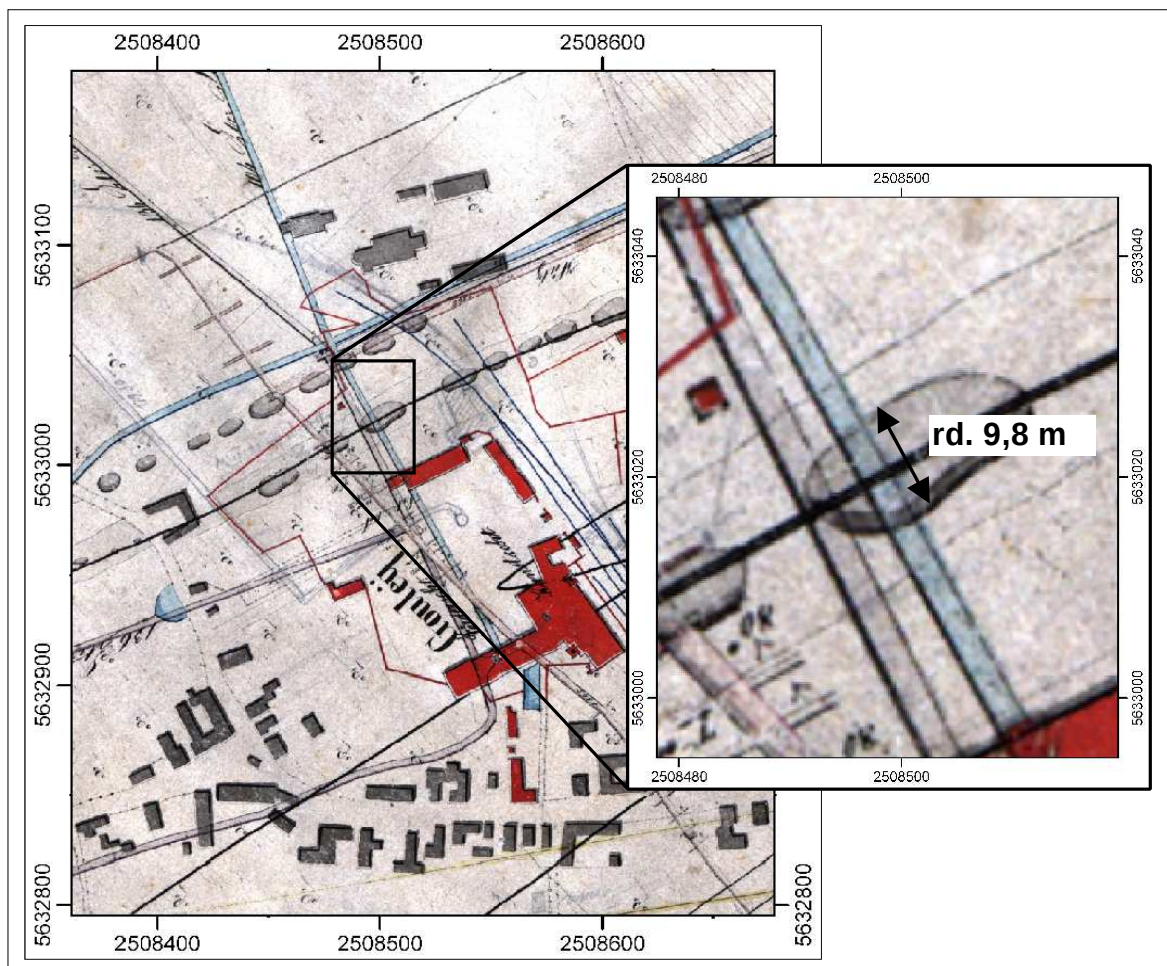


Abb. 44: Lageplan Tagesbruch im Bereich der Bardenberger Straße, Würselen (aus LONGRÉE, 1862)

Die nach der Hydrologischen Karte (LANDESAMT FÜR WASSER UND ABFALL NRW, 1989) im Untersuchungsbereich liegenden, etwa 9,0 m mächtigen Terrassensedimente werden für die Berechnung mangels konkreter Bohraufschlüsse nicht weiter aufgeteilt. Für die Berechnung wird ein mittlerer Reibungswinkel von $\varphi' = 37,5^\circ$ zugrunde gelegt.

Auch für diesen Tagesbruch kann aufgrund seiner Lage (s. Abb. 44) davon ausgegangen werden, dass er durch ein Firstpfeilerversagen im karbonischen Festgestein ausgelöst wurde (Fall A). Die Breite, in der der Erosionsschlot innerhalb der Unteren Lintfort-Schichten auftreten kann, liegt bei rund $B_0 = 2,9$ m. Dies entspricht der Breite der Gefügebrauflösung an der Oberkante des Festgesteins nach HOLLMANN & NÜRENBERG (1972) von etwa $B_{\text{Gefügebrauflösung}} = 1,3$ m zuzüglich der Flözausbissbreite von circa $B_{\text{Flözausbiss}} = 1,6$ m.

10.3 Modellrechnungsergebnisse

Die Modellrechnungen erfolgten mit Hilfe der Formel (11) aus Kap. 9.6 auf der Grundlage des für jeden Tagesbruch jeweils oben beschriebenen Untergrundaufbaus und der Flözrandbedingungen (Mächtigkeit und Einfallswinkel). Bei den Tagesbrüchen Nr. 1 bis Nr. 4 wurde die Berechnung jeweils in zwei Schritten durchgeführt, um die unterschiedlichen Bodenkennwerte innerhalb der im unteren Teil kiesiger ausgebildeten Terrassensedimente zu berücksichtigen. In den ersten beiden Fällen wurde die Breite des Erosionsschlotes innerhalb der Unteren Lintfort-Schichten aus Kernbohrungen ermittelt. Diese Breite wurde den Berechnungen zugrunde gelegt. In den anderen drei Fällen konnte auf der Grundlage der vorliegenden Karten davon ausgegangen werden, dass jeweils ein Firstpfeilerversagen (s. Kap. 8.2, Fall A) Ursache der Tagesbrüche war; diese liegen unmittelbar oberhalb der Flözausbisslinie.

Den Ergebnissen der Modellrechnung für die maximale Tagesbruchbreite an der Geländeoberkante $B_{GOK, \max}$ sind in Tab. 8 die realen Tagesbruchabmessungen B_{TGB} gegenübergestellt.

Tab. 8: Ergebnisse der Modellrechnungen zu gefallen Tagesbrüche

Tagesbruch- Nummer	Erosions- schlotbreite B_{ULS}	Mächtigkeit der Terrassensedimente	Modellrechnung $B_{GOK, \max}$	Realität B_{TGB}
1	2,0 m ¹⁾	5,0 m mit $\varphi' = 39^\circ$ 4,0 m mit $\varphi' = 36^\circ$	10,9 m	12,0 m
2	1,0 m ¹⁾	4,5 m mit $\varphi' = 39^\circ$ 1,0 m mit $\varphi' = 36^\circ$	6,3 m	6,3 m
3	2,7 m ²⁾	5,5 m mit $\varphi' = 39^\circ$ 4,5 m mit $\varphi' = 36^\circ$	12,4 m	11,0 m
4	2,4 m ²⁾	2,1 m mit $\varphi' = 39^\circ$ 9,2 m mit $\varphi' = 36^\circ$	13,8 m	12,6 m
5	2,9 m ²⁾	9,0 m mit $\varphi' = 37,5^\circ$	11,8 m	9,8 m

¹⁾ durch Kernbohrungen erkundet

²⁾ Grundlage: Versagensmechanismus Firstpfeilerversagen (s. Kap. 8.2, Fall A), Breite der Gefügeauflösung nach HOLLMANN & NÜRENBERG (1972) zzgl. Flözausbissbreite an der Felsoberfläche

Die Abweichungen der Berechnungsergebnisse $B_{GOK, \max}$ von den tatsächlichen Tagesbruchabmessungen B_{TGB} liegen bei den betrachteten Beispielen bei maximal etwa 2 m. Dabei liefert die Modellrechnung meistens größere Tagesbruchabmessungen als sie in der Realität beobachtet wurden. Beim Tagesbruch Nr. 2 liefern Modellrechnung und Realität die gleichen Werte. Lediglich der Tagesbruch Nr. 1 weist mit 12,0 m einen etwas größeren Wert auf als die Modellrechnung liefert. Die tatsächliche Breite dieses Tagesbruches quer zum Flözstreichen beträgt gemäß der Schachttakte rund 11 bis 12 m. Die Differenz zwischen der vor Ort beobachteten Gefährdungsbreite und dem Berechnungsergebnis beträgt demnach 0,1 bis 1,1 m.

Gemessen an den zwangsläufigen Unsicherheiten des Modells, der Streuung der Eingangswerte und der Fehlerbreite bei der Abschätzung der realen Tagesbruchabmessungen, ist die Übereinstimmung zwischen Berechnungsmodell und Realität sehr gut.

11 Betrachtungen zu Sonderfällen

Das oben entwickelte Verbruchmodell für das Lockergestein berücksichtigt den Regelfall der Bodenverhältnisse im Wurmrevier. In einigen Bereichen können jedoch abweichende Bedingungen vorliegen, die eine gesonderte Betrachtung erfordern.

Solche Sonderfälle liegen zum Beispiel vor, wenn im Untergrund Fließeande anstehen, Aufschüttungen vorhanden sind oder das Gelände mit einer frei tragenden Decke überzogen ist (z.B. Asphalt oder Stahlbeton).

Um solche Sonderfälle erkennen und entsprechend berücksichtigen zu können, sind Kernbohrungen vor Ort unerlässlich.

Die hier vorgestellten Sonderfälle sind jeweils im Einzelfall gutachterlich zu bewerten. Eine Zusammenfassung der für die Sonderfälle jeweils empfohlenen Vorgehensweise folgt in Kap. 14.5.

11.1 Sonderfall Fließeand

Nach MÜLLER-KIRCHENBAUER (1964) tritt das Fließen vorwiegend bei solchen Böden auf, die trotz verhältnismäßig kleiner Durchlässigkeiten noch keine Kohäsion besitzen, das heißt bei Feinsanden und Grobschluffen.

In Teilen des Wurmreviers liegen zwischen den Unteren Lintfort-Schichten und dem karbonischen Festgestein noch Walsumer Sande. Der Verbreitungsbereich der Walsumer Sande erstreckt sich im Untersuchungsbereich nach der Hydrologischen Karte (LANDESAMT FÜR WASSER UND ABFALL NRW, 1989) etwa zwischen den Linien Forsterheide – Neuforensberg/Horbach - Haus Heyden in nordwestlicher Richtung. Der betroffene Teilbereich umfasst damit eine Gesamtfläche von rd. 10 bis 15 % des Wurmreviers (s. Abb. 45). Die Schichtmächtigkeit steigt im Untersu-

chungsbereich von SE nach NW an und kann mehrere Meter beziehungsweise am NW-Rand des Untersuchungsbereiches auch über 10 m betragen.

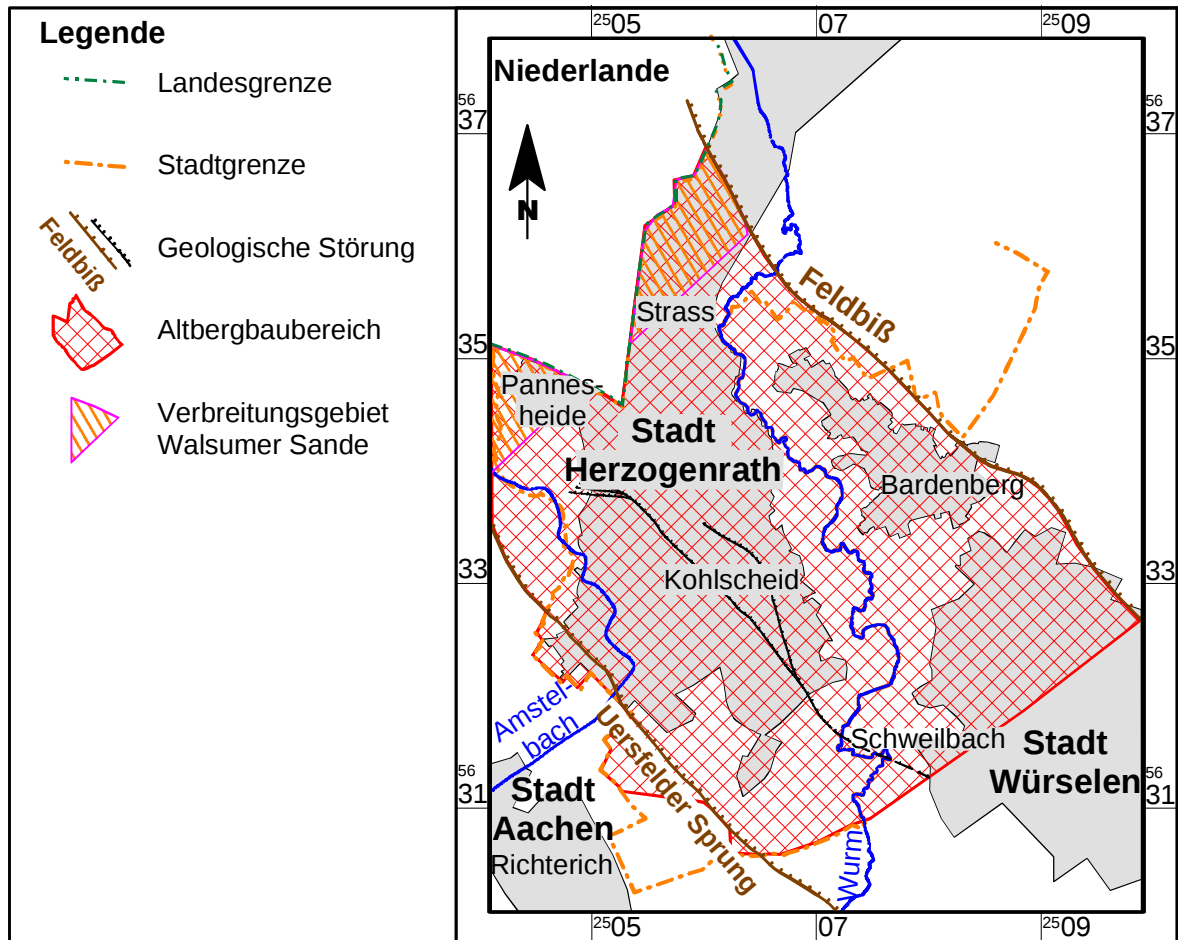


Abb. 45: Bereich des Wurmreviers mit Walsumer Sanden (Abgrenzung ohne Anspruch auf Vollständigkeit)

Die Walsumer Sande gehören zu den oben genannten Fließsanden und neigen bei Wasserzutritt zum „Fließen“.

