

# HENRY

Hydraulic Engineering Repository

Ein Service der Bundesanstalt für Wasserbau

---

Conference Paper, Published Version

**Herten, Markus; Baeßler, Matthias; Niederleithinger, Ernst; Georgi, Steven**

## **Bewertung dynamischer Pfahlprobelastungen an Bohrpfählen**

Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik

---

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/100891>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Herten, Markus; Baeßler, Matthias; Niederleithinger, Ernst; Georgi, Steven (2013):  
Bewertung dynamischer Pfahlprobelastungen an Bohrpfählen. In: Institut für Grundbau  
und Bodenmechanik, TU Braunschweig (Hg.): Pfahl-Symposium 2013, 21. - 22. Februar  
2013, Institut für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig. Mitteilungen des Instituts  
für Grundbau und Bodenmechanik 96. Braunschweig: Technische Universität Braunschweig.  
S. 79-98.

### **Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:**

Die Dokumente in HENRY stehen unter der Creative Commons Lizenz CC BY 4.0, sofern keine abweichenden Nutzungsbedingungen getroffen wurden. Damit ist sowohl die kommerzielle Nutzung als auch das Teilen, die Weiterbearbeitung und Speicherung erlaubt. Das Verwenden und das Bearbeiten stehen unter der Bedingung der Namensnennung. Im Einzelfall kann eine restriktivere Lizenz gelten; dann gelten abweichend von den obigen Nutzungsbedingungen die in der dort genannten Lizenz gewährten Nutzungsrechte.

Documents in HENRY are made available under the Creative Commons License CC BY 4.0, if no other license is applicable. Under CC BY 4.0 commercial use and sharing, remixing, transforming, and building upon the material of the work is permitted. In some cases a different, more restrictive license may apply; if applicable the terms of the restrictive license will be binding.



# **Bewertung dynamischer Pfahlprobelastungen an Bohrpfählen**

M. Herten

BAW Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

M. Baeßler, E. Niederleithinger & S. Georgi

BAM Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, Berlin

## **1 Motivation**

Eine Tiefgründung wird häufig aus Ramm- oder Bohrpfählen hergestellt. Zur Abschätzung der Tragfähigkeit sind in den EA-Pfähle (2012) Erfahrungswerte aufgeführt. Für den Nachweis der Tragfähigkeit sind jedoch entweder statische oder dynamische Probelastungen erforderlich. Da dynamische Pfahlprobelastungen deutlich kostengünstiger sind als statische, besteht ein großes wirtschaftliches Interesse an deren Verwendung. Vergleichsuntersuchungen zur Tragfähigkeit aus dynamischen und statischen Probelastungen liegen nur in relativ geringer Anzahl vor. Bei geramten Stahlpfählen zeigt sich häufig eine sehr gute Übereinstimmung wie z. B. bei Bergholz (2012) oder Baeßler et al. (2012) dargestellt. Das Verfahren ist hierfür weitgehend akzeptiert. Bei Bohrpfählen ist jedoch die Anzahl der Vergleichsuntersuchungen und auch die Akzeptanz der dynamischen Prüfung deutlich geringer.

## **2 Einleitung**

Zur Evaluierung von Ergebnissen aus dynamischen Pfahlprobelastungen an Bohrpfählen wurde von BAW und BAM ein Ringversuch durchgeführt, an dem sich fünf namhafte Anbieter von dynamischen Prüfungen in Deutschland beteiligt haben. Hierfür wurde auf dem Testgelände der BAM nahe Horstwalde bei Berlin ein Testfeld mit acht Bohrpfählen angelegt. Auf Grundlage von Baugrundaufschlüssen am Standort wurde zunächst von einer relativ homogenen Baugrundsituation und somit auch vergleichbaren Tragfähigkeiten bei den hergestellten Bohrpfählen ausgegangen. Im Unterschied zu den meisten anderen vergleichenden Untersuchungen wie z. B. Viana de Fonseca und Santos (2008) wurde jedem Prüfer ein anderer Pfahl für die Erstprüfung zur Verfügung gestellt. Der jeweilige Prüfer war für den gesamten Vorgang von der Anbringung der Messtechnik,

den gewählten Fallhöhen bis hin zur Modellbildung und Auswertung verantwortlich. Einheitlich war lediglich das Fallgewicht von 11 Tonnen, das allen Prüfern zur Verfügung gestellt wurde. Nach Durchführung der dynamischen Pfahlprobelastungen an fünf Pfählen und Übergabe einer ersten Auswertung fanden an zwei weiteren Pfählen statische Pfahlprobelastungen statt. Im Beitrag werden die Ergebnisse der Prüfungen vorgestellt und miteinander verglichen.

### 3 Testfeld

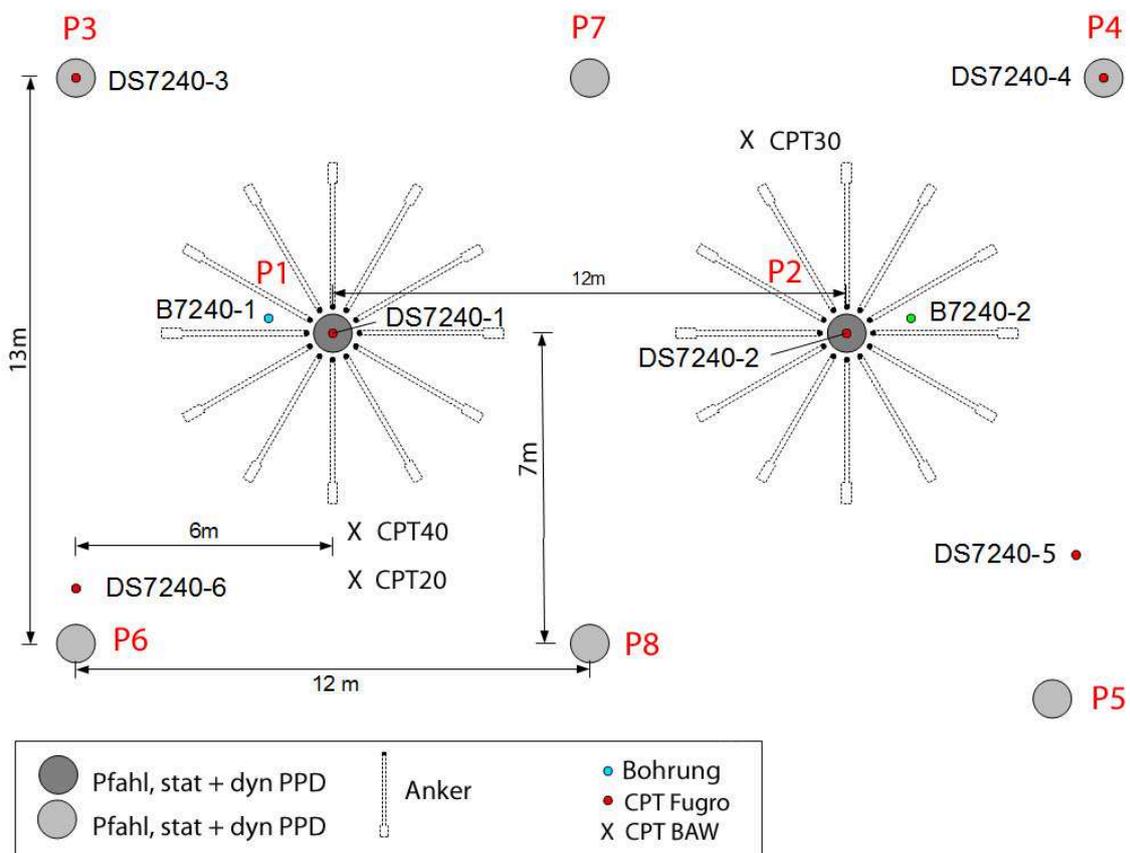


Abbildung 1: Lage der Baugrundaufschlüsse

Das BAM-Testgelände liegt etwa 50 km südlich von Berlin. Das ehemalige militärische Übungsgelände umfasst ca. 12 km<sup>2</sup> und wird u. a. für Versuche zur Behältersicherheit, Sprengstoffzulassung, Umweltverträglichkeit und Bauwerkssicherheit genutzt. Das Gelände gehört zum von glaziofluviatilen Ablagerungen geprägten Baruther Urstromtal. Der südliche Teil weist äolische Bildungen (Paläodünen) auf, die jedoch nicht auf den für dieses Projekt genutzten Standort reichen. Die Bildungen sind im oberflächennahen Bereich der Weichseleiszeit, darunter der Saale-Eiszeit zuzuordnen. Die Geländeober-

fläche am engeren Teststandort ist relativ eben auf ca. 55 m NN. Der Grundwasserspiegel liegt schwankend zwischen 1,5 bis 3 m unter GOK.

