

8 Durch Grubenwasseranstieg entstehendes Schadenspotenzial in Form von Erschütterungen, Hebungen und Senkungen

8.1 Einleitende Vorbemerkungen

Beobachtungen in Bergbaugebieten außerhalb des Saarkarbons, in denen nach dem Abbaueinde ein Grubenwasseranstieg bereits begonnen hat oder schon abgeschlossen wurde, zeigen, dass es als Folge des Anstiegs des Wasserspiegels in den alten Abbauhohlräumen stets auch zu an der Geländeoberfläche feststellbaren Höhenveränderungen kommt, die mit nachteiligen Folgen einhergehen können. Die Ausprägungen dieser Folgen können sich entweder nur graduell oder aber um Größenordnungen unterscheiden und müssen deshalb für jedes Abbaurevier einzeln abgeschätzt werden. So kann die Spanne hinsichtlich ihrer Intensität den Bereich von „kaum wahrnehmbar“ bis zum gefühlten oder objektiv messbaren Begriff „stark“ abdecken und bezüglich der Häufigkeit und Zeitdauer ihres Auftretens von singulär bis vielfach oder von kurzzeitig bis langjährig beschrieben werden.

Neben den in diesem Gutachten bereits in anderen Kapiteln eingehend behandelten Themenkomplexen und Schadenspotenzialen konzentrieren sich vorsorgliche Bedenken und absichernder fachlicher Restklärungsbedarf der Genehmigungsbehörden und Befürchtungen der Öffentlichkeit vor allem auf die Punkte Erschütterungen und Hebungen (sofern relevant auch auf Senkungen). Beide Phänomene werden aufgrund der historischen Ereignisse zu Zeiten des aktiven Kohleabbaus im Saarland in Teilen der Öffentlichkeit zumindest bei einer allerersten Einschätzung als möglicherweise großflächig und heftig angesehen, so dass die Resultate der fachwissenschaftlichen Betrachtung eine besondere Relevanz haben.

Wenngleich eine derartige Betrachtung nicht der eigentliche Inhalt und Kernpunkt der in diesem Gutachten zu bearbeitenden Aufgabenstellung ist, erscheint es dem Unterzeichner angebracht, eine Einschätzung auch unter dem besonderen Blickwinkel der Grund- bzw. Grubenwassersituation vorzunehmen. Diese Einschätzung ist kein Ersatz für speziell zu dieser Thematik abgefasste Betrachtungen/Gutachten von anderer Stelle, kann aber als ergänzender Baustein im Rahmen einer Gesamtbewertung seitens der verantwortlichen Bergbehörden bzw. Ministerien angesehen werden.

Sehr wohl ist im vorliegenden Gutachten hingegen die Einschätzung einer vorstellbaren Gefährdung der wohl wichtigsten Bestandteile der Wasserversorgung durch Grubenwasseranstiegsbedingte Erschütterungen beinhaltet, und zwar der im Saarland meist mehrere Zehner, in einigen Fällen auch mehrere hundert Meter tief hergestellten Bohrbrunnen. Sind diese möglicherweise einsturzgefährdet und wäre folglich der Anstieg des Grubenwasserspiegels letztendlich ein nicht akzeptables Risiko für die Trinkwasserversorgung im Saarland? Hierzu ist in diesem Kapitel ein gesonderter Gliederungs-Unterpunkt aufgenommen, der sich diesem für die Trinkwassergewinnung wichtigen Punkt ausführlich widmet.

8.2. Einige ausgewählte theoretische Grundlagen

8.2.1 Spannungszustand und Spannungsgleichgewicht im saarländischen Steinkohlengebirge

Im saarländischen Kohlenrevier hat sich infolge der früheren Ablagerung von mehreren tausend Metern Gestein während der Karbonzeit (mittlere Karbonmächtigkeit hier über 4.000 m) und den schon damals beginnenden und bis in die Buntsandsteinzeit anhaltenden Gebirgsbildungsprozessen ein Spannungszustand aufgebaut. Die Bildung des früher wahrscheinlich über 2.000 m hohen Saarbrücker Kohlensattels war unter anderem auf enorme tektonische Schubspannungen von den Rändern des früheren intramontanen Beckens zurückzuführen. Ein Teil dieser annähernden Horizontalspannungen ist quasi im Gebirge „eingefroren“, d. h. besteht noch immer. Zudem wirkt natürlich der vertikale Druck in Form der Überlagerungsspannung. Nach menschlichen Zeitbegriffen hat sich vor Beginn des Bergbaus ein Gleichgewichtszustand eingestellt, nach geologischen Zeitbegriffen jedoch nicht. In diesem quasi-stationären Spannungszustand hat der Steinkohlenbergbau eine Störung verursacht und neben diesen geogenen Spannungen zusätzliche Spannungen erzeugt, so dass es im Untergrund zu einer Überlagerung beider kommt.

8.2.2 Zusammenhang zwischen Spannungen und Senkungen

Die Wirkung der Spannungen hält an, bis es durch Bewegungen (Senkungen, Hebungen, Verschiebungen) zu einem annähernden neuen Spannungsgleichgewicht kommt. Die dafür erforderliche Zeit hängt von vielen Faktoren ab und ist in einem gewissen Maß lagerstättentypisch. Sie ist größtenteils proportional dem zeitlichen Verlauf von Senkungen und übriger Bewegungskomponenten und soll anhand einiger orientierender Zahlen aus dem Ruhrgebiet grob eingegrenzt werden:

Tabelle 8.1: Häufige zeitbezogene Senkungen nach Ende des untertägigen Kohlenabbaus im Ruhrgebiet (Quelle: Grundbau-Taschenbuch, Teil 3, 2010 [118])

	Jahr nach Abbauende				
	1	2	3	4	5
Prozentualer Anteil der Senkung im Jahr an der Gesamtsenkung	75	15	5	3	2

Anzumerken ist, dass es sich um Anteile an der gemessenen Gesamtsenkung handelt, wobei auch das Erreichen der 100 %-Marke meist nicht identisch ist mit der Höhe des untertägigen Abbauhohlraumes. Die Gesamtsenkungen beim Abbau ohne Versatz (Bruchbau bzw. „Bruchversatz“) erreichen nämlich in der Regel nur etwa 90 % der Abbauhöhen. Die Senkungen und Gebirgsbewegungen während der Zeit des aktiven Abbaus bzw. die wahrscheinlich zu erwartenden Hebungen und Bewegungen in der Zeit des Wasseranstieges in den Gruben waren oder werden verantwortlich sein für Erschütterungen im Gebirge.

Das die Senkungen mitverursachende Hereinbrechen des hangenden Gesteins läuft bei kleinen Hohlräumen zeitlich und räumlich anders ab als bei großen. Kleine Hohlräume oder Linienbauwerke (z. B. Strecken) können lange standfest bleiben und stabilisieren sich aus weiter unten erläuterten Gründen für lange Zeiträume teilweise selbst. Ferner existieren in standfestem Gebir-

ge langfristig Hohlräume ohne Ausbau und unabhängig von ihrer Querschnittsform, etwa Gänge in metamorphem oder vulkanischem Gestein, nicht aber solche im saarländischen Karbongestein.

Bei großflächigen Abbauhohlräumen, wie sie beim Strebabbau entstehen, findet unmittelbar und sofort hinter der Strebfront der Nachfall aus dem Hangenden statt, das Einbrechen beginnt und reicht binnen Tagen bis zu einem Mehrfachen der vertikalen Höhe in das Gebirge. Da das durch Nachfall und Brechen des Gesteins gebildete Haufwerk und gerissene Blöcke im Gebirge einhergehend mit einer merklichen Volumenvergrößerung (temporär um etwa die Hälfte des ursprünglichen Volumens) infolge von Verkantungen und innerer Reibung noch Teilkräfte aufnehmen kann, reagiert eine ebenfalls bruchbehaftete aber noch weiter in das Hangende reichende Zone zeitlich etwas verzögert. KEMSKI und KLINGEL, 1998 [10] geben für die schnell reagierende, unmittelbare Nachfallzone das 2- bis 8-fache der Abbaumächtigkeit an, für die langsamer reagierende, dahinter befindliche Zone das 28- bis 40-fache. Die darüber liegenden Schichten können entweder nochmals zeitverzögert mit Sprödrüchen reagieren oder aber, - dies wird in der Literatur aber nicht durchweg so gesehen -, sie zeigen großteils gar kein Bruchverhalten mehr, sondern lediglich noch ein elastisches Verhalten, d. h. eine bruchlose Verformung in Form einer Durchbiegung. Unter Annahme der obigen Zonenmächtigkeiten wäre dies für den tiefen Abbau im Saarkarbon im Verhältnis zu den übrigen Zonen die mit Abstand größere Mächtigkeit des Sedimentpaketes.

In den von dieser Vorstellung in der Literatur abweichenden Einschätzungen wird darauf hingewiesen, dass die am Rand des Senkungstrog oberhalb eines Abbaus verlaufende Zerrungszone nachweislich auch Bruchverformungen aufzeigen kann und sich diese Zone im übrigen im Zuge des Abbaus erst allmählich radial zu ihrer letztendlichen Größe hin entwickelt hat, so dass auch im von ihr durchlaufenen Bereich solche Bruchverformungen trotz dort noch geringeren Senkungsbeträgen zumindest auftreten können und den Begriff „Bruchglocke“ mitbegründeten.

8.2.3 Theorien der bergmännischen Gebirgsmechanik zur Ursache von Senkungen

Um die Situation von Gebirgsspannungen und Setzungen oberhalb von kleinen Hohlräumen und großflächigen Abbauen weiter zu verdeutlichen, soll kurz auf wichtigste frühere und aktuelle Theorien der bergmännischen Gebirgsmechanik eingegangen werden. Sie sind in vielen Publikationen in fachlicher Tiefe beschrieben, es gibt aber auch etliche zusammenfassende Darstellungen:

Bereits Ende des vorvergangenen Jahrhunderts (1882) beschreibt der Österreicher RZIHA die Vorgänge im Hangenden von Hohlräumen und erkennt, dass es so lange zum Nachbrechen von Gestein kommt, bis sich von selbst ein stabiles Gewölbe gebildet hat und das Nachbrechen zum Stillstand kommt. Auf ihn ist streng genommen der Begriff Gewölbetheorie zurückzuführen, auch wenn er sehr viel später von SPACKELER neu formuliert, inhaltlich erweitert und ergänzend skaliert und der Begriff Gewölbetheorie stets mit dessen Namen verbunden wird. Zwei Jahre später wurden im Jahr 1884 von dem Tschechen JICINSKY (zitiert in: BUCHHEIM, SONNEMANN, 2013 [119]) nach Messungen und Beobachtungen erkannte Zusammenhänge zwischen Größe der Abbaufäche, Größe der Senkungsfläche, Teufe und Senkungsbetrag veröffentlicht. Erstmals wurden im Jahr 1909 Zerrung und Pressung als Beanspruchungsarten des Deckgebirges über großflächigen Abbauen im westfälischen Steinkohlenbergbau von KORTEN erkannt.

Mit der Übertragung von Wissen aus der Baumechanik (Stützlinien, Stützkräfte) auf die Gebirgsmechanik begründete ECKARDT 1913 die bekannte und später von KEGEL weiter entwickelte Plattentheorie. Derzeit wichtigste Grundlage für das Verständnis der Geschehnisse über Abbauhohlräumen bis zur Tagesoberfläche ist die 1918 von LEHMANN publizierte Trogtheorie, die sich fast überall, auch im Saarkarbon, als zutreffend erwies und mit der Analysen von Bergschadensfällen und Prognosen zukünftiger Senkungen und Gebirgsbewegungen bei vorrückendem Abbau möglich wurden. Weitere Fortschritte im Bereich der bergmännischen Gebirgsmechanik beziehen sich (von auf individuelle Lagerstätten sich beziehende Spezialtheorien einmal abgesehen) nicht mehr auf die Entwicklung weiterer Theorien, sondern maßgeblich auf die Erhöhung der Aussagegenauigkeit und Detaillierung unter Anwendung neuer Rechen-, EDV- und Messverfahren.

Die LEHMANN'sche Trogtheorie besagt, dass sich die Absenkung über einem Abbau nicht nur senkrecht zum Hangenden hin entwickelt, sondern auch seitlich davon. An der Geländeoberfläche entsteht ein Senkungstrog mit immer flacher werdenden Rändern und einer räumlichen Begrenzung. Seitliche Bewegungen innerhalb des Senkungstrog sind in Richtung Trogmitte gerichtet. Eine seitliche Bewegung ohne gleichzeitige Senkung in der Mulde ist nicht möglich.

Als Beispiel für eine in bestimmten Einzelfällen auch untertage noch angewendete Theorie sei das Verfahren nach TERZAGHI genannt, bei dem es im erweiterten Sinn um das Verhalten einer Schüttmasse zwischen zwei parallelen rauen Wänden (Block- oder Schollengrenzen, Verwerfungen, Grenze Schüttmaterial - Gebirge usw.) geht und eine Relativverschiebung zwischen Schüttmasse und Wand möglich ist. TERZAGHI (1943, [120]) stützt sich mit seinem analytischen Abschätzungsverfahren auf die Silodrucktheorie von JANSSEN. Nachfolgende Abbildungen sollen die in den vorangegangenen Absätzen beschriebenen Theorien verdeutlichen.

Zum besseren Verständnis der nachfolgenden Erläuterungen seien zuvor folgende Begriffe (in Anlehnung an SCHMIDT, H., 2006 [121]) unter Bezug auf die lotrechte Verformungskomponente des Untergrundes differenziert:

- Unter **Hebung** wird die meist infolge von Spannungsverminderung im Untergrund oder Aufquellen von Gestein, Mineralien oder Boden eintretende lotrechte Verschiebung entgegen der Richtung der Schwerkraft verstanden.
- **Senkung** ist die Vertikalverschiebung in Richtung der Schwerkraft als Folge von Materialentzug und dann entstehender Hohlräume, etwa durch Abbau oder natürliche Auslaugungen.
- **Setzung** ist der lotrechte Anteil einer Verformung von Boden/Untergrund als Folge aufgebrachtener Auflasten oder nach Erschütterungen, die zur Verdichtung des Korngerüsts führen.
- Von meistens bei rolligen Böden oder Gesteins-Schüttmassen auftretenden **Sackungen** spricht man, wenn deren Oberflächen in Teilbereichen mit instabiler Struktur hinsichtlich Änderungen des Spannungszustandes oder der Wassersättigung Zusammenbrüche des Korngerüsts zeigen. Wenn sie vorkommen, sind sie meist an starke Durchnässungen gebunden, bei denen es zu lastunabhängigen Umlagerungen im Korngerüst kommt.
- Vor allem bei Tonen kann es neben dem Quellen und damit verbundenen Hebungerscheinungen zum **Schrumpfen** kommen, das eintritt, wenn bei Wasserverlust Volumenabnahmen resultieren, und zwar weitgehend unabhängig von der herrschenden Auflast.

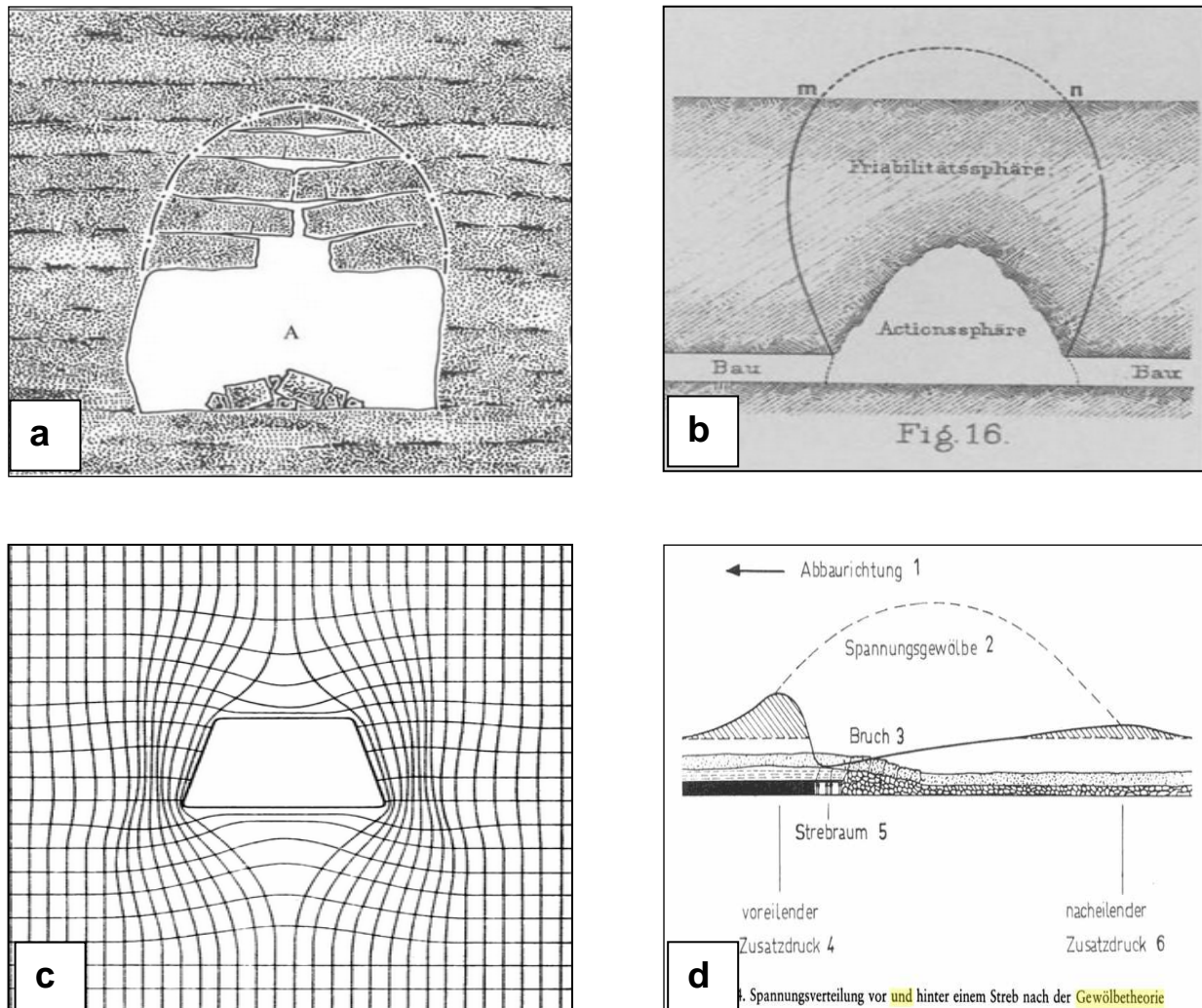


Abb. 8.1: Unterschiedliche Darstellungen zur Gewölbetheorie

- a): Querschnitt durch eine untertägige Strecke mit Ausbrüchen aus dem Firstbereich bis zur allmählichen Selbststabilisierung innerhalb des Stützgewölbes.
- b): Abbildung aus der Publikation von F. RZIHA in der österreichischen Zeitschrift für Berg- und Hüttenwesen, Wien, aus dem Jahr 1882 (entnommen aus BUCHHEIM, SONNEMANN, 2013, [119], in der erstmals die Gewölbetheorie entwickelt wurde.
- c): Spannungsverteilung um einen Streckenhohlraum. Die senkrechten Spannungslinien zeigen, dass der zusätzliche Überlagerungsdruck (Kämpferdruck) von den Stößen übernommen wird, während First und Sohle auf Zug beansprucht werden.
- d): In einem anderen Sinne bzw. einer anderen Skalierung nimmt die Gewölbetheorie an, dass der Überlagerungsdruck über dem Streb und dem dahinter befindlichen Bereich mit zeitweise noch unverfestigtem Nachfall von der Umgebung aufgenommen wird (Quelle: MÜLLER, L., 1973 [122])

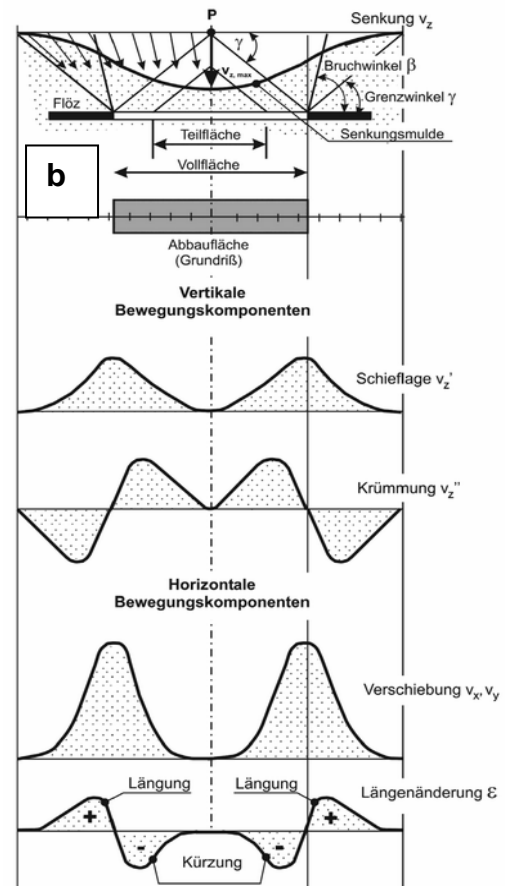
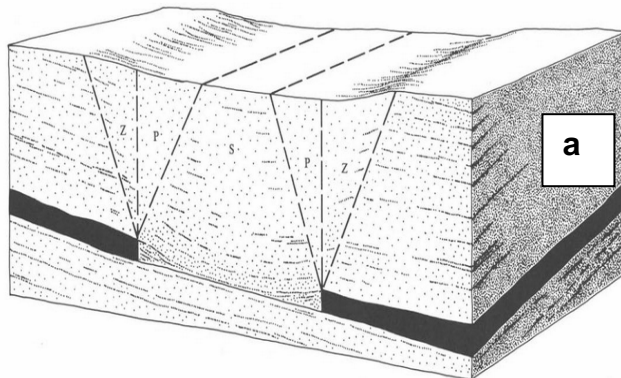


Abb. 8.2: LEHMANN'sche Trogtheorie

a): Blockbild des Senkungstroges mit abgebautem Kohleflöz (schwarz), Senkungsbereich (S), Pressungs-Zone (P) und Zerrungszone (Z) (Quelle: [119]).
b): Begrenzungen des Senkungstroges durch den Grenzwinkel γ . Grenzlinie zwischen Zerrungs- und Pressungs-Zone durch den Bruchwinkel β . Einwirkungen auf die Geländeoberfläche bei Abbau einer Vollfläche in horizontaler Lagerung in Form von diagrammatischen Darstellungen vertikaler und horizontaler Bewegungskomponenten (Quelle: [118]).

