

Axial zyklisch belastete Mikropfähle in bindigen Böden

T 3253

T 3253

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

Die Originalmanuskripte wurden reprotechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprotechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

© by Fraunhofer IRB Verlag

2011

ISBN 978-3-8167-8478-4

Vervielfältigung, auch auszugsweise,
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69

70504 Stuttgart

Nobelstraße 12

70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00

Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de

Schlussbericht

zum Forschungsvorhaben ZP 52-5-11.48.1-1273/07

Axial zyklisch belastete Mikropfähle in bindigen Böden

Sachbearbeiter:

Dipl.-Ing. Jennifer Baumbach (geb. Kleih)

Projektleiter:

Dr.-Ing. Peter Schwarz

Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der
Technischen Universität München

Leiter:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. N. Vogt, Ordinarius

Dezember 2010

Inhaltsverzeichnis

1	Einführung	1.1
2	Literaturrecherche.....	2.1
2.1	Axial zyklische Pfahlversuche im Maßstab 1:1 in bindigen Böden.....	2.1
2.1.1	Mikropfähle.....	2.1
2.1.2	Pfähle mit Durchmesser > 300 mm.....	2.4
2.1.3	Verpressanker.....	2.6
2.2	Kleinmaßstäbliche Modellversuche mit Pfählen.....	2.13
2.3	Zyklische Laborversuche an bindigen Böden.....	2.15
2.3.1	NGI.....	2.17
2.3.2	MIT.....	2.21
2.3.3	Post-zyklische statische Einzelscherversuche.....	2.25
2.4	Numerische Modellierung.....	2.26
2.5	Abschließende Bewertung der ausgewerteten Arbeiten	2.26
2.5.1	Feld- und Modellversuche.....	2.26
2.5.2	Laborversuche	2.27
3	Pfahlversuche.....	3.1
3.1	Versuchsgelände.....	3.1
3.1.1	Geologie.....	3.1
3.1.2	Baugrunderkundung.....	3.1
3.2	Klassifizierende Laborversuche	3.3
3.3	Vorbereitung der Pfahlversuche.....	3.3
3.3.1	Ausstattung der Bewehrungsstäbe mit Dehnmessstreifen.....	3.3
3.3.2	Kalibrierung der Dehnmessstreifen.....	3.5
3.3.3	Test der Versuchseinrichtung in der Versuchsrube am Zentrum Geotechnik.....	3.6
3.4	Pfahlherstellung und Erstellung Arbeitsplanum.....	3.6
3.5	Versuchsaufbau mit Belastungseinrichtung und Messbrücke.....	3.9
3.6	Statische Pfahlprobelastungen.....	3.11
3.6.1	Versuchsablauf	3.12
3.6.2	Versuchsauswertung.....	3.13
3.6.3	Verteilung der Mantelreibung über Pfahltiefe.....	3.17
3.7	Zyklische Pfahlversuche.....	3.20
3.7.1	Schematischer Versuchsablauf und Versuchsübersicht.....	3.21
3.7.2	Versuchsauswertung.....	3.23
3.8	Statische Pfahlprobelastungen nach zyklischer Belastung	3.30

4	Einfachscherversuche (Simple Shear Versuche) an Bodenproben des Versuchsgeländes.....	4.1
4.1	Versuchstechnik und Probeneinbau.....	4.1
4.2	Monotone Einfachscherversuche	4.5
4.3	Zyklische Einfachscherversuche	4.12
5	Zusammenfassung der Ergebnisse aus den Feld- und Elementversuchen und Vergleich mit Literaturquellen	5.1
6	Nachweisführung axial belasteter Mikropfähle im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit.....	6.1
6.1	Nachweisführung bei statischer Belastung nach DIN 1054:2010-12	6.2
6.1.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit.....	6.2
6.1.2	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.....	6.3
6.2	Nachweisführung unter axial zyklischer Belastung	6.4
6.2.1	Bisherige Regelungen für Mikropfähle in DIN 1054:2005	6.4
6.2.2	Nachweiskonzept nach Mittag/Richter (2005).....	6.5
6.2.3	Nachweiskonzept aus Grundbau-Taschenbuch	6.5
6.3	Vergleich der unterschiedlichen Bemessungsansätze bei Mikropfählen unter statischer und zyklischer Belastung	6.7
6.3.1	Nachweis der Gebrauchstauglichkeit unter zyklischer Belastung.....	6.7
6.3.2	Nachweis der Tragfähigkeit unter zyklischer Belastung.....	6.8
7	Ansätze zur Abschätzung der Pfahlverformungen und zur Pfahlbemessung.....	7.1
7.1	Abschätzung der Pfahlverformungen	7.1
7.1.1	Rechenmodell nach Schwarz (2002) (Kriechanalogie)	7.1
7.1.2	Pfähle A und H.....	7.3
7.1.3	Pfähle C, D und G	7.4
7.2	Pfahlbemessung.....	7.7
8	Zusammenfassung.....	8.1
9	Abbildungsverzeichnis	9.1
10	Tabellenverzeichnis	10.1
11	Literaturverzeichnis	11.1
	Anlage 1 – Lage des Versuchsfelds	A.1.1
	Anlage 2 – Ergebnisse Drucksondierungen	A.2.1
	Anlage 3 – Herstellprotokoll Fa. Bauer Spezialtiefbau	A.3.1

Verwendete Bezeichnungen und Abkürzungen

A_s	[m ²]	Pfahlmantelfläche (= $D_s \cdot \pi \cdot l$)
c'	[kN/m ²]	charakteristischer Wert der Kohäsion im dränierten Zustand
$c_{u,k}$	[kN/m ²]	charakteristischer Wert der Scherfestigkeit im undränierten Zustand
D_s	[m]	Pfahlschaftdurchmesser
$F_{G,k}$	[kN]	charakteristischer Wert der ständigen Einwirkungen
F_{mittel}	[kN]	mittleres statisches Lastniveau
F_{min}	[kN]	Minimallast
F_{max}	[kN]	Maximallast
$F_{Q,k}$	[kN]	charakteristischer Wert der veränderlichen Einwirkungen
F'_{zykl}	[kN]	zyklische Lastamplitude
F_{zykl}	[kN]	zyklische Lastspanne
I_c	[-]	Konsistenzzahl nach Atterberg: $I_c = \frac{w_L - w < 0,4}{I_P}$
I_P	[%]	Plastizitätszahl: $I_P = w_L - w_P$
k_s	[mm]	Kriechmaß
l	[m]	Pfahllänge
N	[-]	Zyklenanzahl/Lastwechselzahl
N_k	[-]	Konusfaktor bei Auswertung von Drucksondierungen
q_c	[kN/m ²]	Sondierspitzenwiderstand Drucksondierung
$R_{1,k}$	[kN]	charakteristischer Pfahlwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit
$R_{2,k}$	[kN]	charakteristischer Pfahlwiderstand im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
$R_{2z,k}$	[kN]	charakteristischer Pfahlzugwiderstand im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
R_d	[kN]	Bemessungswert des Pfahlwiderstands
$s(N)$	[mm]	Verschiebung nach N Lastzyklen
s_1	[mm]	Verschiebung nach dem 1. Lastzyklus
s_1^0	[mm/Lastzyklus]	Verschiebungsrage bei Lastzyklus $N = 1$
$s_{\text{zykl.}}$	[mm]	Verformungsspanne bei zyklischen Pfahlversuchen
$s'_{\text{zykl.}}$	[mm]	Verformungsamplitude bei zyklischen Pfahlversuchen
w	[%]	Natürlicher Wassergehalt
w_L	[%]	Fließgrenze des Kornanteils $\varnothing < 0,4$ mm
w_P	[%]	Ausrollgrenze des Kornanteils $\varnothing < 0,4$ mm
γ_{ave}	[%]	Mittlere Schubverzerrung
γ_c	[%]	Amplitude der Schubverzerrung
γ_G	[-]	Teilsicherheitsbeiwert für ungünstige ständige Einwirkungen
γ_{min}	[%]	Minimale Schubverzerrung
γ_{max}	[%]	Maximale Schubverzerrung
γ_Q	[-]	Teilsicherheitsbeiwert für ungünstige veränderliche Einwirkungen

$\gamma_t / \gamma_{s,t}$	[-]	Teilsicherheitsbeiwerte für Pfahlwiderstände
$\Delta\gamma_{ave}$	[%]	Zunahme der mittleren Schubverzerrung unter zyklischer Belastung
φ'	[°]	charakteristischer Wert des Reibungswinkels im dränierten Zustand
κ	[-]	Beiwert bei Nachweisverfahren für Pfähle unter zyklischer Belastung
λ	[-]	Neigung der log-log-linearen Kurve der Verschiebungsrate
η_M	[-]	Modellfaktor bei auf Zug belasteten Mikropfählen
σ_{vo}	[kN/m ²]	totaler Überlagerungsdruck bei Auswertung von Drucksondierungen
σ_{vo}	[kN/m ²]	Anfangsnormalspannung bei zyklischen Einfachserversuchen
σ'_v	[kN/m ²]	Effektive Normalspannung
τ_{ave}	[kN/m ²]	Mittlere Schubspannung
τ_{min}	[kN/m ²]	Minimale Schubspannung
τ_{max}	[kN/m ²]	Maximale Schubspannung
τ_f	[kN/m ²]	Schubspannung bei Versagen aus Einfachserversuchen
τ_c	[kN/m ²]	Amplitude der Schubspannung

1 Einführung

Der technische und wirtschaftliche Erfolg von Mikropfählen unter statischer Belastung zeigt sich in den klassischen grundbautechnischen Anwendungsbereichen wie z.B. bei Nachgründungen und Unterfangungen und ist mittlerweile seit Jahrzehnten dokumentiert. Die Sicherheit dieser Pfahlgründungen unter zyklischer Belastung ist insbesondere bei Auftriebssicherungen, hohen Strukturen wie Masten und Windkraftanlagen, aber auch bei Lärmschutzwänden von bautechnischer und sicherheitsmäßiger Relevanz (siehe auch Abbildung 1.1), wobei der Wissensstand auf diesem Gebiet deutlich geringer ist.

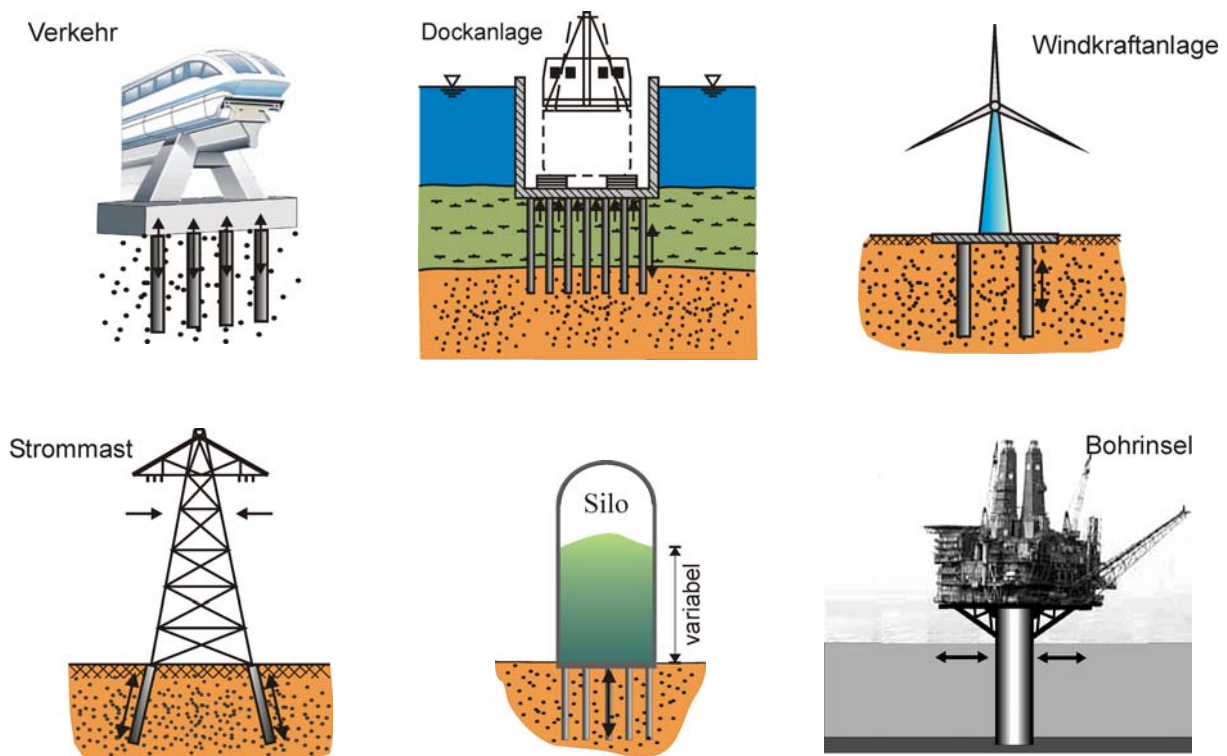


Abbildung 1.1: Zyklische Belastungen auf Mikropfähle (Quelle Kempfert/Thomas, 2006)

Die Ergebnisse der Großversuche und Laborversuche der bisher am Zentrum Geotechnik der TU München zum Thema "Axial zyklisch belastete Pfähle" durchgeführten Forschungsvorhaben (DIBt Vertrag Nr. IV/1-5-369/83 und Vertrag Nr. IV 1-5-801/96) haben gezeigt, dass die Belastbarkeit von Mikropfählen in nichtbindigen Böden bei zyklischer Dauerbeanspruchung wesentlich geringer ist als bei statischer Beanspruchung. Durch die Ergebnisse dieser Vorhaben konnten für Wechsel- und Schwellbelastung erstmals Abminderungsfaktoren für nichtbindige Böden und ein Berechnungsansatz zur Vorabschätzung der Verschiebungen vorgeschlagen werden (SCHWARZ, 2002).

Diese Abminderungsfaktoren sind als Pfahlwiderstände in Form "charakteristischer Lastspannen" bereits in die Neufassung der DIN 1054:2005-01: Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau,

Anhang D und Tabelle D.2: "Anhaltswerte für charakteristische Lastspannen" (für verpresste Mikropfähle aus Erfahrungswerten) übernommen worden.

Im Gegensatz zum Kenntnisstand bei nichtbindigen Böden gibt es für Mikropfähle in bindigen Böden bisher nur wenige dokumentierte Forschungen (siehe auch Abschnitt 2 dieses Berichts). Durch das hier vorgestellte Forschungsvorhaben sollte der Kenntnisstand zum Trag- und Verformungsverhalten von Verpresspfählen mit kleinem Durchmesser unter axial zyklischer Belastung in bindigen Böden erweitert werden. Schwerpunkt des Forschungsvorhabens war die Durchführung von Pfahlversuchen im Maßstab 1:1 in einem leicht bis mittelplastischen Ton (überwiegend steifer Konsistenz). Bei den zyklischen Pfahlversuchen handelte es sich um kraftgesteuerte Versuche im Zugschwellbereich mit bis zu 83.000 Lastwechseln. Die Belastungsfrequenz betrug dabei 0,017 Hz (entspricht einem Zyklus pro Minute).

Ergänzt wurden die Pfahlversuche durch monotone und zyklische Scherversuche im Einfachschergerät. Mit den Laborversuchen sollte untersucht werden, ob aus dem Verformungsverhalten einer Bodenprobe sowohl qualitative als auch quantitative Rückschlüsse auf das Verformungsverhalten eines Pfahls unter zyklischer Beanspruchung gezogen werden können. Dadurch könnte in Zukunft evtl. bei komplexen Fragestellungen die Anzahl an aufwändigen zyklischen Pfahlversuchen reduziert werden.

2 Literaturrecherche

Eine umfangreiche Literaturrecherche zu axial zyklischen Pfahlversuchen im Maßstab 1:1 und zyklischen Modellversuchen findet sich z.B. bei Schwarz (2002) und Malkus (2000). Diese spiegeln den Stand der Forschung bis 2002 wieder. Im vorliegenden Forschungsbericht werden diese Auswertungen noch um die Forschungsergebnisse von Lehane/Jardine/McCabe (2003) und Raithel/Kempfert/Quick (2003) erweitert.

Auf Grund der relativ geringen Anzahl an axial zyklischen Versuchen mit Mikropfählen in bindigen Böden (Karlsrud (1986) und Lehane/Jardine/McCabe (2003)) werden auch zyklische Versuche an Verpressankern und Pfählen mit Durchmesser größer als 300 mm in bindigen Böden bei der Auswertung berücksichtigt. Es handelt sich bei diesen Pfählen meist um Bohrpfähle, und die Mikropfähle im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurden auch als gebohrte Pfähle hergestellt.

2.1 Axial zyklische Pfahlversuche im Maßstab 1:1 in bindigen Böden

Bei der Auswertung der axial zyklischen Pfahlversuche im Maßstab 1:1 wird besonderes Augenmerk auf die bodenmechanischen Eigenschaften des bindigen Bodens (Bodenart, Homogenität, Plastizität und Konsistenz – soweit aus den Forschungsberichten zu ermitteln) gelegt, da davon auszugehen ist, dass diese großen Einfluss sowohl auf die statische Tragfähigkeit der Pfähle als auch auf das Verformungsverhalten unter zyklischer Belastung haben.

Tabelle 2.2 am Ende dieses Abschnitts gibt einen Überblick über die ausgewerteten Forschungsarbeiten zu zyklischen Pfahlversuchen im Maßstab 1:1 in bindigen Böden.

In der Literatur werden die gewählten Lastkombinationen zyklischer Pfahlversuche häufig in einem so genannten zyklischen Interaktionsdiagramm dargestellt (siehe z.B. Abbildung 2.2). Auf der Abszisse des Diagramms ist das Verhältnis von mittlerem Lastniveau (F_{mittel}) zu Pfahlwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit ($R_{1,k}$) dargestellt, auf der Ordinate das Verhältnis von Lastamplitude bzw. –spanne ($F'_{\text{zykl.}}$ bzw. $F_{\text{zykl.}}$) zu $R_{1,k}$. Auf diese Weise kann jeder Versuch als ein Punkt in einem Diagramm dargestellt werden.

Abbildung 2.1 bis Abbildung 2.4 zeigen eine Zusammenstellung der für dieses Forschungsvorhaben ausgewerteten zyklischen Pfahl- bzw. Ankerversuche im Maßstab 1:1.

2.1.1 Mikropfähle

Am Norwegian Geotechnical Institute (NGI) wurden in den 1980er und 1990er Jahren an unterschiedlichen Versuchsfeldern statische und zyklische Versuche mit Mikropfählen in bindigen Böden durchgeführt. Die für diesen Forschungsbericht am ehesten relevanten Versuche wurden in Haga (Norwegen) und Tilbrook (Großbritannien) durchgeführt (Karlsrud/Haugen, 1986 und Karlsrud et al., 1992). Bei den Mikropfählen handelte es sich um Stahlrohrpfähle mit Durchmessern von 153 mm bzw. 219 mm und Längen von 5 m bzw. 10 m. Die wichtigsten Bodeneigenschaften dieser Versuchsfelder sind in Tabelle 2.1 zusammengefasst. Alle Versuchsstrecken lagen unterhalb des Grundwasserspiegels.

An jedem der Pfähle wurden zunächst eine statische Pfahlprobelastung, anschließend zyklische Schwell- oder Wechsellastversuche und abschließend wieder eine statische Pfahlprobelastung durchgeführt.

Der Pfahlwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit wurde in kraftgesteuerten Versuchen ermittelt. Als Versagenskriterium wurde eine Verformungsrate von 1 mm/min definiert. Dies entspricht einem Kriechmaß von 9 mm. In den Versuchen im Rahmen des vorliegenden Forschungsvorhabens wurde ein Versagen bereits bei einem Kriechmaß von 1 mm definiert (siehe hierzu auch Abschnitt 3.6.2).

Der maximale Pfahlwiderstand aus der statischen Pfahlprobelastung in Haga (Ton, weich/breiig) betrug ca. 70 kN und wurde bereits bei Pfahlkopfverformungen von ca. 3 mm erreicht. In Tilbrook (Ton, halbfest) lagen die Pfahlwiderstände zwischen 1000 kN und 2000 kN.

Versuchsfeld	Bodenart	Tiefe unter GOK [m]	w _n [%]	w _p [%]	I _p [%]	Konsistenz
Haga	Ton	0 – 4,5	38	25	15	weich/breiig
		4,5 – 5,5	55 - 60	30	35 - 40	
Tilbrook	Ton, schluffig	0 - 18	16	16 - 19	20 - 25	halbfest
		18 - 30	18	21 - 24	30 - 40	

Tabelle 2.1: Bodenkennwerte Versuchsfelder NGI (aus Karlsrud/Haugen, 1986 und Karlsrud et. al., 1992)

Die Belastungsfrequenz bei den zyklischen Pfahlversuchen lag zwischen 0,1 Hz und 0,17 Hz. Durchgeführt wurden Schwell- und Wechsellastversuche mit bis zu 1.000 Lastwechseln. Lediglich ein Versuch wurde mit 12.300 Zyklen durchgeführt. Als Versagenskriterium wurde entweder eine absolute Pfahlkopfverschiebung von mehr als 1,5 mm, eine Verformungsrate größer 0,5 mm/min oder eine Vergrößerung der zyklischen Wegamplitude von 0,5 mm bis 1,0 mm im Vergleich zum ersten Belastungszyklus definiert.

In Abbildung 2.1 am Ende dieses Abschnitts sind die Ergebnisse der Versuche aus Haga in einem Interaktionsdiagramm dargestellt. Die Ergebnisse aus Tilbrook sind trotz der unterschiedlichen Konsistenz des Tons ähnlich.

