

## **Modellversuche zum Systemverhalten von Lockermassenfüllsäulen alter Tiefbauschächte – Ergebnisbewertung und Rückschlüsse unter Berücksichtigung von vorliegenden Beobachtungsdaten**

**R. Scherbeck<sup>1</sup>, T. Schanz<sup>2</sup>, F. Wollnik<sup>3</sup>**

<sup>1</sup>TABERG Ingenieure GmbH, Lünen

<sup>2</sup>Lehrstuhl für Grundbau, Boden- u. Felsmechanik, Ruhr-Universität Bochum

<sup>3</sup>RAG Aktiengesellschaft, Herne

### **ZUSAMMENFASSUNG:**

*Im Zeitraum Juli 2009 bis September 2010 wurden im Auftrag der RAG Aktiengesellschaft zur Thematik der Stabilität von Lockermassenfüllsäulen an der Ruhr-Universität Bochum umfangreiche Zentrifugen-Modellversuche mit Variation der einschlägig bekannten Einflussgrößen durchgeführt. Die dabei erzielten qualitativen Ergebnisse wurden anlässlich des Altbergbaukolloquiums 2010 bereits der Fachwelt vorgestellt [1]. Im vorliegenden Beitrag wird eine detaillierte geotechnische Analyse der beobachteten Phänomene nachgereicht (siehe auch [2]).*

*Weiterhin werden die im Hause RAG vorliegenden Daten aus rund 40 Jahren Schachtbeobachtung analysiert, um hieraus Anhalts- und Kennwerte für die Eintrittswahrscheinlichkeit für das plötzliche Auslaufen bzw. Nachsacken von Lockermassenfüllsäulen abzuleiten.*

*Im Ergebnis lässt sich festhalten, dass das plötzliche Auslaufen von Lockermassenfüllsäulen ein seltener und zudem zufälliger Vorgang ist, der durch Wasserzuläufe in den Schacht hinein ausgelöst wird und sich durch Erosionsvorgänge im Füllmaterial erklären lässt. Die Veränderungen beim langsamen Anstieg des Grubenwassers - wie er im Steinkohlenberg Deutschlands ansteht bzw. bereits im Gange ist - führen hingegen zu keinen Zuständen, die ein vergleichbares Szenario nach sich ziehen.*

### **ABSTRACT:**

*Relying on results from extensive centrifuge model testing, the view on stability behavior of abandoned mining shafts filled with mostly granular, low cohesive materials is renewed. While presenting the results from model tests earlier [1] the following article connects the raw test data via geotechnical analysis with practical items. In this context, results from more than 40 years of shaft fill observation are incorporated.*

## 1 Ausgangssituation

Die Standsicherheit von Lockermassenfüllsäulen alter Tiefbauschächte im Steinkohlenbergbau wird derzeit anhand der einschlägigen Forschungsergebnisse der Westfälischen Berggewerkschaftskasse aus den 1970er Jahren beurteilt (siehe [1]). In den zugrunde liegenden Modellversuchen wurde stets beobachtet, dass die Lockermassenfüllsäule bei einer Wasserzugabe von unten, von oben oder seitlich in das Schachtmodell in kurzer Zeit auslief. Hieraus wurde abgeleitet, dass Lockermassenfüllsäulen immer schlagartig unter Ausbildung einer Sobbelastung abgehen können und damit immer als nicht lagestabil und somit gefährlich zu bewerten sind. Diese Bewertung führt bis heute dazu, dass im Bereich alter Schächte mit Lockermassenfüllsäulen zur Sicherstellung der Standsicherheit an der Tagesoberfläche vergleichsweise aufwändige Sicherungsmaßnahmen (z.B. Auslegung der Schachtabdeckung auf 80 kPa Sogbeanspruchung) ergriffen werden.

Das Ziel der Neubewertung der Lagestabilität von Lockermassenfüllsäulen besteht nunmehr darin, statt einer pauschalen Einschätzung eine differenzierte Bewertung auf Grundlage maßstäblicher Modelluntersuchungen vorzunehmen. Insbesondere werden hierbei auch die zugrundeliegenden Mechanismen und damit die auslösenden Bedingungen für ein plötzliches Auslaufen von Lockermassenfüllsäulen ergründet.

Diese Modelluntersuchungen wurden an der Ruhr-Universität Bochum, Lehrstuhl für Grundbau, Boden- u. Felsmechanik, unter Verwendung der dort vorhandenen Geotechnischen Großzentrifuge ausgeführt. Bezüglich der zahlreichen Vorteile der Zentrifugenmodelltechnik wird auf die Erläuterungen in [1] verwiesen. Die in über 25 einzelnen Modellversuchen mit unterschiedlichen Füllsäulenmaterialien (feine und grobe Sande sowie unterschiedlich skalierte Bergematerialien) erzielten Ergebnisse lassen sich mit Verweis auf [1] in Abhängigkeit der untersuchten möglichen Auslöser für einen Füllsäulenkollaps wie folgt zusammenfassen.

### a) Langsamer Wasseranstieg

Bei einem langsamen Wasseranstieg wurde in den eigenen Modellversuchen im erhöhten Schwerfeld keine Füllsäuleninstabilität beobachtet. Damit kann modelltechnisch nicht bestätigt werden, dass für den Fall eines Grubenwasseranstiegs mit einer erhöhten Anzahl von plötzlichen Füllsäulenabgängen gerechnet werden muss. Auch wenn die Schachtfüllsäulen "nasse Füße" bekommen, ist damit kein Auslösen einer Füllsäuleninstabilität verbunden. Eine ausführliche Begründung für das abweichend beobachtete Verhalten im 1g-Modellversuch folgt in Kapitel 2.1.

Beobachtet wurden in allen Versuchen jedoch immer vertikale Sackungsbewegungen der Füllsäule, die aufgrund der unterschiedlichen Materialempfindlichkeiten auch betragsmäßig unterschiedlich ausgeprägt waren. Bei den sandigen Materialien erreichten die Sackungsmaße Werte von unter 1 % der benetzten Füllsäulenhöhe, während bei den verwendeten sackungsempfindlichen Bergematerialien entsprechende Werte von über 10 % auftraten.

### b) Horizontale Durchströmung im Anschlagbereich

Bei der horizontalen Durchströmung des Anschlags kommt es ebenfalls zu keiner Füllsäuleninstabilität. Vielmehr zeigt die horizontale Schachtdurchströmung große Ähnlichkeit mit einer Dammdurchströmung, bei der es aufgrund der entsprechenden Empfindlichkeit der Materialien zu einer geringfügigen Kornverlagerung durch die wirkende Strömungskraft kommt. Diese Kornverlagerung aus dem durchströmten Bereich führt

insgesamt zu einer sackungsartigen Bewegung der Füllsäule, deren Bewegungsbetrag gegenüber der Sackung bei einem langsamen Wasseranstieg jedoch erhöht ist.

### c) Wasserzutritt am Schachtkopf

Bei der vertikalen Durchströmung der im Ausgangszustand trockenen Füllsäule unter Wasserzugabe am Schachtkopf kommt es materialabhängig zu einem schlagartigen Abfließen des Füllsäulenmaterials in den abgeböschten Anschlagbereich. Während beim Material "Grobsand" noch ein mehr oder weniger stabiler Zustand erhalten bleibt, ist beim "Silbersand" als auch beim "Bergematerial" ein vollständiges Ausfließen der Füllung zu beobachten. Auffällig ist hierbei, dass der Fließprozess einsetzt, kurz nachdem die Sättigungsfront die Anschlagfirse erreicht. In diesem Moment fließt das gesättigte körnige bzw. schwach bindige Material aus dem Schachtbereich des Schachtes ohne nennenswerte Widerstände mit Geschwindigkeiten von etwa 1 bis 3 m pro Minute ab. Diese Beobachtungen entsprechen dem Verhalten von fließfähigen Böden bei Wasserzutritt z.B. im Böschungsbereich von Baugruben. Da im Modellversuch der Wasserzstrom unbegrenzt ist, führt dieses Ausfließen zum völligen Materialentzug aus der Füllsäule in den freien Anschlagbereich. Einhergehend mit dem Abfließen wurden in den Versuchen auch Sogentwicklungen am Schachtkopf beobachtet und gemessen.

Ist der Anschlagbereich jedoch geflutet, findet dieser Prozess nicht mehr statt, da die Wasserfüllung im Anschlag dieser Fließbewegung der seigeren Füllsäule wirksam entgegen steht.