Der in obiger Abbildung angesprochene Grenzwinkel ist lagerstättenspezifisch und wird im Saarkarbon mit 60 Grad angesetzt. Er schneidet die Geländeoberfläche dort, wo die Grenze des Einwirkungsbereiches der Senkungen liegt. Das Maximum der Zerrungen liegt dort, wo der Bruchwinkel die Geländeoberfläche schneidet. Bergbaubedingte Bodenbewegungen können qualitativ und quantitativ vorausberechnet werden, wobei je nach zur Verfügung stehender Datenbasis sowie Rand- bzw. Rahmenbedingungen im Untergrund fallweise auch nur von einer Abschätzung gesprochen werden kann, die aber immer noch eine hohe Genauigkeit im Gebietsmaßstab hat. Dies kann aber naturgegeben nicht bedeuten, dass innerhalb der Prognosefläche für jedes Gebäude und jede Örtlichkeit eine detailexakte Vorhersage erlangbar ist. Grundlage für die Prognosen sind empirische, stochastische oder gebirgsmechanische Modellvorstellungen.

8.2.4 Bergbauinduzierte Erschütterungen

Hinsichtlich der Thematik der **bergbaubedingten Erschütterungen** sind Prognosen erheblich schwieriger durchzuführen, und die Ergebnisse sind weniger belastbar. Wesentlich für eine Einschätzung und Prognose sind reale Messwerte, die ursächlich, zeitlich und räumlich interpretiert werden.

Die glücklicherweise nur in vereinzelt der recherchierten Gutachten oder Publikationen gemachten Formulierungen (an dieser Stelle wissentlich ohne Quellenangabe), man könne aufgrund der vielen unbekannt GröÙen in einem Bewegungsprozess, nicht beschreibbarer Vorgängen zwischen einzelnen Modell-Elementen, der Unkenntnis über den genauen strukturellen Aufbau des Gebirges usw. usf. eigentlich gar keine Aussagen zur potenziellen Gefährdung durch bergbaubedingte Erschütterungen machen, dokumentiert aber eher die Auswahl einer weniger geeigneten methodischen Herangehensweise oder mangelnde fachliche Kreativität. Denn, auch wenn bei den erhaltenen Resultaten meist nur mit Bandbreiten und Wahrscheinlichkeiten gearbeitet wird, so können je nach methodischer Vorgehensweise dennoch weitgehend zufrieden stellende Antworten erhalten werden (z. B. [110/180]).

Die an der Geländeoberfläche wahrnehmbaren Erschütterungen sind maßgeblich, wenngleich nicht nur, verursacht von plötzlichen Vertikal- und/oder Horizontalbewegungen an existierenden oder neu entstehenden Lineamenten im Untergrund, d. h. an Fugen die meist durch Spröðbrüche im Gebirge entstanden sind. Solche Fugen sind geologische Störungen, Verwerfungen, Schieferungsflächen, Schicht- und Bankungsfugen oder abbaubedingte Risse. Bei neu entstehenden Fugen handelt es sich um Bruchflächen, die sich beim Überschreiten der Festigkeit des Gesteins bzw. der Gebirgsschichten infolge zu hoher Spannungen bilden.

Gestein und Gebirge sind feste Körper, die beim Aufbringen äußerer Lasten Formveränderungen erfahren. Wird die aufgebrachte Last wieder reduziert und das Gestein/Gebirge nimmt wieder seine frühere Form an, ist es elastisch. Wird nach dem Wegfall der aufgebrachten Last das Gestein/Gebirge durch andere Gegebenheiten daran gehindert, seine frühere Form wieder einzunehmen, so behält es die zur Verformung erforderliche Kraft in Form gespeicherter Spannung bei. Wenn das Gestein mit dem Aufbringen einer Last Formänderungen erfährt, welche nach Wegnahme dieser äußeren Beanspruchung sich aber nicht mehr zurückbilden, so verhält es sich plastisch. Für plastische Gesteine gelten andere physikalische Gesetze als für elastische. Primär sind die elastischen Eigenschaften des Gesteins/Gebirges im Zusammenhang mit den hier interessierenden Gründen für Grubenwasseranstiegs-bedingte Erschütterungen von Relevanz.

8.2.5 Hooke'sches Gesetz und Mohr-Coulomb'sches Bruchkriterium

Die Physik hat für elastische Körper das Hookesche Gesetz entwickelt, welches besagt, dass die einachsig aufgebrachten Beanspruchungen bzw. Spannungen bei einem prismatischen Körper und die von ihnen verursachten Dehnungen entlang der x-Achse einander proportional sind:

$$\sigma_x = E \cdot \varepsilon_x$$

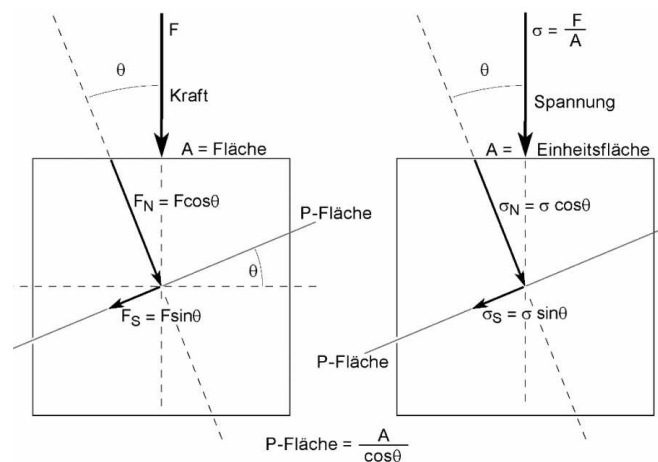
mit

- σ_x : Spannung in Belastungsrichtung
- E : Elastizitätsmodul (Proportionalitätskonstante)
- ε_x : Dehnung in Belastungsrichtung (Verformung in Längsrichtung)

Überschreitet die Dehnung einen gewissen Betrag, dann bricht der Körper. Bei plastischen Körpern nehmen die Dehnungen hingegen deutlich stärker zu als die Spannungen. Weil fast alle festen Körper bis zu einer bestimmten Grenzbelastung elastisch reagieren und erst bei Überschreitung dieser Grenzbelastung plastisch werden, hängt es auch für natürliche Gesteine von der Höhe ihrer Beanspruchung ab, wie weit ihr elastischer und plastischer Bereich geht.

In der Boden-/Felsmechanik ist die Mohr-Coulombsche Modellvorstellung Grundlage der meisten Einschätzungen zum Bruchverhalten und indirekt auch hinsichtlich der Möglichkeit der Entstehung von Erschütterungen. Fast alle Gesteine reagieren unter Normalbedingungen hinsichtlich Druck und Temperatur spröde, d. h. es kommt durch anliegende Kräfte zur Deformation und in der Folge zum völligen Verlust von Kohäsion beim Bruch mit einhergehender Bewegung bzw. Erschütterung. Bei Brüchen im Saarkarbon interessieren Dehnungsbrüche weniger als Scherbrüche, bei denen Bruch- und Verschiebungsrichtung schräg zur größten Hauptspannung verlaufen.

Hinsichtlich der Orientierung von Verwerfungsflächen in Bezug auf die Hauptspannungsachsen können die wirkenden Kräfte in ihre einzelnen Wirkkomponenten aufgeteilt werden. So kann eine Kraft F , die auf eine Ebene wirkt, in einen Normalanteil F_N und einen Scheranteil F_S aufgesplittet werden. Die Einzelanteile haben die Größe $F_N = F \cdot \cos \theta$ und $F_S = F \cdot \sin \theta$ (Bezeichnungen: siehe nachfolgende **Skizze**, entnommen aus einem Vorlesungsskript der ETH Zürich, 2016 [123]).

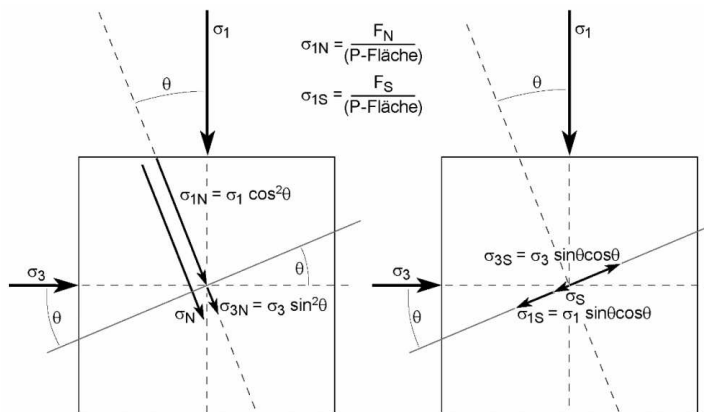


In der Schnittebene eines Würfelquerschnittes mit der Einheitsfläche 1 steht die Kraft F senkrecht auf der Fläche A einer Würfelseite. Der Druck bzw. die Spannung ist der Quotient von Kraft pro Fläche. Die Größen von Normal- und Scher-Anteilen der Spannung σ auf der Fläche P können beschrieben werden in der Form:

$$\sigma_N = \frac{F_N}{A_p} = \left(\frac{F}{A} \right) \cdot \cos^2 \theta = \sigma \cdot \cos^2 \theta \quad \text{bzw.} \quad \sigma_S = \left(\frac{F_S}{A_p} \right) = \left(\frac{F}{A} \right) \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta = \frac{\sigma}{2} \cdot \sin 2\theta$$

In der Realität wirkt auf das Gestein/Gebirge ein triaxiales Spannungsfeld mit den Hauptspannungen $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$. Zur Vereinfachung wird angenommen, dass es eine zu σ_2 parallele Ebene

im Winkel θ zu σ_1 und σ_3 im Gesteinskörper gibt und σ_2 unberücksichtigt bleiben kann, wenn es um die Klärung von Zusammenhängen zwischen Normalspannung und Scherspannung geht, d. h. es wird nur die zweidimensionale Hauptebene σ_1 und σ_3 (s. nachfolg. weitere **Skizze**) betrachtet.



Literaturquelle der Skizze:
ETH Zürich, 2016 [123]

$$F = A \cdot \sigma \quad F_N = F \cdot \cos \theta = A \cdot \sigma \cdot \cos \theta = (P\text{-Fläche}) \cdot \sigma \cdot \cos^2 \theta$$

$$F_S = F \cdot \sin \theta = A \cdot \sigma \cdot \sin \theta = (P\text{-Fläche}) \cdot \sigma \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta$$

Die Normalspannung und die Scherspannung auf der beschriebenen Ebene bzw. Fläche, deren Normale mit dem Winkel θ zu σ_1 (und σ_3) geneigt ist, können mit den beiden nachfolgenden Gleichungen (Formeln nach MOHR) beschrieben werden:

$$\sigma_N = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} + \frac{(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \cos 2\theta}{2}$$

$$\sigma_S = \tau = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \sin 2\theta}{2}$$

Mit den beiden Hauptspannungen σ_1 und σ_3 kann man das tektonische Spannungsfeld darstellen (beispielsweise kann die Kompression σ_1 räumlich horizontal und σ_3 räumlich vertikal orientiert sein) bzw. können die beiden Formeln verwendet werden, um regionale tektonische Spannungen auf die Normal- und Scherspannungen lokaler Verwerfungs- oder Bruchflächen zu beziehen. An den obigen Gleichungen wird erkennbar, dass für Ebenen mit maximaler Scherspannung σ_S der Faktor $\sin 2\theta = 1$ bzw. $2\theta = 90^\circ$ ist und somit Flächen mit maximaler Scherspannung 45° zu den Hauptspannungen σ_1 und σ_3 geneigt sind. Die größte Scherspannung hat dort den Wert $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$.

Wie bereits angesprochen, treten Scherbrüche dann auf, wenn eine wirkende Last Scherspannungen verursacht, welche über der Scherfestigkeit des Gesteins liegen. Bei Gesteinen bzw. im Gebirge werden drei Hauptbruchkriterien angewandt: Das Coulomb'sche Kriterium, die Mohr'sche Umhüllende und die Griffith Bruchtheorie.

8.2.6 Coulomb'sches Kriterium

Der französische Physiker und Ingenieur Charles Augustin de Coulomb war einer der bedeutenden Wissenschaftler des 18. Jahrhunderts und erkannte, dass es einen spannungsabhängigen und einen spannungsunabhängigen Anteil der Scherfestigkeit gibt. Im Jahr 1776 formulierte er, dass Scherbrüche dann entstehen, wenn der Scherwiderstand auf einer potentiellen Bruchfläche zum einen die Kohäsionskraft des Materials entlang dieser Fläche vor der Bruchbildung übersteigt und zum zweiten auch größer wird als der Widerstand, der auf dieser Fläche nach deren Bildung besteht. Auf Basis der Coulombschen Erkenntnisse kann folgender formelmäßiger Zusammenhang hergestellt werden:

$$\sigma_s = \tan \phi \cdot \sigma_N + c \text{ (Coulomb'sches Bruchkriterium)}$$

mit

c: Kohäsion (die Bindungsstärke zwischen Gesteinspartikeln beschreibende Materialkonstante)

ϕ : Koeffizient der inneren Reibung (das Reibungsgleiten beschreibende Materialkonstante)

Bei der graphischen Darstellung entspricht die obige Gleichung der allgemeinen Geradengleichung in der Form $y = m \cdot x + b$ und die Versagens- bzw. Bruchpunkte liegen bei einer diagrammatischen Auftragung von σ_N gegen σ_s auf der Geraden mit der Steigung $\tan \phi$. Sie schneiden die y-Achse am Punkt mit der Scherspannung c. Die beiden nachfolgenden Abbildungen zeigen zum einen die Ausprägung der Scherflächen bei Aufbringen einer Last in σ_1 -Richtung und zum zweiten die diagrammatische Auftragung der Normalspannung gegen die Scherspannung in Form des Mohrschen Spannungskreises.

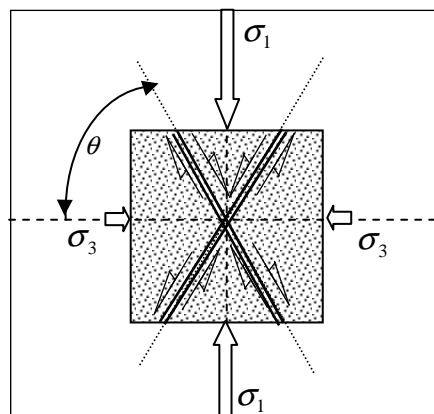


Abb. 8.3: Zweidimensionale Darstellung der Scherflächen in einem Gesteinswürfel bei Lastaufbringung in der senkrecht zu σ_2 geschnittenen Ebene (Verlauf von σ_2 senkrecht zur Papierebene).

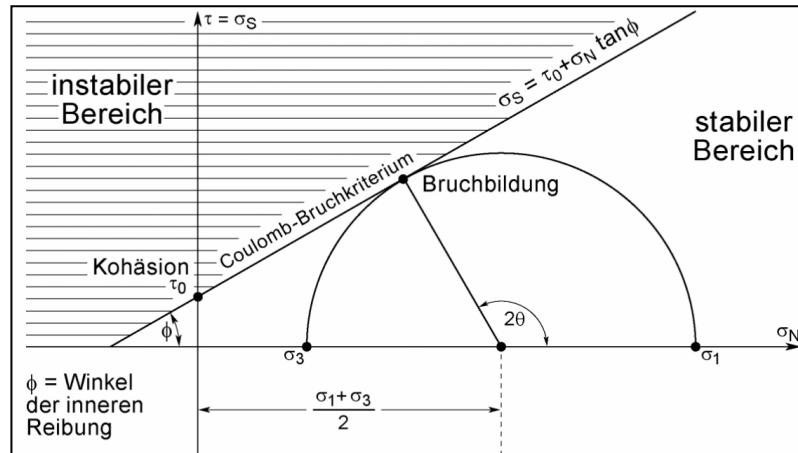


Abb. 8.4: Coulomb-Bruchkriterium, zweidimensionale Auftragung. Die Steigung der Geraden entspricht dem Winkel der inneren Reibung ϕ , ihr Schnittpunkt mit der Ordinate dem Kohäsionswert c . Bei Spannungen unterhalb der Geraden besteht keine Bruchgefahr, ein Bruch tritt ein, wenn der Spannungszustand die Gerade tangiert. Das Diagramm zeigt, dass ϕ in Relation mit dem Winkel θ der Verwerfungsebene steht, und zwar über die Beziehung $\phi = 1/2 \theta + 45^\circ$.

8.2.7 Mohr'sche Umhüllende

Mohr hat im Jahr 1900 σ_N und σ_S durch eine ereiterte, nicht-lineare Funktion zueinander in Abhängigkeit gebracht. Die Funktion ist materialabhängig, die Kurve wird als Mohr'sche Umhüllende bezeichnet und grenzt mehrere Mohr'sche Kreise zum instabilen Bereich nach oben ab.

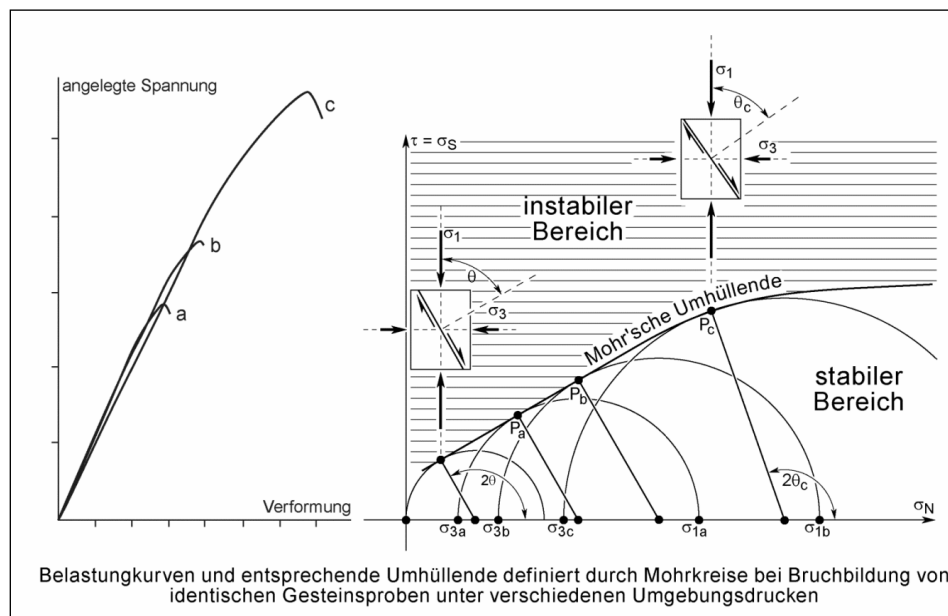


Abb. 8.5: Belastungskurven und zugehörige Umhüllende, definiert durch Mohr-Kreise bei Bruchbildung von identischen Gesteinsproben unter verschiedenen Umgebungsdrücken (Quelle: ETHZ, 2016 [123]).

Aus dem Kurvenverlauf in obiger Abbildung ist ableitbar, dass bei größer werdender mittleren Hauptspannung auch die Scherspannung zunehmen muss, um zu einem Bruch des Gesteins zu kommen und dass die Abnahme der Kurvensteigung den Übergang von sprödem zu duktilem Verhalten beschreibt. Weil bei mäßig hohen mittleren Hauptspannungen die Bruchfestigkeit meist noch linear zunimmt, wird in der Bodenmechanik die Umhüllende in der Regel als Gerade angenommen. Eine exakte Funktionsgleichung für die Kurve ist nicht bekannt, so dass sie mit Labor- oder Technikumsversuchen wie folgt ermittelt werden muss.

