

Mitteilung des Instituts  
für Geomechanik und Geotechnik  
Technische Universität Braunschweig  
Heft Nr. 119

---



## Pfahl-Symposium 2025

Fachseminar: 20./21. Februar 2025

Organisation:

Akad. Direktor Dr.-Ing. Jörg Gattermann  
Dipl.-Wirtsch.-Ing. Eugen Daumlechner  
Dr.-Ing. Max Wiebicke

Braunschweig 2025

---

Herausgegeben von Univ. Prof. Dr.-Ing. habil. Marius Milatz



[www.IGG-TUBS.de](http://www.IGG-TUBS.de)

ISBN - Nr: 978-3-948141-11-0

Pfahl-Symposium 2025

Heft Nr. 119

# **Auswirkungen fehlender Baugrundaufschlüsse auf die Auswertung von Pfahlwiderständen aus Probelastungen am Beispiel von Testfeldern**

Thorsten Schultze, Luka Hublitz

Grundbaulabor Bremen, Ingenieurgesellschaft für Geotechnik mbH

## **1 Einleitung**

Die Ermittlung der axialen äußeren Pfahlwiderstände in Lockergesteinen erfolgt üblicherweise auf Grundlage der Ergebnisse von Drucksondierungen und Erfahrungswerten bei vergleichbaren Baugrundverhältnissen. Bei unzureichender Kenntnis über die Tragfähigkeit des anstehenden Baugrundes, zur Ermittlung der exakten Widerstandslinie des Pfahls oder zur Optimierung der Pfahlgründung werden statische und/oder dynamische Probelastungen ausgeführt. Hierfür ist ebenfalls die genaue Kenntnis über die Baugrundsichtung und Baugrundfestigkeit am Pfahlstandort erforderlich, um eine fachgerechte Auswertung der Messergebnisse zu gewährleisten und verlässliche Ergebnisse für die Übertragbarkeit auf weitere Sondierungen zu erzielen.

In zahlreichen Auswertungen, Veröffentlichungen und Vorträgen wird dabei die Kenntnis der exakten Baugrundverhältnisse am Pfahlstandort vernachlässigt und die natürliche Variation der Baugrundverhältnisse innerhalb der Baufläche unterschätzt. Sowohl von Planern als auch von ausführenden Firmen werden oft die Ergebnisse von Baugrunderkundungen herangezogen, die eine nicht unerhebliche Entfernung zum Standort des Probepfahles aufweisen. Eine belastbare Korrelation der Probelastungsergebnisse mit den Baugrundverhältnissen ist in diesen Fällen mit hohen Unsicherheiten verbunden, sodass das tatsächliche Pfahltragverhalten häufig nicht den Erwartungen entspricht. Bei über den Erwartungen liegenden Pfahlwiderständen wird dann ein nicht zutreffendes Sicherheitsniveau ermittelt.

Im Rahmen dieses Beitrages wird anhand von drei Testfeldern in Bremerhaven und Heide ermittelt, welchen Einfluss natürliche Baugrundvariationen auf kurzer Distanz auf das äußere Pfahltragverhalten aufweisen können. Die Ergebnisse werden in diesem Kontext hinsichtlich der in der Praxis häufig auftretenden zu geringen Aufschlussdichte bei Pfahlprobelastungen bewertet.

## 2 Angaben zu den Testfeldern

### 2.1 Testfeld 1 - Bremerhaven

#### 2.1.1 Lageplan Drucksondierungen

Die Drucksondierungen wurden in einem Rasterabstand von 2,3 m / 2,9 m ausgeführt. Die Gesamtabmessungen des Testfeldes betragen 11,65 m x 2,9 m. Die Abbildung 1 zeigt einen Lageplan mit Darstellung der verwendeten Drucksondierungen.

