

# **Statische und zyklische Pfahlprobebelastungsergebnisse als Grundlage für Fahrwegsgründungen**

Dr.-Ing. Marc RAITHEL

Kempfert + Partner Geotechnik, Würzburg - Kassel

Univ. Prof. Dr.-Ing. Hans-Georg KEMPFERT

Fachgebiet Geotechnik, Universität Kassel

Prof. Dipl.-Ing. Hubert QUICK

Prof. Dipl.-Ing. Quick Ingenieure und Geologen GmbH, Darmstadt

## **KURZFASSUNG**

Aufgrund der ungenügenden Tragfähigkeit der anstehenden Böden und um unverträgliche Eingriffe in den teilweise artesisch gespannten Grundwasserspiegel zu vermeiden, wird der Tunnel Offenbau der Neubaustrecke Nürnberg-Ingolstadt mit einem wasserdichten Verbau aus überschnittenen Bohrpfahlwänden in Deckelbauweise hergestellt und unter Druckluft aufgefahren. Die an die Tunnelportale anschließenden Tröge und ein Teil des Fahrweges werden ebenfalls auf Pfähle gegründet, da vor allem die strengen Verformungsanforderungen an das Oberbausystem Feste Fahrbahn ansonsten nicht zu erfüllen sind.

Zur Absicherung der Pfahlkennwerte wurden an zwei Standorten je zwei Pfahlprobebelastungen an Pfählen mit einem Durchmesser von 1,20 m durchgeführt. Um die spätere Belastung der Bauwerkspfähle näherungsweise zu simulieren, wurde je Standort bei jeweils einem Probepfahl durch das Aufbringen zyklischer Belastungssequenzen die spätere Verkehrseinwirkung abgebildet. Durch den Vergleich mit dem jeweils analog ausgebildeten und rein statisch belasteten Probepfahl konnte die Auswirkung einer zyklischen Belastung auf das Pfahltragverhalten untersucht werden.

Im Beitrag werden die Baugrundverhältnisse und die daraus folgende Konzeption der Herstellung und Gründung der Bauwerke erläutert, sowie die Herstellung der Probepfähle, die Durchführung und wesentlichen Ergebnisse der Pfahlprobebelastungen vorgestellt.

## **1. VORSTELLUNG DER BAUMAßNAHME**

Die Neubaustrecke Nürnberg-Ingolstadt verläuft südlich von Nürnberg in enger Bündelung an die BAB A9. Im Süden löst sich der Verlauf der Strecke von der Autobahn zur Querung der Frankenalb und zur Einfädelung in den Bahnhof Ingolstadt. Auf der 89 km langen Strecke werden insgesamt 8 Talbrücken, 38 Straßenbrücken und 9 zweigleisige Tunnel mit einer

Gesamtlänge von ca. 25 km realisiert. Auf einer durchgehenden Festen Fahrbahn werden die Züge eine Geschwindigkeit bis 300 km/h erreichen. Die Strecke wurde in die 3 Hauptbaulose Nord, Mitte und Süd unterteilt. Der im Bau befindliche Tunnel Offenbau mit den anschließenden Trogbauwerken liegt im Los Nord, ca. 45 km südlich von Nürnberg.

## 2. GEOTECHNISCHE VERHÄLTNISSE

### 2.1. Baugrundverhältnisse

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	}	Quartär
bindige Böden		
sandige Böden		
verwitterter Opalinuston	}	Aalenium
unverwitterter Opalinuston		

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 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. Der Verwitterungsgrad nimmt von oben nach unten hin ab. Der aufgewitterte sowie der unverwitterte Opalinuston neigt bei Entlastung, Austrocknung und anschließender Durchfeuchtung zum Quellen, vgl. auch [1].

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.

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

## 2.2. Grundwasserverhältnisse

Die Grundwasserverhältnisse im betreffenden Bereich werden durch zwei voneinander getrennte Grundwasserstockwerke in den quartären Lockergesteinen und den schwach verwitterten, klüftigen Opalinustonstein charakterisiert (vgl. Abbildung 2).

In den quartären Ablagerung ist ein oberflächennahes, zusammenhängendes Grundwasservorkommen ausgebildet. Die sandigen Böden sind als Porengrundwasserleiter und die bindigen Böden als Porengrundwassergeringleiter einzustufen.

Die Wasserführung des unverwitterten Opalinustons konzentriert sich auf Kleinklüfte und eingeschaltet Mergelsteinbänke. Das Medium kann als durchlässiger Kluffgrundwasserleiter eingestuft werden.

Infolge der darüberliegenden schwach durchlässigen Schicht der Verwitterungszone (w4-w5) herrschen im unverwitterten Tonstein gespannte und z. T. artesisch gespannte Grundwasser- verhältnisse.

