

# **Planung und Ausführung einer Pfahlprobekbelastung und der Pfahlgründung des Tunnels Offenbau der Neubaustrecke Nürnberg-Ingolstadt**

Dr.-Ing. Raithel, Kempfert + Partner Geotechnik, Kassel - Würzburg  
Dipl.-Ing. Linnemann, Bilfinger Berger AG, München  
Dipl.-Ing. Meißner, Prof. Dipl.-Ing. Quick Ingenieure und Geologen GmbH, Darmstadt

## **1 Einleitung**

Aufgrund der ungenügenden Tragfähigkeit der anstehenden Böden und des teilweise artesisch gespannten Grundwasserspiegels wird der Tunnel Offenbau der Neubaustrecke Nürnberg-Ingolstadt mit einer Länge von ca. 1340 m mit einem wasserdichten Verbau aus überschnittenen Bohrpfahlwänden hergestellt. Zur Verhinderung eines massiven Eingriffes in den Grundwasserhaushalt wird auf die Bohrpfahlwände ein Deckel aufgesetzt und der Querschnitt von Süden aus im Schutze von Druckluft aufgefahren.

Zur Absicherung der Pfahlkennwerte wurden an zwei Standorten je zwei Pfahlprobekbelastungen an Pfählen mit einem Durchmesser von 1,20 m und einer Länge zwischen ca. 21 und 26 m durchgeführt. Um die spätere Belastung der Bauwerkspfähle näherungsweise zu simulieren, wurde je Standort bei jeweils einem Probepfahl durch das Aufbringen von zyklischen Belastungssequenzen die spätere Verkehrseinwirkung abgebildet.

Im Folgenden werden zunächst die Baugrundverhältnisse und die daraus folgende Konzeption der Herstellung des Tunnelbauwerkes erläutert. Anschließend wird die Herstellung der Probepfähle, die Durchführung der Pfahlprobekbelastung und die wesentlichen Ergebnisse der Probekbelastung vorgestellt. Abschließend wird ein Überblick über die Pfahlherstellung gegeben und wesentliche Besonderheiten und Problemlösungen bei der Ausführung der Bohrpfahlwände dargestellt.

## **2 Neubaustrecke Nürnberg - Ingolstadt**

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 Fahr-

bahn 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 liegt im Los Nord, ca. 45 km südlich von Nürnberg. Mit der Ausführung der Baumaßnahme NBS Los Nord wurde die Arge Bilfinger Berger AG / Max Bögl Bauunternehmung beauftragt, die diesen Auftrag in Eigenleistung abwickelt.

### 3 Tunnel Offenbau

#### 3.1 Baugrundverhältnisse im Bereich Tunnel Offenbau

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

- Auffüllungen
  - bindige Böden
  - sandige Böden
  - verwitterter Opalinuston
  - unverwitterter Opalinuston
- } Quartär
- } 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.

Die Gesteine des Aaleniums lassen sich in den aufgewitterten und den unverwitterten Opalinuston aufteilen. Die Verwitterungszone mit den Verwitterungsstufen w4 – w5 weist im Verlauf stark unterschiedliche Dicken auf. Im Bereich des Tunnels liegt die Schichtdicke des aufgewitterten Opalinustons bei 1,0 m bis 7,0 m.

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 Tonsteine des aufgewitterten Opalinustons bestehen überwiegend aus feinsandigen Tonen/Schluffen mit mittlerer bis ausgeprägter Plastizität. 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 neigen bei Entlastung, Austrocknung und anschließender Durchfeuchtung zum Quellen.

### 3.2 Grundwasserverhältnisse im Bereich Tunnel Offenbau

Im Bereich des Tunnels Offenbau werden die hydrogeologischen Verhältnisse durch das Grundwasservorkommen in den quartären Lockergesteinen sowie durch das Vorkommen im Opalintustonstein bestimmt (vgl. Abbildung 1).

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 eingeschaltete Mergelsteinbänke. Das Medium kann als durchlässiger Kluftgrundwasserleiter eingestuft werden. Infolge der darüberliegenden schwach durchlässigen Schicht der Verwitterungszone (w4-w5) herrschen im unverwitterten Tonstein gespannte und z. T. artesisch gespannte Grundwasserverhältnisse.

Ingolstadt →

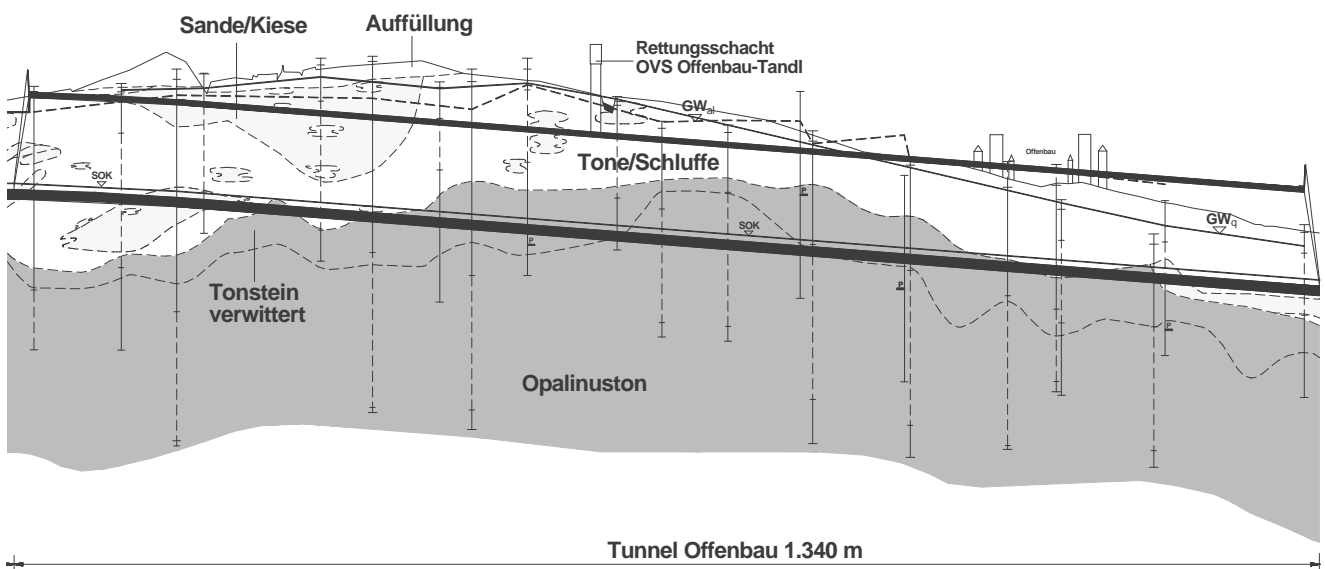


Abbildung 1: Geotechnischer Längsschnitt Tunnel Offenbau

### 3.3 Herstellung des Tunnels / Bauwerksdaten

Der Tunnel Offenbau wird 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.