In Abb. 46 und Abb. 47 sind Modellvorstellungen zu den Auswirkungen eines Verbruches an der Oberkante des karbonischen Festgesteins auf das Deckgebirge im Sonderfall Fließsand (Walsumer Sande) dargestellt. In einem ersten Schritt kommt es aufgrund von Grundwasserströmung in die neu entstandene Öffnung an der Oberkante des karbonischen Festgesteins zunächst zu einer relativ schnellen,

hauptsächlich horizontalen Erosion der Fließsandschicht (s. Abb. 46) durch Einschwemmen des Materials in den innerhalb des karbonischen Festgesteins entstandenen Hochbruch.

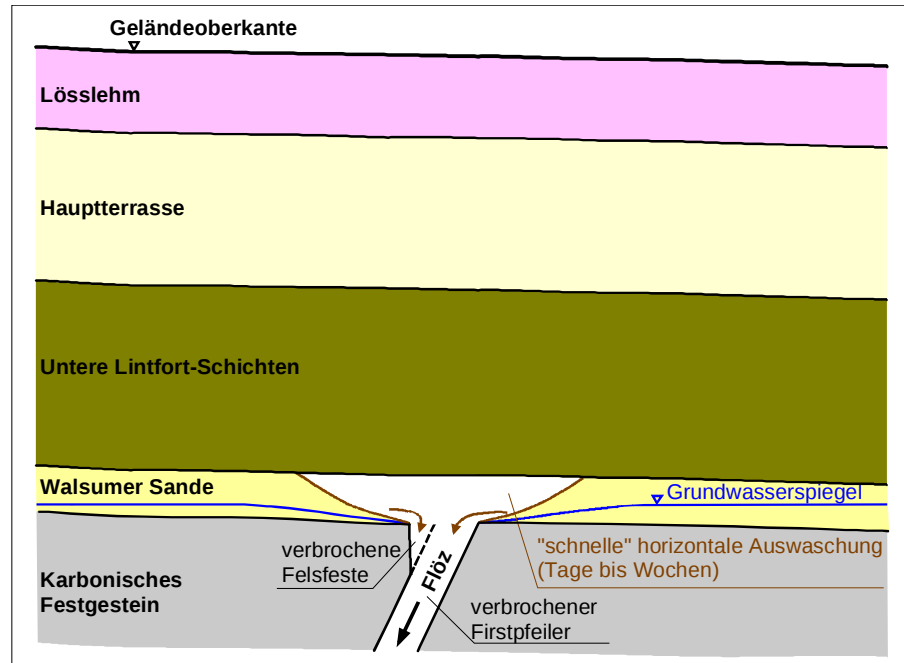


Abb. 46: Schnelle horizontale Fließsanderosion in den Walsumer Sanden

Die darüberliegenden bindigen Unteren Lintfort-Schichten erodieren im Vergleich dazu ausgesprochen langsam und bleiben zunächst erhalten. Durch den im Liegenden der Unteren Lintfort-Schichten entstehenden breiten und flachen Hohlraum kommt es im Weiteren recht schnell zu einer Verformung und Durchbiegung der kohäsiven bindigen Unteren Lintfort-Schichten und der weiteren darüberliegenden Hangendschichten, bis dieses Schichtpaket sich wieder an das karbonische Festgestein angelegt hat. An der Geländeoberkante tritt eine entsprechend breite und flache Senkungsmulde auf (s. Abb. 47).

Erst im Anschluss an diese Prozesse und nach Verstreichen entsprechend langer Zeit kann eine in Kap. 9.4 beschriebene vertikale Erosion durch die Unteren Lintfort-Schichten die Grenze zu den Terrassensedimenten erreichen.

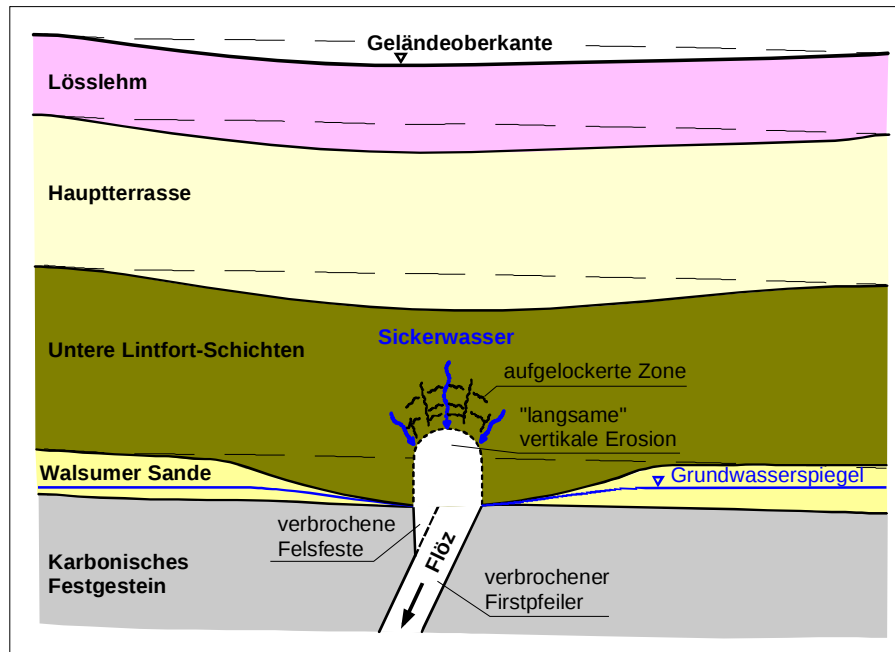


Abb. 47: Durchbiegung und Erosion der Unteren Lintfort-Schichten bei Auftreten von fließfähigen Sanden

Die Reichweite der Senkungen, die im Falle eines Fließens der Walsumer Sande an der Geländeoberkante eintreten können, lässt sich auf der Grundlage des derzeitigen Kenntnisstandes nicht rechnerisch erfassen. Hierzu wären weitergehende Modellbetrachtungen erforderlich. Die Senkungen können bei einer ausreichend mächtigen Schicht der Walsumer Sande über den zuvor abgeschätzten Gefährdungsbereich hinausgehen.

Für den Fall, dass die Walsumer Schichten mangels Grundwasser nicht fließen, kann ein Verbruchmechanismus entsprechend dem in Kap. 9.5 beschriebenen Verbruchprozess in den Terrassensedimenten angenommen werden. Bei der Abschätzung der Gefährdungsbereiche ist dann gleichfalls eine seitliche Ausweitung des Hohlraumes unter einem Bruchwinkel von $\beta = 45^\circ + \varphi'/2$ zu berücksichtigen (vgl. Kap. 14.5).

Von diesem Szenario langfristig trockener Walsumer Sande kann jedoch nur in lokal eng begrenzten Gebieten ausgegangen werden. Voraussetzungen sind, dass die lokal anstehenden Unteren Lintfort-Schichten hinsichtlich ihrer Mächtigkeit und

Zusammensetzung so beschaffen sind, dass sie sicher als Grundwasserstauer wirken, eine Aufschlussbohrung in der betreffenden Schicht kein Grundwasser antrifft und zusätzlich ein aufgewältigter Stollen innerhalb des karbonischen Festgesteins auch langfristig einen Wiederanstieg des Grubenwassers bis in die Walsumer Sande verhindert (s. Kap. 13).

In manchen Bereichen des Wurmreviers kann auch oberhalb der Unteren Lintfort-Schichten eine Fließsandschicht vorhanden sein. Entsprechende Verhältnisse liegen zum Beispiel im Bereich des gesicherten Fahr- und Wetterschachtes Neu-Langenberg (TÖB 2506/5634/011) an der Forstheider Straße in Herzogenrath-Kohlscheid vor (INGENIEURBÜRO HEITFELD-SCHETELIG GMBH, 06.12.1994). Die hier anstehenden Fließsande haben zu erheblichen Schwierigkeiten im Rahmen der Schachtsicherungsarbeiten geführt.

Die Reichweite, aus der oberhalb der Unteren Lintfort-Schichten anstehende Fließsande in den Verbruch eingespült werden können, lässt sich auf der Basis des derzeitigen Kenntnisstandes nicht abschätzen.

Das vorgestellte Modell ist grundsätzlich nicht auf oberhalb der Unteren Lintfort-Schichten liegende wasserführende Fließsande anwendbar. Ihr Vorhandensein ist im Zweifelsfall durch Vor-Ort-Untersuchungen auszuschließen (Kernbohrungen). Es wird empfohlen, bei wasserführenden Fließsanden aufgrund der hier tatsächlich vorhandenen Senkungsgefahr mangels genauerer Modellvorstellungen weiterhin Einwirkungsbereiche mit dem bisher verwendeten Einwirkungswinkel von $\delta_E = 45^\circ$ im Lockergestein festzulegen (vgl. Kap 14.5).

11.2 Sonderfall Aufschüttung

In einigen Bereichen des Wurmreviers kann es vorkommen, dass oberflächlich aufgeschüttetes Material ansteht und die Lösslehmüberdeckung ganz oder teilweise fehlt. In solchen Fällen ist davon auszugehen, dass sich zunächst ebenfalls eine senkrechte Scherfuge durch die Aufschüttung bildet und zwar tendenziell bereits bei einem kleinerem Bruchdurchmesser als beim Lösslehm, da dessen Standsicherheit im Allgemeinen höher eingeschätzt werden muss.

Die tatsächliche Scherfestigkeit solcher inhomogenen Aufschüttungen ist in der Praxis nur sehr schwer zu bestimmen. Es wird daher vorgeschlagen, bei der Abschätzung der Gefährdungsbereiche im Bereich von Aufschüttungen einen relativ niedrigen effektiven Reibungswinkel von $\varphi' = 25^\circ$ anzusetzen (vgl. Kap. 14.5). Alternativ können auch Ergebnisse von Scherversuchen, die an dem Aufschüttungsmaterial durchgeführt wurden, zugrunde gelegt werden. Im Gegensatz zu der für den Lösslehm angenommenen senkrechten Scherfuge sollte für Aufschüttungen auf der sicheren Seite liegend ebenfalls ein Bruchtrichter unter einem Winkel von $\beta = 45^\circ + \varphi'/2$ zugrunde gelegt werden.

In Bereichen mächtiger Aufschüttungen und fehlender Lösslehmüberdeckung ist eine unverzügliche Sicherung des Tagesbruches notwendig, bevor der Prozess der Abböschung entsprechend dem Winkel der inneren Reibung einsetzen kann.

11.3 Sonderfall frei tragende Überdeckung

In Bereichen, in denen frei tragende Überdeckungen, zum Beispiel aus Asphalt oder Stahlbeton (Straßen etc.), oberhalb der Flözausbisse angeordnet sind, können durch diese Bauwerke Hohlräume zeitweise überbrückt werden, so dass es nicht unmittelbar zu einem Einbruch an der Geländeoberkante kommt.

Es ist denkbar, dass sich in diesem Fall unterhalb der Überdeckung ein Hochbruch bis zur Phase 5 (vgl. Kap. 6.2.3) mit Böschungswinkeln entwickelt, die dem Winkel der inneren Reibung der anstehenden Schichten entsprechen. Der Tagesbruch wird sich dann im Regelfall zunächst durch Einsenkungen der selbsttragenden Überdeckung ankündigen.

Obwohl vor dem statischen Versagen der frei tragenden Überdeckung und dem Auftreten einer Tagesbruchöffnung in solchen Bereichen mit stärkeren Einsenkungen der Geländeoberkante gerechnet werden kann, sollten die Gefährdungsbereiche in diesem Sonderfall größer ausgewiesen werden. Dabei sollte der Gefährdungsbereich über die Modellprognose hinaus bis zu dem Ende der selbsttragenden Decke ausgedehnt, beziehungsweise bei großen frei tragenden Überdeckungen entsprechend der bisherigen Vorgehensweise in Nordrhein-Westfalen ein Einwirkungswinkel von $\delta_E = 45^\circ$ im Lockergestein zugrunde gelegt werden (vgl. Abb. 52 und Kap. 14.5).

12 Übertragung des Verbruchmodells auf Schächte

12.1 Allgemeines

Das vorgestellte Modell zur Prognose von Tagesbruchabmessungen über tagesnah gebauten Flözen lässt sich prinzipiell auch auf Verbrüche im Bereich von Schächten übertragen; dies wird im Folgenden dargestellt.

Die Verbruchmechanismen von Tagesbrüchen im Bereich von Schächten entsprechen aufgrund ihrer in der Regel annähernd kreisförmigen oder quadratischen Schachtquerschnitte dem räumlichen Fall der in Kap. 9 dargestellten Verbruchmechanismen.

12.2 Versagensfälle

Für die alten Schächte im Wurmrevier sind die nachfolgend diskutierten Versagensfälle denkbar.

a) Schacht mit Füllsäulenabschnitt, intaktem Schachtausbau und Lockergesteinsüberdeckung

Zunächst wird davon ausgegangen, dass in den alten Schächten zumindest im oberen Bereich noch eine Füllsäule und ein intakter Schachtausbau vorhanden sind (s. Abb. 48).

Falls sich die Lockermassen-Füllsäule infolge ihrer Konsolidierung bei noch vorhandenem Schachtausbau ausreichend setzt oder die Plattform zu Bruch geht und die Füllsäule infolgedessen in den leeren Schacht stürzt, kann sich an der Oberfläche unmittelbar ein Tagesbruch bilden, dessen Abmessungen nicht wesentlich über den Schachtdurchmesser hinausgehen (s. Abb. 49). Hierbei handelt es sich um einen insgesamt vergleichsweise günstigen Schadensfall.

