



Untersuchungen zum Tragverhalten von geramnten Verdrängungspfählen im überkonsolidierten Ton

Dr.-Ing. Oliver Reul, Dr.-Ing. Peter Ripper

CDM Consult GmbH, Alsbach

Dipl.-Ing. Peter Wardinghus

Centrum Pfähle GmbH, Hamburg

David White, PhD

University of Cambridge, UK

1 Einleitung

Bei der Installation von geramnten Verdrängungspfählen kommt es zu signifikanten Veränderungen der Bodeneigenschaften im Umkreis des Pfahlmantels und des Pfahlfußes. Durch die radiale Verdrängung des Bodens und der daraus resultierenden Verspannung können höhere Tragfähigkeiten erzielt werden als bei Bohrpfählen mit vergleichbaren Abmessungen. Das Tragverhalten von geramnten Verdrängungspfählen in bindigen Böden ist darüber hinaus durch die zeitabhängigen Effekte während des Abbaus der aus dem Rammvorgang resultierenden Porenwasserüberdrücke geprägt. Konsolidierungsvorgänge sind insbesondere im Zusammenhang mit dem sog. „Festwachsen“ (Set-up) der Pfähle, d.h. der Zunahme des Pfahlwiderstandes mit der Zeit, von Bedeutung.

Für die Abschätzung der Pfahltragfähigkeit steht eine Vielzahl von empirischen und erdstatischen Verfahren zur Verfügung. Unter Berücksichtigung der komplexen Wechselwirkungen zwischen Baugrundeigenschaften, Rammarbeit und der herstellungsbedingten Veränderungen des Spannungs- und Verformungszustandes im Boden stellen Pfahlprobelastungen jedoch die zuverlässigste Methode zur Prognose der Tragfähigkeit von geramnten Verdrängungspfählen dar.

Im Rahmen dieses Beitrages werden Ergebnisse von statischen und dynamischen Pfahlprobelastungen an geramnten Stahlbeton-Fertigteil-Pfählen in den überkonsolidierten

Tonen des Rhein-Main-Gebietes sowie im London Clay präsentiert und im Hinblick auf das langfristige Tragverhalten der Pfähle bewertet.

2 Belastungsphasen von gerammten Verdrängungspfählen im Ton

Der Pfahlwiderstand von gerammten Verdrängungspfählen im Ton ist von dem Ausgangszustand im Boden und den komplexen Veränderungen, die während der verschiedenen, in Bild 1 schematisch dargestellten Belastungsphasen, d.h. Installation, Konsolidierungsphase und Lastaufbringung stattfinden, abhängig. Eine ausführliche Erörterung dieser Belastungsphasen geben Gourvenec et al. (2004).

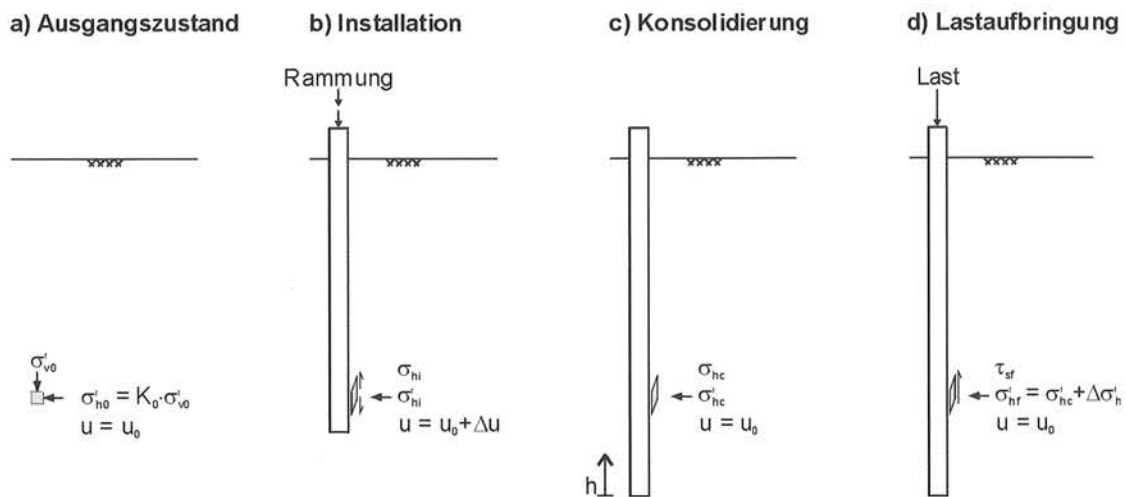


Bild 1 Schematische Darstellung der einzelnen Belastungsphasen eines gerammten Verdrängungspfahles

Installation

Während der Installation erfährt der Boden insbesondere im Bereich des Pfahlfußes große Schubverformungen. Die Horizontalspannungen erhöhen sich gegenüber dem Ausgangszustand, da der Boden von dem eindringenden Pfahl seitlich verdrängt wird.

Die Porenwasserdrücke verändern sich zum einen wegen der Zunahme der totalen Spannungen und zum anderen wegen der undrainierten Schervorgänge. Die Zunahme der totalen Spannungen im Boden ruft Porenwasserüberdrücke hervor, während das Abscheren aufgrund des dilatanten Materialverhaltens von überkonsolidierten, steifen Tonen zu einer Reduktion der Porenwasser(über)drücke führt.

Durch die zyklische Schubbeanspruchung während der Installation kommt es mit dem weiteren Eindringen des Pfahls zu einer Reduktion der auf den Pfahlschaft einwirkenden Horizontalspannungen. D.h. für eine konstante Tiefenlage nehmen die Horizontalspannungen mit größer werdendem Abstand zu dem in den Boden eindringenden Pfahlfuß ab.

Dieser, im Englischen als „friction fatigue“ bezeichnete, Vorgang ist sowohl bei Verdrängungspfählen im Ton (Lehane et al. 1994) als auch im Sand (White & Lehane 2004) zu beobachten. Auf der Grundlage von Pfahlversuchen an eingepressten und geramten Pfählen im überkonsolidierten London Clay präsentieren Bond & Jardine (1991) eine detaillierte Studie über die Vorgänge während der Installation von Verdrängungspfählen.

Konsolidierung

Nach dem Installationsvorgang sind Porenwasserüber- bzw. unterdrücke um den Pfahl herum vorhanden. In der Nähe des Pfahlschaftes entstehen bei überkonsolidierten Tonen aufgrund des dilatanten Abscherens Porenwasserunterdrücke. In größerer Entfernung vom Pfahlschaft treten hingegen Porenwasserüberdrücke in der Größe der Zuwachses der totalen Spannungen auf. Während der Konsolidierung werden die Porenwasserüber- bzw. unterdrücke abgebaut und es kommt zu einem Anstieg der effektiven Spannungen, der in weichen Tonen jedoch wesentlich ausgeprägter ist, als in steifen, überkonsolidierten Tonen. Die Erhöhung der auf den Pfahlschaft wirkenden effektiven Spannungen ist eine der Ursachen für die als Festwachsen (Set-up) bezeichnete Erhöhung der Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen mit der Zeit (vgl. Abschnitt 5).

Die Dauer der Konsolidierung bis zum vollständigen Abbau der Porenwasserüberdrücke ist zum einen von den Materialeigenschaften des Bodens und zum anderen von dem durch den Pfahl verdrängten Bodenvolumen abhängig. Auf der Grundlage von Untersuchungen, bei der das Eindringen des Pfahles als Hohlräumaufweitung modelliert wird (Randolph et al. 1979), stellt Randolph (2003b) den zeitlichen Verlauf der Porenwasserüberdrücke als Funktion des horizontalen Konsolidierungsbeiwertes und des Pfahldurchmessers dar.

Lastaufbringung

Im Zuge der Lastaufbringung werden Schubspannungen am Pfahlschaft mobilisiert. Bond und Jardine (1995) weisen im Rahmen der Pfahlversuche im überkonsolidierten London Clay nach, dass für die Kontaktfläche zwischen Boden und Pfahl Coulomb'sche Reibung angesetzt werden kann, d.h. die Schubspannung im Bruchzustand τ_{sf} ist von der effektiven Horizontalspannung im Bruchzustand σ'_{hf} und dem Reibungswinkel zwischen Pfahl und Boden δ abhängig:

$$\tau_{sf} = \tan \delta \cdot \sigma'_{hf} \quad (1)$$

Im Vergleich zu dem Zustand nach Ende der Konsolidierung kommt es im Zuge der Lastaufbringung gemäß Bond und Jardine (1995) zu einer Abnahme der effektiven Horizontalspannung, d.h. $\sigma'_{hf} < \sigma'_{hc}$.

3 Ermittlung des Pfahlwiderstandes mit empirischen Verfahren

Die Ermittlung des Pfahlwiderstandes unter Berücksichtigung des maßgeblichen Spannungszustandes im Boden gemäß Gleichung (1) stellt im Rahmen eines normalen Gründungsentwurfs oftmals einen unverhältnismäßig hohen Aufwand dar. Zur Abschätzung der axialen Pfahltragfähigkeit von vorgefertigten Verdrängungspfählen werden daher in der Regel empirische oder erdstatische Verfahren eingesetzt. Generell kann dabei zwischen so genannten „ α -Verfahren“, die die Pfahltragfähigkeit aus der undrainierten Scherfestigkeit des Bodens c_u ableiten, und „ β -Verfahren“, die Korrelationen zwischen der Pfahltragfähigkeit und der effektiven Vertikalspannung im Ausgangszustand des Bodens σ'_{v0} berücksichtigen. Eine umfassende Zusammenstellung und Bewertung einer Vielzahl dieser Verfahren gibt bspw. Witzel (2004).