Bei allen durchgeführten kraftgesteuerten Versuchen zeigt sich, dass bei Schwelllasten eine Akkumulation der absoluten Pfahlverformungen zum Versagen führt, während die zyklische Wegamplitude während des Versuchs unverändert bleibt. Die Größe der zyklischen Wegamplitude ist dabei nahezu unabhängig vom gewählten mittleren Lastniveau. Bei Wechsellastversuchen führt hingegen eine sich kontinuierlich vergrößernde zyklische Wegamplitude zum Versagen des Pfahls. Insgesamt reagierten die Pfähle unter einer Wechsellast deutlich ungünstiger als unter einer Schwellbelastung.

Die im Anschluss an die zyklische Belastung durchgeführten statischen Pfahlversuche in Haga zeigen bei Schwellbelastungen keinen Tragfähigkeitsverlust, vielmehr stieg der Pfahlwiderstand im Vergleich zu den vorab in einer statischen Pfahlprobelastung ermittelten Werten. In Tilbrook lagen die postzyklischen Pfahltragfähigkeiten unter den vorab ermittelten Pfahlwiderständen. Dies wird darauf zurückgeführt, dass die Versuche in Haga nur bis zu Absolutverformungen 1,0 mm bzw. 1,5 mm durchgeführt wurden (Versagenskriterium) und somit sehr klein waren, während die Versuche in Tilbrook bis zu Absolutverformungen von 40 mm weitergeführt wurden.

Die Ergebnisse der Pfahlversuche in Haga konnten im Labor mit undrained Einfachscherversuchen an aufbereiteten Tonproben nachvollzogen werden.

Die Versuche des NGI bieten eine gute Datengrundlage für Versuche in überwiegend breiigen bis weichen Tonen mit bis zu 1.000 Lastwechseln. Zu beachten ist, dass die Pfähle vor der zyklischen Belastung bereits statisch belastet wurden. Karsrud et. al. gehen davon aus, dass eine ein- oder mehrmalige Vorbelastung die Tragfähigkeit unter zyklischer Belastung eher steigert, in jedem Fall jedoch nicht verringert.

Von 1997 bis 2001 wurden in einem Testfeld in Kinnegar /Nordirland zyklische Pfahlversuche in einem ausgeprägt plastischen Ton mit weicher/breiiger Konsistenz durchgeführt (Lehane/Jardine/McCabe, 2003). Die verwendeten Pfähle waren Betonfertigteilepfähle mit einer Kantenlänge von 250 mm und einer Länge von 6 m. Schwerpunktartig wurden dabei Pfahlgruppen untersucht, es wurden jedoch auch statische und zyklische Versuche an zwei Einzelpfählen durchgeführt.

Bei den kraftgesteuerten zyklischen Versuchen im Zugschwellbereich mit einer Belastungsfrequenz von 0,017 Hz wurde die minimale Last konstant gehalten und die maximale Last nach 19 bis 276 Zyklen mehrmals gesteigert. Insgesamt betrug die maximale Zyklenanzahl 560. Als Versagenskriterium wurde eine Pfahlhebung von 10 % der Pfahlkantenlänge (= 25 mm) definiert. Einer der beiden Einzelpfähle wurde 270 Tage vor Beginn der zyklischen Belastung statisch belastet und war bei Beginn der zyklischen Belastung bereits 1 Jahr alt. Der andere Einzelpfahl wurde nicht vorbelastet und war bei Beginn der zyklischen Belastung 142 Tage alt. Hier zeigt sich, dass der vorbelastete ältere Pfahl auf zyklische Belastungen mit vergleichbarer Amplitude und Lastniveau mit deutlich kleineren Verformungen reagiert als der noch nicht belastete jüngere Pfahl. Dieser Trend zeigt sich auch bei den postzyklisch ermittelten Pfahltragfähigkeiten unter statischer Belastung von 65 kN bzw. 54 kN.

Auf Grund der geringen Zyklenanzahl pro Belastungsstufe lassen sich keine Aussagen über die Entwicklung der akkumulierenden Verformungen bzw. zyklischen Wegamplituden treffen. Eine zusätzliche Schwierigkeit besteht darin, dass die statischen Tragfähigkeiten erst im Anschluss an die zyklischen Versuche ermittelt wurden und daher während der zyklischen Versuche z.T. Maximallasten aufgebracht wurden, die über der hinterher ermittelten Tragfähigkeit des Pfahls unter statischer Belastung lagen, so dass eine Grenze für zulässige Schwellbelastungen und Lastniveaus anhand dieser Versuche nicht getroffen werden kann.

2.1.2 Pfähle mit Durchmesser > 300 mm

In Kempfert/Lauffer (1991) ist das Ergebnis einer Pfahlprobelastung dokumentiert, bei der vor der Ermittlung der statischen Tragfähigkeit eine zyklische Belastung in Form von Wechsellasten aufgebracht wurde. Beim anstehenden Baugrund handelte es sich um eine Wechsellagerung von Schluff und Sand, sowie einer ca. 1 m mächtigen Beckentonschicht im Pfahlfußbereich. Insgesamt wurden 5 Lastwechsel als symmetrische Wechsellast mit einer Belastungsamplitude von 700 kN und 10 Lastwechsel mit einem mittleren Lastniveau von 100 kN und einer Belastungsamplitude von 600 kN durchgeführt. Die in Tabelle 2.2 angegebenen Verhältniswerte $F'_{\text{zykl},k}/R_{1,k}$ und $F_{\text{mittel},k}/R_{1,k}$ beziehen sich auf den nachträglich ermittelten charakteristischen Pfahlwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit $R_{1,k}(\text{Zug})$ von 1200 kN.

Die Verformungen liegen bereits nach einem Zyklus über der festgelegten Grenze von 1,0 cm.

Eine Aussage zur zyklischen Dauertragfähigkeit ist auf Grund der geringen Lastzyklenzahl nicht möglich. Der Baugrund ist inhomogen mit einer nichtbindigen Sandzwischen-schicht, so dass das Ergebnis dieser Pfahlprobelastung nur bedingt für die Ableitung möglicher zulässiger zyklischer Lastspannen in bindigen Böden herangezogen werden kann.

Ein zusätzlicher Schwachpunkt ist die Tatsache, dass die statische Pfahltragfähigkeit erst nachträglich ermittelt wurde. Es ist anzunehmen, dass der tatsächliche Pfahlwiderstand höher ist und die Verhältniswerte in Tabelle 2.2 eigentlich niedriger sind. Eine Abschätzung einer möglichen zyklischen Belastung, die zu einem Versagen führt, anhand dieses Ergebnisses würde also auf der unsicheren Seite liegen.

In Raithel/Kempfert/Quick (2003) ist das Ergebnis einer zyklischen Pfahlprobelastung dokumentiert. Die statische Referenztragfähigkeit auf Druck wurde vorab an einem weiteren Probepfahl bestimmt. Der Pfahlwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit $R_{1,k}$ wurde anhand der Widerstands-Setzungslinie bis 14 MN Belastung extrapoliert und zu ca. 20 MN abgeschätzt. Bei der zyklischen Belastung wurden nacheinander zwei Zug- und zwei Druckschwelllasten mit jeweils unterschiedlichem Lastniveau und unterschiedlicher Belastungsamplitude aufgebracht. Die mittlere statische Belastung F_{mittel} lag dabei nie höher als ca. 10 % von $R_{1,k}$ und die zyklischen Belastungsamplituden zwischen 1 % und 3 % von $R_{1,k}$. Auf Grund dieses niedrigen Lastniveaus waren die auftretenden Verformungen sehr gering ($\ll 1\text{ mm}$) und die Einflüsse aus Temperatur auf die Messeinrichtungen überlagerten die auf Grund der Schwellbelastung auftretenden Verformungen. Bei der anschließend durchgeführten statischen Probelastung am bereits zyklisch belasteten Pfahl konnte im Vergleich zum statischen Referenzpfahl praktisch keine Beeinträchtigung festgestellt werden.

Da der Boden bei dieser Probelastung ebenfalls stark inhomogen war, lassen sich anhand dieser Probelastung keine Tragfähigkeiten für bestimmte Bodenarten ableiten. Die Versuche bestätigen jedoch, dass bei zyklischen Lastamplituden (hier $F'_{\text{zykl},k}$ maximal 0,6 MN) von weniger als 20 % des Pfahlwiderstands im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit $R_{2,k}$ (hier ca. 5 MN bei zulässiger Setzung von 1 cm) die Tragfähigkeit eines Pfahls durch die zyklische Belastung nicht beeinträchtigt wird.

In Kraft et al. (1981) sind Probelastungen an vier Stahlrohrpfählen in steifen bis halbfesten Tonen beschrieben. Die Pfähle wurden zunächst statisch bis zum Versagen belastet. Nach einer Wartezeit von einem Jahr erfolgten erneut statische Pfahlprobelastungen bis zum Bruch auf Zug und Druck. Die dabei ermittelte Tragfähigkeit auf Druck wurde als Referenztragfähigkeit für die folgen-

den zyklischen Belastungen im Druckschwellbereich verwendet. Pro Pfahl wurden sieben unterschiedliche zyklische Versuche mit jeweils bis zu 200 Lastzyklen durchgeführt. Die zyklische Lastamplitude wurde dabei konstant bei ca. 20 % der statischen Referenztragfähigkeit gehalten, das mittlere Lastniveau wurde von ca. 30 % auf 90 % der statischen Referenztragfähigkeit in 10 %-Schritten gesteigert. Bei allen Pfählen war eine exponentielle Zunahme der Pfahlverformungen zu bemerken, sobald die maximale zyklische Last den Wert von 80 % der statischen Tragfähigkeit überschritt. Dies entspricht einem mittleren Lastniveau von 60 % der statischen Tragfähigkeit bei 20 % zyklischer Lastamplitude. Die absoluten Pfahlverschiebungen bis dorthin lagen unter 3 mm.

Von Jaime et al. (1990) wurden statische und zyklische Pfahlprobelastungen (Druckschwellbereich) an vier Betonfertigteilepfählen in weichem Ton (Wassergehalte zwischen 100 % und 400 %) unterhalb des Grundwasserspiegels durchgeführt. Die zyklischen Belastungen wurden im Anschluss an statische Pfahlprobelastungen durchgeführt, die jedoch nur teilweise bis zum Erreichen der Bruchlast durchgeführt wurden. Die Belastungsfrequenzen lagen zwischen 0,08 Hz und 1,0 Hz und es wurden jeweils bis zu acht unterschiedliche Belastungskombinationen mit je 30 Belastungszyklen pro Pfahl durchgeführt. Dabei erreichten die absoluten Pfahlverschiebungen nicht das Versagenskriterium einer Verschiebung von 10 % des Pfahldurchmessers. Bei zyklischen Versuchen, bei denen die Lastamplitude mehr als 40 % des charakteristischen statischen Pfahlwiderstands überschritt, wurde jedoch unabhängig vom mittleren Lastniveau meist eine deutliche Zunahme der plastischen Verformungen festgestellt. Ansonsten zeigten die Pfähle ein nahezu ausschließlich elastisches Verformungsverhalten.

Broms (aus EPRI 1987) führte an insgesamt 13 Holz- bzw. Betonfertigteilepfählen zyklische Pfahlversuche im Druckschwellbereich in Ton durch. Pro Pfahl wurden dabei unterschiedliche Belastungskombinationen mit bis zu 350 Lastwechseln durchgeführt. Häufig wurde die statische Referenztragfähigkeit nur anhand von Ergebnissen aus Flügelsondierungen oder Fallkegelversuchen ermittelt und nicht mittels Pfahlprobelastungen. Bei den unmittelbar aufeinander folgenden zyklischen Belastungen wurden sowohl die zyklische Lastamplitude als auch das Lastniveau variiert. Die ermittelten kritischen zyklischen Maximallasten schwanken zwischen 80 % und 130 % der geschätzten Pfahlwiderstände unter statischer Belastung im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Auf Grund dieses nicht bekannten Pfahlwiderstands wird auf eine Darstellung im Interaktionsdiagramm verzichtet. Aus den Versuchen ist jedoch ersichtlich, dass vor Erreichen einer kritischen zyklischen Belastung die Verformungsraten bereits nach ein bis zwei Zyklen stark abnehmen und dann nahezu konstant bleiben. Unter der Annahme, dass sich dies für mehr als 350 Lastwechsel nicht mehr ändert, könnten damit die Verformungen für beliebig viele Lastzyklen extrapoliert werden. Versuche von Schwarz (2002) in Sanden haben jedoch gezeigt, dass es auch nach einer vorübergehenden Abnahme der Verformungsraten nach einer großen Anzahl von Lastzyklen wieder zu einer Zunahme der Verformungsrate und zu einem Pfahlversagen kommen kann. Um sicher eine Extrapolation für größere Lastwechselzahlen vornehmen zu können, wären zum Vergleich Versuche mit höheren Zyklenzahlen notwendig.

Zyklische Pfahlversuche im Zugschwellbereich von McAnoy et al. (1982), Felio (1985) und Briaud und Felio (1986) in Geschiebemergel bzw. Ton zeigen, dass ein Anstieg der Verformungsrate erst zu erwarten ist, wenn die zyklischen Maximallasten 80 % des statischen Pfahlwiderstands im Grenzzustand der Tragfähigkeit überschreiten.

2.1.3 Verpressanker

In den Jahren 1976 und 1978 wurden von der Forschungs- und Materialprüfungsanstalt für das Bauwesen (FMPA) in Stuttgart zwei Versuchsreihen mit jeweils 9 Verpressankern in leicht bis mittelplastischen Tonen mit halbfester bis fester Konsistenz durchgeführt. Zur Ermittlung der Tragfähigkeit unter statischer Belastung wurden zunächst alle Anker analog zu einer Ankerabnahmeprüfung belastet. Als Tragfähigkeit wurde die Last definiert, "bei der die Ankerkopfverschiebungen noch abklingen". Auf Grund von Inhomogenitäten des Baugrunds und Schichtwasserzutritten variieren die Tragfähigkeiten bei gleicher Länge des Verpresskörpers um teilweise den Faktor 2.

Anschließend wurden die Pfähle mit bis zu fünf verschiedenen zyklischen Zugschwellbeanspruchungen belastet. Belastungsniveau und/oder zyklische Lastamplitude wurden dabei variiert. Die Belastungsfrequenzen lagen zwischen 0,007 Hz und 0,17 Hz. Als Versagenskriterium bei zyklischer Belastung wurde analog zum Kriechmaß bei statischen Versuchen ein Schwellbeiwert ζ definiert:

$$\zeta = \frac{(s_n - s_m)}{\log\left(\frac{N_n}{N_m}\right)}$$

mit

s_i : Verschiebung zum Zeitpunkt i

N_i : Lastzyklenanzahl zum Zeitpunkt i

Die FMPA stellte bei der Auswertung fest, dass es bei Werten von $\zeta \leq 1$ zu einer so genannten zyklischen Beruhigung kommt, während bei Werten von $\zeta > 1$ die Ankerkopfverschiebungen mit zunehmender Zyklenszahl überproportional zunehmen und der Verpressanker versagt. Eine Korrelation zwischen dem Schwellbeiwert unter zyklischer Belastung und dem Kriechbeiwert bei Konstanthaltung einer vergleichbaren statischen Belastung konnte nicht gefunden werden. Es wird daher empfohlen, bei Bedarf zyklische Belastungen durchzuführen und anhand des Schwellbeiwerts abzuschätzen, ob die zyklische Belastung in einem kritischen Bereich liegt oder nicht.

Anhand der Versuchsergebnisse (siehe Abbildung 2.3 und Abbildung 2.4) lässt sich prinzipiell feststellen, dass unterhalb eines Bereichs von $F_{\text{mittel},k}/R_{1,k}$ von 0,4 und einem Verhältnis von $F'_{\text{zykl},k}/R_{1,k} < 0,2$ nie Versagen auftrat. Bei Verhältniswerten $F_{\text{mittel},k}/R_{1,k} > 0,65$ und den untersuchten Verhältnissen $F'_{\text{zykl},k}/R_{1,k}$ zwischen 0,1 und 0,3 trat ein Versagen immer bei weniger als 10.000 Lastwechseln auf.

Zu berücksichtigen ist bei diesen Versuchen, dass alle Anker bereits vor Aufbringung der zyklischen Belastung bis zum Versagen belastet wurden. Da die Belastungsgeschichte bei einem großen Einfluss auf das Verformungsverhalten von bindigen Böden besitzt, ist davon auszugehen, dass die Abschätzung des Lastbereichs, in dem kein Versagen zu erwarten ist, evtl. auf der unsicheren Seite liegt (grau hinterlegt in Abbildung 2.3 und Abbildung 2.4), da ein nicht vorbelasteter Anker evtl. mit größeren Verformungen auf eine zyklische Belastung reagiert als ein bereits vorbelasteter Anker.

Bei den Versuchen, bei denen die Summe aus mittlerem Lastniveau und zyklischer Lastamplitude größer als der vorab bestimmte Widerstand $R_{1,k}$ ist (Werte über der roten Linie in Abbildung 2.3 und Abbildung 2.4) und während des zyklischen Versuchs kein Versagen auftrat, ist zu vermuten, dass ein Fehler bei der Versuchsauswertung bzw. der Ermittlung des statischen Pfahlwiderstands vorliegt.

Nach der zyklischen Belastung wurden an den Anker im Versuchsfeld I nochmals Kriechversuche mit ein bis zwei konstant gehaltenen Lasten durchgeführt. Die Absolutverschiebungen am Ankerkopf sowie die Kriechmaße lagen bis auf einen Fall bei gleicher Laststufe immer deutlich unter den Verschiebungen bzw. Kriechmaßen der statischen Versuche vor der zyklischen Schwellbelastung. Dies ist unabhängig davon, ob die zyklische Schwellbelastung zu einem Versagen des Ankers führte oder nicht.

In der folgenden tabellarischen Zusammenstellung werden die wichtigsten Randbedingungen (Pfahlgeometrie, Bodenart, Lastkombinationen usw.) dargestellt, wobei versucht wird, für alle Literaturquellen möglichst einheitliche Begriffe zu verwenden.

Quelle	Pfahl			Boden			Belastung			
	Pfahltyp	Durchmesser [mm]	Länge [m]	Beschreibung	Plastizität, ggf. Plastizitätszahl I_P [%]	Konsistenz bzw. Konsistenzzahl I_c [-]	Art	Zyklusanzahl	$F'_{\text{zykl},k}/R_{1,k}$	$F_{\text{mittel},k}/R_{1,k}$
Mikropfähle										
Karlsru/ Haugen (1986)	Stahlrohrpfahl	153	5	Ton, mittel- bis ausgeprägt plastisch	siehe Tab. 2.1	siehe Tab. 2.1	Wechsel- last/ Schwell- last	100 bis 1000 (einmal: 12.300)	0,1 bis 0,52	0 bis 0,75
Karlsru et. al. (1992)	Stahlrohrpfahl	219	10	Ton, mittel- bis ausgeprägt plastisch	siehe Tab. 2.1	siehe Tab. 2.1	Wechsel- last/ Schwell- last	60 bis 200	0,425 bis 0,44	0,425 bis 0,44
Lehane/Jardine/ McCabe (2003)	Betonfertigteilpfahl	250 mm (Kantenlänge)	6	Ton, ausgeprägt plastisch	30 bis 40	breiig	Schwell- last	19 bis 276	0,42 bis 0,59	0,57 bis 0,74

Quelle	Pfahl			Boden			Belastung			
	Pfahltyp	Durchmesser [mm]	Länge [m]	Beschreibung	Plastizität, ggf. Plastizitätszahl I_P [%]	Konsistenz bzw. Konsistenzzahl I_c [-]	Art	Zyklenzahl	$F'_{zykl,k}/R_{1,k}$	$F_{mittel,k}/R_{1,k}$
Pfähle Durchmesser > 300 mm										
Kempfert/ Lauffer (1991)	Bohrpfahl	900	10,50	Schluff und Sand, Beckenton	mittelplastisch	weich bis steif	Wechsel- last	5 bzw. 10	0,58 bzw. 0,50	0 bzw. 0,08
Raitzel/ Kempfert/Quick (2003)	Bohrpfahl	1200	27	Ton/Schluff mit Sandlagen	leicht bis mittelplastisch	steif bis halbfest	Schwell- last	bis 25	0,01 – 0,03	0,03 – 0,1
				Opalinuston, (unterschiedlich stark verwittert)	mittel- bis ausgeprägt plastisch bzw. Tonstein	-				
Kraft et al. (1981)	Stahlrohrpfahl	356	12 - 15	Ton	ausgeprägt plastisch	steif bis halbfest	Schwell- last	bis 200	0,2	0,3 – 0,9
Jaime et al. (1990)	Betonfertigteilpfahl	300 mm (Kantenlänge)	10	Ton	-	weich	Schwell- last	bis 30	0,06 – 0,50	0,16 – 0,83

Quelle	Pfahl			Boden			Belastung			
	Pfahltyp	Durchmesser [mm]	Länge [m]	Beschreibung	Plastizität, ggf. Plastizitätszahl I_P [%]	Konsistenz bzw. Konsistenzzahl I_c [-]	Art	Zyklusanzahl	$F'_{\text{zykl},k}/R_{1,k}$	$F_{\text{mittel},k}/R_{1,k}$
Verpressanker										
FMPA Stuttgart (1978)	Verpressanker (Mono- bzw. Druckrohranker)	105	3,5/ 4,5/ 5,5	Ton, leicht bis mittelplastisch (Knollenmergel)	i.M. 19	> 1 halbfest	Zugschwelllasten	15 bis 43.500	0,10 bis 0,30	0,30 bis 0,90
	Verpressanker (Mono- bzw. Druckrohranker)	133	4,5/ 5,5	Ton, mittelplastisch (Knollenmergel)	i.M. 22	> 1,3 halbfest - fest	Zugschwelllasten	100 bis 6.700	0,10 bis 0,19	0,19 bis 0,82