### d) Nachgeben einer schachtnahen Abdämmung

Das Nachgeben einer schachtnahen Abdämmung bei zuvor wassergesättigter Füllsäule führt bei allen Versuchsmaterialien (auch bei Grobsand) zu einem vollständigen Auslaufen der Füllsäule. Die sich dabei entwickelnden Sogbeanspruchungen sind betragsmäßig etwas höher als unter c) bei gleichzeitig verkürzter Einwirkungszeit. Es wurden Auslaufgeschwindigkeiten von 10 m bis 20 m pro Minute beobachtet.

### e) Verhalten bei Füllsäulenkollaps

Beim modellierten Auslöser "schlagartiges Kollabieren eines Füllsäulenabschnittes" traf in den ausgeführten Versuchen ein 33 m langer Füllsäulenabschnitt im nahezu freien Fall über 11 m Höhe auf die Schachtfüllung direkt oberhalb des Anschlagbereichs, ohne dass hierbei eine signifikante Veränderung der freien Anschlagböschung zu beobachten war. Durch einen solchen Auslöser wird keine Instabilität der Füllsäule unterhalb hervorgerufen.

Die Zentrifugen-Modellversuche haben deutlich gezeigt, dass Lockermassenfüllsäulen nur instabil werden, wenn ein Wasserzutritt von oben über den Schacht stattfindet bzw. wenn ein vorhandener Wassereinstau der Füllsäule plötzlich entspannt wird (z.B. durch Nachgeben einer Abdämmung). Dabei stellt das letztgenannte Szenario einen besonderen Lastfall dar, der in der Vergangenheit nur in Ausnahmefällen eingetreten ist. Wasserzutritte in den Schacht von oben (z.B. Grund- oder Niederschlagswasser) sind jedoch immer möglich und können in der Praxis kaum vorhergesagt werden.

Ist das Grubengebäude hingegen geflutet, reicht die Strömungswirkung am Übergang zwischen Füllsäule und Anschlag nicht mehr aus, hier eine Instabilität hervor zu rufen. Die Anschlagböschung bleibt in diesem Fall auch bei einer Zustromung von oben zum Schacht stabil und ein vollständiges Auslaufen der Füllsäule wird nicht mehr beobachtet.

## 2 Geotechnische Analyse

### 2.1 Unterschied 1g- zu ng-Modellversuchen beim Wasseranstieg

Im Detail lässt sich das in den Modellversuchen im einfachen Schwerfeld (1g-Modellversuche) beobachtete Verhalten beim Wasseranstieg mit Bezug auf die destabilisierende Wirkung des der Sättigungsfront vorausseilenden Kapillarsaums wie folgt erklären (siehe auch Abb. 1):

- In dem rund 20 cm hohen Kapillarsaum des verwendeten Sandes stellt sich eine näherungsweise lineare Verteilung der Saugspannungen ein, die von Null (an der Sättigungsfront) auf den Maximalwert am Übergang zum vollständig trockenen Material zunimmt. Der Wassergehalt nimmt in umgekehrter Richtung von unten (vom Sättigungswert) nach oben in einem kurvenförmigen Verlauf auf den natürlichen Wassergehalt (Modellmaterial nahezu trocken) ab.
- Die Anschlagfiste stellt eine punktuelle Verbindung zur freien Oberfläche dar, an der sich die Kapillarspannung zum Luftdruck ausgleichen kann.
- In den Versuchen verschiebt sich - entsprechend des Wasseranstiegs - die Sättigungsfront kontinuierlich nach oben, so dass in Höhe der Anschlagfiste die Saugspannung aufgrund des sich verringern den Abstandes stetig abnimmt.
- Parallel nimmt das Eigengewicht des Füllsäulenmaterials oberhalb des Firstanschlages mit der kapillarbedingten Erhöhung des Wassergehaltes ebenfalls stetig zu.
- Somit wird das Bestreben des Bodens zum Ausfließen immer größer, da sich die totalen Vertikalspannungen (Gewichtszunahme durch Wasser aus dem Kapillarsaum) erhöhen und parallel die widerstehenden inneren Zugspannungen (Saugspannungen) mit Anstieg der Sättigungsfront weiter abnehmen.

Im Ausgangszustand in Abb. 1 wird ein Teil der Eigengewichtsspannung  $G_1$  durch die Saugspannung  $S_1$  kompensiert, so dass sich die Böschung noch im Gleichgewicht befindet. Mit dem weiteren Anstieg des freien Wasserspiegels nimmt mit Bezug zur Lage der Anschlagfiste die Saugspannung ab ( $S_2 < S_1$ ) und die Eigengewichtsspannung tendenziell zu ( $G_2 > G_1$ ). Bei einem bestimmten Wasserstand (Punkt 2 in Abb. 1) verändert sich das Kräftegleichgewicht ( $S_2 \ll G_2$ ), so dass es in diesem Fall zum Auslaufen des Füllsäulenmaterials kommt. Der beschriebene Mechanismus trifft insbesondere für den verwendeten Mittelsand zu, da er als nicht bindiges Material eine vergleichsweise hohe kapillare Steighöhe von über 20 cm aufweist.

Dieses Ergebnis belegt insgesamt, dass in den WBK-Versuchen aus den 1970er Jahren für den Wasseranstieg die Ableitungen auf Grundlage einer unmaßstäblich simulierten modelltechnischen Gegebenheit getroffen wurden, die in der Realität physikalisch so nicht vorliegen. Die darauf aufbauenden Schlussfolgerungen zum Systemverhalten sind entsprechend zu relativieren, da in diesem Lastfall tatsächlich keine Beeinträchtigung der Füllsäulenstabilität eintritt.

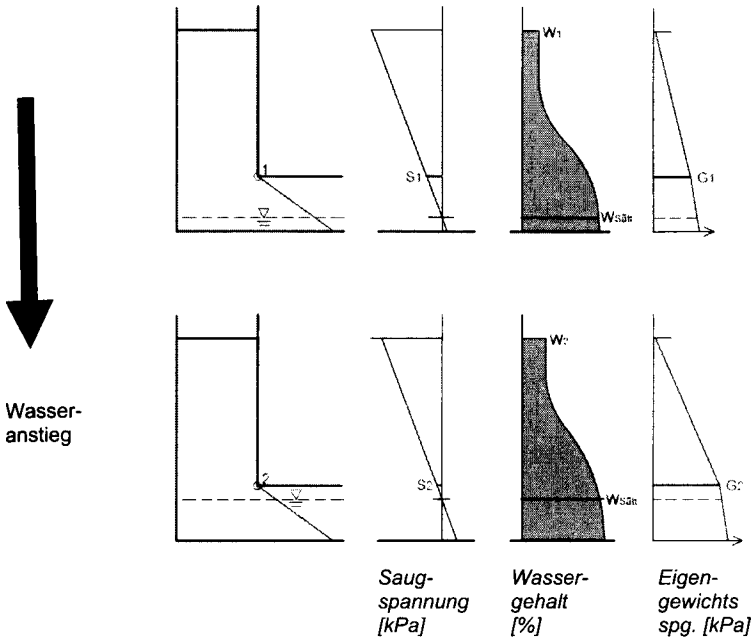


Abb.1: Saugspannungen am Schachtanschlag in 1g-Modellversuchen

## 2.2 Numerische geotechnische Analysen

### 2.2.1 Rechenmodell

Für das in den Zentrifugen-Modellversuchen beobachtete Verhalten wurde eine numerische Simulation mit Hilfe der zwei- und dreidimensionalen Finiten-Elemente Methode (2D- und 3D-FEM) durchgeführt, siehe Abb. 2. Dieser numerischen Simulation lagen folgende Annahmen zugrunde:

- Es ist eine dreidimensionale Berechnung erforderlich, da die in den Modellversuchen abgebildete Anschlagsituation (senkrechte Durchdringung zweier Zylinderschalen) ebensolche Verhältnisse bietet. Die Abbildung der Durchströmungssituation der Füllsäule wird an einem idealisierten zweidimensionalen Modell durchgeführt.
- Die bodenmechanischen Kennwerte werden in der rechnerischen Simulation in Anlehnung an die ermittelten Kennwerte der verwendeten Materialien angesetzt (Wichte trocken  $15,0 \text{ kN/m}^3$ , Wichte gesättigt  $18,5 \text{ kN/m}^3$ , Wichte unter Auftrieb  $8,5 \text{ kN/m}^3$ , Anfangsporenzahl  $e = 0,5$  [-] bzw. Porenanteil  $n = 0,33$  [-], Steifemodul  $E_S = 2 \text{ MPa}$ , effektiver Reibungswinkel  $\varphi' = 37,5^\circ$  und effektive Kohäsion  $c' = 5 \text{ kPa}$ )
- Das Verhältnis zwischen effektiven Vertikal- und Horizontalspannungen wird über die Poisson-Zahl  $\nu$  berechnet, die mit  $0,30$  angesetzt wird.