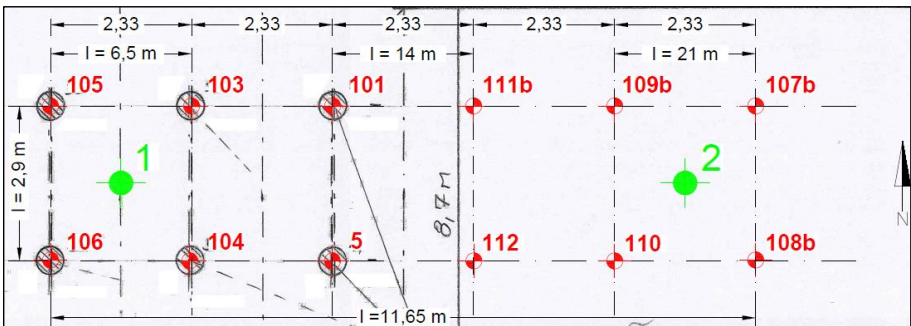


Abbildung 1: Lageplan Drucksondierungen Testfeld 1 – Bremerhaven

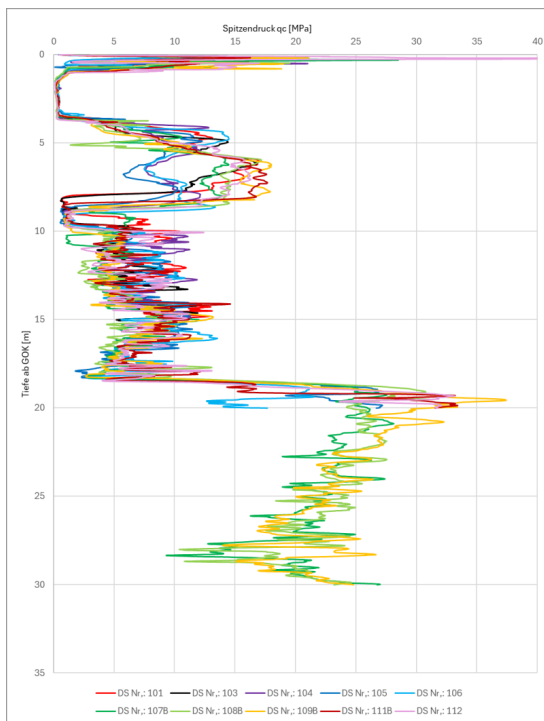
#### 2.1.2 Allgemeine Baugrundverhältnisse

Der Baugrund am Standort des Testfeldes 1 in Bremerhaven ist durch oberflächennahe Weichschichten aus organischen, tonigen Schluffen und Torf in Mächtigkeiten von rd. 2,5 m charakterisiert. Unterlagert werden die Weichschichten von holozänen Sanden mit lokal schluffigen Beimengungen. Die Unterkante der vorgenannten Sandschicht variiert nach den Ergebnissen der Drucksondierungen deutlich zwischen 7,9 m und 10,1 m Tiefe. Unter den Sanden folgen pleistozäne, tonige, sandige Schluffe, die in rd. 18 m Tiefe von dicht bis sehr dicht gelagerten Sanden unterlagert werden.

### 2.1.3 Drucksondierungsergebnisse

Die holozänen Weichschichten sind nicht für einen Lastabtrag geeignet und werden daher in der Ermittlung der äußeren Pfahlwiderstände nicht angesetzt. Die holozänen Sande zeigen insgesamt Spitzenwiderstände von  $q_c = 5$  MPa bis 18 MPa und folglich eine für die Abtragung von Pfahllasten geeignete Festigkeit. Die pleistozänen Schluffschichten zeigen wechselhafte Spitzenwiderstände von  $q_c = 2,5$  MPa bis 15 MPa. Die pleistozänen Sande weisen nach den örtlichen Erfahrungen eine dichte bis sehr dichte Lagerung auf, was sich in den Spitzenwiderständen von  $q_c = 10$  MPa bis 35 MPa widerspiegelt.

Die Abbildung 2 zeigt die ausgeführten Drucksondierungen und veranschaulicht die Varianz der Baugrundsichtung und Baugrundfestigkeiten innerhalb des Testfeldes 1 in Bremerhaven.