Beispielhaft wird nachfolgend das empirische API-Verfahren (American Petroleum Institute 1993) vorgestellt. In dem API-Ansatz für tonige Böden werden die Pfahlmantelreibung $q_{sl,k}$ und der Pfahlspitzendruck $q_{bl,k}$ im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit der undrainierten Scherfestigkeit des Bodens c_u korreliert:

$$q_{sl,k} = \alpha \cdot c_u \quad (2)$$

$$q_{bl,k} = N_c \cdot c_u \quad (3)$$

mit

α = Adhäsionsfaktor

$N_c = 9$ = Tragfähigkeitsbeiwert nach Skempton (1959)

Aus den von Bond und Jardine (1995) dokumentierten Pfahlversuchen im London Clay lassen sich allerdings sogar Tragfähigkeitsbeiwerte für den Pfahlfußwiderstand von $N_c = 14$ bis $N_c = 22$ ableiten. Die API-Korrelation für den Adhäsionsfaktor α basiert auf den Untersuchungen von Randolph & Murphy (1985). Es gilt:

$$\alpha = 0,5 \cdot \left(\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} \right)^{-0,5} \quad \text{für } c_u \leq \sigma'_{v0}$$
$$\alpha = 0,5 \cdot \left(\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} \right)^{-0,25} \quad \text{für } c_u > \sigma'_{v0} \quad (4)$$

mit

σ'_{v0} = effektive Vertikalspannung im Ausgangszustand

In überkonsolidierten, steifen Tonen liegt der Adhäsionsfaktor üblicherweise zwischen $\alpha = 0,4$ und $\alpha = 0,6$, in normalkonsolidierten, weichen Tonen zwischen $\alpha = 0,8$ und $\alpha = 1,0$.

In rolligen Böden wird der Pfahlspitzendruck $q_{bl,k}$ und die Pfahlmantelreibung $q_{sl,k}$ gemäß API-Verfahren wie folgt ermittelt:

$$q_{sl,k} = \tan \delta \cdot \sigma'_{v0} \leq q_{s,lim} \quad (5)$$

$$q_{bl,k} = N_q \cdot \sigma'_{v0} \leq q_{b,lim} \quad (6)$$

mit

δ = Reibungswinkel zwischen Pfahl und Boden

$q_{s,lim}$ = Grenzwert für die Pfahlmantelreibung

N_q = Tragfähigkeitsbeiwert

$q_{b,lim}$ = Grenzwert für den Pfahlspitzendruck

Die API-Empfehlungen für die einzelnen Parameter sind in Tabelle 1 zusammengestellt.

Bodenkategorie	Bodendichte	Bodenart	δ [°]	$q_{s,lim}$ [MN/m ²]	N_q [-]	$q_{b,lim}$ [MN/m ²]
1	sehr locker locker mittel	Sand Sand-Schluff Schluff	15	0,050	8	1,9
2	locker mittel dicht	Sand Sand-Schluff Schluff	20	0,075	12	2,9
3	mittel dicht	Sand Sand-Schluff	25	0,085	20	4,8
4	dicht sehr dicht	Sand Sand-Schluff	30	0,100	40	9,6
5	dicht sehr dicht	Kies Sand	35	0,115	50	12

Tabelle 1 API-Empfehlungen für Pfahltragfähigkeiten in rolligen Böden

4 Fallbeispiele - Pfahlprobelastungen im überkonsolidierten tertiären Ton

4.1 Ridham Dock, Kent (UK)

Die Produktionsanlage von Tunnel-Tübbing in Ridham Dock, Kent (UK), wurde auf 537 Stahlbeton-Fertigteile-Pfählen mit Kantenlängen von 25 cm bzw. 30 cm und Traglängen bis 23 m gegründet. Auf dem Projektgelände steht unter gering tragfähigen Auffüllungen (Schichtdicke 2,2 m bis 5,5 m) und weichen, alluvialen, organischen Schluffen und Tonen (Schichtdicke 2,1 m bis 6,4 m) der London Clay an. Die Oberkante des London Clay wurde im Mittel 8 m unter der Geländeoberfläche erkundet.

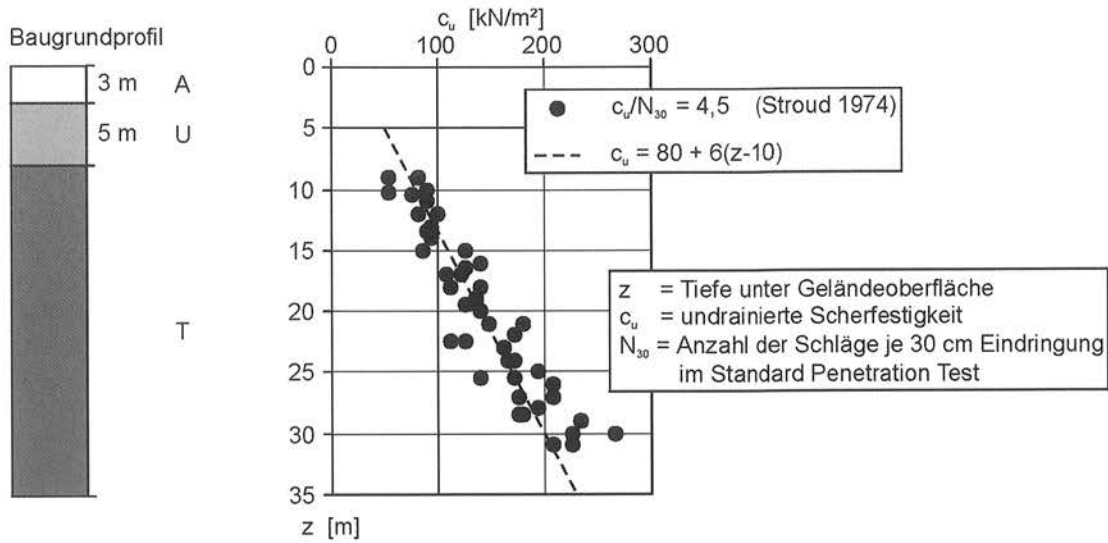


Bild 2 Ridham Dock: Baugrundprofil und undrainierte Scherfestigkeit

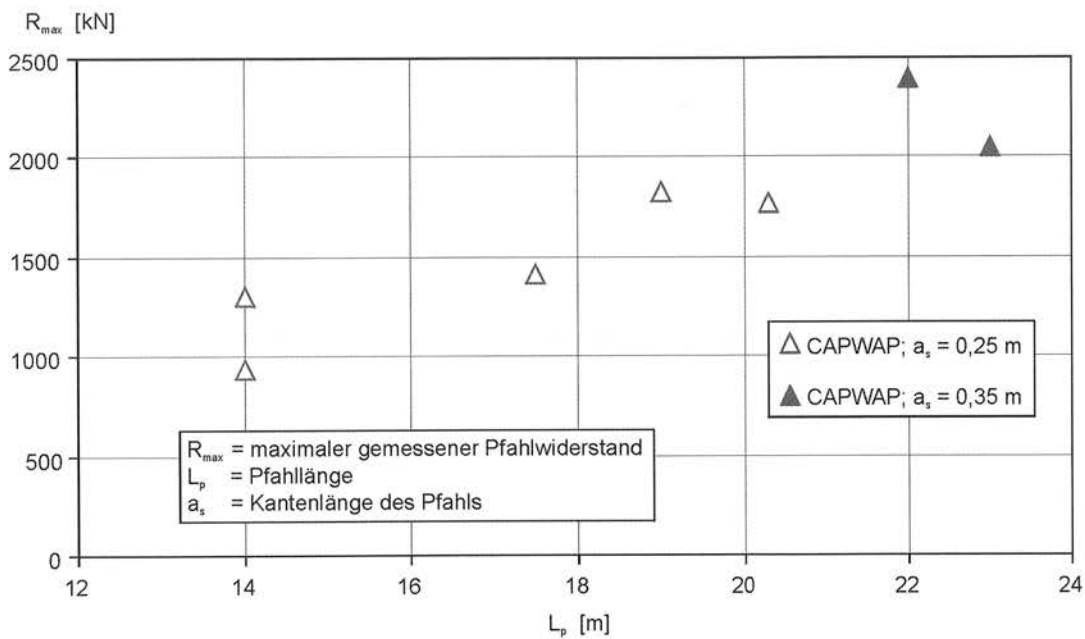


Bild 3 Ridham Dock: Maximaler Pfahlwiderstand in Abhängigkeit von der Pfahllänge

Beim London Clay handelt es sich um einen überkonsolidierten Ton, der dem Frankfurter Ton vergleichbare Plastizitätszahlen und Wassergehalte aufweist. Der Überkonsolidierungsgrad OCR für den London Clay ist allerdings größer als beim Frankfurter Ton. So geben bspw. Bond und Jardine (1991) oberflächennah Werte zwischen $OCR = 20$ und $OCR = 50$ an, während für den Frankfurter Ton und den Offenbacher Rupelton nach Mader (1989) der Überkonsolidierungsgrad in einer Bandbreite von rd. $OCR = 1,5$ bis $OCR = 5$ liegt. Eine Zusammenstellung von Bodenkennwerten für den Londoner Ton findet man z.B. bei Skempton und Henkel (1957) und Ward et al. (1958). Bild 2

zeigt das Baugrundprofil und die undrainierte Scherfestigkeit des London Clay, die auf der Grundlage der von Stroud (1974) angegebenen Korrelation zwischen dem Verhältnis der undrainierten Scherfestigkeit zu den Schlagzahlen des Standard Penetration Tests c_u/N_{30} und der Plastizitätszahl I_p ermittelt wurde.

An 7 Pfählen wurden dynamische Probelastungen durchgeführt, die nach dem CAPWAP-Verfahren ausgewertet wurden, an einem Pfahl wurde eine statische Pfahlprobelastung, allerdings nur bis zu rd. 50 % der Grenzlast, durchgeführt. Bild 3 zeigt eine Zunahme der maximalen Pfahlwiderstände von rd. $R_{\max} = 930$ kN bei einer Pfahlänge von $L_p = 14$ m auf rd. $R_{\max} = 2050$ kN bei einer Pfahlänge von $L_p = 22$ m.