- Es wird ein Materialverhalten nach *Mohr-Coulomb* (linear elastisch, perfekt plastisch) sowie dränierte Verhältnisse (kein Aufbau von Porenwasserüberdrücken berücksichtigt) zugrunde gelegt.
- Die Wandreibung zwischen dem Füllmaterial und dem Schachtausbau wird zwischen  $\delta = 1/2 \cdot \varphi$  und  $\delta = 2/3 \cdot \varphi$  variiert, wobei in diesem Fall keine Kohäsion zwischen Schachtwandung und Füllsäule angesetzt wird.
- Die Schachtgeometrie entspricht den Vorgaben der Modellversuche, die bezogen auf den Prototypen einen Durchmesser von  $D = 5,3$  m (Schachtsäule und Anschlag) und eine Teufe von rund  $T = 60$  m aufweisen.

Das generierte Finite-Elemente-Netz für das 3D-Berechnungsmodell I besteht aus rund 31.000 Elementen und 72.000 Knoten (durchschnittliche Elementabmessung 0,50 m), wie in Abb.2 dargestellt ist.

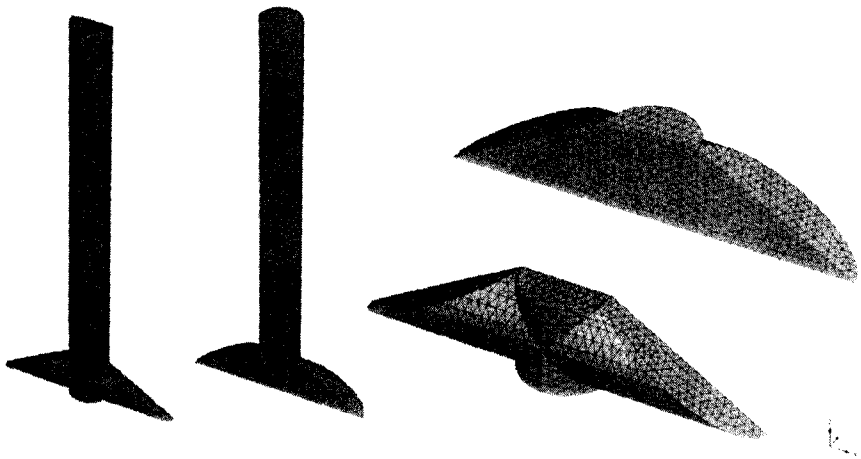


Abb.2: FE-Netz im 3D-Modell I für Füllsäule (links) und Böschungsbereich (rechts)

### 2.2.2 Ergebnisse bei Wasseranstieg

Aus der FEM-Berechnung im 3D-Modell I ergeben sich effektive Vertikalspannungen, die mehr oder weniger mit den nach Silotheorie berechneten Werten übereinstimmen und diese nur geringfügig (um etwa 20 %) überschreiten. Das Diagramm in Abb. 3 zeigt in einer normierten Darstellung den Verlauf der Vertikalspannungen für den hydrostatischen Fall, nach Silotheorie und nach der 3D-numerischen Analyse.

Bei einer Lasterhöhung in der Füllsäule (z.B. während der Auffüllung bzw. durch die sättigungsbedingte Gewichtserhöhung) ergibt sich stets eine Lastkonzentration am Fuß der Füllsäule, während sich der Außenbereich der Böschungen kaum am Lastabtrag beteiligt. Dieses Phänomen ist in der nachfolgenden Abb.4 anhand der relativen Schubspannungen dargestellt. Diese Angabe entspricht dem Quotienten aus der mobilisierten Schubspannung und der für den jeweiligen Spannungszustand nach dem *Mohr-Coulombschen* Bruchkriterium maximal aufnehmbaren Schubspannung.

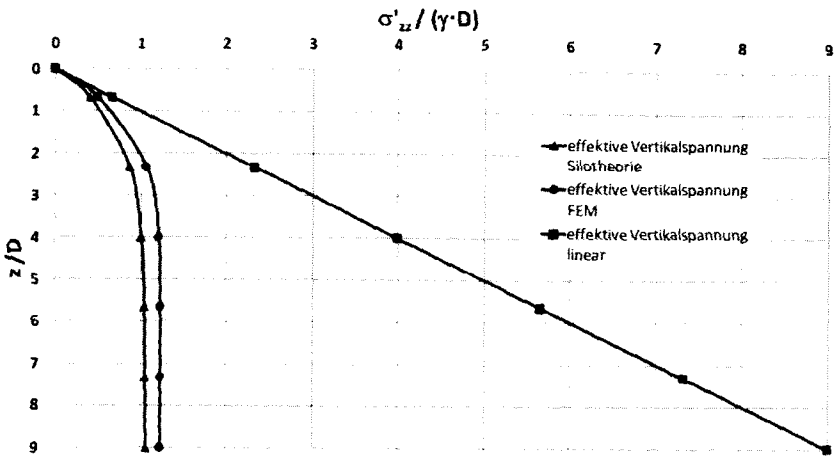


Abb.3: Normierter teufenabhängiger Verlauf der ebenfalls normierten effektiven Vertikalspannungen

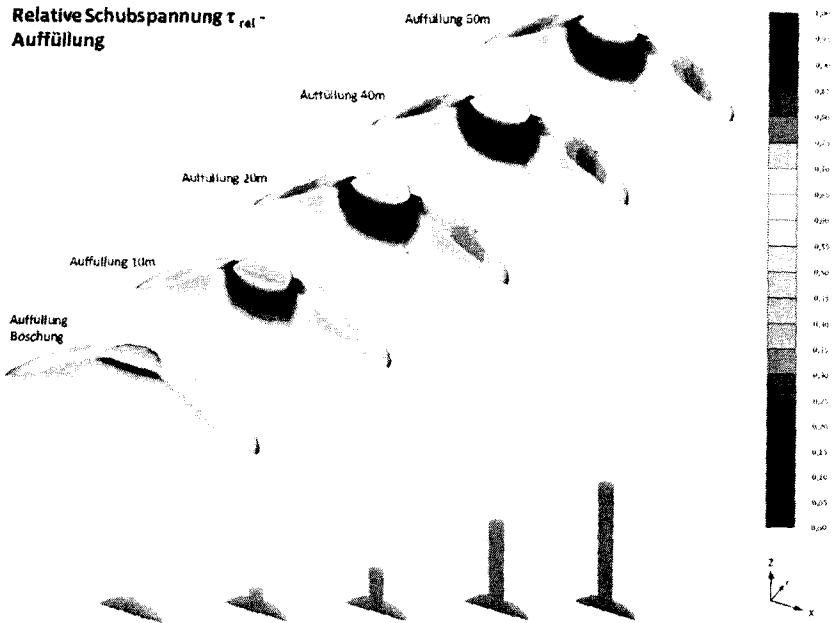


Abb.4: Entwicklung der relativen Schubspannungen beim Auffüllen der Füllsäule

In Abb. 4 ist gut zu erkennen, dass sich mit zunehmender Auflast am Übergangsbereich zwischen Füllsäule und Anschlag ein keilförmiges Einstanzen der oberen Füllsäule ausbildet. Dies führt zu einer geringfügigen seitlichen Materialbewegung in den Böschungsbereich hinein. Es ist jedoch kein Ansatz für einen Böschungsbruch gemäß DIN 4084 zu erkennen, der mit der Ausbildung von annähernd kreisförmigen Gleitkreisen im oberen Böschungsbereich verbunden wäre. Sehrwohl plastifiziert das System bei Überschreiten der materialspezifisch zulässigen Beanspruchung aus den einwirkenden Vertikalspannungen.

Der Wasseranstieg von unten bewirkt nur sehr geringe Veränderungen der Spannungssituation, wie in Abb. 5 anhand der relativen Schubspannungen verdeutlicht ist. Dies belegt die Unempfindlichkeit der Anschlagböschung gegenüber einem Wasseranstieg.