- Bei gleich bleibendem Manteldruck wird eine zylindrische Gesteinsprobe zunehmend axial belastet bis sie bricht. Damit kann ein diesen Bruchzustand beschreibender Mohr'scher Kreis mit einem Punkt P festgelegt werden, an dem die Normal- und Scherspannungen σ_S und σ_N bekannt sind sowie die Orientierung der Fläche, entlang derer die Probe im Winkel θ zur Spannungsrichtung σ_3 gebrochen ist. ($2\cdot\theta$ ist der Winkel zwischen dem normal zur Tangente an den Kreis laufenden Radius durch P und der Abszisse.
- Mehrere Versuche mit identischen Proben bei unterschiedlichen Manteldrücken erlauben dann das Auftragen verschiedener Mohr'scher Kreise. Die verschiedenen, zu den Kreisen gehörende Punkte P erlauben das Ziehen einer Begrenzungslinie, die die Mohr'sche Umhüllende der Bruchgrenze ist.

Das Wesentliche dieser Konstruktion der Mohr'schen Umhüllenden ist, dass die Bruchfestigkeit und der Bruchwinkel für andere Umgebungsdrücke prognostiziert werden können. Der Scherwiderstand kann mit der bereits weiter vorne im Text beschriebenen Gleichung

$$\sigma_S = \tau = (\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \sin 2\theta / 2 \text{ berechnet werden.}$$

8.2.8 Griffith-Kriterium

Aus mehreren, in der Praxis liegenden Gründen wird dieses Kriterium an dieser Stelle nur der Vollständigkeit halber und noch kürzer als die in diesem Kapitel bereits angesprochenen Themen behandelt. Streng genommen, wären für die komplette Interpretation eines Sprödrbruchs die beiden Kriterien nach Mohr-Coulomb und Griffith sowie deren Gleichungen zu beachten. Griffith fragte im Jahr 1920, warum bestimmte gemessene Ergebnisse in Versuchen niedrigere Festigkeitswerte zeigten, als dies nach der Festkörpertheorie zu erwarten wäre und erkannte, dass sich an Grenzen von Defektstellen in elastischen Proben Spannungen erhöhen. Die Fehlstellen haben häufig die Form stark in die Länge gezogener Ellipsoide, entlang derer ursprünglich bestehende Atombindungen nicht mehr bestehen. Die dortige Verstärkung der Spannungen führt dazu, dass die Beanspruchung erheblich größer ist als die mittlere Spannung in der Probe und so hoch werden kann, dass sie lokal die noch bestehenden Atombindungen aufbricht. Dann breiten sich die Mikrorisse zunächst an ihren Spitzen aus, bis es zu Verbindungen der Einzelrisse und dann zum Sprödrbruch kommt. Die Zugspannung σ_T an den Rissspitzen entspricht etwa den Kräften der Atombindungen, wenn

$$\sigma_T = \sqrt{\frac{2 \cdot A \cdot E}{\pi \cdot \lambda}} \text{ ist.}$$

Darin bedeuten:

- A: Benötigte erforderte Energie zur Bildung der neuen Rissfläche
- E: Effektives (Young'sches) Elastizitätsmodul des Gesteins
- L: Hälfte der elliptischen Risslänge

8.2.9 Einfluss des Grubenwassers in den Gesteinsporen und Hohlräumen

Mit dem Grubenwasseranstieg kann die Sprödfestigkeit des Gebirges deutlich zurückgehen. Früher trockene Schichten in großer Teufe können sich dann so verhalten, als befänden sie sich in geringerer Teufe und es kann zum Brechen kommen. Der Porenwasserdruck ist hydrostatisch und wirkt gegen den lithostatischen Druck. Das Hohlraumwasser übernimmt einen Lastanteil, der sonst vom Gestein aufgenommen worden war. Die Porenspannung P_{Fluid} ist ein Anteil der auf das Gestein wirkenden Normalspannung σ_N und es gilt die folgende Gleichung: $\sigma_{\text{effektiv}} = \sigma_N - P_{\text{Fluid}}$

Wasser in Poren/Hohlräumen reduziert die lithostatischen Druckkomponenten um den Betrag P_{Fluid} , so dass nur die effektive Normalspannung σ_{effektiv} resultiert. Porenwasserdruck bringt keine Scherspannung und deshalb auch keine Scherverformung. Auch der effektive vertikale Druck wird verringert. Aufgrund des Porenwasserdruckes verhält sich das Gestein so, als wenn die mittlere Spannung um einen der Größe von P_{Fluid} entsprechenden Betrag gesenkt wurde. Der im σ_N - σ_S -Diagramm eingezeichnete Mohr'sche Spannungskreis erklärt, wie der Porenwasserdruck zu einer früheren Bruchbildung führt (s. folgende Abb.). Der punktierte Kreis gilt für den Spannungszustand im Gestein ohne Wassersättigung. Die effektive Normalspannung $\sigma_{\text{effektiv}, i}$ entspricht hinsichtlich ihrer Größe der gesamten Normalspannung σ_i . Das Gestein ist bei dem gegebenen Spannungszustand mechanisch stabil, wenn der Mohr-Kreis unterhalb der Umhüllenden liegt.

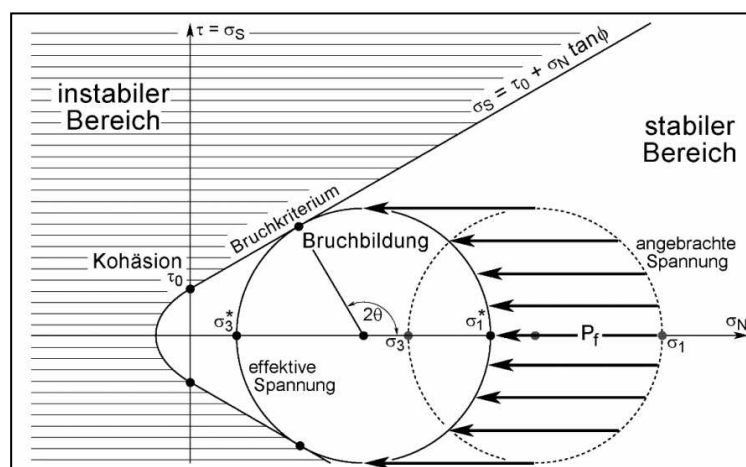


Abb. 8.6: Einfluss des Porenwasserdrucks auf Größe und Lage des Mohr'schen Spannungskreises als zweidimensionale Darstellung (Quelle: ETHZ, 2016 [123]).

Erhöht sich im Verlauf des Grubenwasseranstieges nach und nach der Porenwasserdruck, dann sind $\sigma_{1, \text{effektiv}}$ und $\sigma_{3, \text{effektiv}}$ zwar kleiner als σ_1 und σ_3 , die Differentialspannung bleibt aber bestehen, d. h. $(\sigma_{\text{effektiv}, 1} - \sigma_{\text{effektiv}, 3}) = (\sigma_1 - \sigma_3)$. Die Größe des Mohr'schen Kreises für trockenes Gestein bleibt unverändert, er verschiebt sich nur auf der x-Achse um den Betrag P_{Fluid} nach links zu geringeren effektiven Normalspannungen bzw. Drücken. Er rückt näher an die Umhüllende, welche die Bruchbildung anzeigt. Bei entsprechend hohem Porenwasserdruck entsteht dann der Bruch, wie in der Literatur beschriebene Ergebnisse von Triaxialversuchen dokumentieren.

8.2.10 Ergänzende Anmerkungen zur Situation im Saarkarbon

Das Karbongestein hat in der geologischen Vergangenheit im Zuge der Aufwölbung des Saarbrücker Kohlensattels beide Arten von Verformungen erfahren, elastische und plastische. Von den zur Bildung des Steinkohlensattels erforderlichen Schub- und Scherkräften sowie dem teufelnabhängigen Vertikaldruck sind maßgebliche Anteile noch immer als Spannungen in den Gesteinsschichten gespeichert und kennzeichnen den oder zumindest noch Reste des Primärspannungszustandes. Im Saarkarbon kann aus strukturgeologischen Gründen davon ausgegangen werden, dass in den meisten Bereichen die Horizontalspannungen größer als die Vertikalspannungen sind. Auch die Richtungsbeziehung der tektonischen Gebirgsspannungen sowie die Spannungsdifferenzen sind weiterhin existent und haben Konsequenzen für das Entstehen von Erschütterungen, wie weiter unten in diesem Kapitel noch gezeigt wird.

Überlagert wird dieser Primärspannungszustand durch die gebirgsmechanischen Veränderungen, welche sich in Form von Sekundärspannungen mit und nach dem Kohlenabbau untertage einstellen. Das Gebirge zeigt zwar grundsätzlich die Tendenz, auch diese durch den Abbau verursachten Spannungsdifferenzen langfristig auszugleichen. Der Ausgleich dauert allerdings mehrere Jahre und hat nach DMT, 2012 [9] andernorts auch zehn Jahre nach Abbauende noch immer nicht vollständig stattgefunden, wie Messungen eindeutig belegten.

Hinsichtlich der konkreten Gefährdungseinschätzung von noch vorstellbaren Senkungen und wahrscheinlich eintretenden Hebungen und Erschütterungen im Verlauf des Grubenwasseranstieges sei ebenfalls auf die nachfolgenden Unterpunkte dieses Kapitels hingewiesen.

8.3 Gefährdung von Brunnen durch Erschütterungen

Noch immer oder erneut werden in Diskussionen mit Vertretern von Wasserversorgungsunternehmen tiefgehende Bedenken geäußert, dass neben der Befürchtung von qualitativen und quantitativen Beeinträchtigungen des Grundwassers in ihren Gewinnungsgebieten auch die Tiefbrunnen als mit zu den wichtigsten der Wassergewinnung zählenden Bestandteilen durch Geschehnisse im Zusammenhang mit dem Anstieg des Grubenwassers gefährdet seien. Insbesondere werden mögliche Erschütterungen als Folge des Grubenwasseranstiegs genannt, die zu Ablösungen von Festgestein aus der Bohrlochwand, zu massivem Nachfall oder gar Einsturz der häufig unverrohrt im Gebirge stehenden Brunnenbohrungen führen könnten.

Die Einschätzung der Folgen des Grubenwasseranstieges für die Trinkwassergewinnung im Saarland ist eine Kernfrage des hier vorliegenden Gutachtens. Deshalb muss auch eine Aussage zu dem im vorangegangenen Absatz genannten Teilproblem der Stabilität der Vertikalfilterbrunnen erfolgen. Dies wird nachfolgend in diesem Kapitel erarbeitet und erläutert.

Eine vergleichbare gutachtliche Arbeit wurde zwar schon im Jahr 2005 von der GRUNDWASSER-UND GEO-FORSCHUNG durchgeführt [48]. Es erscheint aber nicht ausreichend, hier darauf hinzuweisen, dass die durch den Grubenwasseranstieg zu erwartenden zukünftigen Erschütterungen wohl nur noch einen Bruchteil der bis 2005 gemessenen Stärken erreichen werden. Vielmehr soll eine umfassendere Diskussion und Abschätzung zu erwartender Folgen stattfinden.

8.3.1 Gibt es Unterschiede zwischen durch Grubenwasseranstieg bedingten Erschütterungen und natürlichen Erdbeben?

Mit der in Überschrift formulierten Frage ist die oft von Mitarbeitern der Wasserversorgungsunternehmen gestellte Frage einhergehend, ob durch den Anstieg des Grubenwassers verursachte Erschütterungen für tiefe Bohrbrunnen kritischer zu sehen sind als natürliche Erdbeben?

Erschütterungen infolge Grubenwasseranstieg fallen wie die natürlichen Erdbeben unter den Begriff „seismisches Ereignis“, unterscheiden sich jedoch in vielen Eigenschaften und Ausprägungen graduell oder größenordnungsmäßig voneinander. Einige der Merkmale und wesentlichen Unterschiede sind der nachfolgenden textlichen Gegenüberstellung zu entnehmen:

	Durch Grubenwasseranstieg bedingte Erschütterungen	Natürliche Erdbeben
Signaldauer bei Messungen	meist nur wenige Sekunden	meist im Bereich mehrerer Minuten
Tiefe des auslösenden Ereignisses	in der Regel unter oder nur wenig tiefer als ein Kilometer	einige bis mehrere Kilometer (Einzelfälle auch bis über 100 km)
Dauer des auslösenden Ereignisses/ Signals	meist zwischen 1 und 5 Sekunden	häufig mehrere Minuten
Gemessene Frequenzen	fast durchweg über 1 Hertz, meist zwischen 2 und 20 Hertz	üblicherweise zwischen 0,02 und 1,0 Hertz
Magnitudenwerte ^{*)}	meist unter 2 der Richter-Skala; größter je in Deutschland gemessener Wert am 23. 08. 2008 im Saarland mit 4,0	größter in Deutschland gemessener Wert als Folge des Bebens in Roermond (NL) am 13. 04. 1992: 5,9. Weltweit höchster Messwert: 9,5 bei Erdbeben von Valdivia (Chile) am 22. Mai 1960.
Schwinggeschwindigkeit	Beispielswerte: meist weniger als ein mm/s, häufiger auch wenige mm/s, seltener einige Zehner mm/s	gemessene Beispielswerte: horizontal 1.500 mm/s, vertikal 600 mm/s

^{*)} Die „nach oben offene“ Richterskala ist logarithmisch geteilt, so dass ein Anstieg der Magnitude um nur eine ganze Zahl eine zehnfach höhere Amplitude im Seismogramm zur Folge hat. Damit ist aber eine etwa um den Faktor 32 größere Energiefreisetzung im Erdbebenherd einhergehend. Messtechnisch sind die Magnituden, die mit der Richter-Skala erfasst werden können, nach oben begrenzt, so dass die hohen Magnituden starker Beben anders bestimmt werden (Momenten-Magnituden-Skala), auch wenn dies nicht explizit bei der Wertangabe erwähnt wird. Erdbeben einer Magnitude unter Zwei werden von Menschen oft nicht wahrgenommen und nur von ortsnahen Seismografen erfasst. Beben mit einer Stärke über etwa 5 können unter normalen Gegebenheiten weltweit von Seismografen gemessen werden. Solche Beben werden hinsichtlich ihrer Stärke noch als „mäßig“ bezeichnet. Die Richter-Skala lässt jedoch nur sehr bedingt Rückschlüsse auf die Schädwirkungen der Beben zu, dafür sind andere Skalen, wie die Modifizierte Mercalli-Skala (MM-Skala) erarbeitet worden. Sie beziehen sich auf die beschreibende Auswirkung von Erdbeben auf Menschen und Gebäude.

Die objektiv feststellbare Immission von bergbauinduzierten Erschütterungen wird meist anhand der Schwinggeschwindigkeit in Millimetern pro Sekunde angegeben. Die mit der stärksten vom Bergbau verursachten Erschütterung am 23. Februar 2008 im Saarland einhergehende Schwinggeschwindigkeit lag bei 93,5 mm/s. Zuvor waren bereits mehrere andere stärkere Ereignisse vorgekommen, wie beispielsweise eines mit über 40 mm/s im Vormonat des gleichen Jahres oder Erschütterungen im Jahr 2006, die über 50, 60 und 70 mm/s Schwinggeschwindigkeit verursachten. Auch 2001 wurde schon ein Wert über 20 mm/s gemessen und die zugehörige Beschleunigung war bereits beträchtlich (sie betrug ca. 1.200 mm/s^2 , d. h. etwa 0,12 g und würde etwa in den Grenzbereich zwischen Stufe VII und VIII der Modifizierten Mercalli-Skala einzuordnen sein; der Messwert für die Frequenz dieses Bebens betrug ca. 5 Hz, die Magnitude lag bei 3,2 auf der Richter-Skala).

8.3.2 Eigene Einschätzungen und Erkenntnisse Dritter (Schrifttum u. a.) zur Standfestigkeit von offenen Bohrlöchern und Vertikalfilterbrunnen bei Erschütterungen

8.3.2.1 Nachgefragte Praxiserfahrungen

Aus der Praxis in Steinbruchbetrieben kann zunächst unkommentiert angemerkt werden: Der Abbau auch von Sandstein wird mancherorts mittels Sprengungen vorbereitet. Dabei werden in unterschiedlichen örtlichen und zeitlichen Auslegungen Bohrlöcher abgeteuft und mit Sprengstoff beschickt, der zur Detonation gebracht wird. Es kann festgestellt werden, dass bereits fertig gestellte und auch relativ nahe bei den Detonationslöchern befindliche weitere Bohrlöcher für spätere Sprengungen trotz der geringen Entfernung und starken Erschütterungen in der Regel offen und standfest bleiben. Sofern die Randbedingungen sich mit denen vergleichen ließen, welche bei Erschütterungen als Folge des Grubenwasseranstieges herrschen, könnte dieser Beobachtung eventuell Relevanz zukommen.

8.3.2.2 Vergleich Gesteinsfestigkeit - Überlagerungsdruck

Vereinzelt gab es im Schrifttum Ansätze zur Einschätzung der Standsicherheit von Bohrlöchern, die ausschließlich auf dem Vergleich von Druckfestigkeitswerten des anstehenden Gesteins mit den Überlagerungsdrücken des Gebirges beruhen und folglich aufgrund der Relation dieser Absolutzahlen zu dem Schluss kamen, dass eine Gefährdung ausgeschlossen werden könne. Die dabei unterschiedlichen Betrachtungen des Gebirges einmal als schlaife Last, die keine Biegesteifigkeit besitzt und sich darum gut an die Deformationen des Untergrundes anpassen kann und zum zweiten als starre Last mit einer unendlichen Biegesteifigkeit, die den Verformungen des Untergrundes gar nicht nachkommen kann, spielen trotz teilweise umfangreicher mathematischer Detaillierungen in Bezug auf die Wertung dieser methodischen Vorgehensweise als nicht problemadäquat allerdings kaum eine Rolle. Von den vielfach möglichen Begründungen sei an dieser Stelle lediglich der Hinweis auf die in Gliederungspunkt 2 dieses Kapitels erläuterten Fakten angeführt.

8.3.2.3 Bedeutung der DIN 4150, Erschütterungen im Bauwesen

In den verschiedenen Teilen der DIN 4150 unterschiedlicher Veröffentlichungsjahre [124] werden die Vorermittlung von Schwingungsgrößen (Teil 1), die Einwirkungen auf Menschen in Gebäuden

(Teil 2), die Einwirkung auf bauliche Anlagen (Teil 3) und in der Ergänzung zu Teil 3 Anhaltswerte für Sprengerschütterungen behandelt. Die DIN beschreibt, welche Werte hinsichtlich der potenziellen von Erschütterungsemissionen ausgehenden Schädwirkungen geeignet sind. Ferner erläutert sie die wichtigsten Schwinggrößen und visualisiert mittels diagrammatischen Darstellungen Zusammenhänge. Die Auswirkungen von Schwingungen werden zum einen auf den Menschen, zum anderen auf Bauwerke beurteilt. Diese Beurteilungen stellen zwar keine verbindlichen Grenzwerte dar, sind jedoch als aus Erfahrungswerten abgeleiteter Konsens zur Vermeidung von Belästigung und Schäden durch Erschütterungen anzusehen.

Zwar sind im Teil 1 Anleitungen für die Vorermittlung von Erschütterungen sowie Verfahren, Angaben und Hinweise enthalten, auf deren Grundlage die Werte von Erschütterungsgrößen vorausgesagt werden können. Im Teil 3 der Norm wird schließlich ein Verfahren festgelegt, wie durch Erschütterungen verursachte Einwirkungen auf bauliche Anlagen ermittelt werden können. Auch werden unter dem dortigen Gliederungspunkt 4.6 Auswirkungen von Erschütterungen auf Böden sowie im dortigen Anhang C, Informationen zur Wirkung von Erschütterungen auf Böden, die hier interessierende Thematik kurz gestreift. Unter Boden werden dort locker bis mitteldicht gelagerte nichtbindige Sande und Kiese bzw. Schluffe, d. h. erschütterungsempfindliche Lockermaterialien verstanden.

Obwohl zahlreiche wertvolle Hinweise in der Norm beinhaltet sind, eignet sich die Norm für die hier vorzunehmende Abschätzung oder Prognose nur sehr bedingt. Wenn überhaupt, könnten allenfalls Analogiebetrachtungen Ansätze liefern. Die Situation eines Bauwerks in Form eines tiefen, offenen Bohrlochs im Festgestein ist weder formal noch inhaltlich in dieser Vorschrift dort enthalten.

