

Neue Erkenntnisse über das Tragverhalten von Fertigrammpfählen aus Stahlbeton in gemischtkörnigen Böden

Lars Vavrina, Peter Wardinghus
Aarsleff Grundbau, Hamburg

1 Motivation

Zur Bestimmung des statischen axialen Pfahlwiderstandes sind in der europäischen Normung mehrere Verfahren aufgeführt. In der Praxis etabliert haben sich die Ermittlung der Pfahlwiderstände vor Ort durch statische oder dynamische Probelastungen sowie die rechnerische Bestimmung aus der Summe der mobilisierbaren Mantelreibung und dem Pfahlfußwiderstand. Die jeweiligen Anteile der Mantelreibung und des Fußwiderstandes werden dabei auf Grundlage von Erfahrungswerten errechnet. Der Arbeitskreis „Pfähle“ gibt in seinen Empfehlungen (EA Pfähle, 2012) Erfahrungswerte für die in Deutschland gebräuchlichen Pfahlsysteme vor.

Nach EA Pfähle (2012) können mithilfe des Spitzenwiderstandes q_c einer Drucksondierung Erfahrungswerte für den Pfahlspitzendruck $q_{b,k}$ und die Pfahlmantelreibung je Schicht $q_{s,i,k}$ von nicht bindigen Böden hergeleitet werden. Zusammen mit der Pfahlmantelfläche je Schicht $A_{s,i}$ und der Fußfläche des Pfahls A_b berechnet sich der charakteristische Pfahlwiderstand R_k zu:

$$R_k = A_b \cdot q_{b,k} + \sum A_{s,i} \cdot q_{s,i,k}$$

Bei bindigen Böden werden die Erfahrungswerte für den Pfahlspitzendruckwiderstand $q_{b,k}$ und die Pfahlmantelreibung je Schicht $q_{s,i,k}$ aus der Scherfestigkeit des undränierten Bodens c_u abgeleitet.

Die Erfahrungswerte stammen aus einer Datenbank von Probelastungsergebnissen, die nach einer probabilistischen Auswertung abgeleitet wurden. Die Grundlagen und Randbedingungen für die Ableitung sind in Kempfert/ Becker (2007) dokumentiert.

Für die Anwendung der Erfahrungswerte ist zu beachten, dass diese als Spannen zwischen dem 10% Quantil (unterer Wert) und 50% Quantil (oberer Wert) angegeben und die unteren

Werte verbindlich sind, sofern keine Bestätigung der Abweichung durch einen Sachverständigen für Geotechnik oder belegbare eigene Erfahrungswerte vorliegen.

Bei Anwendung der Tabellen 5.1 und 5.2 der EA Pfähle (2012) ergeben sich für nichtbindige Böden rechnerisch ermittelte Pfahlwiderstände, die mit in der Praxis aus Probelastungen ermittelten Pfahlwiderständen gute Übereinstimmungen belegen. Bei heterogenen, insbesondere bei gemischtkörnigen Böden erfordert die Berechnung des Pfahlwiderstandes auf der Basis von Spitzendruckwerten von Drucksondierungen (für nichtbindige Schichten, Tab. 5.1 und 5.2) oder undrainierten Scherfestigkeiten (für bindige Schichten, Tab. 5.3. und 5.4) besondere Sorgfalt und gestaltet sich ohne Spezialkenntnisse teilweise schwierig. Auf diese Weise rechnerisch ermittelte axiale Pfahlwiderstände können unter Umständen zu erheblich über – aber auch unterschätzten Ergebnissen führen. Über Vergleiche solcher Berechnungen mit, in der Praxis während Probelastungen gemessenen Ergebnissen, ist bisher wenig bekannt.

Im Folgenden soll zur Beantwortung anstehender Fragen ein Beitrag zunächst zum Tragverhalten von Fertigrampfpfählen aus Stahlbeton in nichtbindigen Böden geleistet werden. Zur näheren Bewertung des Tragverhaltens von Fertigrampfpfählen aus Stahlbeton in heterogenen oder gemischtkörnigen Böden werden darüber hinaus statische sowie dynamische Probelastungen, die im Rahmen von zwei Tiefgründungsmaßnahmen mit Fertigrampfpfählen ausgeführt wurden, vorgestellt und detailliert ausgewertet. Anhand der Probelastungen werden zunächst die mittels statischen und dynamischen Probelastungen gemessenen Pfahlwiderstände verglichen und bewertet. Darüber hinaus werden die gemessenen mit den rechnerischen Pfahlwiderständen verglichen und zur Diskussion gestellt, sodass anhand der beschriebenen Probelastungsergebnisse neue Erkenntnisse für die Pfahlbemessung unter Berücksichtigung einer besseren Längenrisikoabschätzung gewonnen werden können.

2 Bewertung rechnerischer Pfahlwiderstände in nichtbindigen Böden

Zur messtechnischen Bestimmung des axialen Pfahlwiderstandes gibt es verschiedene Möglichkeiten, wobei in Deutschland die gängigsten Methoden statische sowie dynamische Pfahlprobelastungen sind.

Mit einer statischen Probelastung wird unter stufenweiser Lastaufbringung und Messung der dabei eintretenden Setzungen eine Widerstands-Setzungslinie ermittelt, die Erkenntnisse zum Tragverhalten der Pfähle liefert. Der Pfahlwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird erreicht, wenn entweder der Pfahlbaustoff versagt, der Pfahl ohne weitere Lastaufbringung im Boden versinkt, ein zuvor definierter Kriechwert überschritten oder eine Grenzsetzung von 10% des äquivalenten Pfahldurchmessers erreicht wird. Die Definition der Grenzsetzung ist ein übliches Hilfskriterium, deren Anwendung sich in der deutschen Praxis etabliert hat. Wird die Grenzsetzung nicht erreicht kann die Widerstands-Setzungslinie mittels dem sogenannten „Hyperbelverfahren“ mathematisch extrapoliert werden.

Nach der nicht mehr gültigen Rammpfahlnorm DIN 4026 wird der Pfahlwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit als „Grenzlast“ bezeichnet und stellt in der Widerstands-Setzungslinie den Punkt dar, bei welcher der flache Ast, nach einem Übergangsbereich mit zunehmend größer werdenden Setzungen, in einen steil abfallenden Ast übergeht. Sofern der Verlauf der Widerstands-Setzungslinie keinen genügenden Anhalt für die Festlegung dieses Punktes gibt, gilt gemäß DIN 4026 als Grenzlast die Last, die eine bleibende Setzung vom 0,025-fachen des Pfahldurchmessers hervorruft.

International gibt es zur Bestimmung des Pfahlwiderstandes aus statischen Probelastungen gemäß Fellenius (2001) auch noch weitere Methoden, wie zum Beispiel das Davission Offset Limit, die De Beer Yield Load sowie das 80% Kriterium nach Hansen.

Bei der dynamischen Probelastung wird der Pfahl durch einen Impuls aus einem Fallgewicht (alternativ Rammschlag) beaufschlagt und mittels der Wellengleichungstheorie der Pfahlwiderstand abgeleitet. Für die Auswertung gibt es verschiedene Verfahren, womit je nach Notwendigkeit zum Beispiel mit dem erweiterten Verfahren mit vollständiger Modellbildung auch die Mantelreibungsteile– und der Fußwiderstand separat ermittelt werden können.

