

# Geotechnische Aspekte bei Planung und Ausführung eines Drucklufttunnels in Deckelbauweise unter Berücksichtigung von quellfähigen Baugrundsichten

M. Raithel<sup>1)</sup>, H.-G. Kempfert<sup>2)</sup>, H. Weber<sup>3)</sup>, W. Meier<sup>4)</sup>

<sup>1)</sup> Kempfert + Partner Geotechnik, Kassel - Würzburg

<sup>2)</sup> Institut für Geotechnik und Geohydraulik, Universität Kassel

<sup>3)</sup> Bilfinger Berger Aktiengesellschaft, Mannheim

<sup>4)</sup> Max Bögl Bauunternehmung GmbH & Co KG, Neumarkt

## 1 Bauwerk und Baugrundverhältnisse

### 1.1 Bauwerk

Der Tunnel Offenbau ist Bestandteil der ICE Neubaustrecke Nürnberg – Ingolstadt der Deutschen Bahn AG. Mit dem westlich der BAB A9 verlaufenden, 1.334 m langen Tunnel Offenbau wird im Bereich der Ortschaft Offenbau ein leichter Höhenrücken unterfahren. Der Abstand zwischen der BAB A9 und der NBS beträgt am nördlichen Tunnelportal etwa 10 m und vergrößert sich bis zum Südportal auf etwa 90 m. Mit dem südlichen Tunnelabschnitt wird die Ortschaft Offenbau unterfahren. Die Tunnelsohle des Tunnels Offenbau liegt 6 m bis 17 m unter Geländeoberkante.

### 1.2 Geologie

Die Baugrundverhältnisse wurden durch mehrere Erkundungsprogramme in den Jahren 1991, 1994-95 und 2000 ermittelt. Die folgenden Baugrundsichten wurden im Bereich des Tunnels Offenbau angetroffen:

Auffüllungen  
bindige Böden  
sandige Böden

}  
} Quartär

verwitterter Opalinuston  
unverwitterter Opalinuston

}  
} Aalenium

Die Mächtigkeit der Auffüllung beträgt 2,0 m – 3,0 m. Die darunter anstehenden bindigen Böden des Quartärs variieren in ihrer Schichtmächtigkeit zwischen 5,0 und 20 m. Innerhalb der bindigen quartären Schichten befinden sich sandige Böden, die teilweise als mächtige Rinnen, Lagen oder Linsen vorkommen.

Bei den quartären Ablagerungen handelt es sich überwiegend um leicht- bis mittelplastische, schwach sandige bis sandige Tone und Schluffe mit geringmächtigen Sandeinschaltungen mit steifer und an der Quartärbasis halbfester Konsistenz. Tone und Schluffe unterhalb des Grundwasserspiegels können lokal weiche Konsistenzen aufweisen. Innerhalb der quartären Schichten wurden nach Böschungsrutschungen im Jahr 2000 fossile Trennflächen mit reduzierter Scherfestigkeit erkundet und in der weiteren Planung berücksichtigt.

Die Gesteine des Aaleniums lassen sich in verschieden stark verwitterte quellfähige Schichten des Opalinuston aufteilen. Der Verwitterungsgrad nimmt zur Tiefe i.d.R. kontinuierlich ab. Die Tonsteine des aufgewitterten Opalinustons bestehen überwiegend aus feinsandigen Tonen/Schluffen mit mittlerer bis ausgeprägter Plastizität und hoher Kompressibilität. Beim unverwitterten Opalinuston handelt es sich um plattige bis dünnlagig schiefrige sandige Tonsteine bis Tonmergelstein.

**Tab. 1:** Bodenmechanische Kennwerte

Stratigraphisch / Petrographische Schichteinheit		Feuchtwichte cal $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Wichte u. Auftrieb cal $\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Reibungswinkel cal $\phi'$ [°]	Kohäsion cal $c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Kohäsion im undrainierten Zustand cal $c_u$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Steifemodul cal $E_s$ [MN/m <sup>2</sup> ]	
Quartär	bindige Böden	20	10	22,5	10	60	10	
	sandige Böden	20	10	27,5	0	0	15	
Aalenium	Verwitterter Opalinuston al <sub>IV</sub>	20,5	10,5	20	15	75	12,5	
	unverwitterter bis mäßig verwitterter Opalinuston al <sub>I</sub>	21	11	22,5	20	100	q <sub>c</sub> * [MN/m <sup>2</sup> ]	cal $E_s$ [MN/m <sup>2</sup> ]
							3 – 5	10
							5 – 10	15
10 – 20							20	
> 20	40							

\* Spitzenwiderstand aus Drucksondierungsergebnissen

Die Verwitterungszone mit den fast vollständig zu mittel bis ausgeprägt plastischen Tonen verwitterten Opalinustonstein (Verwitterungsstufe w4 – w5) weist entlang des Trassenverlaufs stark unterschiedliche Dicken auf. Im Bereich des Tunnels liegt die Schichtdicke dieses aufgewitterten Opalinustons bei 1,0 m bis 7,0 m. Die wesentlichen bodenmechanischen Kennwerte sind in Tabelle 1 zusammengestellt, eine Darstellung der hydrogeologischen Verhältnisse im Tunnel Offenbau enthält der geotechnische Längsschnitt in Abbildung 1.

## 1.3 Hydrogeologie / Grundwasser

Im Bereich des Tunnels Offenbau werden die hydrogeologischen Verhältnisse durch das Grundwasservorkommen in den quartären Lockergesteinen ( $q_s$ ,  $q_t$ ) sowie durch das Grundwasservorkommen im Opalinuston (a11) bestimmt.

Die Aufwitterungszone des Opalinustons ( $a11_v$ ) ist mit niedrigen Gebirgsdurchlässigkeiten als Grundwassergeringleiter bzw. Grundwasserstauer einzustufen.

Der unverwitterte Opalinuston (a11) ist vollständig wassererfüllt, wobei sich die Wasserführung auf Kleinklüfte und eingeschaltete Mergelsteinbänke konzentriert. Das Medium kann als durchlässiger Kluftgrundwasserleiter eingestuft werden. Infolge der darüberliegenden schwach durchlässigen Schicht der Aufwitterungszone ( $a11_v$ ) herrschen im unverwitterten Opalinuston (a11) gespannte, bereichsweise sogar artesisch gespannte Grundwasserverhältnisse.