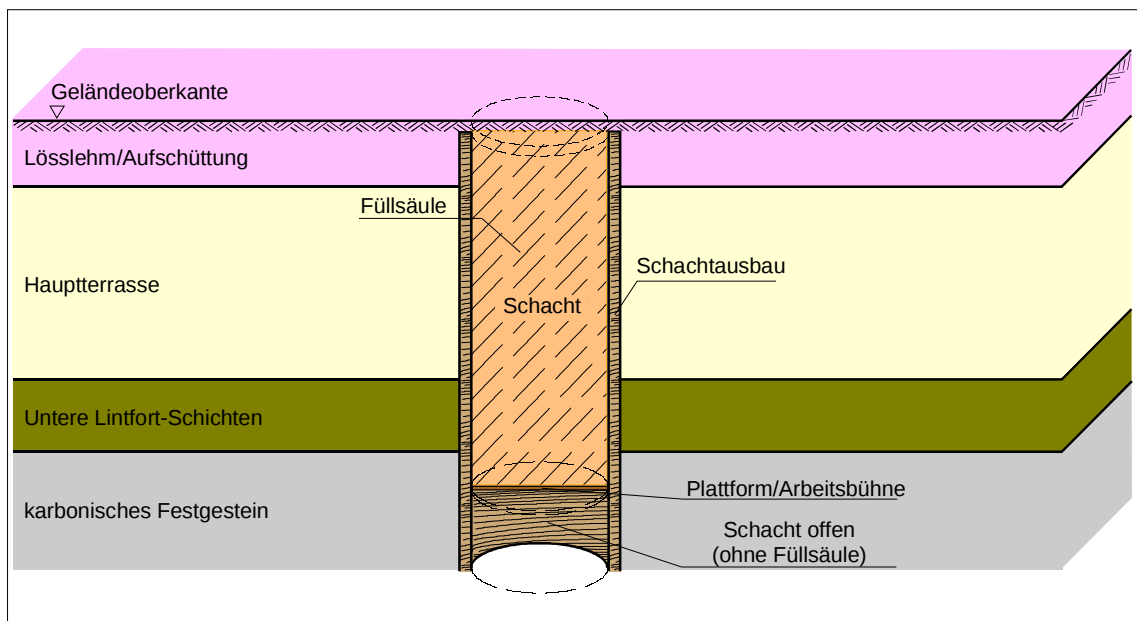


Abb. 48: Schacht mit Füllsäule

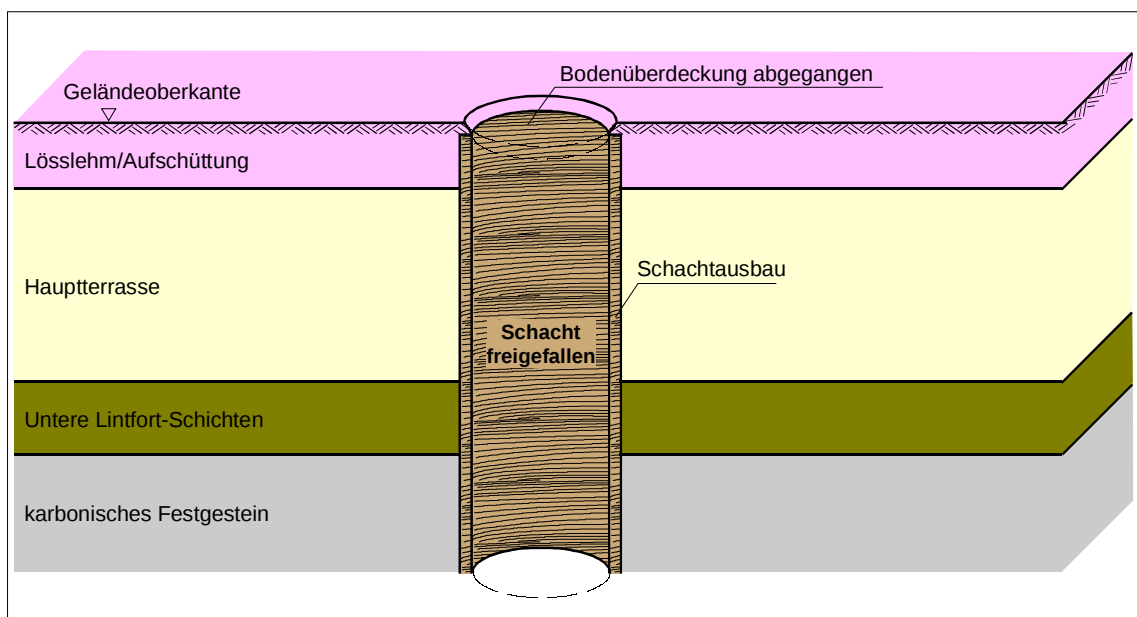


Abb. 49: Freigefallener Schacht mit intaktem Schachtausbau

b) Schacht mit defektem Schachtausbau beziehungsweise ohne Schachtausbau

Nachfolgend soll ein ungünstiger Fall mit großen Tagesbruchabmessungen an der Geländeoberkante diskutiert werden. Dabei wird davon ausgegangen, dass die

Schachtwandung im Bereich des feuchten Lockergesteins des umgebenden Bodens ihre tragende Wirkung verliert, während die Schachtfüllsäule selbst zunächst noch stabil bleibt (s. Abb. 50). Ein solcher Verlust der Tragfähigkeit des Schachtausbaus kann zum Beispiel bei entsprechender Bodenfeuchte durch Pilzbefall bei einem Holzausbau eintreten.

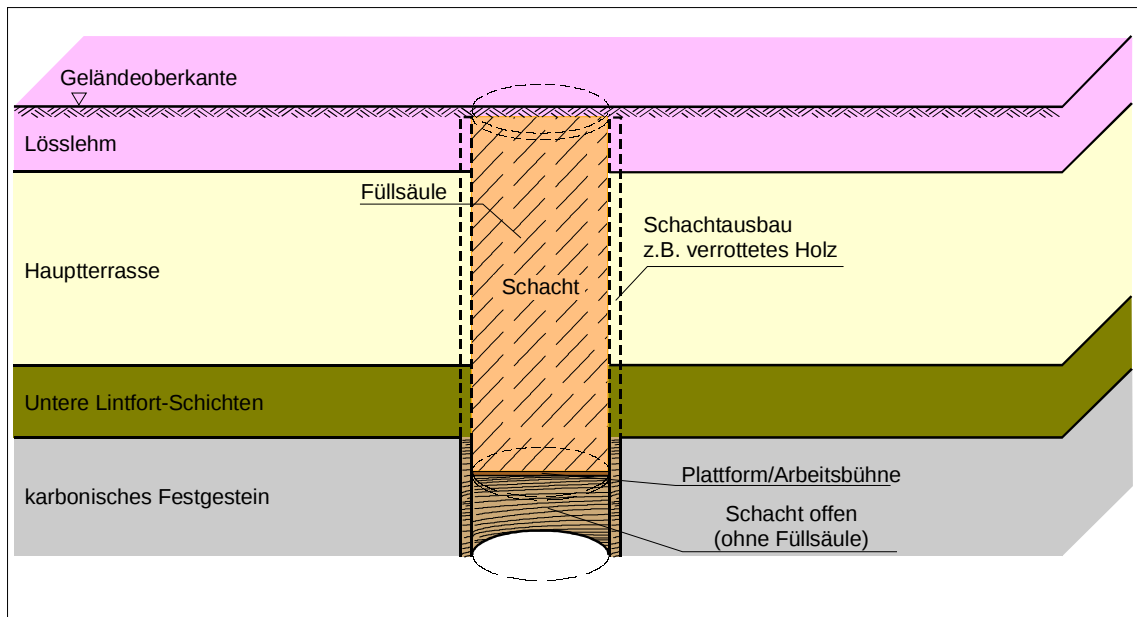


Abb. 50: Schacht mit Füllsäule und verrottetem Holzausbau

Bei ausreichender Füllsäulenlänge im karbonischen Festgestein wird diese durch Reibungskräfte mit dem umgebenden Festgestein auch dann weiterhin gehalten, wenn die Plattform unterhalb der Füllsäule ebenfalls verrottet.

Findet nun eine Erosion der Füllsäule von unten nach oben statt, so kann es hier, wie im Modell der Tagesbrüche über Flözausbissen geschildert, innerhalb der rolligen Terrassensedimente zu einer seitlichen Aufweitung des Hohlraumes in Form eines unter dem Bruchwinkel $\beta = 45^\circ + \varphi'/2$ geneigten Trichters kommen (s. Abb. 51). Im Bereich des Lösslehms bildet sich wieder eine senkrechte Scherfuge aus. Es entsteht ein Tagesbruch, dessen maximale Abmessungen nach dem hier vorgestellten neuen Modellansatz abgeschätzt werden können.

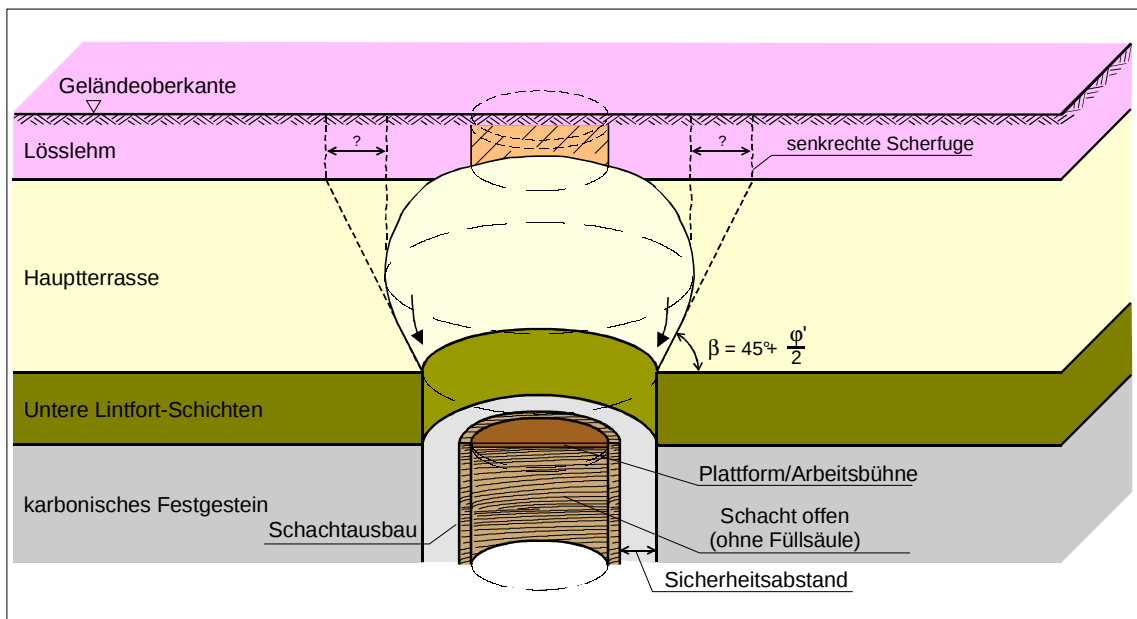


Abb. 51: Schacht mit Bruchtrichter in den Terrassensedimenten

c) Freigefallener Schacht mit frei tragender Überdeckung

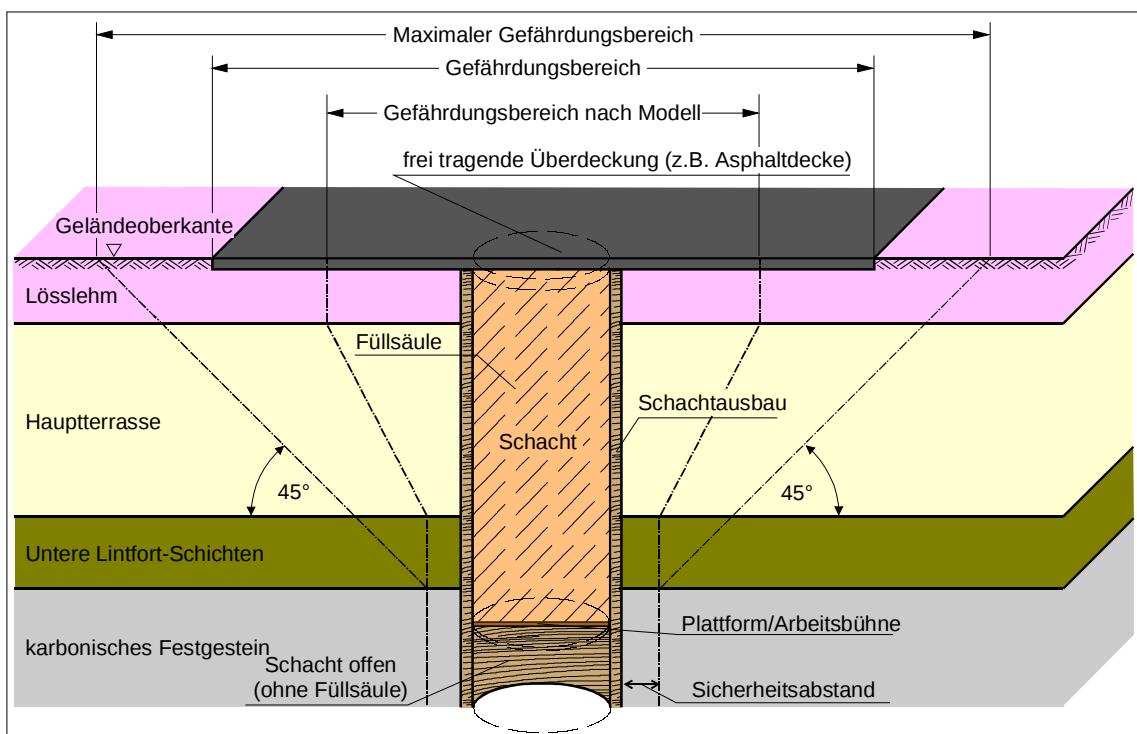


Abb. 52: Schacht mit frei tragender Überdeckung

Denkbar ist dabei, dass der freigefallene Schacht noch über einen begrenzten Zeitraum unter einer geringmächtigen frei tragenden Überdeckung verborgen bleibt, wie zum Beispiel unter einer Asphalt- oder Stahlbetondecke (s. Abb. 52).