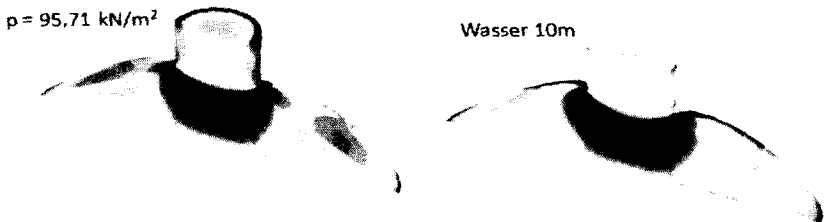


Abb.5: Abb. Relative Schubspannungen am Schachtfuß bei Wasseranstieg (links: ohne Wasser und rechts: Wasserstand bei 10 m über Anschlagsohle)

### 2.2.3 Instabilität bei Wasserzutritt von oben in den Schacht

Ergebnisse der in einem 2D-Modell untersuchten gekoppelten hydrostatischen und hydrodynamischen Berechnung sind in den nachfolgenden Abb. 6 und 7 für den Grenz Zustand des Gleichgewichtes beispielhaft dargestellt. Die Durchströmung aufgrund der Wasserabsenkung um 15 m führt auf einen Böschungsbruch in Durchströmungsrichtung und eine lokale Erosion am Übergang zwischen dem horizontalen Anschlag und dem aufgehenden Schachtkörper. Hervorgerufen wird dieser in Abb. 6 gut erkennbare Bruchzustand durch den vorherrschenden hohen Druckgradienten. Es kommt hier zu numerischen Singularitäten, die Potenzialsitzen im Strömungsnetz entsprechen. Die Füllsäule sackt nach und die Böschung erfährt Verschiebungen in Strömungsrichtung. Die Spannungssituation (Abb. 7) ändert sich in diesem Grenz Zustand der Durchströmung hingegen nur minimal gegenüber der aus den hydrostatischen Berechnungen bekannten keilförmigen Lastkonzentration am Schachtfuß (vergleiche Abb. 5).

Die numerischen Betrachtungen zeigen eindeutig, dass sich eine Lockermassenfüllsäule in einem stabilen Zustand befindet, solange keine Strömungswirkung die Stabilität im Anschlagbereich schwächt. Dieser Rückschluss gilt eindeutig bei einem homogenen Wasseranstieg, wie der in den Modellversuchen umfangreich abgebildet wurde. Er gilt auch für die Beobachtung aus dem Versuch FS31, bei dem die Strömungswirkung dadurch nachhaltig reduziert wurde, indem der Anschlag beim Auftreffen der Sättigungsfront wassererfüllt war. In diesem Fall stellen sich nur untergeordnete Strömungswirkungen ein, die insbesondere nicht auf den "Zwickelbereich" am Übergang von Schachtkörper und Anschlagfirse einwirken.



$p = 95,71 \text{ kN/m}^2$

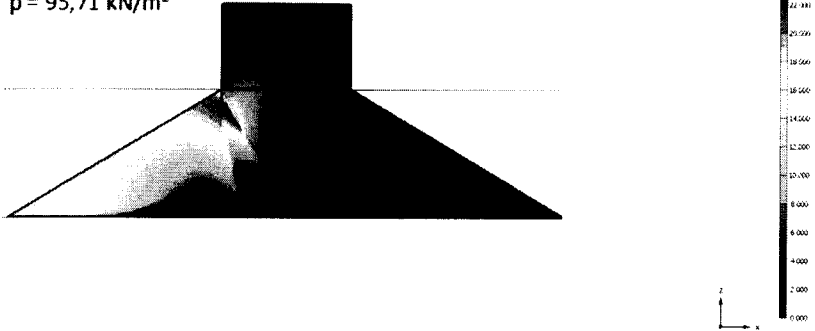


Abb.6: Verschiebungen bei Durchströmung im 2D-Modell

$p = 95,71 \text{ kN/m}^2$

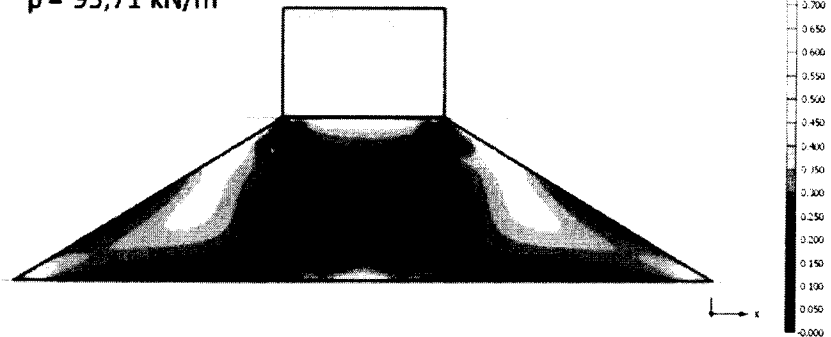


Abb.7: Relative Schubspannungen bei Durchströmung im 2D-Modell

Kommt es zu Strömungsvorgängen aus der Schachtfüllsäule in den Anschlagbereich - numerisch simuliert wurde eine Strömung, die durch das Auslaufen eines 15 m hohen Wasserpolsters hervorgerufen wurde - führen die hohen Druckgradienten im Bereich der Anschlagfirse sofort zu einem Bruchzustand an der Böschungsoberfläche, der den weiteren Massenzug aus der Füllsäule initiiert. In der Folge ist der Prozess des Auslaufens der Füllsäule nicht mehr aufzuhalten. Diese Ergebnisse der numerischen Simulation stimmen mit den Beobachtungen in den Modellversuchen bei Wasserzutritt am Schachtkopf überein. In den Versuchen wurde insbesondere beobachtet, dass die Instabilität der Füllsäule erst eintritt, wenn die Sättigungsfront die Anschlagfirse erreicht und dort ein Materialtransport - entsprechend dem Brucheintritt analog Abbildung 6 - einsetzt.

## 2.3 Simulation der Sogbeanspruchung

### 2.3.1 Analytisches Modell

Der plötzlich auslaufende Lockermassenfüllsäulenabschnitt wird im Folgenden als Kolben betrachtet, der sich in einem idealen, langgestreckten Zylinder abwärts gerichtet bewegt und dabei am Schachtkopf - bei entsprechender Wegstrecke - theoretisch ein Vakuum erzeugt. Dieser Vakuumbildung wirkt die Luftzufuhr bei Erreichen des Anschlagniveaus bzw. die Luftdurchlässigkeit der Füllsäule selbst entgegen. Letztere wird vereinfacht dadurch simuliert, dass ein kleiner Ringspalt zwischen Kolben und Zylinderwandung angenommen wird, über den Luft in den vom Kolben freigegebenen Schachtkopfraum nachströmen kann. Optional wird auch eine Öffnung am Schachtkopf berücksichtigt, über die ein direktes Nachströmen der Luft erfolgen kann. Die Abwärtsbewegung des Kolbens nimmt dabei nach den eigenen Beobachtungen in den Modellversuchen nur ein Bruchteil der Geschwindigkeit beim freien Fall an.

Dieser grundsätzlich nicht stationäre Vorgang wird durch die Einführung sehr kleiner Zeitschritte als quasi-stationärer Vorgang betrachtet, in dem die grundlegenden Bedingungen der Strömungsmechanik für ideale Gase - unter Vernachlässigung thermodynamischer Einflüsse (konstantes Temperaturniveau von 20°C angenommen) - gelten. Dies sind die Zustandsgleichung für ideale Gase (Gl. 1) sowie die Kontinuitätsbedingung (Gl. 2). Weiterhin wird die Zuströmgeschwindigkeit der Luft nach dem Ansatz von Bernoulli abgebildet (Gl. 3). In Abb. 8 ist das erläuterte Prinzip des physikalischen Modells der Berechnung dargestellt.

$$p = R \cdot T \cdot \rho \quad (\text{Gl. 1})$$

mit  $p$  = Luftdruck [Pa],  $p_0 = 1.013 \text{ hPa}$   
 $T$  = Temperatur [K] = wird näherungsweise als konstant mit 20 °C betrachtet  
 $R$  = Spezifische Gaskonstante für Luft 287 [J/(K·kg)]  
 $\rho$  = Dichte [kg / m<sup>3</sup>],  $\rho_0 = 1,204 \text{ kg/m}^3$

$$\rho \cdot v \cdot A = \text{konst.} \quad (\text{Gl. 2})$$

mit  $v$  = Strömungsgeschwindigkeit der Luft [m/s]  
 $A$  = Strömungsquerschnitt [m<sup>2</sup>]

$$v = (2 \cdot dp / p)^{0,5} \quad (\text{Gl. 3})$$

Für die Eichung der zunächst noch unbekanntenen Parameter werden die Messergebnisse der Sogentwicklung am Schachtkopf aus den Versuchen FS25 und FS27 (mittlere Berge, Wasserzutritt am Schachtkopf) sowie FS 30 (Nachgeben schachtnahe Abdämmung) zugrunde gelegt, wobei die Zeitachse um den Modellfaktor  $n$  gegenüber den Messergebnissen - entsprechend der Skalierungsgesetze - gedehnt wird. Die dabei erzielten Ergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen:

Faktor  $f$  (Reduktion gegenüber der Geschwindigkeit beim freien Fall):  $1,7 \cdot 10^{-5}$  [-]

Faktor  $R$  (Ringspaltbreite in [%] des Schachtdurchmessers): 0,005 bis 0,007

Faktor  $f_Q$  (Strömungsfläche Anschlag in [%] des Anschlagquerschnittes): 0,03

In Abb. 9 sind die damit erzielten Berechnungsergebnisse des vorgestellten Modells den Messwerten gegenübergestellt.