4.2 Opel-Gelände Rüsselsheim

Der Versuchsstandort liegt auf dem Betriebsgelände der Opel AG in Rüsselsheim. Für die Gründung einer Hallenerweiterung wurden im Jahr 1984 Stahlbeton-Fertigteil-Pfähle mit einer Kantenlänge von 35 cm eingesetzt. An 2 Pfählen wurden dynamische Probelastungen durchgeführt, die nach dem CASE-Verfahren ausgewertet wurden, an einem Pfahl wurde eine statische Pfahlprobelastung durchgeführt. Tabelle 2 gibt eine Zusammenstellung der Pfahlgeometrie und der maximalen Pfahlwiderstände aus den dynamischen und statischen Pfahlprobelastungen für die einzelnen Probepfähle. Die Ergebnisse der CASE-Auswertung sind für einen Dämpfungsfaktor von $j_c = 0,5$ angegeben.

Bild 4 zeigt für den statischen Probepfahl die tiefenbezogene Rammarbeit sowie die Schlagzahlen der Schweren Rammsonde und das Bohrprofil. Die Rammsondierung und die Bohrung wurden in einem Abstand von rd. 3,5 m bzw. 4,0 m des statischen Probepfahls abgeteuft. Bis in rd. 3,4 m Tiefe wurden Auffüllungen, bestehend aus einem schluffigem Sand-Kies-Gemisch und sandigen Kies mit Bauschutteinlagerungen, erbohrt. Unter den Auffüllungen steht mit rd. 2,5 m Dicke weicher, z.T. organisch durchsetzter Schluff an. Unter diesem quartären Decklehm steht bis in eine Tiefe von rd. 8,3 m quartärer Terrassenkies, ein dicht gelagertes Kies-Sand-Gemisch, an. Darunter folgen die tonigen bis stark tonigen Schluffe und Tone des Tertiärs, die eine steife bis halbfeste Konsistenz aufweisen.

Für die die Probelastung wurde ein Pfahl hergestellt, der mit einem reibungsfrei verschieblichen Innenrohr und daran angeschweißter Spitzenplatte ausgestattet war, um eine getrennte Messung von Spitzendruck und Mantelreibung zu ermöglichen. Im ersten Versuchsabschnitt wurde das Innenrohr zusammen mit der Spitze vorgepresst, bis ein rd. 1 cm weiter Spalt zwischen Pfahlfuß und Spitzenplatte vorhanden war. Anschließend wurde am Pfahlkopf eine starre Verbindung zwischen Schaft und Innenrohr hergestellt und der gesamte Pfahl belastet. Eine detaillierte Darstellung des Pfahl- und Messaufbaus geben Sommer et al. (1984).

Pfahl	Zeitraum zwischen Herstellung und Probelastung	Pfahlgeometrie			Maximaler Pfahlwiderstand			
		α	a_s	L_p	CASE ($j_c = 0,5$) R_{max}	Statisch		
Nr.	[Tage]	[°]	[m]	[m]	[kN]	R_{max}	R_s	R_b
R-K/30	5	0	0,35	10,0	830	-	-	-
R-O/30	5	0	0,35	9,3	770	-	-	-
R-KL/31	3	0	0,35	11,0	-	1146	853	293
	36				-	1240	940	300

α	Neigung	j_c	Dämpfungsfaktor
a_s	Kantenlänge	R_{max}	maximaler Pfahlwiderstand
L_p	Länge im Boden	R_s	Pfahlmantelwiderstand bei R_{max}
UK	Pfahlfussebene	R_b	Pfahlfußwiderstand bei R_{max}

Tabelle 2 Rüsselsheim: Zusammenstellung der Pfahlprobelastungen

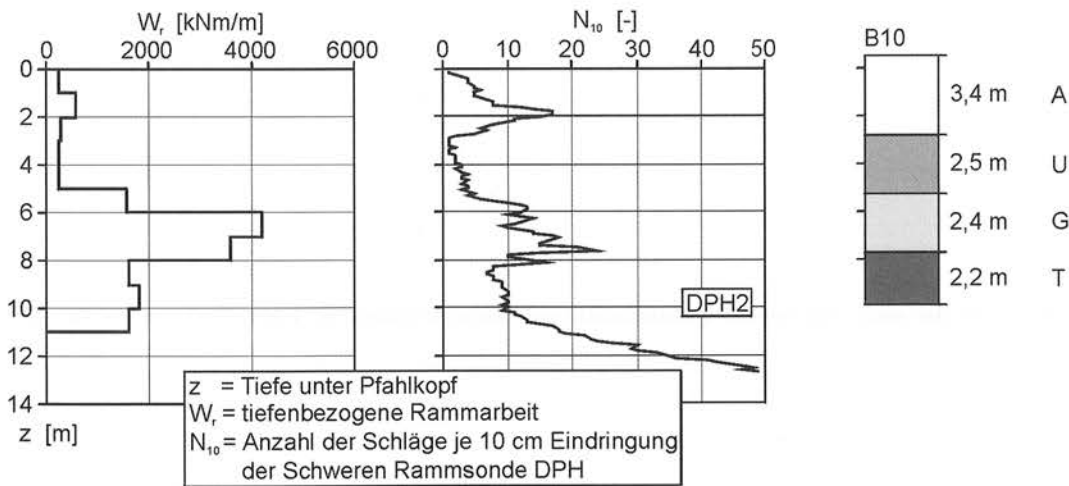


Bild 4 Rüsselsheim: Statischer Probepfahl - Tiefenbezogene Rammarbeit, Schlagzahlen der Schweren Rammsonde und Bohrprofil

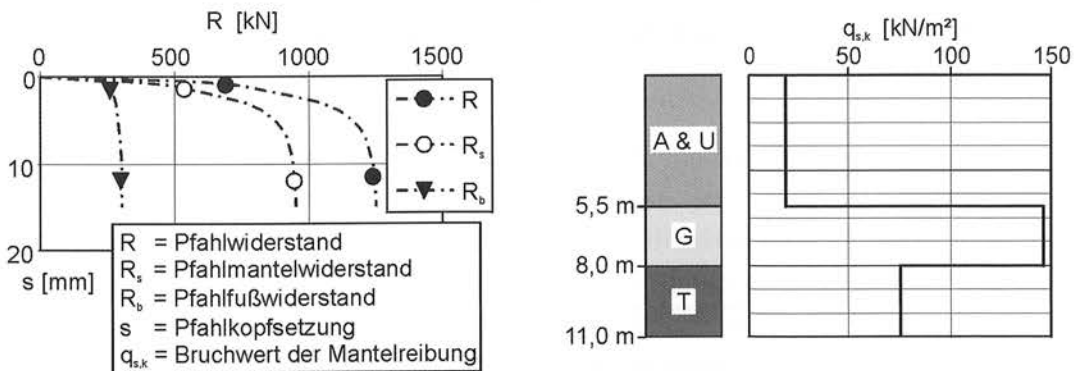


Bild 5 Rüsselsheim: Statische Probelastung - Pfahlkopfsenkung in Abhängigkeit vom Pfahlwiderstand und Bruchwerte der Mantelreibung

Um eine Aussage über die Tragfähigkeit in Abhängigkeit von der Standzeit nach dem Rammvorgang (Festwachsen der Pfähle/Set-up) zu ermöglichen, wurde die Probelastung, die 3 Tage nach dem Rammen ausgeführt wurde, nach 36 Tagen wiederholt (siehe Abschnitt 5).

Die aus der nach 36 Tagen durchgeführten statischen Pfahlprobelastung gewonnenen Widerstands-Setzungslinien des Probepfahls sind in Bild 5a dargestellt. Die Tatsache, dass der Pfahlfußwiderstand bereits nach 2 mm Setzung voll mobilisiert war, ist auf das Vorpressen der Spitze zurückzuführen, wobei der maximale Pfahlfußwiderstand beim Vorpressen bei 20 mm Setzung erreicht wurde. Der Spitzendruck beträgt im Bruchzustand $q_{bl,k} = 2350 \text{ kN/m}^2$. Die vom Pfahlmantel abgetragene Last wurde entsprechend der beim Durchrammen der Schichten aufgetragenen Rammarbeit auf die einzelnen Schichten aufgeteilt (Bild 5b). Demnach beträgt die Grenzmantelreibung in der statischen Pfahlprobelastung $q_{s1,k,T} = 75 \text{ kN/m}^2$ im Ton und $q_{s1,k,G} = 146 \text{ kN/m}^2$ im Kies.

4.3 Eschborn

4.3.1 Bauwerk und Baugrundsituation

Für den Neubau eines Gewerbegebäudes in Eschborn wurden die Einzel- und Streifenfundamente auf Stahlbeton-Fertigteile-Pfählen gegründet. Insgesamt wurden rd. 650 Pfähle mit Kantenlängen von 35 cm bzw. 40 cm und Traglängen bis 21 m eingerammt. An 14 Bauwerkspfählen wurden dynamische Probelastungen durchgeführt, die nach dem CASE-Verfahren und in fünf Fällen zusätzlich nach dem CAPWAP-Verfahren ausgewertet wurden. An drei Pfählen wurden statische Probelastungen durchgeführt, um den Einfluss zeitabhängiger Verformungen auf das Pfahltragverhalten quantifizieren zu können. Auf der Grundlage der aus den Pfahlprobelastungen gewonnen Erkenntnisse wurde ein standortoptimiertes Bemessungskonzept für die Gründungspfähle entwickelt (Wardinghus et al. 2004).

Die Baugrundverhältnisse auf dem Projektgelände werden durch den für das Rhein-Main-Gebiet charakteristischen steifen bis halbfesten Tertiäerton maßgeblich bestimmt. In den Baugrundaufschlüssen wurde unter Auffüllungen aus Schotter, Ziegelresten, Bauschutt und Schlacke in stark wechselnder Zusammensetzung (örtlich bis ca. 4 m Dicke) bis maximal ca. 4,8 m unter Geländeoberfläche schwach toniger, weicher Schluff, teilweise mit einer einige Dezimeter dicken Deckschicht aus weichem bis steifem, tonigem Schluff (Löß/Lößlehm) festgestellt. Die Untergrenze des Schluffbereichs fällt innerhalb der Baufläche um ca. 5,5 m von Nordwesten nach Südosten. Darunter wurden bis Bohrende bei maximal 21 m mittel- und ausgeprägt plastische, steife bis halbfeste Tone des Tertiärs angetroffen (Plastizitätszahl $I_p = 0,22$ bis $I_p = 0,62$; Fließgrenze $w_L = 0,43$ bis $w_L = 0,92$; Konsistenzzahl $I_c = 0,85$ bis $I_c = 1,09$). In den Ton sind Zwischenlagen aus Fein-/Mittelsand, zum Teil schluffig, bzw. tonigem sandigem Kies

eingeschaltet, die sich in den durchgeführten Drucksondierungen durch eine signifikante Erhöhung des Sondierwiderstandes darstellen. In einer Bohrung wurden in Tiefenlagen ab rd. 19 m Kalksteinbänke angetroffen.

