

# Tragkraftoptimierung und Reduzierung negativer Mantelreibung bei Großbohrpfählen in erdfallgefährdetem Untergrund

## Autoren

Dipl.-Ing. Hans-Jörg Kleffner, Dipl.-Ing. Thomas Hecht, DEGES Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH, Berlin

Dr.-Ing. Ulf Köhler, Dipl.-Ing. Mario Kirschstein, vgs Ingenieure, Erfurt

## Kurzfassung

Im Zusammenhang mit der Planung einer Talbrücke, deren Standort gleichzeitig im Subrosionsgebirge und im Senkungsgebiet ehemaligen Kalibergbaus liegt, mußte eine komplexe geotechnische Aufgabenstellung bearbeitet werden. Nach einer in Etappen angelegten Baugrunduntersuchung wurde sichtbar, dass die Gründung der Brücke nur auf 20 bis 40 m langen Pfählen möglich ist, die durch bodenmechanisch kaum faßbare Effekte der negativen Mantelreibung beeinflußt werden. Aus technisch-wirtschaftlichen Erwägungen wurde die Durchführung einer Pfahl-Probebelastung als Bestandteil der Gründungsplanung festgelegt, da der Ansatz von Pfahlspitzendruck und Mantelreibung nach Normwerten gegenüber Erwartungswerten zu einer extrem unwirtschaftlichen Gründung führen würde. Geologisch bedingt war eine Probebelastung planmäßig bis 18 MN bei Lasteintrag „von oben nach unten“ nicht durchführbar, da die Mantelreibungseffekte nicht hinreichend erfaßbar gewesen wären. Durchgeführt wurde eine Probebelastung an einem 40 m langen Testpfahl, der in 2 Ebenen mit Osterberzellen „von unten nach oben“ ohne äußere Widerlager belastet wurde. Im kritischen Schichtbereich wurden Maßnahmen zur Reduzierung der Mantelreibung getestet. Der Beitrag schildert die ingenieurgeologische Situation sowie planerische und geotechnische Aspekte der Planung dieser Probebelastung.

## Das Bauwerk

Im Streckenabschnitt der Bundesautobahn A 38 zwischen den Anschlussstellen Breitenworbis und Bleicherode wird zwischen den Bleicheröder Bergen im Norden und dem Ort Sollstedt im Süden der Bau einer Talbrücke (BW 5614/61A) erforderlich, mit der das Flüsschen Friede und ein Gewerbegebiet (Schachtgelände der ehem. Kaligrube Sollstedt) überspannt werden, Bild 1. Die Friedetalbrücke hat eine Gesamtbrückenlänge zwischen den Widerlagern von 485 m und eine Nutzbreite von 29,5 m. Sie wird auf 7 Auflagern (Achsen 10 bis 70) mit Einzelstützweiten von 55 m bis 130 m gegründet, Bild 2

Bild 1: Brückenanimation

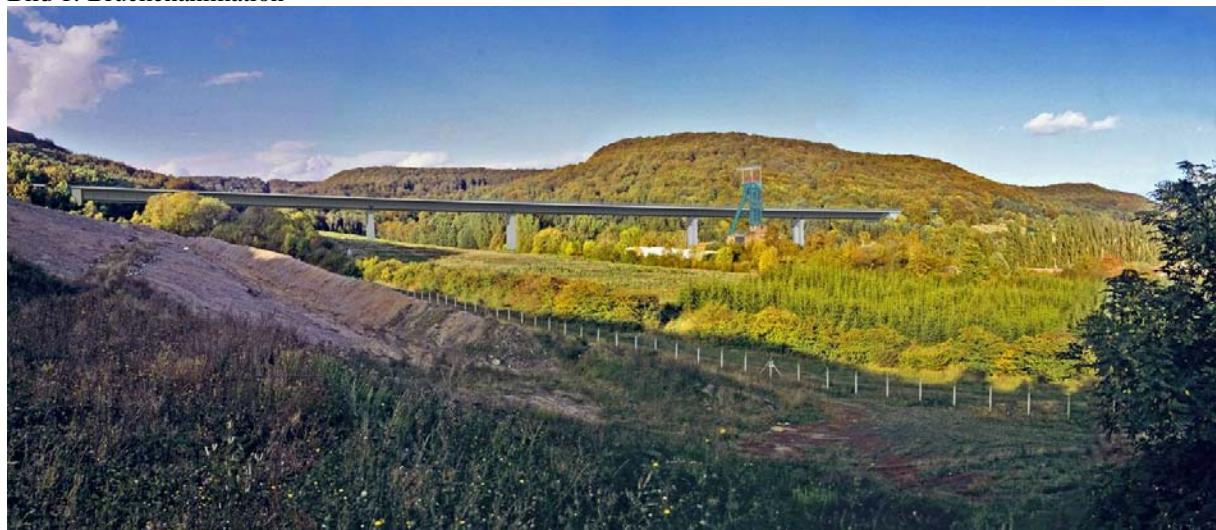
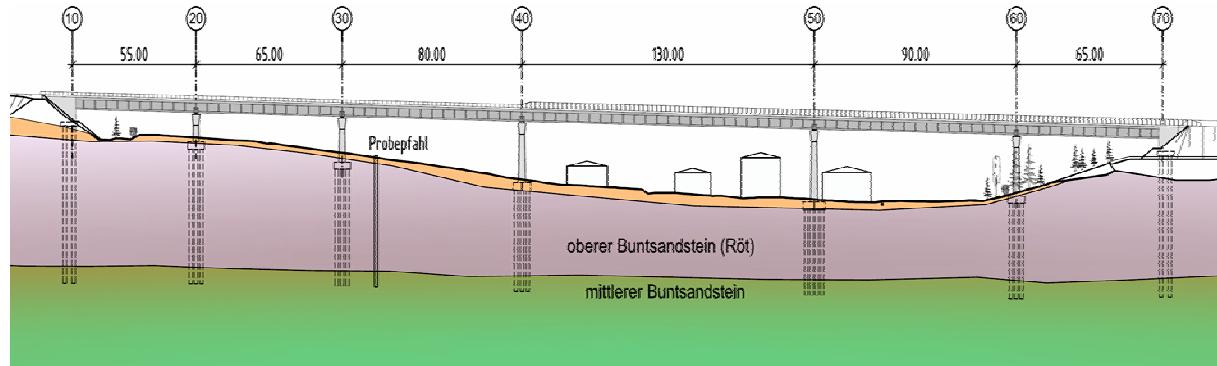


Bild 2: Brückenlängsschnitt mit geologischem Profil



## Baugrunduntersuchung

Die Voruntersuchung des Brückenstandortes erfolgte mit einer Tal- und zwei Widerlagerbohrungen. Gemeinsam mit den seitlich anschließenden Streckenbohrungen zeichneten sich bereits außergewöhnlich schwierige Untergrundverhältnisse ab, so dass im Zuge der Hauptuntersuchung pro Widerlager 3 und pro Pfeilerstandort 2 Kernbohrungen sowie pro Achse eine Schwere Rammsondierung ausgeführt wurden. Die bis in „sichere Gründungstiefen“ geführten Bohrungen erreichten „Längen“ zwischen 34 m im Talgrund und 60 bzw. 64 m in den Widerlagerbereichen. Bereits nach Abteufen der ersten Bohrungen im Rahmen der Hauptuntersuchung wurden in Abstimmung zwischen Bauherr und Baugrundgutachter „die Weichen“ in Richtung Tiefgründung über Großbohrpfähle und Pfahlprobefabelastung gestellt. Bohrloch- und Laboruntersuchungen sollten sich in der Folge i. w. auf die Ermittlung von Gesteinsdruckfestigkeiten in den potentiellen Pfahlabsetztiefen, auf SPT, „Hohlraum“-Vermessungen mit Kaliberlog sowie auf Kurzpumpversuche hinsichtlich möglicher Wasserhaltungsmaßnahmen konzentrieren. Auf weitere Untersuchungen im potentiellen Pfahlschaftabschnitt wurde verzichtet.