Sofern diese Asphalt- oder Stahlbetondecke oder eine andersartige „Bewehrung“ der Bodenüberdeckung über den Gefährdungsbereich hinausreicht, sind größere Einwirkungsbereiche betroffen, die entweder bis zum Ende der frei tragenden Überdeckung erweitert werden oder bei großflächigen Versiegelungen weiterhin entsprechend der bisher üblichen Vorgehensweise unter einem Einwirkungswinkel von $\delta_E = 45^\circ$ gemäß Kap. 1.2 (s. Abb. 1) abgegrenzt werden sollten (vgl. Kap. 11.3 und Kap. 14.5).

12.3 Abgrenzung des Gefährdungsbereiches bei Schächten

Die Betrachtungen in Kap. 12.2 zeigen, dass bei unterschiedlichen Versagensarten der alten Schächte auch mit unterschiedlichen Gefährdungsbereichen beziehungsweise Tagesbruchabmessungen gerechnet werden muss.

Im günstigsten Fall entsteht über einem alten Schacht ein Tagesbruch mit Abmessungen, die etwa dem lichten Schachtdurchmesser entsprechen. Im ungünstigsten Fall bildet sich ein Tagesbruch aus, der ähnlich dem über einem tagesnah abgebauten Flözbereich ist.

Für die Ausweisung von Gefährdungsbereichen müssen die ungünstigsten Verhältnisse berücksichtigt werden. Das in Kap. 6 entwickelte mehrphasige Verbruchmodell und der darauf basierende bodenmechanische Modellansatz in Kap. 9 sind grundsätzlich auch auf Tagesbrüche im Bereich von Schächten übertragbar. Sie können zukünftig der Abschätzung von Schachtschutzbereichen im Wurmrevier zugrunde gelegt werden.

13 Auswirkungen des Grubenwasseranstiegs auf das vorgestellte Modell

Im Zusammenhang mit dem in Kap. 2.3 geschilderten Grubenwasseranstieg im Aachener und Südlimburger Steinkohlenrevier sind langfristig zwei Szenarien denkbar. Diese beiden Szenarien werden im Folgenden hinsichtlich ihrer möglichen Auswirkungen auf das vorgestellte Modell betrachtet. Entweder sind die bindigen Schichten oberhalb des karbonischen Festgesteins weitflächig so dicht, dass es zur Bildung eines Druckwasserspiegels kommt (Szenario I), oder es erfolgt auch innerhalb dieser gering durchlässigen Schichten mit der Zeit ein langsamer Anstieg des Wassers (Szenario II). In der Realität sind in Abhängigkeit von der zukünftigen Geschwindigkeit des Grubenwasseranstiegs und der lokalen Durchlässigkeit sowie Wassersättigung des Untergrundes auch Zwischenzustände zu erwarten.

Nicht näher betrachtet werden hier mögliche Auswirkungen des Grubenwasseranstiegs auf die Stabilität von Schachtfüllsäulen und die Standsicherheit untertägiger Abbauhohlräume.

13.1 Szenario I zum Grubenwasseranstieg

- Der Grubenwasseranstieg im karbonischen Festgestein erreicht das Deckgebirge. Aufgrund der Ausbildung eines gering durchlässigen Baggerts beziehungsweise der bindigen Unteren Lintfort-Schichten kommt es in nicht vollständig wassergesättigten Bodenbereichen zur Ausbildung eines Druckwasserspiegels.

In diesem Fall ändern sich die Spannungsverhältnisse für ein beliebiges Element des Lockergesteins nicht. Die Auflast auf das betrachtete Element bleibt gleich; dieses bleibt unbeeinflusst vom Druckwasserspiegel.

Erosionsvorgänge innerhalb der Unteren Lintfort-Schichten werden aufgrund der Abnahme des hydraulischen Gefälles verlangsamt.

13.2 Szenario II zum Grubenwasseranstieg

- Der Grubenwasseranstieg im karbonischen Festgestein erreicht das Deckgebirge. Es kommt zu einem Grundwasseranstieg oder einer Druckübertragung durch Porenwasser im Deckgebirge; die Deckschichten geraten unter Auftrieb.

In diesem Fall reduziert sich die Wichte der Unteren Lintfort-Schichten um die Wichte des Wasser $\gamma_W = 10 \text{ kN/m}^3$ von $\gamma_{ULS} = 20 \text{ kN/m}^3$ auf $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$. Die freie Standhöhe steigt dann analog zu Kap. 9.4 (bei Anstieg des Wassers bis zur Geländeoberkante) rechnerisch auf:

$$h_0 = c' \cdot K_{ach} / (\gamma \cdot K_{agh} \cdot \mu_{agh}) = 50 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,155 / (10 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,333 \cdot 0,25) = 69,4 \text{ m}$$

Es ist weiterhin nicht mit dem Eintreten von Bruchzuständen in den Unteren Lintfort-Schichten zu rechnen.

Mit einer wesentlichen Änderung der Kohäsion der Unteren Lintfort-Schichten ist nach dem derzeitigen Kenntnisstand ebenfalls nicht zu rechnen. Die Laborproben, an denen die in Kap. 7.6 beschriebenen Scherfestigkeiten ermittelt wurden, waren bereits nahezu wassergesättigt. Damit bleiben die Modellvorstellungen für die Abschätzung von Gefährdungsbereichen auch bei einem Grundwasseranstieg in das Lockergestein auf Dauer gültig.

Ein vollständiger Einstau der Unteren Lintfort-Schichten könnte sich sogar begünstigend auf die Standsicherheit dieser Schicht auswirken. Durch die Abnahme, beziehungsweise den Wegfall des hydraulischen Gradienten bei vollständigem Einstau, ist zu erwarten, dass mit dem Versiegen der vertikalen Durchströmung auch die in Kap. 9.4 beschriebenen Erosionsvorgänge zum Stillstand kommen.

Innerhalb der Terrassensedimente ist aufgrund der grundsätzlich nicht anzunehmenden freien Standhöhe auch weiterhin mit Bruchzuständen und damit mit dem Auftreten von Gleitflächen zu rechnen.

14 Abschätzung von Gefährdungsbereichen

14.1 Anwendungsvoraussetzungen

Der hier neu entwickelte Modellansatz berücksichtigt lediglich den unmittelbar einsturzgefährdeten Bereich. Außerhalb dieses einsturzgefährdeten Bereiches können theoretisch bis zum Schnittpunkt des Einwirkungswinkels mit der Geländeoberkante Geländesenkungen auftreten, deren Ausmaß vom Verformungsverhalten der anstehenden Bodenarten abhängt. Derartige Geländesenkungen sind jedoch nach dem bisherigen Kenntnisstand bei Tagesbrüchen im Wurmrevier nicht beobachtet worden.

Die Modellrechnungen zu gefallenen Tagesbrüchen zeigen insgesamt eine hohe Übereinstimmung der tatsächlich beobachteten beziehungsweise aus historischen Risswerken entnommenen Tagesbruchabmessungen mit den berechneten Werten. Die mit dem hier vorgestellten neuen Prognosemodell durchgeführten Modellrechnungen von Tagesbruchereignissen liefern für das Wurmrevier in Anbetracht der möglichen Schwankungsbreite der verwendeten Eingangsgrößen sehr plausible Ergebnisse.

Dieses neue Prognosemodell kann daher zukünftig für die Abgrenzung von Gefährdungsbereichen aus tagesnahem Altbergbau im Wurmrevier zugrunde gelegt werden. Eine Übertragbarkeit des Prognosemodells auf andere Altbergbaureviere in Deutschland mit ähnlichen Bodenverhältnissen wurde bislang nicht näher betrachtet. Dies erscheint zwar grundsätzlich möglich, bedarf jedoch weiterer Untersuchungen, vor allem im Hinblick auf die Auswirkungen unterschiedlicher Bodenarten mit Eigenschaften, die von den Eigenschaften der Böden des Wurmreviers abweichen sowie bei deutlich abweichenden Mächtigkeiten des Deckgebirges.

Das erarbeitete Prognosemodell darf nur unter den folgenden Voraussetzungen angewandt werden:

- es liegt die beschriebene oder eine vergleichbare Schichtenfolge mit den angegebenen Bodenkennwerten vor;
- bei Erstellung eines Untergrundmodells durch Auswertung bergbaulicher und geologischer Unterlagen sowie bei Vorliegen von Aufschlussbohrungen (in der Regel Kernbohrungen) mit Proben der Güteklasse 1-2 nach DIN 4021 (10.1990); die Kernbohrungen sind anschließend innerhalb von Wasserstauern wieder fachgerecht hydraulisch wassersperrend zu verfüllen. Andernfalls könnte durch die Untersuchungsbohrung selbst ein Erosionsprozess der bindigen Schicht und damit gegebenenfalls ein Tagesbruch ausgelöst werden.
- bei Anwendung der im Folgenden aufgestellten Formeln (12), (13) und (17) ist ein Nachweis erforderlich, dass der effektive Reibungswinkel der lokal anstehenden Terrassensedimente im Mittel mindestens $\varphi' = 35^\circ$ beträgt; weitere im Folgenden angegebene Formeln erfordern detailliertere schichtspezifische Bestimmungen;
- Sonderfälle sind im Einzelnen zu prüfen.

14.2 Tagesnaher Flözabbau

Für die Abgrenzung von Gefährdungsbereichen an der Geländeoberkante als Folge von tagesnahem Flözabbau müssen die Versagensmechanismen im karbonischen Festgestein (s. Kap. 8) und das bodenmechanische Verbruchmodell für das Lockergestein (s. Kap. 9) in ihrer Gesamtheit betrachtet werden.

Als Versagensmechanismen im karbonischen Festgestein kommen grundsätzlich beide in Kap. 8 beschriebenen Fälle (Fall A – Firstpfeilerversagen und Fall B – Hochbruch durch das Hangende) in Frage. Es handelt sich dabei entweder um ein

Firstversagen des Restkohlefeilers beziehungsweise des unmittelbar an diesen angrenzenden karbonischen Festgesteins (Fall A) oder um einen sukzessiven Hochbruch durch das Hangende des abgebauten und leerstehenden Kohleflözes (Fall B). Fall A hat einen Tagesbruch unmittelbar im Bereich des Ausstreichens des Kohleflözes zur Folge und konnte aufgrund der historischen Kartenunterlagen für die in Kap. 10 behandelten Modellrechnungen der Tagesbrüche zugrunde gelegt werden. Im Versagensfall B kann ein in Einfallsrichtung des Flözes versetzter Tagesbruch auftreten.

Da allein aufgrund der Unkenntnis der Mächtigkeit des Firstpfeilers sowie der Eigenschaften des umgebenden Gebirges nicht vorausgesagt werden kann, welcher Versagensfall im Einzelfall zu besorgen ist, ist als gefährdete Breite an der Oberkante des karbonischen Festgesteins B_0 die Summe aus der Flözausbissbreite $B_{\text{Flözausbiss}}$ und der Breite der Tagesbruchgefährdung/Gefügezerrüttung nach HOLLMANN & NÜRENBERG (1972) $B_{\text{H\&N}}$ anzusetzen. Diese Breite B_0 wird als die mögliche Breite des Erosionsschlotes innerhalb der Unteren Lintfort-Schichten zugrunde gelegt beziehungsweise als der Bereich, in dem ein Erosionsschlot auftreten kann. Die Zuverlässigkeit der Ergebnisse des neuen Modells ist unter anderem abhängig von den Ergebnissen der Untersuchungen von HOLLMANN & NÜRENBERG (1972). Dieses empirische Hüllkurvenverfahren scheint derzeit die beste Grundlage für die Abschätzung der gefährdeten Breiten an der Oberkante des karbonischen Festgesteins (vgl. Kap. 5) zu sein.

Falls im Rahmen der Abschätzung des Gefährdungsbereiches nicht die genaue Flözlage durch Kernbohrungen erkundet wird, so ist zusätzlich eine Lagegenauigkeit L zu beiden Seiten des Flözes zu berücksichtigen, die im Wurmrevier je nach Kartenwerk erfahrungsgemäß in einer Größenordnung zwischen 5 und 20 m liegt.

In Streichrichtung der Flözausbisse ist der Gefährdungsbereich, das heißt der Bereich, in dem zukünftig Tagesbrüche auftreten können, theoretisch unbegrenzt. In

der Realität wird er von der Reichweite und der Art des umgegangenen Bergbaus sowie den lokalen geologisch-tektonischen Verhältnissen bestimmt.

Die im Rahmen der Laboruntersuchungen durchgeführten Siebanalysen der Terrassensedimente ergaben nach LANG & HUDER (1982) effektive Reibungswinkel φ' von etwa 36° bis 40° . In der in Kap. 9.6 angegebenen Formel (11) kann daher für die Terrassensedimente ein auf der sicheren Seite liegender effektiver Reibungswinkel von $\varphi' = 35^\circ$ angesetzt werden.

Für die Abschätzung der maximalen Tagesbruchbreite stellen die Terrassensedimente die maßgebende Bodenschicht dar. Der Einfluss ihres Aufbaus (die Streubreite der Mächtigkeit im betrachteten Bereich sowie natürliche Schwankungen der bodenmechanischen Kennwerte) soll hier durch einen Sicherheitsfaktor η , bezogen auf die Mächtigkeit der anstehenden Terrassensedimente, berücksichtigt werden.

Bei der Mächtigkeit der Terrassensedimente handelt es sich weder um eine Einwirkung noch um einen Widerstand, sondern um eine geometrische Größe. In Anlehnung an die in der DIN 1054 (01.2005) für eine andere geometrische Größe, nämlich Grundwasserstände, geforderten sonstigen Sicherheitselemente beziehungsweise die in der DIN 4020 (09.2003) geforderten Zuschläge für Schwankungsbreiten und Zuverlässigkeiten der Grundwasserhöhen wird hier auf Grundlage der guten Ergebnisse der Modellrechnungen in Kap. 10 ein Sicherheitsfaktor von $\eta = 1,1$ festgelegt. Darüber hinaus sind die Hinweise der DIN EN 1997-1 (10.2005) bei der Anwendung der Ergebnisse der vorliegenden Arbeit zu beachten.

