

Geotechnische Untersuchungen

I. Vortrieb eines Autobahntunnels unter einem Flusstal

Die Röhren des Tunnels Hirschhagen der BAB A44 unterfahren in der Nähe der Ortschaft Hessisch Lichtenau die Bundesstraße B7, eine eingleisige Bahnstrecke und das Tal der Losse. Der Baugrund besteht aus Buntsandstein und tertiären Tonen und Sanden. Es ist geplant, den Vortrieb im Schutz einer Grundwasserhaltung durchzuführen. Die Grundwasserabsenkung soll mithilfe einer Großbrunnenanlage durchgeführt werden. Zur Bemessung dieser Anlage wurden zwei Pumpversuche durchgeführt, die mit numerischen Berechnungen ausgewertet wurden. In dem dazu erarbeiteten großräumigen Modell werden die trennflächenbedingte Anisotropie des Buntsandsteins und der Einfluss benachbarter gering durchlässiger Störungen berücksichtigt.

Excavation of highway tunnel underneath a river valley

In Eschenstruth near Hessisch-Lichtenau, Germany, the two tubes of the tunnel Hirschhagen of the BAB A44 are driven underneath of the federal road B7, a rail track and the valley of river Losse. The tunnel is located in the Buntsandstein which consists of an alternating layer of Sandstones and Claystones and in a Tertiary formation, which consists of Clay and Sand. It is planned to lower the groundwater level by means of a number of large scale pumping wells before the tunnel is excavated. In order to achieve the necessary data for the design of the wells, two pumping tests were carried out and evaluated by means of numerical analyses. Two

40 m deep pumping wells and adjacent piezometers were constructed and installed, respectively. The numerical analyses for the evaluation of the tests were based on a large-scale model which accounts for the effects of the inhomogeneous and anisotropic permeability of the rock mass and the influence of adjacent faults.

1 Einleitung

Der 4,2 km lange Tunnel Hirschhagen der BAB A44 unterquert in Eschenstruth bei Hessisch-Lichtenau die Bundesstraße B7, eine Eisenbahnstrecke und die Losse. Die beiden Tunnelröhren liegen in diesem Bereich in einer Subrosionssenke, in der Buntsandstein und Tertiärer Ton anstehen. Es ist geplant, den Vortrieb unterhalb der Losseau im Schutz einer Grundwasserhaltung durchzuführen [1]. Die Grundwasserabsenkung soll mithilfe einer Großbrunnenanlage durchgeführt werden. Die Losse soll abgedichtet werden (Bilder 1 und 2).

Zur Bemessung der Brunnenanlage wurden zwei Pumpversuche durchgeführt, die mit numerischen Berechnungen ausgewertet

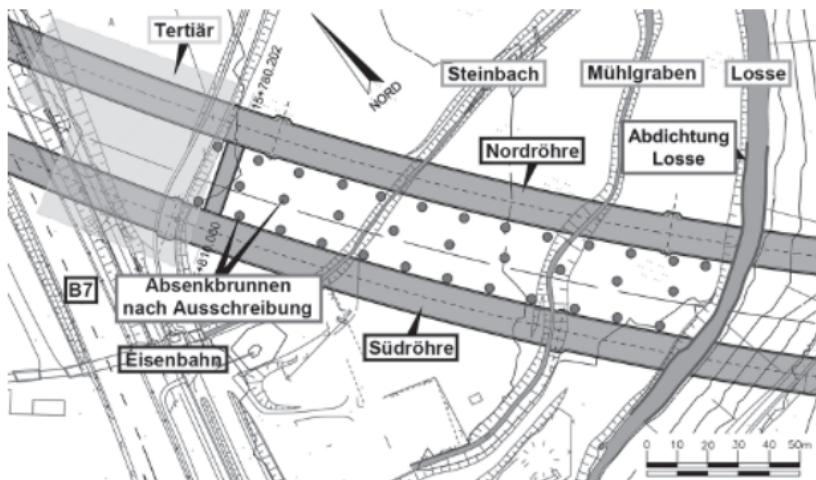


Bild 1. Lageplan Tunnel Hirschhagen, Detail

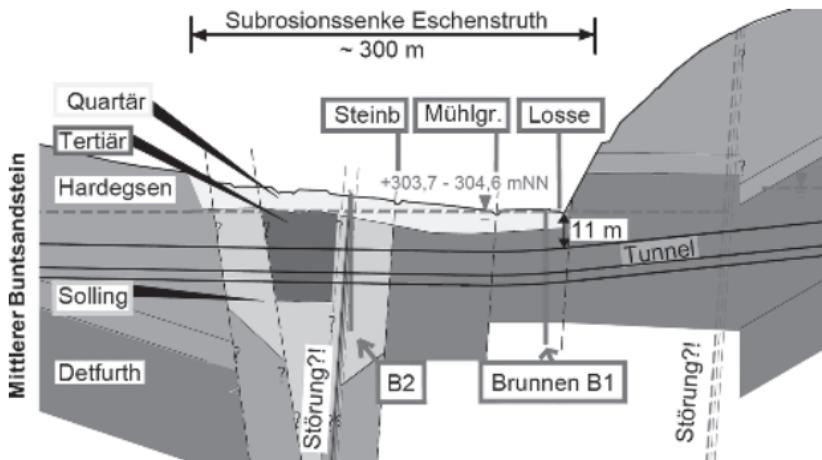


Bild 2. Längsschnitt, Detail

wurden. Darüber hinaus wurde eine rechnerische Simulation der geplanten GW-Absenkung durchgeführt, die mithilfe der im Bild 2 dargestellten Brunngalerie vorgenommen werden soll. Die Ergebnisse der Versuche und Berechnungen dienten als Grundlage für den Entwurf der Brunnenanlage und des Vortriebskonzepts für die Tunnel in diesem Abschnitt.

2 Untergrund- und Grundwasserverhältnisse

Im Kern der Subrosionssenke stehen bindige Lockergesteine des Tertiärs an. An diesen Bereich schließen sich nach den Seiten und nach unten die Schichten des Buntsandsteins der Solling-Folge (smS) an. In Richtung Losse folgen auf die Solling-Folge die Schichten der Detfurth-Folge des Buntsandsteins. Diese Schichten werden von einer ca. 4 bis 10 m mächtigen Schicht aus Quartär überlagert. Am südlichen Rand der Tertiärrinne befindet sich eine Störung. Weiter südlich im Hang hinter dem Lossetal sind ebenfalls Störungen prognostiziert (Bild 2) [2].

Nach den Bohrprofilen der im Bereich der Losseaue abgeteuften Erkundungsbohrungen und der Bohrungen für die Grundwasser-

messstellen des Pumpversuchs ist der Buntsandstein insbesondere im Bereich der Störung teilweise entfestigt und enthält Zerstörungszonen. Dieser vermutlich von der Störung beeinflusste Bereich reicht nach den Ergebnissen der Erkundungsbohrungen bis ca. 100 m südlich der Tertiärrinne.

Der Grundwasserspiegel steht nach den Ergebnissen der Messungen in verschiedenen Grundwassermessstellen bei ca. 304 mNN geringfügig unterhalb der Geländeoberfläche an. Es ist davon auszugehen, dass eine hydraulische Verbindung zwischen Quartär und Buntsandstein vorhanden ist.