**Abbildung 2: Spitzenwiderstände für die Drucksondierungen Nr. 101 bis 112**

Im Hinblick auf die Gefahr einer zu geringen Aufschlussdichte aufgrund örtlich unterschiedlicher Baugrundfestigkeiten bei dem vorgenannten Testfeld die Festigkeit der holozänen Sande hervorzuheben. Die Drucksondierungen Nr. 104, 105 und 106 zeigen im Gegensatz zu den restlichen Drucksondierungen nach anfänglich starkem Anstieg eine abnehmende Festigkeit ab einer Tiefe von ca. 5,0 m unter Geländeoberkante. Die größte Varianz in kurzer Entfernung zeigt sich hier zwischen den Drucksondierungen 105 ( $q_{c,min} = 6$  MPa) und 103 ( $q_{c,max} = 17$  MPa) in rd. 6,5 m Tiefe. Die Distanz zwischen den Sondierpunkten beträgt lediglich 2,3 m.

## 2.2 Testfeld 2 - Heide 1

### 2.2.1 Lageplan Drucksondierungen

Die Drucksondierungen wurden in einem Rasterabstand von 3,0 m / 6,0 m ausgeführt. Die Gesamtabmessungen des Testfeldes betragen 6,0 m x 3,0 m. Die Abbildung 3 zeigt einen Lageplan mit Darstellung der verwendeten Drucksondierungen.

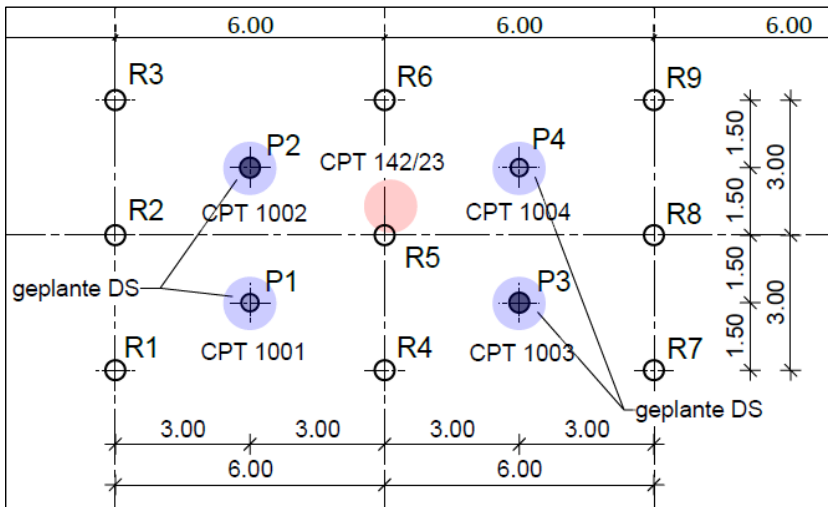


Abbildung 3: Lageplan Drucksondierungen Testfeld 2 - Heide 1

## 2.2.2 Baugrundverhältnisse

Der Baugrund am Standort des Testfeldes 2 in Heide 1 ist durch oberflächennahe holozäne Weichschichten bestehend aus Klei und Torf mit Mächtigkeiten von ca. 6,0 m charakterisiert. Diese Bodenschichten sind für eine Lastabtragung nicht geeignet.

Die holozänen Weichschichten werden bis zur Endtiefe der ausgeführten Drucksondierungen von Sanden mit bereichsweise eingelagerten Schluffbändern unterlagert.

## 2.2.3 Drucksondierungsergebnisse

Die Drucksondierungen zeigen in den holozänen Weichschichten sehr geringe Spitzenwiderstände von  $q_c < 1,0$  MPa. Die darunter anstehenden Sande zeigen bis ca. 10,0 m Tiefe Spitzendruckwerte von im Mittel  $q_c = 7,5$  MPa und somit einen für eine Lastabtragung mittels Tiefgründung insgesamt geeigneten Baugrund.

Die detaillierten Spitzenwiderstandsverläufe des Testfeldes 2 in Heide 1 sind in der Abbildung 4 dargestellt.