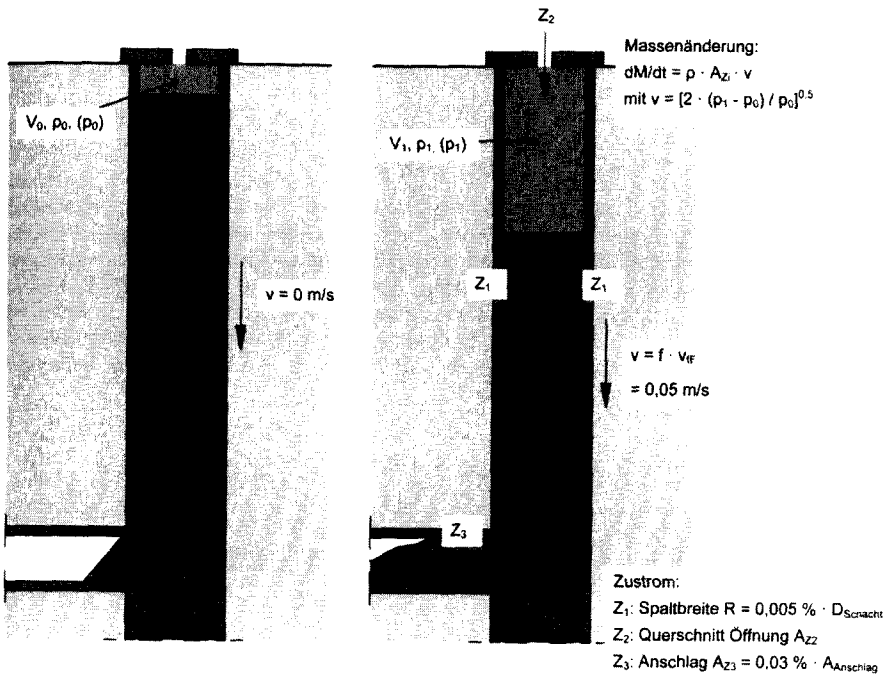


Abb.8: Physikalisches Modell zur Sog-Berechnung

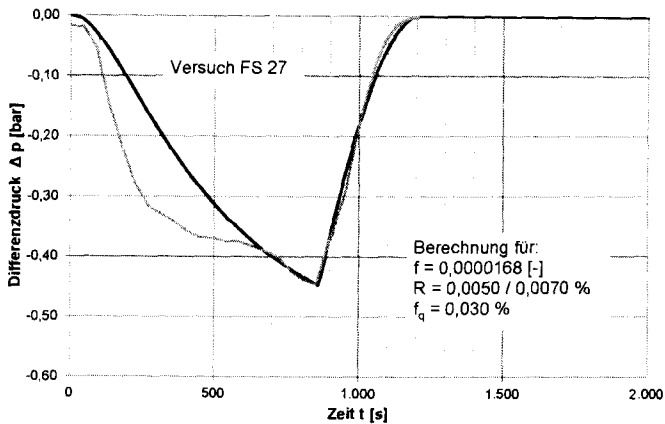


Abb.9: Vergleich zwischen Messung und Berechnung im Versuch FS27

### 2.3.2 Ableitungen

Mit diesem physikalischen Modell und den aus den Modellversuchen kalibrierten Parametern steht nunmehr ein analytisches Berechnungsmodell zur Beschreibung der Sogentwicklung beim Auslaufen einer Schachtfüllsäule zur Verfügung. Hierzu ist in Abb. 10 eine Auswertung für unterschiedliche Schachtteufen enthalten. Es zeigt sich hierbei, dass bei realen Schachtteufen bis 1.000 m die Peak-Druckwerte der Sogentwicklung am Schachtkopf Werte von geringfügig über 0,8 bar = 80 kPa annehmen können.

In den Abb. 11 ist die Wirkung einer Öffnung im Schachtdeckel auf die Sogentwicklung dargestellt. Die für die Berechnung in Abb. 11 gewählte Größe der Öffnung von 0,08 m (DN 80) entspricht dabei strömungsmechanisch der Wirkung einer handelsüblichen Endarmatur (z.B. Protego-Haube DN 200) auf den theoretischen Sogauf- und -abbau. Die Reduktion von 0,20 m auf 0,08 m erklärt sich aus den Strömungswiderständen der Endarmatur. In Abb. 11 ist erkennbar, dass - in Abhängigkeit der Schachtteufe - dadurch der maximale Sog auf einen Wert zwischen rund 3/4 (bei 1.000 m) und 1/2 (bei  $T = 100$  m) des Wertes ohne Schachtöffnung (siehe Abb. 10) reduziert wird.

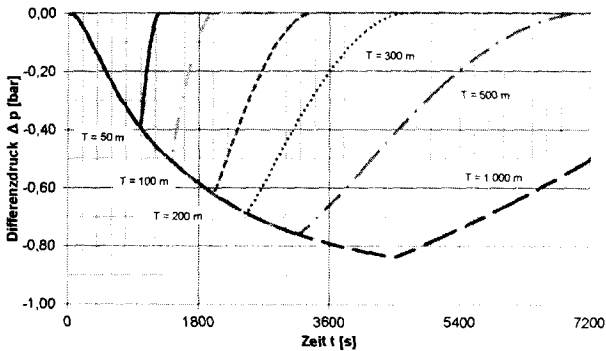


Abb.10: Auswirkung unterschiedlicher Schachtteufen auf die Sogentwicklung ( $D_0 = 530$  cm)

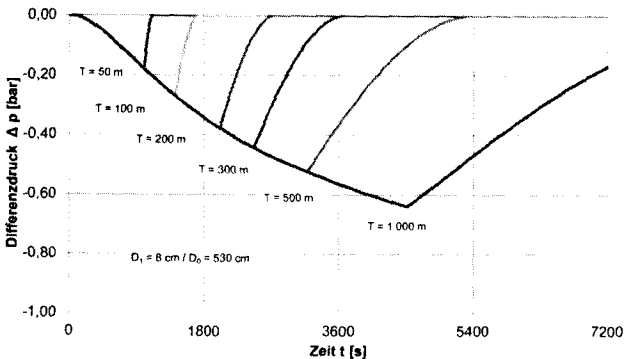


Abb.11: Auswirkung einer Öffnung mit  $d = 0,08$  m im Schachtdeckel für verschiedene Schachtteufen ( $D_0 = 530$  cm)

Die Ergebnisse beider Abb. 10 und 11 sind in Abb. 12 zusammengeführt. Hieraus ist zu entnehmen, dass die gemäß Richtlinien [3] anzusetzende max. Soglast von 80 kPa sich erst ab Schachtteufe größer 700 m entwickeln kann und bei einer ausreichend großen Nachströmöffnung am Schachtkopf überhaupt nicht erreicht wird. Eine signifikante Abminderung des maximalen Sogwertes findet bereits bei Schachtteufen kleiner als 200 m statt. In der nachfolgenden Abb. 13 sind die Ergebnisse der Sogbildung in Abhängigkeit des Schachtdurchmessers dargestellt. Hier ist für zwei Schachtteufen (300 m und 1.000 m) noch einmal die sogmindernde Wirkung einer Öffnung im Schachtkopf (Protego-Haube) erkennbar. Insbesondere bei kleinen Durchmessern führt diese Öffnung auf eine nachhaltige Reduktion der möglichen Sogausbildung.