Im geotechnischen Gutachten [2] ist mit $k_f = 9 \cdot 10^{-8}$ bis $4 \cdot 10^{-4}$ m/s eine sehr große Bandbreite für die Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte des Buntsandsteins angegeben. Für die Ausführungsplanung für die Brunnengalerie und für den Tunnelvortrieb war in Anbetracht der Risiken eine genauere Abschätzung der Durchlässigkeitsbeiwerte erforderlich. Aus diesem Grund wurde entschieden, Pumpversuche durchzuführen.

3 Modellvorstellungen

3.1 Anisotropie und Inhomogenität

Der mittlere Buntsandstein besteht überwiegend aus einer Wechselfolge von Sand- und Tonsteinen. Insbesondere in der Hadergosen-Folge, der Detfurth-Folge und der Volpriehausen-Folge werden durchgehende Tonsteinlagen sehr häufig angetroffen. Dagegen besteht die Solling-Folge überwiegend aus dickeren Sandsteinpaketen, in die wenige Tonsteinlagen eingelagert sind (Bild 3). Auch in den Bohrungen für die Brunnen und die Grundwassermessstellen für den Pumpversuch wurden ausgeprägte Tonsteinlagen angetroffen.

Da die Standsteinlagen eine deutlich größere Wasserdurchlässigkeit besitzen als die Tonsteinlagen, bedingt die Wechsellagerung eine ausgeprägte Inhomogenität und Anisotropie der Wasserdurchlässigkeit der verschiedenen Formationen des Buntsandsteins.

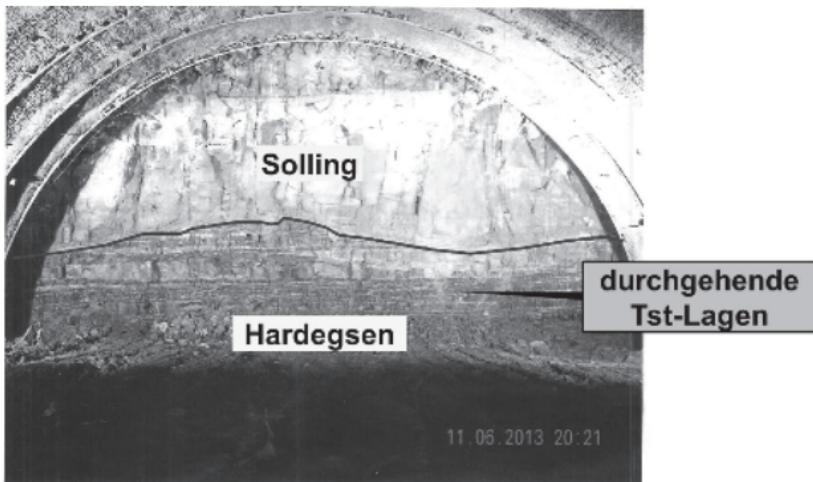


Bild 3. Ortsbrust im Buntsandstein

3.2 Grundwasserströmung im anisotropen und inhomogenen Untergrund

Eine Grundwasserströmung findet im Fels überwiegend entlang von Trennflächen statt. Dagegen ist die Durchströmung der Gesteinsmatrix meist vernachlässigbar gering. Zur Veranschaulichung der Größenordnung der Durchlässigkeit von klüftigem Fels sind in Bild 4 die Durchlässigkeitsbeiwerte k_T parallel zu einer Trennflächenschar mit einem Trennflächenabstand von $d = 1 \text{ m}$ sowie verschiedenen Öffnungsweiten und Rauigkeiten den isotropen Durchlässigkeitsbeiwerten von Lockergestein gegenübergestellt. Danach entspricht die Durchlässigkeit eines Felses mit Trennflächenöffnungsweiten von $2\bar{a}_l = 0,2 \text{ mm}$ und Trennflächenabständen von $d = 1 \text{ m}$ der Durchlässigkeit eines Feinsandes. Für $2\bar{a}_l = 0,7 \text{ mm}$ ergibt sich bereits die Durchlässigkeit eines Kieses [3] [4].

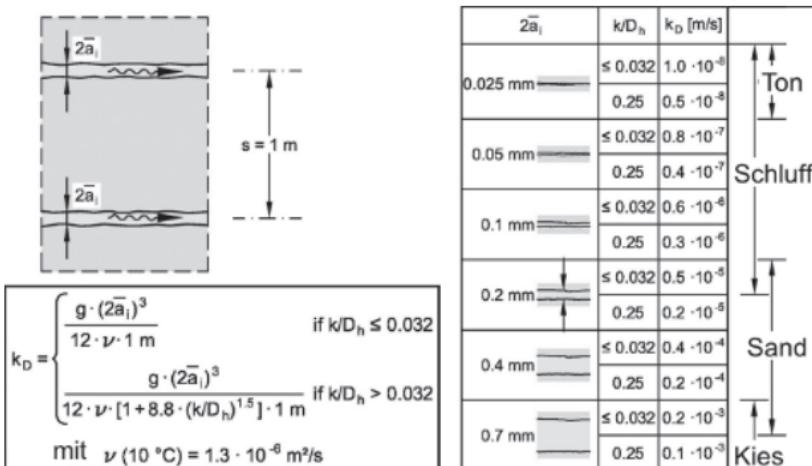


Bild 4. Durchlässigkeitsbeiwerte eines Felses mit einer Schar durchgehender offener Trennflächen [4]

Im Buntsandstein sind die Tonsteinlagen, wie bereits erwähnt, gering durchlässig. Dagegen sind die Sandsteinlagen stärker durchlässig, da in diesen ausgeprägte Trennflächen (Klüfte) ausgebildet sind. Die Sickerströmung findet daher überwiegend in den Sandsteinschichten und damit in horizontaler Richtung statt. Die vertikale Durchströmung der Wechsellagerung ist durch die gering durchlässigen Tonsteinlagen behindert (Bild 5).

In einer Berechnung kann die genaue Abfolge der durchlässigen und wenig durchlässigen Schichten einer Wechsellagerung nur schwer berücksichtigt werden, da die Lage und Erstreckung der einzelnen Schichten in der Regel nicht genau bekannt sind.

Daher wird vereinfachend von einer äquivalenten Wasserdurchlässigkeit ausgegangen, die in horizontaler Richtung größer ist als vertikal. Dabei sind die durchlässigeren Schichten für die horizontale und die undurchlässigeren Schichten für die vertikale Durchlässigkeit der Wechsellagerung bestimmend (Bilder 6 und 7) [3] [4].