Zwei Kernbohrungen (B7240-1 und 2) und sechs Drucksondierungen (DS 7240-1 bis 6) wurden von Fugro Consult bis jeweils 25 m abgeteuft (Abbildung 1). Die Laborversuche wurden an der BAW durchgeführt, die auch den geotechnischen Untersuchungsbericht anfertigte. Nach der Pfahlherstellung hat die BAW weitere Drucksondierungen (CPT20 bis CPT 40 in Abbildung 1) niedergebracht.

Die Aufschlussbohrungen wurden nahe der geplanten Position der Pfähle 1 und 2, die später statisch belastet wurden, abgeteuft. Die Ergebnisse sind in Abbildung 2 dargestellt. Es wurden überwiegend Mittelsande angetroffen, die je nach Lage und Tiefe unterschiedlich ausgeprägt sind. Aus allen Tiefenbereichen wurden Proben entnommen und an der BAW analysiert. Beide Bohrungen wurden mit ungeschlitzten Pegelrohren ausgebaut, um seismische Crosshole-Messungen zur detaillierteren Erkundung des Baufeldes zu ermöglichen.

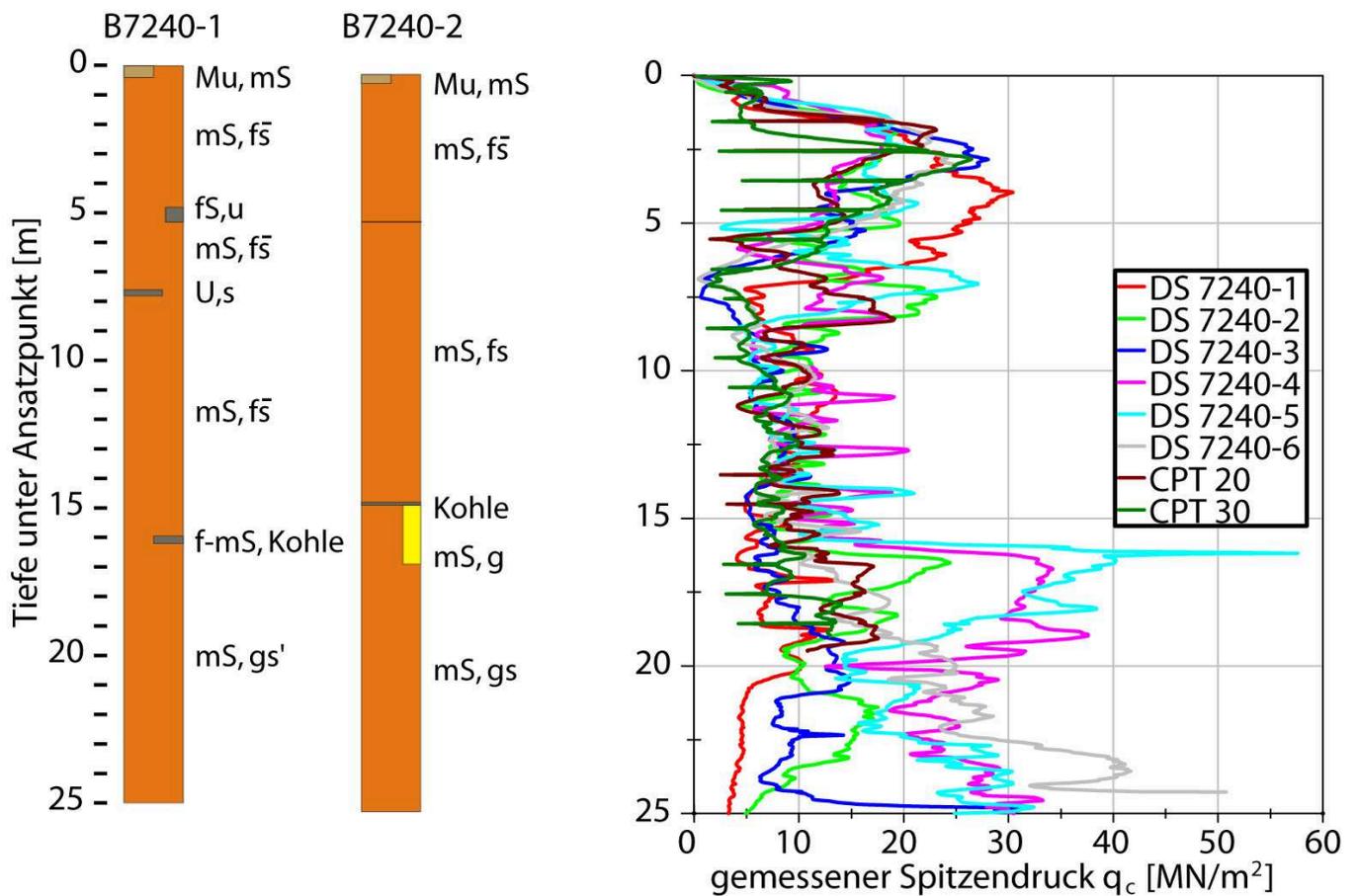


Abbildung 2: Bohrprofile und Sondierdiagramme

Tabelle 1: Bodenmechanische Kennwerte

		obere Sande	mittlere Sande	untere Sande
Kurzbeschreibung		stark feinsandiger Mittelsand	schwach feinsandiger Mittelsand	grobsandiger Mittelsand
<b>Bodenmechanische Kennwerte</b>				
Wichte des feuchten Bodens	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	18	16,5	17,5
Wichte des Bodens unter Auftrieb	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	10,5	9	10
<b>Klassifizierung des Bodens</b>				
gemäß DIN 18196		SE (SU/ST)	SE	SE (SW)
<b>Höhenlage der Schichten</b>				
Oberkante	[m u. Ref.pkt.]	0,5...1	8...9	16...17
Unterkante	[m u. Ref.pkt.]	8...9	16...17	---

Die Sondierungen zeigen bis in 8 bis 9 m Tiefe Spitzendruckwerte von z. T. über 20 MN/m<sup>2</sup> entsprechend den zu erwartenden gut verdichteten Sanden. Darunter folgen weichere Schichten mit Spitzendrücken z. T. deutlich unter 10 MN/m<sup>2</sup>. Ab 16 m Tiefe zeigen sich bereichsweise die auch in den Bohrungen angetroffenen Kiesbestandteile durch hohe Spitzendruckwerte.