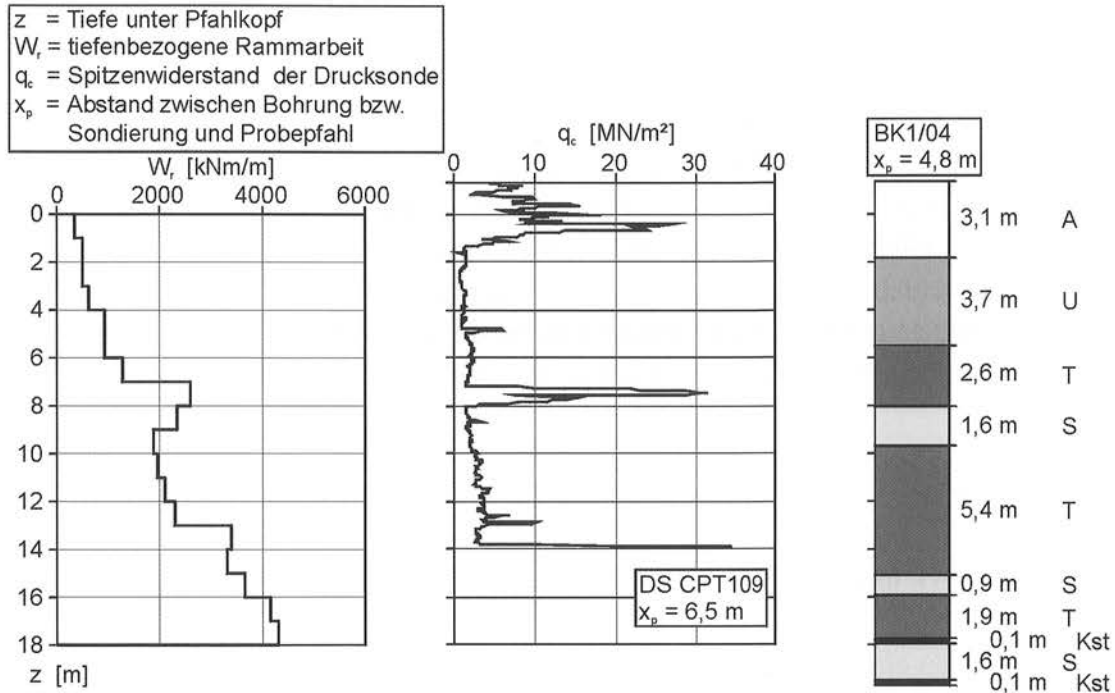


Bild 6 Eschborn: Pfahl E-109 - Tiefenbezogene Rammarbeit, Spitzenwiderstand der Drucksondierung und Bohrprofil

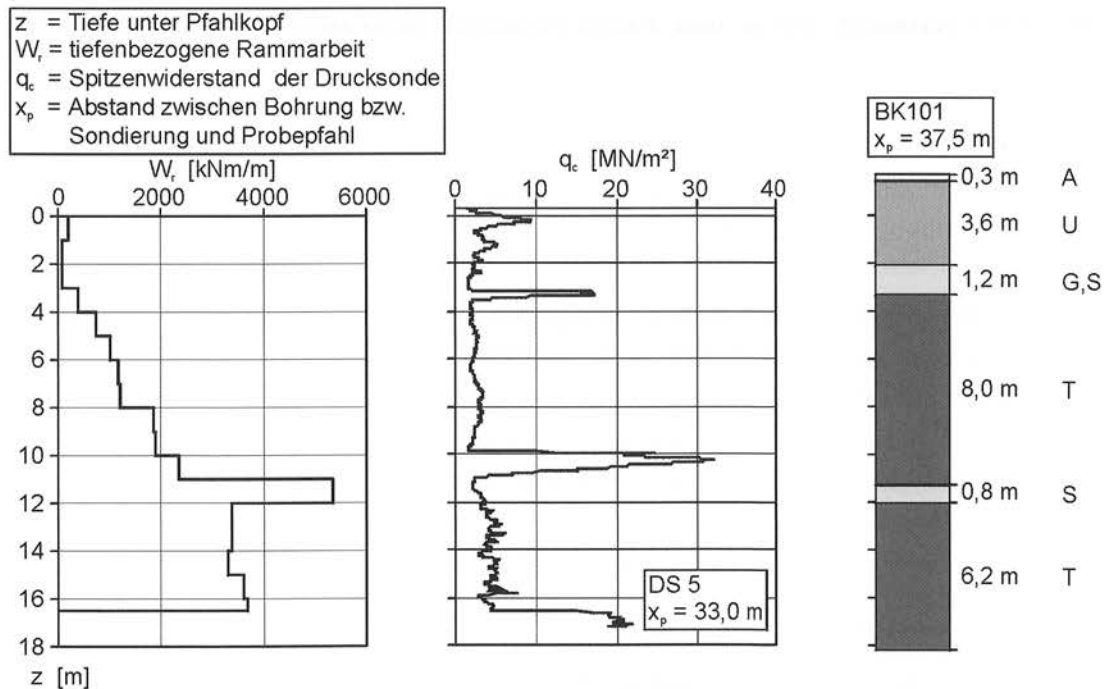


Bild 7 Eschborn: Pfahl E-S3 - Tiefenbezogene Rammarbeit, Spitzenwiderstand der Drucksondierung und Bohrprofil

Das 2- bis 5-geschossige Gebäude hat Außenabmessungen von rd. 268 m × 84 m. Die Fundamentunterkanten liegen in den Normalbereichen bei rd. 1,5 m unter Gelände und im Bereich der Unterkellerungen bei rd. 2,8 m unter Gelände. Im südöstlichen Bereich des Projektgeländes wurde wegen der geneigten Geländeoberfläche eine rd. 3,5 m dicke Auffüllung aufgeschüttet.

Die Einzel- und Streifenfundamente des Bauwerks sind auf geramnten Stahlbeton-Fertigteile-Pfählen des Typs Centrum-Pfahl gegründet. Insgesamt wurden 89 Pfähle mit Kantenlängen von 35 cm × 35 cm und 558 Pfähle mit Kantenlängen von 40 cm × 40 cm hergestellt. Die Pfahlfußebenen liegen maximal rd. 21 m unter den jeweiligen Fundamentunterkanten.

Bild 6 und Bild 7 zeigt für die Pfähle E-109 und E-S3, an denen statische Probelastungen durchgeführt wurden, die tiefenbezogene Rammarbeit sowie den Spitzenwiderstand der Drucksondierung und das Bohrprofil.

4.3.2 Maximaler Pfahlwiderstand

Tabelle 3 gibt eine Zusammenstellung der Pfahlgeometrie und der maximalen Pfahlwiderstände aus den dynamischen (CASE- bzw. CAPWAP-Auswertung) und statischen Pfahlprobelastungen für die einzelnen Probepfähle. Die Ergebnisse der CASE-Auswertung sind für einen Dämpfungsfaktor von $j_c = 0,7$ angegeben, mit dem die beste Übereinstimmung mit den CAPWAP-Auswertung erzielt wurde. Der Anteil des Pfahlmantelwiderstandes am maximalen Pfahlwiderstand beträgt gemäß CAPWAP-Auswertungen 73 % bis 83 %.

Pfahl E-6, der in einem angeschütteten Böschungsbereich liegt, wurde im Zeitraum zwischen der letzten dynamischen Probelastung und der statischen Probelastungen wahrscheinlich bei der Durchführung von Erdarbeiten beschädigt. Mit den dynamischen Probelastungen wurde 29 Tage nach Pfahlherstellung mit dem CASE-Verfahren ein Pfahlwiderstand von 3420 kN und mit dem CAPWAP-Verfahren ein Pfahlwiderstand von 3550 kN ermittelt. Bei der 50 Tage nach Pfahlherstellung durchgeführten dynamischen Probelastung konnte für Pfahl E-6 mit dem CASE-Verfahren ein Ansteigen des Pfahlwiderstands auf 3910 kN verzeichnet werden. Im Gegensatz dazu wurde die maximale Tragfähigkeit in der statischen Probelastung bei einem Pfahlwiderstand von lediglich rd. 2300 kN erreicht. Mittels dynamischer High-Strain-Integritätsprüfungen nach Abschluss der statischen Pfahlprobelastungen wurden in verschiedenen Tiefenlagen Beschädigungen des Pfahles festgestellt. Die untersten 6 m des Pfahles konnten dabei nicht mehr nachgewiesen werden. Das Ergebnis der statischen Probelastung an Pfahl E-6 wurde in den weiteren Untersuchungen nicht mehr berücksichtigt.