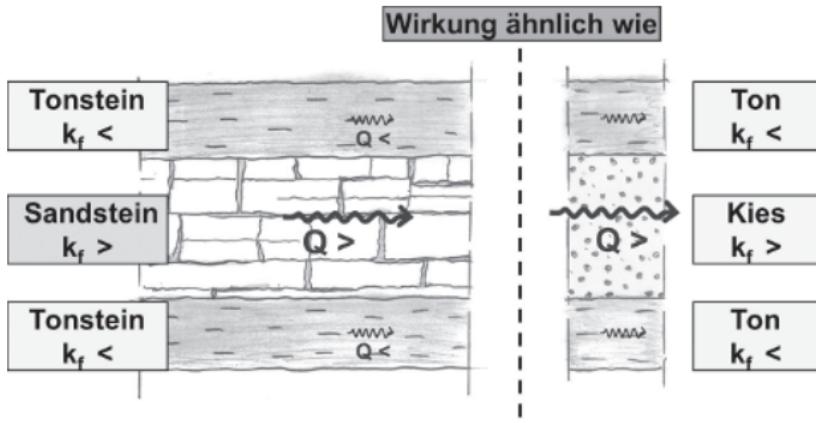


Bild 5. Durchlässigkeit Baugrund, inhomogen und anisotrop

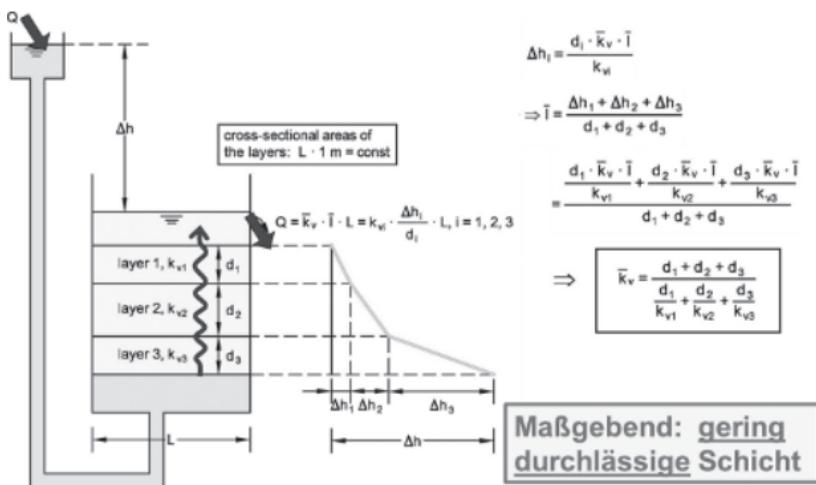


Bild 6. Geschichteter Baugrund, vertikale Durchlässigkeit [4]

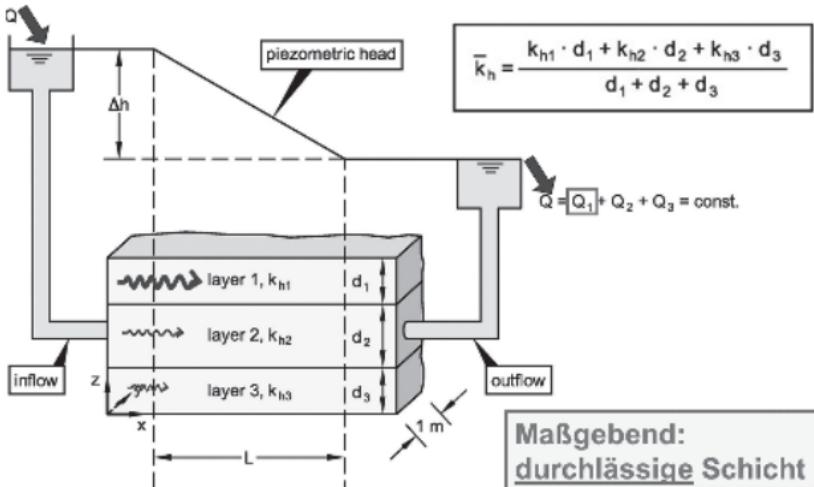


Bild 7. Geschichteter Baugrund, horizontale Durchlässigkeit [4]

3.3 Zufluss zu einem Brunnen

Der Zufluss zu einem Brunnen in einer horizontalen Wechsellagerung des Buntsandsteins erfolgt entlang der horizontal durchlässigen Sandsteinschichten. Im Gegensatz zur Grundwasserabsenkung im Untergrund mit isotroper Wasserdurchlässigkeit, bei der das Wasser innerhalb des Absenktrichters nahezu vollständig dem Untergrund entzogen wird, verbleibt hier Restwasser oberhalb der wenig durchlässigen Tonschichten. Es ergeben sich einzelne Absenktrichter in den durchlässigen Schichten. Eine vollständige Absenkung wird durch die nur gering durchlässigen Schichten zumindest über größere Zeiträume verhindert (Bild 8).

In den grundwasserführenden Schichten erfolgt, wie zuvor erläutert, die Grundwasserströmung entlang der Trennflächen. Falls mit dem Brunnen allerdings keine wasserführenden Trennflächen angeschnitten werden, findet auch keine Absenkung statt (Bild 9).