Der maximale Luftdruck beträgt mit zusätzlicher, vorwiegend schreitender Grundwasserentspannung < 1,0 bar.

5. Herstellen der Tunnelsohle
6. 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.

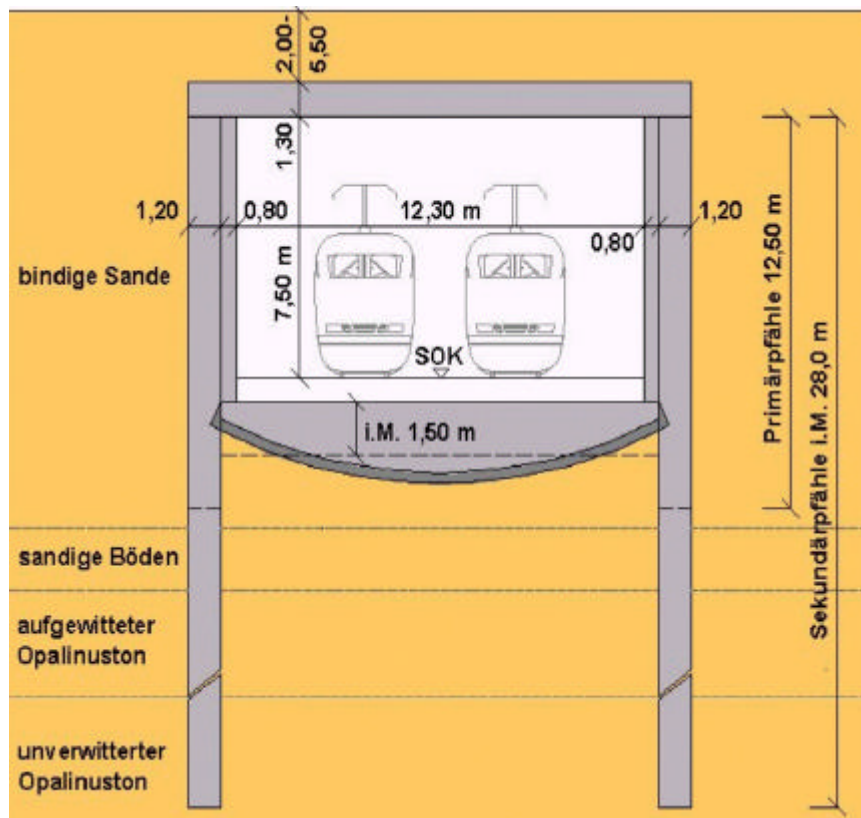


Abbildung 2: Systemschnitt durch den Tunnel

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 höhenge-staffelte Bohrpfahlwand. Hierbei wirken die Pfähle als Zugpfähle. Der erforderliche Luft-druck im Bauzustand richtet sich in der Größenordnung nach dem Druckniveau des an-stehenden 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 wir-ken die Pfähle als Druckpfähle. Die Grundwasserkommunikation im Endzustand quer zur Tunnelachse wird durch 5 über die Tunnellänge verteilte Dükerbauwerke gewährleistet.

Die maßgebenden Bauwerksdaten lauten wie folgt:

- Tunnellänge: 1.332,50 m (davon 70 m in offener Bauweise)
- Lichte Tunnelbreite: 12,30 m
- Nutzraum über SOK: 92 m<sup>2</sup>
- Max. Überdeckung: 7,5 m
- Entwurfsgeschwindigkeit: 300 km/h
- Bohrpfahldurchmesser: 1,20 m
- Sekundärpfähle i.M. 17,0 m unter Unterkante Sohle
- Primärpfähle bis 2,00 m unter Unterkante Sohle

## **4 Pfahlprobelastung**

### **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 den Baugrund weder eine klare Zuordnung zu Lockergestein oder Festgestein treffen lässt, son-dern 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 wirtschaftliche-re Pfahllängen wurden daher Pfahlprobelastungen geplant.

## 4.2 Konzeption und Planung

Grundsätzlich sollten die Versuche durch eine entsprechend ausgebildete Messtechnik den Verlauf der Pfahlmantelreibung in den verschiedenen Schichten, sowie den Pfahlspitzenruck erfassen, so dass die abgeleiteten Bemessungswerte auf der Grundlage der vorliegenden Drucksondiererergebnisse auf andere Stellen des Tunnels und der Tröge übertragen werden können.