Tabelle 2.2: Übersicht ausgewerteter zyklischer Pfahlversuche im Maßstab 1:1

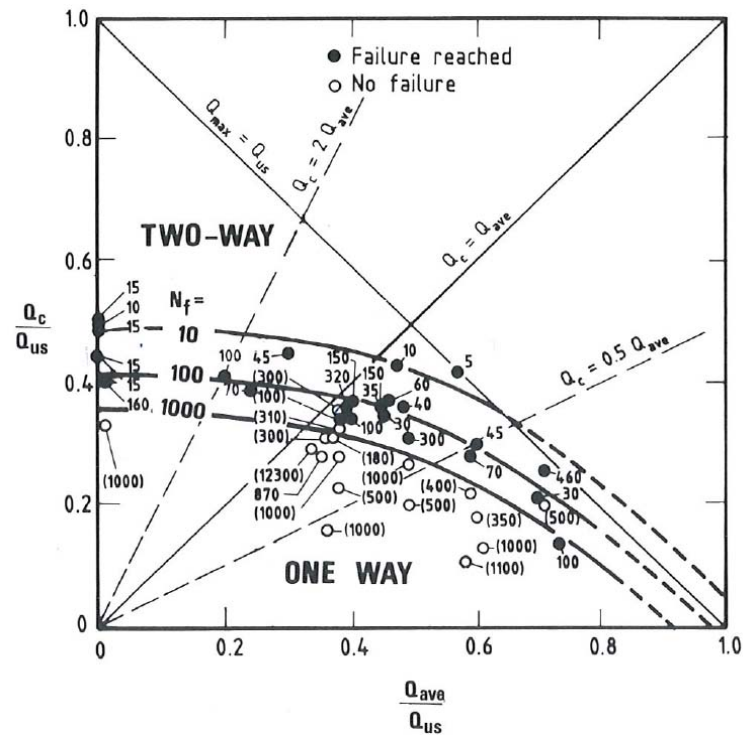


Abbildung 2.1: Interaktionsdiagramm (Karlsrud/Haugen, 1986)

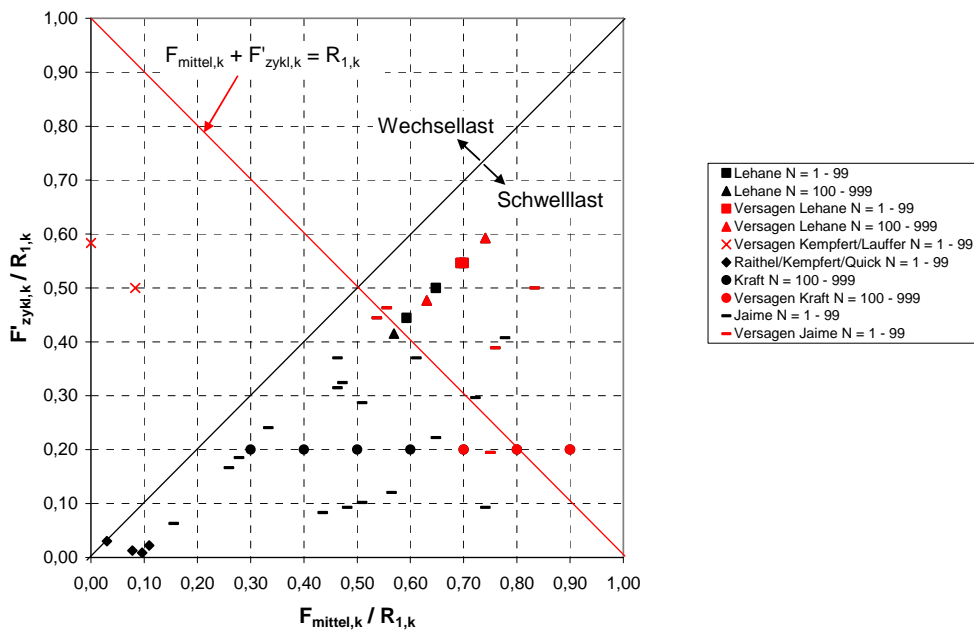


Abbildung 2.2: Interaktionsdiagramm weiterer zyklischer Pfahlversuche im Maßstab 1:1

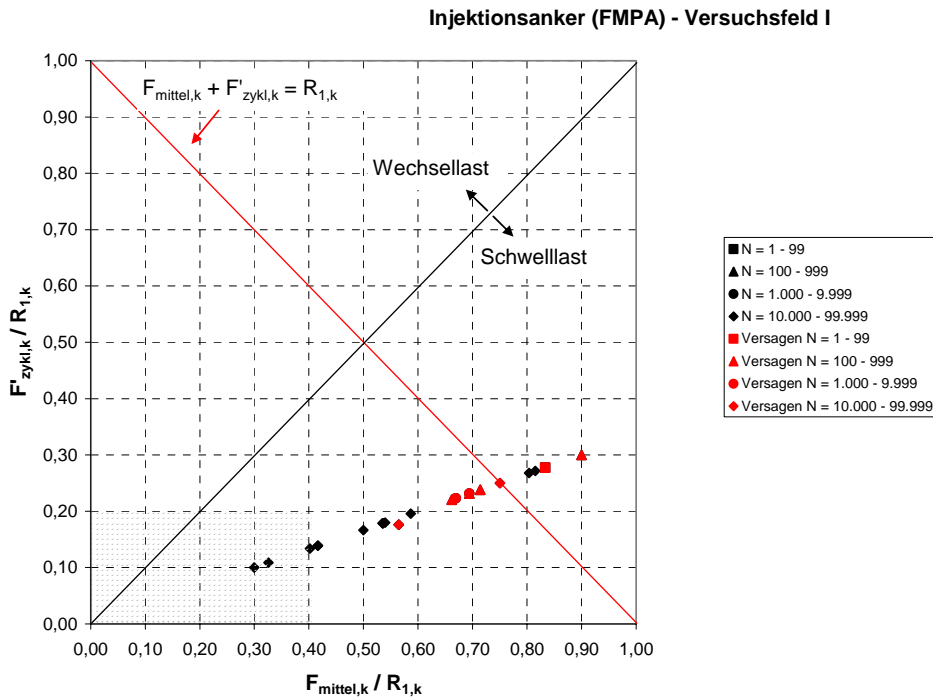


Abbildung 2.3: Interaktionsdiagramm der zyklischen Ankerversuche im Maßstab 1:1 (Versuchsfeld I)

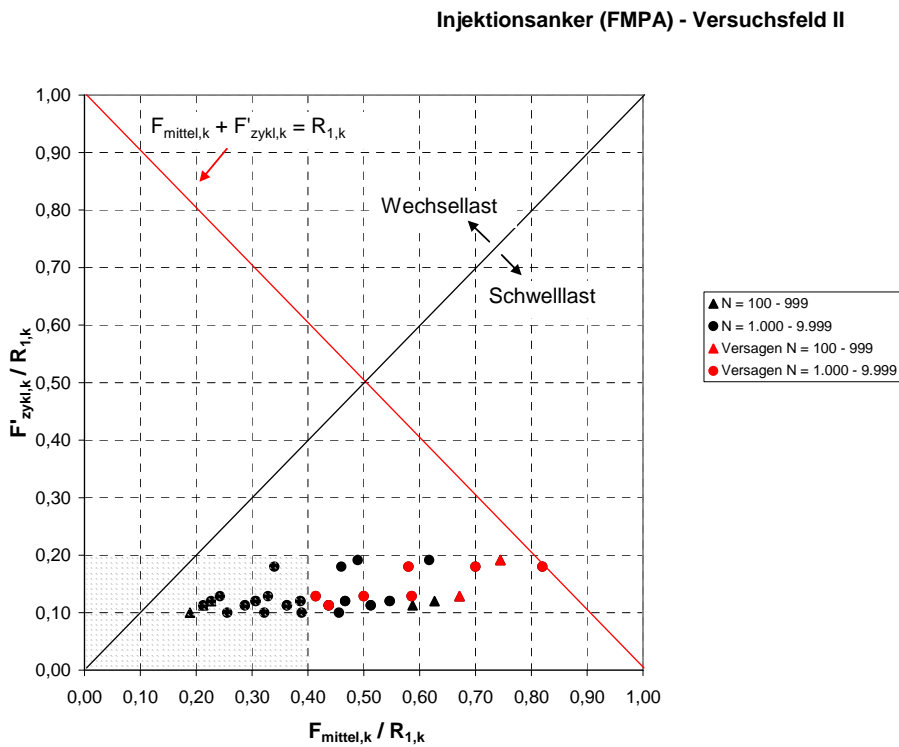


Abbildung 2.4: Interaktionsdiagramm der zyklischen Ankerversuche im Maßstab 1:1 (Versuchsfeld II)

2.2 Kleinmaßstäbliche Modellversuche mit Pfählen

Poulos (1981) führte Wechsellastversuche an Modellpfählen aus Aluminiumrohren in aufbereitetem Ton durch. Der Durchmesser der Pfähle betrug 20 mm, die Pfahlänge 250 mm. Die Modellpfähle wurden in einen zylindrischen Versuchsbehälter mit einem Durchmesser von 152 mm und einer Höhe von 230 mm eingebaut. Der Pfahlfuß ragte aus dem Versuchsbehälter heraus, wodurch sichergestellt wurde, dass ausschließlich die Einflüsse der zyklischen Belastung auf die Pfahlmantelreibung untersucht wurden und sich kein Pfahlfußwiderstand aufbauen konnte.

An den Modellpfählen wurden vorab verformungsgesteuerte statische Versuche bis zu einer Pfahlverschiebung von 2,5 % des Durchmessers (= 0,5 mm) durchgeführt. Die dabei erreichte Kraft wurde als Pfahlwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit definiert.

Anschließend wurden zyklische Wechsellastversuche mit einer Belastungsfrequenz von 0,4 Hz mit bis zu 1000 Lastwechseln durchgeführt. Das mittlere Lastniveau lag konstant bei 10 % der statischen Tragfähigkeit, die Lastamplitude wurde variiert. Bei Überschreiten einer Amplitude von mehr als 50 % der statischen Tragfähigkeit stellte Poulos einen deutlichen Steifigkeitsverlust im Pfahltragverhalten bzw. deutlich zunehmende Verformungen fest.

Prasad et al. (1994) führten zyklische Modellversuche an geramnten Rohrpfählen mit einem Durchmesser von 25 mm und einer Pfahlänge von 500 mm in einem ausgeprägt plastischen Ton weicher Konsistenz durch. Bei den durchgeführten Zugschwellversuchen war bis zu einer Maximalbelastung von ca. 50 % des statischen Pfahlwiderstands eine Beruhigung der Pfahlhebungen nach wenigen Zyklen festzustellen. Bei maximalen Lasten darüber stieg die Verformungsrate mit zunehmender Zyklenzahl an und ein verformungsbedingtes Versagen trat nach weniger als 200 Zyklen auf. Die postzyklisch ermittelten statischen Tragfähigkeiten waren bei Versuchen ohne Versagen um ca. 10 % und bei Versuchen mit Versagen um bis zu 40 % niedriger als die vorab ermittelten statischen Tragfähigkeiten.

Narasimha Rao et al. (1992) führten in einem ausgeprägt plastischen Ton breiiger bis weicher Konsistenz Zugschwellversuche an Schraubankern durch. Die Versuche zeigen ebenfalls bis zu einer Maximalbelastung von 50 % der statischen Tragfähigkeit eine Beruhigung der Hebungen. Bei höheren Maximallasten tritt ein Versagen schon nach weniger als 150 Zyklen ein. Post-zyklisch durchgeführte Ausziehversuche zeigen bei Ankern ohne zyklisches Versagen teilweise eine leichte Tragfähigkeitssteigerung um ca. 10 %. Bei Versuchen mit Versagen auf Grund der zyklischen Belastung zeigen sich Tragfähigkeitsverluste bis ca. 35 %. Diese sind jedoch zum Großteil darauf zurückzuführen, dass sich auf Grund der großen Verformungen während der zyklischen Belastung die Einbindelänge der Schraubanker verringert hat.

McManus et al. (1994) führten zyklische Versuche an Bohrpfählen mit Durchmessern von $D = 59$ mm, 89 mm und 174 mm und Verhältnissen von Pfahlänge zu Pfahldurchmesser von 6,7 bzw. 4,0 durch. Durchgeführt wurden die Versuche in einem künstlich aufbereiteten leichtplastischen Ton. Durch das Aufbringen der zyklischen Zugschwellbelastung sollten Wind- bzw. Sturmergebnisse nachgebildet werden. Eine erste Belastungssequenz (ca. 100 Zyklen) simuliert Windböen zu Beginn eines Sturms, die zweite Belastungsfrequenz (ca. 300 Zyklen) die maximale Beanspruchung während eines Sturms (siehe Abbildung 2.5). Die Belastungsfrequenz wurde typisch für Windereignisse zu 0,02 Hz gewählt. Während der zweiten Belastungssequenz betrug die zyklische

Amplitude F'_{zykl} (L_c in Abbildung 2.5) 10 % der an Referenzpfählen ermittelten statischen Tragfähigkeit. Das Lastniveau F_{mittel} (L_m in Abbildung 2.5) wurde variiert, so dass die maximale Belastung F_{max} (Summe aus L_m und L_c) zwischen 55 % und 90 % der statischen Tragfähigkeit betrug (entspricht Level of Repeated Load in Abbildung 2.6).

Die Versuchsergebnisse zeigen ein exponentielles Ansteigen der Pfahlverformungen mit zunehmendem Lastniveau (siehe Abbildung 2.6) und eine Reduktion der postzyklisch mobilisierbaren Pfahlmantelreibung in Abhängigkeit von den während der zyklischen Belastungssequenzen aufgetretenen absoluten Pfahlverschiebungen. Eine Zunahme der Verformungsrate während der zyklischen Belastungssequenzen konnte für zyklische Lastamplituden von 10 % des statischen Pfahlwiderstands nicht festgestellt werden. Daraus schließen die Autoren, dass sich für derartige zyklische Zugschwellbelastungen kritische Belastungsniveaus bereits anhand der Entwicklung der Pfahlmantelreibung während einer statischen Probelastung ableiten lassen. Versuche zur Bestätigung oder Widerlegung dieser These für höhere zyklische Lastamplituden wurden nicht durchgeführt.

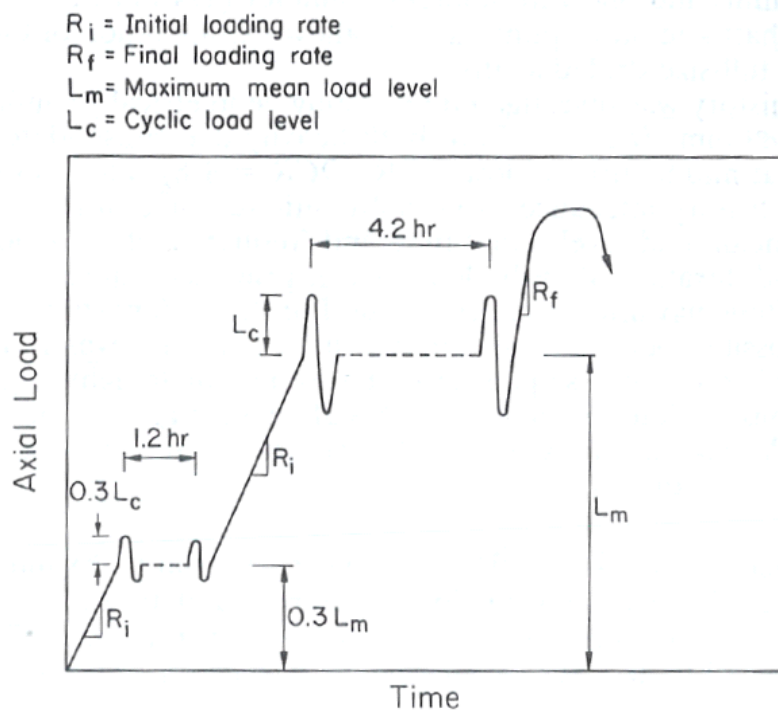


Abbildung 2.5: Versuchsablauf McManus et al. (1994)

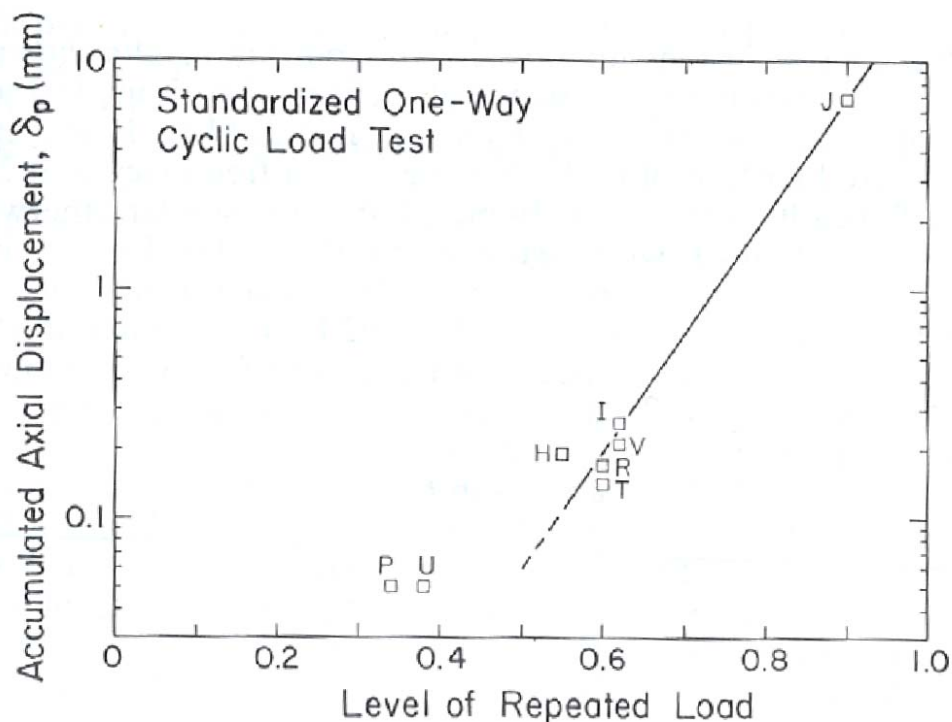


Abbildung 2.6: Pfahlverschiebungen – Level of Repeated Load (McManus et al., 1994)

Bei zusätzlich von McManus et al. (1994) durchgeführten symmetrischen Wechsellastversuchen ($F_{\text{mittel}} = 0$) zeigen die Modellpfähle bei maximalen Belastungen zwischen 12 % und 25 % des statischen Pfahlwiderstands ein praktisch linear elastisches Verhalten. Die postzyklische statische Tragfähigkeit liegt um bis zu 20 % höher als die an Referenzpfählen vorab ermittelte statische Tragfähigkeit. Bei höheren Belastungsniveaus stellten die Autoren ein stark hysteretisches Pfahlverformungsverhalten und eine Verminderung der postzyklischen statischen Tragfähigkeit um bis zu 35 % bei bereits geringen Pfahlverformungen fest. Dieser Tragfähigkeitsverlust wird auf eine so genannte zyklische Entfestigung zurückgeführt. Hierbei kommt es zu einer Reduktion des Spannungsverhältnisses aus effektiven Vertikal- und Horizontalspannungen. Für Wechselbelastungen konnten somit anders als bei den Zugschwellbelastungen keine kritischen Belastungsniveaus anhand statischer Pfahlprobelastungsergebnisse definiert werden.

Im Rahmen dieser Forschungsarbeit werden keine eigenen Modellversuche durchgeführt. Die Ergebnisse der in diesem Abschnitt beschriebenen Modellversuche werden in Kapitel 5 jedoch mit den Ergebnissen aus den Feldversuchen verglichen, da sich bei den Modellversuchen gezeigt hat, dass eine Veränderung des Pfahldurchmessers zu keinen wesentlichen Änderungen im Pfahlverformungsverhalten führt, so dass eine Extrapolation der Ergebnisse auf Feldversuche möglich erscheint.

2.3 Zyklische Laborversuche an bindigen Böden

Zur Bestimmung des Bodenverhaltens unter zyklischer Scherbeanspruchung werden neben zyklischen Triaxial- oder Rahmenscherversuchen häufig zyklische Einfeldversuche (Simple Shear

Versuche) durchgeführt. Diese sind gut dazu geeignet, das Bodenverhalten im Bereich des Pfahlmantels während statischen und zyklischen Pfahlprobelastungen abzubilden (siehe Abbildung 2.7). Erzeugt wird ein ebener Verformungszustand (siehe Abbildung 2.8). Im Versuch gesteuert werden können in der Regel die vertikale Normalspannung σ_v sowie die Schubverzerrung γ bzw. die Schubspannungen τ_{yx} durch eine Bewegung der seitlich stützenden Ringfeder, Stützringe o.ä. (siehe Abbildung 2.9). Während einer Scherbeanspruchung können die Hauptspannungen im Einfachschergerät frei rotieren. Eine Schwierigkeit bei der Bestimmung der Spannungsverteilung in der Probe ist die fehlende Kenntnis der Schubspannungen in den Seitenflächen der Probe. Dadurch entsteht auf den Stirnflächen der Probe und somit auch in der Probe streng genommen keine gleichmäßige Verteilung der Schub- und Normalspannungen. Airey et al. (1985) zeigten jedoch, dass die Annahme einer gleichmäßigen Spannungsverteilung in der Probe gerechtfertigt ist, solange das Verhältnis von Probenhöhe zu Probenlänge bzw. -durchmesser kleiner als 0,2 ist. Zudem zeigten Untersuchungen von Airey et al. (1984), dass die Spannungsverteilung in bindigen Bodenproben deutlich gleichmäßiger ist als in nichtbindigen Bodenproben.