Gemäß Linkin und Rausche (2004) gibt es gute Übereinstimmungen der Pfahlwiderstände aus dynamischen Probelastungen, die nach dem erweiterten Verfahren mit vollständiger Modellbildung ausgewertet wurden, und den Pfahlwiderständen aus statischen Probelastungen. Die Pfahlwiderstände aus statischen Probelastungen wurden aber nicht nachdem Hilfskriterium der Grenzsetzung, sondern nach den internationalen Methoden, wie in Fellenius (2001) beschrieben, ausgewertet. Die Methode „Davission

Offset Limit“ zeigte gemäß Linkin und Rausche (2004) eine besonders gute Übereinstimmung. Stahlmann et al. (2004) verglichen ebenfalls die Pfahlwiderstände aus statischen und dynamischen Probelastungen und kamen zu dem Ergebnis, dass es bei optimaler Messdurchführung eine Abweichung von maximal 20% geben kann, wobei in diesem Vergleich verschiedene Pfahlarten zusammen ausgewertet wurden. Gemäß Linkin und Rausche (2004) ist die Übereinstimmung der Pfahlwiderstände bei Ramppfählen genauer als bei gebohrten Pfahlssystemen.

Zur weiteren Prüfung der Übereinstimmung statischer und dynamischer Probelastungsergebnisse von Fertigrammpfählen in nichtbindigen Böden werden in Abbildung 1 Erfahrungswerte aus insgesamt 8 Probelastungen aus den 80 und 90er Jahren des letzten Jahrhunderts gegenübergestellt. Die Probelastungen wurden am selben Pfahl ausgeführt, sodass eine direkte Vergleichbarkeit gegeben ist. Die Auswertung der dynamischen Probelastungen erfolgte nach dem erweiterten Verfahren mit vollständiger Modellbildung und die Bestimmung des Pfahlwiderstandes aus statischen Probelastungen erfolgte nach der alten Ramppfahlnorm DIN 4026.

Eine sehr gute Übereinstimmung gab es bei 3 Probelastungen, 2 der 8 Probelastungsergebnisse zeigen einen größeren Pfahlwiderstand bei der statischen Probelastung und bei 3 von 8 Probelastungsergebnissen ist der Pfahlwiderstand aus der dynamischen Probelastung größer als bei der statischen Probelastung. Bis auf einen einzigen Messwert lagen alle gemessenen Pfahlwiderstände innerhalb einer maximalen Abweichung von 20%.

Aufgrund der zwar geringen Anzahl eigener Erfahrungen und den Angaben in der Literatur ist eine gute Übereinstimmung der Pfahlwiderstände aus statischen und dynamischen Probelastungen zu erwarten. Bei Pfählen, die nacheinander nach beiden Methoden (statisch und dynamisch) getestet wurden, könnten gemessene Abweichungen auf verschiedene Standzeiten, Testreihenfolge oder sonstige Störungen zurückzuführen sein.

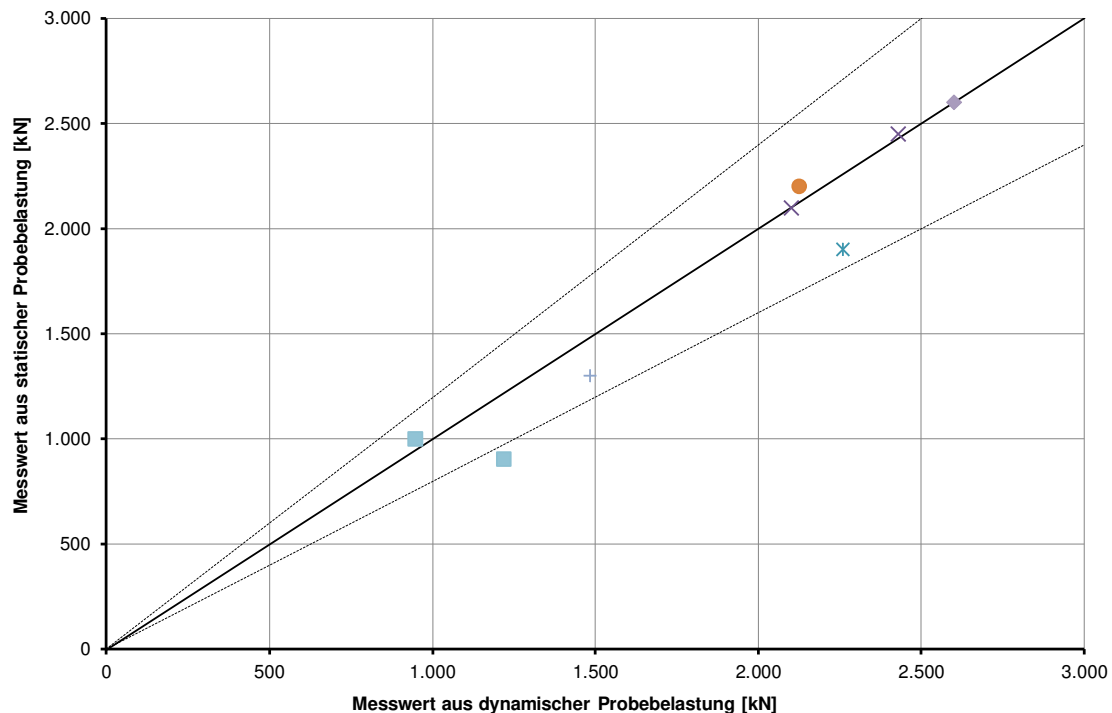


Abbildung 1: Vergleich statisch und dynamisch ermittelter Probelastungsergebnisse

Im Rahmen seiner Bachelorarbeit hat Martin (2015) insgesamt 71 Ergebnisse aus dynamischen Probelastungen, an Fertigrampfpfählen in Norddeutschland mit den Erfahrungswerten der EA Pfähle (2012) verglichen. Die dynamischen Probelastungsergebnisse wurden mittels dem erweiterten Verfahren ermittelt, so dass der Pfahlfußwiderstand und die Pfahlmantelreibungverteilung vorlagen. Mantelreibungsanteile aus Bodenschichten mit Spitzenwiderständen von $q_c < 7,5 \text{ MN/m}^2$ und solche aus bindigen Schichten wurde vom Pfahlwiderstand abgezogen.

Die Gegenüberstellung ist in Abbildung 2 dargestellt.

Als Ergebnis der Gegenüberstellung ergibt sich, dass bei 2 von 71 Messungen die gemessenen Widerstände höher sind als die rechnerischen Werte aus dem 10% Quantil. Bei einem Vergleich der 50% Quantilwerte sind 18 von 71 Messungen höher als die berechneten Pfahlwiderstände.

Die Ergebnisse bestätigen zunächst die Herangehensweise der EA Pfähle, da streuungsbedingt 10% der Pfahlwiderstände in situ unter den Erfahrungswerten nach EA Pfähle liegen dürfen und in den betrachteten Messungen nur rd. 3% Unterschreitungen vorliegen. Ab Pfahlwiderständen über 2.500 kN liegen sogar die Vergleichsergebnisse mit dem 50% Quantil bei nur 3 Unterschreitungen auf der sicheren Seite. Das könnte daran

liegen, dass die getesteten Pfähle zur Aktivierung der relativ hohen Widerstände in Böden mit Spitzendruckwerten von $q_c > 25 \text{ MN/m}^2$ gerammt wurden und die Werte gemäß EA Pfähle auf $q_c = 25 \text{ MN/m}^2$ begrenzt sind.