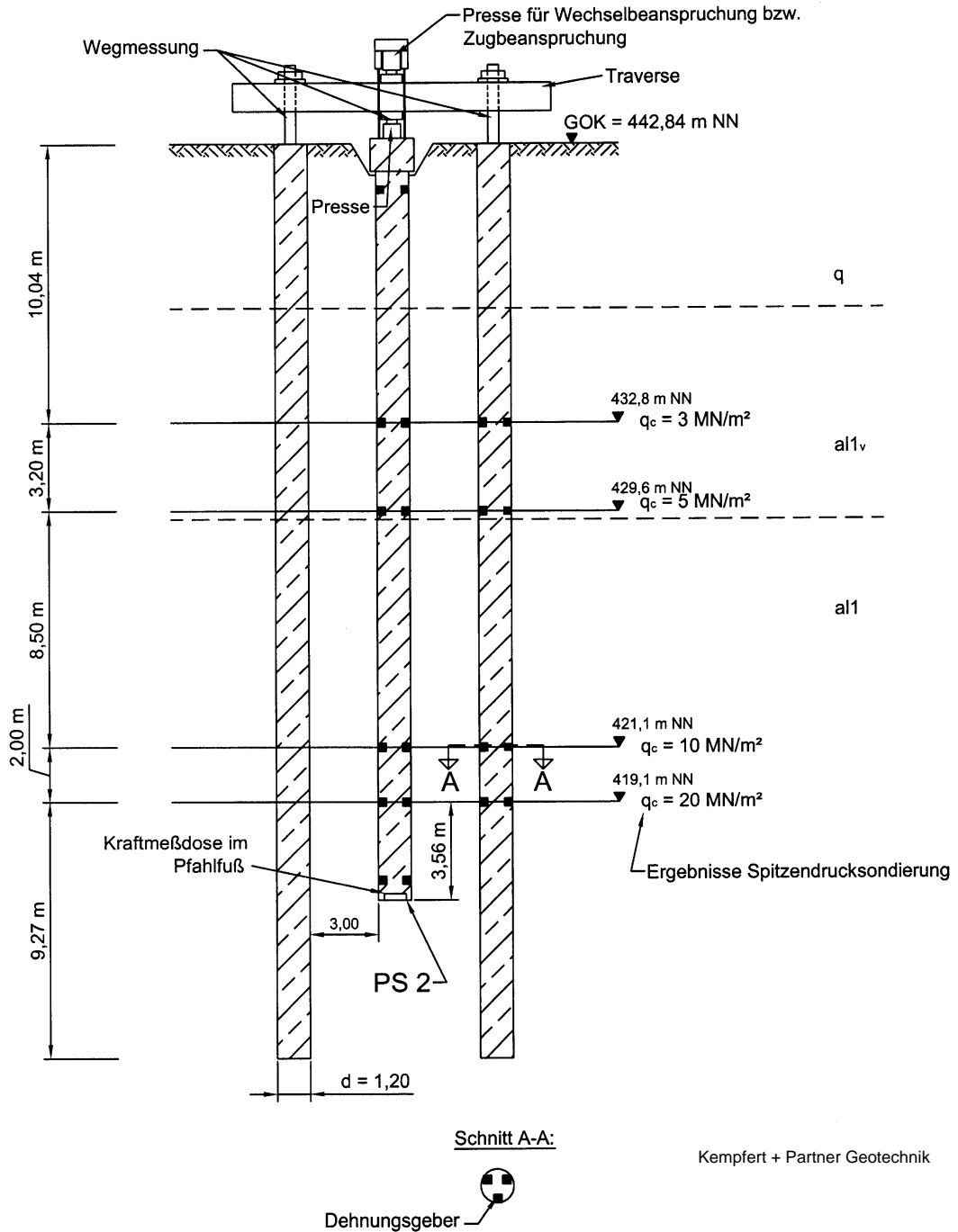


Abbildung 3: Schematische Darstellung der Probelastung mit Messtechnik

Aus den auftretenden Lastfallkombinationen wurde des weiteren abgeleitet, dass infolge Verkehrsbelastung im Tunnel Offenbau überwiegend eine Druckschwellbelastung auftritt. In Teilbereichen des Tunnels tritt aber auch eine Zugkraft in den Pfählen auf. Da die Verkehrsbelastung als Druckkraft der Zugkraft entgegenwirkt, kann es in Teilbereichen zu einer Wechselbeanspruchung der Pfähle kommen.

Insgesamt wurden zwei rein statische Pfahlprobelastungen durchgeführt. Zusätzlich wurden an zwei weiteren Probepfählen nach einer zyklischen Vorbelastung ebenfalls statische Laststufen bis in den Grenzzustand durchgeführt. Die Probepfähle wurden im Sondierspitzen-druckbereich  $q_c > 20 \text{ MN/m}^2$  und im Sondierspitzen-druckbereich  $10 \text{ MN/m}^2 < q_c < 20 \text{ MN/m}^2$  abgesetzt, um den Pfahlspitzendruck auch in verschiedenen Schichten zu erfassen.

Zur Ableitung der Kräfte in den Baugrund wurden Reaktionspfähle vorgesehen, die ebenfalls instrumentiert wurden, um die gewonnene Datenbasis zu erweitern. Für jeden Probepfahl wurden jeweils zwei Reaktionspfähle vorgesehen, die tiefer als der eigentliche Probepfahl abgeteuft werden, um die Kräfteinleitung sicherzustellen. 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. Eine schematische Darstellung der Probelastung ist in Abbildung 3 dargestellt.

### **4.3 Herstellung und Ausrüstung der Probe- und Reaktionspfähle**

Die Probe- und Reaktionspfähle  $\varnothing 120 \text{ cm}$  wurden hinsichtlich der Gerätekonfiguration und den Arbeitsschritten analog zu den späteren Bauwerkspfählen mit einem Greiferbohrgerät HS 873 mit Rohrdrehmaschine und einem Drehbohrgerät BG 30 mit Verrohrungsmaschine jeweils mit voreilender Verrohrung und unter Wasserauflast hergestellt.

Die Bewehrungskörbe waren mit doppelter Bewehrungslage und aufgrund der Pfahllängen von bis zu 33 m auch mit Korbstoß auszuführen. Beim Einbau der Dehnungsmessstreifen (DMS), der Fußkraftmeßdosen, der zugehörigen Meßkabel sowie der Inklinometerrohre war darauf zu achten, dass diese weder bei der Montage am Bewehrungskorb, noch beim Einbau des Bewehrungskorbes und dem Betonieren des Pfahles beschädigt wurden. Zu diesem Zweck wurden die DMS vorab werkseitig auf Bewehrungsstangen  $\varnothing 26$  mit 50 cm Länge appliziert und die Bewehrungsstangen auf der Innenseite der äußeren Bewehrungslage angeheftet. Die Messkabel wurden ebenfalls bereits werkseitig an den Fuß-

kraftmessdosen und den DMS angebracht und vergossen. Um eine mechanische Beschädigung der Kabel sowie mögliche Zugkräfte beim Einbau oder beim späteren Belastungsvorgang zu vermeiden, wurden die Kabel in Schutzrohren verlegt und diese zu Kabelbündeln zusammengefasst.

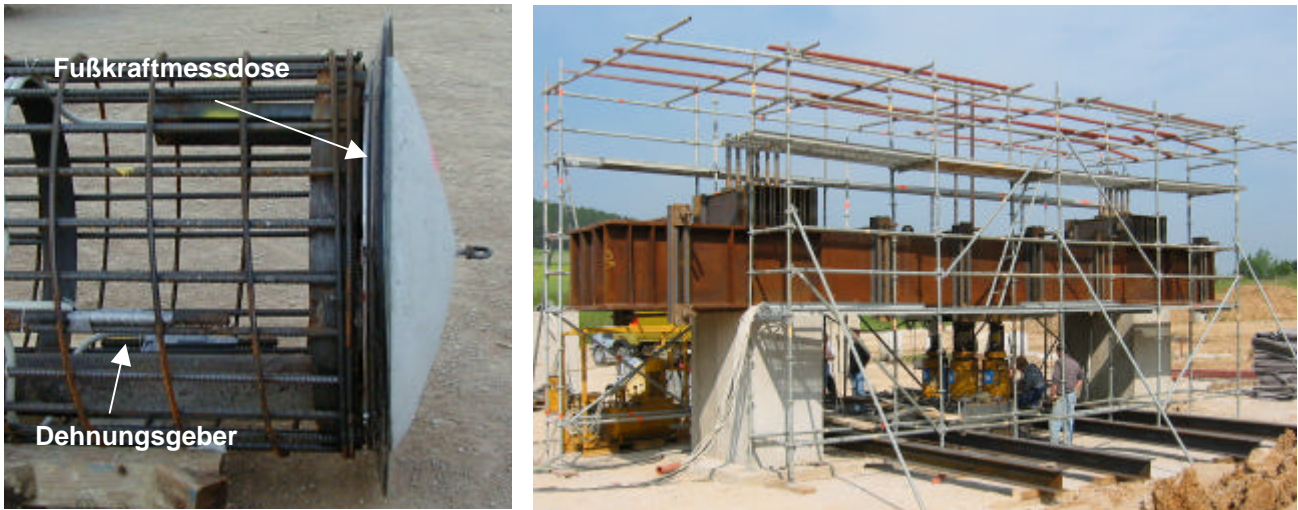


Abb. 4: a) Am Bewehrungskorb befestigte Fußkraftmessdose und Dehnungsgeber  
b) Aufbau der Pfahlprobelastung