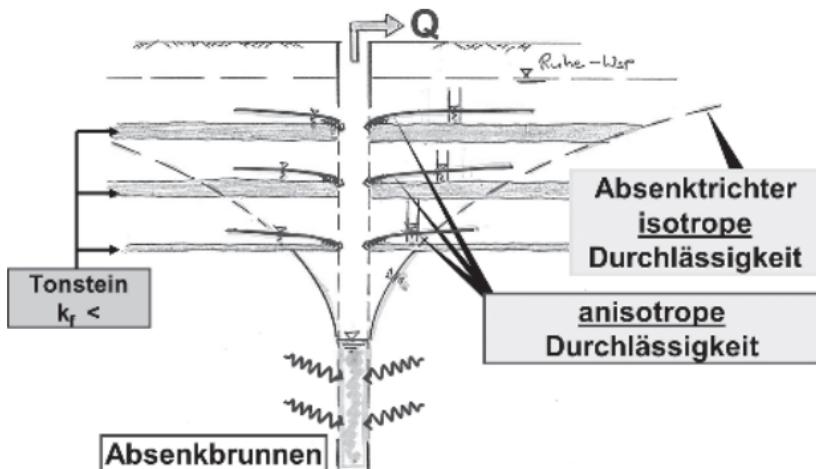


Bild 8. Einfluss der Inhomogenität und Anisotropie auf den Absenktrichter

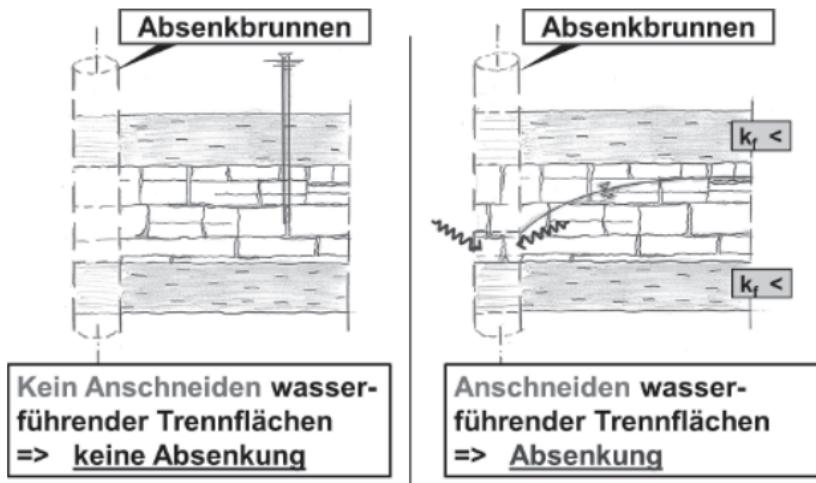


Bild 9. Grundwasserabsenkung im inhomogenen Kluftwasserleiter

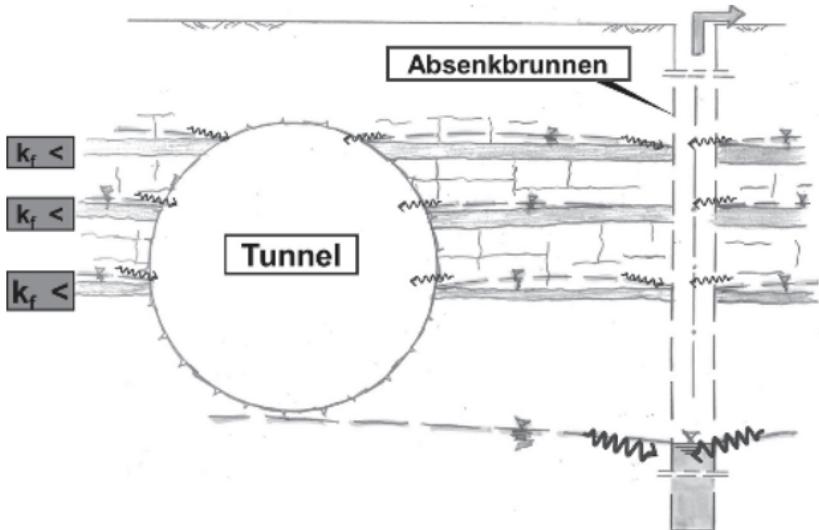


Bild 10. Potenzielle Sickerwasserzutritte zum Tunnel am Top gering durchlässiger Schichten

3.4 Zufluss zu einem Tunnel

Auch nach der Inbetriebnahme der Absenkbrunnen kann es aus den o. g. Gründen zu Sickerwasserzutritten im Tunnel kommen, indem Wasser entlang der wasserführenden Schichten dem Tunnel zuströmt (Bild 10).

4 Pumpversuche

4.1 Versuchsdurchführung und Ergebnisse

Es wurden zwei Pumpversuche durchgeführt. Dazu wurden zwei 40 m tiefe Brunnen mit einem Durchmesser von 324 mm hergestellt und Grundwassermessstellen in unterschiedlichen Abständen zu diesen Brunnen eingerichtet. Der Brunnen B1 liegt ca. 20 m westlich der Losse. Der Brunnen B2 liegt am südlichen Rand der Tertiärrinne im Buntsandstein (Bild 11).

Die Filterstrecken der Brunnen liegen im Buntsandstein. Die Grundwassermessstellen wurden überwiegend im Buntsandstein, teilweise aber auch im Quartär bzw. im Tertiär, verfiltert.

Beim Pumpversuch am Brunnen B1 wurde in der Phase 1 das Wasser über einen Zeitraum von ca. 5 Tagen mit einer Förderrate von $30 \text{ m}^3/\text{h}$ abgepumpt. Im Brunnen stellte sich dadurch eine Absenkung von 2,56 m ein. Anschließend wurde in einer Phase 2 die Leistung der Pumpe auf $50 \text{ m}^3/\text{h}$ erhöht und über einen Zeitraum von 7 Tagen Wasser abgepumpt. Damit wurde eine Absenkung von 6,14 m im Brunnen erzielt (Bild 12).

Die gemessenen Ganglinien im Brunnen und in den Grundwassermessstellen steigen mit den Durchflussmengen am Pegel Helta der Losse an. Daraus kann man schließen, dass die Grundwasserstände im betrachteten Gebiet vom Wasserstand in der Losse und damit bei dem verhältnismäßig kleinen Einzugsgebiet der Losse von den regionalen Niederschlägen abhängt.

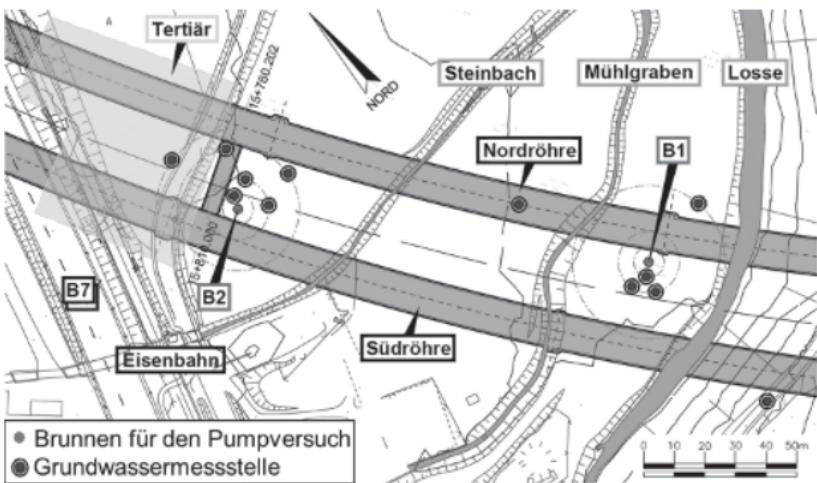


Bild 11. Lageplan der Brunnen und Grundwassermessstellen

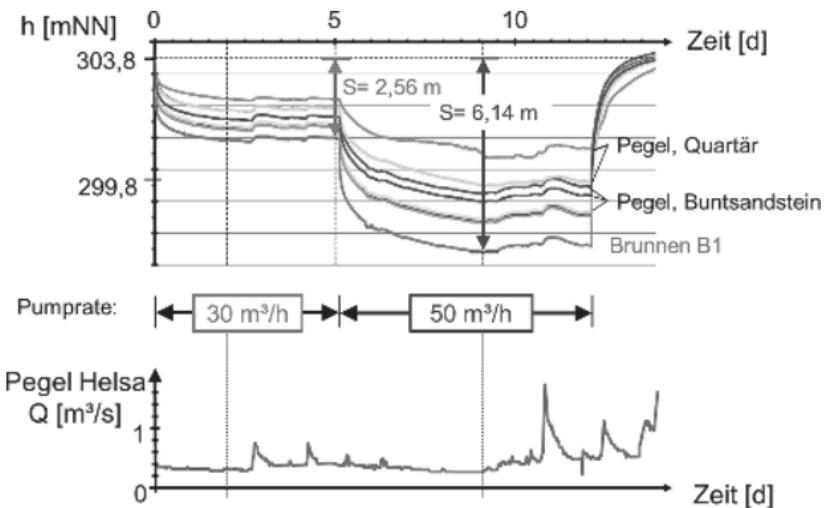


Bild 12. Pumpversuch B1, Messergebnisse

Beim Pumpversuch am Brunnen B2 wurde eine Absenkung von 6,25 m in der Phase 1 mit einer Förderrate von $30 \text{ m}^3/\text{h}$ und eine Absenkung von 15,0 m in der Phase 2 mit einer Förderrate von $50 \text{ m}^3/\text{h}$ erzielt.