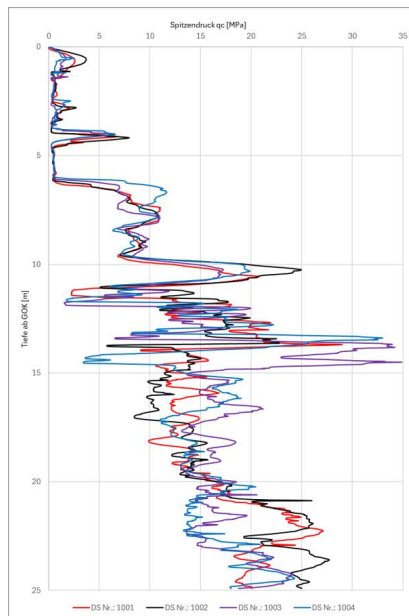


Abbildung 4: Spitzenwiderstände für die Drucksondierungen Nr. 1001 bis 1004

Ein besonderer Einfluss ist im Bereich der eingelagerten Schluffbänder in einer Tiefe zwischen 10,0 m und 15,0 m durch einen lokalen Abfall des Spitzendruckes erkennbar.

Ab einer Tiefe von rd. 15 m unter Geländeoberkante ist eine vergleichsweise konstante Festigkeitsentwicklung erkennbar. Die Spitzendruckwerte liegen hier in einem Bereich zwischen  $q_c = 7,5$  MPa und 28 MPa.

## 2.3 Testfeld 3 – Heide 2

### 2.3.1 Lageplan Drucksondierungen

Die Drucksondierungen wurden in einem Rasterabstand von 3,0 m / 6,0 m ausgeführt. Die Gesamtabmessungen des Testfeldes betragen 18,0 m x 3,0 m. Die Abbildung 5 zeigt einen Lageplan mit Darstellung der verwendeten Drucksondierungen.

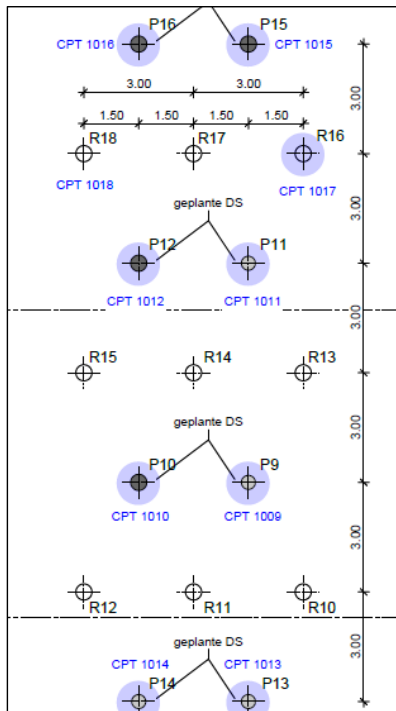


Abbildung 5: Lageplan Drucksondierungen Testfeld 3 – Heide 2

### 2.3.2 Baugrundverhältnisse

Der Baugrund am Standort des Testfeldes in Heide 2 ist ebenfalls durch oberflächennahe holozäne Weichschichten bestehend aus Klei und Torf mit Mächtigkeiten bis 5,0 m charakterisiert. Unter den holozänen Weichschichten folgen Sande mit stark variierender Mächtigkeit und Festigkeit, die von Beckenschluffen unterlagert werden. Die Beckenschluffe liegen nach den örtlichen Erfahrungen in weicher bis steifer Konsistenz vor.