8.3.2.4 Frühere Anfragen hinsichtlich unveröffentlichter Erkenntnisse

Im Zuge der Erarbeitung des bereits im obigen Text erwähnten Gutachtens der GRUNDWASSER- UND GEO-FORSCHUNG, Neunkirchen, im Jahr 2005 [48] wurden ergänzend zum Literaturstudium ergänzende Anfragen zu eventuell unveröffentlichten Erfahrungen durchgeführt. Teilweise waren diese verbunden mit ausführlichen Fachdiskussionen. Kontaktiert wurden verschiedene Institute an den Universitäten Köln, Freiburg und Erlangen. Es zeigte sich, dass es dort aber auch bei den grundsätzlich auch mit der Thematik von Erschütterungswirkungen sich beschäftigenden Stellen keine für die spezielle hier interessierende Fragestellung belastbaren weiteren Kenntnisse gibt. Gleiches galt für das Landesamt für Geologie, Rohstoffe und Bergbau des Landes Baden-Württemberg, den dortigen Landeserdbebendienst, das Geologische Landesamt Rheinland-Pfalz und die Erdbebenstation Bensberg. Hingegen konnten relevante Informationen, die auch im nachfolgenden Text aufgenommen sind, konnten bei der Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe, BGR, in Erfahrung gebracht werden. Nach deren Wissens- und Kenntnisstand existiert weltweit kein anerkanntes Regelwerk und auch keine Richtlinie zur Prognose potentieller Schädwirkungen im hier interessierenden Zusammenhang. Dennoch existiert dort umfangreiches Datenmaterial zu konkreten nationalen und internationalen Projekten, in denen man zumindest empirisches Wissen sammeln konnte. So etwa wurden Untersuchungen im Zusammenhang mit Bohrungen und Schächten eines atomaren Endlagers genannt, Beurteilungen von Tunnelbau-

werken in USA und Japan in den 1980er Jahren und realmaßstäbliche Teststrecken zur Messung von Erschütterungsreaktionen von Gestein/Gebirge bei Sprengarbeiten. Allerdings gelang es nicht, die diesbezüglichen Erfahrungen zur Formulierung eines mathematisch-formelmäßigen Zusammenhangs zu führen.

Die Einschätzung der BGR tendierte damals in Richtung „Entwarnung“ hinsichtlich vorsorglicher Worst-Case-Annahmen zur Thematik Standfestigkeit des Gesteins in einem Bohrloch und zu einer in einem Symposium-Band festgehaltenen Bemerkung „You can shake a rock but not a hole“. Letztgenannte Aussage umschreibt in an dortiger Stelle zur Betonung bewusst gewählter nichtwissenschaftlicher Formulierung die Feststellung, dass ein untertägiger Hohlraum seismische Energie abstrahlen kann und sich nicht unbedingt aufschwingt.

8.3.2.5 Genereller Brunnenaufbau im Saarland und Ansätze zur Abschätzung der Beanspruchung bei Erschütterungen

Fast ausnahmslos sind vollständig oder teilweise verrohrte Brunnen, aber auch die unverfilterten Brunnen im Saarland im oberen Bohrlochbereich mit einem Stahlsperrohr versehen, dessen Ringraum zum anstehenden Gebirge zur Abdichtung verfüllt ist. Als Verfüllmaterial kam bei älteren Brunnen meist Beton, bei jüngeren meist eine Zement-Dämmemulsion in Frage.

Diese Situation verkompliziert eine Abschätzung hinsichtlich der Formbeständigkeit oder Einsturzgefährdung weiter, weil wegen des komplexen Rohr-Fels-Systems zur Ermittlung der seismischen Beanspruchung Berechnungsmodelle auf der Grundlage von Idealisierungen und Annahmen notwendig werden, die nicht nur den eventuell unverfilterten, sondern auch den verrohrten oberen Brunnenteil zu beachten haben. Eine Abschätzung der Beanspruchung geht deshalb prinzipiell den Weg, zuerst die tatsächlich am Immissionsort ankommenden Werte, insbesondere Schwinggeschwindigkeit und Frequenz, zu berechnen und danach diese mit den vom Material tolerierbaren Werten zu vergleichen. Grundsätzlich wurden über lange Jahre und noch immer nachfolgend genannte Verfahren angewandt, die bei guter Kenntnislage heutzutage auch mit komplexen, mediengekoppelten (Feststoff-Fluid) numerischen Methoden ergänzt oder ersetzt werden:

- Näherungsansätze,
- quasi statische Berechnungsmethoden (Ersatzkraftverfahren) und
- dynamische Berechnungsmethoden (Antwortspektrum Methode und Zeitverlaufsanalyse)

Ursprünglich dienten Näherungsansätze lediglich zu Schätzzwecken und zeichnen sich folglich durch eine nur mäßige Genauigkeit aus, die nicht an die übrigen genannten Methoden heranreicht. Die gewissermaßen statische Berechnungsmethode nach WANG, L. R., 1979 [Ziffer], ist gedacht zur quantitativen Vorhersage von relativen Verschiebungen biegesteifer Rohre mit beweglichen Verbindungen, d. h. sie eignet sich für die Einschätzung der Reaktionen horizontal im Untergrund eingebauter Rohre (z. B. Abwasser- oder Trinkwasserleitungen) auf seismische Beanspruchung und wird deshalb an dieser Stelle ebenfalls nicht weiter diskutiert.

Die Antwortspektrummethode als dynamische Berechnungsmethode geht einen Mittelweg zwischen den beiden erstgenannten obigen Verfahren und kann eingesetzt werden, wenn die Rohrleitung wegen der großen Steifigkeit als Stabtragwerk idealisiert werden kann. Da das Sperrohr durch Verschweißen von Einzelstücken und Hinterfüllung mit Beton diese Forderung erfüllt, käme eine Anwendung zunächst prinzipiell in Frage.

Nach verschiedenen Autoren (z. B. KRAUS, D., 1984, und FLESCH, R., 1997), kann ein Boden-Rohr-System durch Federn und Ersatzmassen simuliert bzw. modelliert werden. Dabei wird angenommen, dass die bei Erschütterungen erzeugten Bodenwellen dem Sperrohr als Biegelinie aufgezungen werden und Form sowie Wellenlänge der Biegelinie nach der Theorie der Wellenausbreitung in einem unendlich ausgedehnten Kontinuum bestimmt werden. Mittels modaler Analyse an einem dynamischen Ersatzsystem werden so Frequenz und Amplitude berechnet. Vorgabe wäre aber unter anderem die Erschütterungsanregung in Form eines Spektrums, bezogen auf den Felshorizont oder auf die Geländeoberfläche sowie verschiedene Annahmen zur Wechselwirkung zwischen Untergrund und Sperrohr.

Einige der geforderten Annahmen zur Anwendung des Verfahrens sind akzeptabel, andere nicht: Durchaus vertretbar ist die Annahme, dass Masse und Steifigkeit des Stahlsperrohres mit Hinterfüllung das Schwingungsverhalten des umgebenden Untergrundes so gut wie nicht beeinflussen und damit der Boden alleinig betrachtet werden kann. Im Bereich aufgewitterter Sandsteine und im Lockermaterial in Oberflächennähe rufen S-Wellen größere Bodenverformungen als P-Wellen hervor, so dass auch die Betrachtung nur der erstgenannten Wellenart vereinfachend vertretbar wäre. Die Lösung der Differentialgleichungen zur Quantifizierung der Ausbreitung der Wellen für den Fall einer reinen harmonischen Schubwellenbeanspruchung mit Ausbreitung parallel zur x-Achse führt zur Verschiebungsgleichung:

$$v = v_0 \cdot \frac{\sin(2\pi \cdot f)}{c_s} \cdot (x - c_s \cdot t)$$

mit

- v_0 maximale Verschiebung
- c_s Ausbreitungsgeschwindigkeit der S-Welle
- f Frequenz

In der Tat kann bei horizontalen Schwingungen die Frequenz näherungsweise durch Schubwellenanregungen bestimmt werden und über das Schwingungsmodell eines Schub balkens können die Eigenfrequenzen des Untergrundes berechnet werden, wobei noch zwischen ein- und mehrschichtigen Diskretisierungen unterschieden werden kann. Bei der Detaildiskussion der Diskretisierungsansätze wird jedoch offensichtlich, dass mehrere der damit im Zusammenhang stehenden Annahmen nicht von einer horizontalen Lage eines Rohrstranges auf die vertikale räumliche Orientierung eines Brunnens und auch nicht vom Lockersediment auf Festgestein übertragen werden können, was für weitere problematische Annahmen ebenfalls zuträfe.

Die Zielsetzung der schlussendlichen Schadwirkungsabschätzung über die oben lediglich ange-deuteten Hilfswege weicht auch bei Akzeptanz etlicher problematischer Annahmen zunehmend von den dort festgesetzten idealisierten Voraussetzungen ab, so dass die Anwendung des Ver-fahrens nicht als Erfolg versprechend anzusehen ist und deshalb die nachfolgenden vorgestellten Ansätze als zielführend zur Beantwortung der gestellten Fragestellung gewählt wurden. Dabei wird wesentlich auch auf Arbeiten der BGR bzw. eine Ausarbeitung von GOEBEL, I., 2005 [129], zurückgegriffen.

- Zur Einschätzung der Gefährdung aller unterirdischen Vertikalfilterbrunnen bzw. offenen Brunnenbohrlöcher im Saarland wird im Sinne einer Worst-Case-Betrachtung als erstes un-terstellt, dass Erschütterungsereignisse als Folge von Grubenwasseranstieg in mehr oder weniger unmittelbarer Nähe eines solchen Brunnens stattfinden werden und die möglicher-weise eintretenden Schadwirkungen für die weiter entfernten Brunnen in gleichem Maß ein-treten würden.
- Zum Zweiten wird angenommen, dass trotz der gemäß ALBER, M., 2016/2017 [110/180], verschwindend gering eingeschätzten Wahrscheinlichkeit von nur 0,1 % ein Erschütterungs-ereignis mit einer Magnitude von 3,2 und einer horizontalen Schwinggeschwindigkeit ppv (peak particle velocity) von 22,5 mm/s auftritt und den nahe gelegenen Brunnen gefährdet.
- Der Brunnen soll im saarländischen Hauptgrundwasserleiter liegen, also entweder im Middle-ren Buntsandstein oder in den Kreuznacher Schichten des Oberrotliegenden, und zwar dort, wo in der Nähe Oberkarbonschichten an der Oberfläche oder unter dem Deckgebirge anstehen. Beispielsweise, aber nicht nur, trifft dies für das Warndt-Gebiet zu, für das Gebiet im unmittelbaren südöstlichen Anschluss an die Südliche Randverwerfung etwa zwischen Saarbrücken und Bexbach, für die Umgebung von Bous, Saarwellingen und Saarlouis sowie für den Lebacher Graben.
- Während vorzugsweise im Bliestal an mehreren Orten Brunnentiefen von einigen hundert Metern (z. B. annähernd 500 m nahe Wolfersheim) erreicht werden, sind solche Tiefen in den anderen saarländischen Landesteilen die Ausnahme (z. B. einige Brunnen in Saarbrücken-St. Annual). Dennoch wird für die Einschätzung der Gefährdung im Sinne des angestrebten Worst Case-Szenarios vorsorglich auch für den hier zu betrachtenden Brunnen eine zu betrachten-de Bohrlochteufe von 300 m angesetzt.
- Mit obigen Annahmen werden folgende weitere Daten errechnet bzw. in der Abschätzung berücksichtigt:
Bei einer Epizentraldistanz D von 1.500 m und einer Tiefe des Ereignisherdes von 1.000 m resultiert eine Hypozentraldistanz R von ca. 1.800 m für den Bereich des Brunnenkopfes und von ca. 1.650 m für den Bereich des Brunnensumpfes. Das Verhältnis von Epizentraldistanz zu Herdtiefe liegt zwischen 1,5 und 2,5. Das Produkt aus Hypozentraldistanz und hier ange-nommener Schwinggeschwindigkeit ergibt 35 bis 39 m·m/s. Die Primärwellengeschwindigkeit v_P liegt im hier interessierenden Sandstein in der Größenordnung zwischen 2.000 und 3.500 m/s. Bei einer Querkontraktionszahl von 0,25 liegt gemäß $v_S = v_P \cdot 3^{-1/2}$ die Geschwindigkeit

der Sekundärwellen zwischen rund 1150 und 2020 m/s. Für den schluffigen Sandstein des Hauptgrundwasserleiters wird als Mittelwert bis zur oberen Begrenzung des elastischen Bereiches eine zulässige Dehnung von $2 \cdot 10^{-4}$ (entsprechend ca. 0,1-Messwert der Längsdehnung im Druckversuch) angesetzt.

Die Abschätzung von Verformungen in einem Brunnen in oben beschriebener Lage und mit den dort spezifizierten Eigenschaften lässt damit die in der folgenden Tabelle zusammengefassten semi-quantitativen Abschätzung zu:

Tabelle 8.2: Abschätzung der zu erwartenden Verformungen eines unverrohrten Brunnenbohrlochs mit den in den obigen fünf Spiegelstrichen beschriebenen Eigenschaften (in Anlehnung an BERGER, E., 1987 [130] bzw. GÖBEL, I., 2005 [129]).

Verformungsart	P-Welle	S-Welle
Dehnung	$\frac{ppv}{v_p} = 1.09E-05 \text{ bis } 6.20E-06$	$\frac{ppv}{2v_s} = 9.40E-06 \text{ bis } 5.37E-06$
Krümmung	$\frac{pga^*)}{(1.6 \cdot v_p)^2} = 1.17E-07 \text{ bis } 3.83E-08$	$\frac{pga}{v_s^2} = 9.00E-07 \text{ bis } 2.94E-07$

^{*)} pga: peak ground acceleration (maximale Bodenbeschleunigung)

Die Ergebnisse dieser Einschätzung zeigen recht eindeutig, dass auch unter Akzeptanz möglicherweise kritischer Anmerkungen hinsichtlich der zu Grunde liegenden Parameter-Bandbreiten und übrigen Annahmen die Verformungskomponenten Dehnung und Krümmung noch mindestens eine Zehnerpotenz unterhalb des als kritisch anzusehenden Limits der zulässigen Dehnung zu liegen kommen.

Wenngleich die Belastbarkeit der obigen Aussage durchaus gegeben ist, sollte sie aber dennoch nicht überinterpretiert werden oder als alleinige Begründung gegen die zunächst vorsorglich geäußerte Standsicherheitsgefährdung der Trinkwasserbrunnen dienen, sondern durch weitere Hinweise und Fakten abgesichert werden. Einen, allerdings nur ganz allgemein zur Absicherung beitragenden Hinweis liefern drei Publikationen im internationalen themenspezifischen Schrifttum (hier unmittelbar nachfolgender Text). Danach werden weitere konkrete, saarlandspezifisch gültige Argumente erarbeitet bzw. angeführt.

KOLEKOVA et al., 1996 [131], formulieren die auf Grundlage der Auswertung konkreter Fallsituationen fußende generelle Aussage, dass Untertage-Bauwerke auch ohne spezielle Maßnahmen erdbebensicherer als Übertage-Bauwerke seien.

Zu gleichem Ergebnis kommen UENISHI, K., und SAKURAI, S., 2001 [132], zitiert in [Ziffer], die vom Kobe-Erdbeben im Jahr 1995 berichten, dass im Gegensatz zu fast 180.000 beschädigten Gebäuden an der Erdoberfläche nur wenige Untertage-Bauwerke beschädigt wurden.

STOVER, C. W., und COFFMAN, J. L., 1993 [133] publizieren Erkenntnisse zum großen Coalin-ga-Erdbeben in Californien im Jahr 1983, das eine Magnitude von 6,5 erreichte und bei dem auf den dortigen Ölfeldern von 1.725 Bohrlöchern nur 14 beschädigt wurden, also nur 0,8 % aller Bohrlöcher.

8.3.2.6 Formbeständigkeits- und Standsicherheitsbetrachtungen mittels empirischer Abschätzungen

Unter Verwendung vorhandener oder gemessener Daten können auch verschiedene methodi-sche Ansätze angewandt werden, die sich auf Formeln, Diagrammen oder Tabellen abstützen und mit denen man zu absoluten oder relativen Ergebnissen gelangt. Letztlich handelt es sich aber bei nahezu allen dieser Ansätze um empirische Abschätzungen. Unter Bezug auf WAGNER, J., 2005 [48] werden zwei dieser Ansätze hier aufgegriffen:

Abschätzung mittels maximaler Beschleunigung und Tiefenlage

Gemäß verschiedener Autoren, u. a. SHARMA, S., und JUDD, W. R., 1991 [134] gibt es einen, wenngleich nicht sehr starken Zusammenhang zwischen der maximalen Beschleunigung an der Erdoberfläche (PGA), dem Auftreten von Schäden und der Bauwerksteufe. Die Kurven in der nachfolgenden Abbildung sind nach [134], 1991], erstellt worden und beziehen sich auf eine Ex-pponentialgleichung:

$$pga = k_1 \cdot e^{k_2 \cdot H_D [m]} \left[\frac{m}{s^2} \right]$$

mit $k_1 = 0.7306$ und $k_2 = 0.0014$ für die 90%-Perzentil-Kurve. Auf der Abszisse ist die Deckge-birgsmächtigkeit aufgetragen, auf der Ordinate die Maximalbeschleunigung. 80% aller Schadens-fälle liegen über der Kurve des 80%-Perzentils. Nimmt man diese 80% Perzentil-Kurve auch als Grenzkurve zwischen keinen bis leichten Schäden (unterhalb der Kurve) und mittleren bis schweren Schäden (oberhalb der Kurve), dann sind für einen Wert der Maximalbeschleunigung von 1.2 m/s^2 keine mittleren bis schweren Schäden zu befürchten.

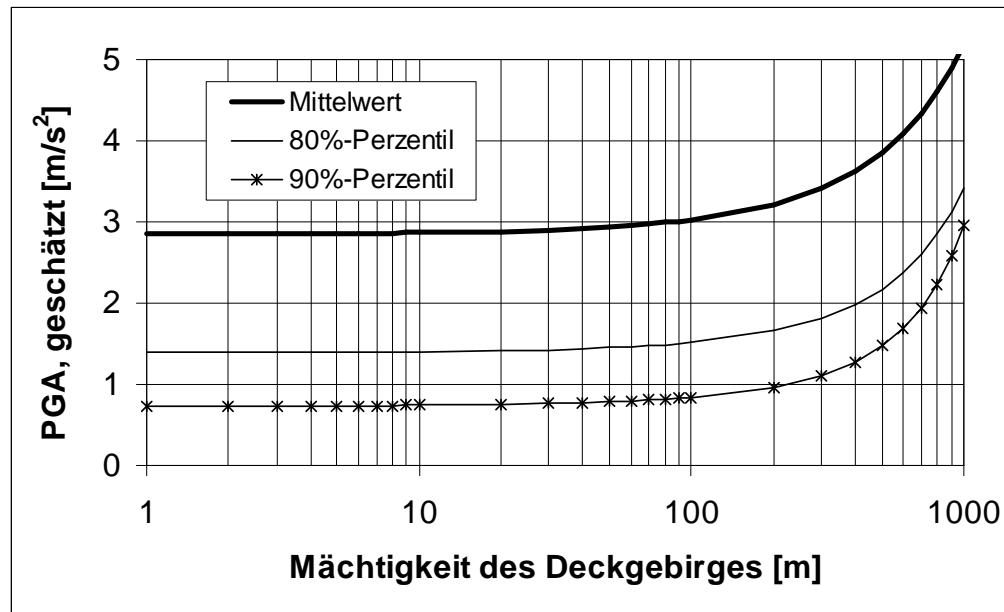


Abb. 8.7: Zusammenhang zwischen maximaler Beschleunigung an der Erdoberfläche, der Deckgebirgsmächtigkeit über dem Bauwerk und dem Auftreten von Schadensfällen (Sharma und Judd, [134],1991). PGA (peak ground acceleration) ist der Wert der Maximalbeschleunigung.

Abschätzung über die maximale Schwinggeschwindigkeit

Unter Bezugnahme auf GÖBEL, 2005 [129], KAISER und MALONEY, 1997 [135], MCGARR, GREEN, SPOTTISWOODE, 1981 [136], und HEDLEY, 1990 [137], eröffnen sich nachfolgende ergänzende Beurteilungsmöglichkeiten.

So wird anhand einer Skalierungsrelation ein Zusammenhang zwischen maximaler horizontaler Schwinggeschwindigkeit ppv , Hypozentraldistanz R und eines der Herd-Charakteristika, und zwar der Magnitude M , formuliert mittels der Gleichungen

$$ppv = C \cdot \left(\frac{R}{10^{aM}} \right)^{-b} \quad \text{oder} \quad \log |R^b \cdot ppv| = ab \cdot M + \log |C|$$

C , a und b sind standortspezifische empirische Konstanten. Die maximale horizontale Schwinggeschwindigkeit ppv ist entweder bekannt (Messung) oder wird über die resultierende vektorielle Geschwindigkeit ermittelt. Die Parameter a , b und C sind Konstanten, die standortgebunden sind und empirisch ermittelt werden. Die Gleichungshochzahl $b = 1$ beschreibt die räumliche Dämpfung einer Zylinderwelle in einem idealen homogen-isotropen Festkörper, mit $b = 2$ wird eine solche Dämpfung für eine Kugelwelle angegeben. Im Nahfeld eines seismischen Ereignisses liegt b in der Größenordnung 2, im Fernfeld bei etwa 2. Im Nahfeld sind auch die Werte für die maximale Schwinggeschwindigkeit größer als im Fernfeld; sie gehen jedoch mit höherem b schneller zurück.