#### 4.4 Aufbau der Belastungseinrichtung

Für den Aufbau der Belastungseinrichtung wurde ein detaillierter Ausführungsplan und der zugehörige statische Nachweis erstellt. Aus dem Ausführungsplan muss die geometrische Anordnung der Einbauteile im Pfahl (Kabelpakete, Inklinometerrohre, Zugstangen, usw.) unter Berücksichtigung der Pressenanordnung auf dem Pfahlkopf hervorgehen. Als Belastungsträger wurden 4 HL1000 x 455 verstärkt und zur Aufbringung der Drucklast 4 Pressen mit je 500 to eingesetzt. Aufgrund der umfangreichen Erfahrung mit Pfahlprobelastungen erfolgte die Bemessung und Bereitstellung der Belastungseinrichtung durch die Bilfinger Berger AG, NL Spezialtiefbau.

#### 4.5 Durchführung

Die Durchführung und Auswertung der Probelastung wurde nach den „Empfehlungen für statische axiale und horizontale Pfahlprobelastungen (1998)“ des Arbeitskreises 2.1 der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT)“ kraftgesteuert mit verschiedenen Laststufen durchgeführt, wobei eine Setzung von mindestens 10 % des Pfahldurchmes-





#### 4.6.2 Grenzlasten und Widerstands-Setzungslinien

Die erreichten bzw. extrapolierten Grenzlasten beim Erreichen einer Setzung von 10% des Pfahldurchmessers sind in der nachfolgenden Tabelle 1 und die gemessenen Widerstands-Setzungslinien in Abbildung 6 dargestellt.

Tabelle 1: 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

Da bei den Probelastungen am Standort Süd die Grenzsetzungen nicht erreicht wurden, 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 gewissen Unsicherheiten. 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.

Hinsichtlich der zyklischen Belastung war festzustellen, dass die vor der statischen Belastungssteigerung aufgebrauchten zyklischen Belastungen offensichtlich nur einen geringen Einfluss auf die Grenzlast des Pfahles aufwiesen. 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 und z.T. auch auf Beeinflussungen der Messtechnik zurückführen.

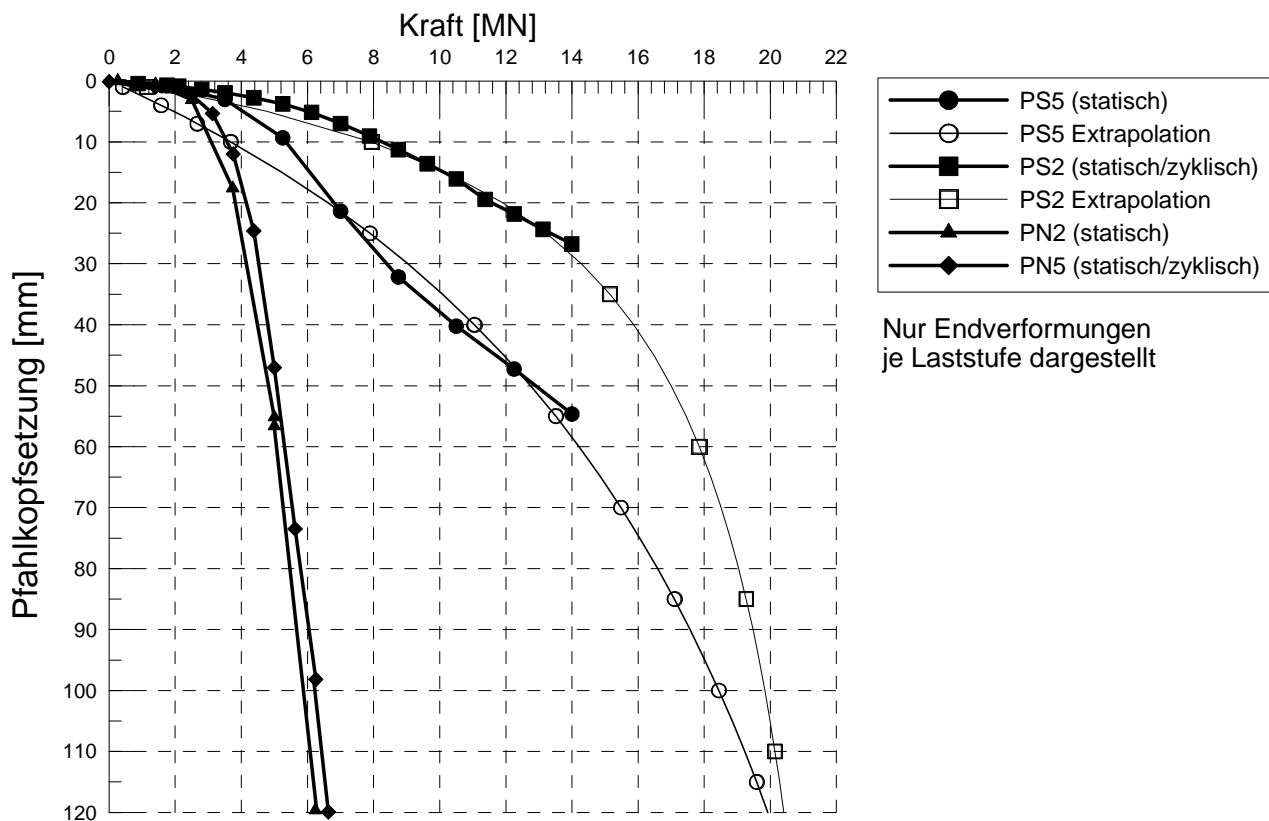


Abbildung 6: gemessene und extrapolierte Widerstands-Setzungslinien der Probepfähle

#### 4.6.3 Mantelreibung und Spitzenwiderstand

Die Mantelreibung ergab 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 7 dargestellt. Parallel zeigt Abbildung 7 den durch die Kraftmessdose am Pfahlfuß gemessene Spitzenwiderstand in Abhängigkeit der Setzung und damit auch die Aufteilung der Pfahlwiderstände in Abhängigkeit der Belastung.