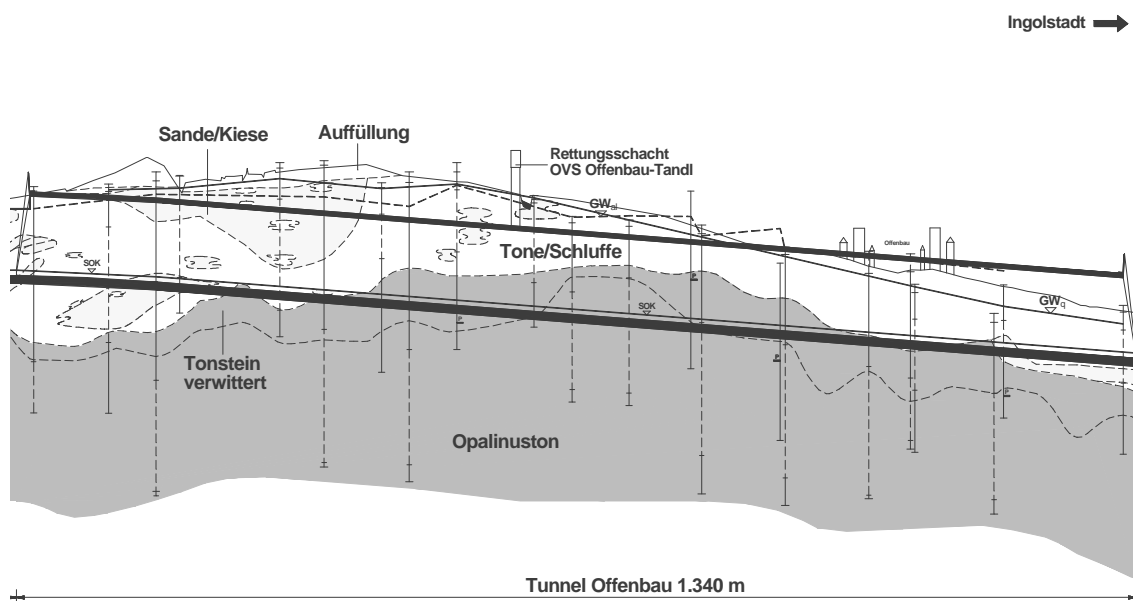


Abb. 1: Geotechnischer Längsschnitt Tunnel Offenbau

## 2 Tunnelbauweise und -herstellung

Der vorgeschlagene Amtsentswurf beinhaltete die Herstellung eines flach gegründeten Tunnels in offener Bauweise, in einer geböschten oder verbauten, rückverankerten Baugrube. Aufgrund der Erkenntnisse aus dem umfangreichen Nacherkundungsprogramm, insbesondere hinsichtlich des gespannten Grundwassers sowie des Quellverhaltens des Opalinustons, wurde unmittelbar nach Baubeginn eine vollständige Überarbeitung der geplanten Tunnelbauweise erforderlich. Des Weiteren war eine Gründung der Tunnel- und Trogbauwerke durch eine Flachgründung der Sohle aufgrund der fahrdynamischen Verformungsanforderungen nicht mehr möglich.



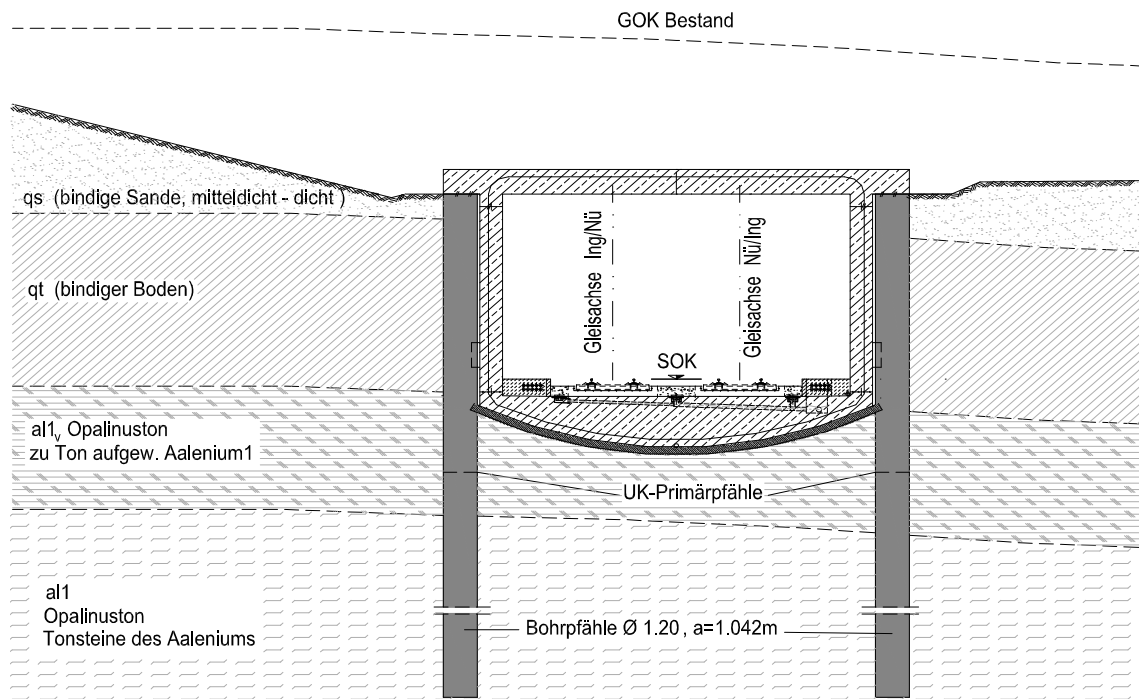
**Abb. 2:** Amtsentwurf: flach gegründeter Tunnel in offener Bauweise

Bei der Überarbeitung waren folgende Randbedingungen zu berücksichtigen:

- hohes Setzungspotential der zum Teil weichen quartären Schichten;
- weiche und breite Zonen im aufgewitterten Opalinuston;
- zweites Grundwasserstockwerk mit z. T. artesisch gespanntem Grundwasser, wobei umfangreiche Eingriffe in das Grundwasser seitens der Wasserwirtschaft nicht zulässig sind und großräumige Grundwasserabsenkung wegen möglicher Folgesetzungen an der Bebauung nicht möglich sind;
- mögliche Böschungsrutschungen auf Trennflächen;
- anstehende quellfähige Schichten des Opalinustons;

Ausgeführt wurde schließlich eine Deckelbauweise mit Aushub unter Druckluft, einem temporären Sohlgewölbe und überschnittenen Bohrpfahlwänden als Bauwerksbestandteil (Tiefgründung) mit kurzen Primärpfählen.