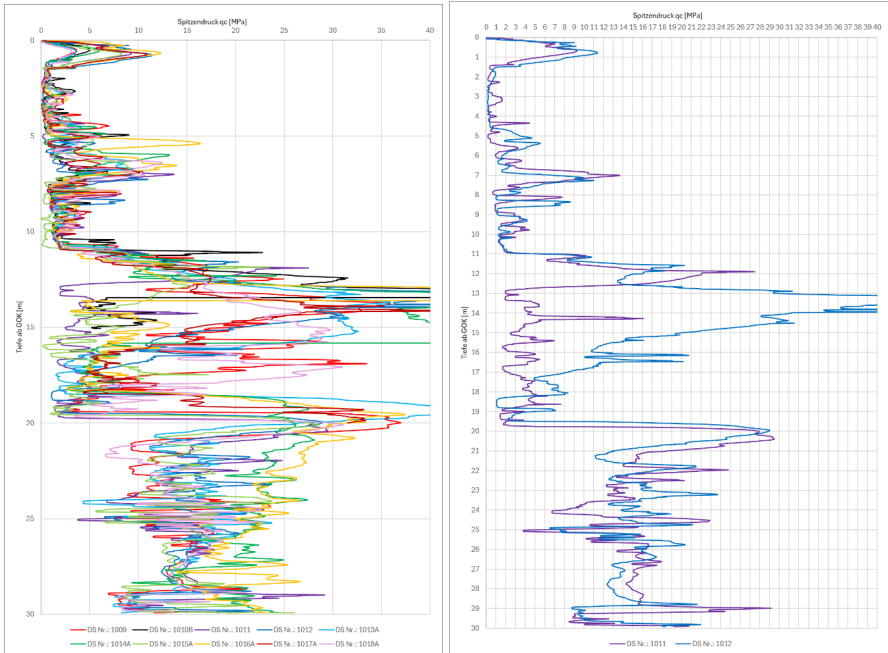
Unter den Beckenschluffen folgen Wechsellagerungen aus Sanden und Geschiebemergelschichten. Die Geschiebemergelschichten liegen überwiegend in steifer Konsistenz vor und werden folglich für eine Lastabtragung mittels Tiefgründung mit herangezogen. Unter den Geschiebemergelschichten folgen wiederum Sande.

### 2.3.3 Drucksondierungsergebnisse

Die 10 ausgeführten Drucksondierungen zeigen in der Gesamtheit stark variierende Schichtungen und Festigkeiten. Die gesamten Ergebnisse sind in der Abbildung 6 dargestellt. In den Sanden unter den holozänen Weichschichten wurden vereinzelt Spitzenwiderstände bis  $q_c = 16$  MPa angetroffen. Im Mittel sind hier jedoch Spitzenwiderstände von  $q_c = 3$  bis 5 MPa vorhanden. In den Beckenschluffen in einer Tiefe zwischen 7,3 m und 10,7 m unter GOK sinken die Spitzenwiderstände im Mittel auf  $q_c = 1$  bis 2 MPa. In den unterlagernden Sanden steigen die Spitzenwiderstände schlagartig auf maximal  $q_c = 50$  MPa. In den Geschiebemergelschichten in einer Tiefe zwischen 13,0 m und 19,5 m wurden Spitzenwiderstände von  $q_c = 1,0$  MPa bis 5,0 MPa erkundet.

Repräsentativ für die natürliche Baugrundvarianz werden im vorgenannten Testfeld die Drucksondierungen 1011 und 1012 näher betrachtet (siehe Abbildung 6, rechts). Der wesentliche Unterschied liegt hier in der Mächtigkeit der Geschiebemergelschichten bzw. der darüberliegenden Sande. Auf der sehr kurzen Distanz von nur 3,0 m zwischen den Sondierpunkten variiert die Mächtigkeit der Geschiebemergelschichten zwischen 2,5 m und 7,0 m, wodurch signifikante Auswirkungen auf das axiale Pfahltragverhalten resultieren.





**Abbildung 6: Spitzendrucke für die Drucksondierungen Nr. 1009 bis 1018A (links) und detaillierte Betrachtung der Drucksondierungen Nr. 1011 und 1012 (rechts)**

### 3 Ermittlung der äußeren vertikalen Pfahlwiderstände nach EA-Pfähle (2012)

Die äußeren Pfahlwiderstände werden auf Grundlage der ausgeführten Drucksondierungen für verschiedene Gründungstiefen mit den oberen Erfahrungswerten der EA-Pfähle (2012) für Vollverdrängungsbohrpfähle ermittelt. Bei der Ermittlung werden die Bodenschichten ab Geländeoberkante bis zum Beginn der oberen tragfähigen Bodenschicht nicht angesetzt. Darunter erfolgt die Einteilung der Bodenschichtung für die Mittelung der Spitzendrucke in zweckmäßigen Tiefenabschnitten, unterschieden nach bindigem und nichtbindigem Boden.