4.2 Auswertung mit Sickerströmungsberechnungen

Um die tatsächlichen Verhältnisse möglichst wirklichkeitsnah nachzubilden, wurden dreidimensionale Sickerströmungsberechnungen nach der FE-Methode durchgeführt. Dabei wurde das von WBI entwickelte Programm HYD-03 angewendet, mit dem Berechnungen der räumlichen Sickerströmung im anisotropen Fels durchgeführt werden können [3] [4].

Bild 13 zeigt das verwendete FE-Netz. Der Berechnungsausschnitt ist 10.000 m lang, 5.000 m breit und 78,8 m hoch. Es wurde eine Symmetrieebene in der Brunnenachse angenommen.

Im mittleren Bereich wurden das Quartär an der Oberfläche sowie die Tertiärrinne nachgebildet. Im restlichen Berechnungsausschnitt wurde Buntsandstein nachgebildet. An den Außenrändern des Berechnungsausschnitts wurde eine Standrohrspiegelhöhe von 303,8 m vorgegeben, die den gemessenen Wasserspiegelhöhen im Ausgangszustand vor Beginn der Versuche entspricht. Die Symmetrieebene wurde undurchlässig angenommen (Bild 13).

Für die Knoten auf der Wandung des Brunnens wurde eine konstante Standrohrspiegelhöhe vorgegeben, die dem während der Pumpversuche im stationären Zustand gemessenen Wasserspiegel (297,66 mNN beim Brunnen B1 mit einer Förderrate von 50 m³/h) entspricht. In dem Brunnenabschnitt, der gegen den Untergrund abgedichtet ist, wurden die Knoten auf der Brunnenwandung als undurchlässig angenommen (Bild 14).

Als weitere Randbedingung wurde (in einigen Fällen) der Einfluss der Losse simuliert, indem den Knoten entlang des Flusslaufs an der Oberfläche des Netzes eine Standrohrspiegelhöhe von 303,8 m zugewiesen wurde (vgl. Bild 13).

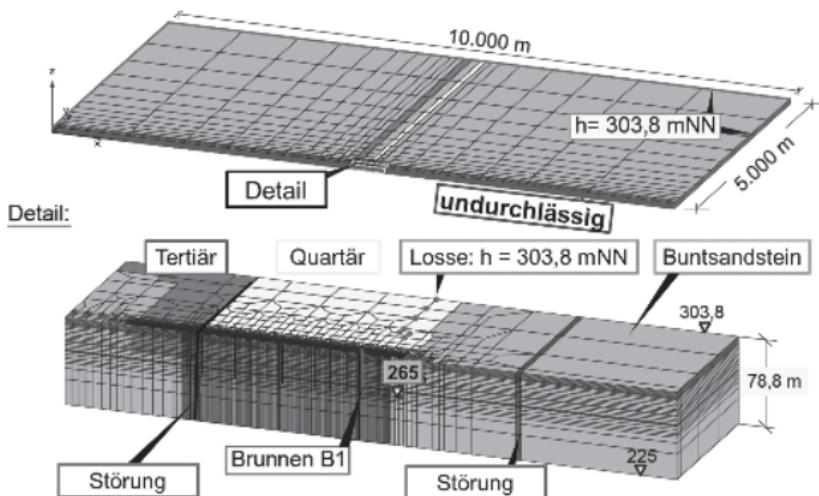


Bild 13. Nachrechnung Pumpversuch B1, FE-Netz und Randbedingungen

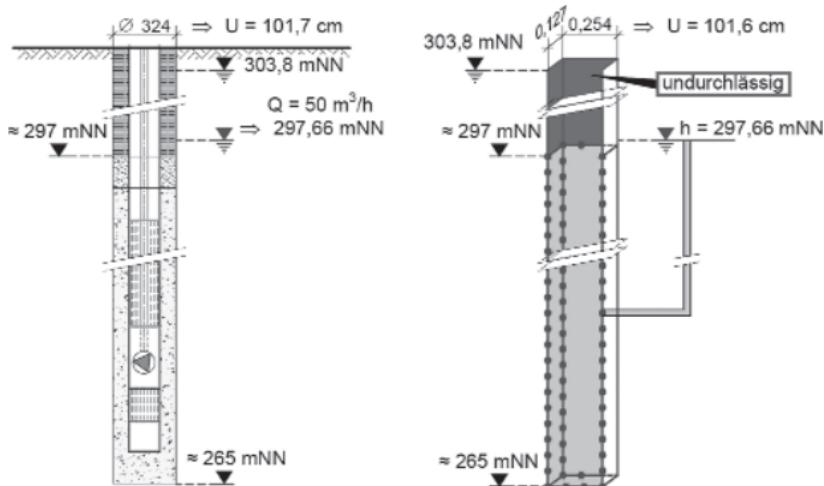


Bild 14. Randbedingungen im Brunnen

Darüber hinaus wurden (in einigen Fällen) zwei durchgehende Störungen simuliert (vgl. Bild 13). Diese Störungen liegen nach den Angaben im geotechnischen Gutachten [2] südlich des Tertiärs und im Hang südlich des Lossetals (vgl. Bild 2). Die während des Pumpversuchs gemessenen Wasserstände im Bereich zwischen den beiden Störungszonen und außerhalb dieses Bereichs weisen darauf hin, dass die Störungen vergleichsweise undurchlässig sind und eine abdichtende Wirkung gegen die außerhalb der durch die Pumpversuche beeinflussten Zonen liegenden Bereiche besitzen.

In unterschiedlichen Berechnungsfällen wurden u. a. die Durchlässigkeiten des Buntsandsteins, des Quartärs und des Tertiärs variiert. Dabei wurde beim Buntsandstein und beim Quartär zwischen horizontaler und vertikaler Durchlässigkeit unterschieden (Bild 15).

Einflussfaktor	Bandbreite	"Best Fit"
Buntsandstein k_{fh} [m/s]	$10^{-5} - 3 \cdot 10^{-4}$	$3 \cdot 10^{-4}$
	$10^{-4} - 10^{-8}$	10^{-8}
Quartär k_{fh} [m/s]	$10^{-4} - 10^{-6}$	10^{-6}
	$10^{-4} - 10^{-6}$	10^{-6}
Tertiär $k_{fh} = k_{fv}$ [m/s]	$10^{-6} - 10^{-8}$	10^{-7}
Gering durchlässige Störungen	Ja / Nein	Ja
Einspeisung im Bereich der Losse	Ja / Nein	Ja

Bild 15. Nachrechnung Pumpversuch B1, untersuchte Einflussfaktoren

Die beste Übereinstimmung zwischen den beim Pumpversuch B1 gemessenen Wassermengen und Standrohrspiegelhöhen und den berechneten Werten ergibt sich mit den in Bild 15 unter „Best fit“ angegebenen Kennwerten und Berechnungsannahmen. Bild 16 zeigt einen Vergleich zwischen den gemessenen und errechneten Standrohrspiegelhöhen für eine Förderrate von $Q = 50 \text{ m}^3/\text{h}$.