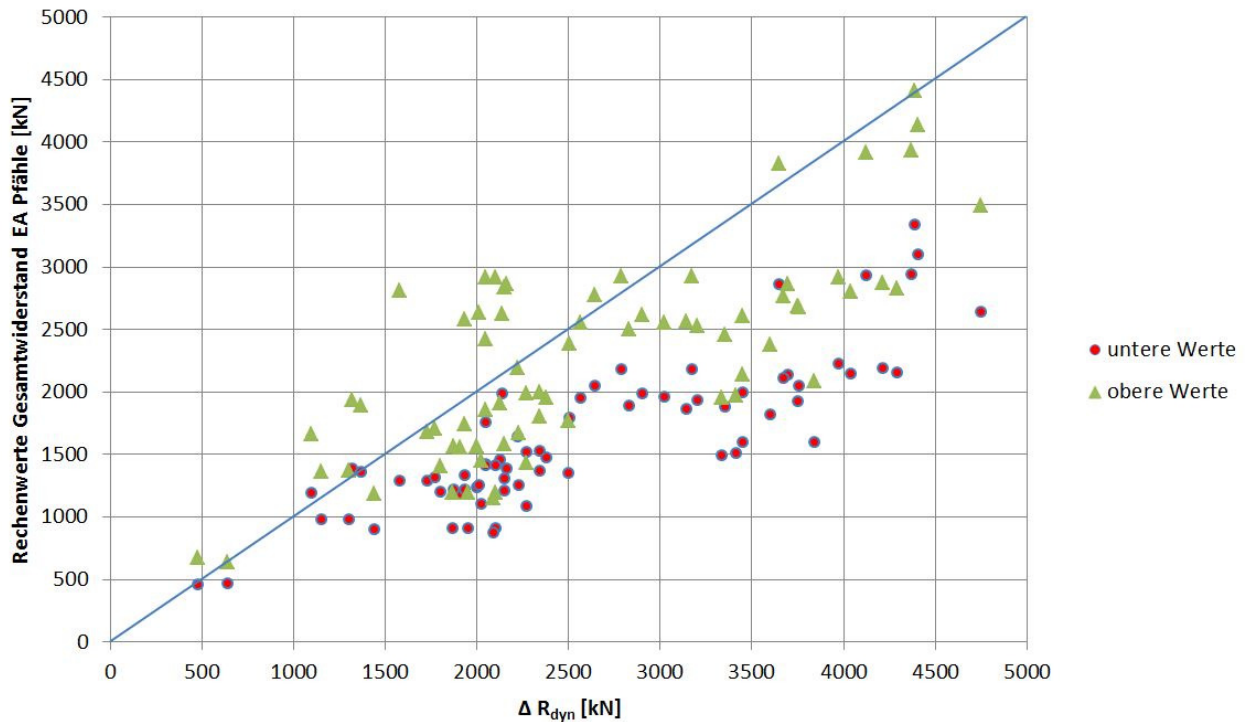


Abbildung 2: Nachrechnung mit Erfahrungswerten EA Pfähle aus Martin (2015)

Im Fazit gibt es nach diesen Ergebnissen bei der Anwendung der Erfahrungswerte gemäß EA Pfähle (2012) für nichtbindige Böden eine gute Übereinstimmung des rechnerischen und gemessenen Pfahlwiderstandes aus Probelastungen.

Berechnungen des axialen Pfahlwiderstandes mit Erfahrungswerten des 50% Quantils und Spitzendruckwerten von $q_c > 25 \text{ MN/m}^2$ liegen danach auf der sicheren Seite.

3 Bewertung des axialen Pfahlwiderstandes anhand von Probelastungsergebnissen

3.1 Probelastungen in Beckentonen und Geschiebemergel

Grundlage der vorliegenden Bewertung des Tragverhaltens sind Probelastungsergebnisse aus 3 statischen Probelastungen an denen im Nachhinein jeweils eine dynamische Probelastung ausgeführt wurde.

Der Baugrund ist durch zahlreiche Bohrungen sowie Drucksondierungen untersucht und bewertet worden. Demnach wurde die generelle Baugrundsichtung unterhalb von Auffüllungen und Weichschichten aus Torf und Mudde mit Geschiebelehmen und Geschiebemergel erkundet, wo lokal Beckentone eingelagert sind. Zur Tiefe stehen Sande und Kiese an.

An den Standorten der statischen Probelastungen wurden nahe der Pfahlachsen ebenfalls Bohrungen bis zu einer Tiefe von 30 m und Drucksondierungen bis zur maximalen Auslastung (ca. 25m) abgeteuft. Die Ergebnisse der Bohrungen sind Abbildung 3 zu entnehmen.

Am Standort der Probelastung P1 befindet sich unterhalb von Schotter und bindigen Auffüllungen zunächst eine 3,70m mächtige Torfschicht, die gemäß der Baugrundsprache überwiegend zersetzt und kalkfrei ist. Die undränierten Scherfestigkeiten des Torfes liegen zwischen 10 und 20 kN/m². Der Steifemodul ist zwischen 0,25 und 1,0 MN/m². Im Torf ist eine geringmächtige Torfmuddeschicht eingelagert. Unterhalb der Torfschicht setzt sich diese Torfmuddeschicht mit einer Dicke von 2,3 m fort. Die Mudde hat eine undränirierte Scherfestigkeit von 10 – 20 kN/m² und einen Steifemodul von 0,4 bis 0,8 MN/m².

Unterhalb dieser Torf und Muddeschichten folgt ein steifer Geschiebemergel mit undränierten Scherfestigkeiten von $c_u = 100$ kN/m² und Steifemoduli von 10 bis 30 MN/m². Unter dem Geschiebemergel steht ein Beckenton mit einer undränierten Scherfestigkeit von $c_u = 125$ kN/m². Nach einer 1,3 m Dicken Zwischenschicht aus Geschiebemergel folgen bis zur geplanten Pfahlfußtiefe Pleistozäne Sande und Kiese.

Am Standort der Probelastung P2 stellt sich die Schichtung weniger abwechslungsreich dar. Zunächst befindet sich unterhalb von Aufschüttungen und Mutterböden eine 2,90m

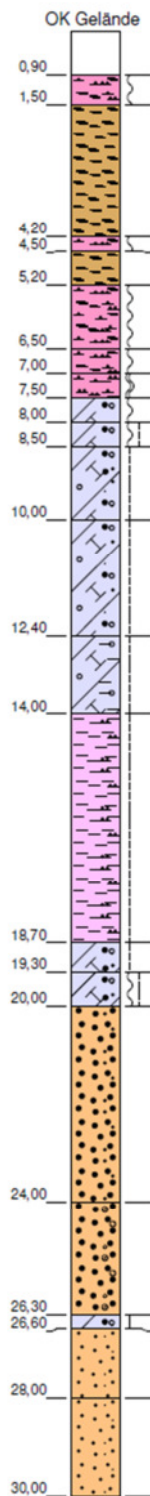
mächtige zersetzte schluffige Torfschicht mit undrännierten Scherfestigkeiten zwischen 10 und 20 kN/m² und Steifemodul zwischen 0,25 und 1,0 MN/m².

Unterhalb dieser Torfschicht folgt ein zunächst weicher und zur Tiefe steifer Geschiebemergel mit undrännierten Scherfestigkeiten von $c_u = 100$ kN/m² und Steifemoduli von 10 bis 30 MN/m². Die Geschiebemergelschicht hat eine Mächtigkeit von 14,2 m. Zur Tiefe folgen bis zur Endtiefe der Bohrung Pleistozäne Sande und Kiese.

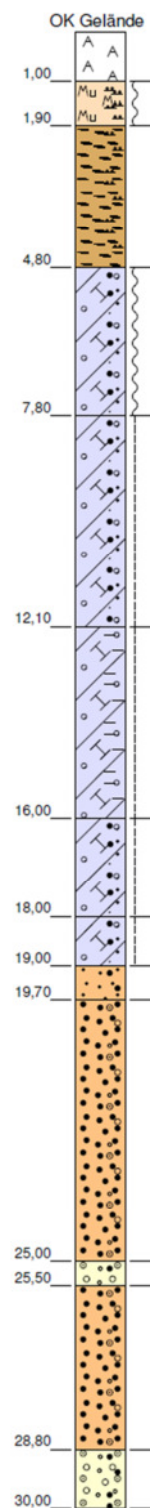
Am Standort der Probelastung P3 befindet sich unterhalb einer Auffüllung ein 2,50m mächtiger weicher Geschiebelehm. Die undrännierte Scherfestigkeit des Geschiebelehms ist mit $c_u = 30$ kN/m² angegeben. Der Steifemodul ist zwischen 4,0 und 8,0 MN/m². Unterhalb der Geschiebelehmschicht folgt eine weich bis steife Geschiebemergelschicht mit einer Dicke von 3,7m. Unterhalb dieser Geschiebemergelschicht befindet sich ein steifer Beckenton. Gemäß der Baugrunduntersuchung hat der Beckenton eine undrännierte Scherfestigkeiten von $c_u = 125$ kN/m² und Steifemoduli von 10 bis 20 MN/m².