## Geologische Situation

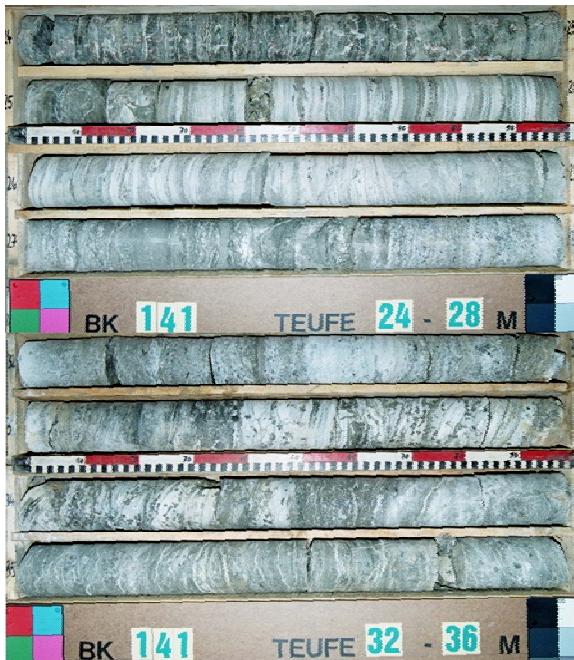
Im Untergrund der Brücke streichen Festgesteine des triassischen Tafeldeckgebirges aus, überdeckt von quartären Lockergesteinen vergleichsweise geringer Mächtigkeit. Letztere spielen hinsichtlich der Gründung der Brücke keine wesentliche Rolle, so dass darauf nicht weiter eingegangen wird. Maßgeblich für die Gründung der Talbrücke sind die Schichtenfolgen des Oberen (Röt / so) und des Mittleren Buntsandsteins (sm), Bild 3.

Bild 3: Stratigraphie / Lithologie am Brückenstandort

Stra-tigraphie/Lithologie	Benennung	Lagerungsverhältnisse	Mächtigkeit
Quartär (q)	Hanglehm, Hangschutt, Rutschmassen	-	0-5 m
	Schwemmlehm, Flusskies-/sand	-	0-8 m
gipsfreier Oberer Buntsandstein (Röt, so)	i.W. entfestigte ... zersetzte Ton-/Schluffsteine, ≥ steife Gipsauslaugungsrückstände	söhlig bis steif, gestört, z. T. verstürzt/aufge-lockert, „Gipskarst“ (aufgeweichte Klüfte, Hohlräume?)	5-30 m
gipsführender Oberer Buntsandstein (Röt, so, g)	i. W. <b>Gips</b> -Tonstein-Wechsel-lagerungen, wei-che und breiige Ausla-u-gungsrückstände		5-30 m
Mittlerer Buntsandstein, oberer Abschnitt Sol-ling-Folge (smSO + smSZ)	z. T. primär/sekundär bin-demittelarme, z. T. <b>gipsim-prägnierte</b> Sand- und Schluffsteine	söhlig (1 ... 3° N ... NO), kleintektonische Schicht-versätze < 2 m	4 – 6 m
Mittlerer Buntsandstein, unterer Abschnitt Sol-ling-Folge / Liegendes (smSU, smH etc.)	bankige/massige Schluff-/Fein-sandsteine (smSU), engständige Ton-/Schluff-/Sandstein-Wechsellagerungen (smH etc.)		-

Der in Restmächtigkeiten zwischen ca. 20 m (Talgrund) und 50 m (Widerlager) auftretende Röt weist, bedingt durch die Lage am Rand der Eichsfeldschwelle, in seiner Ausbildung gewisse örtliche Besonderheiten auf. So ist davon auszugehen, dass mit Ausnahme des obersten Abschnitts (sog. Untere Rote Schichten) das gesamte Rötprofil primär überdurchschnittlich intensiv mit Anhydrit bzw. Gips durchsetzt war.

Bild 4: Beispiel einer „intakten“ Gips-Tonstein-Wechsellagerung (Pilotbohrung Probefahl, bei Achse 30)



**Beispiel einer „intakten“ Gips-Tonstein-Wechsellagerung (Pilotbohrung Probefahl, bei Achse 30)**

Bild 5: Beispiel für eine weit fortgeschrittene Auslaugung der Gipse (Achse 50 im Talgrund)



**Beispiel für eine weit fortgeschrittene Auslaugung der Gipse (Achse 50 im Talgrund)**

Der untere, noch gipsführende Rötabschnitt besteht überwiegend aus einer engständigen Wechsellagerung von Gips mit feinsandigen Ton-/ Schluffsteinen. Ein primär vorhandenes Steinsalzlager ist bereits in einem früheren Zeitraum vollständig ausgelaugt worden. Der Auslaugungsprozess der Gipse lässt am Schluss zwischen 30 und 50 % lockergesteinsartige Rückstände zurück, deren Konsistenz bei „jüngeren“ oder nicht wesentlich entwässerten bzw. konsolidierten Rückständen weich bis flüssig ist. So können sich in Bereichen weit fortgeschritten der Auslaugung quasi Festgesteincharakter aufweisende Gips-/Ton-/Schluffstein-Wechsellagerungen mit Auslaugungsrückständen unterschiedlicher Konsistenz horizontal und vertikal auf kürzester Entfernung ablösen. Nach den Erkundungsbohrungen zeichnet sich ab, dass unter den Achsen 10 bis 30 ein in sich noch weitgehend intakter, ca. 20 m mächtiger gipshaltiger Abschnitt vorhanden ist. Unter den Achsen 40 bis 60 sind die Gipse bereits sehr stark an- und lokal fast vollständig ausgelaugt. Erbohrte Gipsreste sind deutlich lagerungsgestört.

Der Mittlere Buntsandstein beginnt mit einem ca. 10 m mächtigen Paket bankiger bis massiger, schwach geklüfteter bis kompakter Sand- und Schluffsteine (Solling-Folge - smS), welches lokal ebenfalls durch eine gewisse lithologisch eigenständige Ausbildung auffällt. Insofern ist die weitere, geotechnisch sinnvolle Unterteilung in den Chirotheriensandstein (smSO), die Zwischenschichten (smSZ) und den Basissandstein (smSU) in erster Linie unter lithologisch-faziellen, weniger unter stratigraphischen Gesichtspunkten zu sehen.