Der Sicherheitsfaktor wurde hier relativ niedrig gewählt, da zur Gewährleistung eines ausreichenden Abstandes der Bebauung vom Tagesbruch auch bei nur geringmächtigen Terrassensedimenten (Grundbruchgefahr) ein zusätzlicher bautechnischer Sicherheitszuschlag d bei der Ausweisung von Gefährdungsbereichen berücksichtigt werden soll. Gleichzeitig soll dieser Zuschlag auch Toleranzen in der Genauigkeit der Erkundungsergebnisse sowie sonstige lokale Unwägbarkeiten ausglei-

chen. Für das Wurmrevier wird ein Sicherheitszuschlag von $d = 4$ m zu beiden Seiten, also insgesamt 8 m vorgeschlagen.

In Bereichen geringer Lockergesteinsmächtigkeit ($M < 4$ m) kann dieser bautechnische Sicherheitszuschlag d nach Ermessen des Sachverständigen und in Abstimmung mit der Bergbehörde bis auf die Lockergesteinsmächtigkeit reduziert werden.

Die Abschätzungsformel (11) in Kap. 9.6 kann mit diesen Ansätzen somit auf folgende Formel für die Abschätzung des Gefährdungsbereiches über Steinkohlenflözen im Wurmrevier weiterentwickelt werden:

$$B_{\text{Gefährdung}} = B_{\text{Flözausbiss}} + B_{\text{H\&N}} + 2 \eta M_{\text{Terrasse}} \cdot \tan(45^\circ - 35^\circ/2) + 2 d + 2 L \quad (12)$$

Vereinfacht:

$$B_{\text{Gefährdung}} = B_{\text{Flözausbiss}} + B_{\text{H\&N}} + 1,15 M_{\text{Terrasse}} + 2 (d + L) \quad (13)$$

Darin sind:

$B_{\text{Gefährdung}}$: Breite des Gefährdungsbereiches an der Geländeoberkante quer zum Flözstreichen [m]

$B_{\text{Flözausbiss}}$: Ausbissbreite des Flözes an der Oberkante des karbonischen Festgesteins [m]

$B_{\text{H\&N}}$: Breite der Zone der Tagesbruchgefahr/Gefügezerrüttung an der Festgesteinsoberkante [m] nach HOLLMANN & NÜRENBERG (1972) [m]

M_{Terrasse} : Mächtigkeit der Terrassensedimente [m]

d : bautechnischer Sicherheitszuschlag [m], im Allgemeinen: 4 m

L : Lagegenauigkeit [m]

η : Sicherheitsfaktor; generell 1,1

Darin sind:

$B_{\text{Gefährdung}}$: Breite des Gefährdungsbereiches an der Geländeoberkante quer zum Flözstreichen [m]

$B_{\text{Flözausbiss}}$: Ausbissbreite des Flözes an der Festgesteinsoberkante [m]

$B_{\text{H\&N}}$: Breite der Zone der Tagesbruchgefahr/Gefügezerrüttung an der Festgesteinsoberkante nach HOLLMANN & NÜRENBERG (1972) [m]

d : bautechnischer Sicherheitszuschlag [m]; im Allgemeinen: 4 m

L : Lagegenauigkeit [m]

M_i : Mächtigkeit der nichtbindigen Schicht i [m]

η : Sicherheitsfaktor; generell 1,1

φ_i' : effektiver Reibungswinkel der Schicht i [°]

Im Hangenden und Liegenden betragen die Teilbreiten des Gefährdungsbereiches:

$$B_{\text{Gef., Hang.}} = 0,5 B_{\text{Flözausbiss}} + B_{\text{H\&N, Hang.}} + \eta \cdot \Sigma (M_i \cdot \tan (45^\circ - \varphi_i'/2)) + d + L \quad (15)$$

$$B_{\text{Gef., Lieg.}} = 0,5 B_{\text{Flözausbiss}} + B_{\text{H\&N, Lieg.}} + \eta \cdot \Sigma (M_i \cdot \tan (45^\circ - \varphi_i'/2)) + d + L \quad (16)$$

In den Formeln (15) und (16) sind zusätzlich:

$B_{\text{Gef., Hang.}}$: Breite des Gefährdungsbereiches an der Geländeoberkante quer zum Flözstreichen in Richtung des Hangenden [m]

$B_{\text{Gef., Lieg.}}$: Breite des Gefährdungsbereiches der Geländeoberkante quer zum Flözstreichen in Richtung des Liegenden [m]

$B_{\text{H\&N, Hang.}}$: Breite der Zone der Tagesbruchgefahr/Gefügezerrüttung an der Festgesteinsoberkante nach HOLLMANN & NÜRENBERG (1972) in Richtung des Hangenden [m]

$B_{\text{H\&N, Lieg.}}$: Breite der Zone der Tagesbruchgefahr/Gefügezerrüttung an der Festgesteinsoberkante nach HOLLMANN & NÜRENBERG (1972) in Richtung des Liegenden [m]

14.3 Tagesöffnungen

Wie in Kap. 12 dargestellt wurde, können die zuvor beschriebenen Berechnungsmodelle für tagesnahen Flözabbau auch auf die Schächte übertragen werden. Für den ungünstigsten Fall ergeben sich Abmessungen von Gefährdungsbereichen, analog zu den Abmessungen für tagesnahen Flözabbau (s. Abb. 51). Die Formel (3) kann somit sinngemäß auch auf die Abschätzung von Schachtschutzbereichen übertragen werden. Dabei ergibt sich folgende Formel:

$$D_{\text{Schutz}} = D_{\text{Schacht}} + 2 (A + S + d + L) + 1,15 M_{\text{Terrasse}} \quad (17)$$

D_{Schutz} : Durchmesser des Schachtschutzbereiches an der Geländeoberkante [m]

D_{Schacht} : lichter Schachtdurchmesser [m]

A : Ausbaustärke des Schachtes [m]

S : Sicherheitsabstand [m]

d : Bautechnischer Sicherheitszuschlag [m], im Allgemeinen: 4 m

L : Lagegenauigkeit [m]

M_{Terrasse} : Mächtigkeit der Terrassensedimente [m]

Der Sicherheitsabstand S für eventuelle Mehrausbrüche im Stoß wird gemäß der BEZIRKSREGIERUNG ARNSBERG (1991) auf $S = 1,5$ m festgelegt.

Für den Fall mehrerer nichtbindiger Schichtglieder lautet die Berechnungsformel der Schachtschutzbereiche in Anlehnung an die Formeln (14) und (17) allgemeiner formuliert:

$$D_{\text{Schutz}} = D_{\text{Schacht}} + 2 (A + S + d + L) + 2 \eta \cdot \sum (M_i \cdot \tan (45^\circ - \varphi_i'/2)) \quad (18)$$

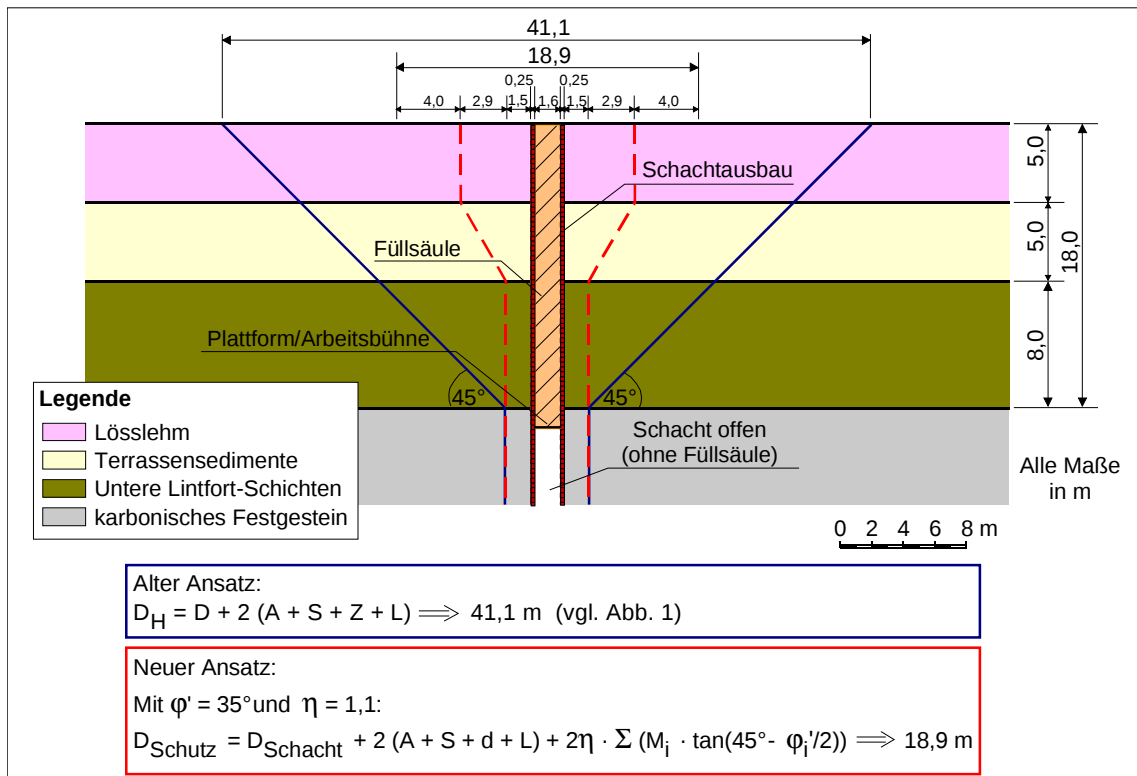
Darin sind:

D_{Schutz} : Durchmesser des Schachtschutzbereiches an der Geländeoberkante [m]

D_{Schacht} : lichter Schachtdurchmesser [m]

A : Ausbaustärke des Schachtes [m]

- S: Sicherheitsabstand [m]
d: bautechnischer Sicherheitszuschlag [m]; im Allgemeinen: 4 m
L: Lagegenauigkeit [m]
 M_i : Mächtigkeit der nichtbindigen Schicht i [m]
 η : Sicherheitsfaktor; generell 1,1
 φ_i' : effektiver Reibungswinkel der Schicht i [°]


Abb. 54: Vergleich der Verfahren bei Tagesöffnungen ($L = 0$)

Ein Vergleich des bisherigen Verfahrens mit dem hier entwickelten neuen Modellansatz ist in Abb. 54 dargestellt. Darin sind zusätzlich:

- D_H : Durchmesser der senkungs-/setzungs- und einsturzgefährdeten Zone [m]
Z: Abstand des Bezugsniveaus von der Festgesteinsoberkante [m]

In vielen Fällen sind die exakten Schachtabmessungen unbekannt. Unter Annahme eines Ersatzschachtdurchmessers aufgrund von Erfahrungswerten ergibt sich mit $D_{\text{Ers}} = D_{\text{Schacht}} + 2 A$ die Formel:

$$D_{\text{Schutz}} = D_{\text{Ers}} + 2 (S + d + L) + 2 \eta \cdot \Sigma (M_i \cdot \tan (45^\circ - \varphi_i'/2)) \quad (19)$$

14.4 Optimierungsmöglichkeiten bei der Anwendung des bisherigen Verfahrens

In Fällen, in denen das hier vorgestellte Modell an seine Anwendungsgrenzen stößt, können bei der Ausweisung eines Einwirkungsbereiches nach der bislang üblichen Vorgehensweise (s. Kap. 1.2) zusätzlich auch Unterschiede im Niveau der Geländeoberkante berücksichtigt werden (s. Abb. 55) (INGENIEURBÜRO HEITFELD-SCHETELIG, 11.08.2003). Daraus können sich Optimierungsmöglichkeiten ergeben, wenn das Baugrundstück beispielsweise auf einem tieferen Niveau liegt als die Geländeoberkante im Schachtbereich. Im umgekehrten Fall ergeben sich allerdings größere Gefährdungsbereiche.

In Fällen, in denen die geplanten Gebäude bis in den Gefährdungsbereich hineinreichen würden, können diese grundsätzlich auch unterhalb des gefährdeten Bodenquerschnittes gegründet werden. Weiterhin besteht die statisch konstruktive Möglichkeit, Gebäudeteile, die in den gefährdeten Bereich hineinragen würden, als Kragelemente zu bemessen. Unter bestimmten Voraussetzungen können auch Pfahlgründungen oder Ähnliches sinnvoll sein.

14.5 Sonderfälle

Fließeande:

- Falls die Fließeande wasserführend sind oder zwischen den Unteren Lintfort-Schichten und den Terrassensedimenten eingeschaltet sind, sollten mangels eines besseren Modells derzeit weiterhin Einwirkungsbereiche mit $\delta_E = 45^\circ$ im Lockergestein abschätzt werden (vgl. Kap. 1.2).
- Gefährdungsbereiche über dauerhaft trockenen Fließeanden können mit dem vorgestellten Modellansatz abgeschätzt werden.

Aufschüttung:

- Für die Aufschüttung sollte ein Bruchtrichter angenommen werden. Für die Anwendung der vorgestellten Formeln sollte ein effektiver Reibungswinkel von $\varphi' = 25^\circ$ angesetzt oder dieser labortechnisch ermittelt werden.

Frei tragende Überdeckung:

- Gefährdungsbereiche sollten minimal bis zu dem Ende der frei tragenden Überdeckung ausgewiesen oder der Bemessung maximal ein Einwirkungswinkel von $\delta_E = 45^\circ$ im Lockergestein entsprechend der bisherigen Vorgehensweise zugrunde gelegt werden (vgl. Kap. 1.2).

15 Zusammenfassung und Ausblick

In dem etwa 19 km² umfassenden Aachener Altbergbaurevier an der Wurm reicht der tagesnahe Steinkohlenbergbau bis mindestens in das 12. Jahrhundert zurück. Das karbonische Festgestein steht hier unter einer Lockgesteinsüberdeckung von bis zu etwa 30 m an. Als Folge dieses Altbergbaus ereignen sich auch heute noch in unregelmäßigen Abständen Tagesbrüche im Streichen von Steinkohlenflözen und im Bereich von aufgegebenen Tagesöffnungen.