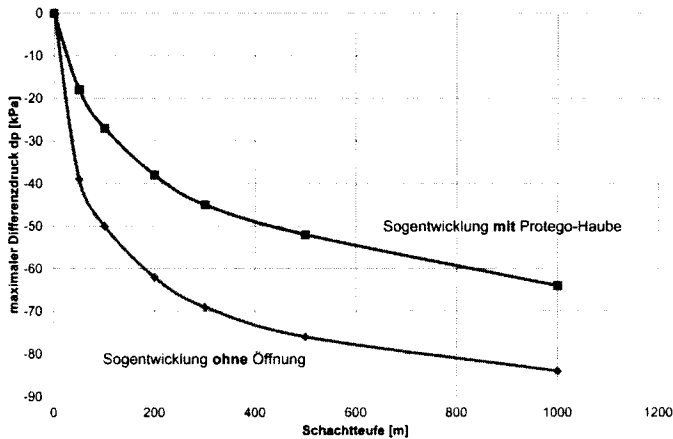


Abb.12: Abhängigkeit der Sogentwicklung von der Schachtteufe (mit und ohne Protego-Haube,  $D_0 = 5,3$  m)

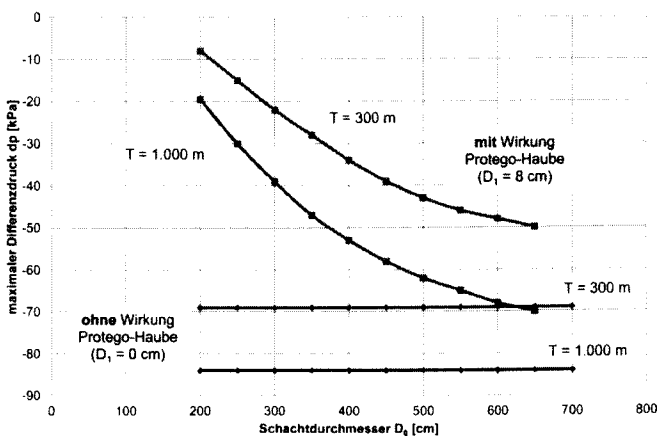


Abb.13: Abhängigkeit der Sogentwicklung vom Schachtdurchmesser (mit und ohne Protego-Haube) für  $T = 300$  m und  $T = 1.000$  m Schachtteufe

Die Sogentwicklung am Schachtkopf bei Auslaufen einer Lockermassenfüllsäule infolge Wasserzutritts am Schachtkopf kann mit Hilfe des vorgestellten Berechnungsalgorithmus zutreffend formuliert werden, wobei die Erkenntnisse zur Dynamik des Auslaufens aus den Modellversuchen mit berücksichtigt wurden.

Die Betrachtungen mit Ansatz der das Auslaufen kennzeichnenden Parameter (Ablaufgeschwindigkeit, Luftdurchlässigkeit der Füllsäule und der Anschläge) führt auf eine teufenabhängige Auswertung, die für Schachtteufen über 700 m die Gültigkeit des Ansatzes der einschlägigen Richtlinien (Sogansatz mit 80 kPa) bestätigt. Für geringere Schachtteufen ist der Ansatz mit 80 kPa tendenziell zu hoch, wobei für Schachtteufen unter 200 m die Peak-Sogwerte mit etwa 60 kPa anzunehmen wären.

Nur in seltenen Fällen weisen alte Schächte einen hermetisch abgeschlossenen und druckdichten Schachtkopfbereich auf. Somit kann hier auch immer Luft zum Druckausgleich nachströmen. Viele Schächte besitzen eine Protego-Haube, die bereits zu einer weiteren Reduktion des Bemessungswertes um bis zu 20 kPa führt.

Weiterhin ist zu beachten, dass die Soglast mit ihrem zuvor benannten Peak-Werten nur für eine sehr kurze Zeitspanne von wenigen Minuten einwirkt und damit tatsächlich den Charakter einer außergewöhnlichen Lasteinwirkung annimmt. Für eine solche Lasteinwirkung, die zudem nur sehr selten eintritt (siehe Kapitel 3), ist die Reduktion des Sicherheitsniveaus bei der ingenieurmäßigen Bemessung des Sicherungselementes (Abdeckplatten oder Schachtpfropfen) möglich.

In der Bemessungspraxis wird üblicherweise die Soglast von 80 kPa als zusätzliche Einwirkung - vergleichbar einer Verkehrslast - voll bemessungswirksam angesetzt. Gemäß dem Vorgehen bei der Bemessung über Globalsicherheiten wird im Massivbau (Stahlbetonbau) dabei eine Sicherheit zwischen 1,75 [-] und 2,1 [-] vorausgesetzt. Beim Vorgehen nach dem neuen Konzept nach Teilsicherheiten ergeben sich im Ergebnis ähnliche Sicherheiten. Auf eine exakte sicherheitstheoretische Analyse dieser Situation anhand von Überschreitungswahrscheinlichkeiten wird an dieser Stelle verzichtet, da dies den Rahmen der vorliegenden Fragestellung verlassen würde. Es kann aber festgehalten werden, dass eine signifikante Reduktion der Bemessungslast für den Sog von derzeit  $s = 80$  kPa möglich ist, ohne dass das gesamte Sicherheitsniveau einer ingenieurmäßigen Bemessung das gültige Sicherheitskonzept verlässt.

### 3 Bewertung vorliegender Beobachtungsdaten

Aus den zur Verfügung stehenden Beobachtungsdaten der RAG Aktiengesellschaft wurden insgesamt 398 Schächte für eine weitergehende statistische Analyse ausgewählt, da diese die Anforderungen an eine Mindestgröße ( $> 5\text{m}^2$  Querschnitt) sowie Mindestdiefe ( $> 30$  m bzw. 50 m) erfüllen und für die eine Mindestanzahl an verlässlichen Beobachtungen zur Lage der Füllsäulenoberkante vorliegt.

Die vorliegenden Beobachtungsdaten der Füllsäulenbewegungen überstreichen den Zeitraum von 1931 bis 2009 entsprechend 78 Jahre für die Schächte an der Saar bzw. von 1960 bis 2008 (48 Jahre) für die Ruhr-Schächte. Die Anzahl der dabei in einem Kalenderjahr beobachteten unterschiedlichen Schächte variiert sehr stark, wie die Darstellung in Abb. 14 veranschaulicht. Hier ist erkennbar, dass an der Ruhr bis zu 215 Schächte und an der Saar bis zu 150 Schächte im Jahr beobachtet wurden.

Für den Zeitraum zwischen 1977 und 2008 liegen für die Bereiche Saar und Ruhr zusammen auswertbare Daten vor, die einer durchgehenden jährlichen Beobachtung von 299

Schächten und damit einem Anteil von rund 75 % der insgesamt vorliegenden und auswertbaren Schächten (398 Stück) entsprechen.

Die beobachteten, kumulierten Füllstandsveränderungen der Schachtfüllsäulen werden nachfolgend als Senkung bezeichnet. Die bezogene Senkung  $s'$  wird dabei aus dem Divisor der gemessenen kumulierten Gesamtsenkung  $s_{\text{kum}}$  und der Schachteufe  $T$  bestimmt.

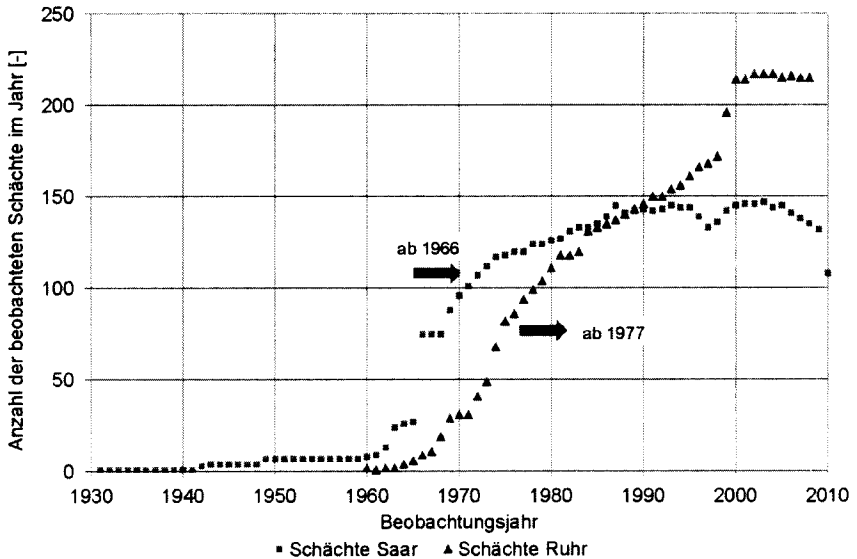
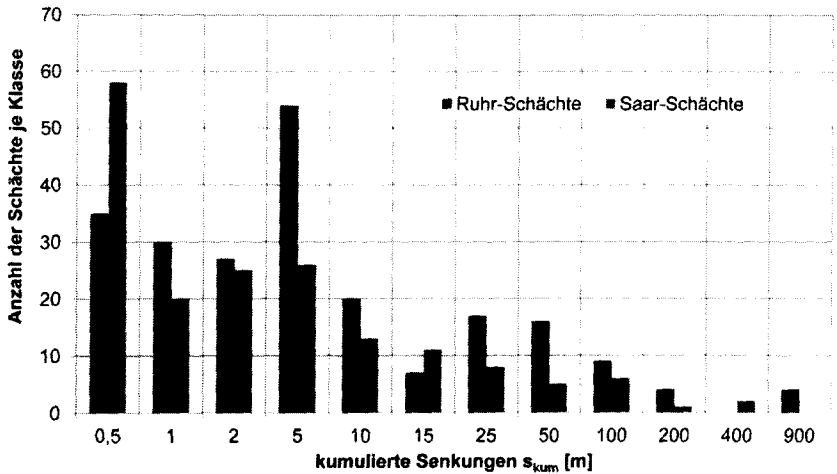


Abb.14: Beobachtungen der Schachtfüllsäulen an Ruhr und Saar

Die an den 398 Schächten beobachteten kumulierten Senkungsbeträge  $s_{\text{kum}}$  [m] an Saar und Ruhr sind für eine gewählte Klasseneinteilung mit Klassengrenzen in etwa logarithmischer Einteilung in Abb. 15 dargestellt. Tabelle 1 zeigt eine sinngemäße tabellarische Darstellung.