Die Kornbindung bzw. Druckfestigkeit der Sand- bis Schluffsteine in den beiden oberen Schichtgliedern wechselt horizontal und vertikal vergleichsweise stark. Die Gesteine sind oft mit Gips als Bindemittel verfestigt oder als Schlieren durchzogen und weisen wechselnd hohe Druckfestigkeiten auf. Teilweise erscheinen die Gesteine in der Kernkiste stark „verwittert“. Sie sind jedoch lediglich primär oder sekundär bindemittelarm, zerfallen dadurch leicht oder wurden zu Sand „zerbohrt“. Erst der „Basissandstein“ (smSU) ist gipsfrei und weist weitgehend gleichmäßige Druckfestigkeiten auf. Unterhalb der Solling-Folge schließt sich bis weit unter mögliche Lasteinflusstiefe eine quasi unverwitterte Wechsellagerung plattiger bis bankiger, kompakter Sand-, Schluff- und

Tonsteine an (Hardegsen- oder/und Detfurth-Folge – smH/smD). Bild 6 zeigt die Verteilung der Druckfestigkeiten.

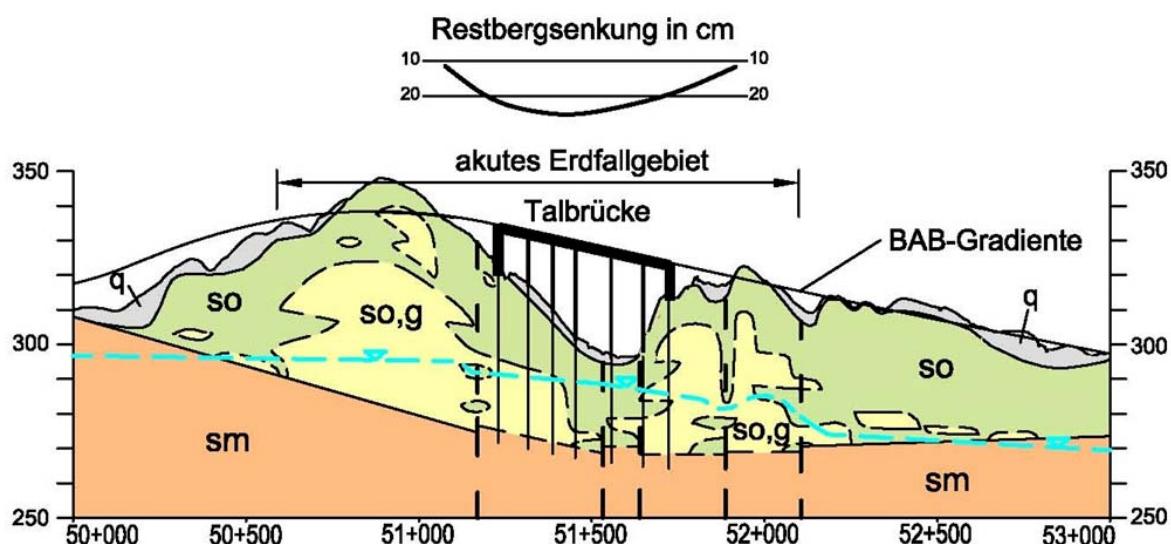
Bild 6: Vergleich Druckfestigkeiten der Gesteine mit Bruchwerten Pfahlspitzenwiderstand ( $q_b$ ) und Mantelreibung ( $q_s$ ) nach DIN 1054:2003 und als Prognosewerte für Probebelastung

Schicht	einaxiale Druckfestigkeiten in MN/m <sup>2</sup> $q_u$	DIN-Werte in MN/m <sup>2</sup>		Prognosewerte in MN/m <sup>2</sup>		Pfahl
		$q_s$	$q_b$	$q_s$	$q_b$	
q	-	0,03 – 0,08	-	0,05 – 0,1	-	
so	0,1 – 0,5 / Ø 0,3 (n = 5)	0,06	-	0,2 – 0,5	-	
so,g	20 – 34 / Ø 25 (n = 7)	0 – 0,5	-	0 – 1	-	
smSO	3 – 125 / Ø 42 (n = 18)	0 – 0,5	-	0 – 1	-	
smSZ	0,3 – 11 / Ø 3,4 (n = 16)	0,3	-	0,6	-	
smSU	3 – 41 / Ø 11,5 (n = 26)	0,5	6,0	1	10	
smH/D	5 – 21 / Ø 11 (n = 10)	0,5	6,0	1	10	

### Auslaugung und Bergsenkung

Größere, gedrungene Hohlräume wurden mit den Erkundungsbohrungen zwar nicht angetroffen, sind jedoch nicht grundsätzlich auszuschließen. Angebohrte hohlräumartige Gebilde erwiesen sich im Zuge von Kaliberlog-Vermessungen eher als z. T. stark erweiterte, oft schlammfüllte und mit den Bohrungen lokal frei gespülte Klüfte. Folgeerscheinungen der Gipsauslaugung haben im Oberen Buntsandstein zu vielfältigen, atektonischen Lagerungsstörungen geführt. Neben einfachen, meist weitflächigeren Schichteinsenkungen treten Schichtverstürze, verbunden mit z. B. Steilstellungen und Auflockerungen, sowie abgerutschte Schollen, verbunden mit z.B. Schichtverdoppelungen oder scheinbaren Schichtausfällen auf.

Bild 7: Geologischer Schnitt



Die geplante Talbrücke liegt randlich über dem Schachtfeld Sollstedt des gleichnamigen ehem. Kalibergwerkes. Der in Tiefen zwischen 600 m und 800 m umgegangene Kalisalzabbau wurde 1990 eingestellt. Quasi flächenhaft verteilte bergbaubedingte Hohlräume unter und nördlich des Brückenstandortes führen und führen mit abnehm

mender Tendenz noch weitere ca. 100 Jahre an der Erdoberfläche zu einer weitspannigen, sehr langsam ablauenden, flachen Muldenbildung (Bergsenkung). Der Tiefpunkt der Senkungsmulde mit Restsenkungsbeträgen bis 35 cm liegt nordöstlich der Brücke. Der Standort selbst liegt bildlich gesehen über dem südlichen „Schüsselrand“, so dass in den Wiederlagerbereichen Restsenkungen bis 20 cm, im Bereich der Achsen 30 und 40 bis 25 cm erwartet werden. Pressungen, Zerrungen und Schieflagen werden mit < 1 mm/m angegeben. Tendenziell ist mit einer Konvergenz zwischen den Widerlagern um bis zu 35 cm und einer „Absolutverschiebung“ der Brücke um bis zu 20 cm nach Norden zu rechnen, Geologischer Schnitt in Bild 7.