In der vorliegenden Arbeit wird zunächst die Anwendbarkeit der bisherigen Modellvorstellungen zu Tagesbruchprozessen im Wurmrevier diskutiert. Beobachtungen belegen eine unzureichende Anwendbarkeit der bisherigen Modellvorstellungen auf die Tagesbrüche im Wurmrevier.

Die Auswertung von Felduntersuchungen an zwei repräsentativen Tagesbrüchen im Streichen von Steinkohlenflözen zeigte unterschiedliches Bruchverhalten der verschiedenen Lockergesteinsarten und ermöglichte erstmalig die Entwicklung eines zunächst qualitativen 5-Phasen-Modells. Dabei wurden grundlegend neue Erkenntnisse zur Tagesbruchgeometrie gewonnen. Auch die Vorstellung einer dauerhaft standsicheren Überbrückung der Verbrüche durch mächtige bindige Schichten konnte widerlegt werden.

An den während der Felduntersuchungen aus Kernbohrungen gewonnenen Bodenproben wurden Laboruntersuchungen durchgeführt. Es wird empfohlen, die Ergebnisse dieser Laboruntersuchungen im Rahmen zukünftiger Arbeiten durch weitere Laborversuche beziehungsweise, soweit möglich, durch Auswertungen von Felddaten zu ergänzen.

Das aus den Felduntersuchungen gewonnene empirische Verbruchmodell für das Lockergestein wird anschließend durch bodenmechanische Betrachtungen sowohl für den ebenen als auch den räumlichen Fall erklärt und bestätigt. Dies ermöglicht

die schrittweise Weiterentwicklung zu einem neuen quantitativen Tagesbruchmodell.

Zusätzlich werden theoretische Modellvorstellungen zu Versagensmechanismen innerhalb des karbonischen Festgesteins formuliert. Das Versagen des Festgesteins im Hangenden bergmännischer Hohlräume ist Grundvoraussetzung für das Auftreten der betrachteten Tagesbrüche.

Die zur Verifizierung vorgenommenen Modellrechnungen zu repräsentativen Tagesbrüchen im Wurmrevier zeigen eine gute Übereinstimmung der auf der Grundlage des neu entwickelten quantitativen Tagesbruchmodells prognostizierten Durchmesser mit den tatsächlich im Wurmrevier beobachteten Tagesbruchabmessungen. Darüber hinaus werden verschiedene Sonderfälle (Fließsand, Aufschüttung, frei tragende Oberflächenversiegelung) betrachtet und Bewertungsvorschläge formuliert.

Weitere theoretische Überlegungen zeigen, dass sich die Modellvorstellungen zu Tagesbrüchen im Streichen von Steinkohlenflözen grundsätzlich auch auf Schächte übertragen lassen. Ergänzende Betrachtungen behandeln den zukünftigen Einfluss des im Aachener Revier bereits stattfindenden Grubenwasseranstiegs auf das vorgestellte Modell.

Abschließend werden neu entwickelte Formeln zur zukünftigen Abschätzung von Gefährdungsbereichen im Streichen tagesnah gebauter Steinkohlenflöze sowie von Schachtschutzbereichen vorgeschlagen. Dabei werden sowohl Eingangsparameter aus den Festgesteinsverhältnissen als auch aus den Lockergesteinsverhältnissen berücksichtigt.

In der Vergangenheit bereits durch die Bergbehörden im Wurmrevier ausgewiesene Gefährdungsbereiche über austreichenden Steinkohlenflözen sowie Schachtschutzbereiche können in Zukunft unter Beachtung der Anwendungsvoraussetzungen pro-

jektbezogen und schrittweise auf der Grundlage der neuen Modellvorstellungen angepasst werden.

Dabei können die Gefährdungsbereiche und Schachtschutzbereiche im Vergleich zum bisherigen Modellansatz der Bergbehörden in Nordrhein-Westfalen in Abhängigkeit vom Aufbau des Lockergesteins zum Teil erheblich ($> 50\%$) reduziert werden. Viele Grundstücksflächen, die bisher nicht wirtschaftlich bebaubar sind, können auf der Grundlage der hier erarbeiteten Modellansätze nach entsprechenden Untersuchungen des Untergrundes einer Nutzung zugeführt werden.

Bauwerke innerhalb von Gefährdungsbereichen sollten grundsätzlich der Geotechnischen Kategorie 3 nach DIN 4020 (09.2003) zugeordnet und vor der Erteilung einer Baugenehmigung ein Sachverständiger für Altbergbau hinzugezogen werden.

Im Rahmen zukünftiger Arbeiten sollte untersucht werden, inwieweit der vorgestellte Modellansatz auch auf andere Altbergbaureviere mit ähnlichen Deckgebirgsverhältnissen übertragbar ist. Dabei sind vor allem die geotechnischen Eigenschaften der Deckgebirgsschichten in den betroffenen Gebieten zu betrachten. Sollte eine Überkonsolidation in der geologischen Vorgeschichte stattgefunden haben, ist tendenziell mit einer geringeren Durchlässigkeit und höheren Scherfestigkeit des Untergrundes zu rechnen.

Darüber hinaus ist grundsätzlich auch eine Übertragung dieses Modellansatzes auf die Ausbildung von Tagesbrüchen im Lockergestein über karstbedingten Hohlräumen denkbar. Allerdings wird die Situation dort aufgrund des Problems der Prognose der Lage möglicher Felshohlräume von denen Tagesbrüche ausgehen könnten, ungleich schwieriger.

Quellenverzeichnis

Literatur

- BEKENDAM, R. (1998): Pillar stability and large-scale collapse of abandoned room and pillar limestone mines in South-Limburg, The Netherlands.- 361 S.; Delft (Niederlande).
- BEYER, W. (1964): Zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesen und Sanden aus der Kornverteilungskurve.- Wasserwirtschaft und -technik, Bd. 14, S. 165-168; Berlin.
- BRÄMER, T., KATELOE, H.-J. & PREUß, A. (2005): Mathematische Beschreibung der empirischen Hüllkurvendiagramme von Hollmann und Nürnberg zur Ermittlung tagesbruch-, senkungs- und setzungsgefährdeter Bereiche.- Schriftenreihe des Institutes für Markscheidewesen und Geodäsie an der Technischen Universität Bergakademie Freiberg, H. 2005-1, S. 228-238, 8 Abb., 1 Tab.; Essen.
- BRAUNS, J. (1979): Die Rolle der Sickervorgänge im Erd- und Grundbau (I).- Tiefbau/Ingenieurbau/Straßenbau, H. 4, S. 238-241, 6 Abb.; Gütersloh.
- BRAUNS, J. (1985): Erosionsverhalten geschichteter Böden bei horizontaler Durchströmung.- Wasserwirtschaft 75, H. 10, S. 448-453, 10 Abb.; Wiesbaden.
- CHEN, J. & BECK, B.F. (1989): Qualitative modelling of the cover-collapse process.- 3rd Multidisciplinary Conference on Sinkholes, S. 89-95, 11 Abb.; Florida (USA).
- FENK, J. (1979): Eine Theorie zur Entstehung von Tagesbrüchen über Hohlräumen im Lockergebirge.- Bergakademie Freiberg, Wissenschaftsbereich Markscheidewesen, Habilitationsschrift.

- FENK, J. (1981): Eine Theorie zur Entstehung von Tagesbrüchen über Hohlräumen im Lockergebirge.- Freiburger Forschungshefte, A 639, Markscheidewesen, Bergakademie Freiberg, 138 S., 27 Abb., 9 Tab.; Leipzig.
- HAMM, G. (2004): Abbaubedingungen und Verbruchmechanismen im karbonischen Festgestein des tagesnahen Altbergbaus auf Steinkohle im Aachener Revier.- Bezirksregierung Arnsberg, Abteilung 8, Bergbau und Energie in NRW, unveröffentlichte Staatsarbeit, 59 S., 11 Abb., 1 Tab., 2 Anl.; Dortmund.
- HECKÖTTER, C. (2002): Geotechnik.- In: Wendehorst - Bautechnische Zahlentafeln, Wetzell, O. (Hg.); 1348 S.; Stuttgart.
- HEITFELD, M., ROSNER, P., KLÜNKER, J., SAHL, H. & WELZ, A (2002): Bewertung des Gefährdungspotentials und Sicherungsmaßnahmen in Altbergbaubereichen des Aachener Steinkohlenreviers.- 2. Altbergbau-Kolloquium, S. 317-335, 5 Abb.; Clausthal-Zellerfeld.
- HEITFELD, K.H., HEITFELD, M., KLÜNKER, J., ROSNER, P. & SCHETELIG, K. (2003): Bauen in Gebieten mit Altbergbau oder verdecktem Salinarkarst – Eine Herausforderung an die Ingenieurgeologie.- 14. Tagung für Ingenieurgeologie, S. 313-318, 4 Abb.; Kiel.
- HEITFELD, M., KRINGS, K., MAINZ, M. & SCHETELIG, K. (2005a): Ein Modell zur Prognose von Einwirkungsbereichen des tagesnahen Altbergbaus auf Steinkohle für das Aachener Wurmrevier.- 5. Altbergbau-Kolloquium, S. 25-41, 9 Abb., 1 Tab.; Essen.
- HEITFELD, M., MAINZ, M. & SCHETELIG, K. (2005b): Post Mining Hazard Assessment in North Rhine-Westphalia (Germany) at the Example of the Aachen Hard Coal Mining District.- GISOS 2005, 12 S., 11 Abb., 1 Tab.; Nancy (Frankreich).

- HEITFELD, M., KLÜNKER, J., MAINZ, M. & SCHETELIG, K. (2006a): Risk of collapse features from near surface cavities in old mining cities.- IAEG 2006, 13 S., 12 Abb., 2 Tab.; Nottingham (Großbritannien).
- HEITFELD, M., KLÜNKER, J., KRINGS, K. & STARON, R. (2006b): Umgang mit altbergbaulichen Hinterlassenschaften im Rahmen der Stadtplanung am Beispiel der Stadt Herzogenrath.- 6. Altbergbau-Kolloquium, S. 445-457, 5 Abb., 1 Tab.; Essen.
- HOLLMANN, F. & NÜRENBERG, R. (1972): Der "Tagesnahe Bergbau" als technisches Problem bei der Durchführung von Baumaßnahmen im Niederrheinisch-Westfälischen Steinkohlengebiet.- Mitt. d. Westf. Berggewerkschaftskasse, H. 30, 39 S., 10 Abb.; Bochum.
- JAROSZ, A. (1975): Ein Modell zur Entstehung von Tagesbrüchen (polnisch: „Model Powstawania Deformacji Nieciągłych“).- Geodäsie, Polnische Akademie der Wissenschaften, Nr. 20, S. 65-82, 7 Abb., 1 Tab.; Krakau (Polen).
- KAHL, R.-W. (1972): Geologie und Bodenmechanik des Rheinischen Schluffs.- Mitteilungen aus dem Institut für Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik (VGB) der Technischen Hochschule Aachen, H. 54, 218 S., 81 Abb., 20 Tab.; Aachen.
- KÖSTER, M. (1987): Geländesenkungen über oberflächennahen Tunneln (Untersuchungen über die sie beeinflussenden Parameter).- Dissertation am Fachbereich Geowissenschaften und Geographie der Technischen Hochschule Darmstadt, 124 S., 23 Abb., 2 Tab.; Darmstadt.
- KRATZSCH, H. (2004): Bergschadenkunde.- 873 S., 582 Abb., 35 Tab., 23 Anh.; Bochum.
- LANG, H.J. & HUDER, J. (1982): Bodenmechanik und Grundbau.- 221 S., 277 Abb., 22 Tab.; Berlin.

- LÖBEL, K.H. & SROKA, A. (2001): Markscheiderische Modelle für die Prognose von stetigen und unstetigen Verformungen an der Tagesoberfläche.- 1. Altbergbaukolloquium, S. 71-84, 3 Abb.; Essen.
- MAINZ, M., HEITFELD, M. & SCHETELIG, K. (2007): Geotechnische Untersuchungen zur Ausweisung von Gefährdungsbereichen des tagesnahen Altbergbaus am Beispiel des Aachener Wurmreviers.- 16. Tagung für Ingenieurgeologie, S. 341-350, 14 Abb.; Bochum.
- MATSOUKA, H. & NAKAI, T. (1983): Shear behaviours of sand and clay under three dimensional stress condition.- Soils and Foundations; B. 32, H. 2, S. 26-42; Tokyo (Japan).
- MEIER, G. (2001a): Altbergbau in Deutschland (Umfänge – Probleme – Bearbeitung).- 1. Altbergbaukolloquium, S. 5-17, 4 Abb., 6 Tab.; Essen.
- MEIER, G. (2001b): Numerische Abschätzung von Tagesbruchgefährdungen in Altbergbaugebieten.- Berichte 13. Nationale Tagung für Ingenieurgeologie Sonderband Geotechnik, S. 95-100, 1 Abb., 1 Tab.; Karlsruhe.
- MÜLLER-KIRCHENBAUER, H. (1964): Zur Mechanik der Fließsandbildung und des hydraulischen Grundbruches.- Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Fridericiana in Karlsruhe, Heft 17, 163 S., 77 Abb., 21 Tab.; Karlsruhe.
- PENZEL, M. (1980): Bemerkungen zur Erdfallgenese in Auslaugungsgebieten aus geomechanischer Sicht.- Neue Bergbautechnik 10, Nr. 1, S. 15-19, 10 Abb., VEB Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie; Leipzig.
- PULSFORT, M. & WALZ, B. (2002): Skript Bodenmechanik 1.- 151 S., Bergische Universität Wuppertal; Wuppertal.