Als Querschnitt wurde ein Rechteckquerschnitt gewählt. Die Baugrubenwände wurden als überschnittene Bohrpfahlwände mit Großbohrpfählen  $D = 1,20$  m, Abstand  $a = 1,04$  m, ausgebildet. Dabei wurden die unbewehrten Primärpfähle bis unter die Baugrubensohle geführt, so dass die Unterläufigkeit des Bauwerks für das Grundwasser weiter gewährleistet war. Anschließend wurde die Decke des Bauwerks betoniert, die zugleich als Aussteifung der Pfahlwände dient. Der Tunnel wurde von Süden Richtung Norden in Form einer Linienbaustelle hergestellt. Nach dem Einbringen der Bohrpfähle erfolgte nachlaufend die Herstellung des Deckels.



**Abb. 3:** Systemschnitt durch den Tunnel



**Abb. 4:** Tunnelübersicht



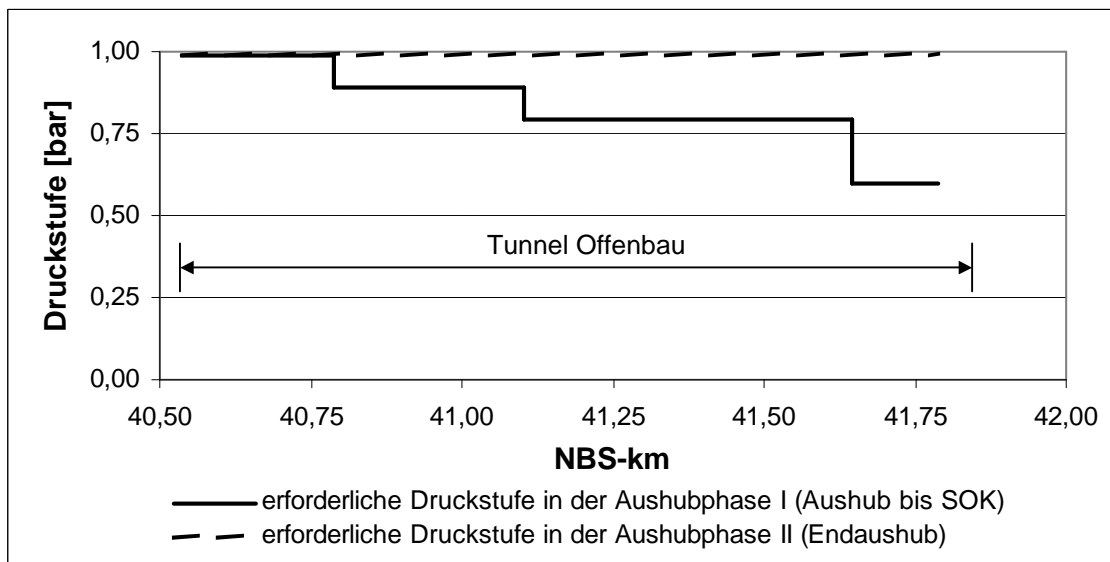
**Abb. 5:** Herstellung der Tunnelwände



**Abb. 6:** temporäres Sohlgewölbe

Aufgrund des anstehenden gespannten Grundwassers wurde der Tunnel zur Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch unter Druckluft nach einer Teilentspannung des Grundwassers im Opalinuston in zwei Aushubphasen ausgehoben. Der zweistufige Aushub wurde gewählt, um über einen möglichst langen Zeitraum mit geringeren Druckluftstufen arbeiten zu können und nur für den Restaushub die dazu erforderlichen, hohen Druckluftstufen einstellen zu müssen. In der Aushubphase 1 wurde der Tunnel bis zu einer Tiefe etwa in Höhe der späteren Schienenoberkante von Süden beginnend bis zum nördlichen Ende mit deutlich geringeren Druckstufen aufgeföhren. Die Anfahrsituation im Süden wurde über eine Druckwand mit entsprechenden Schleuseneinrichtungen realisiert. Die Nordseite des Tunnels blieb während des Druckluftbetriebs durch eine vorab hergestellte Abdichtung verschlossen.

Anschließend wurde in der Aushubphase 2 der Sohlstich in einzelnen Abschlügen, rückschreitend von Nord nach Süd unter maximaler Druckstufe ausgehoben. Die Abschlagslängen wurden dabei in Abhängigkeit der geologischen und hydrologischen Verhältnisse gewählt.



**Abb. 7:** erforderliche Druckstufen der Aushubphasen I und II

Unmittelbar nach der Beendigung des Aushubs wurde mittels bewehrtem Spritzbeton ein Sohlgewölbe hergestellt. Dieses wurde auf die Aufnahme des Wasserdrucks aus dem z.T. artesisch gespannten Grundwasser und auf die Aufnahme des Quelldrucks bemessen. Die Druckluft konnte somit nach Fertigstellung der Spritzbetonschale abgelassen werden. Unter der Decke wurden anschließend die Bauwerkssohle und -wände unter atmosphärischen Bedingungen hergestellt.

## 3 Untersuchungen zum Quellverhalten

### 3.1 Ergänzende Untersuchungen

Die Sohle des in Druckluftbauweise hergestellten Tunnels durchfährt auf einer Länge von ca. 1.060 m quellfähige Tonsteine des Opalinustons (Aufwitterungszone  $a1_v$  und unverwittertes bis mäßig verwittertes Gebirge  $a1_1$ ). Da die Angaben über die Quelleigenschaften im ursprünglichen Streckengutachten nur qualitativer Art waren und daher nicht als Grundlage für die Ermittlung von Bemessungswerten für das Quellen verwendet werden konnten, wurden ergänzende Untersuchungen zum Quellverhalten des Opalinustons durchgeführt, die insbesondere auf die Druckluftbauweise ausgerichtet waren.