Die im Rahmen dieses Forschungsvorhabens ausgewerteten Literaturquellen sind die Arbeiten von Bjerrum/Landva (1966), Andersen et al. (1976), Andersen et al. (1980), Dyvik et al. (1983), Goulois et al. (1987), Andersen (1988) und Kleven/Andersen (1997) am Norwegian Geotechnical Institute in Oslo (NGI) und die Versuche von Malek (1987), Malek et al. (1989), Azzouz et al. (1989) und Ladd/Edgers (1972) am Massachusetts Institute of Technology (MIT).

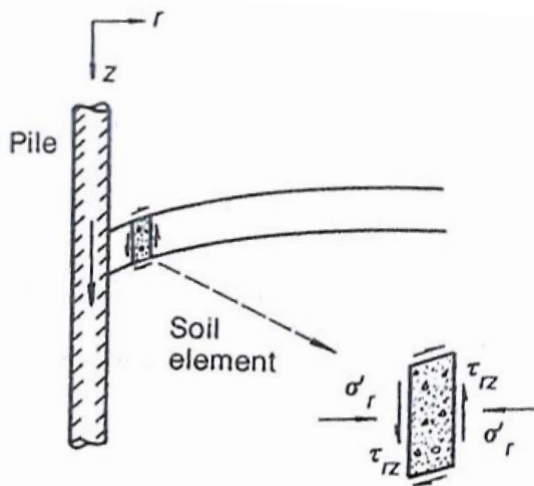


Abbildung 2.7: Übertragung Scherbeanspruchung bei axialer Pfahlprobelastung auf Einfachscherversuche im Labor (Randolph/Wroth, 1981)

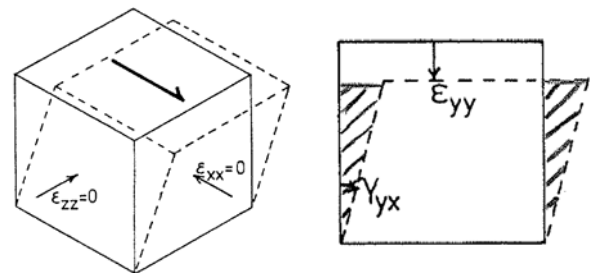


Abbildung 2.8: ebener Verformungszustand im Einfachschergerät (Airey et al., 1985)

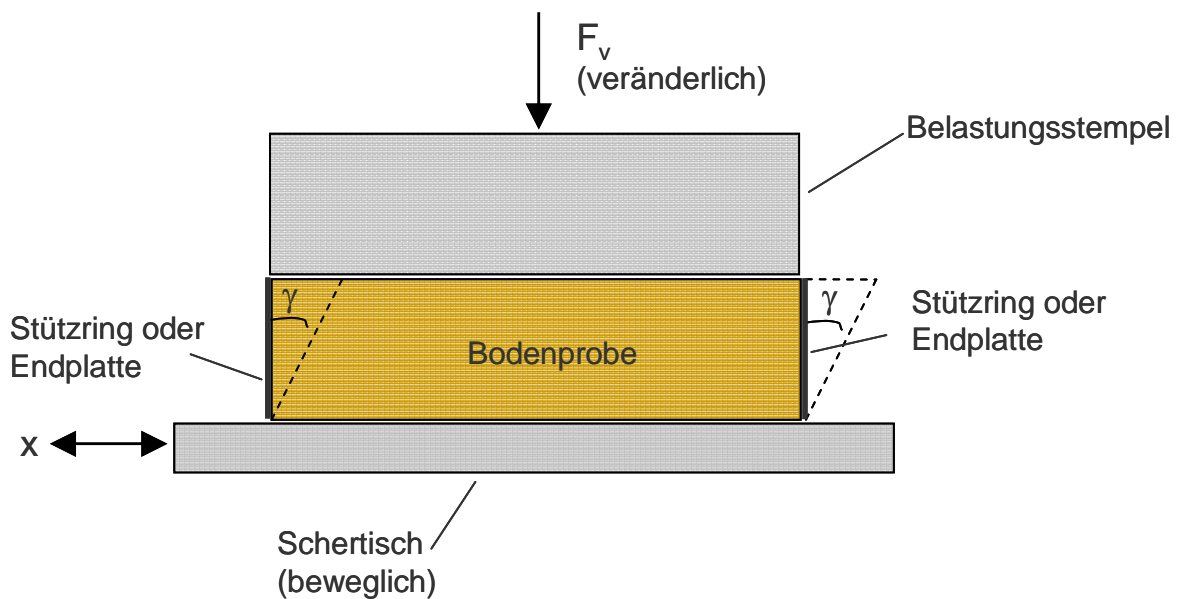


Abbildung 2.9: Prinzipskizze Einfeldschersgerät

2.3.1 NGI

Bei den am NGI untersuchten Böden handelt es sich überwiegend um ausgeprägt plastische Tone weicher bis breiiger Konsistenz. Nach einer Konsolidationsphase wurden alle Einfeldscherversuche als volumenkonstante Versuche durchgeführt. Dies geschieht durch eine entsprechende Nachregelung der vertikalen Normalspannung σ_v . Dies ist eine einfache Möglichkeit, undrained Bodenverhältnisse zu modellieren, da z.B. Prévost/Høeg (1977) oder Dyvik et al. (1988) zeigten, dass die Änderung der Normalspannung bei volumenkonstanten Versuchen äquivalent zur Entwicklung der Porenwasserdrücke bei undrained Versuchen ist.

2.3.1.1 Statische Einfeldscherversuche (NGI)

Bei den durchgeführten weggesteuerten statischen Einfeldscherversuchen wird ein Versagenszustand bei Schubverzerrungen zwischen 3 % und 12 % erreicht. Bei ausgeprägt plastischen Tonen tritt teilweise kein Versagen auf, die Schubspannungen nehmen jedoch ab Schubverzerrungen von bereits 3 % bis 4 % nicht mehr weiter zu.

Normalkonsolidierte Proben unter monotoner Scherbeanspruchung verhalten sich kontraktant, überkonsolidierte Proben zeigen ein überwiegend dilatantes Verhalten.

Im Versagenszustand beträgt das Verhältnis der maximalen Schubspannung τ_f zur Anfangsnormalspannung σ_{v0} bei normalkonsolidierten Böden ca. 0,2. Bei überkonsolidierten Proben werden mit zunehmendem Überkonsolidierungsgrad auch höhere Verhältniszahlen von bis zu 4 bei einem Überkonsolidierungsgrad von $OCR = 50$ erreicht.

Anhand der Spannungspfade (siehe Abbildung 2.10) wird eine Schergerade definiert.

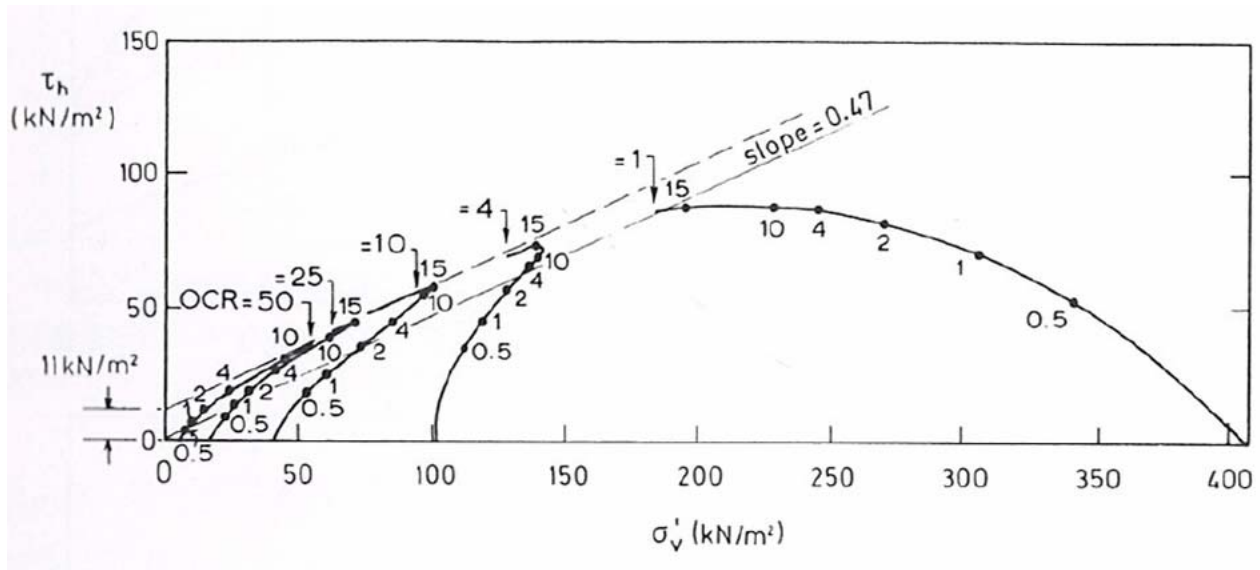
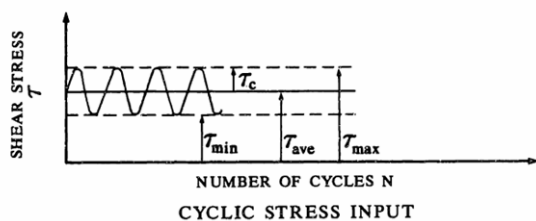


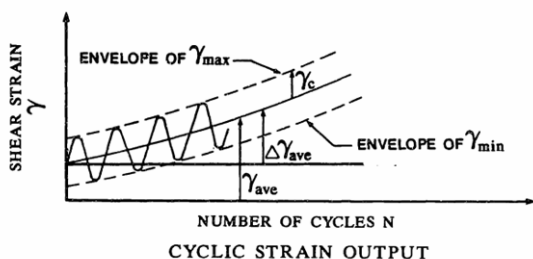
Abbildung 2.10: Spannungspfade mit Schergerade für normalkonsolidierte Probe (OCR = 1) und überkonsolidierte Proben (Andersen et al., 1980) (die Zahlen an den Spannungspfaden geben die zugehörige Schubverzerrung in Prozent an)

2.3.1.2 Zyklische Einfeldversuche (NGI)

Die zyklischen Einfeldversuche wurden kraftgesteuert durchgeführt und die auftretenden Schubverzerrungen erfasst. In Abbildung 2.11 sind die bei der Beschreibung der zyklischen Einfeldversuche verwendeten Bezeichnungen dargestellt.



τ_{min} : minimale Schubspannung
 τ_{max} : maximale Schubspannung
 τ_{ave} : mittlere Schubspannung
 τ_c : Amplitude der Schubspannung



γ_{min} : minimale Schubverzerrung
 γ_{max} : maximale Schubverzerrung
 γ_{ave} : mittlere Schubverzerrung
 γ_c : Amplitude der Schubverzerrung
 $\Delta\gamma_{ave}$: Zunahme der mittleren Schubverzerrung unter zyklischer Belastung

N: Zyklenanzahl

Abbildung 2.11: Begriffsdefinitionen zyklische Einfeldversuche (Malek, 1987)

$$\frac{\tau_{ave}}{\tau_f} \leq 0,5 \quad \text{und gleichzeitig ig} \quad \frac{\tau_c}{\tau_f} \leq 0,4 .$$

Bei Verhältnissen $\frac{\tau_{ave}}{\tau_f} > 0,5$ nehmen die möglichen Verhältnisse $\frac{\tau_c}{\tau_f}$ annähernd linear ab.

Anhand der durchgeführten Schwell- und Wechsellastversuche werden in so genannten Iso- γ_c /Iso- γ_{ave} -Diagrammen für unterschiedliche Lastzyklenanzahlen die zu erwartenden Amplituden der Schubverzerrung γ_c (γ_{cy} in Abbildung 2.13) und der mittleren Schubverzerrung γ_{ave} (γ_a in Abbildung 2.13) in Abhängigkeit von den Schubspannungsverhältnissen $\frac{\tau_{ave}}{\tau_f}$ und $\frac{\tau_c}{\tau_f}$ angegeben (siehe Abbildung 2.13, τ_f entspricht s_u in Abbildung 2.13).

Anhand der Iso- γ_c /Iso- γ_{ave} -Diagramme in Abbildung 2.13 ist zu erkennen, dass die Größe der zu erwartenden Amplitude der Schubverzerrung γ_c stark von der Größe der Amplitude der Schubspannung τ_c und kaum von der Größe der mittleren Schubspannung τ_{ave} abhängt (nahezu horizontale Verläufe der γ_c -Kurven in Abbildung 2.13).

Die zu erwartende mittlere Schubverzerrung γ_{ave} wird hingegen stark von der Größe der mittleren Schubspannung τ_{ave} beeinflusst und nur in geringerem Maße von der Amplitude der Schubspannung τ_c (annähernd vertikaler Verlauf der γ_{ave} -Kurven in Abbildung 2.13).

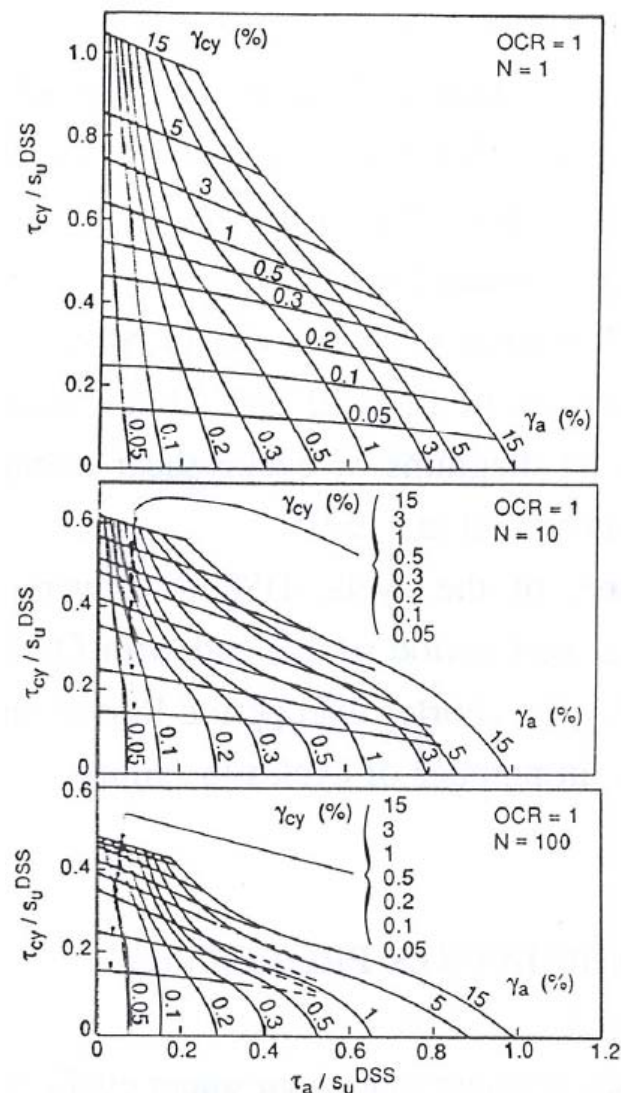


Abbildung 2.13: Iso- γ /Iso- γ_{ave} -Diagramme für $N = 1$, $N = 10$ und $N = 100$ für $OCR = 1$ (Kleven/Andersen, 1997) (der Index DSS steht für Direct Simple Shear Test)

2.3.2 MIT

Bei dem am MIT untersuchten Boden handelt es sich um den so genannten Boston Blue Clay, einen mittelplastischen Ton weicher bis breiiger Konsistenz. Bei den Versuchsreihen wurden ausschließlich normalkonsolidierte Bodenproben untersucht. Der Abschervorgang erfolgt unter volumenkonstanten Verhältnissen.

2.3.2.1 Statische Einfeldscherversuche (MIT)

Bei den durchgeführten weggesteuerten statischen Einfeldscherversuchen wird ein Versagenszustand bei Schubverzerrungen zwischen 3 % und 6 % erreicht. Die normalkonsolidierten Proben verhalten sich während des Abschervorgangs kontraktant.

Im Versagenszustand beträgt das Verhältnis der maximalen Schubspannung τ_f zur Anfangsnormalspannung σ_{v0} bei normalkonsolidierten Böden ca. 0,2. Vergleiche mit Versuchen von Ladd/Edgers (1972) an überkonsolidierten Proben mit Überkonsolidierungsgraden bis $OCR = 8$ zeigen Verhältniswerte bis 1,0 (siehe Abbildung 2.14, oben). Malek (1987) leitet hieraus folgende Korrelation zwischen normal- und überkonsolidierten Bodenproben ab:

$$\frac{\tau_f(\text{normalkonsolidiert})}{\sigma_{v0}} = \frac{\tau_f(\text{normalkonsolidiert})}{\sigma_{v0}} \cdot OCR^{0.8}$$

mit

τ_f : Schubspannung aus statischem Einfeldscherversuch im Versagenszustand

σ_{v0} : vertikale Normalspannung bei Konsolidation

Überkonsolidierte Proben zeigen zunächst ein dilatantes Verhalten und ab einer gewissen Schubverzerrung ein kontraktantes Verhalten. Je höher der Überkonsolidierungsgrad ist, umso später beginnt das kontraktante Verhalten (siehe Abbildung 2.14, unten).

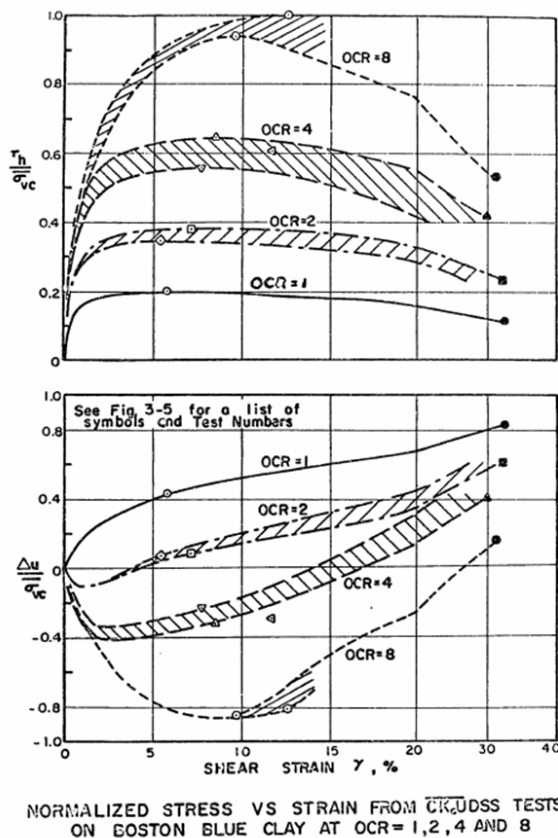
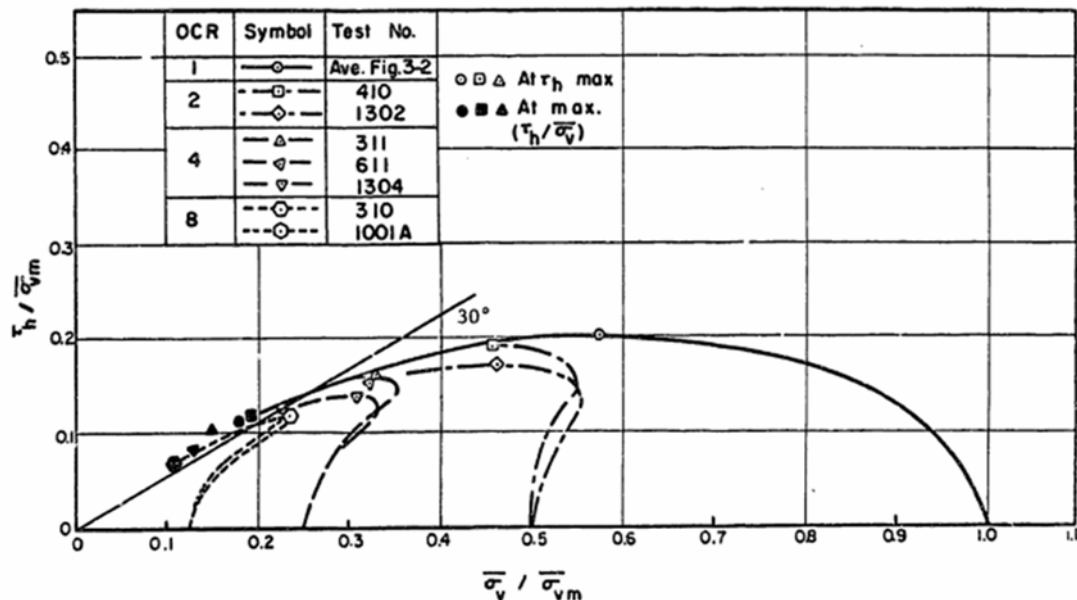


Abbildung 2.14: Ergebnisse statischer Einfeldscherversuche an Boston Blue Clay (Ladd/Edgers, 1972 aus Malek, 1987)

Anhand der Spannungspfade (siehe Abbildung 2.15) wird die so genannte "Maximum Obliquity Line" bestimmt. Sie ist definiert als das maximale Verhältnis von Schub- zu effektiver Normalspannung und entspricht somit der Schergeraden.