Unter dem Beckenton mit einer Dicke von 3,6 m steht ein folgen bis zur geplanten Pfahlfußtiefe Pleistozäne Sande und Kiese. Ab einer Tiefe von 23,5 m unter dem Ansatzpunkt der Bohrung ist noch eine Geschiebemergelschicht mit einer steifen und zum Teil halbfesten Konsistenz und einer Dicke von 3,6 m eingelagert.

Probepfahl P1



Probepfahl P2



Probepfahl P3

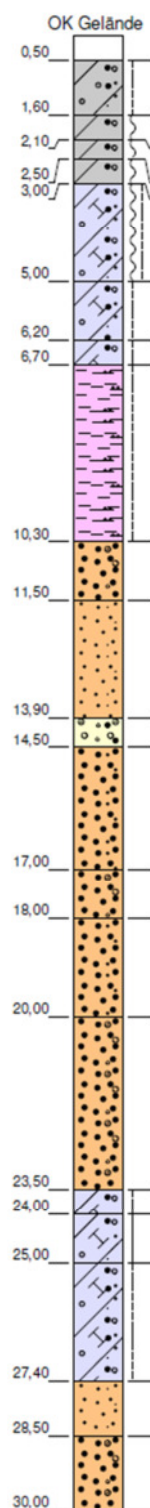


Abbildung 3: Baugrundaufschlüsse an den 3 Standorten der Probelastungen

Die mittels Drucksondierungen gemessenen Spitzenwiderstände der Drucksondierungen sind in Abbildung 4 dargestellt. Die Sondierungen CPT 1 und 2 sind relativ ähnlich und zeigen bis ca. 18m unter Ansatzpunkt Spitzenwiderstände von $q_c \leq 3 \text{ MN/m}^2$. In CPT 1 ist zwischen 18 und 21m zunächst noch ein Geschiebemergel mit Sandeinlagerungen, der ab ca. 21m durch sehr dicht gelagerte Sande unterlagert wird. In CPT 2 ist der Übergang zu sehr dicht gelagerten Sanden deutlicher. Bei CPT 3 wurden ab ca. 10m unter GOK sehr dicht gelagerte Sande mit Spitzendruckwerten von $q_c \geq 40 \text{ MN/m}^2$ gemessen.

An den jeweiligen Ansatzpunkten wurden Pfähle mit einem Querschnitt von 45 cm x 45 cm nach Vorgaben des Sachverständigen für Geotechnik eingebaut. Die Absetztiefen bei CPT 1+2 lagen bei etwa 25 m unter GOK und die bei CPT 3 bei etwa 21m unter GOK. Die Pfähle hatten demnach eine Einbindung in die Sande von 4m (CPT 2), 7m (CPT1) und ca. 10m (CPT 3).

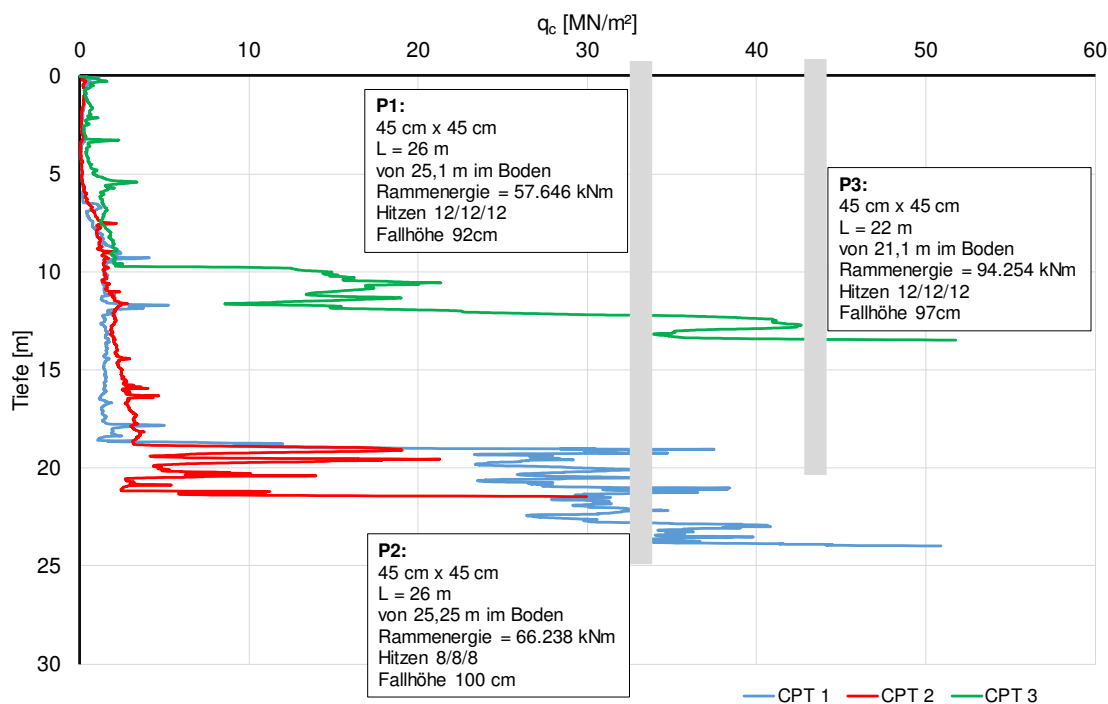


Abbildung 4: Zusammenstellung der Drucksondierungen und der Pfahleinbaubedingungen

Die Ergebnisse der 3 statischen Probelastungen sind in Abbildung 5 zusammengefasst. Die geplante Prüflast betrug 4.000 kN, nach Erreichen dieser Prüflast wurden die Pfähle entlastet und die statische Probelastung beendet. Innerhalb der vorgesehene Belastungsstufen wurde weder die Grenztragfähigkeit noch die Grenzsetzung erreicht.

Zur Ermittlung der Grenzlast wurden nach der statischen Probelastung an jeden der Pfähle eine dynamische Probelastung ausgeführt und Pfahlwiderstände von 5.800 kN (P1), 5.440 kN (P2) und 5.540 kN (P3) erreicht. Diese Ergebnisse decken sich ungefähr mit den rechnerischen Werten aus dem 50% Quantil. Bei Pfahl P1 liegt der gemessene Pfahlwiderstand rd. 13% sowie bei P2 rd. 3% über und bei P3 rd. 2,5 % unterhalb des rechnerischen Pfahlwiderstandes.

Das Verhältnis von Fuß- zu Mantelreibungswiderständen beträgt bei den Pfählen P1 und P3 etwa 40% zu 60%, wobei der Beiwert für den Fußwiderstand $q_{b,m}$ dieser beiden Pfähle mit einem Wert von 11.700 kN/m² im Bereich des 50% Quantils liegt. Der Fußwiderstand von Pfahl P3 beträgt nur etwa 24 % vom Gesamtwiderstand, so dass der Beiwert für den Fußwiderstand $q_{b,m} = 6.667$ kN/m² sehr gering ist und unter dem 10% Quantil liegt.