Pfahl Nr.	Zeitraum zwischen Herstellung und Probelastung [Tage]	Pfahlgeometrie				Maximaler Pfahlwiderstand				
		α [°]	a_s [m]	L_p [m]	UK [mNN]	CASE ($j_c = 0,7$) R_{max} [kN]	CAPWAP R_{max} [kN] R_s [kN] R_b [kN]			Statisch R_{max} [kN]
E-1b	29 50	2,9	0,35	19,5	110,1	3240 3740	- -	- -	- -	- -
E-6	29 50	2,9	0,40	16,3	112,4	3420 3910	3550 -	2890 -	660 -	- -
E-6b	29 50	2,9	0,40	17,5	111,2	3860 4060	- -	- -	- -	- -
E-53	29 50	2,9	0,35	17,5	111,1	3420 3750	- -	- -	- -	- -
E-53b	29 50	2,9	0,35	16,5	112,1	3130 3250	3150 -	2530 -	620 -	- -
E-67	29	2,9	0,40	18,0	110,1	3640	-	-	-	-
E-67b	29	2,9	0,40	17,0	111,1	3810	-	-	-	-
E-109	30 35	0	0,40	18,0	109,5	- 3820	- 3850	- 2820	- 1030	3721 -
E-109b	27 27*	2,9	0,40	18,0	109,3	3770 3560	- -	- -	- -	- -
E-109d	27 27*	2,9	0,40	18,0	109,5	3820 3610	- -	- -	- -	- -
E-123	29	2,9	0,40	18,3	110,0	4080	4200	3220	980	-
E-123b	29	2,9	0,40	17,3	111,0	3820	-	-	-	-
E-129	29	0	0,40	19,1	108,3	3970	-	-	-	-
E-129a	29	2,9	0,40	19,9	107,5	4010	4050	3350	700	-
E-S3	22	0	0,40	16,5	112,3	-	-	-	-	3090
α a_s L_p UK j_c	Neigung Kantenlänge Länge im Boden Pfahlfussebene Dämpfungsfaktor		R_{max} R_s R_b *	maximaler Pfahlwiderstand Pfahlmantelwiderstand bei R_{max} Pfahlfußwiderstand bei R_{max} Nach Herstellung der Reaktionspfähle für Pfahl E-109						

Tabelle 3 Eschborn: Zusammenstellung der Pfahlprobelastungen

Bei Pfahl E-109 konnte in der statischen Probelastung ein Pfahlwiderstand von 3700 kN wegen technischer Schwierigkeiten mit der Belastungseinrichtung nicht überschritten werden. Die relativ großen Kriechverformungen deuteten allerdings darauf hin, dass schon eine geringe Erhöhung der Belastung zum Versagen geführt hätte (vgl. Bild 13). Aus der dynamischen Probelastung, die fünf Tage nach den statischen Probelastungen durchgeführt wurde, wurde mit dem CASE-Verfahren ein Pfahlwiderstand von 3820 kN und mit dem CAPWAP-Verfahren ein Pfahlwiderstand von 3850 kN ermittelt. Die dynamischen Pfahlprobelastungen an den benachbarten Pfählen E-109b und E-109d ergaben Pfahlwiderstände von rd. 3770 kN bzw. 3820 kN. Unmittelbar nach der Herstellung der benachbarten Reaktionspfähle für die statische Probelastung betragen die mit dem CASE-Verfahren ermittelten Pfahlwiderstände dann noch 3560 kN bzw. 3610 kN.

Bei Pfahl E-S3 wurde in der statischen Probelastung ein maximaler Pfahlwiderstand von 3090 kN erreicht. Dabei muss allerdings berücksichtigt werden, dass dieser Pfahl mit 22 Tagen die kürzeste Standzeit zwischen Herstellung und Probelastung aufweist und eine weitere Zunahme der Tragfähigkeit nicht auszuschließen ist (vgl. Abschnitt 5).

Bild 8 und Bild 9 zeigen eine tendenzielle Zunahme der maximalen Pfahlwiderstände in den dynamischen und statischen Probelastungen in Abhängigkeit von der Pfahllänge im Boden, von der Tiefenlage der Pfahlfußebene sowie von der Rammenergie.

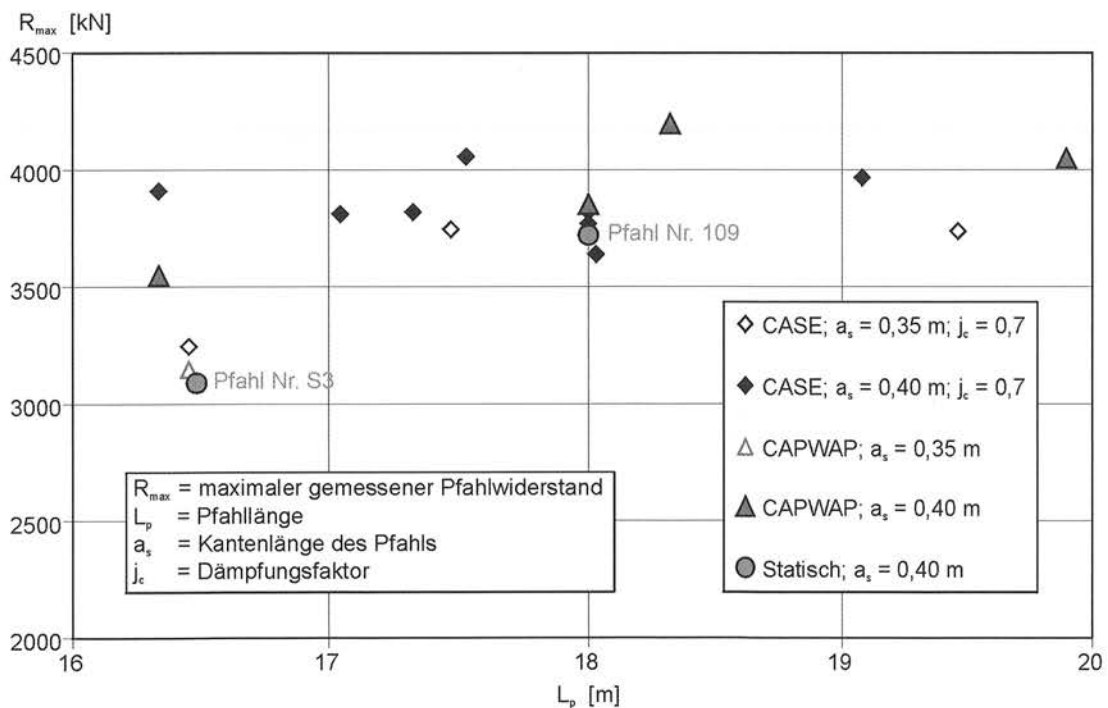


Bild 8 Eschborn: Maximaler Pfahlwiderstand in Abhängigkeit von der Pfahllänge

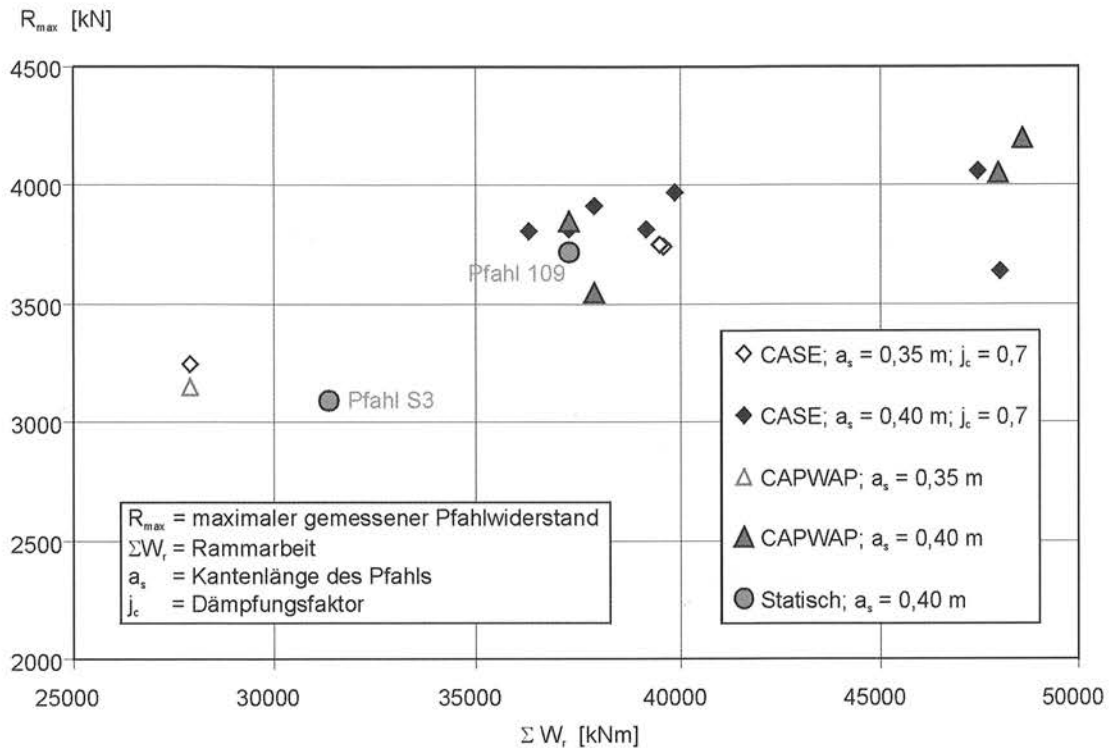


Bild 9 Eschborn: Maximaler Pfahlwiderstand in Abhängigkeit von der Rammenergie

4.3.3 Vergleich des gemessenen Pfahlwiderstandes mit dem API-Verfahren

In diesem Abschnitt werden die aus den statischen Probelastungen E-109 und E-S3 in Eschborn bestimmten Pfahlwiderstände den mit dem API-Verfahren (siehe Abschnitt 3) ermittelten Tragfähigkeiten gegenübergestellt. Die Pfahlmantelreibung im Ton wurde dabei mit Hilfe von Gleichung (4) berechnet. Die undrainierten Scherfestigkeit des Bodens c_u wurde aus dem Spitzenwiderstand q_c der Drucksondierungen gemäß DIN 4094-1:2002-06 unter Ansatz eines Konusfaktors von $N_k = 17$ wie folgt ermittelt:

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_k} = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{17} \quad (7)$$

mit

σ_{v0} = totale Vertikalspannung im Ausgangszustand

Der Pfahlspitzenwiderstand $q_{b1,k}$ und die Pfahlmantelreibung $q_{s1,k}$ in den rolligen Bodenschichten wurden zum einen gemäß API-Ansatz und zum anderen gemäß DIN 1054:2003-1, Tabelle C.1 und Tabelle C.2, ermittelt. Für die Auffüllungen und den Schluff wurde generell der API-Ansatz verwendet.