NORMALIZED STRESS PATHS FROM CK₀UDSS TESTS ON BOSTON BLUE CLAY
 AT OCR = 1, 2, 4 AND 8

Abbildung 2.15: Spannungspfade aus statischen Einfeldversuchen an Boston Blue Clay (Ladd/Edgers, 1972 aus Malek, 1987)

2.3.2.2 Zyklische Einfeldversuche

Bei den kraftgesteuerten zyklischen Einfeldversuchen im Schwell- und Wechsellastbereich liegt die Belastungsfrequenz bei 0,1 Hz, die Zyklenanzahl beträgt in der Regel zwischen 1000 und 2000. Vereinzelt werden Versuche mit bis zu 100.000 Zyklen durchgeführt. Mit diesen Randbedingungen sollten ebenfalls Beanspruchungen modelliert werden, die typischen Wind- bzw. Sturmbelastungen auf Offshore-Bauwerke entsprechen.

Die Ergebnisse von symmetrischen Wechsellastversuchen bestätigen die Forschungsergebnisse des NGI, dass bei einem Verhältnis von $\frac{\tau_c}{\tau_f} < 0,4$ kein Versagen zu erwarten ist. Wie bereits bei den Versuchen am NGI verhalten sich auch bei den am MIT durchgeführten Versuchen überkonsolidierte Bodenproben unter zyklischer Belastung ungünstiger als normalkonsolidierte Proben.

Die Definition eines Versagenszustands erfolgt bei Malek et al. anhand des Spannungspfad (siehe Abbildung 2.16). Bei einem Versagen erreicht der Spannungspfad bei einer zyklischen Belastung

nach einer bestimmten Zyklenanzahl die aus statischen Einzelscherversuchen ermittelte "Maximum Obliquity Line" (siehe Abbildung 2.15).

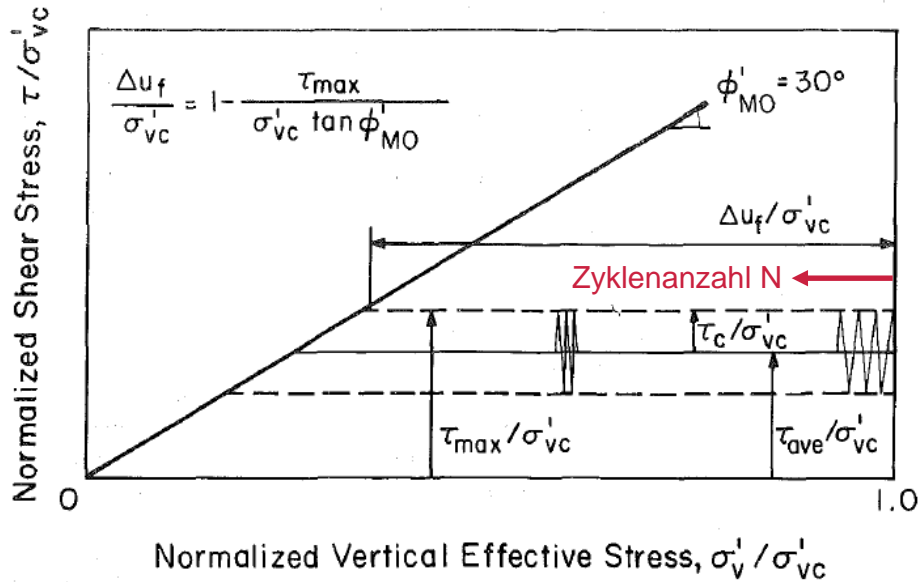


Abbildung 2.16: Prinzip der Entwicklung der effektiven Normalspannung bei Schwelllastversuchen bis zum Erreichen des Versagenszustands (Malek et al., 1989)

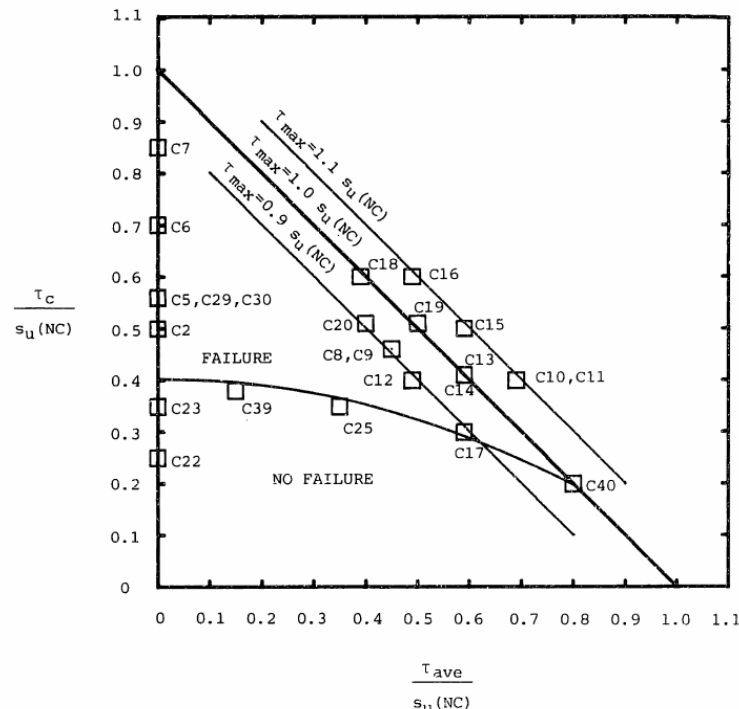


Abbildung 2.17: Interaktionsdiagramm mit Definition des Versagensbereichs für $N > 10.000$ (Malek, 1987)

In Abbildung 2.17 ist in einem Interaktionsdiagramm für eine Zyklenanzahl $N > 10.000$ der Bereich ohne Versagen ("No Failure") in Abhängigkeit der mittleren Schubspannung und der Amplitude der Schubspannung angegeben. Die Schubspannungswerte sind jeweils auf die maximale statische

Schubspannung τ_f (s_u in Abbildung 2.17) bezogen. In Abbildung 2.18 sind Versagensbereiche für unterschiedliche zu erwartende Lastwechselzahlen angegeben.

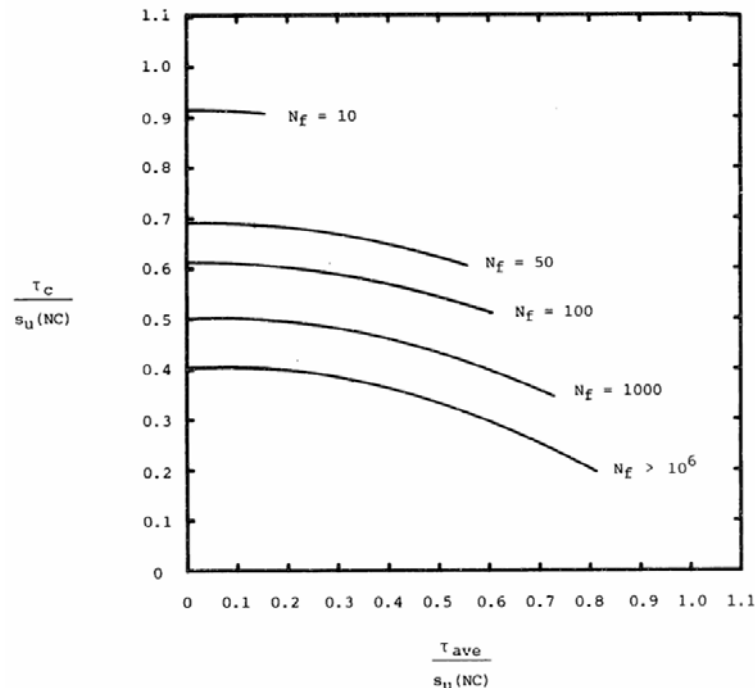


Abbildung 2.18: Interaktionsdiagramm mit Versagensbereichen für unterschiedliche Zyklenanzahlen (Malek, 1987)

Die so definierten Versagensbereiche liegen für Zyklenanzahlen bis $N = 100$ deutlich über denen nach den Verformungskriterien von $\gamma_{ave} = 15\%$ und $\gamma_c = 3\%$ bestimmten Bereichen nach NGI (siehe zum Vergleich z.B. Abbildung 2.13). Der Bereich, in dem auch bei beliebig vielen Lastzyklen nicht mit Versagen zu rechnen ist, stimmt weitgehend mit dem vom NGI definierten Bereich überein.

2.3.3 Post-zyklische statische Einfeldversuche

Die Versuche am NGI und MIT zeigen, dass sich eine zyklische Belastung positiv auf die maximal aufnehmbare Schubspannung in einem anschließenden statischen Einfeldversuch auswirken kann. Dies ist vor allem dann zu beobachten, wenn die Probe im zyklischen Versuch nicht versagt hat, die Schubverzerrungen also verhältnismäßig gering waren. Eine vorhergehende zyklische Belastung hat auf die statische Tragfähigkeit demnach einen ähnlichen Einfluss wie eine Überkonsolidierung.

In Abschnitt 4 dieses Forschungsberichts werden die Ergebnisse von statischen und zyklischen Einfeldversuchen dargestellt, die an Proben aus dem aktuellen Versuchsfeld des Zentrum Geotechnik der TU München in Mundlfing durchgeführt wurden, und mit den Ergebnissen der Laborversuche in diesem Abschnitt verglichen.

2.4 Numerische Modellierung

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wird auf die Durchführung von numerischen Berechnungen verzichtet. Ein wesentlicher Grund dafür ist, dass bisherige numerische Modellierungen von z.B. Rebstock (2005) gezeigt haben, dass eine Modellierung einzelner Zyklen sehr zeitaufwändig ist und sich somit nur eine sehr begrenzte Anzahl an Zyklen (< 100) in einem vertretbaren Zeitaufwand implizit darstellen lässt. Zur Abschätzung von Verformungen auf Grund großer Zyklenzahlen ist es notwendig, diese Ergebnisse aus einer impliziten Berechnung entsprechend zu extrapolieren. Bei nichtbindigen Böden existieren mittlerweile Stoffmodelle, z.B. Hypoplastizität mit intergranularer Dehnung, die eine numerische Modellierung einer zyklischen Belastung ermöglichen. Für einige Modellböden, z.B. Karlsruher Sand sind auch die Bodenkennwerte und Parameter, die als Eingangsgrößen für das Stoffmodell benötigt werden, hinreichend bekannt. Für bindige Böden unter zyklischer Belastung existieren solche Stoffmodelle derzeit noch nicht.

Zur Prognose von Pfahlverformungen und der Pfahltragfähigkeit in bindigen Böden auf Grund zyklischer Belastungen wurden deshalb im Rahmen dieser Arbeit analytische und empirische Ansätze entwickelt bzw. weiterentwickelt, die auf Ergebnissen von statischen und zyklischen Feld- und Laborversuchen beruhen (siehe Kapitel 7).

2.5 Abschließende Bewertung der ausgewerteten Arbeiten

2.5.1 Feld- und Modellversuche

Die Anzahl der bisher durchgeführten zyklischen Versuche an Pfählen im Maßstab 1:1 oder Modellpfählen in bindigen Böden ist relativ gering. Besonders bei den Feldversuchen unterscheiden sich die Randbedingungen sehr stark hinsichtlich Pfahlart, Schichtung des Baugrunds, Belastungsart und Belastungsgeschichte, so dass ein direkter Vergleich der Versuchsergebnisse auch bei Normierung der Lastbedingungen schwierig ist. Häufig handelt es sich auch um Einzelversuche und keine systematischen Reihenuntersuchungen. Zur Beurteilung des Langzeitverhaltens sind häufig die Anzahl der durchgeführten Lastwechsel zu gering bzw. wurden die Lasten zu hoch gewählt, so dass ein Versagen schon nach kurzer Zeit auftrat. Bei der Beurteilung der zyklischen bzw. post-zyklischen Tragfähigkeit besteht häufig das Problem, dass die Pfähle vor einer zyklischen Belastung bereits statisch bis zum Bruch belastet worden waren oder eine statische Referenztragfähigkeit vorab überhaupt nicht ermittelt wurde.

Dennoch lassen sich einige Erkenntnisse aus den ausgewerteten Feld- und Modellversuchen ableiten:

Auf Grund einer zyklischen Belastung kommt es zu akkumulierenden plastischen Verformungen, die in der Regel die Verformungen aus statischer Beanspruchung überschreiten. Hierbei führen Wechsellasten zu einem ungünstigeren Pfahlverformungsverhalten als Schwelllasten. Während bei Schwelllasten die Verformungsamplitude weitgehend konstant bleibt, ist besonders bei symmetrischen Wechsellasten öfter eine Zunahme der Verformungsamplitude festzustellen.

In Abhängigkeit von der Belastungsamplitude und des Belastungsniveaus werden Bereiche definiert, in denen mit einem Versagen bzw. einem stabilen Pfahlverhalten zu rechnen ist. Häufig wird

dazu die zyklische Maximallast betrachtet. Während bei Versuchen im Maßstab 1:1 von einem Versagen häufig erst ab Maximallasten von mehr als 80 % des statischen Pfahlwiderstands berichtet wird, wird diese Grenze bei Modellversuchen eher bei 50 % definiert. Zu beachten ist hierbei immer, dass die Zyklenzahl nie größer als 1000 ist und es keine abgesicherten Kenntnisse darüber gibt, ob anhand dieser geringen Zyklenzahl eine Abschätzung der Dauertragfähigkeit getroffen werden kann. Relativ gut abgesichert anhand der bisherigen Arbeiten ist die in DIN 1054 oder in den EA-Pfähle definierte Grenze einer zyklischen Lastamplitude von weniger als 10 % des statischen Pfahlwiderstands im Grenzzustand der Tragfähigkeit, unterhalb der davon ausgegangen wird, dass zyklische Belastungen keinen Einfluss auf die Pfahltragfähigkeit haben.

Die post-zyklische Tragfähigkeit hängt sehr stark von den während der zyklischen Belastung aufgetretenen Verformungen ab. Sind diese verhältnismäßig klein oder kommt es zu einer Verformungsberuhigung, werden Tragfähigkeitssteigerungen oder allenfalls geringe Tragfähigkeitsverluste beobachtet (< 10 %). Bei großen zyklischen Verformungen sinken die post-zyklischen Tragfähigkeiten z. T. bis auf 40 % des statischen Pfahlwiderstands ohne zyklische Belastung.

In Böden, bei denen während der zyklischen Belastung ein starker Anstieg der Porenwasserdrücke gemessen wird, versagen die Pfähle in der Regel innerhalb weniger Zyklen. Es ist also zu vermuten, dass Pfähle in wassergesättigten bindigen Böden ein deutlich ungünstigeres Verformungsverhalten aufweisen als in ungesättigten Böden. Die Versuche des NGI haben gezeigt, dass die Konsistenz des Bodens für das Pfahlverformungsverhalten nicht von entscheidender Bedeutung ist. Bei Malkus (2000) wird gezeigt, dass vielmehr die Plastizität einen Einfluss auf das Verformungsverhalten unter zyklischer Belastung hat. Je größer die Plastizität eines Bodens ist, umso weniger sensibel reagiert er auf zyklische Verformungen. Diese Tendenz wird auch durch einen Vergleich mit den Versuchen in nichtbindigen Böden unterstützt. Diese reagieren deutlich ungünstiger auf zyklische Belastungen als Tone.

2.5.2 Laborversuche

Wie in den Feld- und Modellversuchen zeigt sich in den Laborversuchen, dass bei Wechsellasten eine Zunahme der Verformungsamplitude und bei Schwelllasten in der Regel eine Zunahme der mittleren Verformung zum Versagen führt. Wenn Versagen auftritt, geschieht dies wie bei den Feld- und Modellversuchen innerhalb weniger Zyklen und die Verformungen steigen exponentiell an. Ebenso ist eine sich einstellende Beruhigung bereits nach ca. 100 Zyklen zu erkennen.

Bei Lastamplituden von weniger als 10 % der statischen Tragfähigkeit wurde in den ausgewerteten Laborversuchen in keinem Fall ein Versagen beobachtet. Für Werte der Schubspannungsamplitude unter 40 % der statischen Tragfähigkeit ist bei Wechsellasten in Laborversuchen kein Versagen zu erwarten. Für Schwelllasten unterscheiden sich die Versagensbereiche nach NGI und MIT deutlich. Gegenüber den Feld- und Modellversuchen sind nach Malek (1987) auch Werte der maximalen Schubspannung τ_{\max} von deutlich über 80 % der statischen Tragfähigkeit τ_f möglich, ohne dass ein Versagen beobachtet wurde.

Bei verhältnismäßig kleinen Verformungen während einer zyklischen Belastung werden hingegen wie in den Feld- und Modellversuchen Tragfähigkeitssteigerungen beobachtet.

Mit Hilfe von Einzelscherversuchen kann demnach das qualitative Verhalten eines Bodenelements im Pfahlmantelbereich gut abgeschätzt werden. Bei einer Übertragung von Einzelscherversuchen im Labor auf Feldversuche ist sehr genau abzuwägen, inwieweit Laborversuchsrandbedingungen die Ergebnisse beeinflussen. In Abschnitt 5 dieses Forschungsberichts wird kurz auf die Möglichkeit einer Übertragung anhand der durchgeführten statischen und zyklischen Pfahlversuche und Einzelscherversuche eingegangen.

3 Pfahlversuche

Einer der Schwerpunkte des Forschungsvorhabens ist die Durchführung von Pfahlversuchen mit vertikal axial zyklischer Belastung an gebohrten Mikropfählen in einem bindigen Boden in Verbindung mit statischen Pfahlprobelastungen als Referenzversuchen. Entscheidendes Kriterium bei der Auswahl des Geländes war die Homogenität des Untergrunds im gesamten Versuchsfeld, um die Vergleichbarkeit der Ergebnisse der Pfahlversuche sicherzustellen.

3.1 Versuchsgelände

Ein entsprechendes Versuchsgelände wurde Anfang 2009 gefunden. Das Versuchsgelände (ca. 12 m · 20 m) liegt im Randbereich einer Tongrube der Fa. Erlus AG in Mundlfing / Niederbayern (siehe auch Anlage 1) und wurde dem Zentrum Geotechnik für den Zeitraum der zyklischen Dauerversuche von der Fa. Erlus zur Verfügung gestellt.

3.1.1 Geologie

Geologisch gesehen handelt es sich bei dem im Versuchsgelände anstehenden Boden um einen Löß, ein äolisches Sediment, das während der trockeneren Perioden einer Eiszeit abgelagert wurde (Jerz, 1993). Nach Jerz (1993) entsteht durch Entkalkung ein gelbbrauner Lößlehm, wobei sich an der Entkalkungsgrenze häufig rundliche Kalkkonkretionen, sogenannte Lößkindl ausbilden. Diese wurden auch bei den Bohrungen im Versuchsfeld in Mundlfing angetroffen. Nach Jerz (1993) weisen die Lößlehme des Tertiärhügellands Tongehalte zwischen 15 % - 30 %, Schluffgehalte zwischen 45 % bis z.T. 70 % und bis zu 30 % Feinsandanteil auf (siehe hierzu auch Abschnitt 3.2).

3.1.2 Baugrunderkundung

Im Rahmen der Voruntersuchung des Geländes wurden insgesamt 7 Baugrundaufschlussbohrungen durchgeführt, 3 in der Nähe des Versuchsgeländes (das eigentliche Versuchsgelände war erst zu einem späteren Zeitpunkt zugänglich) und 4 direkt innerhalb des Geländes (siehe auch Bild 3.1). Im Versuchsgelände steht Ton ab Geländeoberfläche bis in Tiefen von mindestens 7 m an. Nach Bohrsprache durch Mitarbeiter des Zentrum Geotechnik vor Ort handelt es sich dabei bis in Tiefen von ca. 4,5 m überwiegend um Ton steifer Konsistenz mit untergeordnet auftretenden weichen Zwischenschichten, die sich jedoch gleich bleibend durch das gesamte Versuchsgelände ziehen. Ab Tiefen von ca. 4,5 m steht Ton halbfester bis fester Konsistenz an.

Zusätzlich wurden im Bereich des Versuchsgeländes 4 Drucksondierungen (CPT) nach DIN EN ISO 22476-1 durchgeführt (siehe auch Bild 3.1). Die Ergebnisse der Drucksondierungen sind in Anlage 2 dargestellt. Bei Auswertung dieser Ergebnisse z.B. nach DIN 4094-1:2002 und LUNNE/ROBERTSON/POWELL (1997) handelt es sich demnach um einen Ton mit einer undrännierten Scherfestigkeit von ca.

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{N_k} = \frac{1000 - 40}{15} = 64 \text{ kN/m}^2 \approx 60 \text{ kN/m}^2$$

mit

q_c gemessener und gemittelter (bis in eine Tiefe von ca. 4 m) Spitzenwiderstand [kN/m²]

σ_{vo} totaler Überlagerungsdruck [kN/m²], hier Annahme: 40 kN/m² in einer Tiefe von ca. 2 m

N_k Konusfaktor, je nach Plastizität zwischen 10 – 20, hier Annahme: 15 für einen mittelplastischen Ton.

In Anlage 3 ist ein Längsschnitt des Versuchsfelds dargestellt.