Alternativ kann auch der formelmäßige Zusammenhang

$$\log |R \cdot ppv| = a \cdot \log |M| + \log |C|$$

herangezogen werden.

Einige Skalierungsrelationen sind in der folgenden Abbildung in diagrammatischer Form visualisiert. Die weiter oben in diesem Text genannten und hohen, jedoch real bereits während des noch aktiven Abbaus im Saarland gemessenen Erschütterungswerte von $M = 3,2$ und $ppv = 23$ mm passen sich gut in das Diagramm mit den beiden hier beschriebenen empirischen Relationen ein.

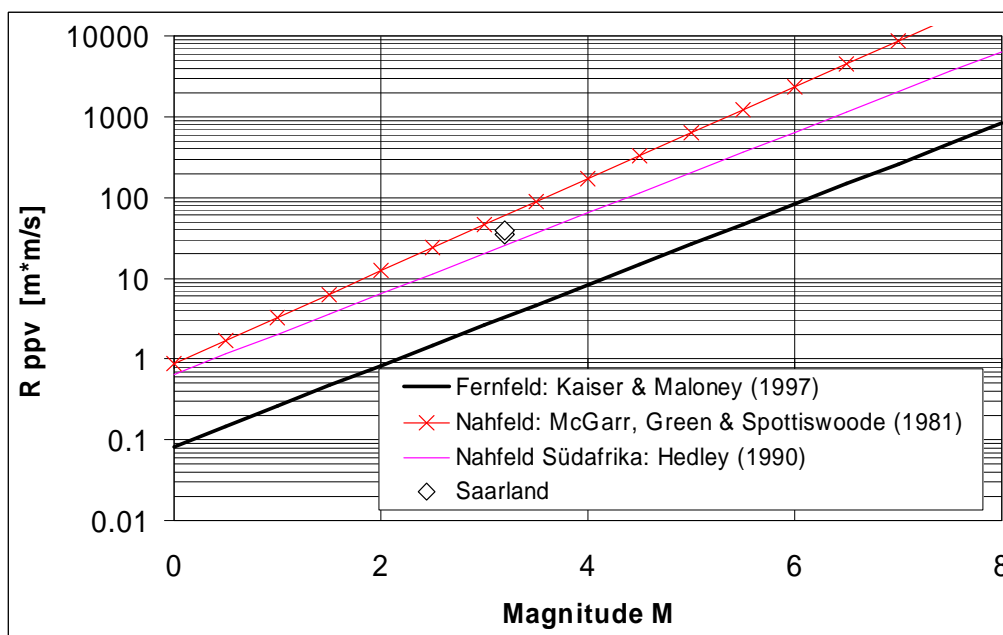


Abb. 8.8: Diagrammatische Darstellung verschiedener Skalierungsrelationen mit Eintragung des real bereits geschehenen und auch für die Zukunft hier unterstellten Erschütterungserignisses infolge Wasseranstieg in den Gruben.

Wenn für den Untergrund (Brunnen, Schächte, Bohrlöcher, Kavernen, Tunnel usw.) auf Basis der Auswertung realer Fälle Beziehungen zwischen Schadens- bzw. Versagenskriterien einerseits und maximalen Schwinggeschwindigkeiten ppv andererseits erkannt und ausreichend belastbar vorgenommen werden können, dann ist anhand verschiedener weiterer in der Literatur und auch weiter vorne im Text beschriebener Zusammenhänge auch ein funktionaler Zusammenhang zwischen Magnitudenwerten M und Hypozentralabstand R mit der Schwinggeschwindigkeit als Parameter vornehmbar.

Fußend auf einem derartigen von LENHARDT, W. A., 1996 [138] in Form einer tabellarischen Auflistung erstellten Zusammenhang zwischen Schäden und maximaler Schwinggeschwindigkeit gelingt diese diagrammatische Gegenüberstellung von M und R mit ppv als gewissermaßen Grenzgeraden bis zu denen Schäden im Nahfeld praktisch ausgeschlossen oder aber wahrscheinlich sind.

Die nachfolgende Abbildung zeigt, dass für einen Brunnen bzw. eine unausgebaute Brunnenbohrung mit den anfangs definierten Rahmenbedingungen unter Anwendung auch des hier beschrifteten Weges zur Prognose bzw. Beurteilung der Einsturzgefährdung praktisch auszuschließen sind.

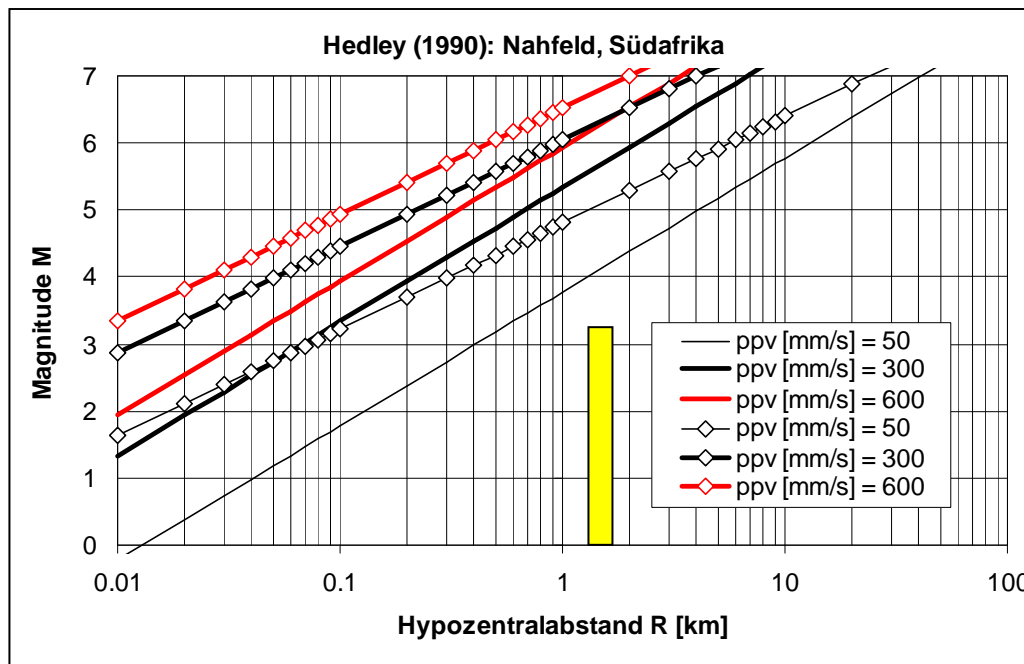


Abb. 8.9: Abhängigkeit zwischen Magnitude M und Hypozentralabstand R für das Nahfeld mit der maximalen Schwinggeschwindigkeit als Parameter. Die ppv-Kurven stellen Grenzgeraden für Schäden bzw. Versagen gemäß LENHARDT, W. A., 1996 [138] dar. Die Kurven mit Rauten sind Mittelwerte der empirischen Beziehung, die ohne Rauten stellen die Grenze des 95%-Konfidenzintervalls dar. Das gelbe Rechteck bezeichnet Magnituden und Abstände für den hinsichtlich der Gefährdung durch Erschütterungen zu betrachtenden Brunnen.

Als Ergebnis der bisherigen obigen Überlegungen, formelmäßigen Näherungen und Skalierungsrelationen zeichnet sich ab, dass eine Schädigung der unverfilterten Bohrlochbereiche im hier betrachteten Brunnen durch Grubenwasseranstiegsbedingte seismische Ereignisse bei normalem, d. h. ungestörten Schichtenaufbau nicht anzunehmen ist.

Beeinträchtigungen oder Gefährdungen könnten wohl nur dann relevant werden, wenn eine bereits geogen angelegte Störungsfläche von der Brunnenbohrung durchteuft würde und die unter Kapitel 2 erläuterten Scherkräfte fernab des Brunnens über größere Distanz zu so beträchtlichen Horizontalverschiebungen auf Schicht- oder Bankungsfugen oder horizontalen Komponenten an vom der Brunnenbohrung durchteuften, steil stehenden Klüften führten, dass die Bohrlochdurchgängigkeit sehr stark reduziert werden würde oder nicht mehr gegeben wäre. Ein nicht gänzlich auszuschließender, aber ziemlich theoretischer bzw. gering wahrscheinlicher Fall.

Aufgrund des Entstehens von Oberflächenwellen bei Erschütterungsereignissen sind die oberflächennahen Partien (bis ca. 50 m) bei Brunnenbohrungen generell stärker gefährdet als die tiefer liegenden Bereiche. Dort jedoch sind bei nahezu allen saarländischen Brunnen, d. h. auch bei den nicht vollständig ausgebauten, Stahlsperrohre mit entsprechender Ringraumverfüllung vorhanden und eine Einsturzgefährdung ist nicht gegeben. Allenfalls eine vorstellbare Zerrüttung sehr alter Betonverfüllungen könnte unter Umständen langfristig mit einem verstärkten Vertikalzustrom flachen und in der Regel hinsichtlich der hydrochemischen Qualität als ungünstiger zu beurteilenden Grundwasser verbunden sein. Dieser Zustand kann entweder wegen entsprechende Verdünnung im Förderwasser des Brunnens auch dauerhaft unbemerkt bleiben oder eventuell anhand einiger routinemäßig zu bestimmenden Untersuchungsparameter ersichtlich werden.

Nicht gänzlich auszuschließen ist, dass die Energie, die bei einem sehr starken Erschütterungsereignis durch die seismischen Wellen übertragen wird, ausreichen könnte, um eine Kompaktion des Filterkies im Ringraum eines verrohrten Brunnens zu verursachen. Die damit verbundenen Setzungsbeträge des Kiesel wären vernachlässigbar, wenn bei seinem Einbau im Brunneninnern gleichzeitig ausreichend gekolbt wurde. Unterblieb das Kolben, dann wäre vorstellbar, dass sich Setzungen im Kies in der Größenordnung von mehreren Dezimetern einstellen könnten. Dies ist jedoch nicht als Schaden anzusehen, weil genau dieses Ergebnis schon bei der Brunnenherstellung angestrebt werden sollte. In diesem Fall könnte erforderlichenfalls über das Kiesnachfüllrohr ein Ausgleich vorgenommen werden.

Weiter absicherndes Argument

Wenn formale Hilfen, wie etwa DIN-Normen, Regelwerke usw. fehlen oder ein methodischer Weg zur Problemlösung nicht eindeutig ist, wird in verschiedenen Wissenschaftsbereichen häufig versucht, aus der retrospektiven Beobachtung heraus Abläufe auch in die Zukunft zu übertragen. Das ist dann statthaft, wenn die früheren und zukünftigen Randbedingungen einer Bestandsaufnahme vergleichbar sind. Diese Möglichkeit bietet sich auch im vorliegenden Fall der Gefährdungseinschätzung hinsichtlich Erschütterungsschäden an Brunnen an, so dass neben den bereits weiter vorne im Text erarbeiteten Argumenten ein weiteres hinzukommt:

Es gibt mehrere Indikatoren, die Veränderungen der Eigenschaften von Brunnen anzeigen, und zwar sowohl deren bauliche Gegebenheiten als auch deren Verhaltensweise bzw. Reaktion bei Anlegen von hydraulischem Stress durch die Förderung. Die Auswertung geeigneter Pumpversuche beschreibt darüber hinaus nicht nur Veränderungen des Brunnens selbst, sondern auch des Aquifers in dessen Umfeld. Exemplarisch seien von diesen Indikatoren TV-Kamerabefahrungen oder Ergiebigkeitsmessungen genannt.

TV-Kamerauntersuchungen stellen zwar eine Momentaufnahme dar und werden meist durchgeführt, um die in jedem Brunnen ablaufenden Alterungserscheinungen zu dokumentieren. Dennoch ist in dieser Momentaufnahme gewissermaßen eine zeitliche Aufaddition aller bis dahin abgelaufenen Alterungsprozesse und Schadwirkungen implementiert, da letztgenannte sich so gut wie nie wieder eigenständig zurückbilden. Bei in der Zeit zwischen 2002 und 2015 alleine

seitens der GRUNDWASSER- UND GEO-FORSCHUNG durchgeführten nahezu zweihundert TV-Befahrungen in saarländischen Brunnen, Grundwassermessstellen und offenen Bohrlöchern wurden nur in einem Fall Vermutungen auf erschütterungsbedingte Schäden dokumentiert.

In der Zeit des aktiven Kohleabbaus im Saarland waren einige Wassergewinnungsgebiete bezüglich der Stärke abbaubedingter Erschütterungsereignisse aufgrund ihrer Nähe zu den Ereignisherden der Wirkung höherer Magnituden und Schwinggeschwindigkeiten stärker als andere Gebiete ausgesetzt. Zum Zeitpunkt der Fertigstellung des Gutachtens der GRUNDWASSER- UND GEO-FORSCHUNG im Jahr 2005 [48] waren bereits zahlreiche durch den Abbau ausgelöste Beben aufgetreten, von denen exemplarisch nur das Ereignis am 29. Oktober 2001 mit 21,7 mm/s Schwinggeschwindigkeit genannt sei. Das damalige Gutachten kam zu der Aussage, dass eine Einsturzgefahr für die Brunnen mit hoher Wahrscheinlichkeit jedoch nicht bestünde. Die Richtigkeit dieser Einschätzung bestätigte sich durch das später aufgetretene stärkste abbaubedingte seismische Ereignis im Saarland, das am 23. Februar 2008 geschah, als eine Schwinggeschwindigkeit von 93,5 mm/s und eine Magnitude von 4,0 gemessen wurde und auch dann keine Schäden an den Brunnen festgestellt wurden.

Da in den weiter zuvor in diesem Text (siehe u. a. Spiegelstrichliste Seite 20) formulierten Ausgangsannahmen trotz der sehr geringen Wahrscheinlichkeit von nur 0,1 % ein Erschütterungsereignis mit einer Magnitude von 3,2 und einer horizontalen Schwinggeschwindigkeit von 22,5 mm/s für die Gefährdungsabschätzung zu Grunde gelegt wurde, bedeutet dies implizit eine deutliche Zunahme der Aussagesicherheit im Hinblick auf die schon zuvor im Text sich herauskristallisierende Verdachtsminderung der Brunnengefährdung.

Abschließend muss aber betont werden, dass die Aussage einer praktisch nicht gegebenen Einsturzgefährdung des hier betrachteten Brunnens für die formulierten Ausgangsannahmen und unter Annahme der Repräsentativität bzw. Übertragbarkeit auf andere Brunnen nicht so missverstanden werden darf, dass Grubenwasseranstiegs-bedingte Beben dieser Stärke nicht letztendlicher Auslöser von auch ohne jegliches Beben zeitnah eintretenden Veränderungen oder Schäden im Brunnen sein könnten. - Die im Verlauf langer Betriebszeiten häufig vorkommenden Absandungen, das Unter-, Frei- und Hinterspülen an Schicht- und Bankungsfugen, an Störungen und am Sperrohrfuß, die Folgen vieler tausend Schaltvorgänge der U-Pumpen („Wasserschlag“) oder von Reinigungen und Regenerierungen, die Fortentwicklung von herstellungsbedingten Scheinalterungen zu tatsächlichen Alterungen usw. usf. sind normal und Grund für die ohnehin nur begrenzte Lebensdauer eines Brunnens. Sie führen nachweislich zu fragilen baulichen Zuständen in einigen Brunnen, die sich zu einem gewissen Zeitpunkt auch schlagartig verändern können. In solchen Situationen kann bereits ein minimaler Impuls zur Auslösung führen.

Der eigentliche Grund für den Schaden wäre in solchen Fällen aber nicht das Erschütterungsereignis, sondern der damit nicht in ursächlichem Zusammenhang stehende Alterungszustand des Brunnens. Solche Schäden wären im Fall ihres Auftretens in der Tat vor allem bei unverrohrt im Gebirge stehenden Brunnen zu erwarten. Eine Differenzierung der Ursache bzw. des Auslösers wäre dann eindeutig, wenn das Wasserversorgungsunternehmen routinemäßig TV-Befahrungen

durchführen lässt. Gibt es solche Untersuchungen nicht, wären die hier gemachten Ergebnisse als Ausschlusskriterium für Beben als Ursache heranziehbar.

8.4 Übertragbarkeit von Erkenntnissen Dritter und Analogieansätze zur Problemeinschätzung von durch Grubenwasseranstieg bedingten Hebungen/Senkungen und Erschütterungen im Saarkarbon

Zur Thematik abbaubedingter oder in kausalem Zusammenhang mit dem Grubenwasseranstieg in untertägigen Abbauhohlräumen stehender Hebungen, Senkungen oder Erschütterungen gibt es zahlreiche Gutachten und Publikationen Dritter. Sie betreffen in vielen Fällen andere Abbaureviere außerhalb des Saarlandes, einige sind aber auch direkt für das Aussagegebiet Saarkarbon verfasst worden. Aus wichtigen dieser Gutachten und Publikationen werden hier unter der obigen Überschrift Kernergebnisse wiedergegeben. Damit soll über die eigenen Einschätzungen und Resultate hinausgehend, die in den vorangegangenen und in dem am Ende des Kapitels noch folgenden Gliederungspunkt bereits erläutert wurden bzw. noch werden, eine möglichst breite Beurteilungshilfe bereit gestellt werden. Sofern es sich um allgemeines geowissenschaftliches Grundwissen handelt, wird dabei nachfolgend auf Quellenhinweise verzichtet.

Dass ein Austausch der Fluidphase Gas durch Wasser in den Hohlräumen eines mächtigen Gesteinspaketes bzw. im Gebirge definitiv und nicht nur im Ausnahmefall Höhengniveau-Änderungen der Geländeoberfläche verursacht, ist in der Fachwelt unumstritten sowie vielfach dokumentiert und begründet. Es geht also nicht um ein „ob oder ob nicht“, sondern vornehmlich um ein „in welchem Ausmaß“. Im letzten Gliederungspunkt dieses Kapitel wird darauf nochmals eingegangen. Dafür können unterschiedliche Gründe angeführt werden. Exemplarisch werden die Lithologie genannt (etwa quellfähige Ton- oder Anhydrit-Schichten), entstehende Auftriebskräfte im wiederbenetzten Gebirge oder die veränderte Spannungssituation (vgl. Gliederungspunkt 2 dieses Kapitels).

In welchem Ausmaß und welcher Ausprägung sich die Niveauänderungen der Geländeoberfläche zeigen, ist zwar grundsätzlich theoretisch und semi-quantitativ abschätzbar, die tatsächlichen Vor-Ort-Erscheinungsbilder sind jedoch in gewissem Maß standorttypisch und in erster Linie anhand von Erkenntnissen an andern Lagerstätten und Erfahrungen der Vergangenheit prognostizierbar. Welche davon standortübertragbar sind und welche nicht oder nur sehr bedingt, gilt es folglich zu eruieren und abzuwägen.

- Zu den bisherigen Erfahrungen und Strategien im Zusammenhang mit Grubenwasseranstiegen in verschiedenen Revieren und mehreren Teilanstiegen im Ruhrgebiet tragen [107] HEITFELD, M., ROSNER, P., 2015 [107] bei einer Tagung zur Thematik der Nachbergbauzeit in NRW vor, die 2015 in Bochum stattfand. In der Kurzfassung ihres Vortrages stellen auch sie zunächst fest, dass ein Grubenwasseranstieg im Karbon und im Deckgebirge grundsätzlich mit Bodenhebungen verbunden ist. Wie in vielen anderen Publikationen formulieren auch sie, dass Hebungen, sofern sie gleichmäßig stattfinden, nicht mit nachteiligen Auswirkungen verbunden seien. Eine solche Gleichmäßigkeit könne aber nicht vorausgesetzt bzw. müsse in Form eines Monitorings überprüft werden, wenn tektonische Störungen bis in das Deckgebir-

ge durchschlagen. Weiterhin weisen sie auf die große Relevanz der mechanischen und hydraulischen Eigenschaften von Störungsflächen sowie abbaubedingte Unstetigkeiten (etwa signifikante Senkungen im störungsnahen Bereich) hin.