Nach den Ergebnissen von tonmineralogischen Untersuchungen konnten quellfähige Tonminerale der Smectit-Gruppe (wichtigster Vertreter Montmorillonit) nicht nachgewiesen werden. Es wurden lediglich quellfähige Illit-Smectit-Wechselagerungsminerale („mixed-layer“-Minerale) in stark wechselnden Anteilen nachgewiesen. Der Anteil an quellfähigen Tonmineralen der Gesamtproben wurden innerhalb der Illit-Smectit-Wechselagerungsminerale aufgrund des maximalen Anteils von 40 bis 48 Gew.-% an Illit und Illit-Smectit mit unter 5 Gew.-% bewertet.

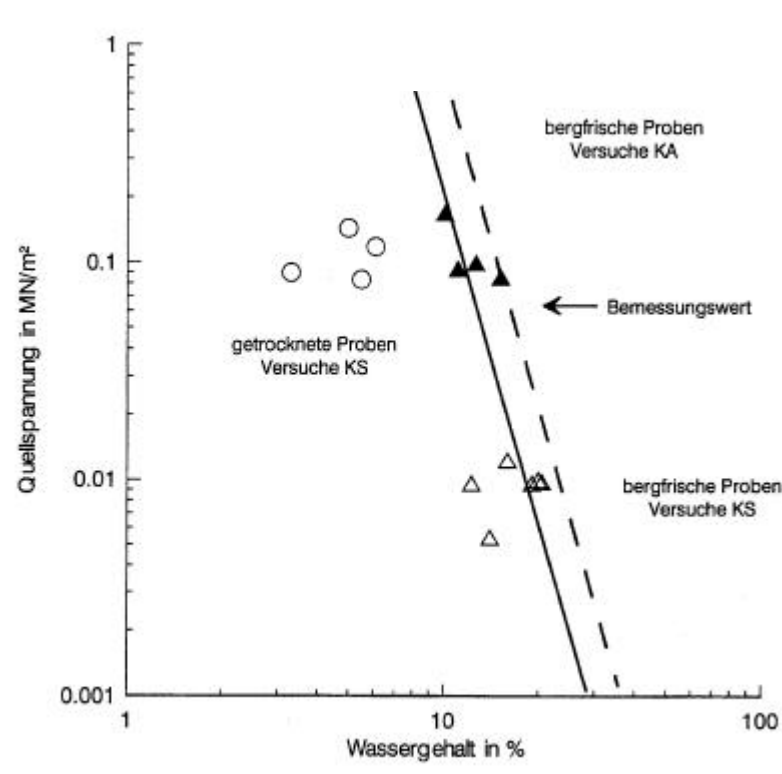


Abb. 8: Quellspannung in Abhängigkeit des Wassergehalts

Des Weiteren wurden Gesteinsproben jeweils aus den Tiefen unmittelbar unterhalb der geplanten Spritzbetonsohle und etwa 10 m unterhalb der geplanten Sohle entnommen und Quellversuche entsprechend der DGEG-Empfehlung Nr. 11 als kombinierte Quelldruck- und mehrstufige Quellhebungsversuche nach Huder/Amberg durchgeführt.

Darüber hinaus wurden Gesteinsproben hinsichtlich der Auswirkungen des infolge der Druckluftbauweise erwarteten Trocknungs- und Befeuchtungs-Wechsel (Austrocknung des Gesteins infolge Verdunstung durch erhöhte Temperatur und geringer Luftfeuchtigkeit und anschließender Durchfeuchtung der Gesteine bei Anstieg des Grundwassers) unterhalb der Gründungssohle auf das Quellverhalten untersucht. Die Ergebnisse der an den bergfrischen sowie abgetrockneten Gesteinsproben durchgeführten Quellversuche sind in Abbildung 8 zusammengefasst.

Es zeigte sich eine Korrelation zwischen der Größe der Quellspannung und dem Wassergehalt der Gesteinsproben, wobei die Quellspannung äußerst empfindlich auf die Größe des Wassergehalts reagierte (eine geringe Änderung des Wassergehalts bewirkt eine große Änderung der Quellspannung). Bei der Beurteilung der Versuchsergebnisse ist auch zu berücksichtigen, dass die Quellspannung nicht allein vom Wassergehalt des Gesteins abhängt, sondern weiterhin auch vom Anteil der quellfähigen Tonminerale.

## 3.2 Beschreibung des Quellvorgangs

Der qualitative Quellvorgang im Bauzustand des Tunnels vollzieht sich unter Berücksichtigung des Bauablaufs näherungsweise in folgenden 4 Phasen:

- **Phase 1 – Ausbruch bis in Höhe der Schienenoberkante (SO)**  
Das Quellen wird durch die Entlastung des Gebirges unterhalb der Gründungssohle infolge des Ausbruchs bis in Höhe der SO (Ausbruchhöhe etwa 7,5 m) eingeleitet. Das Quellen kann unbehindert eintreten.
- **Phase 2 – Restausbruch bis auf die Gründungssohle und Einbau der Spritzbetonsohle**  
Die Entlastung des Gebirges unterhalb der Gründungssohle wird durch den Restausbruch bis zur Gründungssohle (Ausbruchhöhe etwa 3 m) vergrößert. Die durch den Druckluftbetrieb in der Phase 1 abgetrockneten Gesteine in Höhe der Aushubsohle werden durch den Restausbruch entfernt und haben damit keinen Einfluss auf das Quellen unterhalb der Gründungssohle. Das Austrocknen der Gründungssohle soll durch den unmittelbaren Einbau der Spritzbetonsohle verhindert werden. Nach dem Einbau der Spritzbetonsohle wirkt diese quasi als Membrane, womit der Innendruck von bis zu 1,0 bar dem Quelldruck entgegenwirkt und die Quelldehnung damit behindert wird.