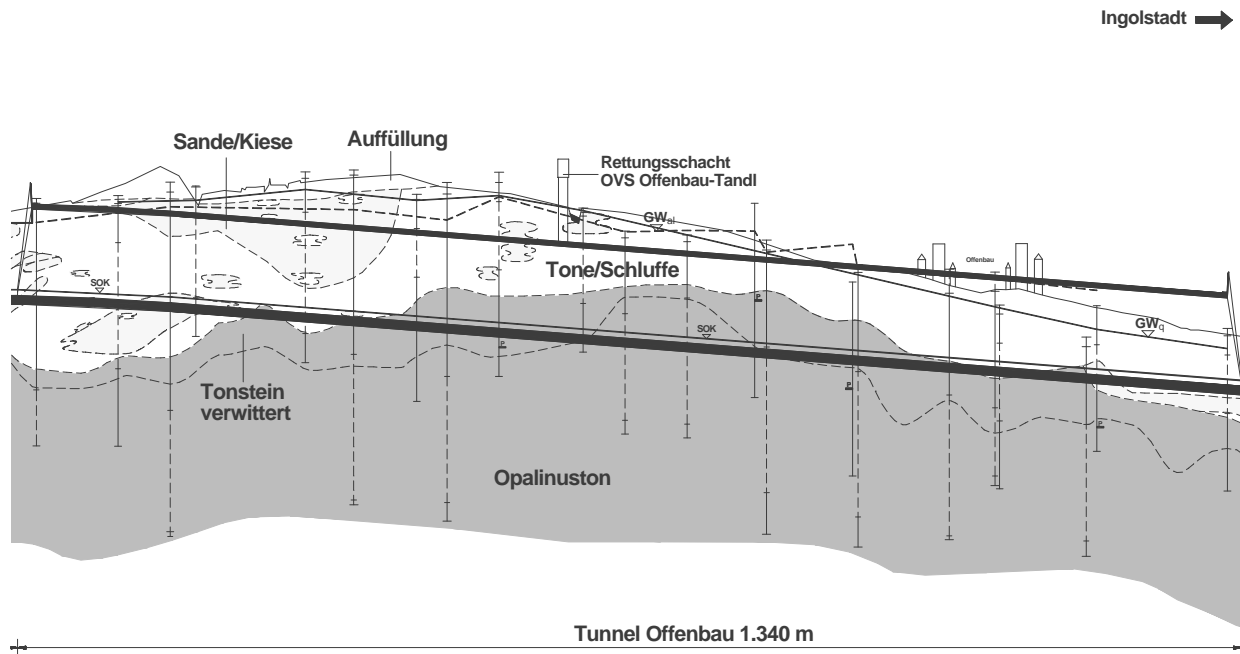


Abb. 2: Geotechnischer Längsschnitt Tunnel Offenbau

### 3. TECHNISCHE GRÜNDUNGSKONZEPTION

#### 3.1. Tunnel und Tröge Offenbau

Die beschriebenen geotechnischen Verhältnisse wurden erst im Zuge einer Nacherkundung vollständig erfasst. Die ausgeschriebene Herstellungsweise des Tunnels in offener Bauweise mit geböschter Baugrube und Absenkung des Grundwasserspiegels war somit nicht mehr durchführbar, da durch den erforderlichen erheblichen Eingriff in den Grundwasserhaushalt zur Vermeidung eines Sohlaufbruches unverträgliche Setzungen im Bereich der benachbarten Autobahn und des Ortes Offenbau eingetreten wären. Zudem war eine Gründung der Tunnel- und Trogbauwerke durch eine Flachgründung der Sohle aufgrund der fahrdynamischen Verformungsanforderungen nicht mehr möglich.

Der Tunnel Offenbau wird nunmehr zur Vermeidung eines unverträglichen Eingriffes in das Grundwasser von Süden nach Norden als Drucklufttunnel mit den nachfolgend schematisch dargestellten Bauphasen hergestellt.

1. Herstellen der Bohrpfähle
2. Betonieren der Tunneldecke
3. Überschüttung der Tunneldecke
4. Aushub unter Druckluft.
5. Der maximale Luftdruck beträgt mit zusätzlicher, vorwiegend teilweiser Grundwasserentspannung  $< 1,0$  bar.
6. Herstellen der Tunnelsohle
7. Betonieren der Sohle und der Wände unter atmosphärischem Druck

In Abbildung 2 ist ein Systemschnitt durch den Tunnel mit der exemplarischen Darstellung der geologischen Schichtung dargestellt.

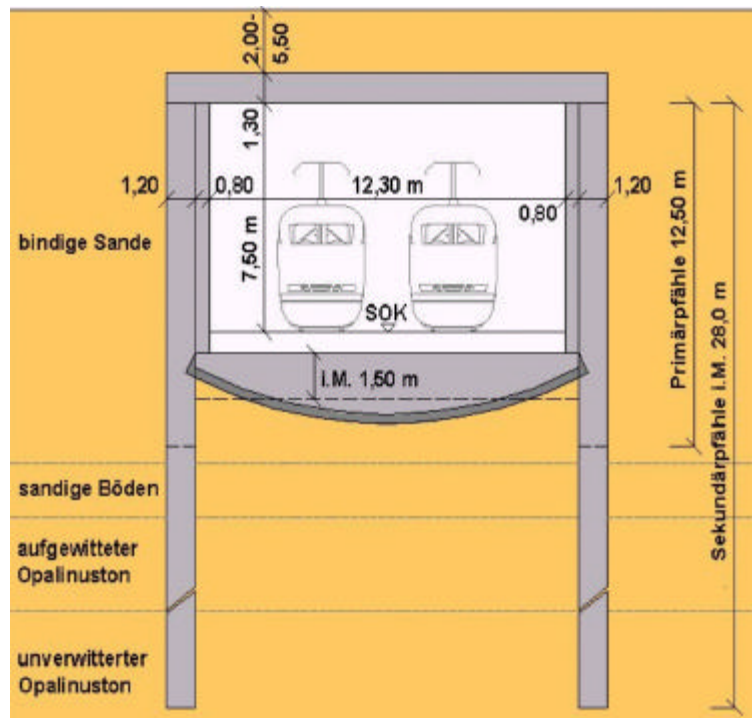


Abb 2: Systemschnitt durch den Tunnel

Der Lastabtrag erfolgt im Bauzustand über die Tunneldecke (Belastung unter Druckluft, Bauphase 4) und in der darauffolgenden Bauphase 5 über eine gewölbte Spritzbetonschale (Belastung im atmosphärischen Zustand aus Wasser- und Quelldruck) in die höhengestaffelte Bohrpfahlwand. Hierbei wirken die Pfähle als Zugpfähle. Der erforderliche Luftdruck im Bauzustand richtet sich in der Größenordnung nach dem Druckniveau des anstehenden gespannten Grundwassers im Opalinuston.

Im Endzustand übernimmt die endgültige Tunnelsohle die Belastung aus Wasserdruck und Quelldruck und leitet sie über die Wände in die Tunneldecke. Hier wird wiederum die Last und die Überlagerung der nach unten wirkenden Lasten (Eigengewicht, Überschüttung, Ausbau und Verkehrslast) über die Bohrpfahlwand in den Baugrund eingeleitet. Dabei wirken die Pfähle als Druckpfähle. Die Grundwasserkommunikation im Endzustand quer zur Tunnelachse wird durch 5 über die Tunnellänge verteilte Dükerbauwerke gewährleistet.

An den Tunnel schließt im Norden der Einschnitt E1 mit einer Gesamtlänge von ca. 300 m und im Süden der Einschnitt E2 mit einer Gesamtlänge von ca. 850 m an. Da im Bereich dieser Einschnitte die Grundwasserdruckhöhe im unteren Aquifer (Opalinuston) im Vergleich zum Tunnelbereich geringer ist, kann ein Aushub bei Teilentspannung des unteren Aquifers mit geböschten Baugrube bis zur erforderlichen Tiefe erfolgen. Die Trogbauwerke müssen aber aufgrund der unter der Trogsohle verbleibenden gering tragfähigen bzw. kompressiblen Böden tiefgegründet werden.

### **3.2. Fahrweg Lohen bis Auer Berg**

Ursprünglich war zur Gründung des Fahrweges in den südlich anschließenden Bereichen mit Dämmen bis zu einer Höhe von ca. 7 m ein bereichsweiser Bodenaustausch und teilweiser Einsatz von Vertikaldräns zur Konsolidationsbeschleunigung geplant.