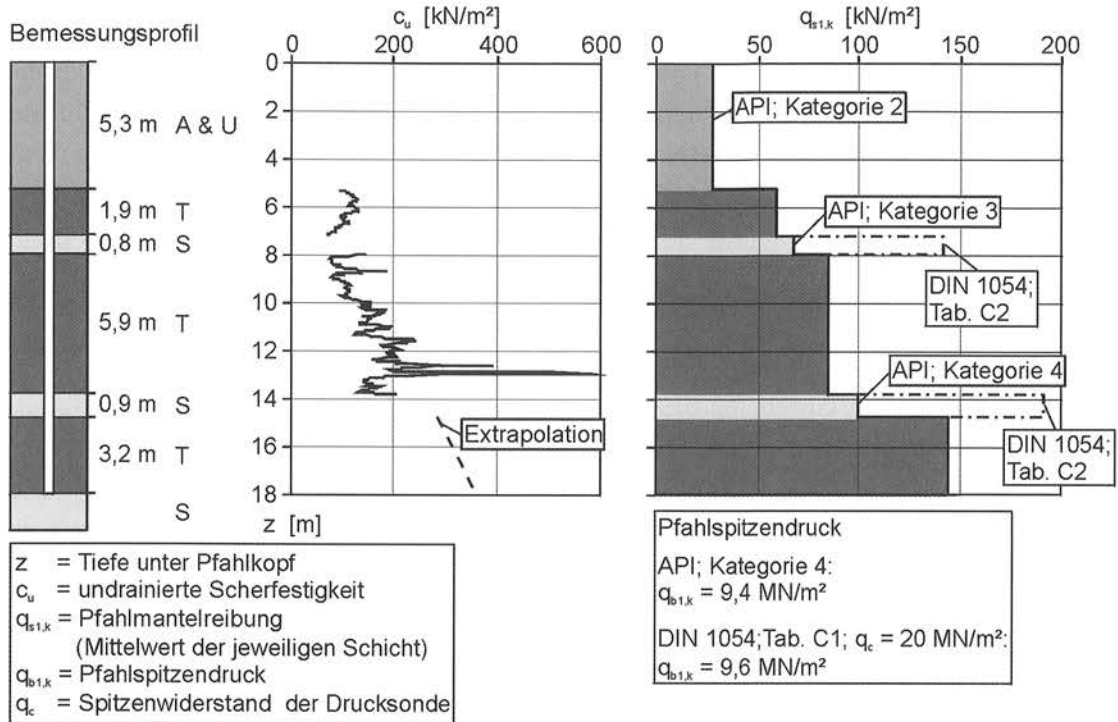


Bild 10 Eschborn: Pfahl E-109 - Bemessungsprofil, undrainierte Scherfestigkeit und berechnete Bruchwerte der Pfahlmantelreibung und des Pfahlspitzenrucks

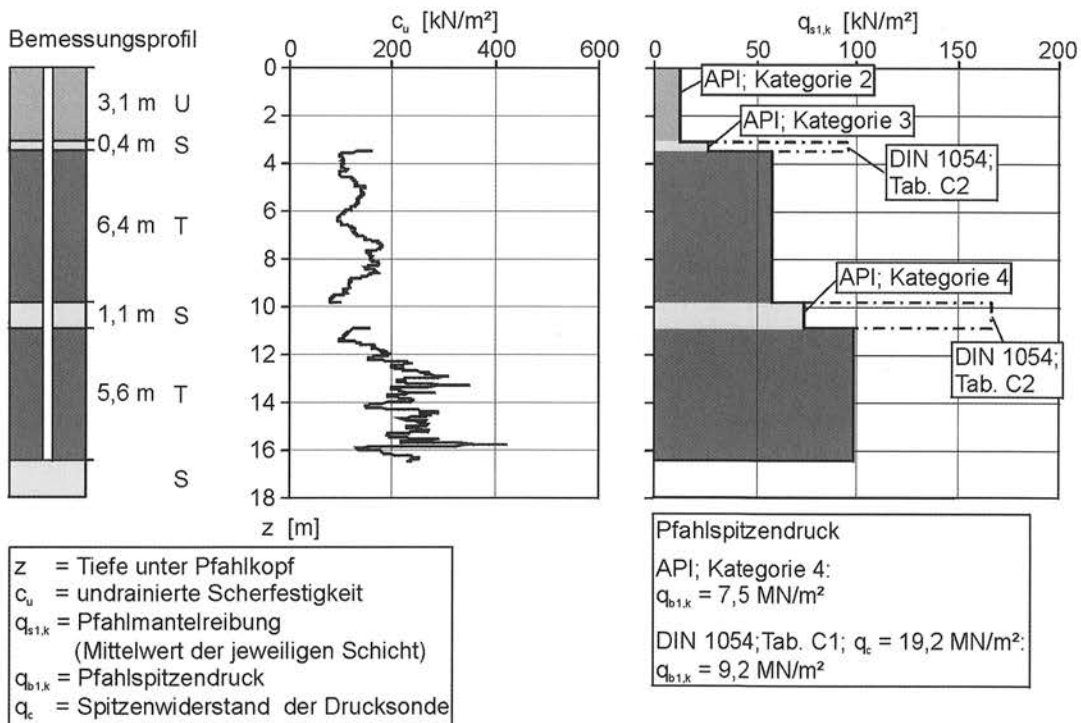


Bild 11 Eschborn: Pfahl E-S3 - Bemessungsprofil, undrainierte Scherfestigkeit und berechnete Bruchwerte der Pfahlmantelreibung und des Pfahlspitzenrucks

Bild 10 und Bild 11 zeigen die angesetzten Bemessungsprofile und die Verteilung der undrainierten Scherfestigkeit im Ton, die aus den Ergebnissen der benachbarten Bohrungen und Drucksondierungen (siehe Bild 6 und Bild 7) abgeleitet wurden, sowie die mit dem API-Verfahren bzw. DIN 1054:2003-01 ermittelte Pfahlmantelreibung und Pfahlspitzenruck. Für die Sandschichten im Bereich von E-109, für die keine Sondierergebnisse mehr vorlagen, wurde der Spitzenwiderstand der Drucksonde entsprechend der Sondierergebnisse auf dem Projektgelände für Sandschichten in vergleichbarer Tiefenlage mit $q_c = 20 \text{ MN/m}^2$ angesetzt.

Die mit dem API-Verfahren für die Verdrängungspfähle E-S3 und E-109 ermittelten Pfahlmantelreibungen im Ton sind mit maximal $q_{s1,k} = 98 \text{ kN/m}^2$ bzw. $q_{s1,k} = 147 \text{ kN/m}^2$ deutlich größer als die aus Pfahlprobelastungen im Frankfurter Ton für Bohrpfähle bekannten Werte von $q_{s1,k} = 67 \text{ kN/m}^2$ (Breth 1970) bzw. $q_{s1,k} = 84 \text{ kN/m}^2$ (Voigt & Hohler 2003).

Tabelle 4 zeigt eine Gegenüberstellung der Ergebnisse der Pfahlprobelastungen mit den Bemessungsansätzen von API bzw. API und DIN 1054:2003-1. Für den maximalen Pfahlwiderstand R_{\max} wird eine gute Übereinstimmung erzielt. Mit den gewählten Bemessungsansätzen wird der Pfahlmantelwiderstand R_s gegenüber der CAPWAP-Auswertung von Pfahl E-109 allerdings unterschätzt, während der Pfahlfußwiderstand R_b überschätzt wird.

Pfahl	Probelastung				Bemessungsansatz					
	CAPWAP			Statisch	API			API & DIN 1054:2003-1		
	R_{\max}	R_s	R_b		R_{\max}	R_s	R_b	R_{\max}	R_s	R_b
Nr.	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
E-109	3850	2820	1030	3721	3690	2190	1500	3956	2420	1536
E-S3	-	-	-	3090	2878	1671	1207	3348	1874	1474

Tabelle 4 Gegenüberstellung der Ergebnisse der Pfahlprobelastungen mit den Bemessungsansätzen von API und DIN 1054:2003-1

4.3.4 Widerstand-Setzungsverhalten

Die aus den statischen Pfahlprobelastungen gewonnenen Widerstands-Setzungslinien der Pfähle E-109 und E-S3 sind in Bild 12 numerischen Berechnungen gegenübergestellt. Für die nominale Gebrauchslast von 1850 kN betragen die in den Probelastungen gemessenen Pfahlsteifigkeiten rd. 125 MN/m für E-109 und 275 MN/m für E-S3. Für die Entlastungsschleifen bei 1850 kN kann eine bessere Übereinstimmung der Pfahlsteifigkeiten von rd. 360 MN/m für E-109 und 395 MN/m für E-S3 festgestellt werden.

Die numerischen Berechnungen wurden mit dem auf der Lasttransfer-Methode beruhenden Programmsystem RAZ (Randolph 2003a) durchgeführt, wobei die Mantelreibungs-Setzungslinien und die Spitzendruck-Setzungslinien jeweils mit einem parabolischen Kurvenverlauf approximiert wurden. Die Mantelreibungen $q_{sl,k}$ und Spitzendrucke $q_{bl,k}$ im Bruchzustand wurden gemäß den in Bild 10 und Bild 11 dargestellten, mit dem API-Verfahren ermittelten Werten angesetzt. Für den Schubmodul im Initialzustand G_i wurde folgender Ansatz gewählt:

$$E-109: G_i = 100 \cdot q_{sl,k} \quad (8)$$

$$E-S3: G_i = 400 \cdot q_{sl,k} \quad (9)$$

Mit den so gewählten Parametersätzen unter Berücksichtigung einer 4-fach höheren initialen Steifigkeit von E-S3 gegenüber E-109 kann eine gute Übereinstimmung der gemessenen Pfahlwiderstand-Setzungslinie erzielt werden.