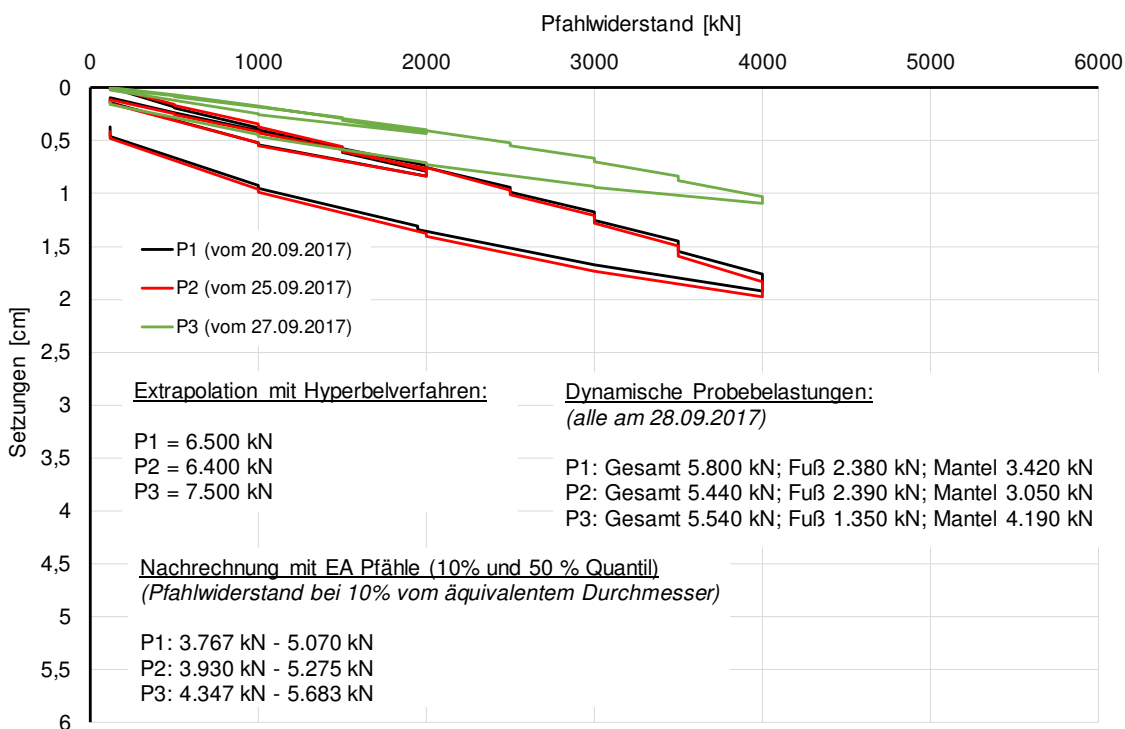


Abbildung 5: Ergebnisse der Probelastung sowie der Nachrechnung

Die Pfahlwiderstände aus den statischen Probelastungen wurden mit Hilfe des Hyperbelverfahrens extrapoliert und lagen zwischen 6.400 kN und 7.500 kN, also sogar deutlich über den Pfahlwiderständen aus den dynamischen Probelastungen.

In den Abbildungen 6, 7 und 8 sind die gemessenen Mantelreibungsverteilungen der 3 Probepfähle gemäß der Auswertung der dynamischen Probelastung mit dem erweiterten Verfahren dargestellt. In den Sanden ergaben sich Beiwerte für die Mantelreibung von $q_{s,m} = 175 \text{ kN/m}^2$ bis $q_{s,m} = 199 \text{ kN/m}^2$. Im Beckenton lagen die Beiwerte für die Mantelreibung bei $q_{s,m} = 56 \text{ kN/m}^2$ und $q_{s,m} = 83 \text{ kN/m}^2$. Für den Geschiebemergel ergaben sich wiederum Werte für die Mantelreibung von $q_{s,m} = 44 \text{ kN/m}^2$ bis $q_{s,m} = 50 \text{ kN/m}^2$.