Anhand der abgeleiteten Grenzmantelreibungen konnte näherungsweise ein analoger Pfahlmantelwiderstand 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.

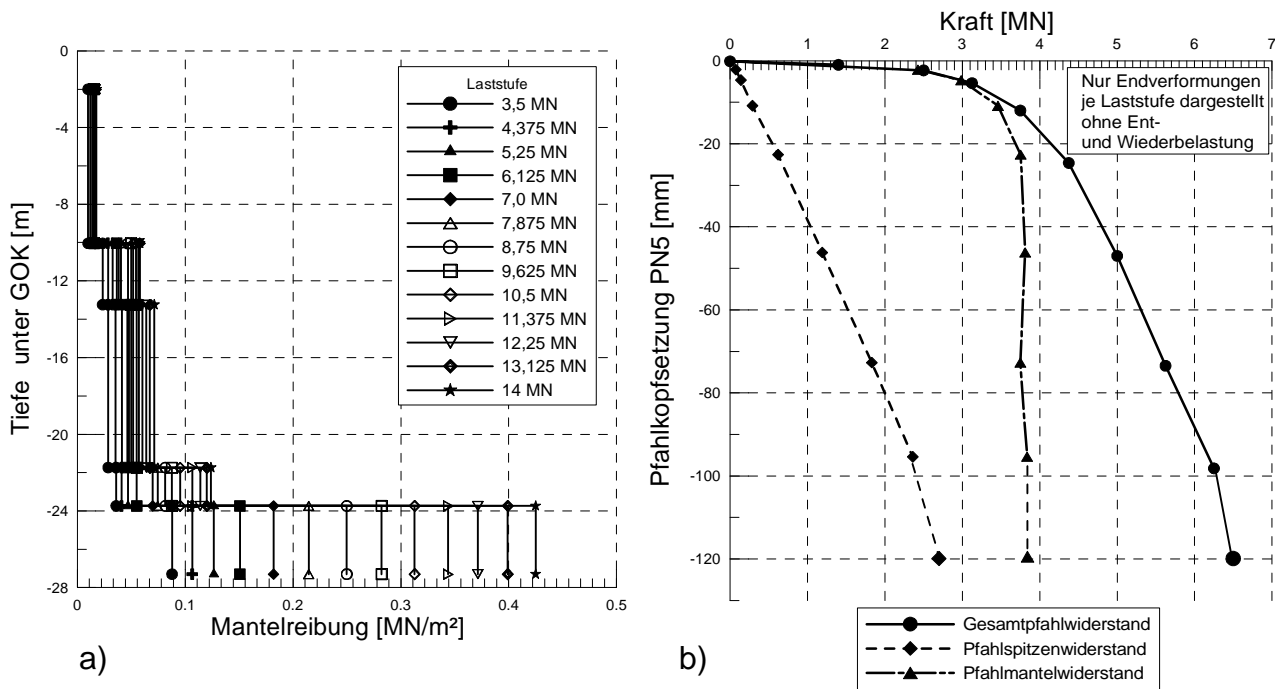


Abbildung 7: a) Mantelreibung beim Probepfahl PS2;  
b) Pfahlmantel- und Pfahlspitzenwiderstand-Setzungs-Linie PN5

#### 4.6.4 Folgerungen für Planung und Ausführung der Pfahlgründung

Auf Basis der Ergebnisse der Pfahlprobebelastungen wurden Empfehlungen für die charakteristischen Ansatzwerte von Pfahlspitzenwiderstand und Mantelreibung der Pfahlgründung im Tunnel und den Trogbauwerken Offenbau abgeleitet. In Tabelle 2 sind die Ansatzwerte für die weitere Planung dargestellt. 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>

Aus den zyklischen Belastungsanteilen der Probebelastung 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 Zyklik 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.

Die abgeleiteten charakteristischen Ansatzwerte für die Grenzpfahlmantelreibung und den Grenzpfahlspitzenwiderstand konnten zudem auf der Grundlage von vorliegenden Drucksondiererergebnissen bei gleichen geologischen Verhältnissen auf andere Streckenbereiche übertragen werden.

## **5 Herstellung der Pfahlgründung des Tunnels Offenbau**

### **5.1 Allgemeines**

Die planmäßig bis zu 26,90 m langen Sekundärpfähle und 10,70 m langen Primärpfähle (zuzüglich jeweils ca. 1,50 m Leerbohrung) werden mit Drehbohrgeräten BG 30 bis BG 45 und einem Greiferbohrgerät HS 873 mit Rohrdrehmaschine (RDM) hergestellt.

In Abbildung 8 ist ein Streckenüberblick dargestellt.



Abbildung 8: Streckenüberblick

Das Eigengewicht dieser Geräte von bis zu 130 to erfordert ein entsprechend standfestes Arbeitsplanum. Da das anstehende Quartär im Bereich von Einschnitten als auch das eingebaute Bodenmaterial im Bereich der Dammschüttungen lediglich eine weiche bis steife Konsistenz aufweist, wurde ein 1,50 m starkes Bohrplanum aus gebrochenem Material auf einer Geokunststoffunterlage erstellt. Die Unterkante dieser Schotterschicht liegt 10 – 20 cm über der Unterkante der Tunneldecke, so dass das Schottermaterial im Zuge der Herstellung des Feinplanums für die Deckelherstellung ohne Eingriff in den darunter anstehenden Boden entfernt werden kann. Ein standfestes Bohrplanum gewährleistet zudem, dass die Bohrschablone keine Setzungen oder Verdrehungen erfährt. Aufgrund der Höhe des Bohrplanums ist auch sichergestellt, dass die Anschlussbewehrung unter dem Bohrplanum liegt und nicht beschädigt werden kann.

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.