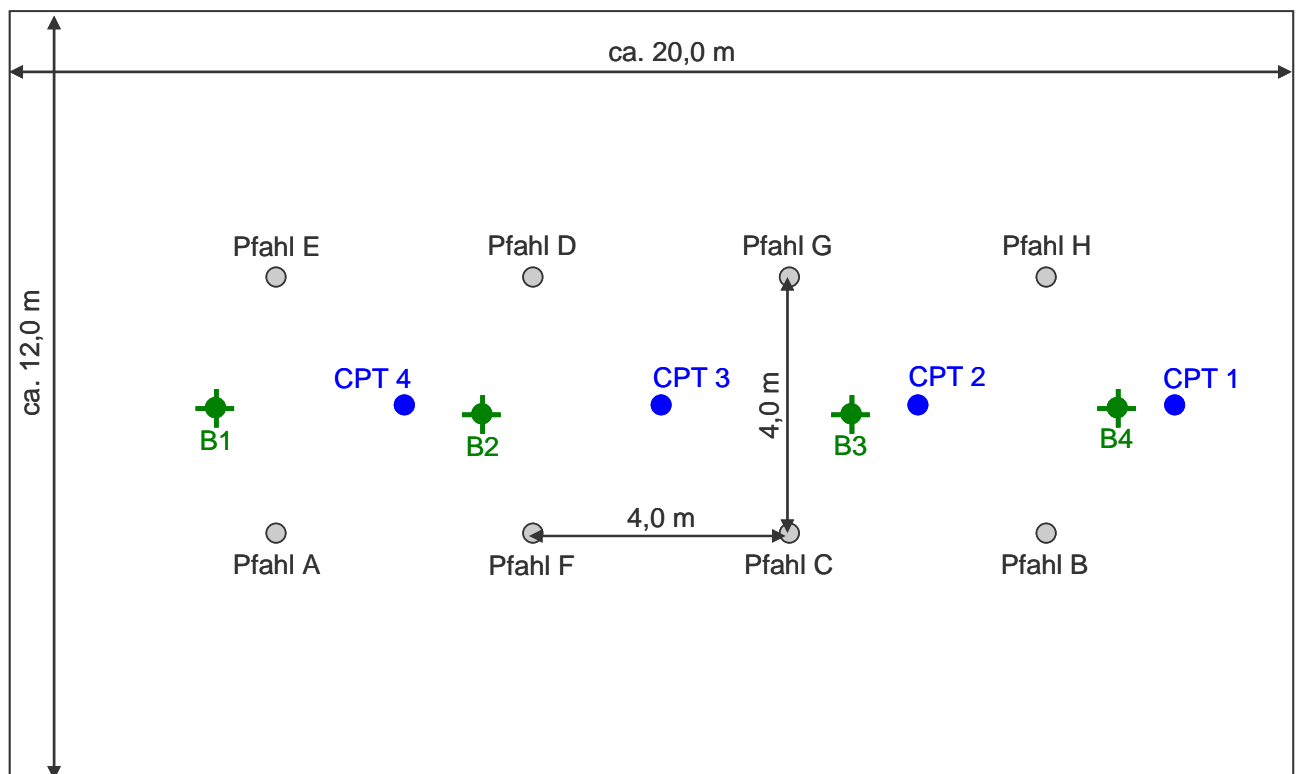


Abbildung 3.1: Lage der Aufschlussbohrungen und Drucksondierungen im Versuchsfeld

- ...Mikropfähle
- ⊕ ...Aufschlussbohrungen
- ...Drucksondierungen

3.2 Klassifizierende Laborversuche

Zur genaueren Klassifizierung des Bodens wurden 12 Bodenproben aus Bohrkernen im Labor untersucht. Nach DIN 18196 bzw. DIN EN ISO 14688-1 handelt es sich bei den untersuchten Proben um einen leicht- bis mittelplastischen Ton (Bodengruppen TL bzw. TM) überwiegend steifer, z.T. weicher Konsistenz. Der Tonanteil der Proben, an denen eine Sieb- und Sedimentationsanalyse durchgeführt wurde, liegt zwischen 17 % und ca. 22 %. Der Feinsandanteil zwischen 7 % und 20 %. Diese liegen im Bereich der aus geologischen Untersuchungen bekannten Werte (siehe Abschnitt 3.1.1). Die wichtigsten Bodeneigenschaften sind in Tabelle 3.1 zusammengefasst.

Bodengruppe nach DIN 18196	Bodenart nach DIN EN ISO 14688-1	Anzahl untersuchte Proben	w _{<0,4} [%]	w _L [%]	w _P [%]	I _P [%]	I _C [-]
TM	fsa'- fsaCl	1	18,7 bis 25,6	35,9 bis 46,7	16,2 bis 17,8	18,6 bis 29,4	0,54
		9					0,81 bis 0,87
TL	fsa'- fsaCl	2	18,7 bis 21,3	27,1 bis 29,2	12,2 bis 15,7	13,5 bis 14,9	0,56 bis 0,59

Tabelle 3.1: Bodenmechanische Parameter Mundfing-Ton

3.3 Vorbereitung der Pfahlversuche

Die Mikropfähle für dieses Forschungsvorhaben werden nach DIN EN 14199:2005 ("Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Pfähle mit kleinen Durchmessern (Mikropfähle)", Vorgängerdokument DIN 4128 ("Verpresspfähle mit kleinem Durchmesser")) als gebohrte Mikropfähle bezeichnet und besitzen einen GEWI-Stahl (Ø 50 mm, BSt 500 S) als Tragglied. Nach derzeitigem Stand der Normung ist für diese Art von Mikropfählen bei bautechnischer Inanspruchnahme eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung erforderlich (siehe hierzu auch Abschnitt 3.4).

3.3.1 Ausstattung der Bewehrungsstähe mit Dehnmessstreifen

Zur Erfassung der Verteilung der Mantelreibung über die Pfahltiefe wurden an den Traggliedern auf einer Länge von 3,0 m jeweils 5 Messstellen mit Dehnmessstreifen (DMS) im Abstand von 0,75 m bestückt (siehe Abbildungen Abbildung 3.2 und Abbildung 3.3). Die DMS wurden als Vollbrückenschaltung ausgeführt, um evtl. auftretende Biegebeanspruchungen im Tragglied während der Versuche zu kompensieren. Die DMS wurden dreifach gegen Nässe und

Beanspruchungen während des Transports und des Einbaus geschützt (Silikonschutzschicht, Überdeckung mit Kautschuk, Ummantelung mit Walzblei) (siehe Abbildung 3.4 bis Abbildung 3.6).

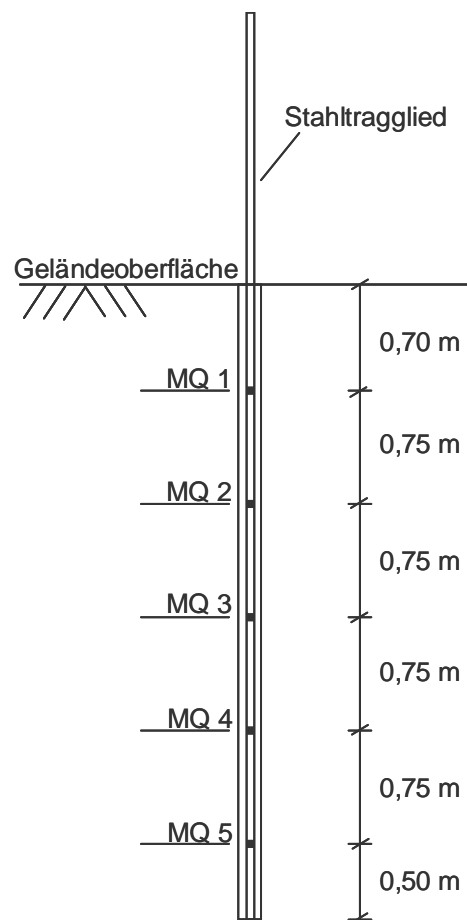


Abbildung 3.2: Messquerschnitte Pfahl



Abbildung 3.3: DMS auf GEWI-Stahl

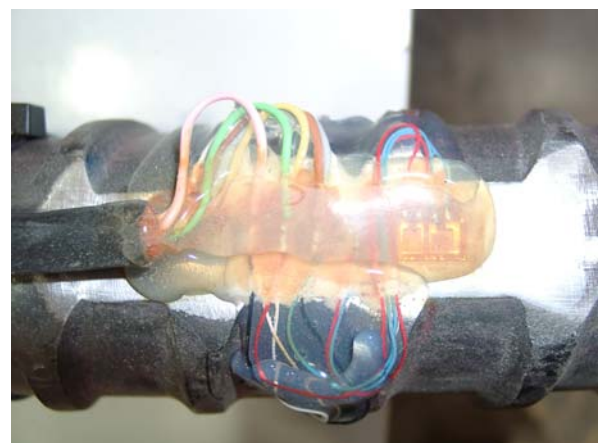


Abbildung 3.4: Silikon-Schutzschicht



Abbildung 3.5: Kautschuk-Schicht



Abbildung 3.6: Ummantelung mit Walzblei

3.3.2 Kalibrierung der Dehnmessstreifen

Abschließend wurden die GEWI-Stähle bzw. die DMS-Messstellen in einem hierfür aufgebauten Versuchsstand in der Versuchsgrube am Zentrum Geotechnik über eine Mehrpunktkurve für einen Lastbereich von 0 kN bis 300 kN kalibriert. Dabei wurden die GEWI-Stähle in einen Schacht aus Betonringen eingestellt, am Fuß fixiert und mit Hilfe eines Hohlkolbenzylinders auf Zug belastet (siehe Abbildung 3.7). Die Kraftmessung erfolgt über eine kalibrierte Kraftmessdose PRE 1000 kN der Fa. Huggenberger (Messabweichung von max. 1 kN je 100 kN).

Bei der Kalibrierung zeigten die DMS eine hohe Linearität mit maximalen Abweichungen zur Anzeige der Kraftmessdose von 1 kN.



Abbildung 3.7: Testaufbau in der Versuchsgrube des Zentrum Geotechnik

3.3.3 Test der Versuchseinrichtung in der Versuchsgrube am Zentrum Geotechnik

Um die Eignung der vorgesehenen servohydraulischen Belastungseinrichtung und der Steuerungstechnik für einen zyklischen Versuch mit bis zu 100.000 Lastwechseln zu überprüfen, wurde ein nicht für den späteren Einbau im Feld vorgesehener GEWI-Stahl in der Versuchsgrube eingebaut. Die Belastung des Pfahls erfolgte mit einem speziell für zyklische Langzeitversuche abgedichteten Hohlkolbenzylinder (LHC140-55/175 mit gleitarmen Dichtungen). Die Versuchssteuerung und die Datenerfassung erfolgten automatisch. Insgesamt wurde der Versuchsaufbau ca. einen Monat lang im Zugschwellbereich mit einer Belastungsfrequenz von einem Zyklus pro Minute (insgesamt ca. 44.000 Zyklen) getestet. In dieser Zeit traten keine Undichtigkeiten am Hohlkolbenzylinder und keine Probleme bei der Messwerterfassung oder der Steuerungstechnik auf, so dass das System für die vorgesehenen Versuche als geeignet bewertet wurde.

3.4 Pfahlherstellung und Erstellung Arbeitsplanum

Im März 2009 wurden im Versuchsfeld in Mundfing insgesamt 8 Mikropfähle verfahrenstechnisch gleich hergestellt. Die Herstellung erfolgte gemäß der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung (Zulassungsnummer Z-32.1-6) der Bauer Spezialtiefbau GmbH für Stabverpresspfähle mit

Traggliedern aus Betonstabstahl mit gerippter Oberfläche $\varnothing 28$ mm, $\varnothing 32$ mm, $\varnothing 40$ mm und $\varnothing 50$ mm. Die Pfähle wurden in einem Raster von 4,0 m angeordnet. Die Pfahlbohrungen erfolgten dabei mit Schnecke und Verrohrung, um möglichst identische Pfahlgeometrien zu erzeugen. Der Außendurchmesser der Verrohrung betrug 152 mm und die Verrohrung wurde bis in eine Tiefe von 4,2 m unter Geländeoberfläche abgeteuft. Anschließend wurde der GEWI-Stahl mit Hilfe von Abstandshaltern zentrisch in das Bohrloch eingestellt und das Bohrloch mit Zementsuspension (CEM II 32,5 R, W/Z-Wert = 0,45) verfüllt. Abschließend wurde mit geringem Druck (< 5 bar) solange verpresst, bis eine Umläufigkeit der Suspension festgestellt wurde. In Anlage 3 findet sich exemplarisch ein Herstellprotokoll der Bauer Spezialtiefbau GmbH. Die Abbildungen 3.8 bis 3.11 zeigen die unterschiedlichen Schritte der Pfahlherstellung.

Nach Ziehen der Verrohrung wurde in die frische Zementsuspension eine Stahlhülse bis 0,2 m unter Geländeoberfläche (GOF) eingedrückt (siehe Abbildung 3.12). Diese Stahlhülse dient zum einen dem Schutz des Pfahlkopfes, zum anderen wird an der Stahlhülse eine Vorrichtung zum Befestigen der Wegaufnehmer, die während der Versuche die Pfahlkopfverformungen aufzeichnen, angebracht.

Die Krafteintragungslänge der Pfähle beträgt insgesamt 4,0 m (= Endtiefe Bohrloch (4,2 m) – Länge Stahlhülse unter GOF (0,2 m)). Daraus ergibt sich eine Pfahlmantelfläche von $A_s = 1,91 \text{ m}^2$.



Abbildung 3.8: Bohren mit Außenverrohrung und Schnecke



Abbildung 3.9: Verfüllen mit Zementsuspension



Abbildung 3.10: Verpressen



Abbildung 3.11: Versuchsfeld nach Pfahlherstellung,
Schutz der Stähle mit KG-Rohren



Abbildung 3.12: Stahlhülse

Während der Herstellung der Pfähle wurden Rückstellproben der Frischzementsuspension entnommen und von Mitarbeitern des Centrum Baustoffe und Materialprüfung der TU München die Druckfestigkeit an sechs prismatischen Probekörpern (ca. 40 mm · 40 mm · 80 mm) nach 7 bzw. 28 Tagen geprüft. Die Probekörper wiesen nach DIN EN 196-1:1994 im Mittel eine Druckfestigkeit von $R_c = 30,7 \text{ N/mm}^2$ nach 7 Tagen und von $R_c = 50,3 \text{ N/mm}^2$ nach 28 Tagen auf. Die Druckfestigkeit nach 28 Tagen liegt somit deutlich über dem in DIN EN 14199 geforderten Wert für die einaxiale Druckfestigkeit von 25 N/mm^2 .

Nach dem Aushärten der Pfähle wurde im Mai 2009 das Arbeitsplanum (siehe Abbildung 3.13) errichtet. Dieses besitzt einen dreischichtigen Aufbau: Geovlies zur Trennung des feinkörnigen Untergrunds vom Tragschichtmaterial, Geogitter zur Bewehrung, Tragschicht aus Granitsplitt (siehe Abbildung 3.14).

Das Arbeitsplanum gewährleistet zum einen die Begehbarkeit des Versuchsfeldes auch bei Schlechtwetter und dient als ebene Auflagerfläche für die Fundamente der Last- und Messbrücke.



Abbildung 3.13: Arbeitsplanum



Abbildung 3.14: Dreischichtaufbau Arbeitsplanum

3.5 Versuchsaufbau mit Belastungseinrichtung und Messbrücke

In Abbildung 3.15 bis Abbildung 3.18 ist der Aufbau der Belastungseinrichtung sowie der Messbrücke zu sehen. Die Pfahlhebungen werden über zwei digitale Wegaufnehmer (Typ WA-T 100 mm der Fa. Hottinger) knapp über Geländeoberkante und zusätzlich über eine mechanische Messuhr am Ende des GEWI-Stahls erfasst. Die Messung der Kraft erfolgt über eine Kraftmessdose (PRE 1000 kN der Fa. Huggenberger). Das Anfahren der einzelnen Laststufen erfolgt bei den statischen Pfahlprobelastungen manuell, die Lastkonstanthaltung erfolgt automatisch über einen Rechner gestützten Regelkreis (siehe Abbildung 3.19). Bei den zyklischen Pfahlversuchen erfolgt die gesamte Versuchssteuerung automatisch.