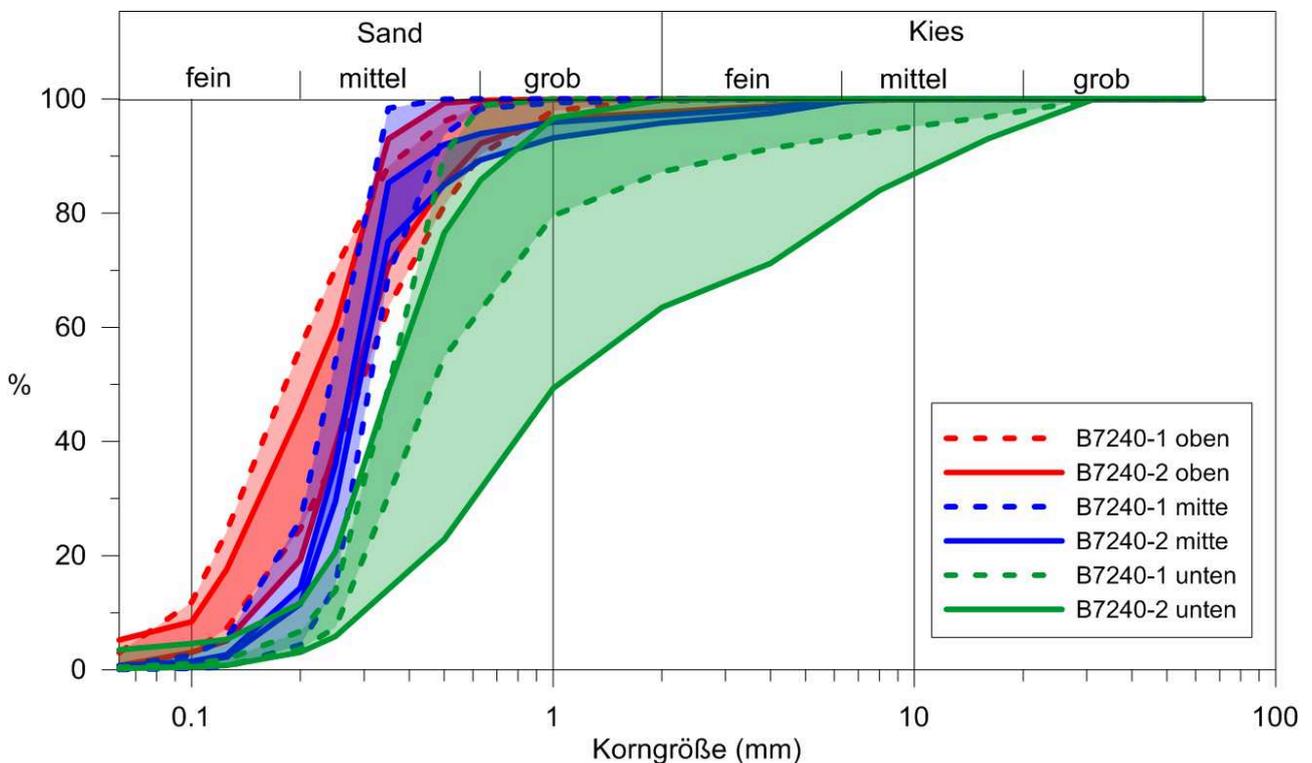


Abbildung 3: Körnungsbänder

Der Untergrund wurde entsprechend Tabelle 1 in drei Schichten unterteilt. Die „oberen Sande“ umfassen den gut verdichteten Mittelsandbereich bis in 8 bis 9 m Tiefe. Die darunter folgende Schicht wird mit „mittlere Sande“ bezeichnet, die kiesigeren Zonen unterhalb 16 bis 17 m unter Gelände als „untere Sande“. In Abbildung 3 sind die Körnungsbänder der einzelnen Schichten dargestellt. Es ist zu erkennen, dass zumindest die Korngrößen für die oberen und mittleren Sande (rot und blau) in beiden Bohrungen (gestrichelt: B7240-1, durchgezogen: B7240-2) ähnlich sind, während in den unteren Sanden (grün) der Unterschied erheblich ist.

In Ergänzung der klassischen geotechnischen Untersuchungen wurden im Rahmen einer an der Universität Potsdam laufenden Dissertation geophysikalische Messungen (Seismik und Georadar) ausgeführt (Niederleithinger et al., 2012).

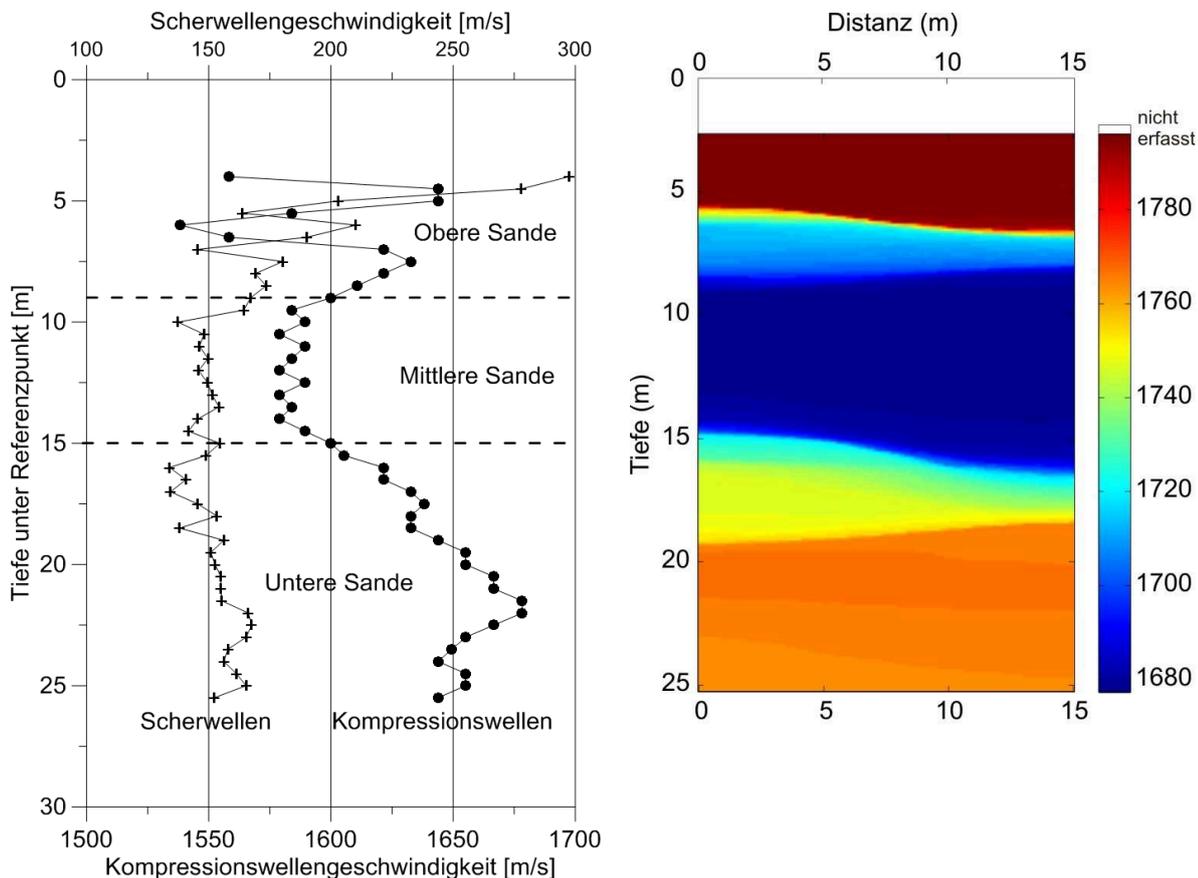


Abbildung 4: Links: Ergebnisse der seismischen Crosshole-Messung. Rechts: Kompressionswellentomografie

Es wurden nur Messungen unterhalb des Grundwasserspiegels berücksichtigt. Links in Abbildung 4 zeigt sich bei den Kompressionswellen die gleiche Dreiteilung wie in der geologischen Baugrundaufnahme mit hohen, sehr inhomogenen Geschwindigkeiten in Oberflächennähe (obere Sande), niedrigeren Geschwindigkeiten in Tiefen ab ca. 9 m (mittlere Sande) und wiederum höheren ab ca. 15 m Tiefe (untere Sande). Die Tiefenlage entspricht in etwa der aus der geologischen Aufnahme. Zusätzlich wurden Tomographien ausgewertet, die auch lokal begrenzte Inhomogenitäten abbilden können. Rechts in Abbildung 4 ist das Ergebnis für Kompressionswellen dargestellt. Grundsätzlich zeigt sich auch hier die vertikale Dreiteilung des Untergrundes. Zusätzlich ist aber zu sehen, dass der untere Sand in mindestens zwei Zonen zu teilen ist, die über die Messstrecke unterschiedliche Tiefenlagen und Mächtigkeiten aufweisen. Der darüber liegende Bereich mit niedrigeren Geschwindigkeiten (mittlere Sande) ist demgegenüber homogener, nimmt in der Mächtigkeit aber von links nach rechts (von B7240-1 nach B7240-2) zu.

#### **4 Versuchsaufbau**

Die Pfähle wurden aufgrund der in den unteren Sanden erkundeten unterschiedlichen Lagerungsdichten und Kiesanteile mit einer Einbindetiefe von 10 m und einem Durchmesser von 0,9 m ausgeführt. Die Pfahlköpfe aller Pfähle wurden mit Stahlhülsen versehen, um den Einwirkungen aus dynamischen Probelastungen widerstehen zu können. Die Belastungskrone zur statischen Probelastung wurde mit je 12 sternförmig gespreizt angeordneten Verpressankern im Baugrund rückverankert. Deren 6 m lange Kraffteinleitungsstrecke ist bezogen auf den Testpfahl tiefliegend ausgebildet, wie in Abbildung 5 zu sehen ist. Die Instrumentierung der Pfähle 1 und 2 in drei Querschnittsebenen setzt sich aus je drei Betonverformungsmessgebern im Bereich des Pfahlschaftes zusammen. Zusätzlich wurde zur Ermittlung des Spitzendruckes am Pfahlfuß ein Druckkissen installiert. Die Messebenen am Pfahlschaft liegen bezogen auf Oberkante Gelände bei ca. -1,0 m, -5,0 m und -9,5 m.

Die Pfähle wurden teilweise sowohl mit Instrumentierung nach Stand der Technik als auch mit innovativer Sensorik, ausgestattet. Diese zusätzlichen Sensoren und auch ein versuchsbegleitendes Porenwasserdruckmonitoring können hier nicht vollständig dokumentiert werden. So wurde z. B. Pfahl 1 zusätzlich mit faseroptischen Sensoren und Thermosensoren bestückt, um bei den verschiedenen Pfahlprüfmethoden präzise Messwerte über die gesamte Pfahllänge zu erhalten.