Dies erschien nach der Nacherkundung nicht mehr durchführbar, da ein Bodenaustausch nicht mehr nur bereichsweise, sondern im überwiegenden Bereich erforderlich gewesen wäre. Die strengen Verformungskriterien des Fahrweges mit dem System Feste Fahrbahn (vgl. auch [2]) hätten zudem einen Austausch der kompressiblen Schichten bis in große Tiefen, verbunden mit erheblichen temporären Grundwasserentspannungen im unteren Aquifer (Setzungen infolge der Druckentspannung auf die Umgebung des Bauwerks) bedingt. Des Weiteren war nicht auszuschließen, dass Bodenaustauschtiefen bis in den verwitterten Opalinuston erforderlich werden würden, wobei die Gefahr einer Verbindung der Grundwasserstockwerke gegeben war.

Da beim Einsetzen von Vertikaldräns ebenfalls die Gefahr einer Verbindung der Grundwasserstockwerke gegeben war, konnten Vertikaldräns zur Setzungsbeschleunigung grundsätzlich nicht verwendet werden.

Da somit diese (Baugrundverbesserungs-) Verfahren zur Ertüchtigung des Untergrunds nicht ausführbar bzw. wirtschaftlich vertretbar waren, wurde entschieden, den Fahrweg über eine Länge von ca. 2 km auf eine Pfahlgründung aufzuständern.

## **4. PFAHLPROBEBELASTUNG**

### **4.1. Zielstellung**

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.

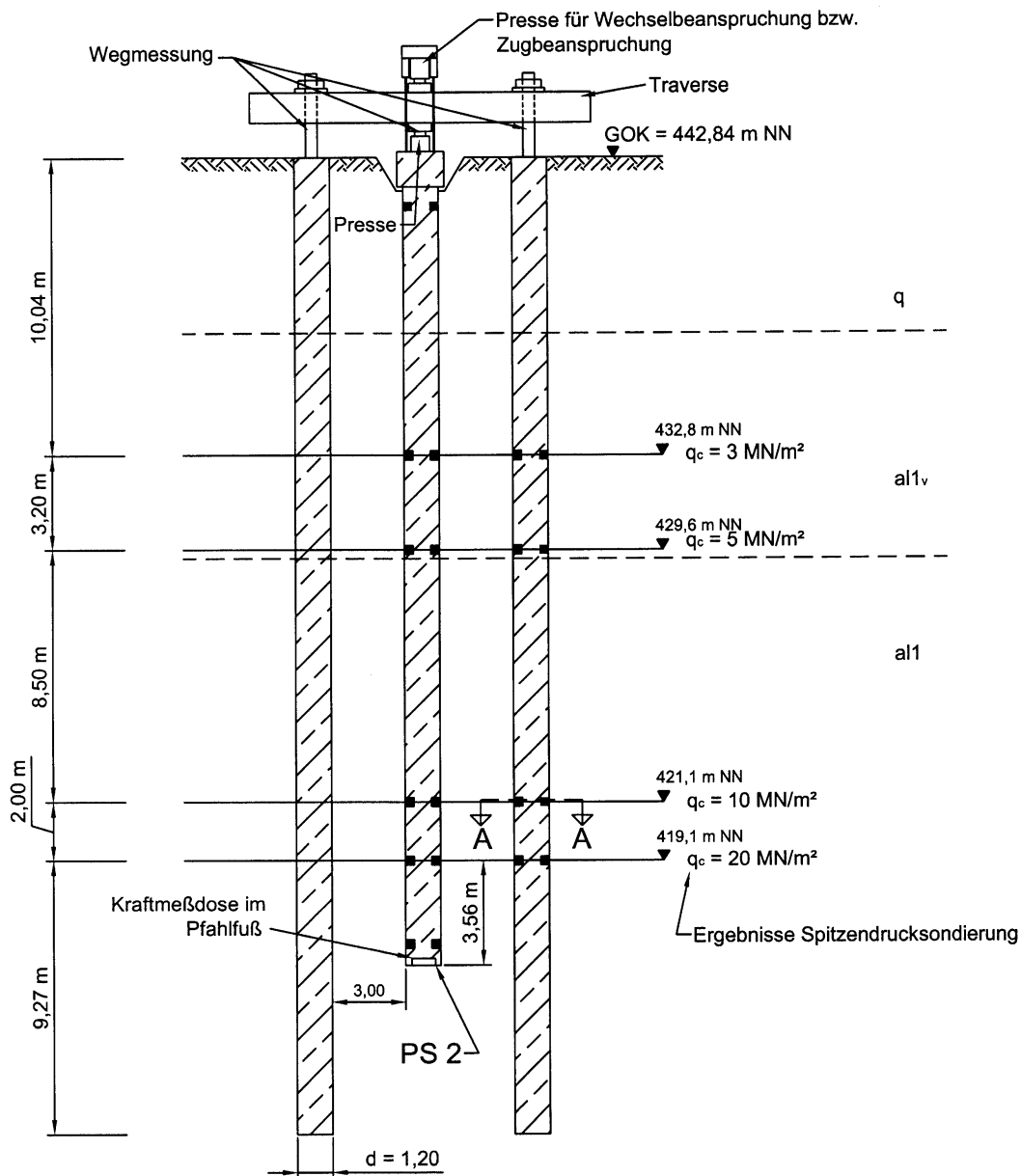
Zur Absicherung der Pfahltragfähigkeiten und zur Optimierung im Hinblick auf wirtschaftlichere Pfahllängen wurden daher Pfahlprobebelastungen geplant. Da sich der gesamte Streckenbereich des Tunnels, der Tröge und der aufgeständerten Fahrbahn durch eine vergleichbare Geologie auszeichnete, sollte hierbei durch eine entsprechende Konzeption insbesondere ermöglicht werden, dass die Ergebnisse auf alle Streckenbereiche übertragen werden konnten.

### **4.2. Konzeption und Planung**

Grundsätzlich sollte durch eine entsprechend ausgebildete Messtechnik den Verlauf der Pfahlmantelreibung in den verschiedenen Schichten, sowie den Pfahlspitzendruck erfasst werden.

Aus den auftretenden Lastfallkombinationen wurde abgeleitet, dass infolge Verkehrsbelastung im Tunnel Offenbau überwiegend eine Druckschwellbelastung auftritt. In Teilbereichen des Tunnels und in den Trögen, welche ein geringeres Eigengewicht aufweisen 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.

Insgesamt wurden zwei rein statische Pfahlprobebelastungen durchgeführt. Zusätzlich wurden an zwei weiteren Probepfählen nach einer zyklischen Vorbelastung ebenfalls statische Laststufen bis in den Grenzzustand durchgeführt. Die Probepfähle wurden im Sondierspitzenwiderstandsbereich  $q_c > 20 \text{ MN/m}^2$  und im Sondierspitzendruckbereich  $10 \text{ MN/m}^2 < q_c < 20 \text{ MN/m}^2$  abgesetzt, um den Pfahlspitzenwiderstand auch in verschiedenen Schichten zu erfassen. Eine schematische Darstellung der Probebelastung ist in Abbildung 3 dargestellt.