## Grundwasser

Der geschlossene Grundwasserspiegel befindet sich ca. 20 m unter den Widerlagern bzw. ca. 5 m unterhalb der Talsohle. Das Grundwasser fließt „großräumig“ in Richtung Süd-Südost auf die entlastend wirkende Flussaue der Wipper zu. In Kluft – oder Karstbahnen können je nach hydraulischem Gefälle erhebliche Grundwasserdurchflüsse stattfinden (in den Achsen 40 bis 70). Bohrungen in „dichteren“ Blöcken können hingegen sogar „trocken“ sein (in den Achsen 10 bis 30). Schichtenwasser und Grundwasser sind „haldenlaugenbeeinflusst“ und weisen i. w. im Schichtenwasser Sulfatgehalte bis 8.000 mg/l, Magnesiumgehalte bis 4.000 mg/l (praktisch > XA3) und Chloridgehalte bis 200.000 mg/l und im Grundwasser Sulfat- und Magnesiumgehalte bis ca. 2.500 mg/l (noch XA2) und Chloridgehalte bis 18.000 mg/l auf. Bezuglich Stahl ist von einer mittleren Korrosionswahrscheinlichkeit im Unterwasserbereich und einer hohen Korrosionswahrscheinlichkeit im Wasser-Luft-Bereich auszugehen.

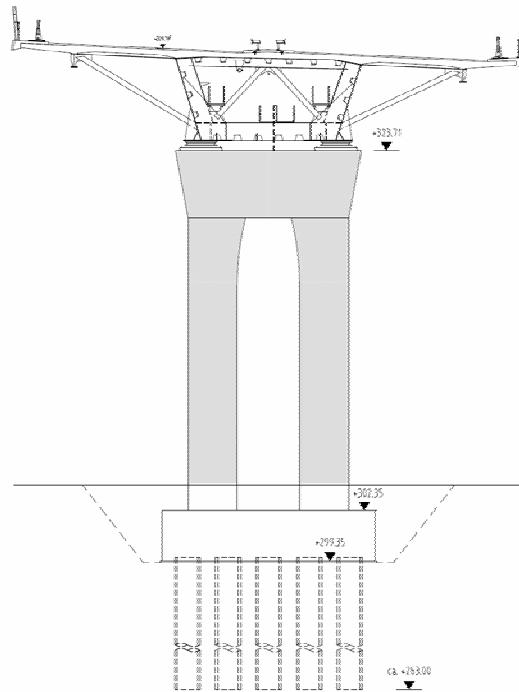
## Gründungsplanung

Der Brückenstandort liegt „gegenwärtig“ im Bereich der rezenten Gipsauslaugungsfront, so dass er z. B. im Erdfallkataster der Thüringer Landesanstalt für Umwelt und Geologie als Gebiet mit akuter Erdfallgefährdung ausgewiesen ist. Von der Kalibergbau-Rückstandshalde aus werden Wässer in den Untergrund eingeleitet, die den Chemismus des Grund- und Schichtwassers in den letzten Jahrzehnten wesentlich verändert haben. Durch die Bergsenkungsprozesse können sich „neue Klüfte öffnen“ und die geohydraulischen Verhältnisse ändern. Beides kann die Gipsauslaugung zusätzlich forcieren. Die fortschreitende Auslaugung greift „chaotisch“ über Störungs- und Kluftflächen, wie auch über horizontale Schichtflächen an. Im Falle jeglicher Bauwerksgründungen im Oberen Buntsandstein würden nicht kalkulierbare bzw. unüblich hohe (Baugrund-)Restrisiken verbleiben, die sich weder durch noch so „intensive“ Baugrunduntersuchungen, noch durch „Spezialgründungen“ maßgeblich reduzieren lassen, da grundsätzlich mit folgenden Erscheinungen zu rechnen ist, vergl. Bild 7:

- nicht hinreichend kalkulierbare, lastabhängige und/oder lastunabhängige Auflagersenkungen und/oder Verkippungen infolge „Massenschwund“ und/oder Eigenkonsolidierungen im Untergrund
- negative Mantelreibung und/oder Horizontalkräfte aus dem Untergrund, Ausfall von Pfählen infolge Durchstanzen (z. B. „Weichschicht“ unter dem Pfahl), Grundbruch (z. B. offene Klüfte / Spalten neben dem Pfahl)
- Überlagerung mit Senkungen / Verkippungen / Verschiebungen infolge Bergsenkung

Der Ausweg ist einzig eine Tiefgründung auf Großbohrpfählen im Mittleren Buntsandstein. Andere Varianten, wie z. B. Schacht- oder Brunnengründungen wurden aus Gründen hoher Kosten, ungünstiger Platz- bzw. Geländebeverhältnisse und zu erwartender erheblicher Schwierigkeiten im Zusammenhang mit Wasserhaltungsmaßnahmen nicht näher betrachtet. Gleichwohl sind die Untersuchungen für die Dimensionierung von Schacht- und Brunnengründungen gleichermaßen von Belang, Bild 8.

Bild 8: Gründungsentwurf Pfahlgründung



Die Ableitung geeigneter bzw. wirtschaftlicher Pfahlbemessungswerte auf Grund von Erfahrungs- bzw. DIN-Werten ist in mehrfacher Hinsicht problematisch:

- Die oberen 4...6 m des Mittleren Buntsandsteins (smSO+smSZ) sind entweder gipsimprägniert (Auslaugung künftig nicht auszuschließen) oder bindemittelarm und nur gering druckfest, so dass die Pfähle in diesem Bereich noch nicht abgesetzt werden. Erst der untere Abschnitt der Solling - Folge (smSU) gewährleistet dauerhafte und annähernd gleichmäßig hohe Pfahlwiderstände. Insofern wird vorgesehen, die Großbohrpfähle  $\geq 0,5$  m diese Schicht einzubinden.
- Eine repräsentative Probenahme für die Ermittlung von Gesteinsdruckfestigkeiten ist in Sand-/Schluff-/Tonsteinen geringer primärer oder sekundärer Kornbindung und Feinschichtung ist praktisch nicht möglich. Insofern sind ermittelte Druckfestigkeiten an Prüfkörpern mit hinreichendem „inneren Zusammenhalt“ bereits als überdurchschnittlich zu bewerten und müssen angemessen abgemindert werden.
- Veränderlich feste Gesteine wie auch engständige Ton-/Schluff-/Sandstein-Wechsellagerungen bewegen sich quasi in einem in geltenden Richtlinien (insbes. DIN 1054:2003) nicht geregelten „Freiraum“. Lockergesteinskriterien (Sondierwiderstände, undränierte Kohäsion) sind nicht mehr, Festgesteinskriterien (einaxiale Gesteinsdruckfestigkeiten) noch nicht bzw. nicht alleinig anwendbar.
- Bis zur Basis gipsführender Schichten muss praktisch mit der Entwicklung negativer Mantelreibung gerechnet werden. Hierfür sind Bruchwerte anzusetzen, wobei z. B. die DIN-Werte auch schon „abgemindert“ sind. Sonstige für Lockergesteine gebräuchliche rechnerische Ansätze sind ungeeignet, insbesondere vor dem Hintergrund der Größenordnung, um die es im vorliegenden Fall geht.