Da das anstehende Grundwasser an verschiedenen Messstellen eine betonangreifende Zusammensetzung (kalklösende Kohlensäure und/oder Sulfatangriff) aufweist, wird nach DIN 1045 ein Beton mit hohem Widerstand gegen schwachen chemischen Angriff gefordert. Gelöst wurden diese Anforderungen durch den Einsatz von Steinkohlenflugasche und einer erheblichen Reduzierung der Zementmenge unterhalb der geforderten Mindestzementmenge nach DIN 1045, DIN 4014 und DAfStb-Richtlinie. Es wurde auf Anforderung der Baustelle weiterhin eine verlängerte Verarbeitungszeit auf 4,5 Stunden und eine Einbaukonsistenz im oberen KF-Bereich realisiert. Als Zuschlag wird Kalksteinsplitt der Körnung 0-16 bzw. 0-22 verwendet. Die entsprechenden Sonderbetonrezepturen wurden durch das Zentrale Labor für Baustofftechnik der Bilfinger Berger AG entwickelt und die erforderliche „Unternehmensinterne Genehmigung (UiG)“ sowie die „Zulassung im Einzelfall (ZiE)“ erteilt. Der Pfahlbeton wird in einer stationären Betonmischanlage auf der Baustelle hergestellt und die BII-Überwachung im baustelleneigenen Betonlabor durchgeführt.

## **5.2 Arbeitsablauf der Pfahlherstellung**

Die Pfahlbohrungen werden mit vorausseilender Verrohrung und unter Wasserauflast ausgeführt. Die Wasserzugabe erfolgt dabei kontinuierlich über eine speziell hierfür entwickelte höhenverstellbare Vorrichtung, die den Bohrbetrieb nicht behindert. Die angetroffenen Bodenschichten werden geotechnisch aufgenommen und vor Ort in Bezug auf die Pla-

nungsannahmen überprüft. Werden dabei Abweichungen hinsichtlich der Höhenlage oder Mächtigkeit der tragfähigen Schichten festgestellt, müssen die Pfähle entsprechend verlängert werden. Um Stillstände zu vermeiden, hat der Planer hierfür Ermittlungskriterien erstellt, die eine Festlegung des Verlängerungsmaßes in Meterschritten auf der Baustelle zulassen. Für solche Fälle werden vorgefertigte Verlängerungsstücke auf der Baustelle vorgehalten.

Der Tunnelaushub unter dem Deckel erfolgt aufgrund des gespannten Grundwassers im Opalinuston unter Druckluft. Nicht nur aus statischen Gründen, sondern auch um Druckluftverluste zu reduzieren, muss daher ein Pfahlüberschnitt von mindestens 4 cm in Höhe der Unterkante der Primärpfähle eingehalten werden. Der Achsabstand der Pfähle wurde mit 1,04 m gewählt. Daraus ergibt sich eine zulässige Pfahlabweichung von 0,5 %. Eventuelle Abweichungen senkrecht zur Pfahlwandachse werden durch eine planmäßig 10 cm starke Spritzbetonschicht zwischen Pfahl- und Tunnelwand ausgeglichen. 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 Pfahlnigungsmessgerät, einer Eigenentwicklung der Bilfinger Berger AG, überprüft und dokumentiert. Anhand der Messergebnisse der einzelnen Pfähle werden dann die Überschneidungsprotokolle erstellt.

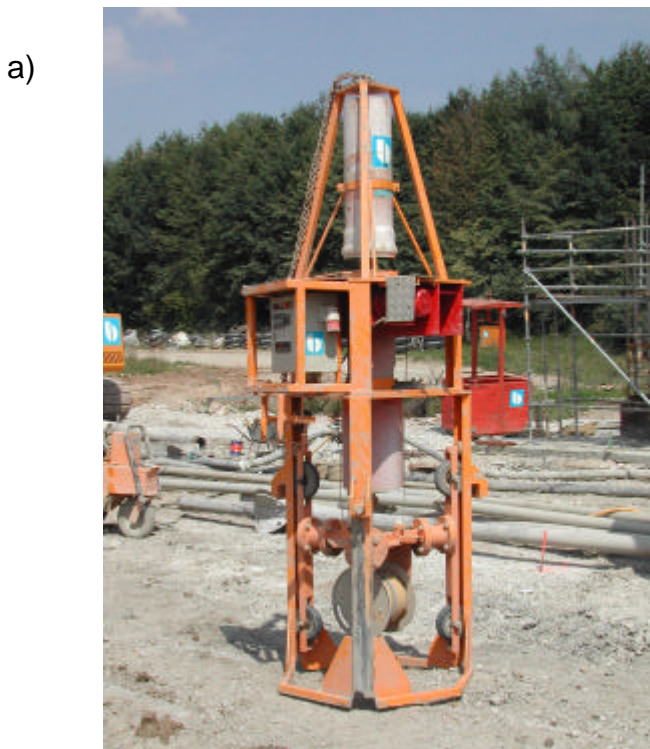
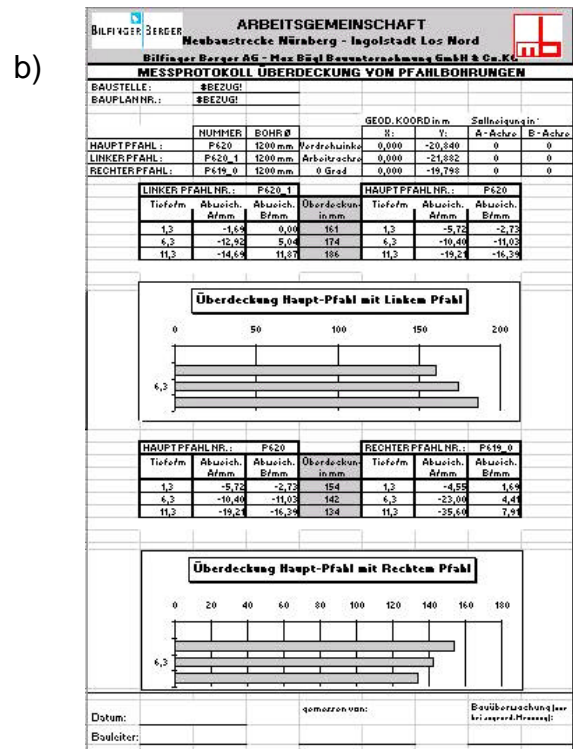


Abbildung 9: a) Pfahlnigungsmessgerät;



b) Überschneidungsprotokoll

Nach Erreichen der endgültigen Bohrtiefe wird die Pfahlsole mittels Bohreimer mit Räumleiste begradigt und gesäubert, um eine tragfähige Pfahlaufstandsfläche zu erhalten.

Da sich das Auflastwasser im Bohrrohr beim Bohrvorgang mit Feststoffen anreichert, die während des Bewehrungskorbeinbaus und des Betoniervorgangs stark zum Sedimentieren neigen und damit zu Einschlüssen im Pfahl führen können, wird dieses komplett ausgetauscht. Dabei wird das Auflastwasser an der Bohrlochsole abgepumpt und von oben die entsprechende Menge Frischwasser zugegeben. Nach dem Einbau der gestoßenen Bewehrungskörbe wird der Pfahl im Kontraktorverfahren betoniert.