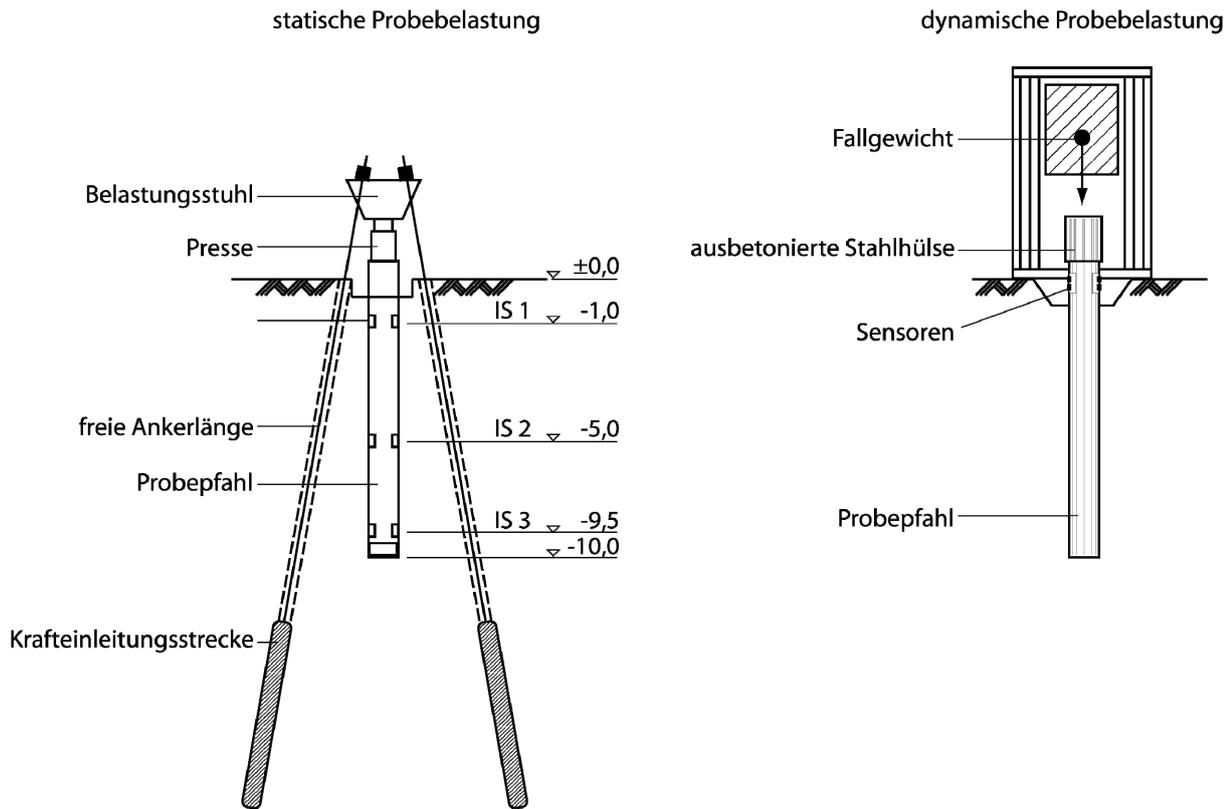


Abbildung 5: Skizzen der Probebelastungen

Die Herstellung der Testpfähle erfolgte durch die Fa. Bauer Spezialtiefbau mit einer BG 20 H. Die Bohransatzpunkte wurden mit einer Bohrschablone fixiert, wobei einige Pfähle aufgrund von Leitungen nicht an den geplanten Positionen ausgeführt werden konnten. Die Bohrungen wurden verrohrt, mit einem Bohreimer unter Wasserauflast abgeteuft und die Vertikalität überprüft.

Der verwendete Pfahlbeton entspricht der Festigkeitsklasse C35/45 und besteht aus Zuschlagsstoffen und einem CEM III/B-S 42,5N Zement mit einem Wasserzementwert von  $W/Z = 0,46$ . Die Oberkante der später statisch belasteten Pfähle liegt 0,5 m über Gelände und wird mit einem 0,7 m langen Stahlrohr eingefasst. Die Pfahloberkante der später dynamisch geprüften Pfähle liegt ca. 1,0 m über Gelände. Hier beträgt die Länge des einfassenden Stahlrohrs 1,2 m.

Baubegleitend wurden aus allen Lieferungen Frischbetonproben gezogen, an denen das Ausbreitmaß, die Frischbetonrohddichte, der Luftgehalt und die Betontemperatur geprüft wurden. Zur Untersuchung der Entwicklung der Festigkeitseigenschaften d. h. sowohl der Druck- und Biegezugfestigkeit als auch des dynamischen und statischen E-Moduls des abgebundenen Betons wurden Prüfwürfel, -zylinder und -balken hergestellt.



Abbildung 6: Übersicht der Testfläche mit Pfahlnummern

An allen acht Bohrpfählen wurde eine Integritätsprüfung nach dem Hammerschlagverfahren gemäß EA-Pfähle (2012) durchgeführt. Die Situation auf dem Messfeld zum Zeitpunkt der Prüfung ist in Abbildung 6 dargestellt.

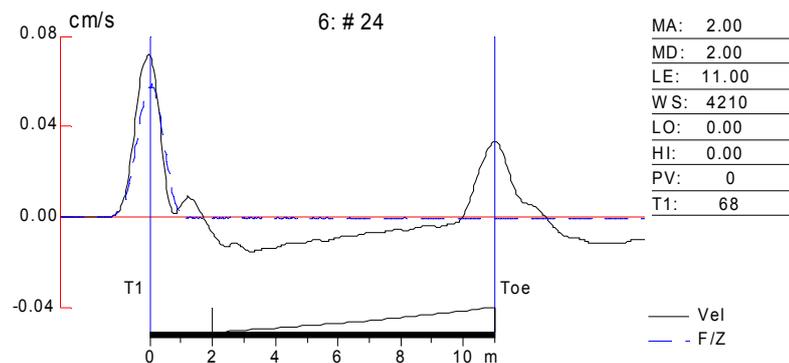


Abbildung 7: Messergebnis Integritätsprüfung vor dyn. Prüfung Pfahl 7

Abbildung 7 zeigt exemplarisch das Prüfergebnis für Pfahl 7. Das Fußecho ist stets klar zu erkennen. Für eine Gesamtlänge von 11 m inkl. Hülse wurde eine Geschwindigkeit von knapp 4200 m/s (Indikation guter Betonqualität) bestimmt. Hier, und auch bei allen anderen Pfählen, gibt es keine Hinweise auf Minderlängen, Fehlstellen oder sonstige

wesentliche Impedanzsprünge. Die Hülsten sind bei den meisten Pfählen durch kleinere, aber unkritische Störungen im Zeitverlauf erkennbar (in Abbildung 7 bei 1,5 m).

In einigen Zeitsignalen zeigt sich eine leichte Aufwölbung (Impedanzabnahme) bei ca. 6 m Tiefe, die durch das Bodenprofil (Übergang zu den „mittleren Sanden“, geringerer Spitzendruck in Drucksondierungen) erklärbar sind. Alle Pfähle entsprechen der Klasse „A1“ nach EA-Pfähle (2012).

## 5 Ergebnisse

### 5.1 Tragfähigkeit aus Erfahrungswerten

Während der Baugrund für eine typische Baumaßnahme als homogen angesehen werden kann, wurden zum Vergleich der Übereinstimmung der Ergebnisse der Pfahlprobelastungen an den einzelnen Pfählen in dieser Studie auch die lokale Heterogenität des Baugrundprofils betrachtet. Für Pfähle kann nach EA-Pfähle (2012) anhand der separat ausgewerteten Drucksondierungen von den in Tabelle 2 aufgelisteten Tragfähigkeiten ausgegangen werden.