- **Phase 3 – Wegnahme des Innendrucks**

Durch die Wegnahme des Innendrucks nach dem vollständigen Einbau der Spritzbetonsohle wird diese durch den Wasserdruck im Opalinuston und gleichzeitig durch Quelldruck beansprucht, wobei die Größe des Quelldrucks als Belastung auf die Spritzbetonsohle im Gegensatz zum Wasserdruck von der Nachgiebigkeit der Spritzbetonsohle abhängt (Reduzierung des Quelldrucks durch vertikale Verformungen der Spritzbetonsohle).

- **Phase 4 – Einbau der Tunnelsohle**

Die Auflast aus der Tunnelsohle wirkt dem Quelldruck entgegen und reduziert damit die Quelldehnungen. Im Endzustand des Tunnels werden die bis dahin unter Berücksichtigung der ständigen Auflasten in der Gründungssohle noch nicht eingetretenen Quelldehnungen durch konstruktive Maßnahmen (Nachgebepinzip) aufgenommen.

### 3.3 Ableitung von Bemessungswerten für das Quellen

Die Ableitung der Bemessungswerte für die Quelldehnung  $\varepsilon_q$  und der maximalen Quellspannung  $\sigma_q$  erfolgte entsprechend der Vorgehensweise nach DIN 1055 Teil 2 unter Berücksichtigung der Heterogenität des Untergrunds in Verbindung mit der Ungenauigkeit bei der Probennahme und der Durchführung der Quellversuche sowie des Versuchsumfangs. Des Weiteren war der Mindestwert für die Quellspannung von  $0,2 \text{ MN/m}^2$  für quellfähiges Gebirge nach dem Modul 853.0004 zu berücksichtigen.

Für die Bemessung der Spritzbetonsohle nach dem Widerstandsprinzip (behinderte Quelldehnung) wurde im Bauzustand für das aus der Entlastung des Gebirges unterhalb der Tunnelsohle und dem einmaligen Trocknungs-Durchfeuchtungs-Wechsel resultierende Quellen des Opalinustons (Quellspannungen treten parallel auf) jeweils ein Bemessungswert für die Quellspannung von  $\underline{\sigma_q = 0,2 \text{ MN/m}^2}$  angesetzt.

Da die zeitliche Entwicklung der Quelldehnung nicht beschrieben werden konnte und damit auch nicht bekannt war, welche Quellhebungen bereits während der Bauzeit eingetreten sein werden, wurde empfohlen, im Endzustand einen Bemessungswert für die Quellspannung von  $\underline{\sigma_q = 0,3 \text{ MN/m}^2}$  bei behinderter Quelldehnung anzusetzen.

Sofern der Bemessungswert für die Quellspannung von der Konstruktion des Tunnels allein nicht schadlos aufgenommen werden konnte (Widerstandsprinzip), waren konstruktive Maßnahmen (plastische Zwischenschichten) erforderlich, die Quellhebungen des Gebirges zulassen und dadurch die Entwicklung zu großer Quellspannungen verhindern (Nachgebepinzip). Für derartige Maßnahmen wurde ein Bemessungswert für die Quellhebung von  $s_q = 30 \text{ mm}$  angesetzt.

## 3.4 Maßnahmen zur Aufnahme und Verringerung des Quelldrucks

Die Genehmigungsplanung für den Tunnel Offenbau sah vor, den Quelldruck im Bauzustand nach dem Widerstandsprinzip allein durch die Spritzbetonsohle aufzunehmen.

Im Endzustand wurde zur Verringerung des Quelldrucks infolge der Entspannung des Gebirges und infolge dem Trocknungs-Durchfeuchtungs-Wechsel zwischen der Gründungssohle und dem Ausgleichsbeton eine plastische Zwischenschicht eingebaut. Diese wurde so bemessen, dass sie die Größe des maximalen Quelldrucks verringert. Hierzu wurde in Zusammenarbeit mit dem Hersteller eine WD-Platte so modifiziert, dass sie dem geforderten Spannungs-Verformungsverhalten (Abbildung 9) entsprach.