Schnitt A-A:



Abb. 3: Schematische Darstellung der Probelastung mit Messtechnik

Zur Ableitung der Kräfte in den Baugrund wurden jeweils zwei Reaktionspfähle vorgesehen, die tiefer als der eigentliche Probestpfahl abgeteuft wurden, um die Krafteinleitung sicherzustellen. Der lichte Abstand zwischen dem Probestpfahl und dem Reaktionspfahl beträgt mit 3 m den 2,5fachen Pfahldurchmesser.

Die genauen Untergrundverhältnisse am jeweils geplanten Standort wurden vor der Pfahlherstellung durch Drucksondierungen und Kernbohrungen überprüft. Insbesondere auf der Grundlage der Drucksondierung an den jeweiligen Standorten wurde die endgültige



Festlegung der Pfahllängen, der Belastungsstufen und die genaue Lage der Messebenen vorgenommen.

### 4.3. Ausrüstung der Probepfähle und Aufbau der Belastungseinrichtung

Die Probe- und Reaktionspfähle  $\varnothing$  120 cm wurden hinsichtlich der Gerätekonfiguration und den Arbeitsschritten analog zu den späteren Bauwerkspfählen jeweils mit voreilender Verrohrung und unter Wasserauflast hergestellt.

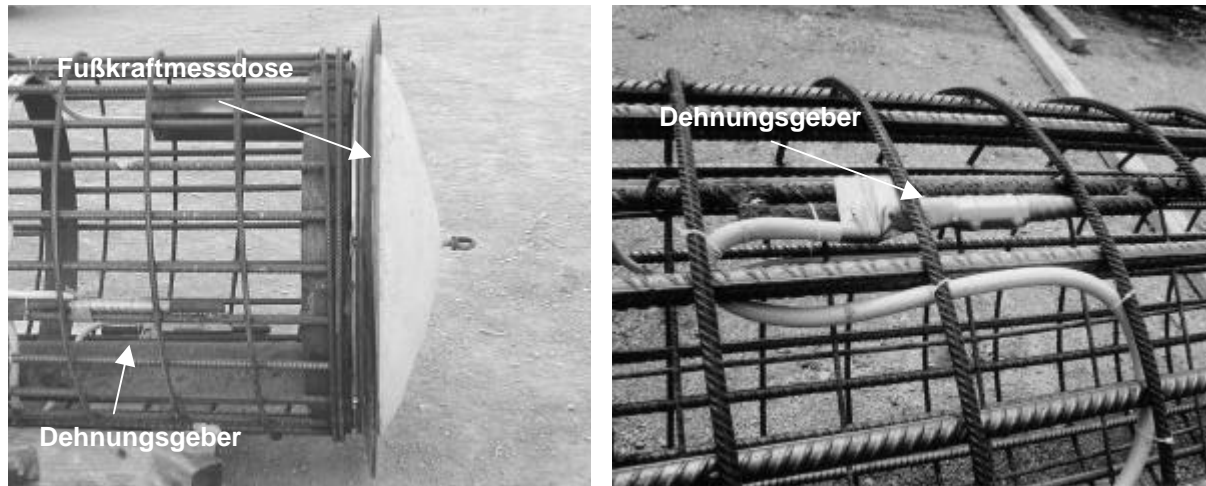


Abb. 4: Eingebaute Messelemente a) Pfahlfußdose; b) Dehnungsgeber

Die Ausrüstung der Probepfähle erfolgte vor Ort durch den Einbau der Dehnungsgeber und der Kraftmessdosen, welche an der Bewehrung angeschweißt wurden. In Abbildung 4 sind die eingebauten Messgeber dargestellt.



Abb. 5: Überblick über die aufgebaute Pfahlprobekonstruktion

Über den Pfahlköpfen wurde zur axialen Lasteinleitung eine Traverse 4 HL1000 x 455 vorgesehen, diese wurde auf die maximale Prüflast von 14 MN ausgelegt. Die Druckbelastung wurde durch unter der Traverse angeordnete Pressen in den Probepfahl eingeleitet. Bei Zugbelastungen wurden die Kräfte über GEWI-Stähle in den Pfahlschaft eingeleitet, wobei die Pressen über der Traverse angeordnet sind. Abbildung 5 zeigt den Aufbau der Pfahlprobebelastung.

#### 4.4. Durchführung

Die Probebelastung wurde kraftgesteuert mit verschiedenen Laststufen durchgeführt, wobei eine Setzung von mindestens 10 % des Pfahldurchmessers (12 cm) erreicht werden sollte.

Bei den zyklischen Pfahlprobebelastungen wurden zunächst mehrere zyklische Belastungssequenzen durchgeführt. Danach wurde zunächst zyklisch belastete Probepfahl (entsprechend dem statisch belasteten Probepfahl) stufenweise statisch bis zur Grenzlast belastet. In Abbildung 6 ist schematisch eine durchgeführte Belastung exemplarisch dargestellt.