### Negative Mantelreibung

Mit dem Fortschreiten des Auslaugungsprozesses ist das Auftreten negativer Mantelreibung zu erwarten. Das Konsolidieren bereits ausgelaugter Zonen sowie Untergrundverformungen infolge auslaugungsbedingtem Volumendefizit führen zu einer Relativbewegung Baugrund-Pfahl. Im weiteren Verlauf können die Relativbewegungen Baugrund-Pfahl die lastbedingten Pfahlsetzungen übersteigen und die dabei entstehende „negative“ Mantelreibung als Einwirkung den Pfahl zusätzlich belasten. Die statisch-konstruktive Berücksichtigung einer realistischen Größe der negativen Mantelreibung und/oder Möglichkeiten deren Reduzierung entwickelte sich daher zum zentralen Problem der Gründungsbemessung.

Negative Mantelreibung kann nach dessen vollständiger Aktivierung in folgenden Grenzen erwartet werden:

- obere Grenze: positive Mantelreibung,
- Zwischenbereich:  $\tau_{n,g} = c_u$  (bindige Böden),  
 $\tau_{n,g} = \sigma'_v \cdot K_0 \cdot \tan\varphi' = \beta \cdot \sigma'_v = \beta \cdot \gamma \cdot z$  (nicht bindige Böden),
- untere Grenze: Eigengewicht des an den Pfahl bzw. die Pfahlgruppe angehängten Bodens.

Die zutreffende Bestimmung der negativen Mantelreibung stellt hinsichtlich der unsicheren Ausgangsgrößen, des nicht prognostizierbaren zeitlichen Verlaufes und räumlichen Ausmaßes im Subrosionsgebirge ein schwieriges Problem dar, da sich  $c_u$  und  $\varphi$  räumlich und zeitlich ändern, so dass ein verlässliche mechanische Modellbeschreibung nicht möglich ist. Sie

- kann „sofort“ nach Überschreitung der lastabhängigen Pfahlsetzung oder zu beliebigen späteren Zeitpunkten auftreten,
- entsteht jedoch nicht zwangsläufig und/oder nicht in voller Höhe,
- ist nicht abhängig von der lastabhängigen Pfahlsetzung (im Extremfall Aktivierung der Mantelreibung bis zu ihrem Bruchwert) und
- wirkt nicht auf alle Pfähle einer Gruppe bzw. nicht in gleichem Maße.

Um den Einfluss der negativen Mantelreibung auf die Brückengründung zu bewerten, wurde beispielhaft für die Achse 40 eine Vergleichsbemessung einerseits mit Prognosewerten der Pfahlwiderstände und „voller“ Mantelreibung sowie andererseits mit „konstruktiv“ auf 5 % des Prognosewertes reduzierter Mantelreibung mit den Kennwerten aus Tabelle in Bild 6 durchgeführt durchgeführt. Für diesen Ansatz ergab sich im Lastfall 1 eine Reduzierung der Pfahlanzahl je Achse von 23 auf 15, was den erheblichen Einfluss der negativen Mantelreibung verdeutlicht. Mit den DIN-Werten der Pfahlwiderstände wurden im Vergleich hierzu bei reduzierter Mantelreibung 27 Pfähle je Achse berechnet, Tab. 1.

Bild 09: Variantenvergleich Pfahlgründung Achse 40 bei Ansatz reduzierter Mantelreibung mit DIN-Werten (schwarze Pfahlsignaturen) und Erwartungswerten (rote Pfahlsignaturen)

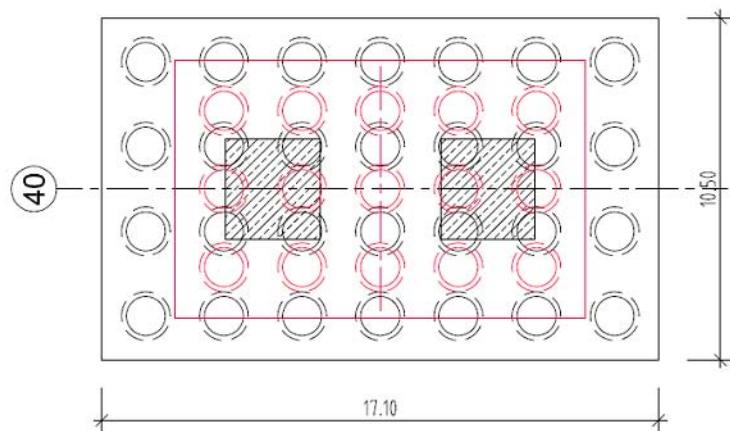


Tabelle 1: Zusammenstellung ausgewählter Ergebnisse von Vergleichsberechnungen für Pfeiler Achse 40 bei Pfahllänge 40 m und Pfahldurchmesser 1,2 m

Variante	Einwirkungen (MN)			Bemessungswert Pfahl-Widerstand (MN)			Anzahl Pfähle für LF1
	Überbau, PKP	nMR	Ge-samt	BL MR	BL SpD	Gesamt (mit Sicherheit n. DIN 1054neu, Tab. 3)	
Ansatz höherer Erwartungswerte für Spitzendruck / Mantelreibung, voller Ansatz der negativen Mantelreibung (ohne konstr. Maßnahmen zur Reduzierung)	224,2	149,1	373,3	8,1	11,3	16,1 (1,2)	23
Ansatz DIN-Werte für Spitzendruck / Mantelreibung und Reduzierung der negativen Mantelreibung durch konstr. Maßnahmen	198,8	8,6	207,4	4,0	6,7	7,7 (1,4)	27
1. Ansatz höherer Erwartungswerte für Spitzendruck / Mantelreibung 2. Reduzierung der negativen Mantelreibung durch konstr. Maßnahme	224,2	4,8	229	8,1	11,3	16,1 (1,2)	15