- PULSFORT, M. & WALZ, B. (2003): Skript Bodenmechanik 2.- 155 S., Bergische Universität Wuppertal; Wuppertal.
- REUTER, F., KLENGEL, K.-J. & PAŠEK, J. (1992): Ingenieurgeologie.- 603 S., 352 Abb., 181 Tab.; Leipzig.
- RIEß, R. (2001): Grundwasserströmung – Grundwasserhaltung.- In: Grundbau-Taschenbuch, Teil 2: Geotechnische Verfahren, Smoltczyk, U. (Hg.); 859 S., 666 Abb., 88 Tab.; Berlin.
- ROSNER, P., SAHL, H. & SCHETELIG, K. (2006): Erdwärme aus gefluteten Steinkohlenbergwerken – Perspektiven einer Nachnutzung.- 6. Altbergbau-Kolloquium, S. 26-38, 5 Abb.; Essen.
- SAVIDIS, S. (2003): Skript Grundbau und Bodenmechanik II.- Technische Universität Berlin, Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik; Berlin.
- SIMMER, K. (1994): Grundbau 1.- 428 S., 301 Abb., 85 Tab.; Stuttgart.
- WAGNER, H. (1881): Beschreibung des Bergreviers Aachen.- 247 S., 2 Anl.; Bonn.
- WALZ, B. & HOCK, K. (1988): Berechnung des räumlichen Erddrucks auf die Wandungen von schachtartigen Baugruben.- Taschenbuch für den Tunnelbau, S. 131-159, 11 Abb., 4 Tab.; Essen.
- WELZ, A. (2001): Vorgehensweise bei der Grundlagenerarbeitung für die Untersuchung und Sicherung der Tagesoberfläche in Altbergbaugebieten am Beispiel „Bochum-Höntrop“.- 1. Altbergbau-Kolloquium, S. 58-62, 3 Abb.; Essen.

Berichte, Stellungnahmen, Aktenvermerke, Internetquellen, Empfehlungen

- AL HEIB, M. (18.06.2004): Fachgespräch mit einem Mitarbeiter des Institut National de l'Environnement Industriel et des Risques (INERIS); Nancy (Frankreich).
- ARBEITSGRUPPE ALTBERGBAU „AACHENER REVIER“ (28.03.2002): Untersuchungsbereich Herzogenrath Kohlscheid - 1. Bearbeitungsblock - Stellungnahme der eingesetzten Arbeitsgruppe zu den bergbaulich-geotechnischen Verhältnissen und zur Standsicherheit der Geländeoberfläche.- 151 S., 9 Abb., 7 Anh., 12 Anl.; bearbeitet durch das Ingenieurbüro Heitfeld-Schetelig GmbH, Aachen.
- ARBEITSKREIS ALTE SCHÄCHTE DER EBV AKTIENGESELLSCHAFT (27.09.2002): Abschlussbericht mit Dokumentation über die durchgeführten Arbeiten im Rahmen der Erkundung und Sicherung alter Schächte des Grundeigentümerbergbaus im Bebauungsplangebiet II/39 – Gewerbepark Kohlscheid Süd –.- 136 S., 26 Abb., 37 Tab., 7 Anh., 8 Anl.; bearbeitet durch das Ingenieurbüro Heitfeld-Schetelig GmbH, Aachen.
- ARBEITSKREIS ALTE SCHÄCHTE DER EBV AKTIENGESELLSCHAFT (30.09.2002): Abschlussbericht mit Dokumentation über die durchgeführten Arbeiten im Rahmen der Erkundung und Sicherung von Flözbereichen mit oberflächennahem Grundeigentümerbergbau im Bebauungsplangebiet II/39 – Gewerbepark Kohlscheid Süd –.- 71 S., 2 Abb., 8 Tab., 14 Anh., 9 Anl.; bearbeitet durch das Ingenieurbüro Heitfeld-Schetelig GmbH, Aachen.
- ARBEITSKREIS ALTE SCHÄCHTE DER EBV AKTIENGESELLSCHAFT (28.11.2003): Abschlussbericht mit Dokumentation über die durchgeführten Arbeiten im Rahmen der Untersuchung und Sicherung von tagesnahem Altbergbau im Untersuchungsbereich 2a – Herzogenrath-Kohlscheid, Industriestraße 13/20/Alte Bahn.- 51 S., 4 Tab., 11 Anh., 7 Anl.; bearbeitet durch das Ingenieurbüro Heitfeld-Schetelig GmbH, Aachen.

- ARBEITSKREIS ALTE SCHÄCHTE DER EBV AKTIENGESELLSCHAFT (10.11.2004): Stellungnahme zu den bergbaulich-geotechnischen Verhältnissen und zur Stand-sicherheit der Geländeoberfläche – Bearbeitungsblock 2 – Untersuchungsbereich Würselen.- 79 S., 1 Tab., 5 Anh., 8 Anl.; bearbeitet durch das Ingenieurbüro Heitfeld-Schetelig GmbH, Aachen.
- AK 4.6 DER DGGT (2004): Empfehlung „Geotechnisch-markscheiderische Un-ter-suchung und Bewertung von Altbergbau“- 4. Altbergbau-Kolloquium, An-hang S.1-23, 3 Abb., 8 Tab.; Essen.
- BEKENDAM, R. (27.01.2005): Fachgespräch mit einem Altbergbausachver-ständigen; Aachen.
- BERGVERWALTUNG DÜREN (12.10.1999): Photodokumentation des Tagesbruches Mühlenbach.- Düren.
- BEZIRKSREGIERUNG ARNSBERG (04.1991): Besondere Hinweise beim Vorhan-densein verlassener Tagesöffnungen.- 7 S., 2 Abb.; Dortmund.
- BEZIRKSREGIERUNG ARNSBERG, ABT. 8 (01.03.2006): Telefongespräch; das Ge-spräch wurde mit Herrn BVD T. Brämer geführt.
- DE FREITAS, M., (05.05.2004): Fachgespräch mit einem Dozenten des Imperial College in London; Liège (Belgien).
- FENK, J. (2000): Tagesbrüche über Hohlräumen im Lockergebirge mit geneigter Schichtlagerung.- Schlußbericht zum Thema DFG II D 02-Fe 488/1-1.- 103 S., 25 Abb., 16 Tab.; Freiberg.
- FENK, J. (2002): Berechnung von Tagesbrüchen.- Unveröffentlichte Stellung-nahme im Auftrag der Arbeitsgruppe Altbergbau „Aachener Revier“; Dresden.
- FENK, J. (12.11.2005): Brief an das Ingenieurbüro Heitfeld-Schetelig GmbH.- 2 S.; Dresden.

- INGENIEURBÜRO HEITFELD-SCHETELIG GMBH (06.12.1994): Bericht über die vorgesehene Injektionsmaßnahme im Bereich des Förderschachtes Neu-Laurweg, südliche Anlage (17S).- 15 S., 5 Abb., 1 Tab.; Aachen.
- INGENIEURBÜRO HEITFELD-SCHETELIG GMBH (01.1997): Gesamtbericht über die Ergebnisse der Untersuchungen im Zusammenhang mit der Einstellung der Wasserhaltung durch die Eschweiler Bergwerks-Verein AG.- 190 S., 6 Abb., 5 Tab., 5 Anh., 12 Anl.; Aachen.
- INGENIEURBÜRO HEITFELD-SCHETELIG GMBH (11.08.2003): Stellungnahme zu den bergbaulichen Verhältnissen im Bereich des Bauvorhabens Puetgasse 4 (Gemarkung Kohlscheid, Flur 10, Flurstück 2433) in Herzogenrath-Kohlscheid.- 15 S., 1 Abb., 4 Anl., 1 Anh.; Aachen.
- INGENIEURBÜRO HEITFELD-SCHETELIG GMBH (29.05.2006): 4. Bericht über die Ergebnisse der Leitnivellement-Messungen im Hinblick auf die Auswirkungen des Grubenwasseranstiegs im Aachener Steinkohlenrevier – „Mittleres Leitnivellement“ 2005 –.- 24 S., 10 Anl. 1 Anh.; Aachen.
- JAROSZ, A. (28.04.2003): Email.- 1 S.; Kalgoorlie (Australien).
- KAUFMANN (29.08.2003): Fachgespräch mit dem Chargé des Cours der Groupe Mines - Géologie der Faculté Polytechnique de Mons; Mons (Belgien).
- POETTGENS, J.J.E. (14.02.2003): Fachgespräch mit einem ehemaligen Mitarbeiter der Staatstoezicht op de Mijnen (SodM); Heerlen (Niederlande).
- REDDISH, D. (16.11.2005): Fachgespräch mit dem Deputy Director des Nottingham Centre for Geomechanics an der University of Nottingham; Nancy (Frankreich).
- RWTH AACHEN (2002): Forschungs- und Entwicklungsvorhaben „Entwicklung eines Verfahrens zur Vorausberechnung restlicher Gebirgs- und Bodenbewegun-

gen in Folge tages- und oberflächennahen Altbergbaus“, Zwischenbericht zu den Arbeitsschritten A, B, und C des Auftrages vom 10. Mai 2002.- Institut für Markscheidewesen, Bergschadenkunde und Geophysik im Bergbau, 13 S., 6 Anh.; Aachen.

- RWTH AACHEN (2003): Forschungs- und Entwicklungsvorhaben „Entwicklung eines Verfahrens zur Vorausberechnung restlicher Gebirgs- und Bodenbewegungen in Folge tages- und oberflächennahen Altbergbaus“, Zwischenbericht.- Institut für Markscheidewesen, Bergschadenkunde und Geophysik im Bergbau, 10 S., 3 Abb., 1 Tab.; Aachen.
- RWTH AACHEN (2004): Forschungs- und Entwicklungsvorhaben „Entwicklung eines Verfahrens zur Vorausberechnung restlicher Gebirgs- und Bodenbewegungen in Folge tages- und oberflächennahen Altbergbaus“, Zwischenbericht.- Institut für Markscheidewesen, Bergschadenkunde und Geophysik im Bergbau, 5 S., 1 Abb.; Aachen.
- VAN DER MERWE, N. (16.11.2005): Fachgespräch mit dem Head des Department Mining Engineering der University of Pretoria; Nancy (Frankreich).
- WISMUT GMBH (05.01.2007): URL:
http://www.wismut.de/sanierung/aufgaben_anforderungen.php

Normen

- DIN 1054 (01.2005): Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau.- 118 S.; Berlin.
- DIN EN 1997-1 (10.2005): Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln.- 175 S.; Berlin.

- DIN 4020 (09.2003): Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke.- 37 S.; Berlin.
- DIN 4021 (10.1990): Aufschluß durch Schürfe und Bohrungen sowie Entnahme von Proben.- 27 S.; Berlin.
- DIN 4022-1 (09.1987): Baugrund und Grundwasser – Teil 1: Benennen und Beschreiben von Boden und Fels.- 20 S.; Berlin.
- DIN 4085 (02.1987): Berechnung des Erddrucks.- 10 S.; Berlin.
- DIN 18 122-1 (07.1997): Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen) – Teil 1: Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze.- 7 S.; Berlin.
- DIN 18 123 (11.1996): Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Korngrößenverteilung.- 12 S.; Berlin.
- DIN 18 125-1 (08.1997): Bestimmung der Dichte des Bodens – Teil 1: Laborversuche.- 4 S.; Berlin.
- DIN 18 125-2 (08.1999): Bestimmung der Dichte des Bodens – Teil 2: Feldversuche.- 9 S.; Berlin.
- DIN 18 130-1 (05.1998): Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes, Teil 1: Laborversuche.- 20 S.; Berlin.
- DIN 18 137 Teil 1 (08.1990): Bestimmung der Scherfestigkeit, Begriffe und grundsätzliche Versuchsbedingungen.- 13 S.; Berlin.
- DIN 18 137 Teil 2 (12.1990): Bestimmung der Scherfestigkeit, Triaxialversuch.- 20 S.; Berlin.
- DIN 18 196 (10.1988): Erd- und Grundbau, Bodenklassifikationen für bautechnische Zwecke.- 5 S.; Berlin.

- DIN 21 921 (04.1996): Bergmännisches Rißwerk - Tektonik und Formbeschreibung von Gesteinsschichten.- 18 S., 11 Abb., 12 Tab., 1 Anh.; Berlin.

Riss- und Kartenwerke

- Archivunterlagen des Ingenieurbüros Heitfeld-Schetelig GmbH; Aachen.
- DROZDZEWSKI, G., ENGEL, H., WOLF, R. & WREDE, V. (1985): Beiträge zur Tiefentektonik westdeutscher Steinkohlenlagerstätten.- 236 S., 149 Abb., 7 Tab. und 33 Taf. im Anlagenband; Geologisches Landesamt NRW; Krefeld.
- LANDESAMT FÜR WASSER UND ABFALL NRW (1989): Hydrologische Karte von Nordrhein-Westfalen, Blatt 5102 Herzogenrath.- Maßstab der Länge 1:25.000, Maßstab der Höhe 1:2.000; Düsseldorf.
- LANDESVERMESSUNGSAMT NORDRHEIN-WESTFALEN (verschiedene Erscheinungsjahre): Deutsche Grundkarte, Blätter 5102-05 bis 5102-24.- Maßstab 1:5.000; Aachen.
- LONGRÉE (1862): „Situation der Steinkohlenconzessionen der Vereinigungsgesellschaft im Worm-Revier“.- Maßstab 1:2.000.
- SCHULZE (1825): „Karte des Worm-Reviers“.- Maßstab 1:4.000; Düren.
- WREDE, V. & ZELLER, M. (1988): Geologie der Aachener Steinkohlenlagerstätte (Wurm- und Inde-Revier).- 77 S., 18 Abb., 2 Tab., 1 Geologische Karte der Aachener Steinkohlenlagerstätte 1:25.000 dargestellt an der Karbon-Oberfläche; Geologisches Landesamt NRW; Krefeld.