- Ob Geländeniveau-Veränderungen ausschließlich innerhalb des durch die Senkungsnulllinie über einem Abbaufeld abgegrenzten Bereich vorkommen können, wird von BUSCH, W., COLDEWEY, W. G., WALTER, D., WESCHE, D., TIELMANN, I., 2012 [3], in einem Gutachten für die Bezirksregierung Arnsberg am konkreten Fall des Bergwerks Prosper-Haniel nachweisbar verneinend beantwortet. Die Autoren bezeichnen einige ihrer Einschätzungen als standortübertragbar. Mit den Geländeabsenkungen außerhalb der Senkungsnulllinie gehen laut den Autoren nicht nur elastische und elastoplastische, sondern auch Bruchverformungen mit hydraulischen Folgewirkungen einher.
- Im einem Gutachten des Ingenieurbüros Heitfeld-Schetelig aus dem Jahr 2014 [2] geht es hauptsächlich um die konkrete Bewertung von Bodenbewegungen im Rahmen des stufenweisen Grubenwasseranstiegs im Bereich des Bergwerks Reden für die Zeit der geplanten ersten Anstiegsphase bis zum Niveau -320 m NN. Explizit wird auch dort auf große Rolle bruchtektonisch vorgezeichneter Hebungsrandbereiche im Bereich des Bergwerks hingewiesen. Durchaus Anlass zu Anmerkungen und Diskussionen gäben trotz dortigen Begründungsansätzen Einschätzungen der Autoren, dass erst Grubenwasseranstiege mit ausreichend großen Beträgen von mindestens 300 (bis 600) m Bodenhebungen des verbrochenen Gebirges bewirkten. Als Beweise werden u. a. die Bergwerke Camphausen und Warndt genannt.
- Die Quantifizierung von Erderschütterungen beim Grubenwasseranstieg im Bergwerk Saar war die Aufgabenstellung eines Gutachtens der DMT im Jahr 2012 [9]. Nach einer sehr kurzen Gegenüberstellung der wahrscheinlichen Entwicklung ohne und mit Grubenwasseranstieg sowie der Erwähnung von Erderschütterungen als Folgewirkungen des Grubenwasseranstiegs andernorts kommt man in besagtem Gutachten zu einer der Kernaussagen, dass eine Steuerbarkeit der Erschütterungen im Sinne einer sicheren Vermeidung durch Beeinflussung der Geschwindigkeit des Wasseranstiegs nach heutigem Kenntnisstand nicht erreichbar sei. Eine Quantifizierung von Grubenwasseranstiegs-bedingten Erschütterungen gelingt den Autoren nicht bzw. begrenzt sich auf die etwas allgemein-pauschale und vorsorgliche Aussage, dass diese maximal die Stärke erreichen könnten, die während des Abbaus vorkam. Pauschal äußern sich die Autoren auch dergestalt, dass Erderschütterungen nach Ende des Grubenwasseranstiegs nicht mehr zu erwarten seien. Zu beiden Punkten wird an anderer Stelle dieses Kapitels noch kritisch Stellung genommen.

Für den Standort Saarrevier werden explizit die besonders erschütterungsbetroffenen Feldesteile Dilsburg Ost (nördlicher Teil) und Primsmulde erwähnt bzw. der räumlich recht groß dimensionierte Bereich nahe ober- und unterhalb sowie weit oberhalb von Flöz Schwalbach. In Bereichen, die auch während der Abbauphase nicht durch hohe seismische Aktivitäten auffällig waren, seien auch keine Grubenwasseranstiegs-bedingten Erschütterungen zu erwarten. Exemplarisch werden die Grube Schäfer und die Grube Warndt genannt.

- Auch KNOLL, P., ist in einem Gutachten 2015 [109] auf mögliche seismische Auswirkungen des Grubenwasseranstiegs in den Bergwerken der RAG Aktiengesellschaft im Saarland eingegangen und hat dies konkret für einen saarländischen Industriestandort im Nordwestteil des früheren saarländischen Kohlenabbaugebietes getan. Er fasst in seinem Gutachten bereits vorhandene Unterlagen, Gutachten, Publikationen und auf Lehrbuchwissen zusammen und bewertet diese neu. Er kommt wie viele Andere vor ihm unter anderem zu dem Ergebnis, dass durch Grubenwasseranstieg bedingte Hebungen an der Erdoberfläche sich auf jene Bereiche konzentrieren, in denen beim Abbau die stärksten Senkungen aufgetreten sind und bestimmte tektonische Störungszonen für Hebungsunterschiede auf engem Raum verantwortlich sind. Außerhalb von Störungszonen gäbe es nur kleine Hebungsunterschiede mit geringem Schadenspotenzial. Absolute Hebungsbeträge infolge Wasseranstieg seien deutlich geringer als die vorher beim aktiven Bergbau eingetretenen Senkungen, d. h. der größte Teil der seismischen Ereignisse findet in Form zahlreicher Kleinereignisse mit geringer Energiefreisetzung sowie gebunden an Störungszonen statt. Wie in anderen Publikationen wird auch in [109] generell darauf hingewiesen, dass es durch plötzliches „Abgehen“ von Füllsäulen in alten Schächten zu teilweise großen Schäden an der Erdoberfläche kommen kann.

Bemerkenswert und im Widerspruch zu verschiedenen anderen Autoren/Gutachten (z. B. ALBER, M. 2016 [110]) erscheinen in [109] konkrete Beispiele dafür, dass seismische Ereignisse auch dann noch auftreten könnten, wenn der Abbauschwerpunkt schon weit überstaut sei. Sie traten auch noch einige Jahre nach dem Eintreten eines Beharrungszustandes des Wasserspiegels auf. Zutreffend und in Übereinstimmung mit anderen Autoren wird auch in [109] darauf hingewiesen, dass das hohe Niveau der tektonischen Gebirgsspannungen, ihre Richtungsbeziehung und die tektonischen Spannungsdifferenzen zwar weiterhin vorhanden, allerdings ein Großteil der tektonischen Energie durch die Ereignisse in der aktiven Bergbauzeit abgebaut worden sei, so dass „... die Energiefreisetzung (Magnitude) der einzelnen Ereignisse die Größe der maximalen Ereignisse während der Abbautätigkeit mit allergrößter Wahrscheinlichkeit nicht mehr erreicht“.

- ALBER, M., bearbeitet in zwei Gutachten für die RAG 2016 und 2017 die Thematik der Erschütterungen während des Grubenwasseranstiegs im Bergwerk Saar, Abbaufeld Primsmulde [110/180]. Drei Teilfragestellungen werden unterschieden: Zunächst die Frage, ob es überhaupt einen solchen Zusammenhang gibt, dann die nach der möglichen Intensität und zum dritten, ob auch nach dem Ende des Grubenwasseranstieges Erschütterungen möglich sind. Ebenso wie bereits das Gutachten der GRUNDWASSER- UND GEO-FORSCHUNG zur Prognose der Auswirkungen eines Grubenwasseranstiegs bis zum Niveau 14. Sohle im Bergwerk Ensdorf in 2013 [24] stützt ALBER seine argumentativen Ableitungen auf die prinzipiell mittels Mohr'schen Formeln und Spannungskreis differenzierbaren Einwirkungen auf einer Bezugsfläche. Allerdings kann in [110/180] nunmehr auf konkrete Zahlen z. B. hinsichtlich der Gesteins- bzw. Gebirgsfestigkeit im Baufeld Primsmulde sowie deren Beanspruchung (in situ-Spannungen/Horizontalspannungen) zugegriffen werden. Mit diesen wird eine geologische und gebirgsmechanische Modellvorstellung aufgebaut.

Als Auslöser für die Erschütterungen im Saarkarbon könne eine Überschreitung der Gebirgsfestigkeit durch Wasserdruck ausgeschlossen werden, d. h. die Bildung neuer Bruchflächen sei unwahrscheinlich. Übereinstimmend mit den in [24] dargestellten Erläuterungen, sei stattdessen anzunehmen, dass infolge der durch Grubenwasseranstieg erhöhten Wasserdrücke in einer Trennfläche die Normalspannungen und die Scherfestigkeit vermindert werden, während die Scherspannung gleich bleibt und es folglich zu einer Aktivierung der Trennfläche mit einhergehender Scherbewegung kommt. Dieser mit Spannungsabbau verbundene Versagensprozess kann sich bis zur Restfestigkeit der Trennfläche mehrmals wiederholen, wobei die maximale Schwinggeschwindigkeit mit der Häufigkeit der Erschütterungsereignisse abnimmt.

Ferner wird eine Einschätzung der Erschütterungs-Magnituden als Folge von durch Grubenwasseranstieg verursachten Auslösungsmechanismen vorgenommen. Die Stützen seiner Einschätzung sind zwei durch Versuche, Beobachtungen, Vereinfachungen, Empirie und mathematische Angleichungen erstellte geschlossene analytische Gleichungen, mit denen zum einen eine Korrelation zwischen Magnitude ML und der diese verursachenden Bruchflächengröße A und zum zweiten zwischen Magnitude und Schwinggeschwindigkeit v hergestellt wird:

$$ML = 4,07 + 0,98 \cdot \log(A) \quad (\text{nach WELLS, D. L. und COPPERSMITH, K. J., 1994, zitiert in [110]})$$
$$ML = 0,3506 \cdot \ln(v_{\max}) + 2,1089 \quad (\text{nach ALBER, M. und FRITSCHEN, R., 2011, zitiert in [110]})$$

Unter Anwendung dieser Formeln wird die Größe der im Zeitraum zwischen März 2013 und April 2015 im Baufeld Primsmulde registrierten 370 Erschütterungen zwischen 70 m² und 0,05 km² eingegrenzt. Die letztgenannte große Flächenangabe ist dem während des Grubenwasseranstieges eingetretenen Ereignis am 15. 09. 2014 mit 7,5 mm/s Schwinggeschwindigkeit bzw. einer Magnitude von 2,8 zuzuordnen. Auf Basis eines Vergleichs der beiden größten Erschütterungen unterhalb von Flöz Schwalbach während des Abbaus und während des Grubenwasseranstieges sowie der abgeschätzten zugehörigen Bruchflächen einerseits und einer statistischen Betrachtung andererseits werden im genannten Gutachten Prognosen zum Auftreten Grubenwasseranstiegs-bedingter Erschütterungen gemacht. Eines der wichtigsten Ergebnisse in [110] ist, dass die Wahrscheinlichkeit für starke Erschütterungen (Magnitude über 3,2, Schwinggeschwindigkeit über 22,5 mm/s) auf 0,1 % Wahrscheinlichkeit reduziert sei. Die Methodik zu dieser Ergebnisfindung ist jedoch teilweise nicht ganz diskussionsfrei.

Nicht konform mit mehreren anderen Publikationen ist die Einschätzung in [110], dass „Nach Beendigung des Grubenwasseranstiegs, bzw. kurz danach, ... keine weiteren Erschütterungen zu erwarten“ (seien).

- Weitere Informationsquellen und Messwterergebnisse zu Hebungen und Senkungen, die in kausalem Zusammenhang mit dem Wasseranstieg in untertägigen Hohlräumen ehemaliger Abbaue stehen, bestätigen in Übereinstimmung mit dem Schrifttum (Beispiele: RAG / Frankreich) die Größenordnung maximaler Hebungsbeträge. Hinzuweisen ist noch darauf, dass der Phase der meist üblichen Hebungen örtlich auch noch Restsenkungsvorgänge vorangehen

können. Dies ist begründet mit infolge Auftriebswirkungen möglichen räumlichen Neuorientierungen von verkanteten Gesteins- bzw. Gebirgsblöcken und -schollen.

So berichtet die RAG (öffentlicher Vortrag DROBNIESKI, M., März 2015, in Geislautern), dass „in allen untersuchten Steinkohlerevieren die während des vollständigen Wasseranstiegs beobachteten Hebungen in der Größenordnung von 2 - 4% der während des Abbaus eingetretenen Senkungen liegen“. Objektiv gesehen ist dies ein immer noch als nicht gering zu bezeichnender Wert, der bei 10 m früherer Absenkung zwischen 0,2 und 0,4 m läge.

Im grenznah zum Warndt gelegenen französischen Raum und im Warndt selbst betragen die in der Zeitspanne zwischen 2006 und 2014 kumulierten Hebungsbeträge in der Schlussphase des dortigen Grubenwasseranstiegs gemäß GIAM Groupe d'Information Après-Mine, 2016, [139]:

- maximal 0,14 m im ehemaligen Abbaugbiet West/La Houve (Bereich um Creutzwald), wobei in 2014 praktisch keine weiteren Hebungen mehr festgestellt wurden.
- maximal 0,22 m im ehemaligen Abbaugbiet Ost (Bereich um Forbach); in 2014 wurden noch bis zu 0,04 m große Hebungen gemessen.
- maximal 0,24 m im ehemaligen Abbaugbiet Zentrum (Bereich um Rosbruck und Freyming-Merlebach; auf deutscher Seite fällt noch Naßweiler in diesen Bereich, wo zwischen 2006 und 2014 kumuliert bis zu 10 cm Hebung registriert wurden). In 2014 konnten lediglich in einem Teilgebiet von Naßweiler noch Hebungen mit einem Betrag bis zu 0,04 cm gemessen werden).

Die Hebungen treten in mehreren räumlich isolierten Teilflächen auf. Zumindest anhand der graphischen Wiedergabe der Beträge scheinen sie nicht erkennbar an tektonische Auffälligkeiten gebunden zu sein.

8.5 Weitere Einschätzungen und eigene Ansätze zu Hebungen und Erschütterungen

8.5.1 Betrag der aufgrund hydrogeologischer Zusammenhänge zu erwartenden flächig-gleichmäßigen Hebungen

Zur Quantifizierung der Größenordnung des hydrogeologisch bedingten Betrags von Bodenhebungen, seien nachfolgende Überlegungen angestellt und die dann anschließenden Teilschritte vorab genannt. In den Teilschritten werden Inhalte aus Lehrbüchern und den Vorlesungen des Unterzeichners verwendet. Exemplarisch seien als wichtigste diesbezügliche Informationsquellen LANGGUTH, H.-R., und VOIGT, R., 2004 [140] sowie WALTON, W. C., 1970 [141] angeführt.

- a) Nachfolgende abschätzend berechnete Setzungen oder Hebungen sind bei diesem gewählten Weg ausschließlich verursacht durch elastische Kompression bzw. Dekompression poröser Schichten mit erkennbarer Wasserleitfähigkeit. Die Wirkung nichtelastischer, irreversibel plastischer Kompression von Tonschichten und auftriebsbedingte Veränderungen und das eventu-

elle Quellvermögen einzelner Schichten bleiben unbeachtet. Im zu betrachtenden repräsentativen Elementarvolumen wird Homogenität vorausgesetzt.

- b) Für die quantitative Abschätzung des hydrogeologisch bedingten Hebungsbeitrages wird das Speichervermögen S herangezogen, so dass zunächst erläutert wird, was darunter zu verstehen ist. Dann wird erklärt, wie mit dem Speichervermögen die beiden Anteile unterschieden werden können, welche einmal der Kompression des Wassers (bei Anstieg des Wasserspiegels; analog dazu der Dekompression bei Absenken des Wasserspiegels) und zum Zweiten der Dekompression des Aquifergerüsts (bei Wasseranstieg) entsprechen.
- c) Schließlich wird mit konkreten Zahlen an einem Beispiel aufgezeigt, mit welchen absoluten Hebungsbeiträgen im Saarkarbon alleine unter Bezug auf hydrogeologische Verhaltensweisen von Gebirge bzw. Grundwasser leitenden Schichten im Untergrund zu rechnen ist. Diese Größe ist etwa als Untergrenze bzw. Mindestwert der zu erwartenden Hebungen anzusehen.

8.5.1.1 Aquiferspezifischer Speicherkoefizient S

Es gibt verschiedene Eigenschaften, die ein Gestein hinsichtlich seines gemeinsamen Vorkommens mit Grundwasser charakterisieren. Darunter sind zwei besonders bedeutsam, nämlich eine, welche die Eigenschaft quantifiziert, wie gut das Gestein Wasser leiten kann (Durchlässigkeit bzw. Transmissivität) und eine andere, die quantifiziert, wie und wie viel Wasser in einer Volumeneinheit des Gesteins aufgenommen oder abgegeben wird (Speichervermögen). Der für die unter den obigen Punkten b) und c) benötigte formelmäßige Zusammenhang wird nachfolgend erläutert. (Der Einfachheit halber wird zunächst von einer Grundwasserentnahme ausgegangen; die Bedeutung der Formelzeichen ist im unmittelbaren Text und bei den Formeln erklärt, die physikalischen Einheiten sind aus Gründen der Übersichtlichkeit in den Punkten b) und c) aufgenommen):

Grundlegende Gleichungen:

$$\sigma_{\text{Gebirgsauflast}} = p_{\text{hydrostatisch}} + \sigma_{\text{Aquiferkorngerüst}} \quad \text{und (nach Differenziation)} \quad d\sigma_{\text{Gebirgsauflast}} = -dp_{\text{hydrostatisch}}$$

Einhergehend mit der Druckzunahme nimmt auch die Dichte ρ des Wassers zeitlich zu gemäß

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} = \beta \cdot \rho_{\text{Normaldruck}} \cdot \frac{\partial p}{\partial t}$$

mit

β : Kompressibilität des Wassers

Bei einer vertikal erzwungenen Höhen- (und damit auch Volumenänderung) Δz eines Einheitsvolumens ΔV (z. B. ein prismatischer Körper) als Folge von Auflast kann unter Heranziehen der Kompressibilität α des Aquiferkorngerüsts in einem gespannten Aquifer formuliert werden:

$$\frac{\partial (\Delta z)}{\partial t} = \alpha \cdot \Delta z \cdot \frac{\partial p}{\partial t}$$

Beim Zusammendrücken des Einheitsvolumens ändert sich das Volumen der einzelnen Kornpartikel $V_{\text{Körner}}$ praktisch nicht, das heißt, dass $V_{\text{Körner}} = \Delta V = \text{konstant}$ ist bzw.

$$\Delta V = (1 - n) \cdot \Delta F \cdot \Delta z = const$$

mit

ΔF : Grundfläche des Einheitsvolumens und n : Gesamtporenraum

Die nach n und Δz vorgenommene Differenziation ergibt:

$$\frac{\partial (V_{\text{Körner}})}{\partial t} = \frac{(1 - n) \cdot \partial (\Delta z)}{\partial t} - \frac{\Delta z \cdot \partial n}{\partial t} \cdot \Delta F = 0$$

Setzt man in diese Gleichung die vorvorletzte obige Formel ein und vereinfacht, dann erhält man:

$$\partial n = \alpha \cdot (1 - n) \cdot \partial p$$

Im Einheitsvolumen befindet sich neben dem Korngerüstvolumen das gespeicherte Wasservolumen mit der in Abhängigkeit von den druck- bzw. zeitveränderlichen Größen Wasserdichte, Gesamtporenraum und Mächtigkeit des Einheitsvolumens stehenden Masse ΔM , für die gilt:

$$\Delta M = \Delta F \cdot \Delta z \cdot n \cdot \rho$$

Nach partieller Ableitung resultiert folgende Gleichung

$$\frac{\partial (\Delta M)}{\partial t} = \left(\frac{n \cdot \partial \rho}{\partial t} + \frac{\rho \cdot \partial n}{\partial t} + \frac{\rho \cdot n \cdot \partial (\Delta z)}{\partial t} \right) \cdot \frac{1}{\Delta z} \cdot \Delta F \cdot \Delta z.$$

Die nach Einsetzen verschiedener Ausdrücke aus den vorangegangenen Gleichungen in diese letzte Formel, Verwendung von $dp = \gamma \cdot h$ (γ : Wichte von Wasser) und Benutzen des allgemeinen Differenzials entstehende Gleichung lautet:

$$S_{\text{spezifisch}} \cdot \frac{dh}{dt} = \frac{d(\Delta M)}{dt} \cdot (\Delta V \cdot \rho)^{-1} = n \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \left(1 + \frac{\alpha}{n \cdot \beta} \right) \cdot \frac{dh}{dt}$$

Der spezifische Speicherkoeffizient $S_{\text{spezifisch}}$ quantifiziert, welches Wasservolumen ein Gestein pro m^3 aus dem Porenraum freigibt (oder aufnimmt), wenn die Absenkung oder der Anstieg sich um einen Meter verändern. Handelt es sich nicht nur um einen einzigen Kubikmeter Gestein, sondern um die ganze wassererfüllte Mächtigkeit, ist der spezifische Speicherkoeffizient mit der Mächtigkeit zu multiplizieren und ergibt den Speicherkoeffizient (ohne Zusatz „spezifisch“). Der Speicherkoeffizient ist also das Integral des spezifischen Speicherkoeffizienten über die Mächtigkeit m :

$$S = \int_0^m S_{\text{spezifisch}} dm \quad \text{bzw.} \quad S = m \cdot n \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \left(1 + \frac{\alpha}{n \cdot \beta} \right) \quad (\text{„Ausgangsgleichung“ Speichervermögen})$$

Damit ist die druck- bzw. belastungsbedingte Spende (bei Absenkung des Wasserspiegels) oder Einspeisung (beim Wiederanstieg des Wasserspiegels) eines grundwasserführenden Gesteins quantifizierbar. Bei einem Gestein mit ungespanntem Grundwasser kommt neben dieser druckbedingten Spende noch das Volumen des Wassers hinzu, das mit dem wasserzugänglichen bzw. effektiven Porenraum identisch ist, so dass die Formel für Gestein mit freiem Grundwasser lautet:

$$S = m \cdot n \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \left(1 + \frac{\alpha}{n \cdot \beta} \right) + n_{\text{effektiv}}$$

In der (hier so bezeichneten) obigen „Ausgangsgleichung“ Speichervermögen sind zwei Komponenten enthalten: Eine, die den Speicheranteil quantifiziert, welcher wegen der Dekompression (bei absinkendem Wasserspiegel) bzw. Kompression (bei ansteigendem Wasserspiegel) von den druckabhängigen Dichteänderungen des Wassers verursacht wird und eine zweite Komponente, die aufgrund der Kompression des Feststoffanteils im wasserführenden Gestein erwächst. Komponente Eins ist beinhaltet im Ausdruck $(m \cdot n \cdot \beta \cdot \gamma)$, Komponente Zwei in $(m \cdot \alpha \cdot \gamma)$.