Tabelle 2: Zusammenstellung der ermittelten Tragfähigkeiten

Pfahl-Nr.:		1	2	3	4	5	6	7	8
Pfahlprobebelastung	stat/dyn	■/□	■/□	□/■	□/■	□/■	□/■	□/■	□/■
	$R_s$ [kN]	1956	2576	1700	1270	2600	2452	1450	1577
	$R_b$ [kN]	669	627	859	1000	1200	1274	1130	723
	R [kN]	2626	3203	2559	2270	3800	3726	2580	2300
EA-Pfähle (10%)	$R_s$ [kN]	2526	2541	1984	2277	2466	1994	1840	2242
	$R_b$ [kN]	1387	1162	1044	1348	986	1237	971	1175
	R.. [kN]	3913	3703	3028	3625	3451	3231	2814	3417
EA-Pfähle (50%)	$R_s$ [kN]	3390	3423	2692	3105	3320	2706	2521	3057
	$R_b$ [kN]	1912	1638	1495	1864	1417	1730	1396	1654
	R [kN]	5302	5061	4186	4969	4737	4435	3917	4711

Für die Berechnungen wurden die Werte der EA-Pfähle (2012) für das 10%- und 50%-Quantil verwendet, wobei die Ermittlung des Spitzendruckes mit den Mittelwerten der Werte  $q_c$  der Drucksonde im Bereich  $1 \times D$  oberhalb und  $3 \times D$  unterhalb des Pfahlfußes erfolgte. Dabei ist zu beachten, dass für die Pfähle 5, 7 und 8 keine Drucksondierung am unmittelbaren Standort ausgeführt wurde. Hier wurden die den Ansatzpunkten nahe

liegenden Sondierungen DS7240-5 (für Pfahl 5), CPT 20 (für Pfahl 8) und CPT 30 (für Pfahl 7) verwendet. Die so prognostizierten Tragfähigkeiten für das 10 %-Quantil liegen zwischen 2.814 kN und 3.913 kN.

## 5.2 Statische Probelastung

Die Probelastungen der Pfähle P1 und P2 erfolgten durch die Fa. Bauer Spezialtiefbau ca. 70 Tage nach Pfahlherstellung (Abbildung 8) und wurden von der GuD Consult als Geotechnischem Sachverständigen begleitet. Die Messdaten wurden digital erfasst. Das Hydrauliksystem zum Aufbringen der Belastung bestand aus einem Hydraulikaggregat mit variablem Ölfördervolumen, einer Steuerung zur Lastkonstanthaltung und einem Hydraulikzylinder. Die Steuerung zur Lastkonstanthaltung erfolgte über ein elektronisches Kontaktmanometer mit einem Regelbereich von  $\pm 0,5$  bar und die Messwerte der redundanten Kraftmessdose wurden in einem Zyklus von ca. 60 Sekunden gespeichert. Die Kontrolle des Hauptmesssystems erfolgte über ein Digitalnivelliergerät aus ca. 5,0 m Entfernung.



Abbildung 8: Statische Pfahlprobelastung

Die Versuche wurden in Anlehnung an EA-Pfähle (2012) durchgeführt. Es sollte in zwei Belastungsschleifen mit einer Laststeigerung von jeweils 25 % bis 100 % der angenommenen Gebrauchslast von  $F_k = 2.625 \text{ kN}$  und in der zweiten Belastungsstufe auf die Prüflast von  $P_p = 5.250 \text{ kN}$  gefahren werden. Anschließend war die Belastung bis zum Bruch des Pfahles geplant.

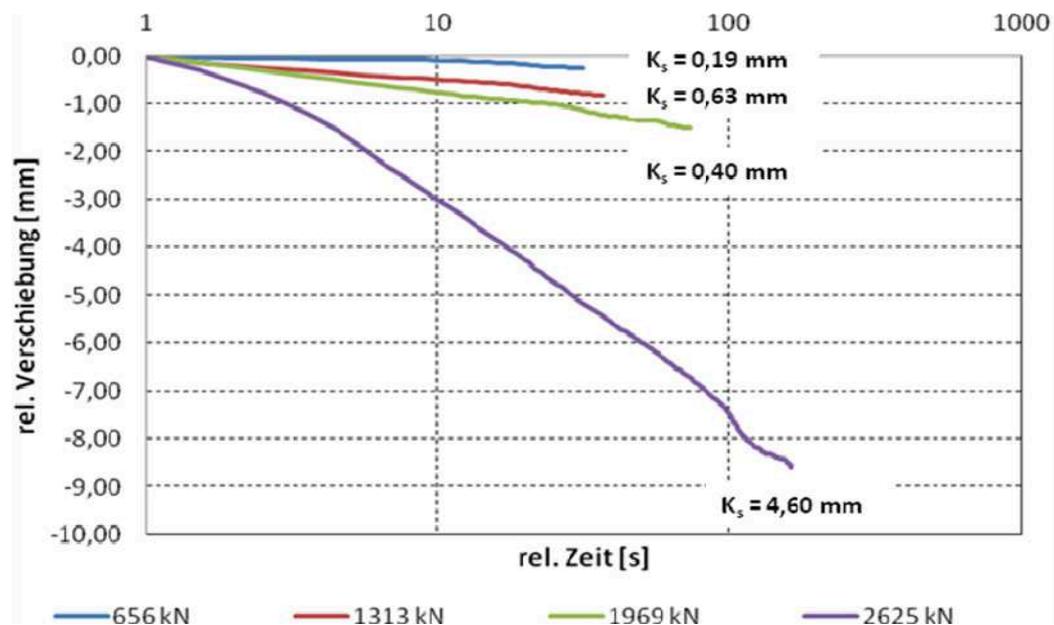


Abbildung 9: Verschiebung über Zeit mit Kriechmaßen Pfahl 1

Noch vor Erreichen der angenommenen Gebrauchslast von 2.625 kN wurden bei Pfahl 1 starke Kriechverformungen von  $k_s > 0,5 \text{ mm}$  aufgezeichnet. Das maximal zugelassene Kriechkriterium von  $0,1 \text{ mm}/20 \text{ min}$  wurde überschritten. Bei Steigerung der Belastung zwischen den Laststufen 1.969 kN und 2.626 kN stieg die Kriechverformung von  $k_s = 0,40 \text{ mm}$  auf  $k_s = 4,6 \text{ mm}$  entsprechend Abbildung 9 an. Die Grenzmantelreibung betrug dabei  $R_s = 1.956 \text{ kN}$  und der Grenzspitzendruck  $R_b = 669 \text{ kN}$ . Die Lastschleife wurde in Anlehnung an die Festlegungen der EA-Pfähle (2012) abgebrochen. Eine zweite kraftgesteuerte Lastschleife musste wegen zunehmender Setzungen bereits ab einer Belastung von 2.300 kN weggesteuert, als sog. CRP-Versuch („constant-rate-of-penetration“) mit verschiedenen Verschiebungsgeschwindigkeiten („Sprungversuch“) gefahren werden. Die maximale Setzung von  $0,1 \times D$  war bei einer Last von 2.968 kN erreicht. Die Grenzmantelreibung betrug dabei  $R_s = 1.878 \text{ kN}$  und der Grenzspitzendruck  $R_b = 1.090 \text{ kN}$ . Somit lässt sich aus der Auswertung nach EA-Pfähle eine Grenztrag-

fähigkeit von 2.900 kN ermitteln. Allerdings ist zu beachten, dass die in der ersten Belastungsschleife erreichten ca. 2.626 kN bereits eine Grenze dargestellt haben, oberhalb der das Kriechverhalten keine weitere lastgesteuerte Steigerung zuließ. Insofern wird im Folgenden eine Grenzlast bei 2.626 kN festgesetzt.

Die Messungen mit den in Pfahl 1 integrierten faseroptischen Sensoren fügen sich in die mit den Kraftmessdosen in Pfahlkopf und -fuß ermittelten sehr gut ein. Abbildung 10 rechts zeigt den unter Annahme von konstantem Durchmesser (0,9 m) und E-Modul (35000 MN/m<sup>2</sup>) berechneten Kraftverlauf für verschiedene Laststufen. Dabei stammen die jeweils obersten und untersten Werte aus den Kraftmessdosen, die übrigen von den faseroptischen Sensoren. Die Werte bestätigen, dass der Pfahl überwiegend über Mantelreibung trägt. Deutlich über die Hälfte davon entfällt auf die obere Pfahlhälfte. Abbildung 10 links zeigt die mit den Betondehnungssensoren ermittelte Kraftverteilung, deren Verläufe zumindest qualitativ gut mit den faseroptischen Sensoren übereinstimmen.