Eine Vergleich zwischen Messung und numerischer Berechnung fällt bei der Probelastung E-109 ein Steifigkeitszuwachs bei einem Pfahlwiderstand von rd. 1300 kN auf, der auf eine stärkere Inanspruchnahme der Sandschichten am Lastabtrag mit zunehmender Verformung zurückzuführen sein kann. Das im Vergleich zu E-S3 deutlich weichere Tragverhalten von E-109 ist möglicherweise auf den Herstellungsprozess zurückzuführen. Während es sich bei E-S3 um einen frei stehenden Pfahl handelt, befindet sich E-109 im Zentrum einer Pfahlgruppe bestehend aus 5 Pfählen und wurde zuerst installiert. Die Achsabstände betragen am Pfahlkopf rd. 0,8 m.

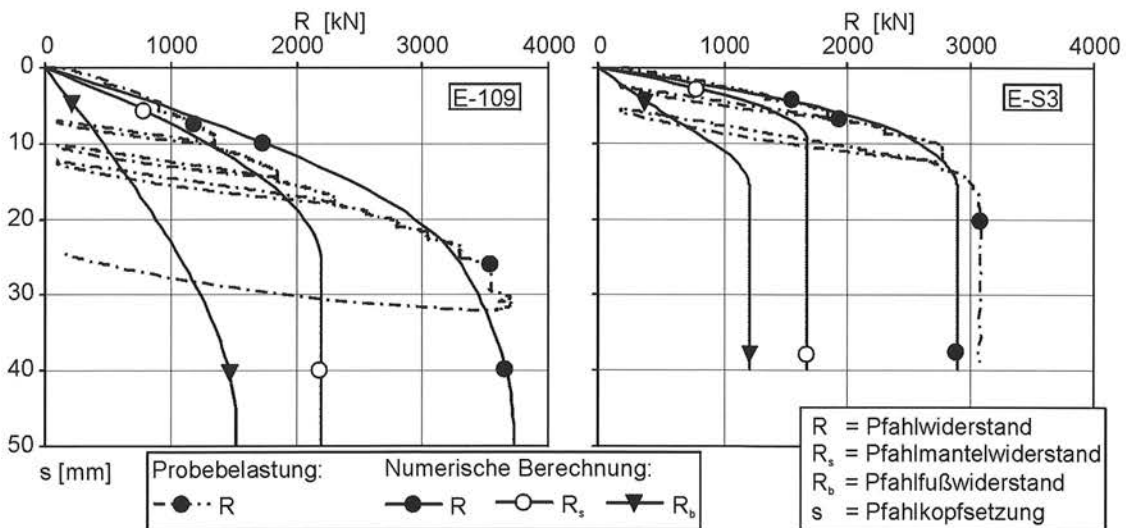


Bild 12 Eschborn: Statische Probelastungen und numerische Berechnung - Pfahlkopfsetzung in Abhängigkeit vom Pfahlwiderstand

4.3.5 Zeitabhängiges Verformungsverhalten

In Bild 13 sind die Kriechmaße $k_s(t_{n+1})$ für die statischen Probepfähle E-109 und E-S3 in Abhängigkeit des Pfahlwiderstandes aufgetragen. Das Kriechmaß wurde aus den Pfahlkopfsetzungen wie folgt ermittelt:

$$k_s(t_{n+1}) = \frac{s_{n+1} - s_n}{\log\left(\frac{t_{n+1}}{t_n}\right)} \quad (10)$$

mit

s_n = Pfahlkopfsetzung zum Messzeitpunkt t_n

s_{n+1} = Pfahlkopfsetzung zum Messzeitpunkt t_{n+1}

$t_{n+1} = 10 \cdot t_n$

Für die Pfähle E-109 und E-S3 kann bei den Laststufen in der Nähe des maximalen Pfahlwiderstandes (Pfahl E-109: Laststufen 3300 kN und 3550 kN; Pfahl E-S3: Laststufe 2775 kN) eine signifikante Zunahme des Kriechmaßes verzeichnet werden. Dabei ergibt sich wie in Tabelle 5 dargestellt auch quantitativ eine gute Übereinstimmung

Pfahl Nr.	Laststufe [kN]	R/R _{max} [%]	k _s (90 min) [mm]
E-109	3300	89	1,042
E-S3	2775	90	1,067
R Pfahlwiderstand		k _s (90 min) Kriechmaß im Zeitintervall	
R _{max} maximaler Pfahlwiderstand		von 9 min bis 90 min	

Tabelle 5 Eschborn: Gegenüberstellung der Kriechmaße

In den Laststufen, die über einen längeren Zeitraum gehalten wurden (Pfahl E-109: Laststufe 2300 kN; Pfahl E-S3: Laststufen 1850 kN, 2313 kN und 2775 kN), deutet sich ein konstanter Wert für das Kriechmaß an. Für den Gebrauchslastbereich der Pfähle (≤ 1850 kN) wurde ein maximales Kriechmaß von $k_s = 0,71$ (Pfahl E-109; Laststufe 1350 kN; 60 min) ermittelt. Für die statischen Probepfähle E-109 und E-S3 ist zwischen rd. 900 kN und rd. 1850 kN für gleich bleibende Beobachtungszeiträume (d.h. 30 min, 60 min usw.) ein Zuwachs des Kriechmaßes mit zunehmendem Pfahlwiderstand zu erkennen.

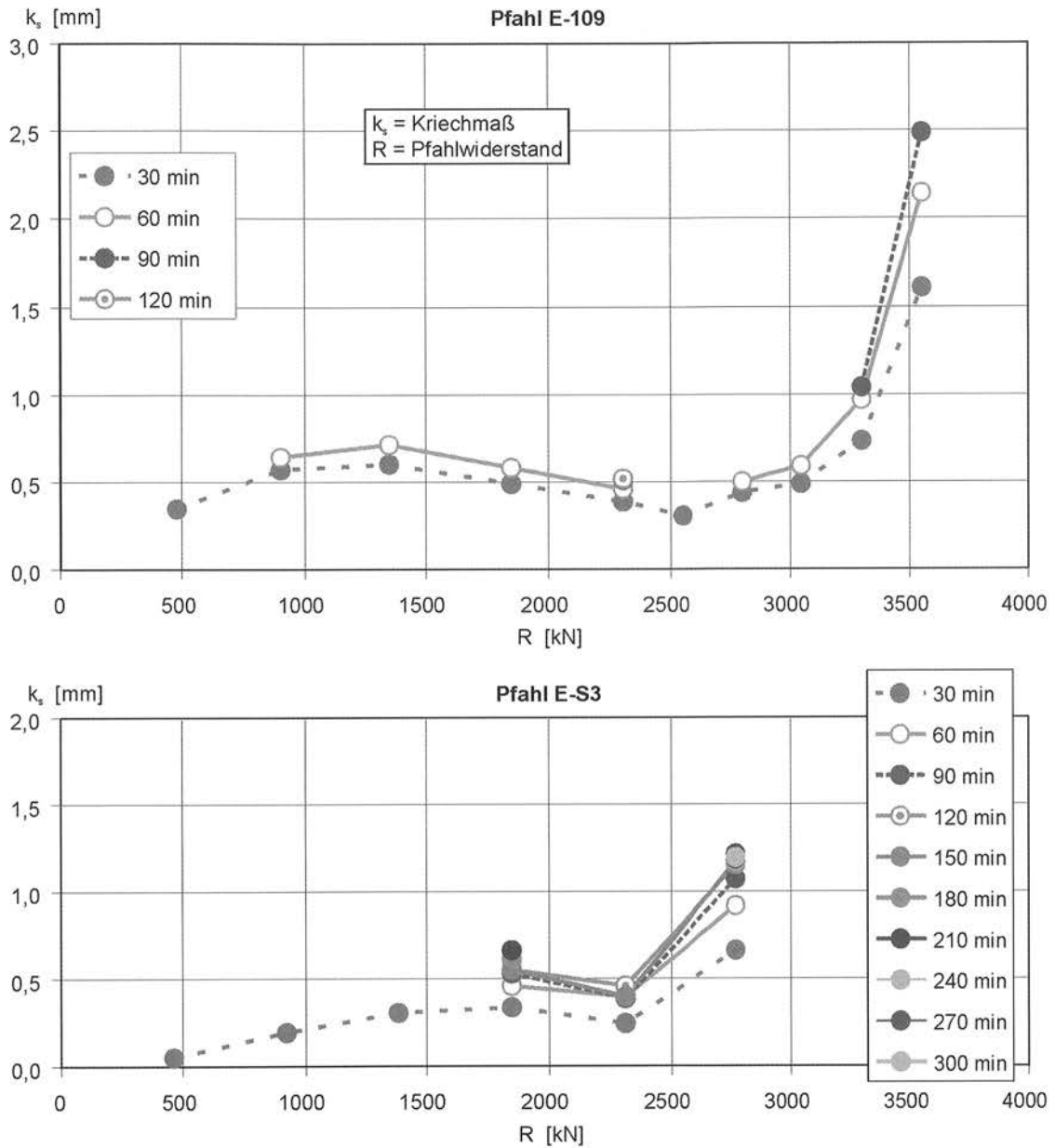


Bild 13 Eschborn: Kriechmaße für die statischen Probepfähle in Abhängigkeit vom Pfahlwiderstand

5 Festwachsen (Set-up)

Ursache für das so genannte Festwachsen (Set-up) von Verdrängungspfählen, d.h. der Zunahme der Tragfähigkeit mit der Standzeit nach der Pfahlinstallation, sind neben der durch die Konsolidierung hervorgerufenen Zunahme der effektiven Horizontalspannungen im Boden (vgl. Abschnitt 2) auch zeitabhängige Veränderungen der Pfahloberfläche. Bei Stahlpfählen kann durch Korrosion einer signifikanten Zunahme der Tragfähigkeit hervorgerufen werden, wie White & Zhao (2006) auf der Grundlage von Modellversuchen im Sand zeigen.