Die vorgenannten Arbeitsschritte führen zu einer deutlichen Reduzierung der Bohrleistung in Abhängigkeit von der Pfahllänge gegenüber Bohrleistung ohne vergleichbare Arbeitsschritte. Dies bestätigt die Erfahrung von mehreren vergleichbaren Bauvorhaben.

### **5.3 Wasseraufbereitungsanlage / Wassermanagement**

Da die Bohrungen mit Wasserauflast herzustellen sind, wird zunächst das einfache Pfahlvolumen als Frischwasser benötigt. Das mit Feststoffen angereicherte Bohrwasser wird vor dem Betonieren ausgetauscht. Unter Berücksichtigung des Wasserverlustes ergibt sich somit ein Wasserbedarf in Höhe des ca. 2,5-fachen Pfahlvolumens. Dies entspricht etwa  $75 \text{ m}^3/\text{Geräte-AT}$  bzw.  $600 - 900 \text{ m}^3/\text{AT}$  in Abhängigkeit von der Geräteanzahl. Diese Wassermenge kann weder mittels Brunnen in den anstehenden bindigen Bodenschichten gefördert noch dort versickert werden. Auch das Wasserversorgungsnetz der nahegelegenen Ortschaft Offenbau lässt eine tägliche Entnahme dieser Wassermenge nicht zu. Eine tägliche Einleitung in dieser Größenordnung in die vorhandenen Vorfluter ist ebenso nicht möglich. Aus diesem Grund und basierend auf umfangreichen Erfahrungen von vorhergehenden Eigenbaustellen wurde von der Bilfinger Berger AG eine Wasseraufbereitungsanlage konzipiert und aufgebaut. Die zugehörigen Wasservorratsbehälter für Frisch- und Schmutzwasser wurden so dimensioniert, dass auch bei Ausfall der Anlage die Bohrarbeiten einen Tag behinderungsfrei weitergeführt werden können. In mehreren Arbeitsschritten werden die Feststoffe als erdfeuchte Siebrückstände bzw. als erdfeuchter Filterkuchen abgeschieden und Frischwasser zurückgewonnen. Für die Auslegung der Anlage sind gute Kenntnisse über die zu verarbeitende Wassermenge, den Feststoffgehalt und die Korngrößenverteilung im Bohrwasser, die Anlagentechnik und -steuerung, sowie die Wirkungsweise und Dosierung von Flockungsmitteln erforderlich. Aus diesem Grund wurden im Sommer 2001 zwei Probebohrungen mit der für die spätere Tunnelherstellung vorge-



sehenen Gerätekonfiguration bis zu einer Bohrtiefe von 33 m ausgeführt und dabei die notwendigen ergänzenden Erkenntnisse hinsichtlich Bohrleistung, Wasserbedarf, Feststoffgehalt und Korngrößenverteilung gewonnen.

Entlang der Tunnelstrecke wurden insgesamt ca. 9100 m Wasserversorgungsleitungen mit zwischengeschalteten Druckerhöhungsanlagen 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. Im Abstand von ca. 30 m wurden Stutzen mit Rückschlagklappen in die Leitungen eingebaut, an denen die Bohrgeräte anschließen können, um so die Querleitungslängen zu reduzieren und das Baufeld freizuhalten. Die gesamte Wasseraufbereitungsanlage einschließlich der Leitungen zu bzw. von den Bohrgeräten wurde für die Winterbauphase frostsicher eingehaust.

#### **5.4 Baustellenlogistik**

Um die Gesamtbaumaßnahme termingerecht fertigstellen zu können, müssen die Pfahlbohrarbeiten beim Tunnel Offenbau in einem festgelegten Zeitfenster fertiggestellt werden. 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. Zur Gewährleistung eines kontinuierlichen, nicht sprunghaften Bauablaufs der Folgegewerke, müssen periodisch bereits fertiggestellte Bohrabschnitte übergeben werden können. Trotz der großen räumlichen Ausdehnung der Tunnelstrecke müssen die Bohrgeräte deshalb vergleichsweise dicht zusammen stehen (Bohrabschnitt je Bohrgerät ca. 3 – 4 Blöcke mit je 12 Pfählen). Trotz dieser hohen Gerätedichte sollen gegenseitige und fremde Behinderungen vermieden, Unfallgefahren minimiert und die größtmögliche Bohrleistung erzielt werden. Um die Bewegungsmöglichkeiten zu erhalten und den Verkehr im Baufeld zu reduzieren, wurde die Anzahl der Hilfsgeräte (Radlader, Bohrgutabfuhr, Betonfahrzeuge, Hebezeuge) soweit als möglich reduziert. Die Betonbestellungen und Betonierzeitpunkte werden übergeordnet koordiniert und der Beton mittels zentral aufgestellten Betonpumpen eingebaut. Die Bewehrungskörbe werden zum Teil in Köcherbohrungen gestoßen und der fertige Bewehrungskorb (bis zu 6,5 to) mit einem hierfür ausgelegten Seilbagger zur Einbaustelle gefahren und in die Bohrung eingehoben. Die

Vielzahl der Geräte auf engem Raum macht die Einhaltung eines koordinierten Arbeitstaktes erforderlich, um so eine möglichst hohe Gesamtleistung zu erzielen.



Abbildung 10: Geräteaufstellung

Zur Reduzierung von Geräteausfallzeiten werden Gerätewartungen und -reparaturen in der Zentralwerkstatt auf der Baustelle durchgeführt, die hierfür über gesondertes Personal verfügt. Die Andienung der Baustelle erfolgt über ein Baustraßennetz, da eine Durchfahrt von Baustellenfahrzeugen in den angrenzenden Ortschaften nicht gestattet ist. Zum Logistikkonzept der Baustelle gehört auch die Sicherstellung der Zufahrtsmöglichkeiten in allen Bauphasen, wobei hier darauf geachtet wurde, dass der Verkehr stets neben dem eigentlichen Baufeld läuft, um Behinderungen und Unfälle zu vermeiden.

## 5.5 Qualitätsmanagement und Dokumentation

Die Baustelle unterliegt dem Qualitätsmanagementsystem (QMS) der Bilfinger Berger AG, das von einer externen Zertifizierungsgesellschaft (DQS) überwacht wird. Im Rahmen der Erhaltung des Zertifikates werden Überwachungsaudits durchgeführt. Im Dezember 2002 wurden dabei u.a. schwerpunktmäßig die Spezialtiefbauarbeiten beim Tunnel Offenbau auditiert mit dem Ergebnis, dass das Qualitätsmanagementsystem durchgängig ausgeführt und gelebt wird. Die speziellen Anforderungen der Baustelle mit dem von der Baustelle selbst erstellten Qualitätsmanagementsystem fügen sich damit voll inhaltlich in

stelle selbst erstellten Qualitätsmanagementsystem fügen sich damit voll inhaltlich in das Gesamtsystem ein.