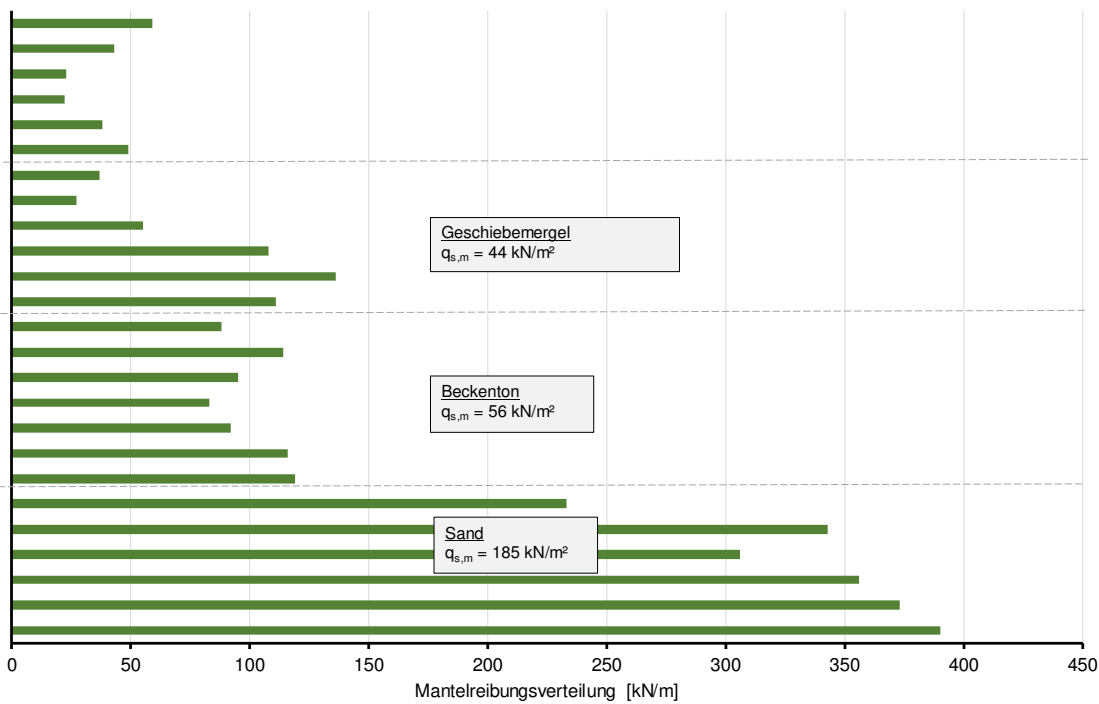


Abbildung 6: Verteilung der gemessenen Mantelreibung Pfahl P1

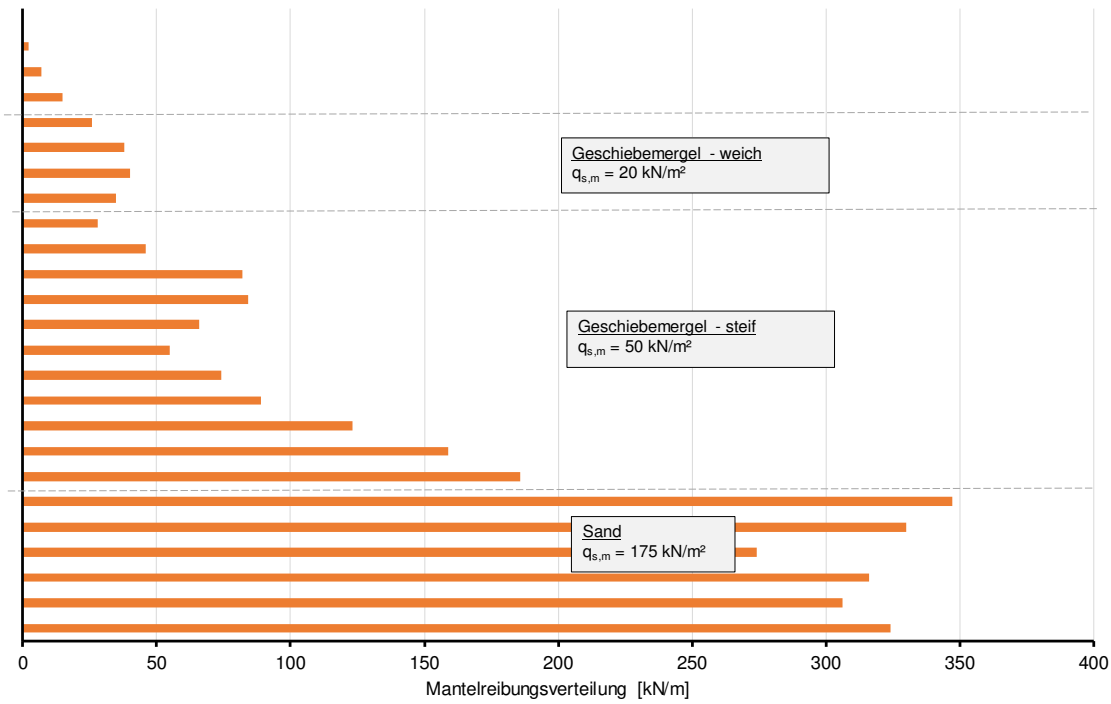


Abbildung 7: Verteilung der gemessenen Mantelreibung Pfahl P2

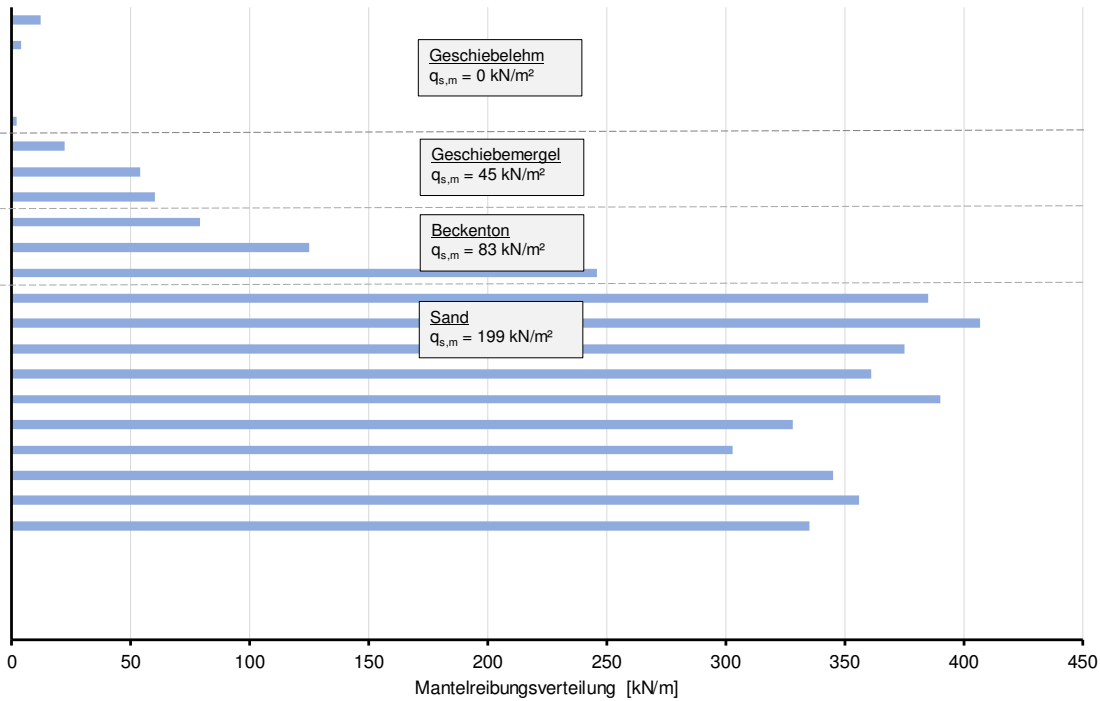


Abbildung 8: Verteilung der gemessenen Mantelreibung Pfahl P3

3.2 Probelastungen in schluffigen Böden

Im Rahmen eines Infrastrukturbauvorhabens in Norddeutschland wurden 4 Testfelder eingerichtet, wo statische Druck- und Zugprobelastungen sowie dynamische Probelastungen zur Ausführung kamen. Die Probelastungen wurden jeweils an separaten Pfählen durchgeführt. Damit die Streuungen aus dem Baugrund möglichst gering, aber die Beeinflussung der Pfähle nach Möglichkeit ausgeschlossen sein sollten, wurden die Pfähle je in einer Reihe mit einem Abstand von ca. 2,0m zueinander eingerammt.

Bei den Testpfählen handelte es sich um 2 Pfähle mit einem Querschnitt von 30 cm x 30 cm (Testfeld 1+2) sowie um einen Querschnitt 35 cm x 35 cm (Testfeld 3+4).

Der Baugrund in den 4 Testfeldern stellte sich als relativ heterogen dar. Unter Torf und Muddeschichten standen wechselhaft sandige Schluffe oder schluffige Sande an. Exemplarisch ist das erkundete Baugrundprofil am Testfeld 3 in Abbildung 9 dargestellt.

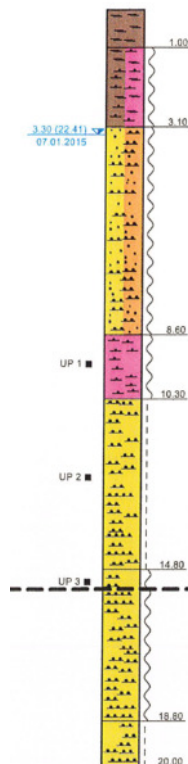


Abbildung 9: Exemplarisches Baugrundprofil am Standort Testfeld 3

Die mittels Drucksondierungen gemessenen Spitzenwiderstände der Drucksondierungen bei den jeweiligen Testfeldern sind in Abbildung 10 dargestellt.

Die Drucksondierung am Standort Testfeld 1 zeigt bis ca. 12 m unter Ansatzpunkt nur geringe Spitzendruckwiderstände von $q_c < 2 \text{ MN/m}^2$. Hier standen Weichschichten aus Torf an. Darunter folgten sandige Schluffe und schluffige Sande im Wechsel, was durch die relativ stark zwischen $2 \text{ MN/m}^2 < q_c < 5 \text{ MN/m}^2$ schwankenden Spitzendruckwerte wieder spiegelt. Ab einer Tiefe von 20 m unter Ansatzpunkt lagen die Spitzendruckwerte bei $q_c > 10 \text{ MN/m}^2$. Am Testfeld 2 lagen die Spitzenwiderstände bis 10 m unter Ansatzpunkt bei nahezu null. Ab 10 m stieg der Spitzendruck auf einen Wert vom im Mittel $q_c = 12,5 \text{ MN/m}^2$. Bei der Bodenschicht in dieser Tiefe handelte es sich um Sand. In einer Tiefe von 17 m bis 20 m war eine Schluffschicht zwischengelagert, wo die Spitzendrücke auf 5 MN/m^2 zurückgingen.

Die Drucksondierung am Testfeld 3 spiegelt die Bodenschichtung, wie in Abbildung 9 exemplarisch dargestellt wieder. Unterhalb der Torfschicht stand zunächst ein Schluff-Sand Gemisch, das von einer Mudde unterbrochen wurde und zur Tiefe als schwach feinsandiger toniger Schluff erschien.

Beim Testfeld 4 standen unterhalb einer Torfschicht bis ca. 4m überwiegend locker bis mitteldicht gelagerte Sande in einer Schichtmächtigkeit von ca. 10 m an. Die Spitzendruckwerte lagen hier zwischen $q_c = 5$ bis $7,5 \text{ MN/m}^2$. Darunter folgten bis zur geplanten Pfahlabsetztiefe sandige Schluffe.

Die unterschiedlichen Baugrundsichtungen spiegeln sich auch im Rammergebnis der Pfähle wieder. Die Pfähle (30 cm x 30) im Testfeld 1 wurden mit Längen von rd. 16m im Boden eingebracht und ohne nennenswerten Rammwiderstand (Fallhöhe 10, Hitzen > 10) abgestellt (vgl. Abbildung 10). Die Pfähle im Testfeld 2 (30 cm x 30 cm) hatten eine Länge von 19m und wurden mit Rammenergien von etwa 15.000 bis 24.000 kNm abgestellt.