Das vollständige Vermeiden negativer Mantelreibung würde

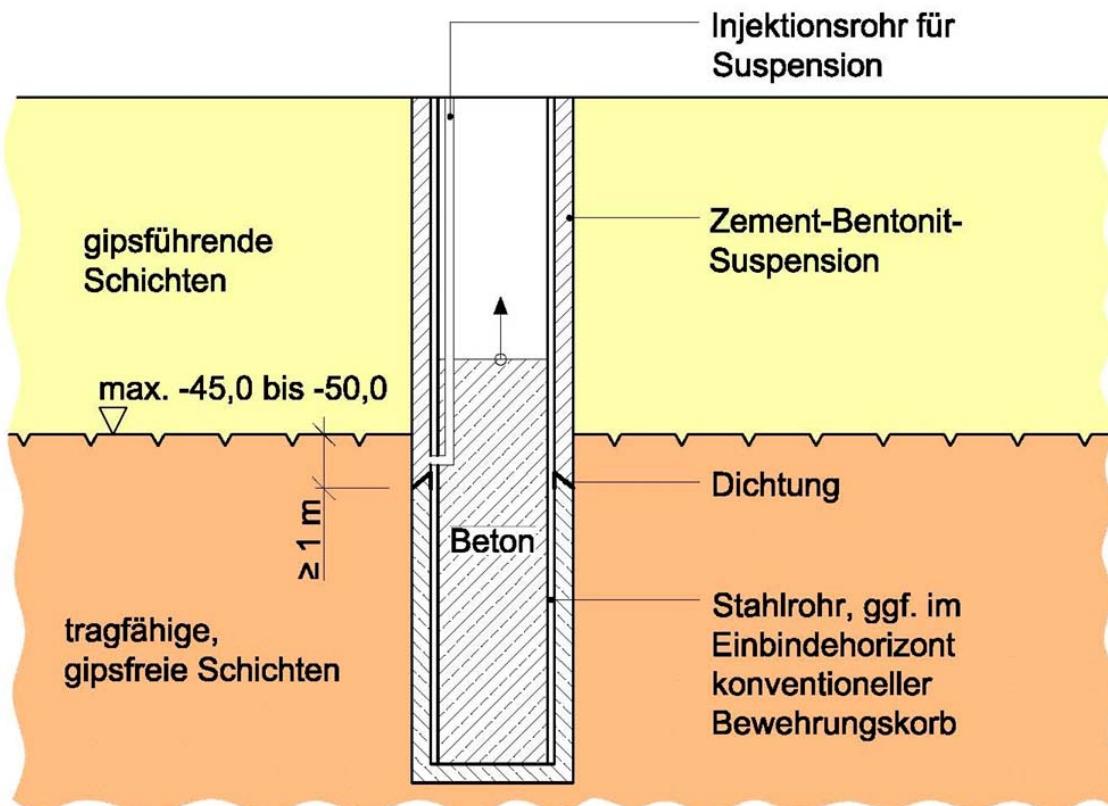
- eine Festigkeitsverbesserung des bereits infolge Auslaugung „geschwächten“ Baugrundes und
- das Verhindern weiterer Auslaugung mittels Schutz der gipsführenden Schichten vor einem Grundwasserangriff (Einkapselung)

erfordern. Dies ist technisch mit vertretbarem Aufwand nicht realisierbar. Ziel können also nur Maßnahmen zu deren Verminderung sein. Diese sollen des weiteren gleichzeitig dem dauerhaften Schutz des Pfahles (Beton und Stahl) vor den hochaggressiven/-korrosiven Wässern und der Verhinderung des Verlustes von Pfahlbeton durch Abwandern in seitliche Klüfte / Spalten dienen. Bei den Maßnahmen zur Verminderung der negativen Mantelreibung lassen sich folgende Wirkungsmechanismen unterscheiden:

- 1) geeignete Umhüllung des Pfahles und Verpressen des Ringspaltes Bohrlochwand - Pfahlhülle sowie ausgelaufter Hohlräume mit einer Suspension zur Verhinderung von Wasserwegsamkeiten und einer Forcierung von Auslaugungsprozessen,
- 2) geeignete Umhüllung der Pfahlgruppe mit Schutzwand /-ring mit dem Ziel, das Einwirken negativer Mantelreibung infolge Relativbewegung des Baugrundes zum Pfahl durch Einbringung einer „Sollbruchstelle“ außerhalb der Pfahlgruppe von ihr fern zu halten bzw. stark zu verringern.

Zu den Wirkungsmechanismen wurden Varianten diskutiert bzw. auch näher untersucht, von denen nachfolgend nur auf Stahlrohrpfahl und Überbohrverfahren eingegangen wird.

Bild 10: Schematischer Schnitt des Stahlrohr-Verbundpfahls



- Gegenüber dem Kunststoffrohr besteht der erhebliche Vorteil, dass das Stahlschutzrohr als Tragelement mit genutzt bzw. es als Ersatz des üblichen Bewehrungskorbes ausgebildet werden kann (vgl. Bild 09). Dies war letztlich der entscheidende Aspekt, die Variante Stahlschutzrohr weiter zu verfolgen.

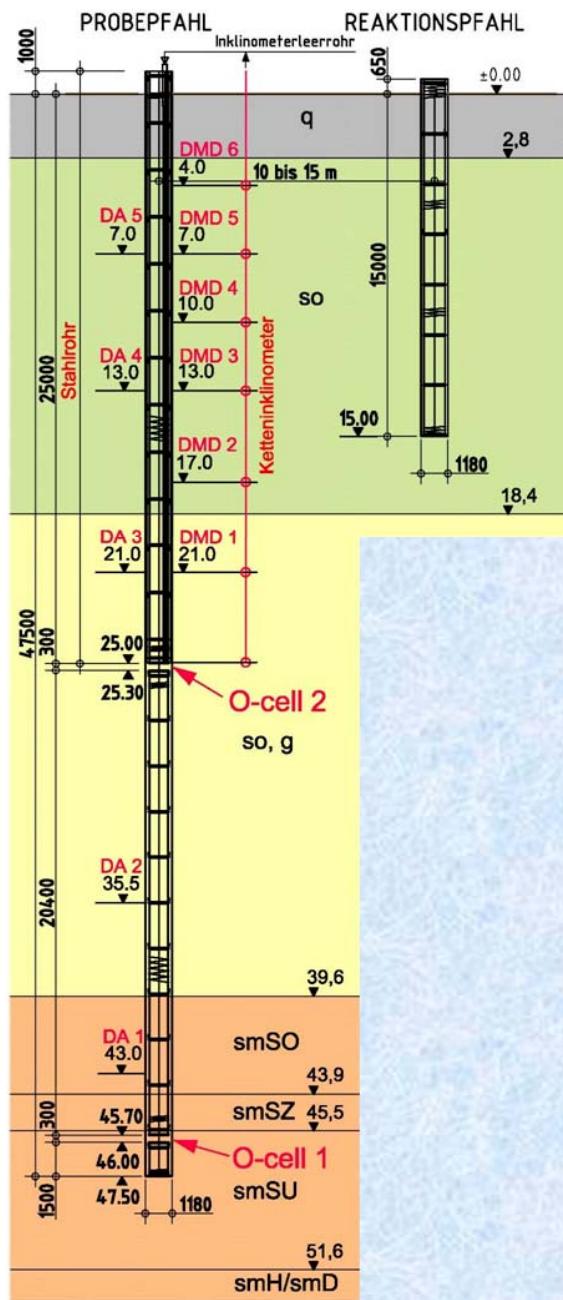
Beim Überbohrverfahren wird in einem ersten Arbeitsschritt eine Vorbohrung mit einer Zement-Bentonit-Suspension, vergleichbar zu einer Schlitzwand, verfüllt. In dieser Vorbohrung wird nachfolgend die eigentliche Pfahlbohrung mit geringerem Durchmesser angeordnet. Zur Lagesicherung des Ansatzpunktes wäre eine Bohrschablone möglich. Die Toleranz der vertikalen Ablenkung ist nach Angabe von Spezialtiefbauunternehmen mit

rd. 0,5 % der Bohrtiefe technisch ausführbar. Die Tiefenlage der Schichtunterkante gipsführender Schichten erreicht an den Widerlagern ihr Maximum mit ca. 45 ... 50 m. Die horizontale Auslenkung der Bohrpfähle würde hier zwischen 0,22 und 0,25 m betragen. Bei einer Vorbohrung DN 1500 würden damit erst Pfahlbohrungen  $\leq$  DN 1000 innerhalb der Vorbohrung liegen, was nach überschlägigen Vergleichen als unwirtschaftlich verworfen wurde. Gleichwohl lassen sich die Ergebnisse unabhängig von der wirtschaftlichen Dimension auch auf das Konstruktionsprinzip der Umhüllung einer ganzen Pfahlgruppe oder eines großen Schachtpfeilers ausdehnen.