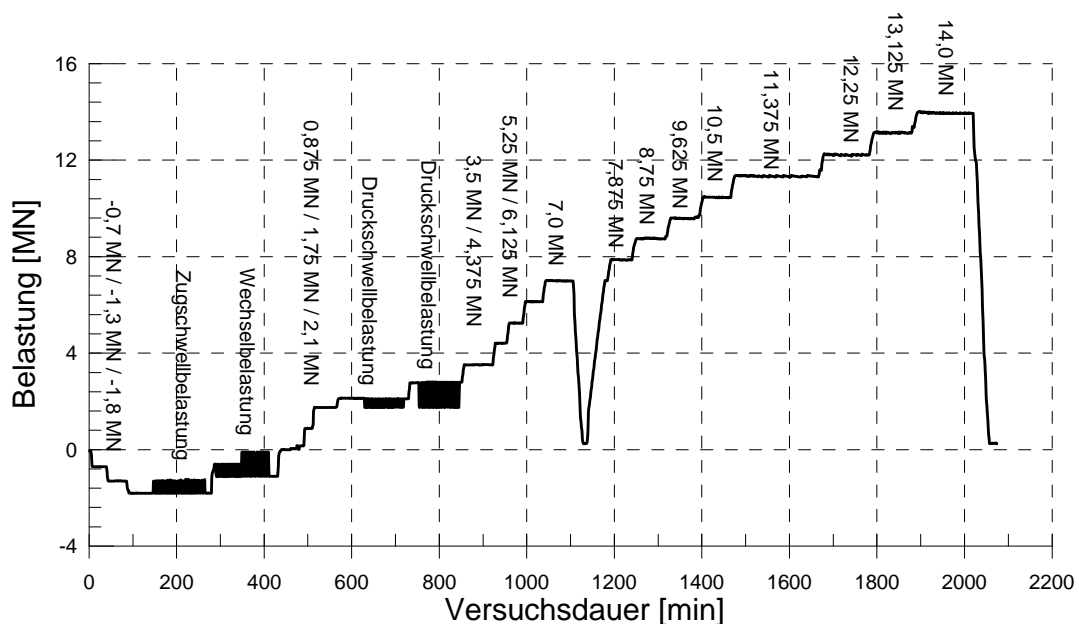


Abb. 6: exemplarische Belastungsdurchführung

#### 4.5. Ergebnisse

##### 4.5.1. Allgemeines

Die Auswertung erfolgte entsprechend der „Empfehlungen für statische axiale und horizontale Pfahlprobebelastungen (1998)“ des Arbeitskreises 2.1 der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT) im wesentlichen im Hinblick auf folgende Aussagen:

- Grenzlasten
- Pfahlmantelreibung  $\tau_m$  in Abhängigkeit der angetroffenen Sondierspitzenwiderstandsbereiche  $q_c$
- Pfahlspitzenwiderstand  $\sigma_s$  im Sondierspitzenwiderstandsbereich  $10 \text{ MN/m}^2 < q_c < 20 \text{ MN/m}^2$  und im Sondierspitzenwiderstandsbereich  $q_c > 20 \text{ MN/m}^2$
- Widerstands-Setzungs/Hebungslinie der Probepfähle
- Widerstands-Setzungs/Hebungslinie der Reaktionspfähle

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.

#### 4.5.2. Grenzlasten und gemessene Widerstands-Setzungslinien

Die erreichten bzw. extrapolierten Grenzlasten beim Erreichen einer Setzung von 10% des Pfahldurchmessers sind in der nachfolgenden Tabelle 2 und die gemessenen Widerstands-Setzungslinien in Abbildung 7 dargestellt.

Tabelle 2: abgeleitete Grenzlasten

Standort	Pfahl	Belastung	Messwerte letzte Laststufe		Grenzlast	
			Endverformung [cm]	Belastung [MN]	Grenzverformung [cm]	Grenzlast Probelastung [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 Probelastungen 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 vor-

genommen, wobei Grenzlaster 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 Grenzlaster zeigten aber deutlich, dass die aufgrund der Grenzwerte für Spitzendruck und Mantelreibung im Baugrundgutachten ermittelten Grenzlaster überschritten wurden. Die prognostizierte Grenzlast nach dem Baugrundgutachten wurde um ca. 25% am Standort Nord und um ca. 175% am Standort Süd übertroffen.

Hinsichtlich der zyklischen Belastung ist festzustellen, dass die vor der statischen Belastungssteigerung aufgebrauchten zyklischen Belastungen offensichtlich nur einen geringen Einfluss auf die Grenzlast des Pfahles aufweist. Bei den statisch/zyklisch belasteten Pfählen wurde letztendlich näherungsweise die gleiche Grenzlast festgestellt, wie bei der rein statischen Belastung. Geringe Unterschiede lassen sich im wesentlichen auf Änderungen in der Geologie zurückführen.

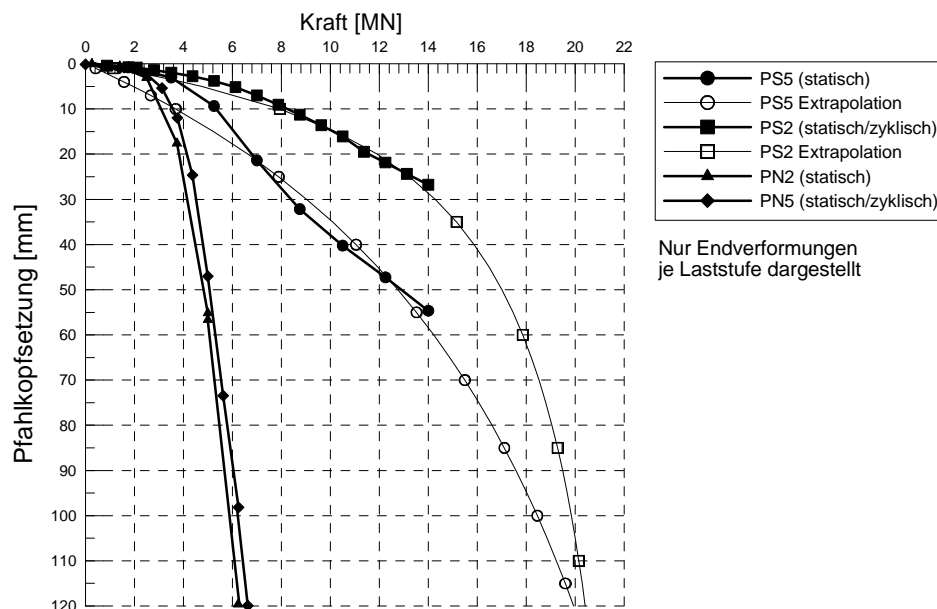


Abb. 7: gemessene und extrapolierte Widerstands-Setzungslinien der Probepfähle

#### 4.5.3. Mantelreibung und Spitzenwiderstand

Abbildung 8a) zeigt den durch die Kraftmessdose am Pfahlfuß gemessenen Spitzenwiderstand in Abhängigkeit der Senkung und damit auch die Aufteilung der Pfahlwiderstände in Abhängigkeit der Belastung.

Um den Längskraftverlauf anhand der gemessenen Dehnungen zu berechnen, wurde der vorhandene E-Modul der Pfähle durch das Verhältnis der in der obersten Messebene am Pfahlkopf ermittelten Dehnung mit der eingeleiteten Kraft ermittelt. Die jeweilige Kraft in den Messebenen wurde dann über die Multiplikation der gemessenen mittleren Dehnung mit dem

abgeleiteten E-Modul und der Querschnittsfläche des Pfahls bestimmt. Die Mantelreibung ergibt sich aus der Differenzkraft zwischen den Messebenen dividiert durch die entsprechende Mantelfläche. Die abgeleitete Pfahlmantelreibung  $\tau_m$  in Abhängigkeit der Belastung und der Tiefe ist exemplarisch für den Probepfahl PS2 in Abbildung 8b) dargestellt.