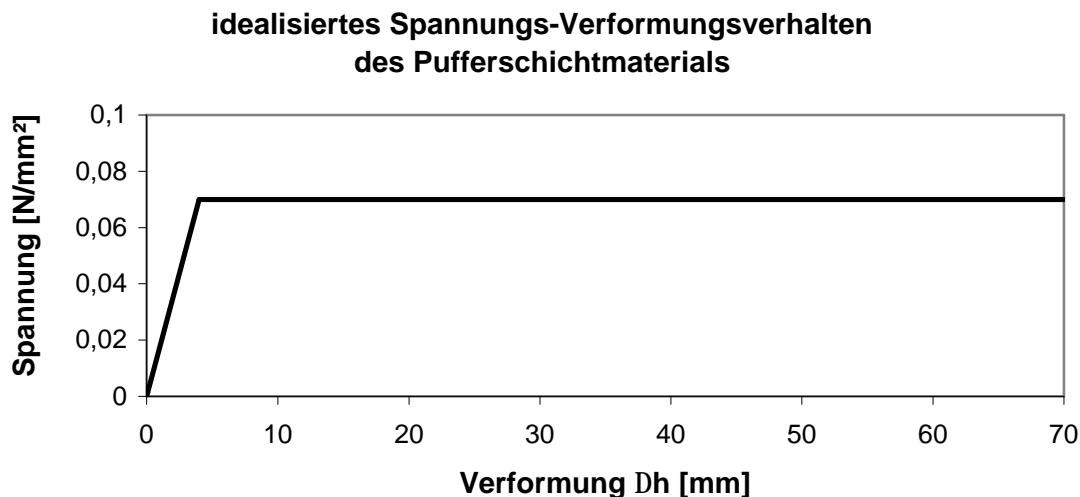


Abb. 9: Spannungs-Verformungsverhalten des Pufferschichtmaterials

## 4 Pfahlgründung

### 4.1 Problematik

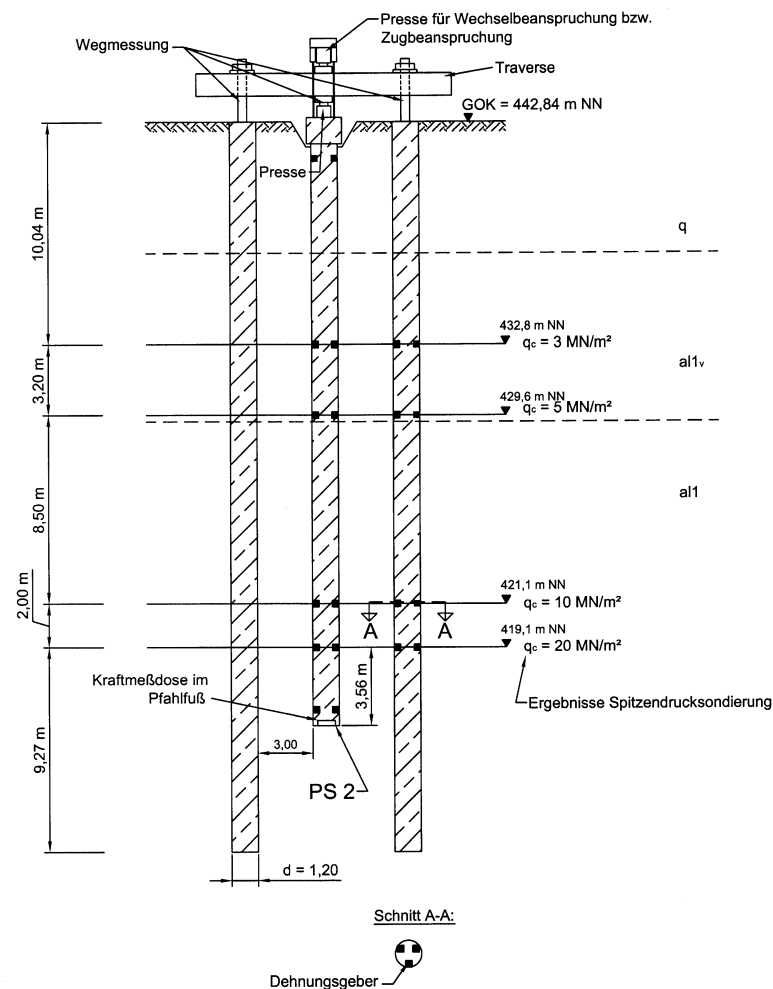
Zum Vorentwurf der Pfahlgründung wurden auf der Grundlage der DIN 4014 Kennwerte für den Mantel- und Spitzenwiderstand im Vorfeld abgeleitet. Da sich im vorliegenden Fall für die Opalinustonsschichten weder eine klare Zuordnung zu Lockergestein oder Festgestein treffen lässt, sondern es sich im wesentlichen um unterschiedlich starke Verwitterungsgrade des Tonsteins handelt, war die

Zuordnung zu den Tabellenwerte der DIN 4014 mit gewissen Unsicherheiten behaftet.

Des Weiteren wurde aus den auftretenden Lastfallkombinationen abgeleitet, dass infolge Verkehrsbelastung im Tunnel Offenbau zyklisch/dynamische Belastungen der Pfahlgründung hervorgerufen werden, wobei vorwiegend eine Druckschwellbelastung auftritt. In Teilbereichen des Tunnels kann aber auch infolge der gespannten Grundwasserverhältnisse eine Zugkraft in den Pfählen auftreten. Da die Verkehrsbelastung als Druckkraft der Zugkraft entgegenwirkt, kann es in Teilbereichen zu einer Wechselbeanspruchung der Pfähle kommen.

## 4.2 Pfahlprobelastung

Insgesamt wurden vier Pfahlprobelastungen mit unterschiedlichen Absetztiefen durchgeführt, wobei an zwei Probepfählen auch zyklische Belastungssequenzen aufgebracht wurden. Eine schematische Darstellung enthält die Abbildung 10. Nähere Angaben sind in Raithel/Linnemann (2003) dargestellt.



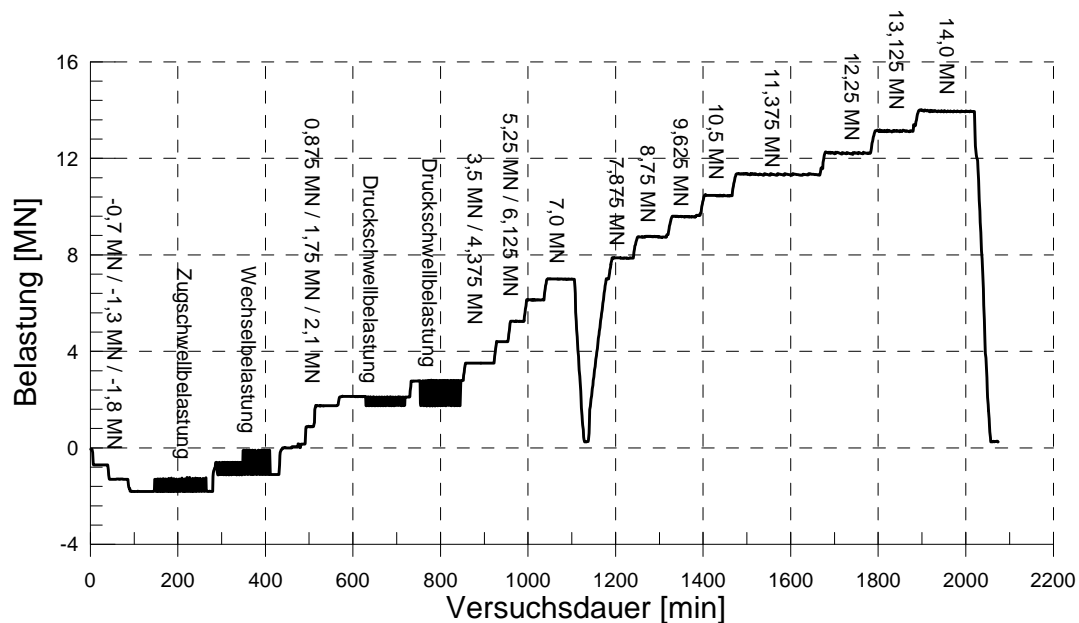


Abb. 10: schematische Darstellung der Probelastung und exemplarische Belastungsdurchführung

## 4.3 Versuchsergebnisse

### 4.3.1 Allgemeines

Die Auswertung erfolgte entsprechend der „Empfehlungen für statische axiale und horizontale Pfahlprobelastungen (1998)“ des Arbeitskreises 2.1 der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT) dahingehend, dass Aussagen bezüglich der Grenzlasten, der Pfahlmantelreibung  $\tau_m$  sowie des Pfahlsitzenwiderstandes  $\sigma_s$  getroffen werden konnten.