Ziel des Qualitätsmanagementsystem und der zugehörigen Qualitätsmanagementpläne (QMP) ist die Übergabe und Abnahme eines vertragsgemäßen und mangelfreien Bauwerkes zum vertraglich vereinbarten Zeitpunkt und die Einschränkung von Gewährleistungsforderungen durch Minimierung von Fehlern. Die Vorgaben aus dem Qualitätsmanagement sind so zu erstellen, dass sie diese Arbeit erleichtern, nicht aber behindern oder durch praxisferne Forderungen konterkarieren. Dann, und nur dann sind sie sinnvoll und werden gelebt. Es erfordert somit ein hohes Maß an Verantwortung und Sachverstand geringfügige Planabweichungen von wirklichen Qualitätsabweichungen zu unterscheiden.

Unter Beachtung des Vertragszieles, nämlich der termingerechten Übergabe eines mangelfreien Bauwerkes, führt die Baustelle selbst die produktionsbegleitenden Kontrollen, deren Bewertung und Dokumentation durch. Zu diesem Zweck hat die Bauleitung Spezialtiefbau in Zusammenarbeit mit dem Qualitätsmanagementbeauftragten der Baustelle eine Verfahrensanweisung für die Pfahlherstellung in Ortbeton erstellt und die Mitarbeiter hierin unterwiesen. Ergänzend wurden Arbeitsanweisungen für die Herstellung der Pfahlaufstandsflächen sowie vorsorglich Maßnahmen bei Abweichungen in der Pfahlherstellung (Toleranz Abstemmen Pfahlköpfe, Einschlüsse im Pfahl, Betonvorwüchse, Pfahlverlängerung, Höhenlage Bewehrung, Betonverlust, verbogene Anschlußbewehrung, Pfahlabweichung) erstellt. Diese Arbeitsanweisungen stellen verbindliche Handlungshilfen dar, um die Rückführung der Qualitätsabweichung in einen mangelfreien Zustand im Rahmen der Vorschriften, Normen und des Vertrages zu gewährleisten und um eine Behinderung des Bauablaufs durch vorrausplanende Festlegungen zu minimieren. Ferner wurden die zugehörigen Formblätter entwickelt und ein Prüfplan aufgestellt.

Die Dokumentation muss zeitnah erfolgen, um die Vollständigkeit und Richtigkeit sicherstellen zu können. Soweit Prüfungen, Bestätigungen oder Abnahmen des Auftraggebers vorgesehen oder vorgeschrieben sind sowie zur Dokumentation von Anordnungen vor Ort, muss dieser einen ständig auf der Baustelle anwesenden, kompetenten und bevollmächtigten Vertreter zur Verfügung stellen, der diese Aufgaben ebenfalls zeitnah, richtigerweise am selben Tag, wahrnimmt.

## 6 Zusammenfassung und Schlussbemerkung

Aufgrund der ungenügenden Tragfähigkeit der anstehenden Böden und des teilweise artesisch gespannten Grundwasserspiegels wird der Tunnel Offenbau der Neubaustrecke Nürnberg-Ingolstadt mit einer Länge von ca. 1340 m mit einem wasserdichten Verbau aus überschnittenen Bohrpfahlwänden hergestellt, welche gleichzeitig die Außenschale des späteren Bauwerkes darstellen. Zur Verhinderung eines massiven Eingriffes in den Grundwasserhaushalt wird auf die Bohrpfahlwände ein Deckel aufgesetzt und der Querschnitt von Süden aus im Schutze von Druckluft aufgefahren.

Zur Absicherung der Pfahlkennwerte wurden an zwei Standorten je zwei Pfahlprobelastungen an Pfählen mit einem Durchmesser von 1,20 m durchgeführt. Um die spätere Belastung der Bauwerkspfähle näherungsweise zu simulieren wurde hierbei je Standort bei jeweils einem Probepfahl 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 Streckenbereich 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 mit Wasserauflast auszuführen.

Der große Wasserbedarf und die örtlichen Verhältnisse erfordern die Reinigung des Bohrwassers in einer Wasseraufbereitungsanlage. Die Anzahl der eingesetzten Großdrehbohrgeräte und deren engräumige Geräteaufstellung aus Gründen des Gesamtbauablaufs stellen hohe Anforderungen an die Baustellenlogistik. Nach Maßgabe der Baustelle wurden Sonderrezepturen für den Pfahlbeton entwickelt und verwendet. Ferner wurde von der Baustelle ein Qualitätsmanagementsystem für die speziellen Anforderungen des Bauvorhabens aufgestellt, das von einer externen Zertifizierungsgesellschaft überwacht wird.

Bild 11 zeigt die hergestellte Bohrpfahlwand im Bereich der späteren Druckluftschleuse mit dem betonierten, aufliegenden Deckel und die Herstellung der anschließenden pfahlgegründeten Sohle.



Bild 11: Hergestellte Bohrfahlwand mit Deckel im Bereich der späteren Druckluftschleuse

Entscheidend für die Kostenermittlung und spätere Ausführung von derartigen Großprojekten ist die Ermittlung einer realistischen Bohrleistung unter Berücksichtigung der gegebenen Randbedingungen und der auszuführenden Arbeitsschritte. Dabei kommt der Optimierung der Randbedingungen (Baustellenlogistik) und der auszuführenden Arbeitsschritte sowie deren richtige Bewertung hinsichtlich Kosten und Effektivität große Bedeutung zu. Dies und die Realisierung solcher Maßnahmen setzt umfangreiche Erfahrungen bei allen Beteiligten voraus.

Dr.-Ing. Marc Raithel  
Kempfert + Partner GmbH  
Franz-Ludwig-Strasse 9  
97072 Würzburg  
  
Tel. (0931) 79 0 39 0  
Fax (0931) 79 0 39 21  
m.raithel@kup-geotechnik.de

Dipl.-Ing. Jan Linnemann  
Bilfinger Berger AG  
NL Spezialtiefbau  
GST München  
Kistlerhofstraße 144  
81379 München  
  
Tel. (089) 7 48 17 – 298  
FAX (089) 7 48 17 – 316  
jlin@bilfinger.de

Dipl.-Ing. Simon Meißner  
Prof. Dipl.-Ing. H. Quick-  
Ingenieure und Geologen GmbH  
Groß-Gerauer-Weg 1  
64295 Darmstadt  
  
Tel. (06151) 13 03 36 0  
Tel. (06151) 13 03 36 10  
q@quick-ig.de