Für Vollverdrängungsbohrpfähle Typ Fundex sind in der EA-Pfähle (2012) aufgrund der geringen Datenbasis keine Angaben für die Bruchwerte  $q_{s,k}$  der Pfahlmantelreibung und den Pfahlspitzendruck  $q_{b,k}$  bei bindigem Boden enthalten. Ersatzweise werden in Anlehnung an Lahrs, Schultze (2024) für die Ermittlung der äußeren Pfahlwiderstände im Bereich der bindigen Bodenschichten die oberen Tabellenwerte der EA-Pfähle (2012) für Vollverdrängungsbohrpfähle Typ Atlas angesetzt.

Die Ermittlung der undrainierten Scherfestigkeit als Eingangsgröße für die Tabellenwerte erfolgt in Anlehnung an die EA-Ufereinfassung (2020) aus den Drucksondierergebnissen mit  $c_u \approx q_c / 20$ . Für undrainierte Scherfestigkeiten  $c_{u,k} > 250 \text{ kN/m}^2$  erfolgte eine Extrapolation der Tabellenwerte. Die nachfolgende Tabelle 1 zeigt die angesetzten Werte für Mantelreibung und Spitzendruck. Bei den rot umrandeten Werten handelt es sich um die Werte für Vollverdrängungsbohrpfähle Typ Atlas.

Die Festlegung des maßgebenden mittleren Spitzenwiderstandes  $q_c$  der Drucksonde bzw. der charakteristischen undrainierten Scherfestigkeit  $c_{u,k}$  für die Ermittlung des Pfahlspitzenwiderstand erfolgt gemäß EA-Pfähle (2012) für den Bereich  $1 \cdot D_s$  ober- bis  $4 \cdot D_s$  unterhalb des Pfahlfußes.

**Tabelle 1: Angesetzte Bruchwerte  $q_{s,k}$  für Pfahlmantelreibung [kN/m<sup>2</sup>] und  $q_{b,k}$  für Pfahlspitzendruck [MN/m<sup>2</sup>]  $\triangleq$  obere Erfahrungswerte EA-Pfähle**

Ansatzwerte für die Ermittlung der Pfahlwiderstände			
s/D <sub>b</sub>	Pfahlspitzenwiderstand $q_{b,k}$ [MN/m <sup>2</sup> ]		
	$q_c = 7,5 \text{ MN/m}^2$	$q_c = 15 \text{ MN/m}^2$	$q_c = 25 \text{ MN/m}^2$
0,02	1,900	3,100	4,350
0,03	2,500	3,950	5,550
0,10	5,500	8,800	10,000
	$c_{u,k} = 100 \text{ kN/m}^2$	$c_{u,k} = 150 \text{ kN/m}^2$	$c_{u,k} = 250 \text{ kN/m}^2$
0,02	0,800	1,250	1,950
0,03	0,950	1,500	2,350
0,10	1,750	2,500	3,250
Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ [MN/m <sup>2</sup> ]			
	$q_c = 7,5 \text{ MN/m}^2$	$q_c = 15 \text{ MN/m}^2$	$q_c = 25 \text{ MN/m}^2$
0,050	0,115		0,145
	$c_{u,k} = 100 \text{ kN/m}^2$	$c_{u,k} = 150 \text{ kN/m}^2$	$c_{u,k} = 250 \text{ kN/m}^2$
0,060	0,095		0,120

Nach der vorgenannten Methodik werden für die vorgestellten Testfelder charakteristische axiale Pfahlwiderstände für verschiedene Absetztiefen ermittelt. Ergänzend soll so der tiefenabhängige Einfluss der natürlichen Baugrundvariation aufgezeigt werden.

Für das Testfeld 1 wurden Pfahllängen ab der Geländeoberkante von 6,5 m mit einer Absetztiefe in den holozänen Sanden und 14,0 m mit einer Absetztiefe in den pleistozänen Schluffschichten zugrunde gelegt. Die Untersuchungen für das Testfeld 2 erfolgten für Pfahllängen von rd. 10,0 m und 13,0 m. Hier liegen die Absetztiefen jeweils in den Sanden oberhalb und unterhalb der eingelagerten Schluffbänder. Für das 3. Testfeld mit der größten Baugrundvariation wurden die Pfahlwiderstände für eine einheitliche Länge von 13,0 m ermittelt.