### Konzept der Pfahlprobobelastung

Da für die Pfahlgründung voraussichtlich der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit maßgebend ist, musste mit der Probobelastung zwingend das Last-Setzungs-Verhalten (Arbeitskennlinie der Bohrpfähle) und dieses möglichst bis zum Bruchzustand nachgewiesen werden. Zur Versuchsdurchführung kam daher ausschließlich eine statische Probobelastung in Betracht. Im Vorfeld der Pfahlprobobelastung wurde am Ansatzpunktes des Probepfahles eine Pilotbohrung durchgeführt. Sie diente neben der Detailerkundung der Baugrundverhältnisse der Festlegung der Einbautiefen aller Messinstrumente.

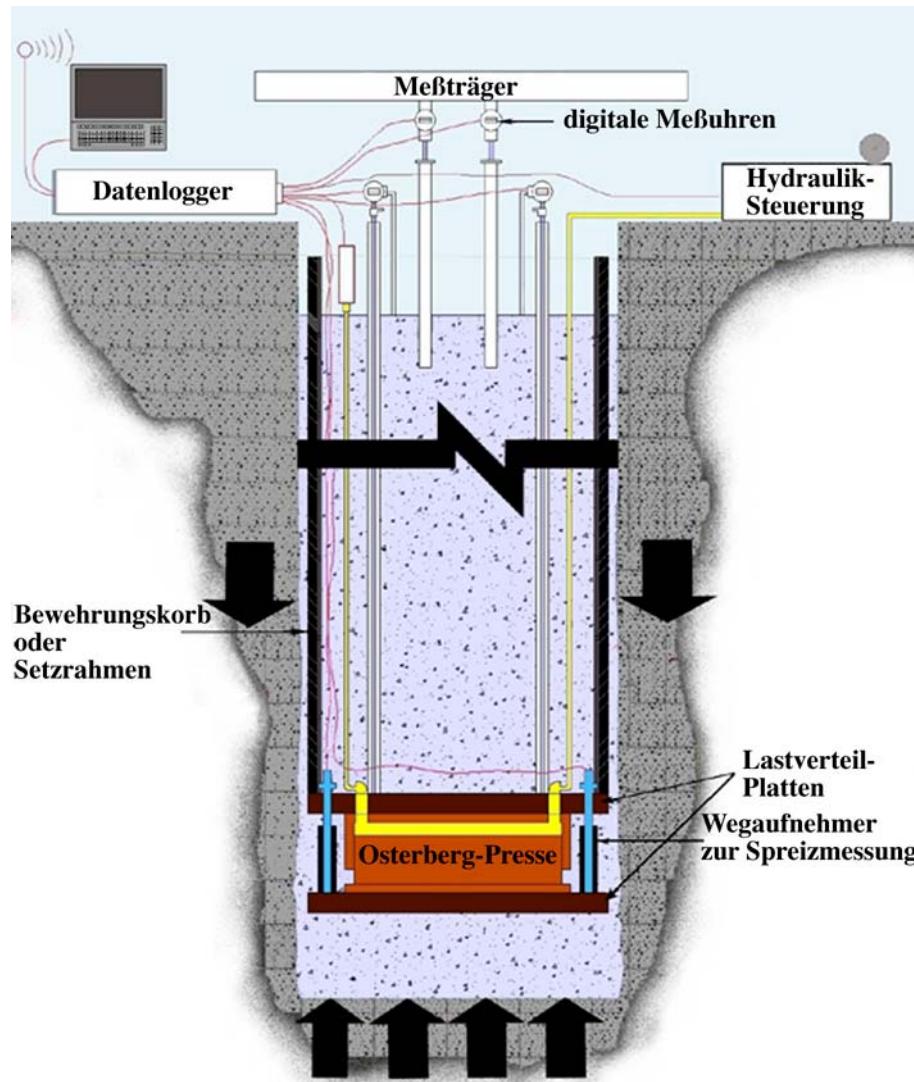
Bild 11: Ausrüstung, Aufbau und geologisches Profil des Probepfahls





Die Tiefe des Probepfahles mit rd. 47,8 m uGOK wird durch eine annähernd 23 m mächtige Schicht aus Gips bzw. Gips und Tonstein bestimmt. Diese Schicht verfügt gemäß Baugrundgutachten und Pilotbohrung derzeit weitestgehend über hohe Festigkeit und Mantelreibung. Damit ergeben sich Pfahlwiderstände, die teils deutlich die innere Tragfähigkeit eines Bohrpfahles mit standardmäßig eingebautem Ortbeton C 30/37 übersteigen. Bei Lastaufbringung am Kopf sind beim Erreichen der zulässigen Betondruckspannung Spitzendruck und Mantelreibung noch weit von ihren Bruchwerten entfernt. Um mit dem Probepfahl den höchst möglichen Grad an Informationen zum Trag-/ Bruchverhalten zu erzielen, wurde für die axiale Pfahlprobekbelastung zur Lastaufbringung das Osterberg-Verfahren mit Osterbergzellen in 2 Ebenen vorgesehen und so ausgeschrieben, Bild 11.

Bild 12: Schema Osterbergzelle



Die Osterberg-Zellen werden in den Pfahl als „verlorene“, beidseitig wirksame Pressen eingebaut. Eigengewicht und Mantelreibung des Pfahlabschnittes oberhalb der Presse werden hierbei als Widerlager genutzt. Die gewählte zweistöckige Pressenanordnung unterteilt den Pfahl in drei Abschnitte, für die getrennte Versuchphasen gefahren wurden. Die unterste O-cell 1, angeordnet 1,50 m über Pfahlfuß, diente der Bestimmung des maßgeblichen Pfahlwiderstandes im tragfähigen Fels, Bild 10. Zur Aufteilung des Gesamtwiderstandes in Spitzewiderstand und Mantelreibung wurde die Pfahlstauchung mit zwei Vertikalstangenextensometern gemessen. O-cell 2 wurde mit der Zielstellung so angeordnet, dass die Prüfspannung unterhalb der zul. Betondruckspannung den Nachweis der charakteristischen Mantelreibung entlang des Stahlschutzrohres sicher ermöglicht. Dabei wurde bewusst in Kauf genommen, dass zwischen O-cell 1 und 2 die realisierbare Prüfkraft mit hoher Wahrscheinlichkeit unter dem Grenzmantelreibungswiderstand liegt. Zur Bestimmung der Mantelreibung aller interessierenden Baugrundschichten erfolgte schichtbezogen die Messung der Pfahlstauchungen. Als Messinstrumente dienten Stangenextensometer kombiniert mit Dehnungs-/ Wegaufnehmern, Bild 12.