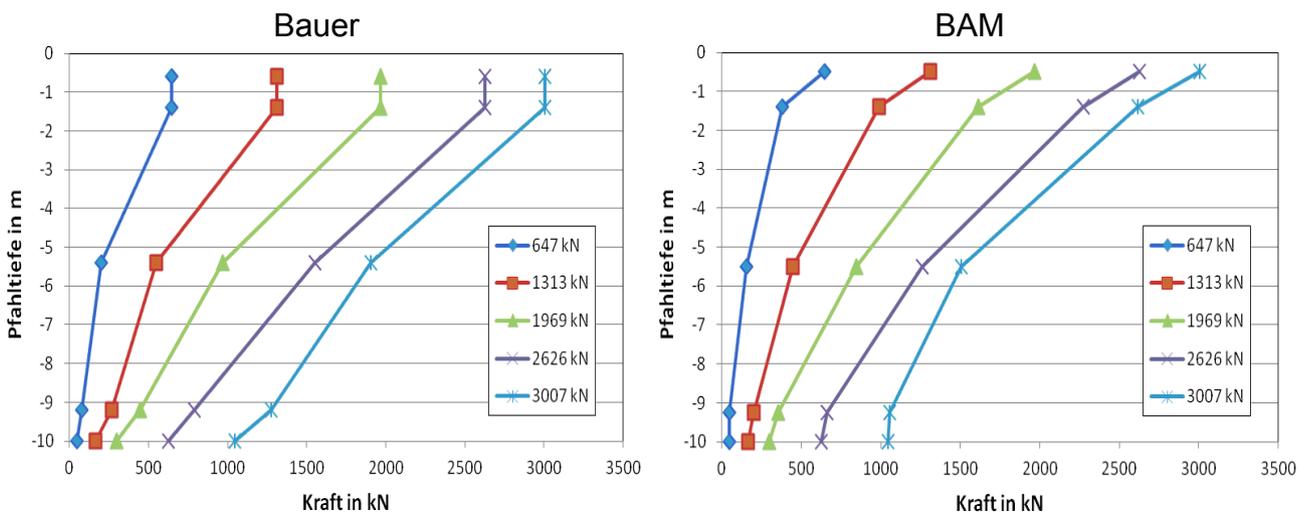


Abbildung 10: Mit unterschiedlichen Sensoren ermittelter Kraftverlauf im Pfahl 1

Nach den Erfahrungen aus der Probelastung des Pfahles 1 wurde die fiktive Gebrauchslast für den Pfahl 2 auf 2.000 kN reduziert. Die zweite Belastungsschleife wurde dann in kleineren Intervallen von 300 kN gefahren (Abbildung 11). Bei einer Last am Pfahlkopf von 3.203 kN wurde der Versuch in der zweiten Lastschleife bei einer Setzung von  $s = 35$  mm und einer Kriechverformung von  $k_s = 2,20$  mm beendet. Die Grenzmantelreibung betrug dabei  $R_s = 2.576$  kN und der Grenzspitzendruck  $R_b = 627$  kN. Auf die Durchführung einer dritten weggesteuerten Belastungsschleife wurde verzichtet, um eventuell am selben Pfahl später erneute Belastungsversuche durchführen zu können.

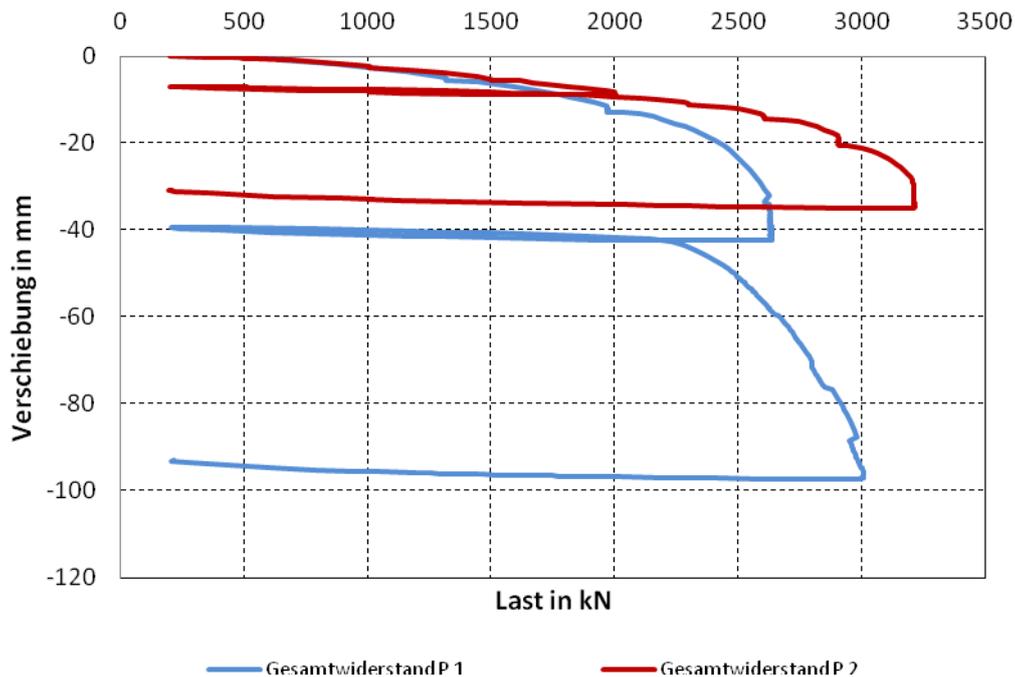


Abbildung 11: Widerstandssetzungslinie Pfahl 1 und 2

### 5.3 Dynamische Probelastung

Die dynamischen Pfahlprobelastungen wurden durch die einzelnen Prüfer innerhalb von 11 Tagen vor den statischen Pfahlprobelastungen (im Mittel 60 Tagen nach Pfahlherstellung) ausgeführt. Jeder Prüfer hatte einen unbelasteten Pfahl zur Erstprüfung und bis zu zwei weitere Pfähle, die bereits von anderen Prüfern vorbelastet waren. Die erste Auswertung der dynamischen Pfahlprobelastungen mit vollständiger Modellbildung war vor der Durchführung der statischen Pfahlprobelastungen abzugeben, wobei alle Prüfer das CAPWAP-Verfahren wählten. Somit waren die Ergebnisse der dynamischen Pfahlprobelastungen unbeeinflusst von der Durchführung der statischen Versuche. Zusätzlich wurden zu einem späteren Zeitpunkt an den beiden statisch geprüften und am Reservepfahl Nr. 3 dynamische Probelastungen ausgeführt und ausgewertet. Für diese ist eine Beeinflussung der Auswertung der dynamischen Versuche durch die bereits vorliegenden statischen und dynamischen Ergebnisse grundsätzlich nicht auszuschließen.



Abbildung 12: Dynamische Probelastungen

Zur Durchführung der dynamischen Pfahlprobelastungen wurde das in Abbildung 12 dargestellte 11-t Fallgewicht der Fa. König inklusive Bedienung gestellt. Für die Anbringung der Sensoren und die Durchführung der Prüfung war jeder Prüfer eigenverantwortlich. Teilweise wurde die Fallhöhe des Gewichtes sukzessive gesteigert oder auch nur ein Schlag mit großer Höhe ausgeführt. Dabei wurden die Pfähle mehrere Zentimeter in den Boden eingerammt. In Tabelle 2 sind alle ermittelten Tragfähigkeiten aufgeführt. Die Ergebnisse der Erstprüfungen wurden vor der Ausführung der statischen Probelastung geliefert. Die dynamisch ermittelten Grenztragfähigkeiten in den Erstversuchen schwanken zwischen 2.270 kN und 3.800 kN.

## 6 Vergleich

Abbildung 13 stellt die Ergebnisse der Pfahlprobelastungen den Erfahrungswerten nach EA-Pfähle gegenüber. Die Unterschiede bei den dynamischen Pfahlprobelastungen sind deutlich größer als bei den statischen Pfahlprobelastungen. Allerdings sind sowohl lokale Baugrundabweichungen, als auch die größere Anzahl an Prüfungen und die Ausführung durch unterschiedliche Prüfer zu beachten.

Es zeigt sich, dass die im Projekt nach Erfahrungswerten der EA-Pfähle (2012) ermittelten Pfahltragfähigkeiten auch für das 10 % Quantil allgemein höher und zum Teil beträchtlich höher ausfallen, als nach den messtechnischen Ergebnissen der statischen und dynamischen Pfahlprobebelastungen. Generell kann die Übereinstimmung für fünf Pfähle als gut bezeichnet werden. In Abbildung 13 sind jedoch drei Ausreißer - Pfähle 1, 4 und 8 - sichtbar. Im Unterschied zu Pfahl 8 wurden bei den Pfählen 1 und 4 die Sondierungen unmittelbar am späteren Pfahlstandort ausgeführt.