Die errechneten Linien gleicher Standrohrspiegelhöhe zeigen eine weiträumige Absenkung der Standrohrspiegelhöhen zwischen den Störungen. Allerdings wird die freie Wasseroberfläche auch bei Annahme einer Förderleistung des Brunnens von ca. $50 \text{ m}^3/\text{h}$ nur um wenige Meter abgesenkt (Bild 17). Dieses resultiert aus der zuvor erläuterten und in Bild 8 dargestellten Grundwasserströmung im inhomogenen bzw. anisotropen Gebirge, nach der der Zufluss zum Brunnen vorwiegend in horizontaler Richtung erfolgt und Restwassermengen oberhalb der wenig durchlässigen Tonschichten verbleiben.

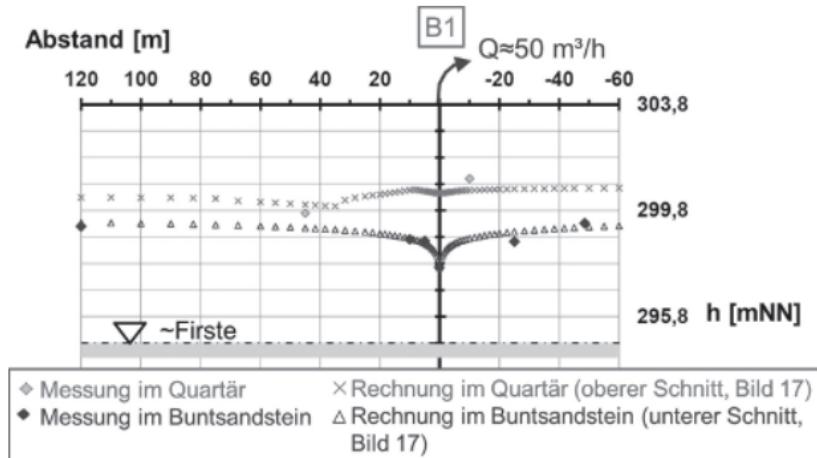


Bild 16. Pumpversuch B1, $Q = 50 \text{ m}^3/\text{h}$, Vergleich Rechnung – Messung, Symmetrieebene

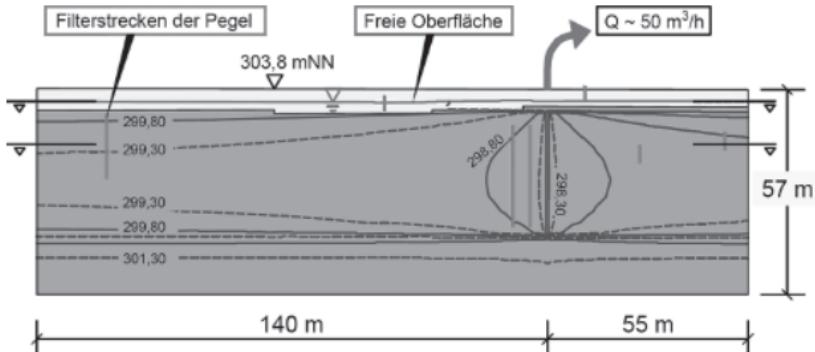


Bild 17. Nachrechnung Pumpversuch B1, Linien gleicher Standrohrspiegelhöhe, Detail, Symmetrieebene

4.3 Schlussfolgerungen

Aus den Pumpversuchen können die folgenden Schlussfolgerungen gezogen werden:

- Es ist eine Verbindung zwischen Quartär und Buntsandstein vorhanden. Niederschläge wirken sich unmittelbar auf die Absenkung des Grundwasserspiegels aus.
- Das Gebirge besitzt eine anisotrope Durchlässigkeit, die eine Folge der horizontalen Wechsellagerung aus durchlässigen Sandsteinschichten und gering durchlässigen Tonsteinschichten ist.
- Es gibt sehr wahrscheinlich Störungen mit geringer Durchlässigkeit.
- Die Berechnungen haben folgende Durchlässigkeitsbeiwerte für den Buntsandstein ergeben:
 - $k_{fh} = 3 \cdot 10^{-4}$ (B1) bzw. $7 \cdot 10^{-5}$ m/s (B2),
 - $k_{fv} \ll k_{fh}$, z. B. $k_{fv} = 10^{-8}$ m/s.

5 Grundwasserabsenkung durch Brunnen

5.1 Berechnungsgrundlagen

Zur Dimensionierung der Brunnenanlage wurden ebenfalls dreidimensionale Sickerströmungsberechnungen durchgeführt. Mit dem FE-Netz aus der Nachrechnung der Pumpversuche kann auch die geplante Brunnengalerie simuliert werden. Die Berechnungsgrundlagen (Randbedingungen und simulierter Untergrundaufbau) entsprechen denjenigen der Sickerströmungsberechnungen für die Auswertung der Pumpversuche (Bild 18). Die Durchlässigkeitsbeiwerte für den Untergrund wurden entsprechend den Ergebnissen der Nachrechnung der Pumpversuche B1 und B2 gewählt.

Es wurden je nach Berechnungsfall zwei bzw. drei Brunnenreihen im Bereich zwischen den Tunnelröhren simuliert. Die Brunnenreihe A2 bis A13 liegt in der Nähe der nördlichen Tunnelröhre. Die Brunnenreihe B1 bis B12 befindet sich in der Mitte zwischen den

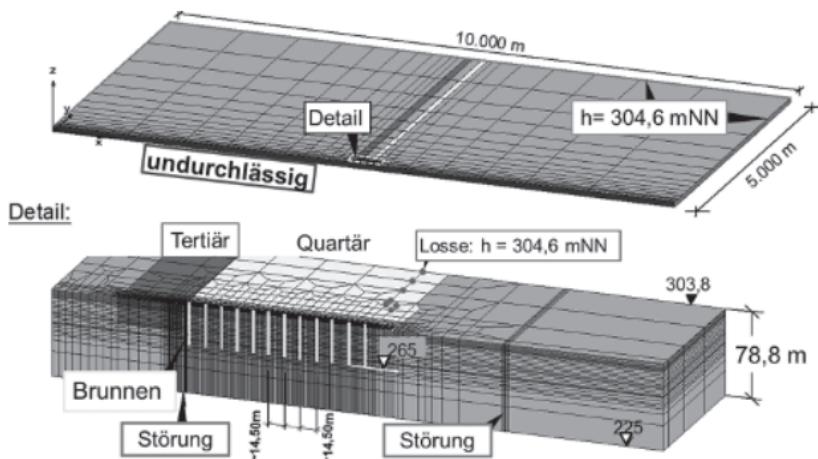


Bild 18. Simulation Grundwasserabsenkung, FE-Netz und Randbedingungen

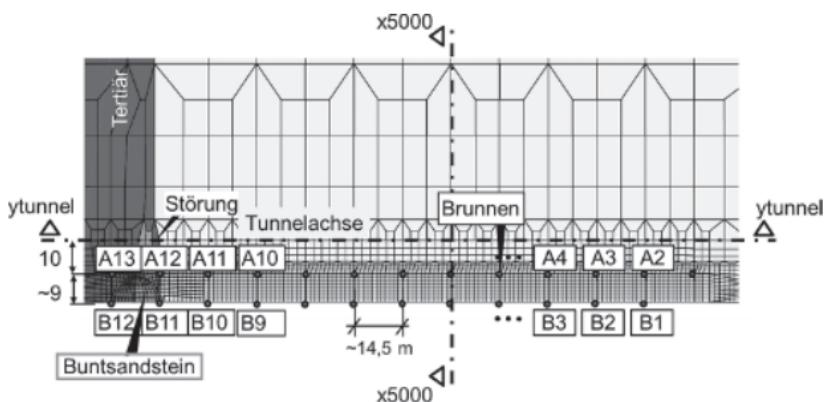


Bild 19. Simulation Grundwasserabsenkung, Lage der Brunnen und der Schnitte für die Auswertung