Die Größe der Tragfähigkeitszunahme in bindigen Böden wird durch den Überkonsolidierungsgrad beeinflusst. So dokumentieren Fleming et al. (1992) für Rammpfähle in weichem, schluffigen Ton Tragfähigkeitszuwächse auf das bis zu 5-fache des Ausgangswertes unmittelbar nach der Pfahlinstallation, während Bond & Jardine (1995) bei ihren Versuchen an eingepressten und gerammten Pfählen im überkonsolidierten, steifen London Clay keine nennenswerten Zuwächse des Pfahlwiderstandes feststellen konnten. Von Bohrpfählen im London Clay ist eine Abnahme der Pfahlmantelreibung um rd. 13 % innerhalb eines Jahres bekannt (Unwin & Jessep 2004).

In Bild 14a sind die aus den beiden statischen Probelastungen in Rüsselsheim ermittelten Pfahlfuß- und Pfahlmantelwiderstände über der Pfahlsetzung aufgetragen. Während das Tragverhalten des Pfahlfußes nach 4 Wochen Standzeit praktisch nicht verändert hat, wurde die Mantelreibung schneller, d.h. bei kleineren Setzungen, mobilisiert. Für eine Setzung von $s = 0,1 \cdot d_{eq} = 4,5 \text{ mm}$ ist ein Anstieg des Pfahlwiderstandes um $\Delta R = 169 \text{ kN}$ entsprechend rd. 17 % bezogen auf den Ausgangswert zu beobachten. Dies ist jedoch weniger auf eine Erhöhung der Tragfähigkeit zurückzuführen, sondern resultiert aus der Tatsache, dass es sich bei Versuch 2 zunächst um eine Wiederbelastung mit entsprechend größerer Steifigkeit handelt, wie die Darstellung in Bild 14b mit den aus Versuch 1 und Versuch 2 kumulierten Setzungen zeigt.

An den in Eschborn ausgeführten dynamischen Pfahlprobelastungen an den Pfählen Nr. E-1b, E-6, E-6b, E-53 und E-53b konnte ein Ansteigen der Tragfähigkeit mit zunehmender Standzeit festgestellt werden. Innerhalb von 21 Tagen wurde ein Anstieg von im Mittel 330 kN entsprechend rd. 10 % bezogen auf den Ausgangswert beobachtet.

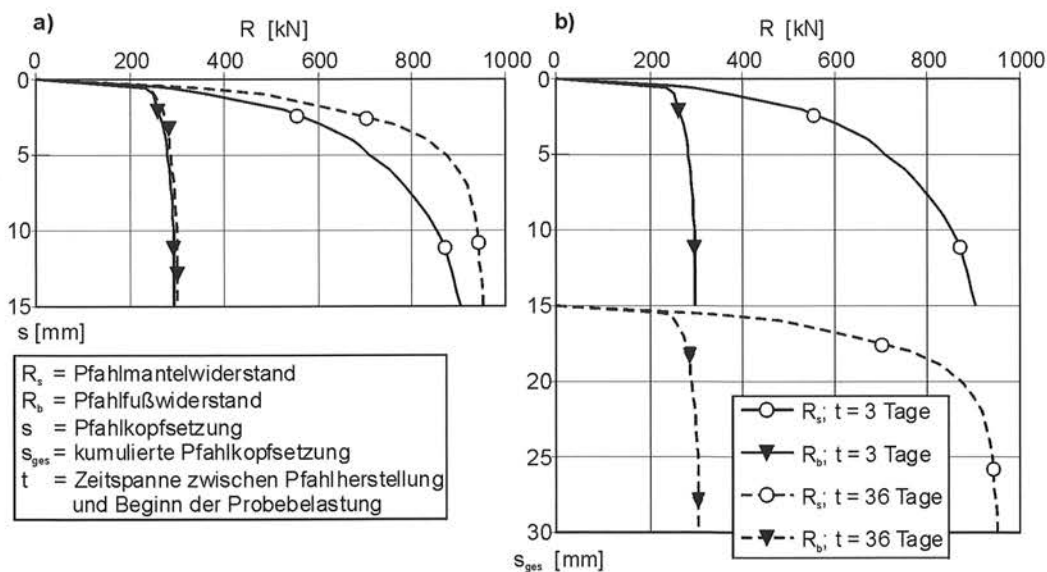


Bild 14 Rüsselsheim: Statische Probelastungen - Pfahlkopfssetzung in Abhängigkeit vom Pfahlwiderstand in Abhängigkeit von der Standzeit

6 Zusammenfassung und Schlussbemerkungen

Mit dem empirischen API-Verfahren für tonige Böden, bei dem die Pfahlmantelreibung $q_{s1,k}$ und der Pfahlspitzendruck $q_{b1,k}$ im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit der undrainierten Scherfestigkeit des Bodens c_u korreliert werden, konnte eine gute Übereinstimmung mit den aus statischen Pfahlprobelastungen ermittelten maximalen Pfahlwiderständen erzielt werden.

Auf der Grundlage dieser Untersuchungen können für gerammte Stahlbeton-Fertigteil-Pfähle in den überkonsolidierten tertiären Tonen des Rhein-Main Gebietes Grenzmantelreibungen von bis zu 147 kN/m^2 ermittelt werden.

Die Ergebnisse von statischen und dynamischen Pfahlprobelastungen in den überkonsolidierten tertiären Tonen des Rhein-Main Gebietes erlauben keine eindeutigen Rückschlüsse, ob ein Festwachsen, d.h. eine Erhöhung der Pfahltragfähigkeit mit zunehmender Pfahlstandzeit, tatsächlich stattfindet. Hierzu sind weitergehende Untersuchungen erforderlich.

Pfahlprobelastungen stellen die unverzichtbare Grundlage für eine wirtschaftliche Bemessung von gerammten Verdrängungspfählen dar, insbesondere für die tertiären Tone des Rhein-Main-Gebietes mit ihren zwischengelagerten Sandschichten.

Literatur

American Petroleum Institute API (1993)

RP2A: Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms. Washington DC

Bond, A.J., Jardine, R.J. (1991)

Effects of installing displacement piles in a high OCR clay. *Géotechnique* 41, No. 3, 341-363.

Bond, A.J., Jardine, R.J. (1995)

Shaft capacity of displacement piles in a high OCR clay. *Géotechnique* 45, No. 1, 3-23.

Breth, H. (1970)

Das Tragverhalten des Frankfurter Tons bei im Tiefbau auftretenden Beanspruchungen. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt, Heft 4.

- Fleming, W.G.K., Weltman, A.J., Randolph, M.F., Elson, W.K. (1992)
Piling Engineering. Second Edition, John Wiley & Sons, Inc., 118-122
- Gourvenec, S., Randolph, M.F., Erbrich, C., Joer, H., Cassidy, M., Lehane, B.M., Senders, M., White, D.J. (2004)
Offshore Foundation Systems. Lecture Notes, The University of Western Australia, 5-21 – 5-42
- Lehane, B.M., Jardine, R.J., Bond, A.J., Chow, F.C. (1994)
The development of shaft resistance on displacement piles in clay. Proc. 13th Int. Conf. Soil Mech. & Fdn Engng, New Delhi, 473-476.
- Mader, H. (1989).
Untersuchungen über den Primärspannungszustand in bindigen überkonsolidierten Böden am Beispiel des Frankfurter Untergrundes. Mitteilungen des Institutes für Grundbau, Boden- und Felsmechanik der TH Darmstadt, Heft 29
- Randolph, M. F. (2003a)
Load transfer analysis of axially loaded piles. RAZ Manual Version 4-2.
- Randolph, M. F. (2003b)
Science and empirism in pile foundation design – 43rd Rankine Lecture. Géotechnique 53, No. 10, 847-875.
- Randolph, M. F., Murphy, B.S. (1985)
Shaft capacity of driven piles in clay. Proc. 17th Ann. Offshore Technology Conference Houston, 371-378
- Randolph, M. F., Carter, J. P., Wroth, C. P. (1979)
Driven piles in clay - the effects of installation and subsequent consolidation. Géotechnique Vol. 29, No. 4, 361-393.
- Sommer, H., Wittman, P., Ripper, P. (1984)
Zum Tragverhalten von Pfählen im steif-plastischen Tertiärton Vorträge zur Baugrundtagung 1984 in Düsseldorf; DGEG, Essen, 501-531.
- Skempton, A.W. (1959)
Cast-in-situ bored piles in London clay. Géotechnique, Vol. 9, No. 4, 158-173.
- Skempton, A. W., Henkel, D. J. (1957)
Tests on London Clay from Deep Borings at Paddington, Victoria and the South Bank. Proc. 4th ICSMFE, London, 100-106

Stroud, M. A. (1974)

The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks. Proc Eur. Symp on Penetration Testing, Stockholm, Vol. 2.2, 367-375

Unwin, H., Jessep, R.A. (2004)

Long-term pile testing in London Clay: a case study. Geotechnical Engineering 157, Issue GE2, 57-63

Voigt, T, Hohler, S. (2003)

Vergleichende Probelastungen an verrohrt und an suspensionsgestützt hergestellten Bohrpfählen im Frankfurter Ton. GEOLEX, 2. Jahrgang, Heft 1, 10-14

Ward, W. H., Samuels, S. G., Butler, M. E. (1958)

Further studies of the properties of London clay. Géotechnique, Vol. 8, 33-58

Wardinghus, P., Döbbelin, J., Orth, W., Reul, O., Schulze, R. (2005)

Neue Ergebnisse von Pfahlprobelastungen an gerammten Stahlbeton-Fertigteilepfählen im Tertiärton. Pfahl-Symposium 2005; Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 80, 447-466

White, D.J., Lehane, B.M. (2004)

Friction fatigue on displacement piles in sand. Géotechnique 54, No. 10, 645-658

White, D.J., Zhao, Y (2006)

A model scale investigation into the set-up of displacement piles in sand. Int. Conf. on Physical Modelling in Geotechnics, Hong Kong

Witzel, M. (2004)

Zur Tragfähigkeit von vorgefertigten Verdrängungspfählen in bindigen und nicht-bindigen Böden. Schriftenreihe Geotechnik Universität Kassel, Heft 15.

DIN 1054:2003-01

Baugrund; Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau

DIN 4094-1:2002-06

Baugrund; Felduntersuchungen; Teil 1: Drucksondierungen