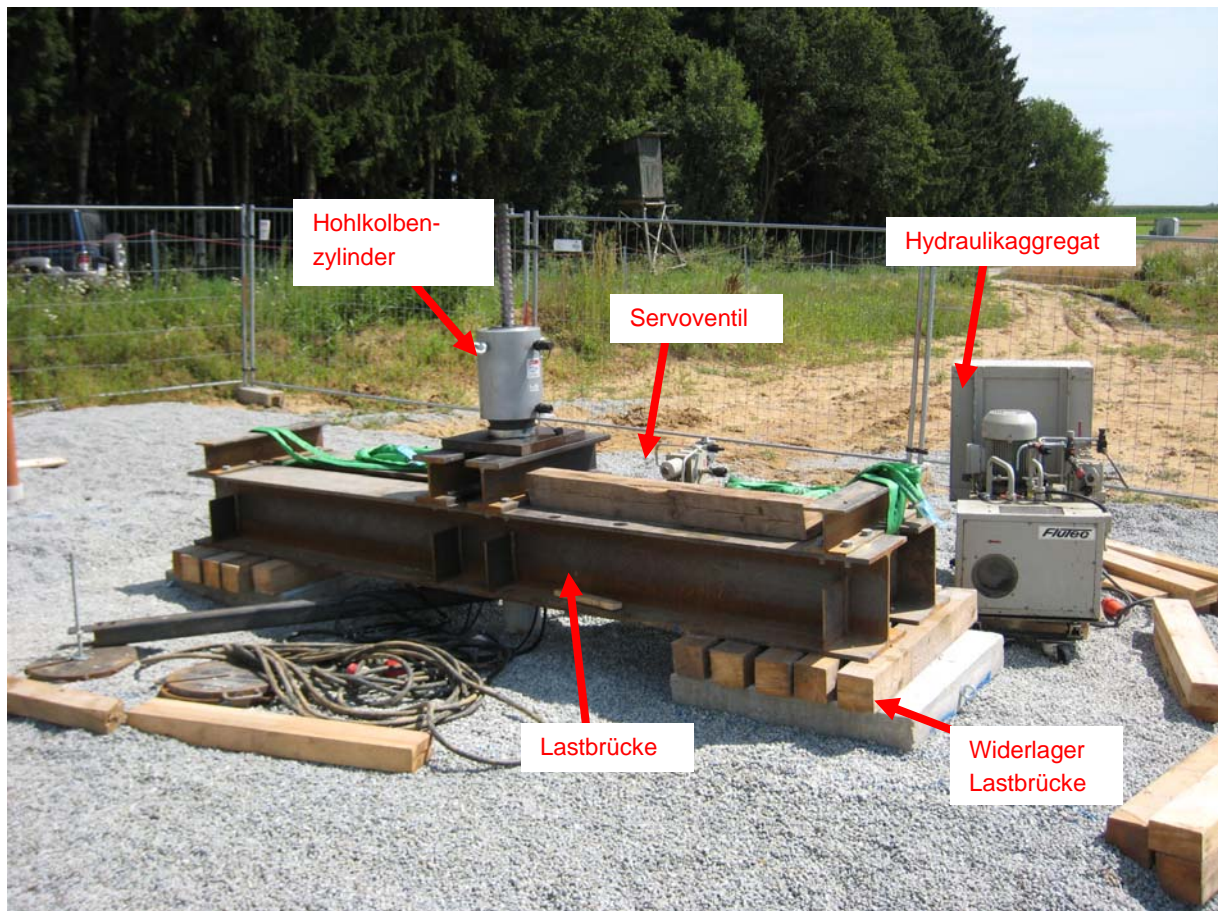


Abbildung 3.15: Versuchsaufbau statische Probelastung



Abbildung 3.16: Schutz des Versuchsaufbaus mit Baucontainer

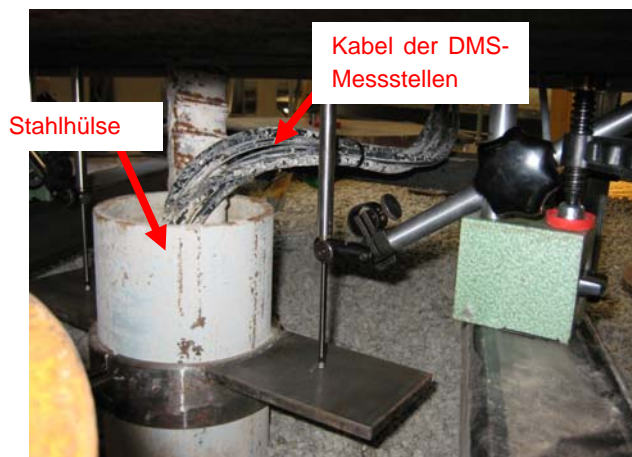


Abbildung 3.17: digitaler Wegaufnehmer

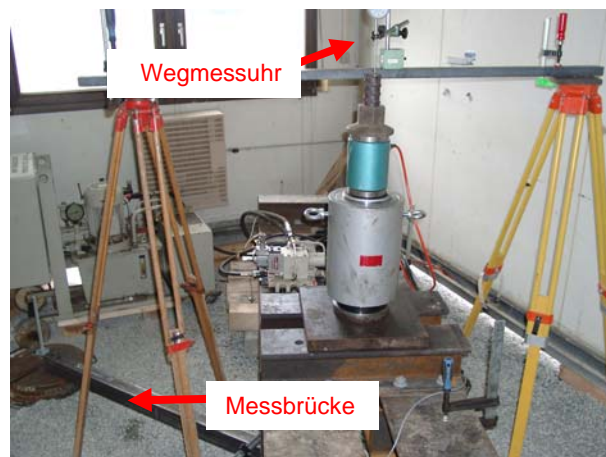


Abbildung 3.18: mechanische Messuhr +
 Messbrücke

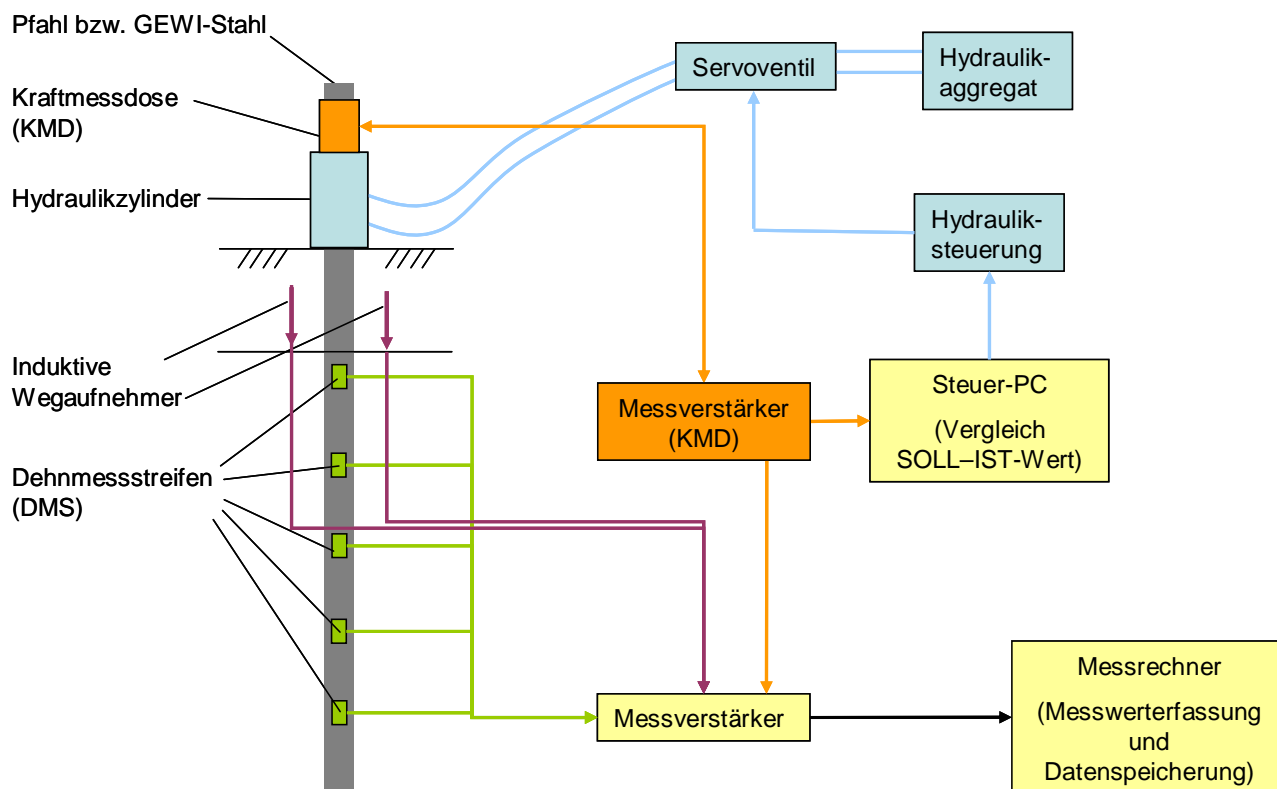


Abbildung 3.19: Schematische Darstellung der Versuchssteuerung

3.6 Statische Pfahlprobelbelastungen

An 2 der insgesamt 8 Mikropfähle (Pfahl E und B) wurden Anfang Juli 2009 statische Pfahlprobelbelastungen auf Zug durchgeführt, um die Tragfähigkeit der Pfähle unter statischer Belastung als Referenzwert für die später ermittelten Tragfähigkeiten unter axial zyklischer Belastung zu ermitteln. Ende März 2010 wurde eine weitere Pfahlzugprobelbelastung durchgeführt

(Pfahl F), um feststellen zu können, ob sich die statische Tragfähigkeit der Pfähle auf Grund einer längeren Standzeit bis zur ersten Belastung verbessert bzw. verschlechtert.

3.6.1 Versuchsablauf

Gemäß den Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle" (EA-Pfähle) sollte die Zahl der Belastungsstufen bei einer Probelastung so gewählt werden, dass der Pfahlwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit ($R_{1m,i}$) der jeweiligen Probelastung nach etwa acht gleichen Belastungsstufen erreicht wird. Nach Erreichen der Gebrauchslast ($= 0,5 \cdot R_{1m,i}$) sollte eine Zwischenentlastung erfolgen.

Anhand der ausgewerteten Literaturstellen (siehe Abschnitt 2) und der Ergebnisse aus den Drucksondierungen (siehe Abschnitt 3.1), sowie gemäß den Erfahrungswerten für die charakteristische Pfahlmantelreibung für Mikropfähle in bindigen Böden nach DIN 4128 (bindiger Boden: Grenzmantelreibung für Zugpfähle: $0,05 \text{ MN/m}^2$) und der EA-Pfähle (2007) (Tabelle 5.30: Bruchwert $q_{s1,k} = 55 - 65 \text{ kN/m}^2$ bei $c_{u,k} = 60 \text{ kN/m}^2$) wurde eine statische Tragfähigkeit von ca. 90 kN erwartet, da die Angaben aus der Literatur sich auf verpresste Mikropfähle beziehen und die für diese Versuche hergestellten Pfähle mit einem etwas geringerem als dem dort geforderten Mindestverpressdruck von 5 bar hergestellt wurden.

Für die statischen Probelastungen wurde die höchste Belastungsstufe zu 110 kN gewählt, etwas höher als die abgeschätzte Bruchlast. Die Vorlaststufe wurde zu 5 kN gewählt, so dass ein kraftschlüssiger Verbund zwischen Kraftmessdose und Belastungseinrichtung und der Kontakt zwischen den Wegaufnehmern zur Messung der Pfahlhebung und dem Pfahl sichergestellt waren. Die Laststeigerung bei Pfahl B und Pfahl F erfolgte in 5 kN- bzw. 10 kN-Schritten (Vorlast 5 kN, Laststufen: 10 kN, 20 kN, 30 kN, 40 kN, 50 kN bis usw.). Die Zwischenentlastung erfolgte bei 50 kN. Für den Erstbelastungsast betrug die Belastungsgeschwindigkeit $v_{\text{Erstbelastung}} = 0,04 \text{ kN/s}$, bei Ent- und Wiederbelastung betrug die die Belastungsgeschwindigkeit $v_{\text{Ent-/Wiederbelastung}} = 0,067 \text{ kN/s}$.

In Abbildung 3.20 ist exemplarisch der Ablauf der statischen Probelastung von Pfahl B dargestellt.

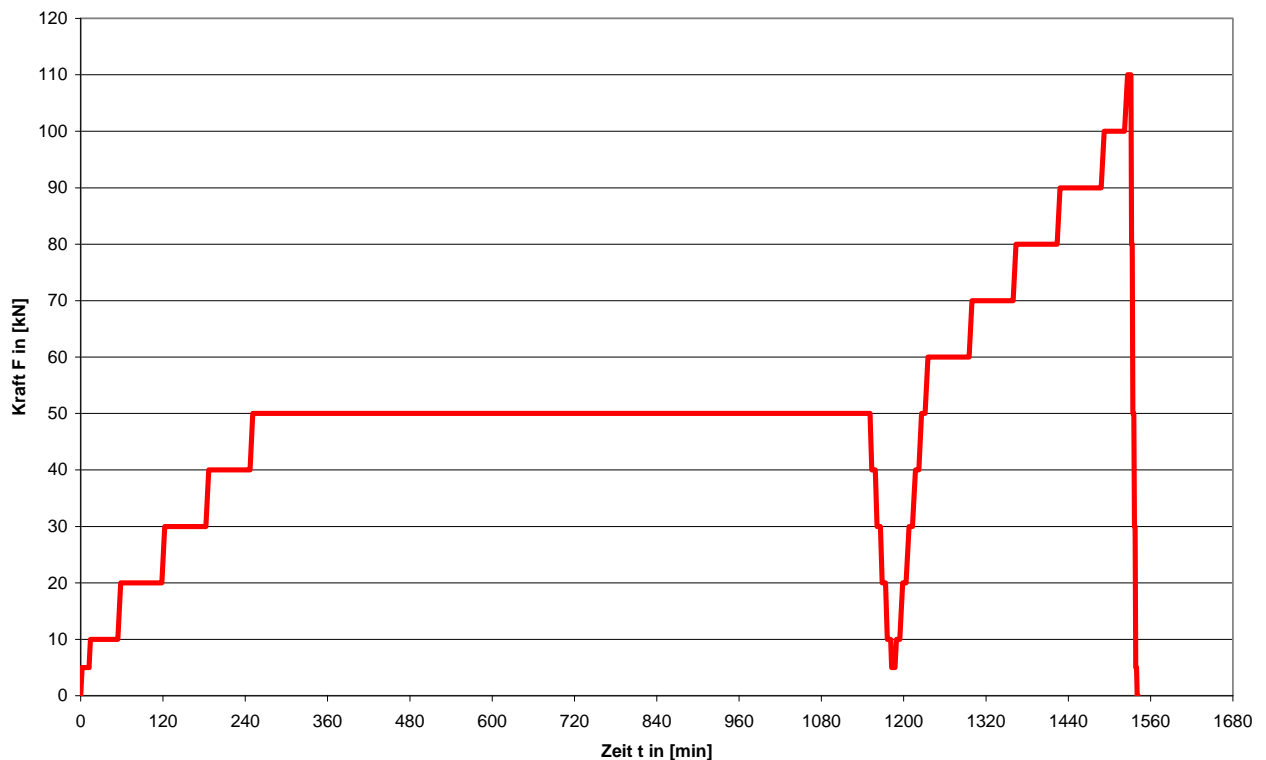


Abbildung 3.20: Exemplarischer Versuchsablauf einer statischen Pfahlprobebelastung

Bei Pfahl E erfolgte die Belastung in 25 kN- bzw. 20 kN-Schritten (Vorlast 5 kN, Laststufen: 30 kN, 50 kN, 70 kN usw.) ohne Zwischenentlastung bei 50 kN und die Belastungsgeschwindigkeit wurde zu $v_{\text{Erstbelastung}} = 0,11 \text{ kN/s}$ gewählt. Ziel dieser Probebelastung war, festzustellen, ob die Belastungsgeschwindigkeit und der Verzicht auf eine Zwischenentlastung bei dem vorliegenden Baugrund einen entscheidenden Einfluss auf die statische Pfahltragfähigkeit haben.

3.6.2 Versuchsauswertung

In Abbildung 3.21 sind die Widerstands-Hebungslinien aller drei durchgeführten statischen Pfahlprobebelastungen dargestellt. Die Ermittlung der Widerstands-Hebungslinien erfolgte durch Mittelwertbildung der gemessenen Pfahlkopfhebungen der beiden induktiven Wegaufnehmer.

Bis zu einer Last von ca. 70 kN verlaufen die Widerstands-Setzungslinien aller drei Pfähle nahezu gleich. Tendenziell weist Pfahl E die größten Verformungen auf, Pfahl F die geringsten. Dies deutet darauf hin, dass die höhere Belastungsgeschwindigkeit und die größere Steigerung der Laststufen bei Pfahl E zu größeren Pfahlhebungen im Vergleich zu den beiden anderen Pfählen führt. Die geringeren Hebungen bei der Laststufe von 90 kN sind darauf zurückzuführen, dass die Laststufe bei Pfahl E vor der Entlastung nur für 20 Minuten gehalten wurde (Pfahl F und B: 60 Minuten). Pfahl F, der ca. 9 Monate nach Pfahl B und E belastet wurde, zeigt ein deutlich steiferes Tragverhalten. So betragen die Pfahlkopfhebungen bei 80 kN nur etwa zwei Drittel der Verformungen von Pfahl B und bei 90 kN nur etwa die Hälfte.

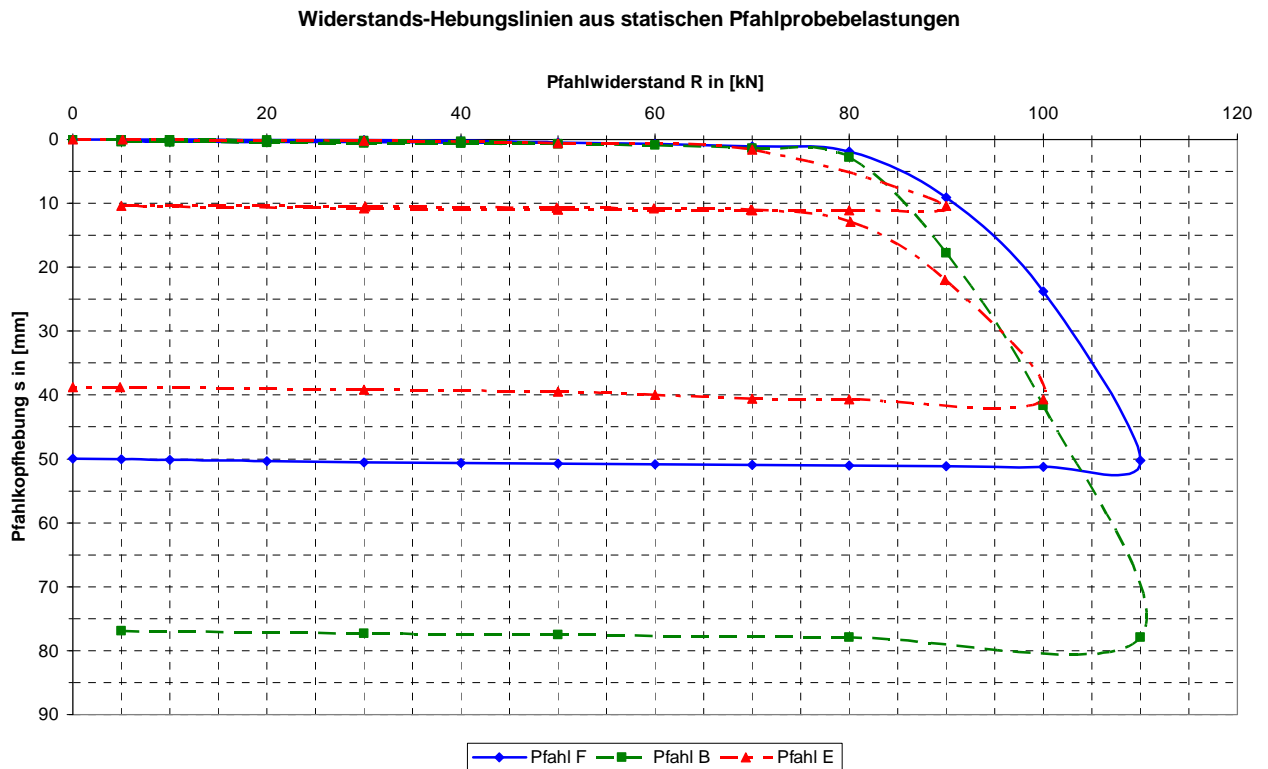
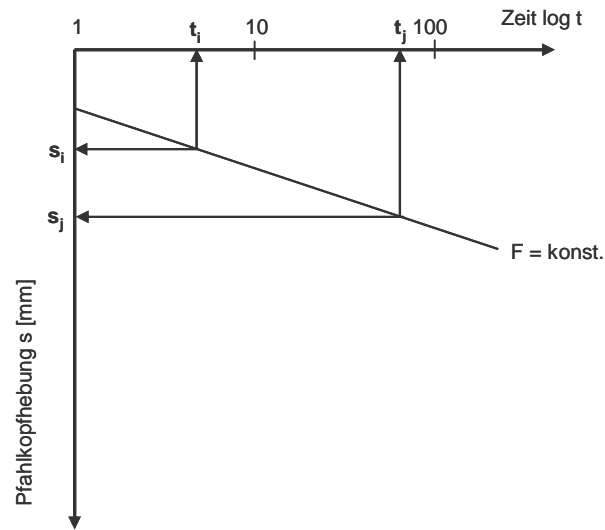


Abbildung 3.21: Widerstands-Hebungslinien aus statischen Pfahlprobelastungen

Für jede Laststufe wurde bei jeder Pfahlprobelastung das Kriechmaß k_s in Anlehnung an DIN 4125 bestimmt. Erfahrungsgemäß ist das Kriechmaß ein bewährtes Mittel zur Einschätzung des Tragverhaltens von Verpressankern und verpressten Mikropfählen. Das Kriechmaß ist definiert zu

$$k_s = \frac{s_j - s_i}{\log \frac{t_j}{t_i}} \quad (\text{siehe auch Abbildung 3.22}).$$

Für Anker beträgt das zulässige Kriechmaß bei Ankerprüfungen 2 mm, bei verpressten Mikropfählen wird in der Literatur (siehe z.B. Schwarz, 2002) häufig der Wert von 1 mm als Versagenskriterium bei Pfahlprobelastungen festgelegt.



Zeit-Verformungskurve für eine Laststufe

Abbildung 3.22: Definition Kriechmaß

In

Abbildung 3.23 ist exemplarisch die Bestimmung der Kriechmaße für die Laststufen 50 kN, 70 kN, 80 kN und 90 kN für Pfahl B dargestellt. Für die Auswertung wurde aus den über die induktiven Wegaufnehmer und die Messuhr ermittelten Zeit-Verformungskurven ein arithmetischer Mittelwert gebildet.

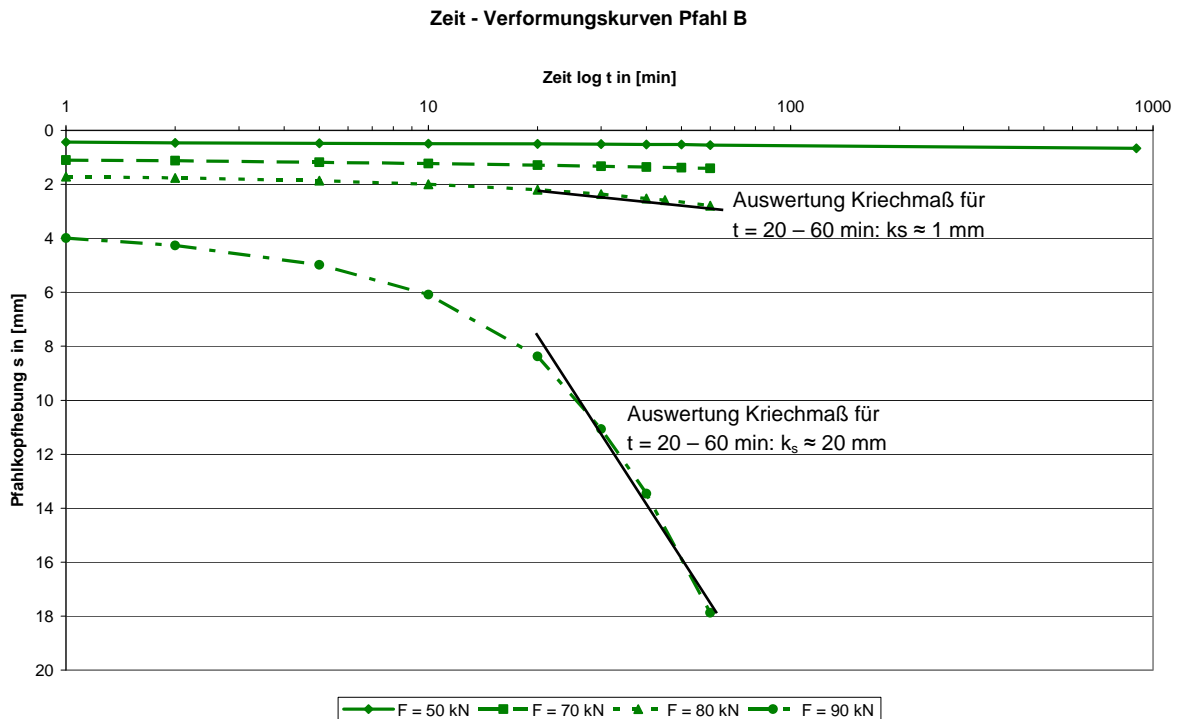


Abbildung 3.23: Bestimmung der Kriechmaße bei Pfahl B

In Abbildung 3.24 sind die Kriechmaße des Erstbelastungspfads in Abhängigkeit vom Pfahlwiderstand aus allen drei statischen Pfahlprobebelastungen dargestellt. Es ist zu berücksichtigen, dass die bei den Laststufen 100 kN und 110 kN ermittelten Kriechmaße auf einer relativ kurzen Beobachtungsdauer beruhen ($t < 30$ min) und sich bereits bei der Laststufe von 90 kN gezeigt hat, dass die Pfahlhebungen ab ca. 20 min überproportional zu nehmen, so dass davon auszugehen ist, dass die Kriechmaße bei den beiden höchsten Laststufen deutlich unterschätzt werden.

Das Kriechmaß von Pfahl E bei einem Pfahlwiderstand von 90 kN wird ebenfalls unterschätzt, da die Beobachtungsdauer dieser Laststufe lediglich 20 min betrug.

Die Kriechmaße von Pfahl B und Pfahl F unterscheiden sich bei Pfahlwiderständen von 80 kN und 90 kN um ca. den Faktor 2.

Die deutlich niedrigeren Kriechmaße sowie die geringeren Pfahlhebungen bei Pfahl F könnten ein Hinweis darauf sein, dass sich die Pfahltragfähigkeit mit zunehmender Standzeit der Pfähle vor ihrer Erstbelastung verbessert.