Tunnelröhren. Eine weitere Brunnenreihe liegt in der Nähe der südlichen Tunnelröhre (Bilder 1 und 19). Aufgrund dieser Anordnung ist es möglich, eine Symmetrieebene in der Brunnenachse der Brunnen B1 bis B12 anzunehmen und nur die Brunnen A2 bis

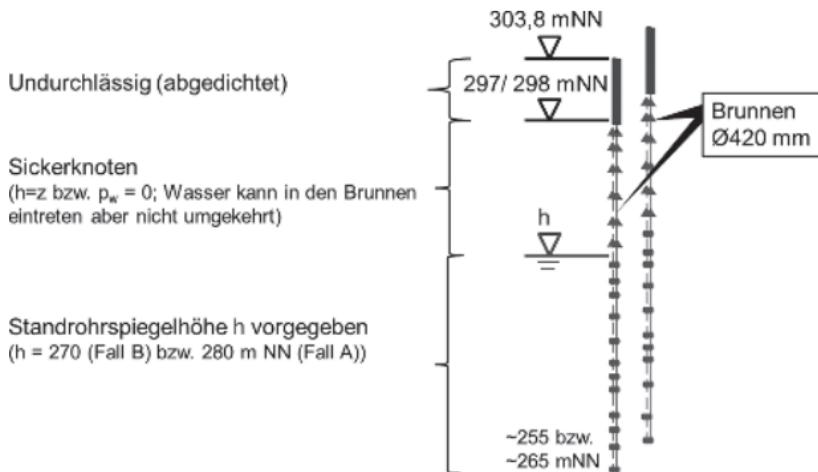


Bild 20. Simulation Grundwasserabsenkung, Randbedingung Brunnen

A13 sowie die Brunnen B1 bis B12 mit einem halben Querschnitt nachzubilden (vgl. Bilder 18 und 19).

Die Randbedingungen für die Brunnen sind im Bild 20 dargestellt. Es wurde je nach Berechnungsfall eine Standrohrspiegelhöhe in den Brunnen von 280 bzw. 270 mNN vorgegeben. Damit wurde das Ziel berücksichtigt, den Wasserspiegel bis zum Niveau unterhalb der Tunnelsohle abzusenken. Die Tiefe der Brunnen wurde mit 40 m (bis ≈ 265 mNN) bzw. 50 m (bis ≈ 255 mNN) und der Durchmesser mit 420 mm simuliert.

Es wurden verschiedene Berechnungsfälle untersucht, in denen u. a. die Anzahl der Brunnen, die Standrohrspiegelhöhen in den Brunnen und die Tiefe der Brunnen variiert wurden.

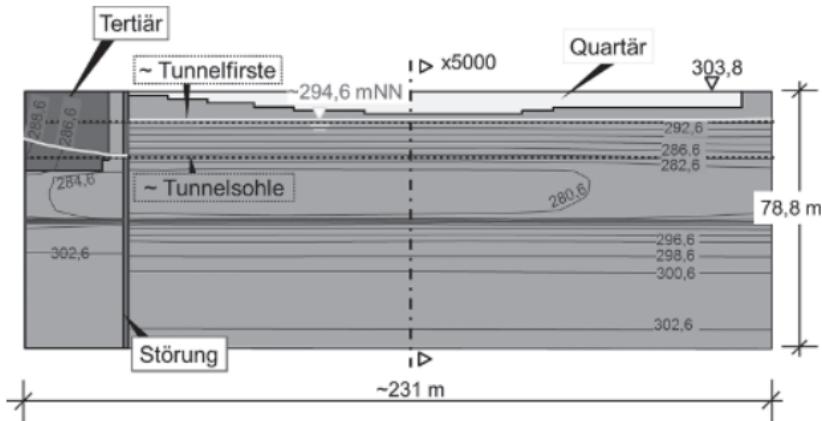


Bild 21. Simulation Grundwasserabsenkung, Fall A, Schnitt durch die Tunnelachse, Linien gleicher Standrohrspiegelhöhe

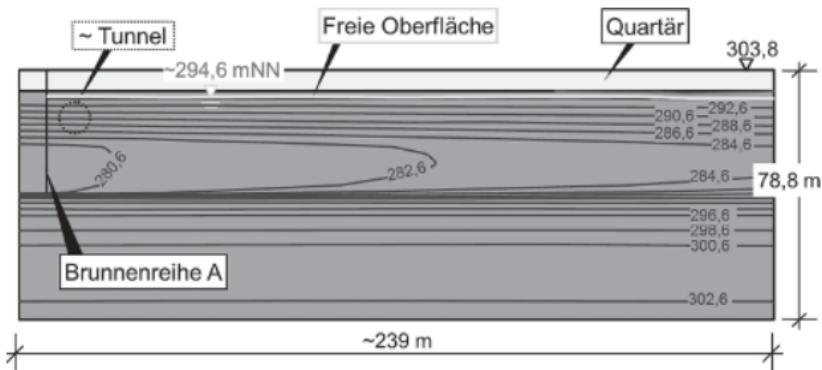


Bild 22. Simulation Grundwasserabsenkung, Fall A, Schnitt $\times 5.000$, Linien gleicher Standrohrspiegelhöhe

5.2 Berechnungsergebnisse

Ausgewählte Ergebnisse der Berechnungen sind in den Bildern 21 bis 23 dargestellt. Nach den Ergebnissen für den Fall A, in dem 36 Brunnen mit einer Tiefe von 40 m und eine Absenkung in den Brunnen bis zu einem Niveau von 280 mNN simuliert

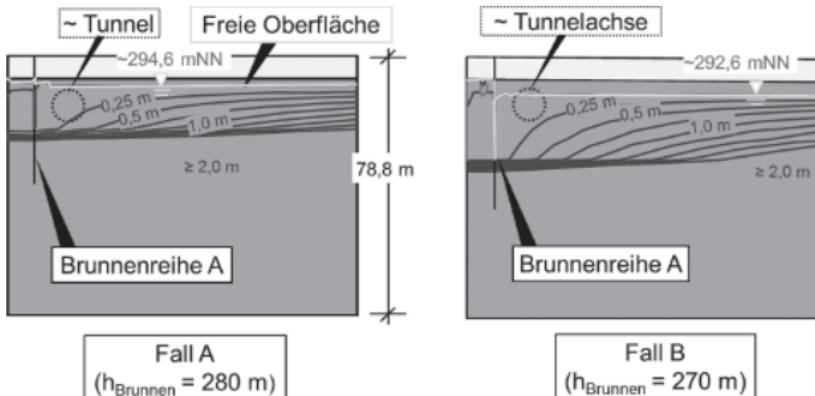


Bild 23. Simulation Grundwasserabsenkung, Fälle A und B, Schnitt $\times 5.000$, Linien gleichen Wasserdruks