#### 4 Ergebnisse

Die Ermittlung der äußeren Pfahltragfähigkeiten erfolgte für einen Pfahldurchmesser von  $D_{\text{Mantel}}/D_{\text{Fuß}} = 44 \text{ cm} / 56 \text{ cm}$ . Abweichend hiervon wurden die Pfahlwiderstände im Testfeld 1 für die Pfahllänge  $L = 6,5 \text{ m}$  für den Durchmesser  $D_{\text{Mantel}}/D_{\text{Fuß}} = 38 \text{ cm} / 45 \text{ cm}$  ermittelt. Die Gesamtheit der ermittelten axialen Pfahlwiderstände wird in der Tabelle 2 für jedes Testfeld und jede verwendete Drucksonderung dargestellt.

**Tabelle 2: Darstellung der rechnerischen Pfahltragfähigkeiten**

Testfeld 1			Testfeld 2			Testfeld 3	
DS-Nr.	$R_{c,k}$ [kN], L=6,5m	$R_{c,k}$ [kN], L=14m	DS-Nr.	$R_{c,k}$ [kN], L=9,8m	$R_{c,k}$ [kN], L=13m	DS-Nr.	$R_{c,k}$ [kN], L=13m
101	-	2940	1001	1910	2860	1009	3220
5	1230	2450	1002	2230	2920	1010	3740
103	-	2600	1003	1990	2880	1011	1850
104	1230	2640	1004	2030	2880	1012	3730
105	1080	2540				1013	3460
106	1290	2660				1014	3470
107B	1470	2340				1015	1700
108B	1570	2290				1017	3580
109B	1630	2520				1018	3610
111B	1650	2700					
112	1600	2560					
Minimum	<b>1080</b>	<b>2290</b>	Minimum	<b>1910</b>	<b>2860</b>	Minimum	<b>1700</b>
Mittelwert	<b>1383</b>	<b>2544</b>	Mittelwert	<b>2040</b>	<b>2885</b>	Mittelwert	<b>3151</b>
Maximum	<b>1650</b>	<b>2940</b>	Maximum	<b>2230</b>	<b>2920</b>	Maximum	<b>3740</b>

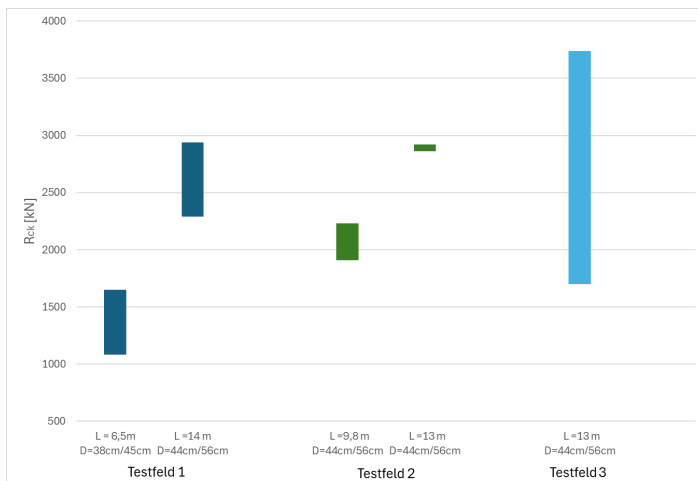
Die in Abschnitt 2 beschriebenen Variationen der Baugrundsichtung und Baugrundfestigkeit spiegeln sich in den Berechnungsergebnissen deutlich wider. Die ermittelten äußeren Pfahlwiderstände zeigen innerhalb der einzelnen Testfelder teilweise starke Unterschiede.

Die Pfahllänge  $L = 6,5$  m im Testfeld 1 zeigt aufgrund der hohen Unterschiede der Festigkeit der holozänen Sande eine große Streuung der Pfahlwiderstände. Im Extremfall wurden Abweichungen zum Mittelwert von 24 % errechnet. Die Pfahllänge  $L = 14$  m zeigt für das Testfeld 1 in guter Übereinstimmung mit den Baugrundverhältnissen geringere Schwankungen.