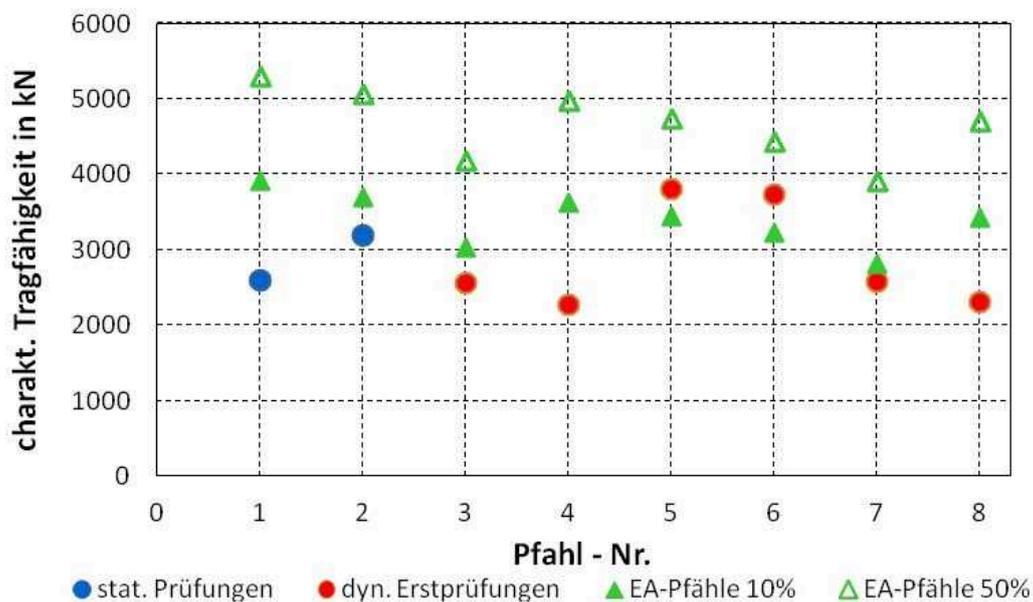


Abbildung 13: Vergleich statische und dynamische Probebelastungen und Prognose

Die Verwendung der Ergebnisse aus den Zweit- und Drittprüfungen an einem Pfahl sind sehr kritisch zu bewerten. Zum einen lagen den jeweiligen Prüfern keine Informationen zu den schon aufgetragenen Lasten und erzeugten Eindringungen vor und zum anderen wurden die Pfähle durch die Prüfung beschädigt, wie in Abschnitt 7 erläutert wird. Abbildung 14 zeigt, dass die ermittelte Tragfähigkeit in der Erst-, Zweit- und Drittprüfung unsystematisch in der Größe variiert. Eine genauere Betrachtung ergab, dass hier im Wesentlichen ein Einfluss der auswertenden Personen gegeben ist, die tendenziell immer relativ geringe oder relativ große Tragfähigkeiten ermitteln, unabhängig vom Pfahl und der Prüfreihenfolge.

In einer zweiten Auswerterrunde wurden allen Prüfern auch die Ergebnisse der statischen Pfahlprobebelastungen und der anderen Prüfer übergeben. Eine Korrektur seiner ersten

Prognose bezogen auf die Grenztragfähigkeit wurde von allen Prüfer nicht für erforderlich gehalten. In einer dritten Auswerterunde wurde allen das jeweilige Signal der Erstprüfung der Pfähle 4 bis 8 zur Verfügung gestellt. Die vorliegenden Ergebnisse von drei Prüfern variieren teilweise um über 30 %. Wobei auch hier wie zuvor beim Vergleich von Erst-, Zweit- und Drittprüfung tendenziell vom jeweiligen Prüfer immer relativ geringe oder relativ große Tragfähigkeiten ermittelt werden.

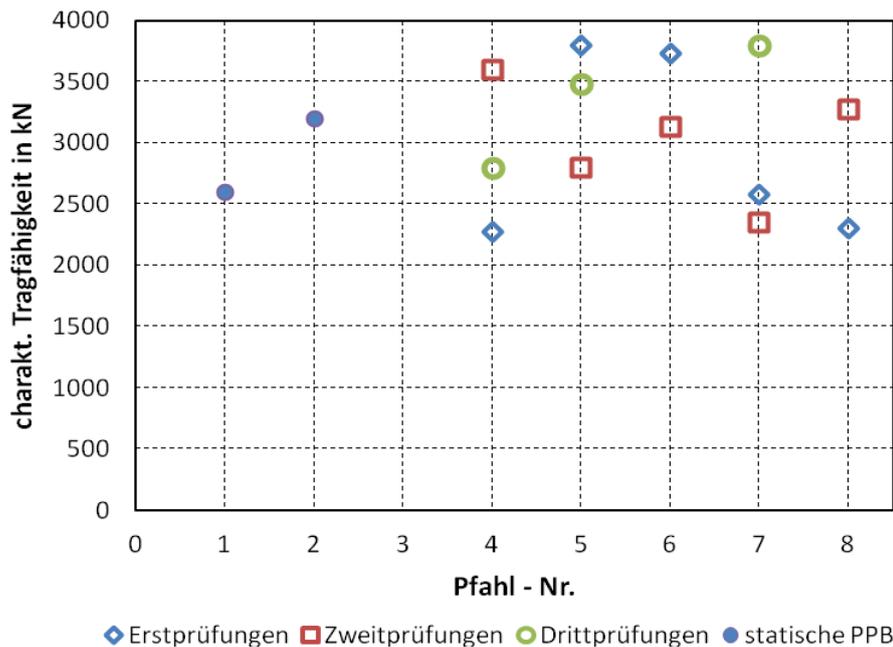


Abbildung 14: Vergleich Erst-, Zweit- und Drittprüfung

In Abbildung 15 sind die charakteristischen Pfahltragfähigkeiten für die Pfähle 1, 2, 3, 6 und 7 nach Auswertung eines Prüfers (C1) dargestellt. Als Vergleich gelten hier, sofern vorhanden, die Ergebnisse der statischen Pfahlprobelastung und ansonsten die 10%- und 50 %-Werte der EA-Pfähle (2012). Es zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung zu den statischen Ergebnissen. Die nach EA-Pfähle mit 10 %-Werten prognostizierten Tragfähigkeiten bilden die lokalen Unterschiede qualitativ bis auf Pfahl 1 gut ab, liegen aber über den aus den Probelastungen bestimmten Werten. Des Weiteren kann man feststellen, dass beispielhaft bezogen auf diesen einen Prüfer die ermittelten Tragfähigkeiten mit einer Streuung zwischen 2.559 kN und 3.358 kN deutlich unter den Streuungen bei Berücksichtigung der Auswertungen der Gesamtheit aller Prüfer liegen, wobei die Ergebnisse teilweise bereits in Kenntnis der anderen statischen und dynamischen Prüfergebnisse erzielt wurden.

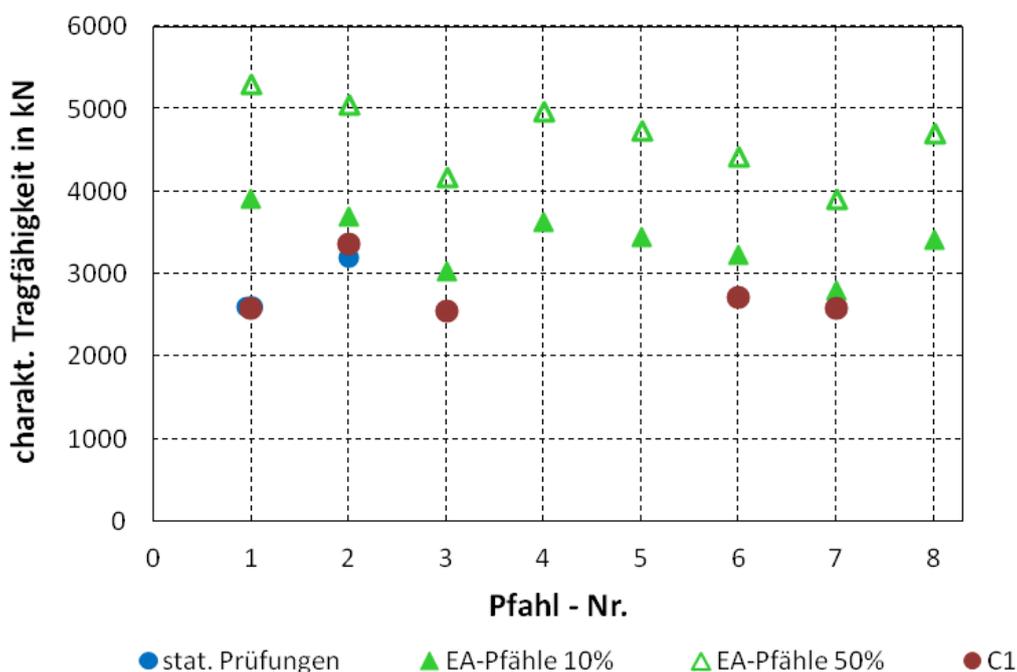


Abbildung 15: Ergebnisse des Prüfers C1

## 7 Zustand der Pfähle nach Prüfung

Einige Prüfer wiesen schon während der dynamischen Probelastungen darauf hin, dass spätestens nach den ersten Schlägen mit großer Fallhöhe möglicherweise Schäden an den Pfählen auftraten. Die Messsignale änderten sich signifikant. Da im hier beschriebenen Fall nur ein geringer Fußwiderstand vorhanden ist, werden die aufgeprägten Stoßwellen am Fuß bei nur kleinen Energieverlusten in den Boden als Zugwelle reflektiert. Die dabei auftretenden Zugspannungen können die Dehnfähigkeit des Pfahles überschreiten.