Die Pfähle im Testfeld 3 (35 cm x 35 cm) wurden mit einer Länge von rd. 17 m gerammt. Die Rammergebnisse der 3 Pfähle auf Testfeld 3 wichen stark voneinander ab (siehe Abbildung 10). Die Pfähle auf dem Testfeld 4 (ebenfalls 35 cm x 35 cm) wurden mit einer Länge von 13m eingerammt. Der Rammwiderstand stellte sich ähnlich dar.

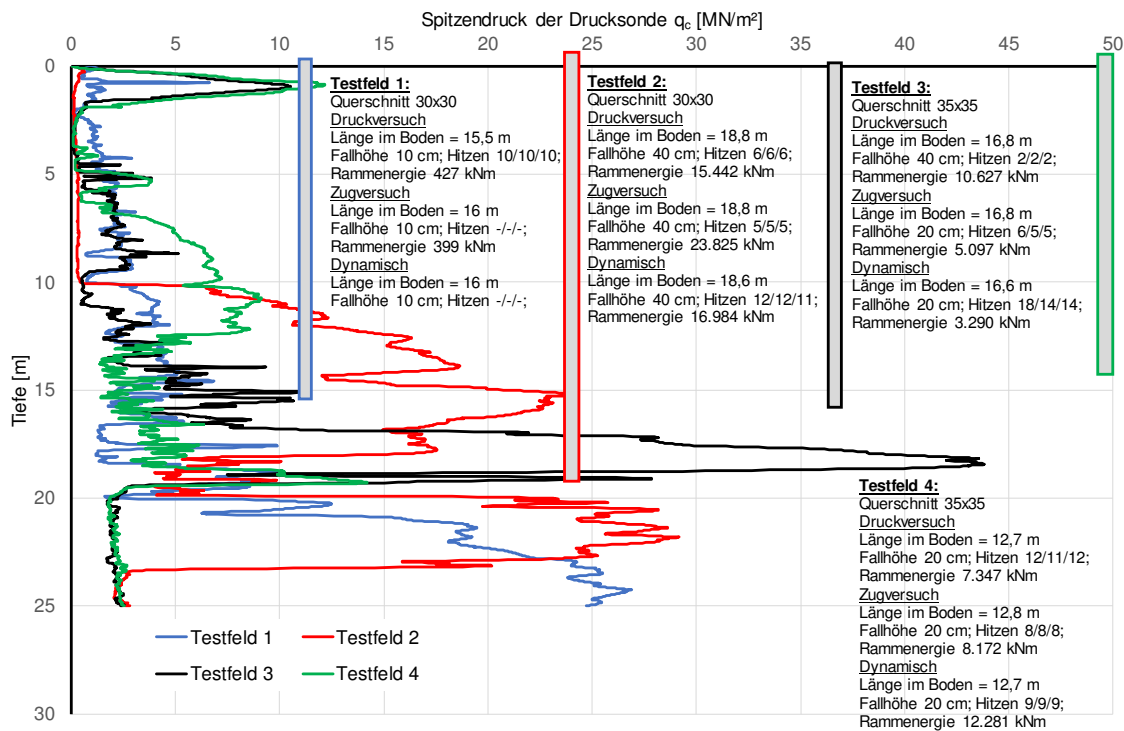


Abbildung 10: Zusammenstellung der Drucksondierungen und Einbaubedingungen

Die Ergebnisse der 4 statischen Druckprobelastungen sind in Abbildung 11 zusammengefasst.

Außer beim Pfahl auf dem Testfeld 2 war eine rechnerische Bestimmung des Pfahlwiderstandes nicht möglich, dass die Spitzendruckwerte $q_c < 7,5 \text{ MN/m}^2$ und die undrainierten Scherfestigkeiten $c_u < 60 \text{ kN/m}^2$ sind. Das heißt, die Pfähle standen in nicht tragfähigen Baugrund.

Der rechnerische Pfahlwiderstand beim Pfahl im Testfeld 2 lag zwischen 1.110 kN und 1.540 kN, wobei für den Fußwiderstand ein Spitzendruckwert von $q_c = 7,5 \text{ MN/m}^2$ angesetzt wurde.

Die Probelastungen auf dem Testfeld 2 +3 wurden bei 1.200 kN und 1.350 kN abgebrochen die Pfähle entlastet und die statische Probelastung beendet. Innerhalb der vorgesehene Belastungsstufen wurde weder die Grenztragfähigkeit noch die Grenzsetzung erreicht. Die Extrapolation mit dem Hyperbelverfahren ergab auf dem Testfeld 2 einen Pfahlwiderstand von 1.914 kN und Testfeld 3 einen Pfahlwiderstand von 2.135 kN. Beim Pfahl auf dem Testfeld 1 wurde ein Pfahlwiderstand von 550 kN und auf dem Testfeld 4 ein Pfahlwiderstand von 1.100 kN erreicht.

An den Pfählen, an denen dynamische Probelastungen ausgeführt wurden, ergaben sich Pfahlwiderstände von 550 kN (Testfeld 1), 2.250 kN (Testfeld 2), 2.450 kN (Testfeld 3) und 1.200 kN (Testfeld 4).

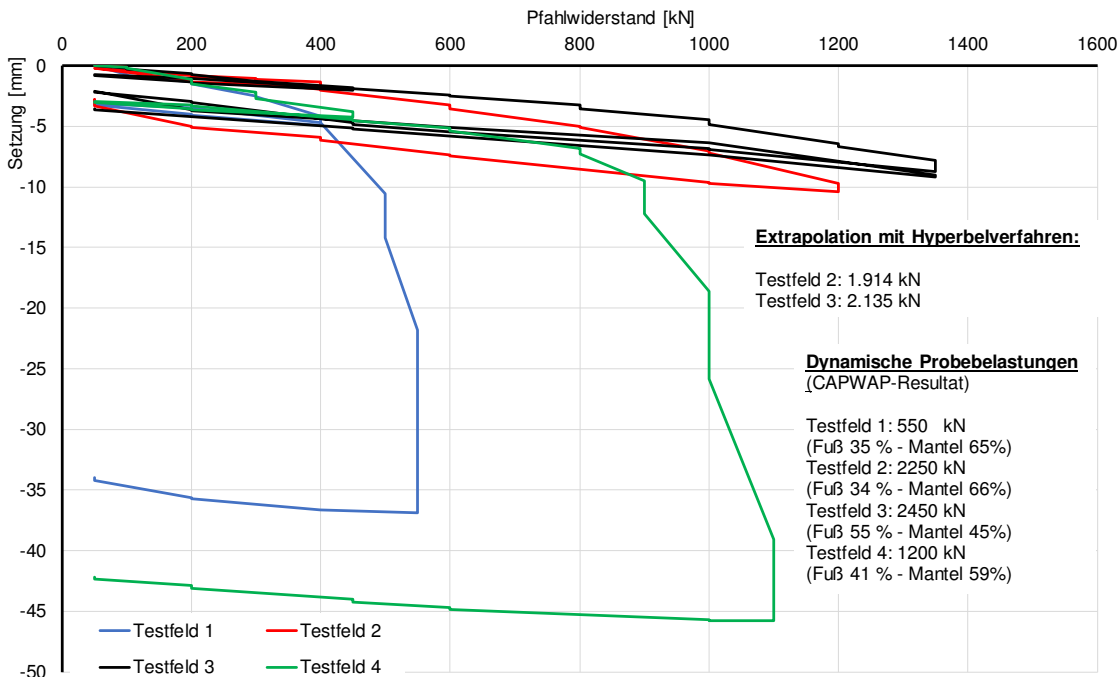


Abbildung 11: Widerstand-Setzungslinie der Druckversuche

Die Ergebnisse der 4 statischen Druckprobelastungen sind in Abbildung 12 zusammengefasst. Der maximale Zugwiderstand wurde bei allen Pfählen erreicht. Bei den Pfählen wurde auf dem Testfeld 1 ein Pfahlwiderstand von 400 kN, auf dem Testfeld 2 ein Pfahlwiderstand von 500 kN, auf dem Testfeld 3 ein Pfahlwiderstand von 1.018 kN und auf dem Testfeld 4 ein Pfahlwiderstand von 565 kN erreicht.