Mit obiger „Ausgangsgleichung“ lassen sich unter anderem für einen großen realen Bereich im Gebirge die Elastizitätsmodule des Wassers und des Korngerüsts $E_{\text{Korngerüst}}$ berechnen, wenn aus erstgenannter α auf eine Seite der Gleichung gebracht wird, so dass

$$\alpha = \frac{S}{m \cdot \gamma} - n \cdot \beta = \frac{S}{m \cdot \gamma} - n \cdot \frac{1}{E_w} \text{ ist und } E_{\text{Korngerüst}} = \alpha^{-1} \text{ gleichgesetzt werden.}$$

Auch die Relation der absoluten und folglich auch der relativen Kompressionsanteile, d. h. der von der Dekompression des Wassers (bei sinkendem Wasserspiegel) bzw. Kompression des Wassers (bei steigendem Wasserspiegel) einerseits verursachten Anteile zur Kompression des Korngerüsts (fallender Wasserspiegel) bzw. Dekompression (steigender Wasserspiegel) andererseits bedingten ist mittels der beiden o. g. Komponenten bestimmbar.

8.5.1.2 Hebungsbeiträge im Saarkarbon unter alleinigem Bezug auf hydrogeologische Verhaltensweisen grundwasserleitender Schichten im Untergrund

Da aufgrund der Lithologie des Saarkarbons für einen (möglicherweise sogar den deutlich größten) Teil des Schichtenpakets von gespanntem Grundwasserverhältnissen nach dem Anstieg des Wassers ausgegangen werden muss, ergibt sich die Möglichkeit, unter Verwendung relativ exakter Zahlen zur Wichte und Kompressibilität des Wassers sowie möglichst realistischer konkreter Daten zu Eigenschaften des Untergrundes in einem als weitgehend repräsentativ angenommenen Schichtenprofil im Saarkarbon die Größenordnung des hydrogeologisch bedingten Hebungsbeitrages an der Erdoberfläche quantitativ abzuschätzen.

Mit Verknüpfung der beiden Gleichungen (LOHMANN, S. W. et al., 1961, zitiert in LANGGUTH, H.-R., und VOIGT, R., 2004 [140]

$$S = \gamma \cdot m \cdot \left((E_{\text{Korngerüst}})^{-1} + n \cdot \beta \right) \text{ und } \Delta m = (E_{\text{Korngerüst}})^{-1} \cdot m \cdot \Delta p$$

erhält man die für die Hebungsberechnung heranziehbare Formel

$$\Delta m = \Delta p \cdot \left(S \cdot \gamma^{-1} - n \cdot \beta \cdot m \right)$$

In der nachstehenden Tabelle wurden für ein als repräsentativ angenommenes Saarkarbon-Profil Werte zu Grunde gelegt, die sich auf Auswertungen mehrerer realer lithologischer Beschreibungen von Schächten, auf Saarkarbon-spezifische Literatur (vgl. Kapitel „Literatur“) und Ergebnisse von früheren Feldversuchen (u. a. Pumpversuche in Karbon-Bohrungen) sowie auf dennoch erforderliche Vereinfachungen stützen:

Tabelle 8.3: Eingangsgrößen zur Berechnung der Bandbreite Grubenwasseranstiegs-bedingter Hebungsbeiträge

Veränderung des hydrostatischen Druckes Δp (negatives Vorzeichen, da Wasseranstieg)	Werte zwischen 300 und 1.200 m Wasseranstieg, folglich zwischen $-3 \cdot 10^6$ und $-1,2 \cdot 10^7$ (N/m ²)
Speicherkoeffizient S (dimensionslos)	Werte zwischen maximal $2 \cdot 10^4$ und $5 \cdot 10^5$ (obere und untere Bandbreite-Werte jedoch wenig realistisch)
Wichte von Wasser	10^4 (N/m ³)
Kompressibilitätskoeffizient von Wasser bei angenommenen 30°C	$4,387 \cdot 10^{-10}$ m ² /N
Wasserzugänglicher Porenraum (dimensionslos)	Werte zwischen 0,005 und 0,05 (obere Grenze wenig realistisch)
Summierte Gesamtmächtigkeit der aquiferähnlichen Schichten nach Grubenwasseranstieg	Werte zwischen 500 m und 80 m (oberer Wert wenig realistisch)

Tabelle 8.4 gibt für eine Auswahl von Werte-Kombinationen berechnete Hebungen infolge Expansion derjenigen Schichten an, die nennenswert hohe Durchlässigkeiten besitzen und in denen gespannte Verhältnisse entstehen. Dabei ist jedoch vorsorglich eine wenig realistische Worst-Case-Situation dergestalt angenommen, dass in den ehemaligen Abbaubereichen die Grundwasserstände den Grubenwasserständen entsprechen. Verschiedene Parameter-Kombinationen kommen real praktisch nicht vor und sind hier nur aufgenommen, um erkennen zu lassen, von welchen Einflussgrößen die Hebungsbeiträge wie abhängen. Solche Kombinationen sind rot bzw. orange (etwas realistischer) gedruckt. Nur beispielhaft sei darauf hingewiesen, dass nach [140] bei Beiträgen von $\gamma \cdot m \cdot n \cdot \beta$ in gleicher Größenordnung wie S wohl fehlerhafte Werte vorliegen. Es herrscht also keine Beliebigkeit der Annahmen bzw. Kombinationen und eine Verknüpfung etwa von $\gamma = 1 \cdot 10^4$ mit $m = 500$, $n = 5 \cdot 10^{-2}$ und $\beta = 4,38 \cdot 10^{-10}$ kann nicht sinnvoll gewählt werden, wenn der Speicherkoeffizient $\leq 1 \cdot 10^{-4}$ ist. Es wird ersichtlich, dass (bei den hier gewählten Bandbreiten der beeinflussenden Faktoren) die Hebung größer wird mit

- zunehmendem Grubenwasseranstieg (starker Einfluss)
- zunehmendem Speichervermögen (starker Einfluss)
- geringer werdender Porosität (schwacher Einfluss)
- geringer werdender Mächtigkeit (schwacher Einfluss)

Tabelle 8.4: Auswahl von Werte-Kombinationen zur rechnerischen Abschätzung hydrogeologisch bedingter Hebungsbeträge (letzte Spalte) infolge der Expansion derjenigen Schichten im Karbon-Untergrund, die aquiferähnliche Eigenschaften besitzen und in denen gespannte Verhältnisse entstehen. In Spalte Eins sind die angenommenen Anstiegsbeträge des Grubenwasserspiegels angegeben.

Δp	S	γ	m	n	β	Δm
						Hebung in cm (mit Minus- Vorzeichen)
-8,00E+06	2,00E-04	1,00E+04	3,00E+02	5,00E-03	4,387E-10	-1,55E+01
-8,00E+06	2,00E-04	1,00E+04	3,00E+02	1,00E-02	4,387E-10	-1,49E+01
-8,00E+06	2,00E-04	1,00E+04	3,00E+02	2,00E-02	4,387E-10	-1,39E+01
-8,00E+06	2,00E-04	1,00E+04	3,00E+02	3,00E-02	4,387E-10	-1,28E+01
-8,00E+06	2,00E-04	1,00E+04	3,00E+02	5,00E-02	4,387E-10	-1,07E+01
-8,00E+06	1,00E-04	1,00E+04	3,00E+02	5,00E-03	4,387E-10	-7,47E+00
-8,00E+06	1,00E-04	1,00E+04	3,00E+02	1,00E-02	4,387E-10	-6,95E+00
-8,00E+06	1,00E-04	1,00E+04	3,00E+02	2,00E-02	4,387E-10	-5,89E+00
-8,00E+06	1,00E-04	1,00E+04	3,00E+02	3,00E-02	4,387E-10	-4,84E+00
-8,00E+06	1,00E-04	1,00E+04	3,00E+02	5,00E-02	4,387E-10	-2,74E+00
-8,00E+06	5,00E-05	1,00E+04	3,00E+02	5,00E-03	4,387E-10	-3,47E+00
-8,00E+06	5,00E-05	1,00E+04	3,00E+02	1,00E-02	4,387E-10	-2,95E+00
-8,00E+06	5,00E-05	1,00E+04	3,00E+02	2,00E-02	4,387E-10	-1,89E+00
-8,00E+06	5,00E-05	1,00E+04	3,00E+02	3,00E-02	4,387E-10	-8,41E-01
-8,00E+06	1,66E-04	1,00E+04	5,00E+02	5,00E-03	4,387E-10	-1,24E+01
-8,00E+06	1,66E-04	1,00E+04	5,00E+02	1,00E-02	4,387E-10	-1,15E+01
-8,00E+06	1,66E-04	1,00E+04	5,00E+02	2,00E-02	4,387E-10	-9,77E+00
-8,00E+06	1,66E-04	1,00E+04	5,00E+02	3,00E-02	4,387E-10	-8,02E+00
-8,00E+06	2,66E-05	1,00E+04	8,00E+01	5,00E-03	4,387E-10	-1,99E+00
-8,00E+06	2,66E-05	1,00E+04	8,00E+01	1,00E-02	4,387E-10	-1,85E+00
-8,00E+06	2,66E-05	1,00E+04	8,00E+01	2,00E-02	4,387E-10	-1,57E+00
-8,00E+06	2,66E-05	1,00E+04	8,00E+01	3,00E-02	4,387E-10	-1,29E+00
-8,00E+06	2,66E-05	1,00E+04	8,00E+01	5,00E-02	4,387E-10	-7,24E-01
-1,20E+07	1,00E-04	1,00E+04	3,00E+02	5,00E-03	4,387E-10	-1,12E+01
-1,00E+07	1,00E-04	1,00E+04	3,00E+02	5,00E-03	4,387E-10	-9,34E+00
-8,00E+06	1,00E-04	1,00E+04	3,00E+02	5,00E-03	4,387E-10	-7,47E+00
-5,00E+06	1,00E-04	1,00E+04	3,00E+02	5,00E-03	4,387E-10	-4,67E+00
-3,00E+06	1,00E-04	1,00E+04	3,00E+02	5,00E-03	4,387E-10	-2,80E+00

Es kann davon ausgegangen werden, dass die in Schwarz gedruckten Werte die wirklichen Gegebenheiten im Untergrund am treffendsten beschreiben. Für diese gelten bei 300 m summierter Gesamtmächtigkeit der aquiferähnlichen Schichten ein Speicherkoeffizient von $S = 1 \cdot 10^{-4}$ und

wasserzugängliche Porositäten zwischen 0,005 und 0,02. Die Höhe des Grubenwasseranstieg kann natürlich variieren und überstreicht in der Tabelle die Spanne von 300 m bis 1.200 m.

Mit Zahlenwerten, die die Wirklichkeit am besten treffen sollten, lassen sich hydrogeologisch bedingte Hebungen zwischen annähernd 3 cm und etwas mehr als 11 cm errechnen. Erstgenannter Wert ist einem Wasseranstieg von angenommenen 300 m zuzuordnen, wie er etwa bei einem versuchsweisen Probeanstieg angenommen werden könnte, letztgenannter einem Anstieg von 1.200 m (gerechnet ab dem Grubentiefsten), was etwa dem Wasseranstieg auf -320 m NN im Nordschacht der Grube Ensdorf entspräche.

Bei der Ermittlung der in Spalte Sieben der Tabelle wiedergegebenen Ergebnisse sind die in den Spalten Eins, Drei und Sechs angesetzten Werte mit keinen oder nur irrelevanten Unsicherheiten versehen, wohingegen die Werte zu S, m und n Unsicherheiten beinhalten. Wasserzugängliche Porositäten von 5% sind zwar nicht gänzlich auszuschließen, wegen der Kornbindemittel der Feinsandsteine, Sandsteine und selbst der Konglomerate (hauptsächlich ferritisch, silikatisch, karbonatisch und serizitisch) wahrscheinlich aber nicht zutreffend. Ausnahmen stellen vereinzelte oberflächennahe Bereiche, etwa in den Heusweiler Schichten dar. Dennoch sind auch Porositäten in dieser Größenordnung berücksichtigt worden. Speicherkoeffizienten von $2 \cdot 10^{-4}$ beschreiben oft klassische, wenngleich noch keine hochdurchlässigen Grundwasserleiter üblicher Mächtigkeiten und sind im Karbon niedriger anzunehmen. Im Sinne einer Worst Case-Betrachtung werden aber auch sie zur Bandbreitenbetrachtung herangezogen. Bei den vom Betrag $m = 300$ m abweichenden Werte (80 m und 500 m) wurde S unter Bezug auf den 300 m-Wert verändert.

Die Ergebnisse in der Tabelle zeigen außerdem, dass auch für die wahrscheinlich weniger die Realität treffenden Annahmen die Hebungsbeträge mit ca. 16 cm nicht bedeutend über den oben genannten Hebungsbeträgen zu liegen kommen.

8.5.1.3 Zwischenresümee zur Thematik hydrogeologisch bedingter Hebungen

Die hier abgeschätzten hydrogeologisch bedingten Hebungsbeträge sind auf Veränderungen der reversiblen Kompression von Wasser und wassergesättigter Schicht (Korngerüst) zurückzuführen. Sie sind nach den oben beschriebenen Ansätzen in der Größenordnung zwischen 3 cm und etwas mehr als 16 cm anzunehmen, je nachdem wie stark man den Grubenwasserspiegel ausgehend vom Grubentiefsten ansteigen lässt. Vom Grundsatz her sind die Hebungen schichtgebunden und damit flächig bzw. gleichmäßig ausgeprägt.

Da die Schichten ihrerseits aber in der Regel nur innerhalb von Schollen oder Teilschollen weitgehend ungestört gelagert sind und an den Störungen der Schollenränder oft infolge Höhenversatz enden, können Bereiche mit unmittelbarem Anschluss an ein gut kommunizierendes hydraulisches System (z. B. Strecken, Abbauhohlräume, Schächte, durchlässige Störungen) Hebungen ausgesetzt sein, während solche, deren Wassersättigung über höhere hydraulische Widerstände stattfindet (z. B. nicht durchhörtes Gestein) in der Realität erst zeitlich versetzt Hebungen erfahren. In solchen Fällen könnte es an Schollenrändern zu Hebungsdifferenzen kommen, die je nach Oberflächennutzung zu nachteiligen Folgen oder Schäden führen könnten.

8.5.2 Weitere Hebungsursachen

Mit den oben quantifizierten Hebungsbeiträgen sind nicht alle zu erwartenden Hebungen erfasst. Es ist nicht einmal sicher, dass es sich dabei um den maßgeblichen Anteil der möglichen Gesamthebungen handelt. Insbesondere ist nämlich auch die Wirkung der im Zuge des Grubenwasseranstiegs zunehmend relevanten Auftriebskräfte und eventueller weiterer zu beachten, denen vielerorts stärkere Hebungsbeiträge als durch die hydrogeologischen Gründe verursachten zuzuschreiben sind.

8.5.2.1 Auftriebskräfte

In der Tat existiert in verschiedenen Fachdisziplinen (Physik, Ingenieurgeologie, Boden- und Felsmechanik usw.) eine außerordentlich umfangreiche Literatur, in der Ansätze zur Quantifizierung der in einem konkreten Fall sich einstellenden Folgen des Auftriebs auch mittels analytischer Gleichungen vorgestellt werden. An dieser Stelle wird auf die Erläuterung dieser mathematisch-physikalischen Zusammenhänge und die Wiedergabe der darauf aufbauenden und durchgeführten verschiedenen Prognoseversuche aber verzichtet. Grund dafür ist, dass die Kenntnis der tatsächlichen oder anzusetzenden Vor-Ort-Gegebenheiten (Durchtrennungsgrad des Gebirges im Bereich der „Bruchglocke“, Größe von Gesteinsblöcken oder Teilschollen, Wasserzugänglichkeit der Unterseite usw. usf.) über einem oder mehreren übereinander liegenden früheren AbbauhORIZONTEN im Karbongebirge zu wenig belastbar erscheint und die Bandbreite der Ergebnisse eine Grenze zwischen seriöser wissenschaftlicher Wertung mit Interpretation und reiner Spekulation nicht mehr zu ziehen erlaubt. Stattdessen soll deshalb lediglich eine qualitative Beschreibung des Hauptvorgangs, verbunden mit einer Empfehlung auf durchzuführende Maßnahmen, vorgenommen werden.

Eine allgemeine physikalische Abhandlung zur Thematik Auftrieb ist in Kurzform bereits im Kapitel 5 „Kausale Zusammenhänge ...“ enthalten, so dass an dieser Stelle auf eine Wiederholung oder weitere Detaillierung verzichtet wird. Auf die Wirkung der Auftriebskräfte im durch einen oder mehrere übereinander liegende AbbauhORizonte beeinflussten Karbongebirge soll hingegen kurz eingegangen werden. Sie zeigt sich beim Anstieg des Grubenwassers durch zweierlei mögliche Effekte:

Wenn Gesteins-, Gebirgsblöcke oder Teilschollen in das Wasser eintauchen, wirken die Auftriebskräfte so auf diese, dass es zu einer neuen Kraft- bzw. Spannungsverteilung kommt. Der früheren Auflast wirkt der Auftrieb entgegen. Verkeilte Strukturen können sich bei dieser neuen Spannungssituation erneut gegeneinander bewegen, weil es ihnen ermöglicht wird, dabei Spannungen abzubauen. Solche Neuorientierungen können in einer ersten Bewegungsphase zu Setzungs- und Senkungsvorgängen führen, die in der Realität jedoch meist gering sind.

In einer zweiten Phase, in der untergeordnet Setzungs-/Senkungsvorgänge noch immer stattfinden können, werden diese aber betragsmäßig überlagert durch Hebungs Vorgänge, die entweder dann zum Stillstand kommen, wenn die bestehende Spannung ausreichend reduziert wurde und ein neues Spannungsgleichgewicht sich eingestellt hat oder wenn es zu erneuten Verkeilungen mit neuem Spannungsaufbau kommt und eine spannungsabbauende Bewegung

mit neuem Spannungsaufbau kommt und eine spannungsabbauende Bewegung nicht mehr zu Stande kommen kann. Die stärkere Ausprägung der Hebungsphase im Vergleich zur Senkungsphase lässt sich daran dokumentieren, dass nach Grubenwasseranstiegen in aller Regel die Hebungsbeträge an der Geländeoberfläche größer sind als die Senkungsbeträge. Es kommt folglich zu einer Dilatation des Gebirges.

8.5.2.2 Quellen von Schichten

Tonminerale

Durch Presse, Funk und Fernsehen wurden in der jüngeren Vergangenheit spektakuläre Schäden an Gebäuden in Süddeutschland bekannt, bei denen nach der Herstellung von Bohrungen Anhydrit führende Schichten im Untergrund mit Wasser in Kontakt kamen, aufquellten und damit zu beträchtlichen Hebungen an der Geländeoberfläche führten. Bei der Umwandlung des wasserfreien Anhydrits zum wasserhaltigen Gips gemäß der chemischen Reaktionsformel $\text{CaSO}_4 + 2\text{H}_2\text{O} = \text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ kommt es zu einer Volumenzunahme von annähernd 60%, sofern sich das neue Mineral ungehindert ausdehnen kann. Die Mineralumwandlung ist in diesem wie auch in vielen anderen Fällen die Triebfeder für die Quellung. Zwar kann trotz eher ungeeigneten Bildungsbedingungen in früheren geologischen Zeiträumen nicht vollkommen ausgeschlossen werden, dass auch im Karbongebirge des Saarlandes Anhydrit vorkommen kann. Allerdings wird dessen eventuelle Existenz aufgrund der zu erwartenden untergeordneten Quantität im Hinblick auf potenzielle Quellungshebungen nicht die Relevanz haben, die von anderen Faktoren und Mineralumwandlungen ausgeht und wird hier nicht näher diskutiert.

Anhydrit ist jedoch nicht das einzige hier in Frage kommende Mineral, das quellen kann. Der lithologische Aufbau des Saarkarbons ist zu sehr beträchtlichen Anteilen mitdominiert von Tonsteinen. Auch diagenetisch verfestigter Tonstein kann quellen, sofern bestimmte darin enthaltene Tonminerale Wasser aufnehmen.