Durch die zyklischen Belastungen sollte die Auswirkung der Verkehrsbelastung im Tunnel bzw. in den Trögen auf das Trag- und Verformungsverhalten der Pfahlgründung überprüft werden. Hierzu wurde ein Vergleich mit den bei der statischen Belastung erreichten Grenzlasten und Verformungen, sowie eine Extrapolation des Tragverhaltens bei weiterer zyklischer Beanspruchung (100.000 bis 1.000.000 Lastwechsel) vorgenommen.

### 4.3.2 Grenzlasten und gemessene Widerstands-Setzungslinien

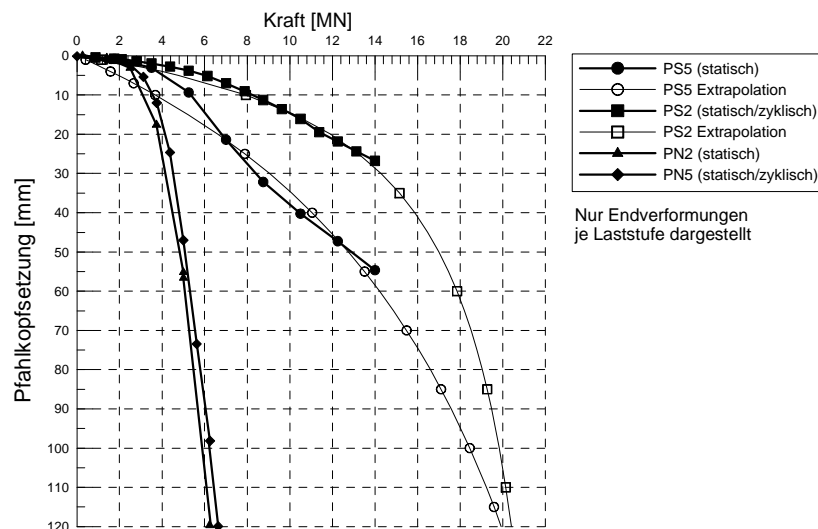
Die erreichten bzw. extrapolierten Grenzlasten beim Erreichen einer Setzung von 10% des Pfahldurchmessers sind in der nachfolgenden Tabelle 3 und die gemessenen Widerstands-Setzungslinien in Abbildung 11 dargestellt.

**Tab. 3:** abgeleitete Grenzlasten

Standort	Pfahl	Belastung	Messwerte letzte Laststufe		Grenzlast	
			Endverformung [cm]	Belastung [MN]	Grenzverformung [cm]	Grenzlast Probebelastung [MN]
Nord	Probepfahl PN2	statisch	12,17	6,3	12,0	6,25
	Probepfahl PN5	zyklisch/statisch	9,8	6,25	12,0	6,5
Süd	Probepfahl PS5	statisch	2,5	14,0	12,0	20,4 <sup>1)</sup>
	Probepfahl PS2	zyklisch/statisch	5,5	14,0	12,0	19,9 <sup>1)</sup>

<sup>1)</sup> auf der sicheren Seite extrapoliert mittels Hyperbelverfahren

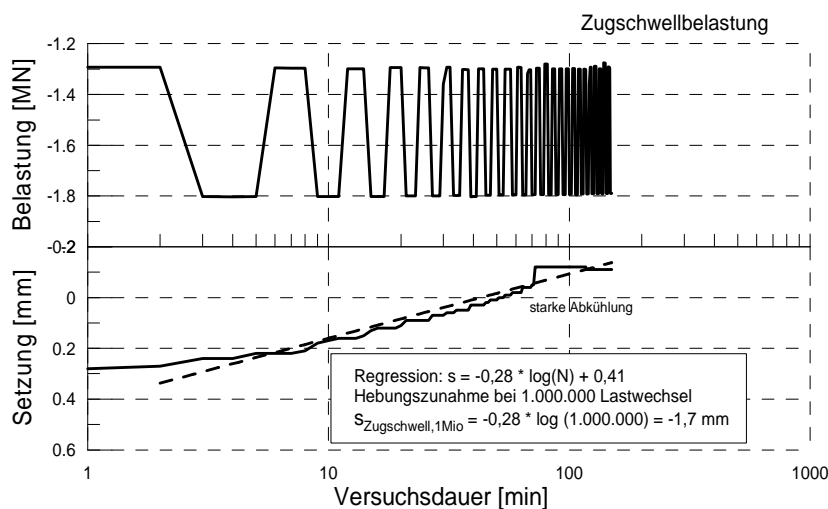
Bei den Probebelastungen am Standort Süd wurden die Grenzsetzungen nicht erreicht. Daher wurde eine Extrapolation mittels des Hyperbelverfahrens vorgenommen, um auf die Grenzlast bei Erreichen der Grenzsetzung von 12 cm zu schließen. Aufgrund der Extrapolation unter Verwendung des gemessenen kleineren Teils der Widerstands-Setzungs-Linie, unterliegen diese Extrapolationen allerdings einer gewissen Unsicherheit, da die Annäherung an die gemessene Widerstands-Setzungs-Linie mittels der Hyperbel z.T. nur unbefriedigend gelingt. Daher wurde zusätzlich eine Grenzwertbetrachtung durch die Wahl von unterschiedlichen Hyperbeln vorgenommen, wobei Grenzlasten zwischen ca. 15 und 26 MN abgeleitet werden konnten. Die für die weitere Auswertung verwendete Extrapolation weist somit einen vorsichtigen Mittelwert für die extrapolierte Grenzlast aus. Die dargestellten Grenzlasten zeigten aber deutlich, dass die aufgrund der Grenzwerte für Spitzendruck und Mantelreibung im Baugrundgutachten ermittelten Grenzlasten überschritten wurden. Die prognostizierte Grenzlast nach dem Baugrundgutachten wurde um ca. 25% am Standort Nord und um ca. 175% am Standort Süd übertroffen.