Im Testfeld 2 sind insgesamt die geringsten Abweichungen zwischen den rechnerischen Pfahlwiderständen der jeweiligen Standorte erkennbar.

Im Testfeld 3 wurde eine stark inhomogene Baugrundsichtung festgestellt. Die Berechnungsergebnisse zeigen mit Abweichungen vom Mittelwert von maximal 53 % die größte Streuung. Bei der Betrachtung der Ergebnisse ist zudem zu berücksichtigen, dass die Standorte der verwendeten Drucksondierungen teilweise nur eine Distanz von 2,5 m aufweisen.

Die Abbildung 7 visualisiert die vorstehend beschriebenen Ergebnisse und zeigt für jede Pfahllänge die Bandbreite der rechnerischen äußeren Pfahlwiderstände.



**Abbildung 7: Zusammenfassende Darstellung der rechnerischen Pfahlwiderstände**

## 5 Fazit

Die Ergebnisse zeigen erwartungsgemäß eine hohe Bandbreite der Pfahlwiderstände innerhalb der Testfelder. Insbesondere die großen Unterschiede auf vergleichsweise geringer Distanz unterstreichen die Notwendigkeit von Baugrundaufschlüssen direkt am Standort einer Pfahlprobelastung. Am Beispiel des Testfeldes 3 ist eindeutig zu erkennen, dass ein Verlass auf Erfahrungswerte aus naheliegenden Baugrundaufschlüssen nicht zielführend ist. Im ungünstigsten Fall, bei einer am Pfahlstandort deutlich höheren Baugrundfestigkeit als bei der verwendeten Drucksondierung, führt die Ableitung der Pfahlwiderstände aus den Probelastungsergebnissen auf umliegende Bereiche zu einem zu geringen Sicherheitsniveau. Eine geringere Baugrundfestigkeit am Pfahlstandort als bei der verwendeten Drucksondierung hat aus ökologischer und ökonomischer Sicht eine vermeidbare Überdimensionierung der Pfähle zur Folge.

Abschließend kann gefolgert werden, dass für eine aussagekräftige Auswertung von Pfahlprobelastungen Baugrundaufschlüsse direkt am Pfahlstandort unentbehrlich sind. Der vergleichsweise geringe wirtschaftliche Mehraufwand einer Drucksondierung rechtfertigt die Gefahr für Fehableitungen durch natürliche Baugrundvariationen nicht.

## Literatur

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

**Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen;** *Herausgegeben vom Arbeitsausschuss „Ufereinfassungen“ der Hafentechnischen Gesellschaft e. V. und der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V. (2020), Ernst & Sohn, 12. Auflage*

**DIN EN 1997-1:2014-03;** Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln; *DIN Deutsches Institut für Normung e.V.*

**DIN EN 1997-2:2010-10;** Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds; *DIN Deutsches Institut für Normung e.V.*

**Dipl.-Ing Thorsten Schultze, MBA B.Sc. Thomas Lahrs;** Ermittlung der durchmesserabhängigen ( $\emptyset$  380/450 mm,  $\emptyset$  440/560 mm,  $\emptyset$  550/670 mm) axialen Pfahlwiderstände von Vollverdrängungsbohrpfählen Typ Fundex auf Grundlage von 12 statischen Pfahlprobelastungen, *Vorträge der 38. Baugrundtagung, Bremen, 25.-28. September 2024, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), S. 220-225*

#### Autoren

---

Dipl.-Ing. Thorsten Schultze

[ts@grundbaulabor.de](mailto:ts@grundbaulabor.de)

Luka Hublitz, M.Eng.

[hub@grundbaulabor.de](mailto:hub@grundbaulabor.de)

Grundbaulabor Bremen

Ingenieurgesellschaft für Geotechnik mbH

[www.grundbaulabor.de](http://www.grundbaulabor.de)

Kleiner Ort 2, 28357 Bremen

Tel.: 0421 20770-0