Anhand der abgeleiteten Grenzmantelreibungen konnte bei allen vier Probepfählen näherungsweise eine analoge Pfahlmantelreibung über die Tiefe gemessen werden. Generell war festzustellen, dass ab dem Sondierspitzenwiderstand  $q_c > 20 \text{ MN/m}^2$  ein starker Anstieg der Mantelreibung erfolgte. Zusätzlich wurde im Sondierspitzenwiderstandsbereich  $q_c > 20 \text{ MN/m}^2$  ein erheblich höherer Spitzenwiderstand gegenüber dem Baugrundgutachten gemessen, womit die hohe Grenzlast der Pfähle am Standort Süd (insbesondere auch im Vergleich zum Standort Nord) erklärt werden konnte.

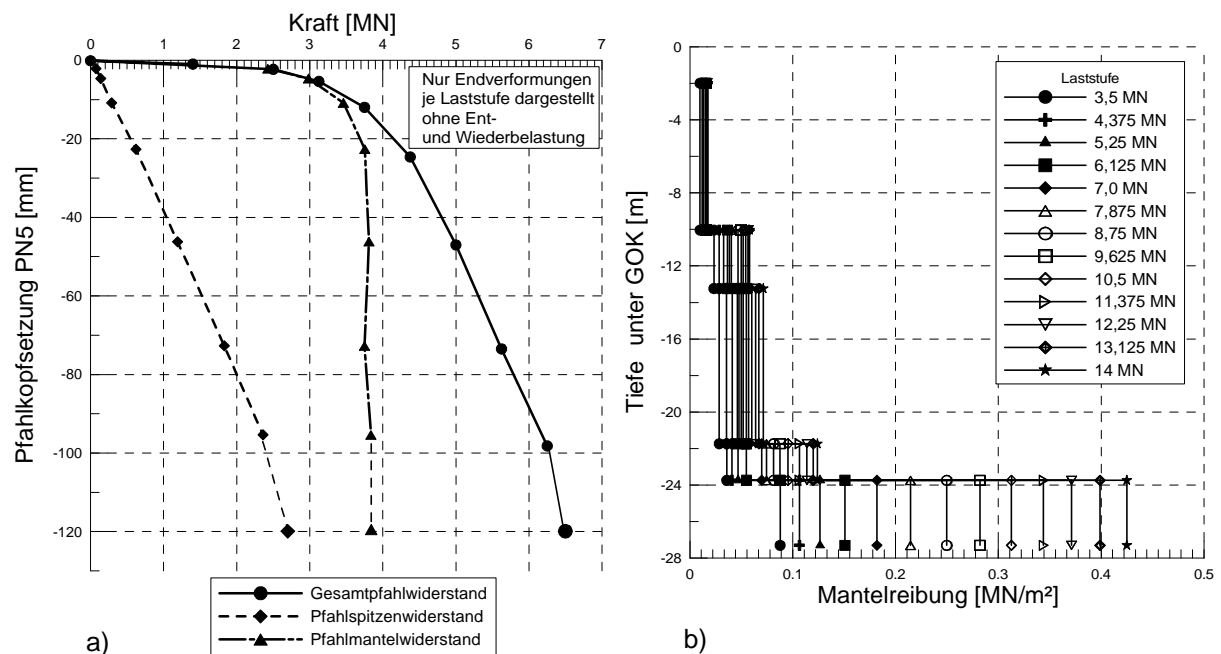


Abb. 8: a) Mantelreibung beim Probepfahl PS2;

b) Pfahlmantel- und Pfahlspitzenwiderstand-Setzungs-Linie PN5

#### 4.5.4. Verformungen unter zyklischer Belastung

Der Vergleich mit den bei der nachfolgenden statischen Belastung erreichten Grenzlasten und Setzungen wurde schon im Abschnitt 4.5.2 behandelt. Demzufolge hat die vor der statischen Belastungssteigerung aufgebrauchte zyklische Belastung offensichtlich nur einen geringen Einfluss auf die Grenzlast des Pfahles. 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. Im Regelfall ergibt sich bei dieser halblogarithmischen Auftragung eine Gerade die eine Extrapolation der Verformung bei weiterer zyklischer Belastung ermöglicht.

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 9 ist exemplarisch die Extrapolation für die Zugschwellbelastung des Probepfahls PN5 dargestellt.

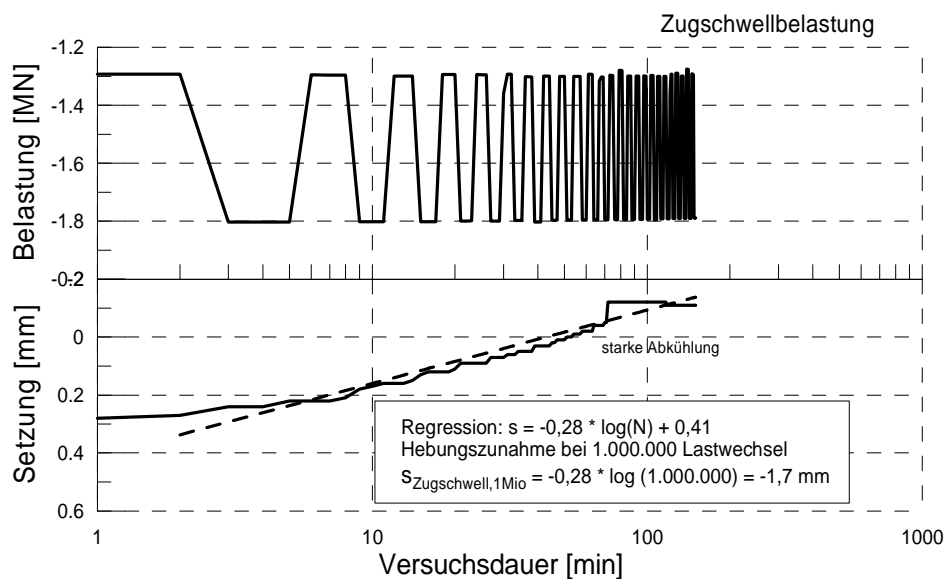


Abb. 9: Extrapolation der Verformung für Schwellbelastungen

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.

## 4.6. Folgerungen für Planung und Ausführung der Pfahlgründung

### 4.6.1. Grenzpfahlmantelreibung und Grenzpfahlspitzenwiderstand

Auf Basis der Ergebnisse der Pfahlprobelastungen wurden Empfehlungen für die charakteristischen Ansatzwerte von Pfahlspitzenwiderstand und Mantelreibung der Pfahlgründung abgeleitet. In Tabelle 2 sind die Ansatzwerte für die Planung dargestellt. Aufgrund der Unsicherheit bei der Extrapolation der Widerstands-Setzungslinien am Standort Süd wurde der charakteristische Werte für die Grenzpfahlmantelreibung und Grenzpfahlspitzenwiderstand im Sondierspitzenwiderstandsbereich  $q_c > 20 \text{ MN/m}^2$  auf der sicheren Seite liegend festgelegt, so dass sich ein Grenzpfahlwiderstand für die Pfähle PS2 und PS5 von ca. 16 MN ergibt.