**Abb. 11:** gemessene und extrapolierte Widerstands-Setzungslinien der Probepfähle

### 4.3.3 Verformungen unter zyklischer Belastung

Der Vergleich mit den bei der nachfolgenden statischen Belastung erreichten Grenzlaster und Setzungen zeigt, dass die vor der statischen Belastungssteigerung aufgebrauchte zyklische Belastung offensichtlich nur einen geringen Einfluss auf die Grenzlast des Pfahles hatte. Im folgenden wurde anhand des Verhaltens des Pfahles während der zyklischen Belastung versucht, eine Extrapolation des Tragverhaltens bei weiterer zyklischer Beanspruchung (100.000 bis 1.000.000 Lastwechsel) vorzunehmen und somit zu überprüfen, ob auch bei weiterer zyklischer Belastung keine wesentliche Veränderung der Grenzlast zu folgern ist. Um die Abhängigkeit der Setzung von der Lastwechselanzahl mathematisch zu erfassen, wurde die Setzung in Abhängigkeit vom Logarithmus der Lastwechsel dargestellt.

Es war allerdings festzustellen, dass die Verformungsmessung während der durchgeführten Schwellbelastungen z.T. stark durch die unterschiedliche Sonneneinstrahlung während der Versuchsdauer beeinflusst wurden. Die Verfälschungen der Messergebnisse durch die ungleichmäßige Bestrahlung des Messgerüsts überlagerte, trotz Beschattung und Isolierung, z.T. die Verformungszunahme durch die Schwellbelastung während der einzelnen Lastwechsel, so dass eine Interpretation erschwert wurde. Dies war im wesentlichen darin bedingt, dass die Verformungszunahme infolge der zyklischen Schwellbelastungen nur sehr gering war. In Abbildung 12 ist exemplarisch die Extrapolation für die Zugschwellbelastung des Probepfahls PN5 dargestellt.



**Abb. 12:** Extrapolation der Verformung für Schwellbelastungen

Aus den zyklischen Belastungsanteilen der Probebelastung wurden so für hohe Lastwechselanzahlen Verformungen extrapoliert. Insgesamt konnte unter Zugrundelegung von 1.000.000 Lastwechseln eine maximale Zunahme der Verformungen von

1,1 mm bei Druckschwellbelastung

1,3 mm bei Wechselbelastung

1,7 mm bei Zugschwellbelastung

abgeschätzt werden.

## 4.4 Folgerungen für Planung und Ausführung der Pfahlgründung

Auf Basis der Ergebnisse der Pfahlprobelastungen wurden Empfehlungen für die charakteristischen Ansatzwerte von Pfahlspitzenwiderstand und Mantelreibung der Pfahlgründung abgeleitet. In Tabelle 4 sind die Ansatzwerte für die Planung dargestellt. Zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit wurden Angaben zur charakteristischen Widerstands-Setzungs/Hebungslinien für Zug- und Druckpfähle abgeleitet (Raithel/Linnemann 2003). Einen Einfluss der Zyklik auf die Grenztragfähigkeit konnte im vorliegenden Fall nicht festgestellt werden. Deswegen wurde auf eine Abminderung gegenüber den statischen Ansatzwerten für Pfahlmantelreibung und Pfahlspitzenwiderstand verzichtet, sofern das in der Pfahlprobelastung geprüfte Verhältnis der zyklischen Lastanteile zur statischen Grundlast nicht überschritten wird.

**Tab. 4:** charakteristische Werte für die Grenzpfahlmantelreibung und Grenzpfahlspitzenwiderstand

Sondierspitzenwiderstand	Grenzmantelreibung $\tau_{mf}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	Grenzspitzenwiderstand $\sigma_{sf}$ [MN/m <sup>2</sup> ]
$0 \text{ MN/m}^2 < q_c < 3 \text{ MN/m}^2$	<b>0,03</b>	-
$3 \text{ MN/m}^2 < q_c < 10 \text{ MN/m}^2$	<b>0,04</b>	-
$10 \text{ MN/m}^2 < q_c < 20 \text{ MN/m}^2$	<b>0,12</b>	<b>2,5</b>
$q_c > 20 \text{ MN/m}^2$	<b>0,35</b>	<b>6,0</b>

## 5 Zusammenfassung

Der Tunnel Offenbau wurde ursprünglich in offener Bauweise mit einer Flachgründung geplant. Auf Basis der Erkenntnisse umfangreicher Nacherkundungen hinsichtlich der Baugrund- und Grundwasserverhältnisse wurde eine Umplanung der Tunnelherstellung erforderlich. Hierbei waren vor allem die z. T. artesisch gespannten Grundwasserverhältnisse sowie das Quellvermögen des anstehenden Opalinustons zu berücksichtigen.

Schließlich wurde der Tunnel in einer kombinierten Deckelbauweise mit Aushub unter Druckluft hergestellt. Durch die Kombination der Druckluft mit einer Grundwasserabsenkung durch Brunnen konnten die Arbeiten unter einem maximalen Druck von 1,0 bar ausgeführt werden.

Durch Pfahlprobelastungen konnte die Pfahlgründung des Tunnels optimiert werden, wodurch 10.000 lfd. m Pfahl (entspricht etwa 20%) und ca. 1.000 t Bewehrungsstahl (entspricht etwa 15%) eingespart werden konnten.

## 6 Literaturverzeichnis

Quick, H., Belter, B., Wegerer, P. (2002)

Hochgeschwindigkeitsstrecken der Deutschen Bahn AG – Anforderungen und Grenzen der Geotechnischen Erkundung. Baugrundtagung, Mainz.

Raithel, M., Kempfert, H.-G., Quick, H. (2003)

Statische und zyklische Pfahlprobelastungsergebnisse als Grundlage für Fahrwegsgründungen. 4. Österreichische Geotechniktagung, Wien.

Raithel, M., Linnemann, J., Meißner, S. (2003)

Planung und Ausführung einer Pfahlprobelastung und der Pfahlgründung des Tunnels Offenbau der Neubaustrecke Nürnberg-Ingolstadt. Braunschweiger Pfahlsymposium.

v. Wolffersdorff, P.-A., Hempel, M., Raithel, M. (2002)

Bau einer Hochgeschwindigkeitsstrecke auf quellfähigem Untergrund. 12. Donau Europäische Konferenz, Passau.