Anlage 1

Körnungslinien Tagesbruch Mühlenbach

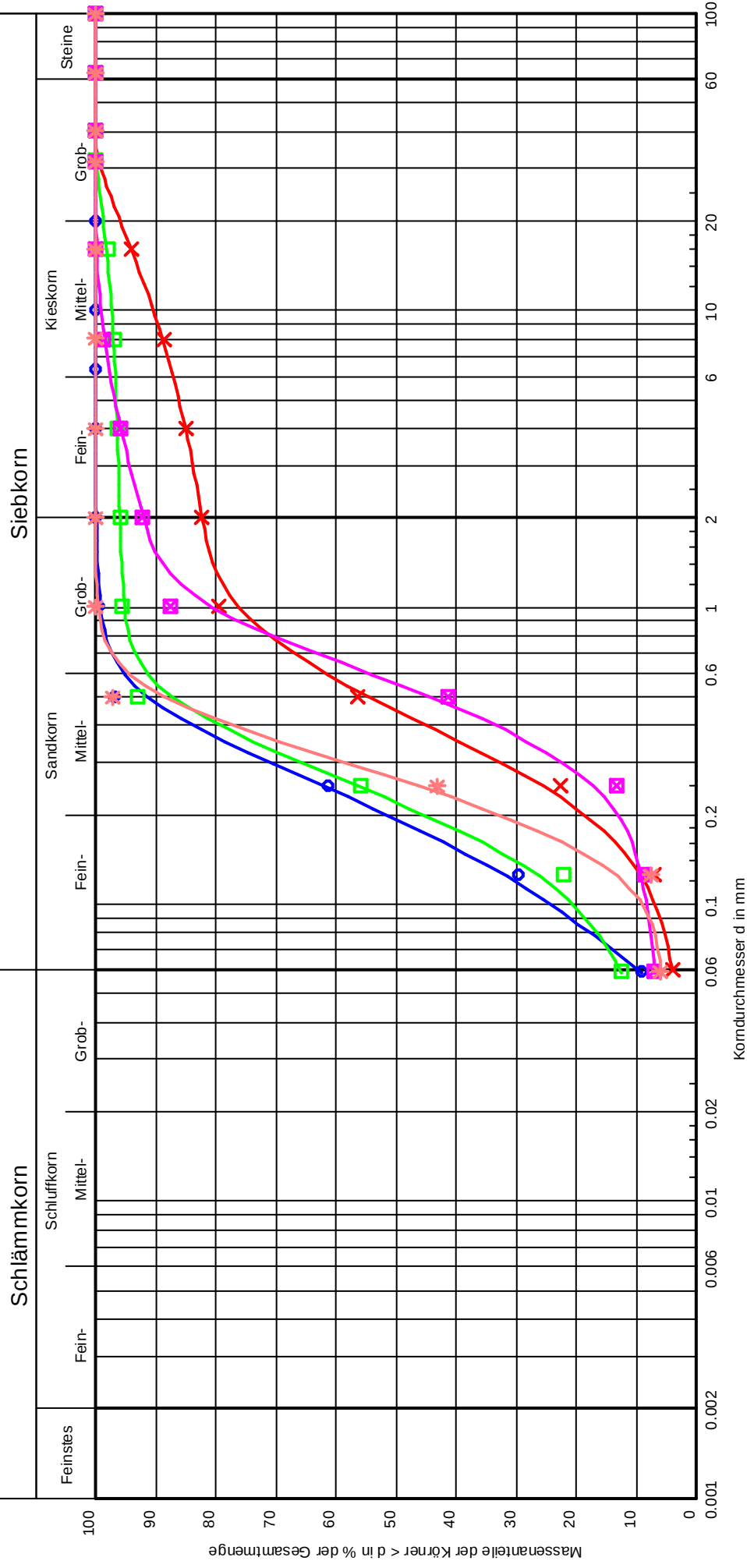
Körnungslinie

Tagesbruch Mühlenbach

Bearbeiter: M. Mainz

Datum: 8. Dezember 2004

Hauptterrasse (Oberbereich)



Bezeichnung:	1	2	3	4	5
Bodenart:	fs, mS, u'	mS, gs, fs', mg'	mS, fs, u'	mS, gs, u', fs', fg'	mS, fs, u', gs'
Tiefe:	3,48 m - 3,76 m	4,88 m - 5,52 m	5,39 m - 5,84 m	6,11 m - 6,48 m	6,24 m - 6,93 m
Entnahmestelle:	St 2 (3,7-4,0)	St 1 (5,3-6,0)	St 3 (5,8-6,3)	St 2 (6,5-6,9)	St 4 (7,2-8,0)
U/Cc	3,9/1,0	4,4/1,0	-/-	4,5/1,4	2,9/1,1
T/U/S/G [%]:	- 9,6/90,2/0,2	- 14,0/78,3/17,8	- 12,6/83,3/4,1	- 17,0/85,0/8,0	- 16,0/94,0/-
Reibungswinkel:	36,6	38,8	37,0	39,1	37,8
K [m/s]:	3,3 * 10 ⁻⁵	1,6 * 10 ⁻⁴	-	1,9 * 10 ⁻⁴	1,1 * 10 ⁻⁴

Anlage 1.2

Körnungslinie			Tagesbruch Mühlenbach																
Datum: 8. Dezember 2004			Hauptterrasse (Unterbereich)																
Bearbeiter: M. Mainz																			
Schlammkorn						Siebkorn													
Feinstes		Schluffkorn		Sandkorn		Fein-		Mittel-		Grob-		Fein-		Mittel-		Grob-		Steine	

Körnungslinie			Tagesbruch Mühlenbach						
Bearbeiter: M. Mainz		Datum: 8. Dezember 2004		Untere Linfort-Schichten					
Schlammkorn Fein- Mittel- Grob- Sandkorn Fein- Mittel- Grob- Kieskorn Fein- Mittel- Grob- Steine					Massenanteile der Körner < d in % der Gesamtmenge 0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 0.001 0.002 0.006 0.01 0.02 0.06 0.1 0.2 0.6 1 2 6 10 20 60 100 Korndurchmesser d in mm				
Bezeichnung:					1	2	3	4	5
Bodenart:					fS, t, u, ms'	fS, u, t, ms'	fS, u, t, ms'	fS, t, u, ms'	fS, t, u, ms'
Tiefe:					11,51 m - 11,97 m	13,06 m - 13,20 m	13,81 m - 14,73 m	15,65 m - 16,57 m	16,36 m - 16,50 m
Einhalmestelle:					St 1 (12,5-13,0)	St 2 (13,9-14,05)	St 1 (15,0-16,0)	St 1 (17,0-18,0)	St 3 (17,65-17,80)
U/Cc					-/-	-/-	52,4/17,5	-/-	-/-
Tl/U/S/G [%]:					16,8/14,1/69,1/-	12,8/22,1/65,1/-	9,8/17,5/72,7/-	17,5/18,8/63,7/-	23,9/26,5/49,6/-
Bemerkungen:					Bodenart nach DIN 4022-1 (09.1987) Ausrundungsverfahren: "Lockerer" Bezier-Spline				
					Anlage 1.4				

Anlage 2

Körnungslinien Tagesbruch Haus-Heyden-Straße

Körnungslinie			Tagesbruch Haus-Heyden-Straße	
Bearbeiter: M. Mainz	Datum: 8. Dezember 2004	Hauptterrasse		
Schlammkorn			Siebkorn	
Feinstes Fein- Mittel- Grob-			Fein- Mittel- Grob- Sandkorn Mittel- Fein- Siebkorn Steine	
Massenanteile der Körner < d in % der Gesamtmenge			Korndurchmesser d in mm	
Bezeichnung:			1	
Bodenart:			2	
Teufe:			3	
Entnahmestelle:			4	
U/Cc				
T/U(S/G) [%]:				
Reibungswinkel:				
K [m/s]:				
Anlage 2.1			Bemerkungen: Bodenart nach DIN 4022-1 (09.1987) Ausrundungsverfahren: "Lockere" Bezier-Spline Reibungswinkel nach LANG/HUDER (1982) K-Wert nach BEYER (1964)	

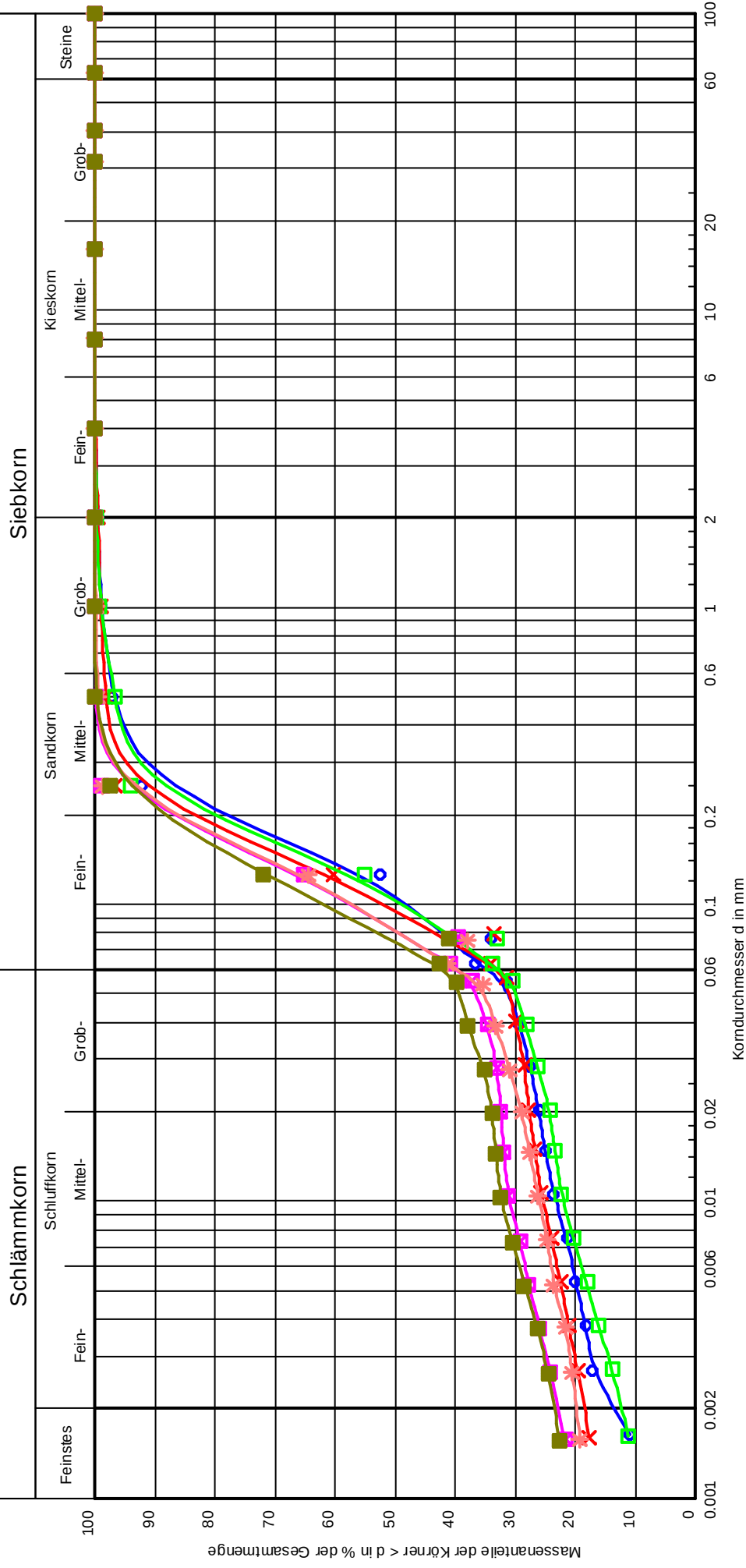
Körnungslinie

Tagesbruch Haus-Heyden-Straße

Bearbeiter: M. Mainz
Datum: 8. Dezember 2004

Datum: 8. Dezember 2004

Untere Lintfort-Schichten



Bezeichnung:	5	6	7	8	9	10	Bemerkungen: Bodenart nach DIN 4022-1 (09.1987) Ausrundungsverfahren: "Lockerer" Bezier-Spline
Bodenart:	fS, u, ms, t'	fS, t, ms, u'	fS, u, ms, t'	fS, t, u, ms'	fS, t, u, ms'	fS, t, u, ms'	
Tiefe:	10,2 - 11,1 m	8,79 - 8,92 m	10,3 - 10,4 m	12,12 - 12,25 m	8,66 - 8,79 m	12,38 - 12,51 m	
Entnahmestelle:	UB 1 (11,8 - 12,8 m)	UB 2 (10,15 - 10,30 m)	UB 2 (11,9 - 12,0 m)	UB 2 (14,00 - 14,15 m)	UB 4 (10,00 - 10,15 m)	UB 4 (14,30 - 14,45 m)	
U/Cc	-/-	-/-	-/-	-/-	-/-	-/-	
T/U/S/G [%]:	13.5/21.1/64.8/0.5	18.5/14.8/66.2/0.5	12.3/20.6/66.8/0.3	22.8/16.9/60.2/-	19.8/19.8/60.4/0.0	23.5/18.7/57.8/-	

Anlage 2.2

Lebenslauf

Persönliche Daten

Name: Mark Mainz

Geburtstag: 14. Februar 1976

Geburtsort: Geilenkirchen

Eltern: Dipl.-Ing. Josef Mainz, Anita Mainz (geb. Guffens-Baltussen)

Schulausbildung

1982 – 1986: Grundschule (Friedensschule) in Baesweiler

1986 – 1995: Gymnasium Baesweiler

Berufsausbildung

1995 – 1998: Grundstudium Bauingenieurwesen an der FH Aachen

1998 – 2000: Hauptstudium Bauingenieurwesen an der FH Münster

2000: Diplom (FH) (Vertiefungsrichtung Wasserbau und Abfallwirtschaft)

2001 – 2002: Studium Geotechnical Engineering an der University of Cardiff

2002: Master of Science (Hons) in Geotechnical Engineering

Berufliche Tätigkeit

2000 – 2001: Mitarbeiter im Ingenieurbüro Prof. Dr.-Ing. H. Dieler + Partner GmbH, Beratende Ingenieure für Geotechnik, Aachen

seit 2003: Wissenschaftlicher Mitarbeiter im Ingenieurbüro Prof. Dr. Heitfeld - Prof. Dr. Schetelig - Dr.-Ing. Heitfeld, Beratende Geologen und Ingenieure GmbH, Aachen

Ehrenamtliche Tätigkeit

seit 2005: Mitglied in der Commission on Mine Closure der Internationalen Gesellschaft für Felsmechanik (ISRM)