Als Mindesteinbindetiefe der Pfähle in den statisch erforderlichen Sondierspitzenwiderstandsbereich wurde der doppelte Pfahldurchmesser vorgesehen.

Tabelle 2: 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>

### 4.6.2. Konstruktion von charakteristischen Widerstands-Setzungs/Hebungslinien

Zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit wurden Angaben zur charakteristischen Widerstands-Setzungs/Hebungslinien für Zug- und Druckpfähle abgeleitet. Da der Verlauf der charakteristischen Widerstandssetzungslinien massgeblich von der Zusammensetzung des Pfahlwiderstandes aus Mantelreibung und Spitzenwiderstand beeinflusst wird, war die Angabe einer einheitlichen Widerstandsetzungslinie nicht möglich. Daher wurden in Anlehnung an die Vorgehensweise in DIN 4014 auf der Grundlage der Pfahlprobelastungsergebnisse Vorgaben erarbeitet, die es ermöglichen, die anzusetzende Widerstands-Setzungs/Hebungslinie zu konstruieren.

Zur Beschreibung des Verlaufes der Pfahlmantelreibung wurde eine Angabe der Setzung bei 25%, 50% und 100% der Grenzmantelreibung gegeben, da im Gebrauchszustand kein linearer Verlauf der Mantelwiderstands-Setzungslinie gegeben war. Folgende Gleichungen wurden in Anlehnung an die Angaben in DIN 4014 zur Berechnung der charakteristischen Setzungen ( $s_r$

in cm) in Abhängigkeit der Grenzmantelreibung ( $Q_{r,g}$  in MN) abgeleitet (bei Zugpfählen ist die ermittelte Setzung mit dem Faktor 1,5 zu multiplizieren).

$$s_{r(0,25 \cdot Q_{r,g})} = 0,02 \cdot Q_{r,g}$$

$$s_{r(0,5 \cdot Q_{r,g})} = 0,15 \cdot Q_{r,g}$$

$$s_{r,g(1,0 \cdot Q_{r,g})} = 0,75 \cdot Q_{r,g} + 0,5$$

Der Spitzenwiderstand wurde in Abhängigkeit der bezogenen Setzungen  $s/D = 0,02, 0,03$  und  $0,10$  ( $D =$  Pfahldurchmesser) in Anlehnung an die DIN 4014 nach Tabelle 3 angegeben.

Tabelle3: Pfahlsitzenwiderstand für unterschiedliche Setzungen

Einbindung in Bereich	bezogene Setzung	Gemessener Spitzenwiderstand [MN/m <sup>2</sup> ]		Ansatzwert Spitzenwiderstand [MN/m <sup>2</sup> ]
		PS5	PS2	
$q_c > 20 \text{ MN/m}^2$	0,02 D	PS5: 1,0	PS2: 3,1	1,5
	0,03 D	PS5: 2,0	PS2: 4,9 <sup>1)</sup>	2,5
	0,1 D	PS5: 7,9 <sup>1)</sup>	PS2: 8,3 <sup>1)</sup>	6,0
$10 \text{ MN/m}^2 < q_c < 20 \text{ MN/m}^2$	0,02 D	PN5: 0,6	PN2: 1,3	0,8
	0,03 D	PN5: 0,8	PN2: 1,6	1,0
	0,1 D	PN5: 2,4	PN2: 3,0	2,5

<sup>1)</sup> Extrapoliert

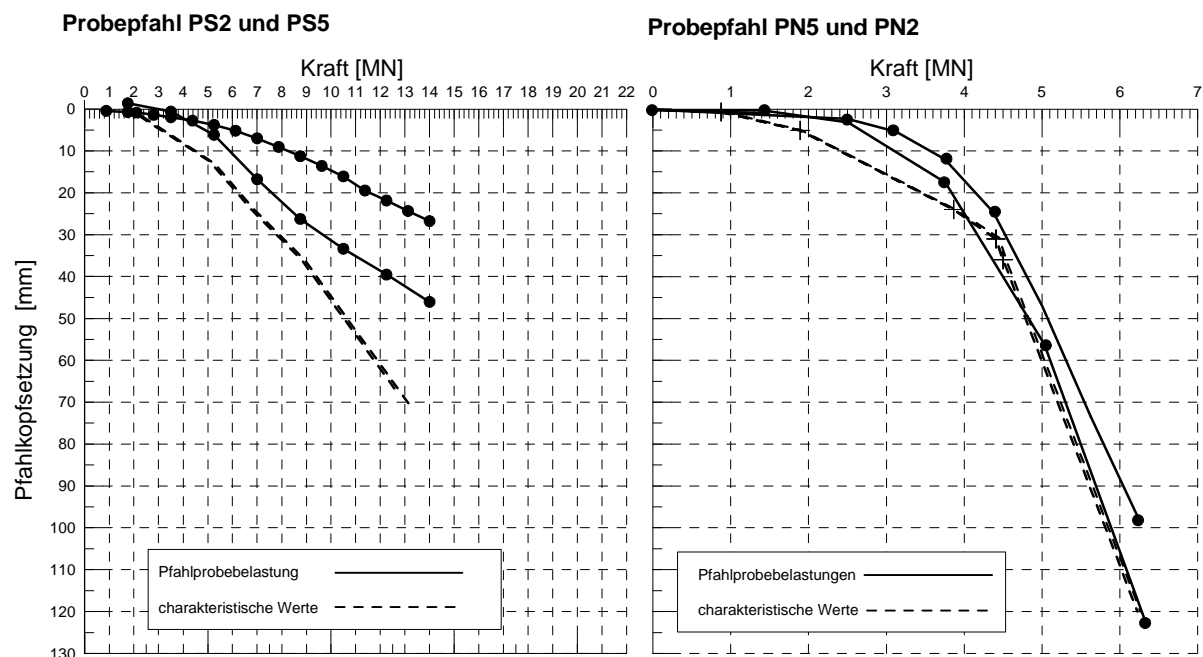


Abb. 10: konstruierte charakteristische und gemessene Widerstands-Setzungs/Hebungslinien



In Abbildung 10 sind die nach diesen Angaben konstruierten charakteristischen den gemessenen Widerstands-Setzungs/Hebungslinien gegenübergestellt. Insgesamt ergeben sich für die charakteristischen Werte etwas größere als die gemessenen Setzungen, so dass beim Gebrauchstauglichkeitsnachweis eine Abschätzung auf der sicheren Seite vorliegt.