Tonminerale sind Schichtsilikate, die blättchenartig aufgebaut sind. Die Grundstruktur bei den zweischichtigen Tonmineralen besteht aus einer vielfachen Folge von durch Sauerstoffbrücken miteinander gekoppelten Si-O-Tetraeder- und Al-OH-Oktaeder-Lagen mit festem Abstand zueinander und keinen in den Zwischenschichten eingebauten Kationen. Dreischichtige Tonminerale sind aus Wiederholungen von drei Lagen gekennzeichnet: Jeweils eine Tetraederlage liegt über und unter einer mittigen Oktaederlage. Zwischen den dreischichtigen Lagen gibt es eine Zwischenschicht bzw. existiert bei vielen Dreischicht-Tonmineralen nur ein relativ schwacher Zusammenhang. In den Tetraedern wird anstelle des vierwertigen Siliziums teilweise dreiwertiges Aluminium eingebaut und in den Oktaedern anstelle des dreiwertigen Aluminiums zweiwertiges Eisen oder Magnesium. Deshalb weisen viele dreischichtige Tonminerale eine stark negative Ladungskonzentration auf und haben die Eigenschaft, Kationen und Wasser an den äußeren Tetraederschichten bzw. in den Zwischenschichten anzulagern. Bei der Hydratisierung (bzw. dem „osmotischen Quellen“) quellen sie dann auf und es kommt zur Gewichts- und Volumenvergrößerung. Kaolinit (Zweischicht-Mineral) erreicht dabei eine Gewichtszunahme von bis zu ca. 60% (Wasseraufnahme nur an den Rändern der Schichten), Montmorillonit (Dreischicht-Mineral) zwischen 200 und 500% (Wasseraufnahme auch in den innerkristallinen Zwischenschichten).

Pyrit-Umwandlung

In Gesteinen des Saarkarbons sind teilweise relativ hohe Gehalte von Schwefel unter anderem in Form von gelb-metallisch erscheinendem Pyrit und Markasit (beide FeS_2) nachzuweisen. Abgesehen von recht häufigen makroskopischen Auskristallisationen sind beide Mineralien auch sehr fein und oft gleichmäßig verteilt als schwarzes Eisensulfid im Gestein vorhanden, weil sie bevorzugt im anaeroben Milieu der früheren Karbonsümpfe sich bildeten und in den Tonen einlagerten.

Kommt in Zuge des Grubenwasseranstiegs der Pyrit mit Sauerstoff in Kontakt, wird er oxidiert und es entstehen wasserlösliche Sulfate (vor allem Gips, untergeordnet auch Melanterit, ein wasserhaltiges Eisen-(II)-Sulfat). Hebungen von mehreren Dezimetern an der Geländeoberfläche sind vielfach dokumentiert, wenn Wasser verdunstet und die auskristallisierenden Minerale Fugen auseinanderdrücken oder Schichten anheben. Trotz der nicht unbeträchtlichen Pyritgehalte im Saarkarbon und der theoretisch bekannten Zusammenhänge zu Quellungen sind die Rahmenbedingungen für solche hier nur kurz angedeuteten Abläufe im Zuge des Grubenwasseranstiegs jedoch nicht zu erwarten, was jedoch nicht bedeutet, dass eine begleitende Überwachung im Zuge des Grubenwasseranstiegs entbehrlich wäre.

8.5.2.3 Zwischenresümee zum Gefährdungspotenzial in Form von Mineralquellungs-bedingten Hebungen

Aufgrund des Pyritgehaltes im saarländischen Karbongebirge und der bekannten Zusammenhänge zu den bei dessen Umwandlung möglichen Quellungen sowie der daraus folgenden Hebunggefährdung musste dieser Punkt auch an dieser Stelle eine Erwähnung erfahren. Die Rahmenbedingungen für das tatsächliche Erwasen solcher Gefährdungen sind jedoch nicht gegeben und allenfalls in äußerst gering wahrscheinlichen und eher theoretisch vorstellbaren Ausnahmesituationen vorstellbar.

Differenzierter muss hingegen die Betrachtung des Quellens von Tonstein ausfallen, die auch nach diagenetischer Veränderung eintreten kann. Zwar gibt es hinsichtlich der Einschätzung einer Gefährdung durch auf Tonstein-Quellung zurückzuführende Hebungen durchaus wesentliche, entkräftende Argumente:

- Im Saarkarbon besteht ein horizontaler Spannungsüberschuss. Einer der Gründe dafür liegt in der geotektonischen Entstehung des Saarbrücker Sattels, der in der geologischen Vergangenheit eine sehr viel größere Höhe erreichte als heute. Die im Untergrund befindlichen Tonsteine erfuhren damals höhere Überlagerungsdrücke und konsolidierten dementsprechend. Nach und nach wurde durch verschiedene Vorgänge diese auch morphologisch hohe Sattelstruktur abgetragen. Die Tonsteine spiegeln aber nach wie vor die ursprünglich hohe Konsolidierung und die der früheren Tiefe entsprechende diagenetische Verfestigung wider, sie sind überkonsolidiert. (Definition oder Grad der Überkonsolidierung über Spannungs-Porenzahl-Beziehung, OCR - Overconsolidation Ratio o. ä. üblich). Diese im Gegensatz zu jungen Tonen und Tonsteinen höhere diagenetische Verfestigung und Überkonsolidierung erschwert sowohl die innerkristalline Wasseraufnahme als auch die Wasseradsorption. Die bei der früheren Sedimentation vorhandenen ursprünglichen Wassergehalte der Tone wurden im Zuge der Diagenese/Überkonsolidierung extrem reduziert. Eine Rückführung in den früheren

Zustand ist nicht bzw. nur in geringem Maß möglich und erfordert je nach Rahmenbedingungen Zeiträume, die für große Gebirgsteile nicht nach menschlichen, sondern nach geologischen Maßstäben anzusetzen sind.

- Bei Quellvorgängen im Gebirge bzw. Gestein wirken verschiedene Mechanismen zusammen, wobei im Saarkarbon vor allem die osmotische Wasseraufnahme und Hydratation von Tonmineralen zu hinterfragen ist. All diesen Mechanismen ist gemeinsam, dass die Belieferung bzw. der Kontakt mit dem Grubenwasser eine große Rolle spielt. Wenn also der direkte Kontakt mit Wasser eine Voraussetzung für das Quellen der Tonsteine darstellt, ist folglich die Wasserpermeabilität ein auslösender, kontrollierender oder limitierender Faktor für den Quellprozess. Da die meisten saarländischen Tonsteine extrem niedrige Wasserdurchlässigkeiten besitzen und je nach Zusammentreffen mehrerer Randbedingungen es gar nicht zu einer Wasserdurchströmung kommt, sondern sich lediglich eine begrenzte Wassereindringtiefe einstellt (Prinzip wie etwa bei einem WU-Beton mit nur wenigen cm Wassereindringtiefe), finden die Quellvorgänge hauptsächlich im Nahbereich der unmittelbaren Kontaktflächen zwischen Tonstein und wasserbenetztem Raum statt. Erst nach langen Zeiträumen können sie das dahinter liegende Gestein erfassen. Diese Abläufe sind vermutlich einer der Gründe, warum bei bisherigen Grubenwasseranstiegen solche Quellvorgänge sich nicht bemerkbar machten und in menschlichen Zeitbegriffen womöglich auch keine große Relevanz haben.

Trotz dieser in den beiden vorherigen Spiegelstrichen genannten, hinsichtlich der Vermutung einer Gefährdung durch starke Hebungen entkräftenden Argumente sollten nachfolgende Anmerkungen nicht unbeachtet gelassen werden:

- Auf der Geländeoberfläche kann nicht verlässlich differenziert werden, ob und in welchem Verhältnis dort messbare Hebungerscheinungen auf die hydrogeologisch bedingten elastischen Eigenschaften von gespanntem Grundwasser und grundwasserführender Schicht, auf die Folgen wirkender Auftriebskräfte oder auf Quellvorgänge im Gestein/Gebirge zurückzuführen sind.
- Bei ingenieurgeologischen Vorerkundungen, bspw. für den Bau von Tunneln in Tonsteinen oder in unbekanntem Untergrund, werden routinemäßig Gesteinsproben aus den Untersuchungsbohrungen mineralogisch und/oder anhand von Quellversuchen im Labor untersucht, um den Anteil an quellfähigen Tonmineralen und deren Quellverhalten zu ermitteln. Dem Unterzeichner sind zu den Tonsteinen des Saarkarbons nur vereinzelte, ältere Untersuchungen (der Universität des Saarlandes, damaliger Fachbereich Technische Mineralogie) bekannt und keine ausreichende Zahl von Ergebnissen zugänglich, anhand derer die Mineralphasen und das Langzeit-Quellverhalten räumlich (Tiefe und Fläche) repräsentativer Tonsteinproben aus dem Saarkarbon abgeschätzt werden kann.
- Ob, wie stark und wie schnell sich Quellungen, die in den diagenetisch stark verfestigten bzw. überkonsolidierten Tonsteinen des Saarkarbons vornehmlich an den genannten Kontaktflächen zu Wasserflächen bemerkbar machen könnten sich übertage erkennen lassen, ist lagerstättentypisch und nicht prognostizierbar. Die Einschätzung, dass dies in menschlichen Zeit-

maßstäben keine Relevanz hat, ist eine Vermutung mit hoher Wahrscheinlichkeit. Die Ergebnisse von Untersuchungen kämen hingegen einer Beweisführung gleich.

- In Ermangelung einer verlässlichen und genauen Prognosemöglichkeit sollten die Hebungsbeträge während des Grubenwasseranstieges in ausreichend geringen zeitlichen Abständen und mit der erforderlichen Genauigkeit an der Oberfläche durch Messungen überwacht werden. Dabei erscheint es sinnvoll, aber nicht genügend, nicht nur einzelne Messprofile anzulegen, sondern das Augenmerk insbesondere auf bekannte und auch in der Vergangenheit schon auffällige Sprünge zu legen. Der Begriff „auffällig“ bezieht sich in diesem Zusammenhang auf bereits eingetretene Relativbewegungen (wie sie etwa am Falscheider Sprung in der Vergangenheit auftraten), als auch auf dort anfallende Fluide (Gas, Wasser, Schlamm). Ferner ist es nicht angebracht, die Messungen zeitlich degressiv vorzunehmen, da Hebungs- und Erschütterungsereignisse in verschiedenen Lagerstätten auch nach Beendigung der Wasseranstieges noch auftraten oder sich gar zeitweise intensivieren konnten.

Die zu erwartenden Hebungsbeträge werden vielfach lediglich bei flächigem Auftreten als unproblematisch in Bezug auf Schäden angesehen, wohingegen bei Entfaltung der kompletten möglichen Hebungsdifferenzen im Bereich von Störungen sie als kritisch beurteilt werden. Dieser Ansicht kann sich der Unterzeichner nur hinsichtlich des zweitgenannten Punktes anschließen. Zum erstgenannten sei widersprüchlich angeführt, dass es, wenngleich nur vereinzelt, Bereiche im Saarland gibt, für die auch relativ gleichmäßige, flächige Hebungen in mäßiger Größenordnung nicht ohne Gegenmaßnahmen akzeptabel sind. Abseits des vorliegenden Gutachtens wäre in hier nicht anstehender Detailbetrachtung etwa an die Verflachung des Gefälles von Oberflächengewässern wie etwa dem Eilbach zu denken.

8.5.3 Größenordnung der anzunehmenden Gesamthebung

Hinsichtlich der absoluten Größenordnung des Gesamthebungsbetrages, welcher im Falle des Saarkarbons im Zeitbereich von Jahrzehnten wohl nicht oder nur untergeordnet auf der Existenz quelfähiger geologischer Schichten, sondern maßgeblich als Gesamtwirkung von hydrogeologisch bedingten Hebungsursachen und Auftriebskräften angesehen wird, beträgt die Erwartungshaltung unter Bezug auf zahlreiche Beobachtungen und Erfahrungen in verschiedenen untersuchten Steinkohlerevieren zwischen 2- 4% der während des Abbaus eingetretenen maximalen Senkungen [2]. Da der Unterzeichner der hier vorliegenden Ausarbeitung keine auf die im Saarkarbon bestehenden Gegebenheiten zutreffenden anders lautenden Senkungsangaben in der Fachliteratur oder entsprechenden Gutachten in Erfahrung bringen konnte, hält er es für angebracht, sich der Einschätzung mit dem genannten Maximalwert inhaltlich anzuschließen.

Diese Einschätzung steht allerdings unter dem Vorbehalt einer vorherigen absichernden Abklärung des Langzeit-Quellverhaltens verschiedener Tonsteine mittels geeigneter Laborversuche oder Versuche im Technikumsmaßstab, da es Beobachtungen in Aufschlüssen gab, die zumindest im oberflächennahen Verwitterungsbereich des Westfal C, und somit womöglich auch in anderen Teilbereichen, bis zu dieser Abklärung ein Schichtquellen nicht gänzlich auszuschließen erlauben.

8.5.4 Einschätzung der zukünftigen Dauer, Häufigkeit und Intensität von durch Grubenwasseranstieg bedingten Erschütterungen

Von den zahlreichen gutachtlichen Untersuchungen, Publikationen und Lehrbüchern bezüglich der in der Lesehilfe-Zeile genannten Themen seien zu den in diesem Kapitel beschriebenen Zusammenhängen die beiden Literaturstellen [110, 180 und 24] nochmals angeführt. Die beiden Arbeiten setzen arbeitsmethodisch grundsätzlich etwa gleich an, wobei WAGNER [24] nicht zuletzt aufgrund der damaligen Aufgabenstellung (Erstellung einer kurzen gutachtlichen Stellungnahme) erwartungsgemäß weniger detailliert argumentiert als ALBER [110] in seinem ausführlichen Gutachten, in dem letzterer zudem auf konkrete neuere Messwerte und Daten zurückgreifen kann. Der Unterzeichner kann sich in seiner hier vorgenommenen zusammenfassenden Wertung den dortigen Ergebnissen weitestgehend anschließen und hält lediglich einige kleinere Ergänzungen und Anmerkungen/Korrekturen für angebracht.

Eines der wesentlichen Ergebnisse der beiden o. g. Literaturstellen ist das Verstehen, warum das Ansteigen des Grubenwasserspiegels Erschütterungen auslöst und dass diese, mit Ausnahme des Verzichts auf den Wasseranstieg, kaum gesteuert werden können. Die genannten Schriften stützen ihre argumentativen Ableitungen auf die auf einer Bezugsfläche wirkenden Normal- und Scherspannungen. ALBER, M., 2016/2017 [110/180], leitet darüber hinaus aus den von ihm erkannten kausalen Zusammenhängen nachvollziehbar die Wahrscheinlichkeit des Auftretens verschieden starker Erschütterungsereignisse ab und gibt für ein Erschütterungsereignis mit der hohen Magnitude von $\geq 3,2$ und einer horizontalen Schwinggeschwindigkeit von 22,5 mm/s eine Eintrittswahrscheinlichkeit von nur 0,1% an.

Zu diesen und einigen der übrigen Resultate in [110, 180] wären folgende Punkte noch anzumerken:

- Nach Auswertung weiterer Literatur, in der auch konkrete Daten beinhaltet sind (z. B. in dem in diesem Kapitel genannten Gutachten von KNOLL [109]), sieht der Unterzeichner die Einschätzung in [110], wonach nach Beendigung des Grubenwasseranstieges bzw. kurz danach keine weiteren Erschütterungen mehr zu erwarten seien, als nicht zutreffend an. Grund für die nach rechnerischen Abschätzungen auch Jahre später noch vorstellbaren Erschütterungen kann der aufgrund geringer Permeabilitäten von Störungen, Schicht- und Bankungsfugen sehr zeitverzögerte Rückgang von deren Scherfestigkeiten in entfernten Gebirgsbereichen sein, welche dann erst zum Abbau dortiger Scherspannungen durch Scherbewegung führen. Dabei ist in diesem Zusammenhang auf die im nächsten Spiegelstrich bzw. die bereits in [24] gemachten ergänzenden Anmerkungen hinzuweisen.
- Die quantitativen Abschätzungen in [110] beinhalten wahrscheinlich noch einige Sicherheiten, die dort nicht angesprochen sind: Grundlage des dortigen methodischen Vorgehens ist die Vorgabe, dass auf idealen (bzw. in [110]: „echten“) Trennfugen die Kohäsion gleich Null ist. Diese Formulierung ist fachlich richtig, trifft jedoch im Saarkarbon insofern häufig nicht zu, als dort viele Trennfugen nicht als ideal angesehen werden können.

Hier sind Fugen oft mit sandigen oder lehmigen Bestegen verfüllt, zumindest, wenn sie eine gewisse Öffnungsweite besitzen. Es kann allerdings bei den Verfüllungen weder von Kataklastiten, Kakiriten, tektonischen Brekzien oder speziellen Myloniten (Proto- oder Ultramyloniten) gesprochen werden, sondern von vermutlich geologisch jüngeren Einspülungen, die sich fallweise durch Sedimentation und Verdichtung später teilweise oder vollständig selbst abstellten, während einige weiterhin aktiv sind. Wie bereits erwähnt, kann in diesen Fällen nicht unbedingt von idealen Trennfugen gesprochen werden und die Kohäsion folglich auch nicht mit Null angesetzt werden. Stattdessen sind dann bei genügend großer Klufföffnungsweite (von bereits wenigen mm) Kohäsion bzw. Reibungswinkel des Füllmaterials anzusetzen.

Feinen Rissen hingegen fehlt eine solche Verfüllung in der Regel. Aber auch visuell scheinbar glatt erscheinende, feine Fugen im saarländischen Karbongebirge zeigen bei etwas näherem Hinsehen oft eine von zahllosen Harnischen und Aufkantungen fein zergliederte Oberflächenstruktur, die bei Scherbewegungen eine ungehinderte Relativbewegung behindert, was in der Wirkung einer Kohäsion bzw. einem veränderten Reibungswinkel gleichkommt.

Beim Anstieg des Gruben-/Grundwasserspiegels verändert sich bei bindigen Verfüllungen die wasserabhängige Konsistenz, die in den Teilen, in denen noch keine vollständige Sättigung besteht bspw. noch fest oder halbfest, in durch kapillaren Aufstieg beeinträchtigten oder vollständig wassergesättigten Teilen etwa steif, weich oder breiig sein kann. Damit verändern sich auch die mechanischen Eigenschaften, und es vermindert sich auch deren Kohäsion, die in den trockenen, aber Harnisch-besetzten Fugenbereichen durchaus noch Wirkung entfaltet, welche sie erst mit zunehmender Durchnässung verliert. Sande hingegen haben keine Kohäsion, sondern lediglich eine Scheinkohäsion, die durch Kapillarkräfte und somit lediglich bei einer bestimmten Feuchtigkeit existiert. Sande können bspw. auch durch Auftrieb ihre Reibungskräfte verlieren oder reduzieren, so dass auch dort, allerdings in anderem Ausmaß, in trockenen, teilgesättigten und vollkommen wassergesättigten Fugenbereichen unterschiedliche „haltende“ Kräfte bestehen. Es bestehen also Korrelationen zwischen Ausprägung der Fuge (z. B. Öffnungsweite, Flächenbeschaffenheit), Art der Fugenfüllung, Wasserstand in der Fuge, der Zeit und der Normalspannung einerseits sowie der Scherfestigkeit auf den Klufflächen bzw. der Kohäsion bzw. den haltenden Kräften andererseits.

Bei der zahlenmäßigen Angabe bzw. Festlegung von Rechenwerten könnten die üblichen Scherfestigkeiten von Fugenflächen mit einem Reibungswinkel von $(\text{cal}) \varphi = 25^\circ$ bis 35° und Kohäsionswerten von $(\text{cal}) c = (0 \text{ bzw.}) 10$ bis 100 kN/m^2 festgelegt werden (u. a.: PRINZ, H., STRAUSS, R., 2011 [125]). Bei den in [110] durch Zurückrechnung ermittelten etwaigen Flächengrößen ergeben sich folglich durchaus nicht geringe Gesamtbeträge für die Fugen. Die Fläche, die beispielsweise dem unterhalb von Flöz Schwalbach am 9. Juni 2007 aufgetretenen Erschütterungsereignis zugeordnet wird, liegt nach Rückrechnung bei ca. $3,3 \cdot 10^5 \text{ m}^2$. Selbst bei einem sehr geringen Wert von nur 10 kN/m^2 läge die Kohäsionskraft auf dieser Fläche folglich in der Größenordnung von 3.300 MN (bzw. von ca. 336.000 Tonnen). Diese würde sich allmählich zeitabhängig bzw. mit dem Anstieg des Wasserspiegels auf Null reduzieren, brächte aber je nach verbleibender wasserungesättigter Restfläche in der Fuge bei Teilanstiegen des Grubenwassers möglicherweise noch ausreichende Kräfte auf, um der Scherbewegung zusätzlichen Widerstand zu leisten und diese zeitlich oder

Scherbewegung zusätzlichen Widerstand zu leisten und diese zeitlich oder betragsmäßig zu vermindern.

Da eine belastbare Quantifizierung aller genannten Einflussgrößen jedoch schwierig ist, ist deren Nichtbeachtung im Sinne einer Worst-Case-Betrachtung in [110 bzw. 180] nachvollziehbar und vertretbar. Unabhängig von der Akzeptanz verschiedener anderer dortiger Annahmen wird die tatsächliche Situation aber auch wegen der hier erläuterten Kausalitäten die realen Gegebenheiten nur größenordnungsmäßig beschreiben.