wurden, wird die freie Wasseroberfläche auf 294,6 mNN und damit ungefähr auf das Niveau der Tunnelfirste abgesenkt (vgl. Bilder 21 und 22). Dieses resultiert aus der durch die horizontale Wechselleagerung bedingten Inhomogenität und Anisotropie des Gebirges und entspricht auch den Ergebnissen der Auswertung des Pumpversuchs, nach denen der Zufluss zu den Brunnen vorwiegend in horizontaler Richtung erfolgt und Restwasser in den Sandsteinschichten oberhalb der wenig durchlässigen Ton-schichten verbleibt. Dieses Restwasser wird beim Vortrieb den Tunnelwandungen zufließen (vgl. Bild 10). Allerdings ist der Was-serdruck bis zum Niveau der Tunnelsohle gering (vgl. Bild 23, links). Geht man im Fall B von einer 10 m tieferen Absenkung in den Brunnen aus, ergeben sich eine größere Absenkung der freien Oberfläche und geringere Wasserdrücke im Bereich des Tunnelquerschnitts (vgl. Bild 23, rechts).

Aus den Berechnungen konnten die den einzelnen Brunnen zu-strömenden Wassermengen ermittelt werden. Nach den Ergeb-nissen im Fall A ergibt sich beispielsweise eine maximale Was-sermenge von ca. $85 \text{ m}^3/\text{h}$ für den Brunnen A13.

5.3 Schlussfolgerungen und Auslegung Brunnenanlage

Auf der Grundlage der Sickerströmungsberechnungen zur Dimensionierung der Brunnenanlage konnte die Anzahl und die Tiefe der Brunnen optimiert werden. Anstelle der ursprünglich in der Ausschreibung vorgesehenen 34 Brunnen [1] wurden 20 hergestellt. Davon wurden zwei bereits vorab für den Pumpversuch mit einer Tiefe von 40 m und einem Durchmesser von 324 mm eingerichtet. Die anderen Brunnen sind 50 bzw. 55 m tief und haben einen Durchmesser von 420 mm (Bild 24).

Die Ergebnisse der Berechnungen haben gezeigt, dass für die Brunnen in den Randbereichen eine größere Pumpenleistung vorgesehen werden sollte als für die Brunnen im mittleren Bereich. Den Berechnungen liegt, wie zuvor erläutert, ein homogenes Modell zugrunde, mit dem die Trennflächen „verschmiert“ berücksichtigt werden. In Abhängigkeit davon, wie viele wasserführende Klüfte mit den Bohrungen angeschnitten werden, können die dem Brunnen tatsächlich zufließenden Wassermen-

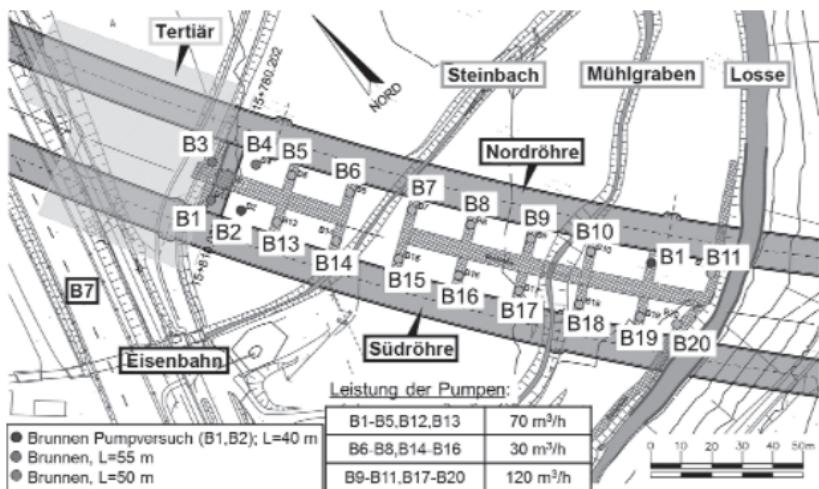


Bild 24. Ausgeföhrte Brunnengalerie

gen kleiner, aber auch deutlich größer sein als berechnet. Unter Berücksichtigung dieser möglichen Abweichungen von den Berechnungsannahmen und unter Berücksichtigung eines Sicherheitszuschlags für den Fall einer Überflutung der Losseaeue wurde empfohlen, für die Brunnen in den Randbereichen Pumpen mit einer Leistung von $120 \text{ m}^3/\text{h}$ und im mittleren Bereich mit einer Leistung von 30 bzw. $70 \text{ m}^3/\text{h}$ vorzusehen (Bild 24).

6 Vortriebskonzept

Es ist davon auszugehen, dass bei einem Hochwasser der Losse das Wasser über den abgedichteten Querschnitt hinaus ansteigt und die Losseaeue überflutet wird. Die Leistungsfähigkeit der Brunnengalerie reicht in diesem Fall trotz des oben erwähnten Sicherheitszuschlags bei der Dimensionierung der Pumpenleistungen wahrscheinlich nicht mehr aus, das zuströmende Wasser abzupumpen. Da nicht auszuschließen ist, dass es im Buntsandstein auch vertikal durchlässigere Bereiche gibt, besteht die Gefahr, dass Wasser dann unkontrolliert dem Tunnel zuströmt.

Daher sieht das Vortriebskonzept im Bereich der Losseaeue einen Vollausbruch mit abgetreppter Ortsbrust mit schnellem Sohlenschluss vor. Bei der Gefahr eines Hochwassers kann die Sohle bis zur Ortsbrust nachgezogen und die Ortsbrust des Gesamtquerschnitts mit Spritzbeton und Ortsbrustkern gesichert werden. Die Spritzbetonschale des Tunnels soll in diesem Abschnitt wasserundurchlässig ausgebildet und gegen den Wasserdruck bemessen werden. Dafür ist der Vollquerschnitt geometrisch günstiger als ein Teilquerschnitt. Die Sicherung der Ortsbrust soll ebenfalls für den Fall eines Hochwassers gegen Wasserdruck bemessen werden. Dafür ist eine ausgerundete Ortsbrust auszubilden.

Alternativ kann auch ein Kalottenvortrieb mit einer tief ausgerundeten Kalottensohle zur Anwendung kommen. Der Kalottenquerschnitt ist dann für den Hochwasserfall ebenfalls gegen Wasserdruck zu bemessen.

Literatur

- [1] Hessen Mobil, Straßen- und Verkehrsmanagement: Ausschreibungsunterlagen BAB A 44 / VKE 12. Stand: 14.05.2012, unveröffentlicht.
- [2] Dr. Spang GmbH: Tunnel Hirschhagen. Geotechnisches Gutachten, Stand 28.08.2008, unveröffentlicht.
- [3] Wittke, W.: Tunnelstatik, Grundlagen, Geotechnik in Forschung und Praxis. WBI-PRINT 4. Essen: Glückauf, 1999.
- [4] Wittke, W.: Rock Mechanics Based on an Anisotropic Jointed Rock Model (AJRM), Berlin: Ernst & Sohn, 2014.
- [5] Herth, W., Arndts, E.: Theorie und Praxis der Grundwasserabsenkung. Berlin: Ernst & Sohn, 1985.