An den Pfählen, an denen eine dynamische Probelastung ausgeführt wurde, wurden Pfahlmantelreibungswiderstände von 360 kN (Testfeld 1), 1.480 kN (Testfeld 2), 1.090 kN (Testfeld 3) und 710 kN (Testfeld 4) erreicht.

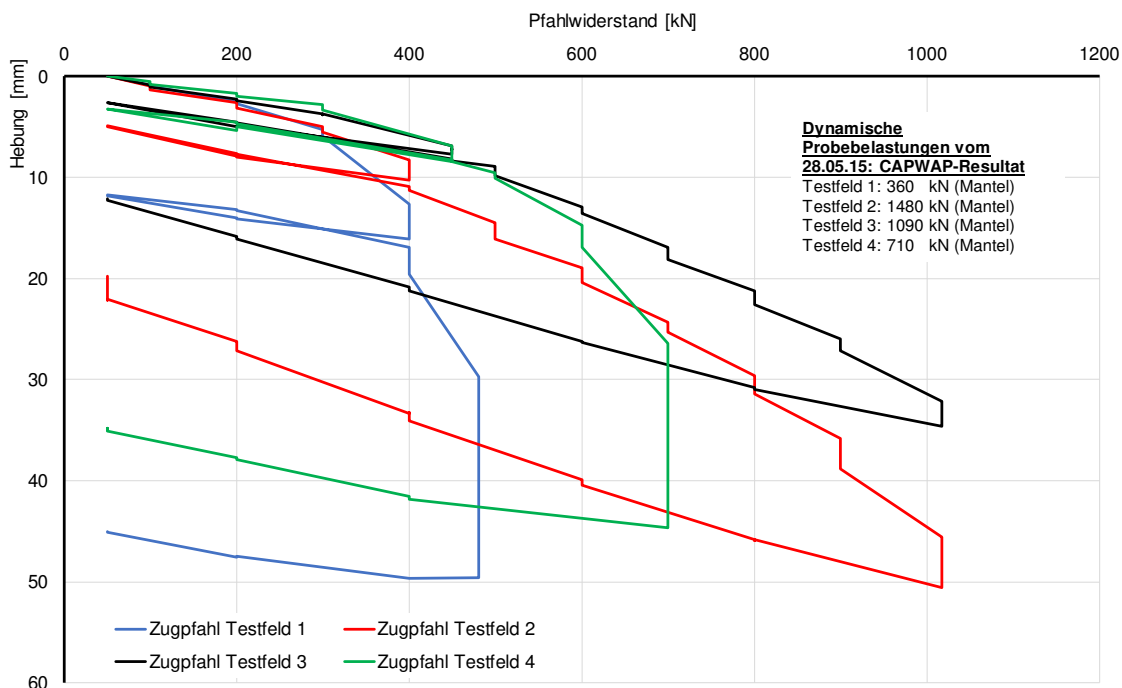


Abbildung 12: Widerstand-Setzungslinie der Zugversuche

4 Zusammenfassung

Im vorliegenden Beitrag wurden sowohl statische als auch dynamische Probelastungsergebnisse ausgewertet und mit, nach den Erfahrungswerten gemäß EA Pfähle (2012) berechneten Pfahlwiderständen, verglichen. Auch ein Vergleich statisch und dynamisch gewonnener Probelastungsergebnisse an gleichen Pfählen zeigte eine gute Übereinstimmung der Probelastungsergebnisse (Abweichungen bis rd. 20%), wobei es hier Unterschiede je nach Auswertungsmethode und Pfahlsystem geben kann. Unschärfen in der Auswertung sind bei keiner Methode auszuschließen.

Folgende neue Erkenntnisse könnten aus den vorliegenden Ergebnissen gewonnen werden:

Nichtbindige Böden:

Vergleich zwischen dynamischen Probelastungsergebnissen und Erfahrungswerten gemäß EA Pfähle (2012):

- 10%-Quantil liegt deutlich auf der sicheren Seite (rd. 3% Überschreitung)
- 50%-Quantil ergibt 25% Überschreitung, aber nur rd. 3% Überschreitung bei Pfahlwiderständen von ≥ 2.500 kN

Die Messwerte bei höheren Pfahlwiderständen liegen auf der sicheren Seite, da der Anwendungsbereich der Rechenwerte (EA Pfähle, Tab. 5.1) auf Spitzendruckwerte von $q_c \geq 25$ MN/m² begrenzt ist.

Aufgrund modernster Geräteausrüstung, verbesserter Rammtechnologien, höherer Materialqualität der Stahlbetonpfähle sowie der Möglichkeit rambbegleitender Pfahlprüfungen können aktuell größere Einbindungen, auch in sehr dicht gelagerten, nicht bindigen Bodenschichten erzielt werden, so dass das 50%-Quantil bei höheren Pfahlwiderständen ebenfalls auf der sicheren Seite liegt.

Gemischtkörnige Böden

Es wurden projektbezogene Probelastungsergebnisse aus zwei Bauvorhaben dargestellt aus denen folgende neue Erkenntnisse gewonnen werden können:

- Steiferes Tragverhalten als erwartet (sehr geringe bezogene Setzungen)
- Hilfskriterium der Grenzsetzung $s_g = 0,1 \times D_{eq}$ wurde zum Teil nicht erreicht
- die Extrapolation mit Hyperbelverfahren überschätzt den rechnerischen Widerstand aus 50%-Quantil
- Dynamische Probelastungsergebnisse liegen in Größenordnung der 50%-Quantilwerte

Insgesamt liegen die rechnerischen Pfahlwiderstände für Fertigrammpfähle aus Stahlbeton aus der EA Pfähle (2012) bautechnisch auf der sicheren Seite, unter bestimmten Randbedingungen gibt es allerdings noch Potential für eine wirtschaftlichere Pfahlbemessung. Zur weiteren Verifizierung des Tragverhaltens gemischtkörniger Böden müssen allerdings noch weitere Probelastungsergebnisse bewertet werden.

Literatur

EA Pfähle (2012) Empfehlungen des Arbeitskreises für „Pfähle“, 2. Auflage, Herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V.

Fellenius B.H. (2001) What capacity value to choose from results of a static load test, Deep Foundation Institute, Fulcrum pp. 19-22

Kempfert, H.-G. / Becker, P. (2007) Grundlagen und Ergebnisse der Ableitung von axialen Pfahlwiderständen aus Erfahrungswerten für die EA-Pfähle, Bautechnik 84, S. 441-449

Likins, G. E., Rausche, F., August (2004) Correlation of CAPWAP with Static Load Tests Proceedings of the Seventh International Conference on the Application of Stresswave Theory to Piles 2004: Petaling Jaya, Selangor, Malaysia; 153-165. Keynote Lecture

Martin B. (2015) Beitrag zur Bewertung des axialen Pfahlwiderstandes von Fertigrammpfählen in nicht bindigen Böden anhand von Rammberichten, Bachelorarbeit, Hochschule 21 (nicht veröffentlicht)

Stahlmann J., Kirsch F., Schallert M., Klingmüller, O. Elmer, K.-H. (2004) Pfahltests-modern dynamisch und / oder konservativ statisch?, 4. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, Seite 23 ff

Autoren

Dr.-Ing. Lars Vavrina

vavrina@aarsleff-grundbau.de

Dipl.-Ing. Peter Wardinghus MBA

wardinghus@aarsleff-grundbau.de

Aarsleff Grundbau GmbH
Friedrich-Ebert Damm 111
22047 Hamburg

www.aarsleff-grundbau.de
Tel.: 040 - 696720