An allen Pfählen wurden nach der dynamischen Probelastung Integritätsprüfungen nach der Hammerschlagmethode durchgeführt. Das Ergebnis ist für Pfahl 7 in Abbildung 16 dargestellt. Während das Messergebnis vor den Fallgewichtsschlägen unauffällig ist, zeigen sich nach der Belastung Auffälligkeiten. Bei ca. 3,8 m Tiefe ist eine deutliche Reflexion erkennbar (mit Impuls gleichgerichtet = Impedanzabnahme). Darunter erscheinen weitere Signale, wohl eine Mischung aus Mehrfachreflexionen an der Schadstelle und dem Pfahlfuß. Die Reflexion vom Pfahlfuß selbst ist nicht deutlich zu erkennen. Der Pfahl scheint daher auf dem gesamten Querschnitt geschädigt zu sein.

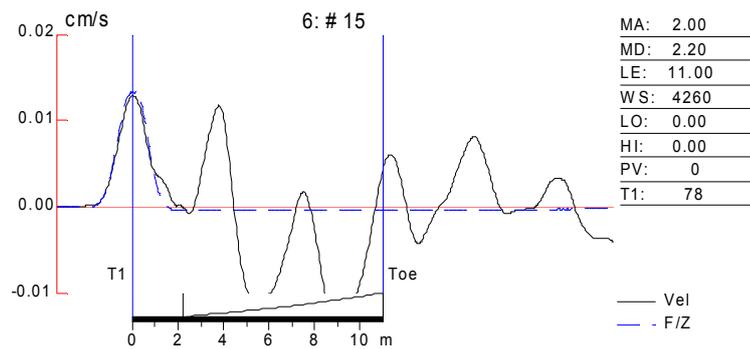


Abbildung 16: Messergebnisse Integritätsprüfung nach dyn. Prüfung Pfahl 7

Ein ähnliches Bild ergibt sich auch an den meisten anderen dynamisch geprüften Pfählen (Nr. 4 bis 8). Die Schadstelle liegt stets in knapp 4 m Tiefe. Zur Verifizierung wurden die Pfähle 4 und 7 bis 4 m unter Gelände temporär freigelegt. Das Schadensbild an Pfahl 7 ist in Abbildung 17 gezeigt.

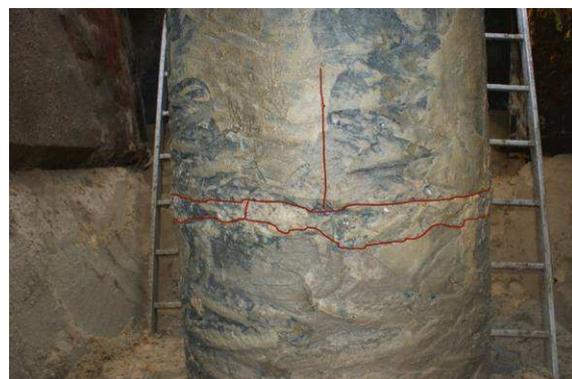


Abbildung 17: Freigelegter Pfahl 7 mit Rissbild

Lediglich die zunächst statisch und erst später dynamisch geprüften Pfähle 1 und 2 weisen dieses Schadensbild nicht, der Pfahl 3 in deutlich geringerem Umfang auf. Hier wurden jeweils aufgrund der gewonnenen Erfahrungen bei den vorangegangenen dynamischen Prüfungen nur wenige Schläge mit geringer Fallhöhe aufgebracht. Zudem wurde bei den Pfählen 1 und 2 der Spitzendruck durch die statische Vorbelastung bereits voll aktiviert. Durch die geringere Fallhöhe wird eventuell die Grenztragfähigkeit nicht voll ermittelt, aber die weitere Nutzung des Pfahls ermöglicht. Im vorliegenden Fall stimmen die Ergebnisse der statischen und der nachträglich durchgeführten dynamischen Pfahlprobelastungen aber gut überein.

## **8 Schluss**

Ziel des Ringversuchs war die Bewertung von dynamischen Pfahlprobelastungen von Bohrpfählen insbesondere mit Bezug auf den „human factor“. Dafür wurde fünf Prüfern ohne weitere Vorgaben jeweils ein Pfahl zur Ermittlung der Grenztragfähigkeit zur Verfügung gestellt. Vergleiche der dynamischen mit den statischen Prüfungen wurden durch das ausgeprägte Kriechverhalten, das nur bei statischen Prüfungen ermittelt werden kann, erschwert. Unter Einbeziehung der lokalen Tragfähigkeitsunterschiede ergaben sich hinsichtlich der Schwankungen gut interpretierbare Tragfähigkeitswerte, wobei einzelne Ausreißer auf der sicheren Seite liegen. Im Wesentlichen haben alle Prüfer festgestellt, dass die Pfähle des Ringversuchs gegenüber den Erfahrungswerten der EA-Pfähle niedrige Tragfähigkeiten aufweisen. Unabhängig hiervon hat sich jedoch auch gezeigt, dass alleine die Auswertung der Messsignale eines Schlages durch den „human factor“ über 30 % abweichende Grenztragfähigkeiten ergeben können. Die aktuelle Normung berücksichtigt die unterschiedliche Aussagekraft einer dynamischen Prüfung gegenüber einer statischen mit Erhöhungen der Streuungsfaktoren, die in der gleichen Größenordnung liegen. Am Ende muss der Geotechnische Sachverständige bei jedem Bauvorhaben die Ergebnisse der dynamischen Prüfungen bewerten und die Grenztragfähigkeiten festlegen. Abschließend ist festzuhalten, dass nach Durchführung des Ringversuchs sämtliche dynamisch geprüften Pfähle zerstört waren. Ursächlich war der relativ geringe mobilisierbare Spitzendruck, wodurch die aufgebrachte Energie am Fuß als Zugwelle reflektiert wird.

Die Autoren möchten allen Beteiligten für die konstruktive und reibungslose Zusammenarbeit während der Projektlaufzeit danken. Am Ringversuch haben als dynamische Prüfer die DMT Gründungstechnik, GSP Gesellschaft für Schwingungsuntersuchungen und dynamische Prüfmethode, GUD Geotechnik und Dynamik Consult, IGB Institut für Grundbau und Bodenmechanik Technische Universität Braunschweig und IPM Impuls Pfahlmessung teilgenommen.

## 9 Literatur

**Bergholz, K.;** Vertikale Grenztragfähigkeit von Spundwänden im Lockergestein, 32. Baugrundtagung, Tagungsband Forum für junge Geotechniker, S. 167-174, 2012

**EA-Pfähle;** 2. Auflage, „Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle“, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT), Ernst & Sohn, 2012

**Baeßler, M., Niederleithinger, E., Georgi, S., Herten, M.;** „Evaluation of the dynamic load test on bored piles in sandy soil“. In: Matsumoto, T.: IS Kanazawa 2012 - 9th International conference on testing and design methods for deep foundations, S. 155-162

**Niederleithinger, E.; Baeßler, M.; Georgi, S.; Herten, M.; Tronicke, J.; Rumpf, M.;** „Geotechnical and geophysical characterisation of a pile test site in post-glacial soil“. In: Coutinho, R, & P. Mayne: Geotechnical and Geophysical Site Characterisation 4, crcpress, 2012

**Viana de Fonseca, Antonio; Jaime A. Santos;** “International Prediction Event: Behaviour of CFA, Driven and Bored Piles in Residual Soil. Experimental Site - ISC’2”, Porto/Lisbon, Portugal: Universidade do Porto/Universidade Técnica de Lisboa, 2008

Autoren

---

BDir. Dr.-Ing. Markus Herten

markus.herten@baw.de

Bundesanstalt für Wasserbau, Abteilung Geotechnik

Kußmaulstraße 17, 76187 Karlsruhe

Dr.-Ing. Matthias Baeßler

matthias.baessler@bam.de

Dr. rer. nat. Ernst Niederleithinger

ernst.niederleithinger@bam.de

Dipl.-Ing. Steven Georgi

steven.georgi@bam.de

BAM Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung

Unter den Eichen 87, 12205 Berlin