Bild 13: Osterbergzellen der Ebene 2 im Einbauzustand



### Horizontale Pfahlprobobelastung

Im Ergebnis der Pfahlprobobelastung wird die erforderliche Pfahlanzahl je Brückenachse bemessen, so dass erst dann die Größe der von den einzelnen Bauwerkspfählen abzutragenden horizontalen Lasten verbindlich festgelegt werden kann. Das horizontale Trag- / Bettungsverhalten des Systems Pfahl - Baugrund musste daher lastabhängig ermittelt werden, Bild 10. Darauf wurde folgendes Konzept abgestimmt:

- Der Probepfahl als Versuchspfahl wird gegen den Reaktions-/ Widerlagerpfahl mittels hydraulischer Pressen gezogen.
- Mittels Druckmessdosen werden in sechs Ebenen direkt die Bettungsspannungen gemessen.
- Die Verformung/ Biegung des Probepfahles wird mit einem stationären Ketteninklinometer gemessen.
- Pfahlkopfverschiebung und –verdrehung am Probe- und Reaktionspfahl werden mittels elektrischen Wegaufnehmern gemessen

Bild 14 : Reduzierung Mantelreibung am Probepfahl mit bituminöser Beschichtung



Der Probepfahl erhielt zur Reduzierung der negativen Mantelreibung auf den oberen ca. 28,0 m eine Umhüllung aus einem Stahlrohr 1067x16 mm, Korrosionsschutz und eine Gleitschicht auf bituminöser Basis, Umhüllung mit Bitumenbahnen. Bild 13 zeigt einen Ausschnitt des Stahlrohres mit Bitumenbahnumhüllung und einer Druckmessdose. Alternativ zur Umhüllung mit Bitumenbahnen kann auch die Gleitschicht mit 4 mm Mindesttrockenschichtdicke aus zwei Lagen 2-Komponenten kunststoffmodifiziertem Bitumen und mittigem Glasseidengewebe ausgeführt werden.

Der untere Abschnitt des Probepfahles sowie der Reaktionspfahl wurden als konventioneller Ortbetonbohrpfahl hergestellt. Für beide Pfähle wurden die Ausführung in Beton C 30/37, Expositionsklasse XA2, XD2 sowie die Verwendung von Betonstahl BSt 500 S vorgegeben. Der Ringraum zwischen Stahlrohrbeschichtung und Bohrlochwandung wurde mit Verpressmörtel verfüllt (Zementsuspension W/Z = 0,5, Zement hoch sulfatbeständig).

Für die Herstellung des Probepfahls wurden Rundgreifer im Lockergestein und zersetzen/ entfestigten Fels, Kugelgreifer im Gips und mürben Sandstein sowie Meißel im harten Gips und festen Sandstein verwendet.

## Ergebnisse der Pfahlprobebelastung

Zum Zeitpunkt der Drucklegung waren die Ergebnisse der Probefbelastung noch nicht vollständig ausgewertet. Zur Übersicht werden nur die wichtigsten Daten der Belastungsversuche zusammengestellt, Tabelle2.

Tabelle 2: Zusammenstellung der Ergebnisse der Probebelastung

Prognose	Prüfergebnisse
<b>Unten – Pfahlfuß bis O-cell 1</b>	
<ul style="list-style-type: none"> <li>- eigentlicher Lastabtragungsbereich,</li> <li>- konventionell bewehrt</li> </ul>	
charakt. Mantelreibung: $q_{s, k} = 1 \text{ MN/m}^2$ ,	
charakt. Spitzendruck: $q_{b, k} = 10 \text{ MN/m}^2$ ,	
charakt. Widerstand: $R_{s, k} \approx 16,5 \text{ MN}$	
nominelle Prüflast: $L_{\text{Prüf}} = 18,3 \text{ MN}$ ,	

Prognose	Prüfergebnisse
<b>Mitte – O-cell 1 bis O-cell 2</b>	
<ul style="list-style-type: none"> <li>- kompakter Gips, gipsimprägnierter Sandstein und mürber Sandstein,</li> <li>- durch negative Mantelreibung beeinflusst,</li> <li>- konventionell bewehrt</li> </ul>	
charakt. Mantelreibung: $q_{s,k} = 0,6\text{--}1,0 \text{ MN/m}^2$ , charakt. Widerstand: $R_{s,k} \approx 70 \text{ MN}$ nominelle Prüflast: $L_{\text{Prüf}} = 18,3 \text{ MN}$ ,	gesteigerte Prüflast bis zur Kapazitätsgrenze der O-cell 1: $L_{\text{Prüf, max}} = 28,6 \text{ MN}$ , <ul style="list-style-type: none"> <li>- Widerstands-Setzungs-Verlauf bis <math>L_{\text{Prüf, max}}</math> nahezu linear,</li> <li>- Endauswertung zu schichtbezogenen charakt. Mantelreibungen steht noch aus</li> </ul>
<b>Oben – O-cell 2 bis GOK</b>	
<ul style="list-style-type: none"> <li>- kompakter Gips und auslaugungsbeeinflusste, zersetzte bis entfestigte Röt-Ton-/ Schluffsteine,</li> <li>- Einflussbereich negative Mantelreibung,</li> <li>- Stahlschutzrohr mit bituminöser Gleitschicht als Bewehrung</li> </ul>	
charakt. Mantelreibung: $q_{s,k} = 0,05\text{--}1,0 \text{ MN/m}^2$ , charakt. Widerstand: $R_{s,k} \approx 18,1 \text{ MN} \text{ **)$ nominelle Prüflast: $L_{\text{Prüf}} = 18,3 \text{ MN}$ ,  **) Annahme: Reduzierung der Mantelreibung mit Gleitschicht auf 40 % der charakt. Werte	gemessene Prüflast: $L_{\text{Prüf, max}} \approx 11,5 \text{ MN}$ , <ul style="list-style-type: none"> <li>- Widerstands-Setzungs-Verlauf weist eindeutig Eintritt des Bruchzustandes nach,</li> <li>- oberer Pfahlabschnitt wurde rd. 46 mm herausgedrückt,</li> <li>- Endauswertung zu schichtbezogenen charakt. Mantelreibungen steht noch aus,</li> <li>- mittlere charakt. Mantelreibung mit Gleitschicht: <math>q_{s,\text{mittel},k} = 0,14 \text{ MN/m}^2</math></li> </ul>

## Ausblick

Die Ergebnisse bestätigen den Ansatz, dass bei Bauwerken in komplizierten ingenieurgeologischen Verhältnissen nur durch aufwendige geotechnische und planerische Untersuchungen einerseits das Baugrundrisiko nach Maßgabe der wissenschaftlich-technischen Möglichkeiten begrenzt wird und andererseits wirtschaftliche Gründungsbemessungen ermöglicht werden. Im vorliegenden Falle kann die Planung auf Grundlage der Erwartungswerte der Pfahlbemessung aufgestellt werden, was gegenüber DIN-Werten annähernd zu einer Halbierung der erforderlichen Pfahlanzahl führt.