Ein vollständiges Auslaufen der Füllsäule fand somit nur in Einzelfällen statt. Der Anteil der beobachteten Fälle mit einem vollständigen bzw. nahezu vollständigen Auslaufen der Füllsäule (6 Stück) liegt damit bei unter 2 % der insgesamt beobachteten Schächte (398 Stück).

Im Zeitraum zwischen 1966 und 2008 (43 Kalenderjahre) kam es bei durchschnittlich 258 beobachteten Schächten (11.101 Schachtbeobachtungsjahre / 43 Kalenderjahre) in insgesamt 6 Jahren zu einem Ereignis, das mit dem vollständigen Auslaufen einer Lockermassenfüllsäule gleichzusetzen ist. Dies entspricht einer mittleren Häufigkeit von 6 Ereignissen / 43 Jahren = 0,12 Ereignissen pro Kalenderjahr. Bezogen auf die im Mittel 258 beobachteten Schächte sind dies rund 0,05 %.

Abb.15: Beobachtete kumulierte Senkungen  $s_{kum}$  [m]Tab.1: Kennzahlen aus den vorliegenden Schachtbeobachtungen:  
Senkungsbetrag  $s_{kum}$  [m]

Bewertung der Sackung	$s_{kum}$ [m]	Anzahl ( $\Sigma$ 398 Stück)	Anteil [%] (Ruhr + Saar)	
			einzeln	kumuliert
keine bzw. geringe Senkung	bis 1 m	143	36	36
moderate Senkung	bis 5 m	132	33	69
hohe Senkung	bis 50 m	97	25	94
Auslaufen der Füllsäule	über 50 m	26	6	100

Um die Auswirkungen einer auslaufenden Füllsäule in der folgenden statistischen Analyse deutlicher darzustellen, wird ein außergewöhnliches Senkungsereignis dadurch definiert, dass eine Füllsäulenbewegung von mehr als 5 m im Schacht (Nennquerschnitt) eingetreten sein muss. Die Auffälligkeitsschwelle für ein "Ereignis" wird wie definiert:

Füllsäulenbewegungen  $\geq 5,0$  m Schachthöhe (kumuliert)

Diese Ereignisdefinition führt bei den vorhandenen Schächten dazu, dass bei mehr als 69 % aller Schächte kein Ereignis aufgetreten ist, da bei dieser Anzahl die kumulierte Senkung unterhalb von 5 m liegt. Hingegen zeigen 100 der 398 beobachteten Schächte mindestens ein Mal in ihrer Standzeit ein Absenken der Füllsäule  $> 5$  m zwischen zwei folgenden Beobachtungen, das somit als Ereignis betrachtet wird. Die Kenndaten zu den beobachteten Ereignissen sind in folgender Tabelle 2 zusammengetragen.



Tab.2: Kenndaten der beobachteten Ereignisse "Senkung um mindestens 5 m"

Aspekt	Ruhr	Saar
Beobachtungszeitraum	1977 bis 2008	1966 bis 2009
Beobachtungsdauer [a]	32	44
Schachtbeobachtungen gesamt	5.143	5.634
Anzahl der durchschnittlich beobachteten Schächte	161	128
Anzahl von Ereignissen im Beobachtungszeitraum	48	63
Häufigkeit der Ereignisse [1/a]	1,50	1,43
Häufigkeit in Bezug zu Schachtbeobachtungen [%]	0,9	1,1
maximale Anzahl von Ereignissen im Kalenderjahr	4 (1987, 1988, 1990)	6 (1966)
Anzahl von Jahren ohne Ereignisse	8 (= 25 %)	12 (= 27 %)

Es wird anhand der zuvor dargestellten Ergebnisse vermutet, dass diese sehr selten und voneinander unabhängig eintreten. Damit können Eintrittshäufigkeit und zeitliche Verteilung mathematisch über die sogenannte *Poisson*-Verteilung beschrieben werden. Hierzu zeigt Abb. 16 eine Gegenüberstellung zwischen der theoretischen Verteilung und den vorliegenden Beobachtungen.

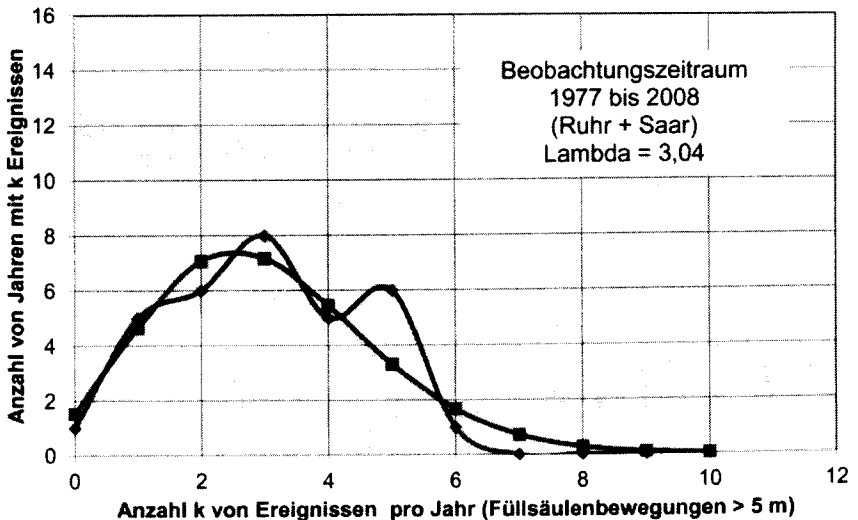


Abb.16: Theoretische (rot) und beobachtete (blau) Ereignishäufigkeiten

Die reproduktive *Poisson*-Verteilung lässt sich über einen einzigen Parameter  $\lambda$  vollständig beschreiben, der der Ereignishäufigkeit entspricht. Die parallel zur Datenanalyse durchgeführten statistischen Anpassungstests belegen, dass die beobachteten Ereignisse mit sehr hoher Zuverlässigkeit "*Poisson*-verteilt" sind. Die Hypothese "Daten sind *Poisson*-verteilt" wird mit einem 5%-Quantil der quadrierten Abweichungen zwischen Beobachtungsdaten und theoretischen Daten der *Poisson*-Verteilung eindeutig angenommen. Diese Hypothese wird hingegen nicht mehr angenommen, wenn die inhomogenen Beobachtungsdaten aus dem Zeitraum vor 1966 (Saar) bzw. vor 1977 (Ruhr) zugrunde gelegt werden. Dies lässt sich damit begründen, dass einzelne Ereignisse aufgrund des geringen Umfangs der Beobachtungen überbewertet werden. Zudem ist zu berücksichtigen, dass insbesondere in den 1960er und frühen 1970er viele Schächte gerade erstverfüllt wurden und damit viele Füllsäulenbewegungen noch mit den direkten Auswirkungen dieser Verfüllung überlagern.

Größere Absackungen von Lockermassenfüllsäulen (Senkungsbeträge  $> 5$  m) werden somit in den nächsten Jahren an Saar und Ruhr zusammen mit einer 80%igen Wahrscheinlichkeit und auf Grundlage der bisherigen Beobachtungen etwa 3-mal im Jahr mit Bezug zur beobachteten Schachanzahl (insgesamt 398 Stück, im Mittel 299 Stück) stattfinden. Die mittlere Ereignishäufigkeit liegt somit bei  $3,0 / 299 = 1,0$  %. Im Vergleich dazu sind mehr als 8 Ereignisse pro Kalenderjahr sind mit einer Eintrittswahrscheinlichkeit  $< 1$  % sehr unwahrscheinlich.