#### 4.6.3. Berücksichtigung der zyklischen Einwirkungen

Aus den zyklischen Belastungsanteilen der Probelastung wurden für hohe Anzahl von Lastwechseln die Verformungen extrapoliert. Insgesamt konnte unter Zugrundelegung von 1.000.000 Lastwechsel nur eine maximale Zunahme der Verformungen von ca. 1 bis 2 mm bei zyklischer Belastung abgeschätzt werden. Einen Einfluss der Zykliz auf die Grenztragfähigkeit konnte im vorliegenden Fall nicht festgestellt werden. Deswegen wurde auf eine Abminderungen 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.

Bei dieser Vorgehensweise wurde allerdings darauf hingewiesen, dass für den Gebrauchszustand unter Verkehrsbelastung zusätzliche Setzungen/Hebungen in der Größenordnung bis ca. 3 mm abzuleiten sind.

### 5. HERSTELLUNG DER PFAHLGRÜNDUNG DES TUNNELS OFFENBAU

Beim Tunnel Offenbau mit den anschließenden Einschnitten Trog Nord und Trog Süd sind ca. 70.000 lfm Pfahlbohrungen auszuführen und ca. 8.700 to Pfahlbewehrung sowie ca. 56.000 m<sup>3</sup> Pfahlbeton einzubauen. Die planmäßig bis zu 26,90 m langen Sekundärpfähle und 10,70 m langen Primärpfähle (zuzüglich jeweils ca. 1,50 m Leerbohrung) werden mit vorseilender Verrohrung und unter Wasserauflast hergestellt. In Abbildung 11 ist ein Streckenüberblick dargestellt.

Aus den auszuführenden Pfahlbohrmetern, der zur Verfügung stehenden Bauzeit und der erreichbaren Bohrleistung ergibt sich eine Geräteanzahl von bis zu 12 Bohrgeräten. Die Folgegewerke (Pegelbohrungen, Pfahlköpfe abstemmen, Voraushub Deckel, Deckelherstellung und die Überschüttung für den Druckluftvortrieb) haben nur einen geringen Abstand zur Pfahlherstellung. Trotz der großen räumlichen Ausdehnung der Tunnelstrecke müssen die Bohrgeräte deshalb vergleichsweise dicht zusammen stehen, vgl. Bild 12.

Da der Tunnelaushub unter Druckluft erfolgt, muss ein Pfahlüberschnitt von mindestens 4 cm in Höhe der Unterkante der Primärpfähle eingehalten werden. Um die plangemäße Lage der Pfähle nachzuweisen bzw. gegebenenfalls vorhandene Fehlstellen in der Pfahlwand frühzeitig

ermitteln zu können, wird die Vertikalität der Pfähle mit dem Pfahlneigungsmessgerät, einer Eigenentwicklung der Bilfinger Berger AG, überprüft und dokumentiert.



Abbildung 11: Streckenüberblick



Abb. 12: Geräteaufstellung

Zur Vermeidung von Fehlstellen aufgrund der Sedimentation von angereicherten Feststoffen im Wasser, ist ein vollständiger Austausch durch das Abpumpen des Auflastwasser an der Bohrlochsohle und Zugabe einer entsprechenden Menge Frischwassers erforderlich. Unter Berücksichtigung des Wasserverlustes ergibt sich ein Wasserbedarf in Höhe des ca. 2,5-fachen Pfahlvolumens. Diese Wassermenge kann weder mittels Brunnen in den anstehenden bindigen Bodenschichten gefördert noch dort versickert werden. Daher wurde eine Wasseraufbereitungsanlage konzipiert und aufgebaut. Entlang der Tunnelstrecke wurden insgesamt ca. 9100 m Wasserversorgungsleitungen verlegt. Diese dienen der Zuführung von Frischwasser zu den Bohrgeräten, der Rückführung von Bohrwasser zur Aufbereitungsanlage sowie der Rückführung von Frischwasser beim Betoniervorgang, das ohne Aufbereitung in die Vorratsbehälter gepumpt wird. Weitere Details zur Herstellung sind in [3] enthalten.

## **6. ZUSAMMENFASSUNG UND SCHLUSSBEMERKUNG**

Zur Absicherung der Pfahlkennwerte für die Gründung des Tunnels und der Tröge Offenbau, sowie der anschließenden aufgeständerten Fahrbahn wurden Pfahlprobelastungen an Pfählen mit einem Durchmesser von 1,20 m durchgeführt. Um die spätere Belastung der Bauwerkspfähle näherungsweise zu simulieren, wurde durch das Aufbringen zyklischer Belastungssequenzen die spätere Verkehrseinwirkung abgebildet. Einen Einfluss der Zyklik auf die Grenztragfähigkeit konnte im vorliegenden Fall nicht festgestellt werden.

Die abgeleiteten charakteristischen Ansatzwerte für die Grenzpfahlmantelreibung und den Grenzpfahlspitzenwiderstand lagen erheblich über den zuvor, auf der Grundlage der DIN 4014 abgeschätzten Werten und konnten auf der Grundlage von vorliegenden Drucksondierergebnissen auf die Streckenbereiche des Tunnels Offenbau und der anschließende Tröge, sowie auch auf andere Streckenbereiche mit vergleichbarer Geologie übertragen werden.

Auf der Grundlage der Ergebnisse der Pfahlprobelastung erfolgte die Planung der Pfahlgründung des Tunnelbauwerkes. Als Ergebnis der Planung sind beim Tunnel Offenbau mit den anschließenden Einschnitten Trog Nord und Trog Süd ca. 70.000 lfm Pfahlbohrungen auszuführen.

## **LITERATUR**

- [1] v. Wolffersdorff P.-A., Hempel M, Raithel, M. (2002): *Bau einer Hochgeschwindigkeitsstrecke auf quellfähigem Untergrund*. 12. Donau Europäische Konferenz in Passau 2002

- [2] Kempfert H.-G., Stadel M., Raithel M. (2002): *Erfahrungen über die Ganzheitliche Betrachtung zum Fahrwegverhalten unter Hochgeschwindigkeitsverkehr beim Bau der Neubaustrecken der DB AG*. 12. Donau Europäische Konferenz in Passau 2002.
- [3] Raithel M., Linnemann J, Meißner S. (2003): *Planung und Ausführung einer Pfahlprobebelastung und der Pfahlgründung des Tunnels Offenbau der Neubaustrecke Nürnberg-Ingolstadt*. Braunschweiger Pfahlsymposium 2003.
- [4] Quick H., Belter B., Wegerer P. (2002): *Hochgeschwindigkeitsstrecken der Deutschen Bahn AG – Anforderungen und Grenzen der Geotechnischen Erkundung*. Vorträge der Baugrundtagung 2002 in Mainz.