Die Zeitspanne zwischen dem Zeitpunkt der Verfüllung der Lockermassen und dem ersten Auftreten einer größeren Senkung (Ereignis: "Senkung um mindestens 5 m") ist in Abbildung 17 für äquidistante Zeitscheiben von 10 Jahren angegeben. Hier sind sämtliche zur Verfügung stehenden Beobachtungen (145 Ereignisse im Zeitraum 1930 bis 2010) bewertet worden. Es zeigt sich, dass die größte Anzahl von Ereignissen in den ersten 10 Jahren nach der Verfüllung mit rund der Hälfte aller Ereignisse (45 %) auftritt. Innerhalb der ersten zehn Jahre konzentrieren sich die Ereignisse dabei zu rund 2/3 auf die ersten beiden Jahre nach der Verfüllung. Dies deutet an, dass die in diesem Zeitraum beobachteten Nachsenkungen noch mehr oder weniger direkt mit dem Verfüllvorgang in Verbindung zu bringen sind. Für eine belastbare statistische Bewertung liegen hier jedoch zu wenig Beobachtungsdaten vor.

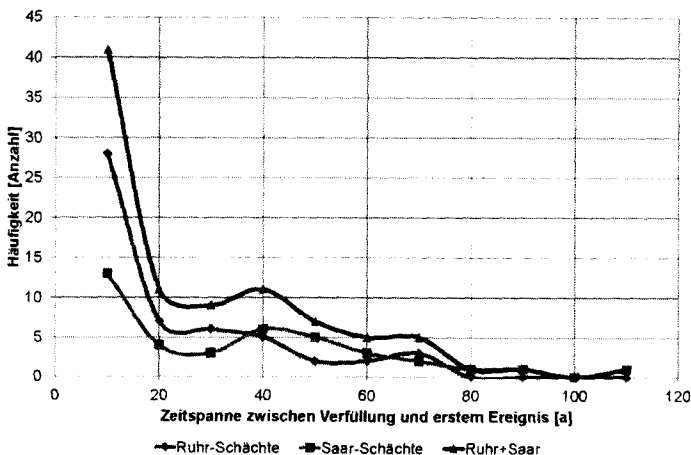


Abb. 17: Zeitspannen bis zum Eintreten des ersten Ereignisses nach der Verfüllung

## 4 Auswirkungen

Bei der Übertragung der Ergebnisse der durchgeführten Zentrifugen-Modellversuche sowie der Erkenntnisse aus den Füllsäulenbeobachtungen auf die Praxis lassen sich folgende Kernpunkte festhalten:

- Ein vollständiges Auslaufen einer Lockermassenfüllsäule tritt im Regelfall nur in Verbindung mit Wasserzutritt von oben in die Schachtfüllsäule auf. Dieses Szenario kann somit nur bei konzentriertem Zutritt von Niederschlagswasser oder durch Grundwasser, das z.B. über Risse im Schachtausbau in die Lockermassenfüllsäule gelangt, ablaufen. Hervorgerufen wird das Auslaufen durch Erosionsvorgänge im Böschungsanschlag, die durch das zusickernde Wasser initiiert werden.
- Ist der oberste Anschlag bereits abgeseifen, reicht der hydrostatische Gegendruck im Regelfall aus, um ein Auslaufen der Füllsäule bei Wasserzutritt am Schachtkopf sicher zu vermeiden. Hierbei besteht eine Analogie zu Unterwasserböschungen.
- Bei einem Grubenwasseranstieg bleibt die Stabilität der Anschlagböschungen erhalten und ein plötzliches Auslaufen der Füllsäule kann nicht mehr stattfinden. Mit der sukzessiven Wassersättigung kommt es zu Sackungserscheinungen, die zu einer Verdichtung der Füllsäule und damit zu einem Volumendefizit am Schachtkopf führen. In keinen Fällen hat sich hierbei in den Modellversuchen ein Auslaufen der Füllsäule entwickelt.
- In Einzelfällen (z.B. inhomogen gefüllte Schachtsäule mit vorhandenen Verfüllhöhlräumen sowie porenreiche wassergesättigte Füllung mit wasserdruckhaltenden Abdämmungen) können sich auch hiervon abweichende Verhaltensweisen zeigen. In der Praxis sind solche Szenarien jedoch sehr selten und den besonderen Verhältnissen bei der Schachtverfüllung geschuldet.
- Ein pauschaler Sogansatz von  $s = 80 \text{ kPa}$  erscheint in Anbetracht der vorhandenen Randbedingungen - insbesondere bei vorhandenen Öffnungen am Schachtkopf sowie bei Auslauflängen  $< 700 \text{ m}$  - deutlich zu hoch. Gleichfalls ist es möglich, die maximal einwirkende Soglast in Abhängigkeit des Schachtdurchmessers und der maximalen Auslauflänge (Abstand Tagesoberfläche bis zum oberstem Anschlagniveau) im Einzelfall rechnerisch zu ermitteln. In der Bemessungspraxis erscheinen zudem die berechnungsimmanenten Sicherheiten von Abdeckkonstruktionen vor dem Hintergrund des geringen Eintrittsrisikos zu hoch gegriffen. Vor diesem Hintergrund wird vorgeschlagen, den Bemessungswert pauschal auf  $50 \text{ kPa}$  bis  $60 \text{ kPa}$  zu reduzieren und im Einzelfall - auf Nachweis - noch niedrigere Soglasten zuzulassen.
- Das Absenken von Lockermassenfüllsäulen alter Bergbauschächte um mehr als  $5 \text{ m}$  ist als ein seltenes und eher zufälliges Ereignis mit einer geringen Eintrittswahrscheinlichkeit zu kennzeichnen. Die an Saar und Ruhr in den letzten 32 Jahren beobachteten Ereignisse lassen sich mit hoher Genauigkeit über eine *Poisson*-Verteilung mit einem Häufigkeitswert  $\lambda$  von  $3,0$  (Ereignisse pro Jahr) bei im Mittel 299 regelmäßig beobachteten Schächten beschreiben. Dies entspricht einem Anteil von  $3,0 / 299 = 1,0 \%$  der bewerteten Schächte mit einer Mindestteufe von  $30 \text{ m}$  (Saar) bzw.  $50 \text{ m}$  (Ruhr) und einem Mindestquerschnitt von  $5 \text{ m}^2$ .
- Im Vergleich dazu konnte die Häufigkeit des vollständigen Auslaufens einer Lockermassenfüllsäule aufgrund der geringen Anzahl der Ereignisse im Beobachtungszeitraum nur grob abgeschätzt werden. Ein solches Ereignis tritt mit einer jährlichen Häufigkeit von  $0,05 \%$  der beobachteten Schächte ein und ist damit rund 20-fach seltener als eine größere Absackung der Füllsäule.

- Weiterhin konnte gezeigt werden, dass das Eintreten von größeren Füllsäulenbewegungen sich zu einem Großteil (ca. 45 % aller Ereignisse) auf einen Zeitraum von 10 Jahren nach dem Einbringen der Verfüllung konzentriert. Somit ist zukünftig tendenziell zu erwarten, dass die für den Zeitraum 1977 bis 2008 ermittelten Häufigkeiten sich in Zukunft reduzieren werden, da die Lockermassenverfüllung von Schächten bis etwa Mitte der 1980er Jahre praktiziert wurde und die analysierten Daten somit auch Ereignisse enthalten, die ursächlich auf die Verfüllung selbst zurück zu führen sind.
- Im Risikomanagementsystem der RAG für Tagesöffnungen werden die vorgestellten Ergebnisse nunmehr dahingehend berücksichtigt, dass in den kommenden Jahren eine Mindestanzahl von rund 35 Schächten an Ruhr und Saar jährlich gesichert werden. Dieses Maß übertrifft die nach dem vorgestellten Schema statistisch erwartete Anzahl von größeren Lockermassenbewegungen um das 4- bis 5-fache. Hiermit wird berücksichtigt, dass im Bestand der RAG Aktiengesellschaft insgesamt wesentlich mehr Schächte enthalten sind und diese zum Großteil die hier verwendeten Kriterien (Mindestquerschnitt und Mindesttiefe) unterschreiten. Für die zahlreichen kleineren Tagesöffnungen werden zudem standortabhängige Sicherungslösungen ausgeführt.

## 5 Quellenangaben

- [1] Fischer, P., Scherbeck, R. und T. Schanz (2010): Modellversuche zum Systemverhalten von Lockermassenfüllsäulen alter Tiefbauschächte - erste Ergebnisse und Tendenzen. 10. Altbergbaukolloquium 2010, TU Bergakademie Freiberg. VGE Verlag GmbH, Essen. S. 162 bis 176.
- [2] TABERG Ingenieure GmbH (2011): Neubewertung der Lagestabilität von Lockermassenfüllsäulen alter Tiefbauschächte. Schlussbericht für die RAG Aktiengesellschaft aus Dezember 2011 (unveröffentlicht).
- [3] Bezirksregierung Arnsberg, Abt. Bergbau u. Energie in NRW (2007): Leitfaden für das Verwalten von Tagesschächten vom 05.12.2007. (Sammelblatt A2.26, 18.13.1-8-35).