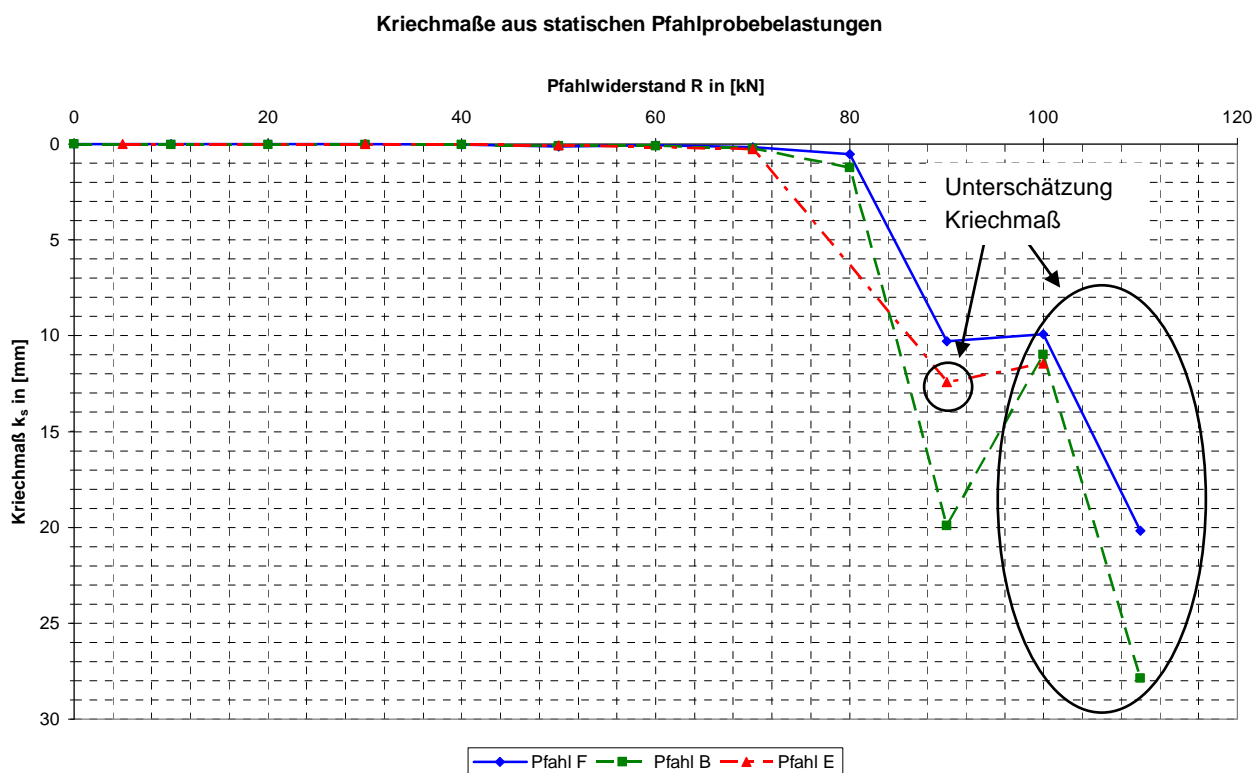


Abbildung 3.24: Aus den statischen Pfahlprobebelastungen ermittelte Kriechmaße

Als Pfahlwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit (R_{1m}) wird die Laststufe definiert, bei der das Kriechmaß k_s mehr als 1,0 mm beträgt bzw. die Gesamthebung des Pfahls größer ist als 10 % des Pfahldurchmessers ($s_g = 1,5$ cm).

In Tabelle 3.2 sind die ermittelten Pfahltragfähigkeiten für die beiden Versagenskriterien dargestellt.

Pfehl- widerstand Versagens- kriterium	$R_{1m,i}$ [kN]		
	Pfehl F	Pfehl B	Pfehl E
$s_g = 1,5 \text{ cm}$	94,8	88,5	83,3 (aus Wiederbelastungsast)
$k_s \leq 1,0 \text{ mm}$	81,4	77,6	auf Grund des großen Sprungs zwischen k_s bei 70 kN und 90 kN nicht ausgewertet

Tabelle 3.2: Pfehlwiderstände aus statischen Pfehlprobebelastungen

Die Pfehlwiderstände bei ausschließlicher Betrachtung des Verformungskriteriums liegen über denen bei zusätzlicher Berücksichtigung der auftretenden Kriechverformungen, bei Pfehl F ca. 16 %, bei Pfehl B ca. 14 %. Da bei diesen Lasten die Kriechmaße jedoch schon deutlich über 10 mm liegen, wird als Versagenskriterium die Begrenzung des Kriechmaßes auf 1 mm gewählt.

Nach eingehender Gewichtung aller vorgenannten Versuchsergebnisse und verschiedenen Einflüsse wird zur Konzipierung der zyklischen Pfehlversuche als Referenzwert ein Pfehlwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit ($R_{1,k}$) unter statischer Belastung von 80 kN angesetzt. Dies entspricht einer Restmantelreibung von ca. 40 kN/m² im Bruchzustand.

3.6.3 Verteilung der Mantelreibung über Pfehltiefe

Vor der Auswertung des Kraftverlaufs im Stahltragglied und die sich daraus ergebende Pfehlmantelreibung über die Pfehltiefe wurden die Mikropfähle nach Abschluss aller zyklischen Versuche mit Hilfe eines Autokrans gezogen. Dabei konnte festgestellt werden, dass die Mikropfähle die erwartete gleichmäßige zylindrische Struktur aufweisen (siehe Abbildung 3.25). Dies erlaubt bei der Auswertung der Mantelreibungsverteilung den Ansatz eines konstanten Pfehldurchmessers über die gesamte Pfehltiefe. Fehlstellen im Zementkörper wurden nicht festgestellt.



Abbildung 3.25: Gezogene Mikropfähle

Anschließend wurden die Stahltragglieder nochmals in den Versuchsstand in der Versuchsrube des Zentrum Geotechnik eingebaut und die Dehnmessstreifen erneut kalibriert. Bei einem Vergleich der Kalibriergeraden vor und nach der Pfahlherstellung waren zum Teil Abweichungen festzustellen, die auf die Pfahlherstellung, insbesondere die Verfüllung bzw. Verpressung des Bohrlochs zurückzuführen sein dürften. Einige wenige DMS wurden beim Einbau so beschädigt, dass eine Auswertung der Messwerte nicht mehr möglich war.

In Abbildung 3.26 ist der Kraftverlauf über die Pfahltiefe bei verschiedenen Laststufen exemplarisch für Pfahl E dargestellt. Dabei sind folgende Punkte zu erkennen:

- Die Kräfteinleitung erfolgt mit Belastungsbeginn über die gesamte Pfahllänge.
- Mit zunehmender aufgebrachter Belastung steigen die gemessenen Kräfte im jeweiligen Messquerschnitt an. Eine Ausnahme bildet hier die Laststufe bei 100 kN. Hier sinken die Kräfte bei den Messquerschnitten 4 und 5 im Vergleich zur vorherigen Laststufe.
- Bis zur Laststufe 50 kN ist der Kraftverlauf von Messquerschnitt 1 bis 5 annähernd linear. Der größte Kraftabfall ist zwischen dem Punkt der Kräfteinleitung und Messquerschnitt 1 festzustellen. Dies bedeutet, dass bis zu dieser Laststufe die größte Kraftabtragung auf den obersten 70 cm stattfindet (siehe hierzu Anordnung der Messquerschnitte in Abbildung 3.2).
- Mit zunehmender Belastung wird der Kraftverlauf über die Pfahltiefe immer linearer, d.h. zur Kraftabtragung werden verstärkt auch tiefere Pfahlabschnitte mit herangezogen.

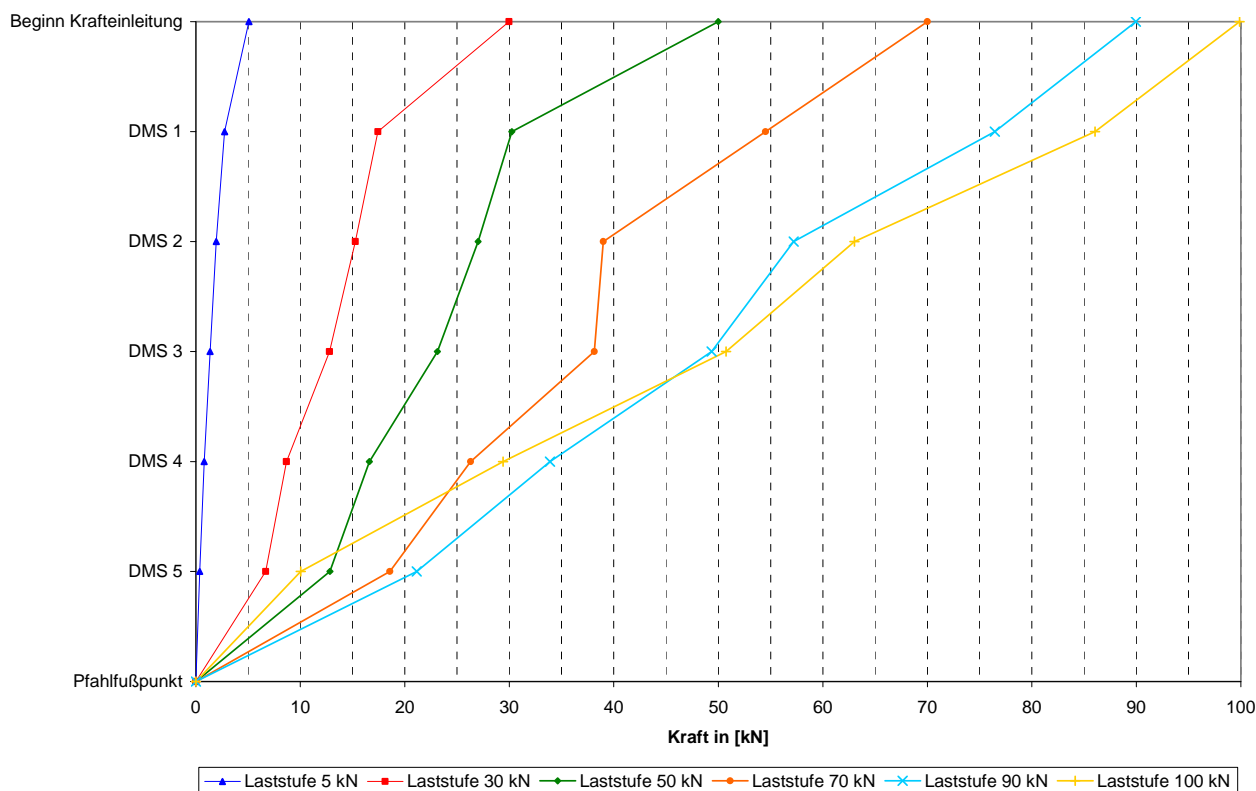


Abbildung 3.26: Kraftverlauf über die Pfahltiefe bei unterschiedlichen Laststufen (Pfahl E)

In Abbildung 3.27 ist die Verteilung der Mantelreibung zwischen den Messquerschnitten für unterschiedliche Laststufen für Pfahl E dargestellt. Hier ist zu Folgendes zu erkennen:

- Die Mantelreibung steigt bis zur Laststufe 50 kN zwischen den einzelnen Messquerschnitten mit zunehmender Last linear.
- Bei Laststufe 70 kN ist zunächst ein starker Anstieg der Mantelreibung zwischen Messquerschnitt 1 und 2 (τ_{1-2}) zu erkennen und anschließend bei Laststufe 90 kN ein starker Anstieg zwischen Messquerschnitt 4 und 5 (τ_{4-5}). Dies bestätigt, dass mit zunehmender Belastung die Kraftabtragung sich vom Pfahlkopf in Richtung Pfahlfuß verlagert.
- Ohne Berücksichtigung des Messergebnisses zwischen Messquerschnitt 2 und 3 (τ_{2-3}) ist außerdem die Tendenz zu erkennen, dass sich im Bruchzustand die Pfahlmantelreibung über die gesamte Pfahltiefe vergleichmäßigiert. Anhand der Messergebnisse bei Laststufe 100 kN lässt sich eine Restmantelreibung von ca. 65 kN/m^2 abschätzen.

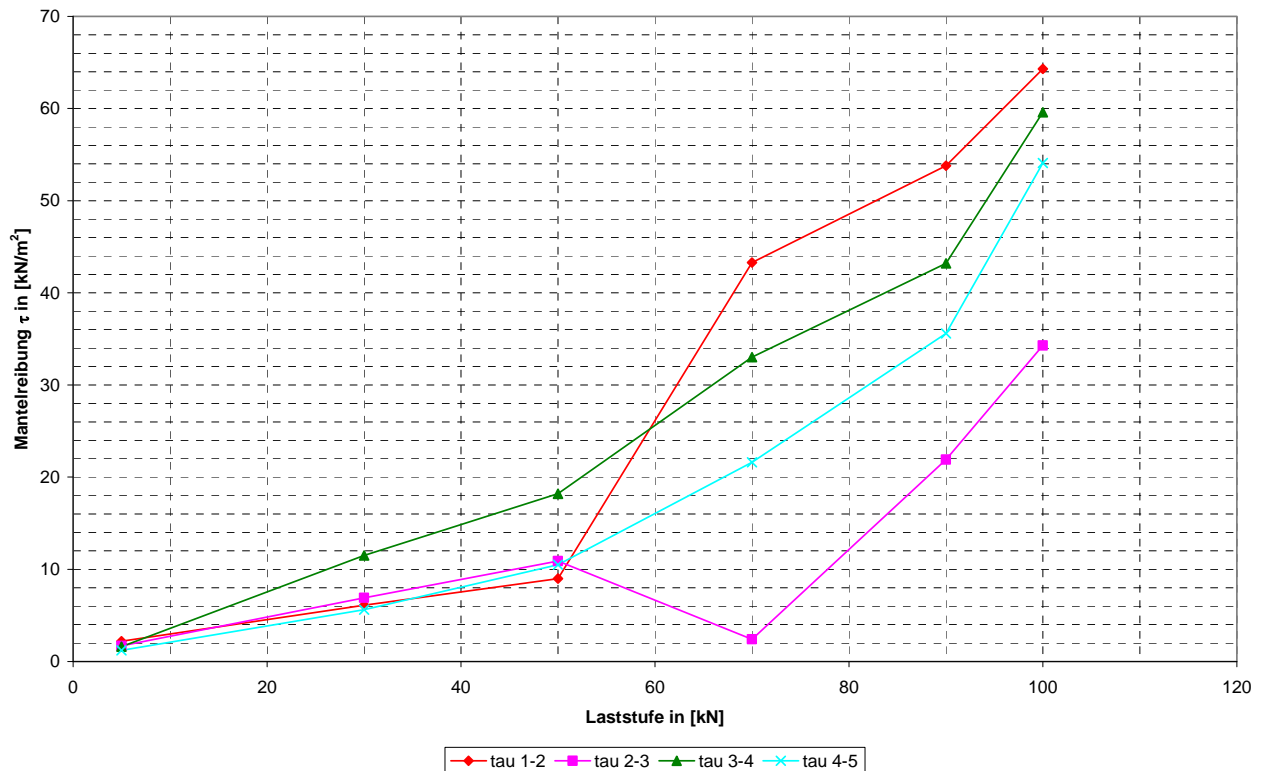


Abbildung 3.27: Pfahlmantelreibung über die Pfahltiefe bei unterschiedlichen Laststufen (Pfahl E)

3.7 Zyklische Pfahlversuche

Insgesamt wurden von Juli 2009 bis August 2010 sechs zyklische Pfahlversuche mit Belastungen im Zugschwellbereich durchgeführt. Der Versuchsaufbau entsprach dabei dem der statischen Pfahlprobelastungen. Die zyklische Belastung erfolgte als Sinusfunktion mit einer Belastungsfrequenz von einem Zyklus pro Minute. Dies entspricht einer Belastungsfrequenz von 0,017 Hz. Dynamische Einflüsse auf Grund der Massenträgheit des Systems können somit ausgeschlossen werden. Variiert wurden bei den Versuchen die Lastamplituden bzw. -spannen oder das mittlere Lastniveau. Abbildung 3.28a und Abbildung 3.28b zeigen die für die zyklischen Pfahlversuche in diesem Bericht verwendeten Begrifflichkeiten.

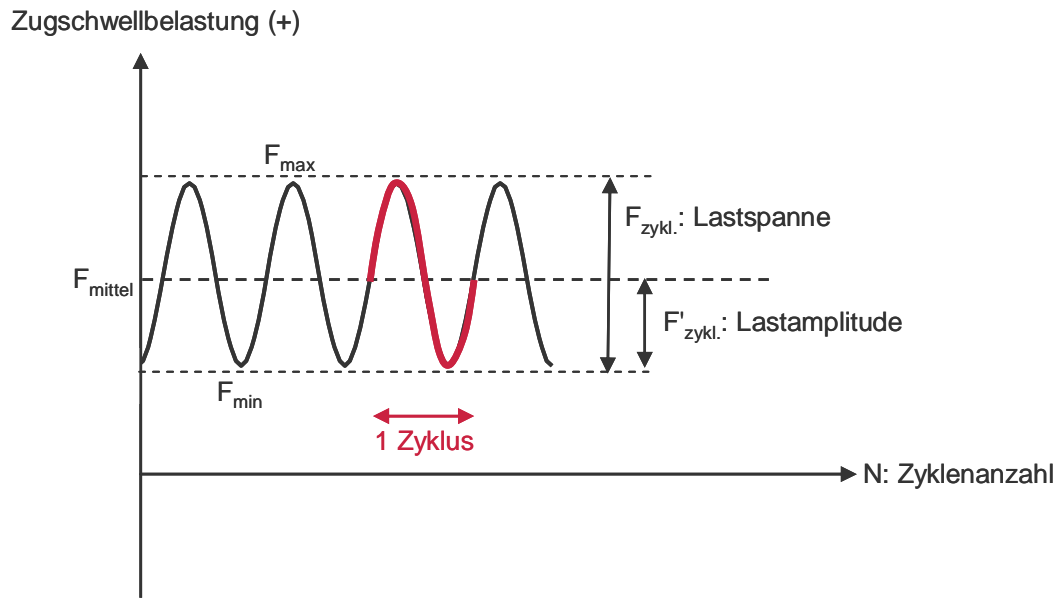


Abbildung 3.28a: Definitionen Kräfte

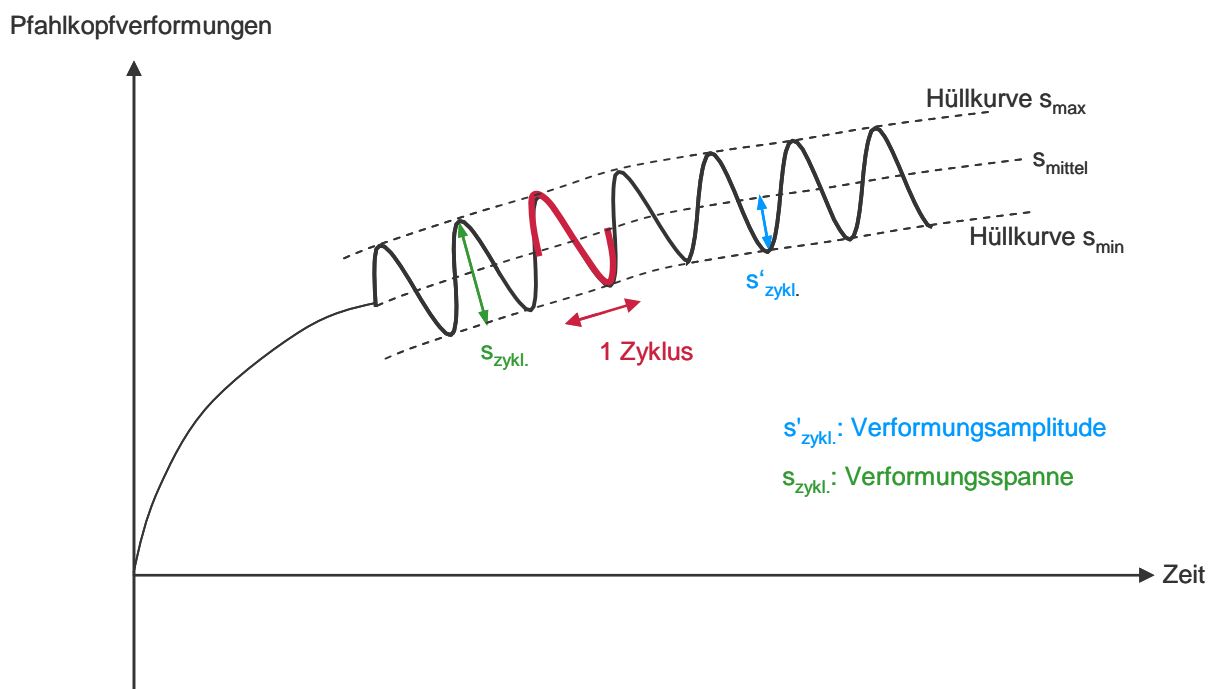


Abbildung 3.28b: Definitionen Verformungen

3.7.1 Schematischer Versuchsablauf und Versuchsübersicht

Bei allen Versuchen wurde zunächst eine Vorlast von ca. 5 kN aufgebracht. Anschließend wurde die Last bis zur Kraft F_{mittel} gesteigert und für fünf Minuten konstant gehalten. Daraufhin erfolgte die zyklische Belastung des Pfahls. In Abbildung 3.29 ist der Versuchsablauf exemplarisch für Pfahl A (Belastung 1) für die ersten acht Zyklen dargestellt.

Ablauf zyklischer Versuch Pfahl A (Belastung 1)

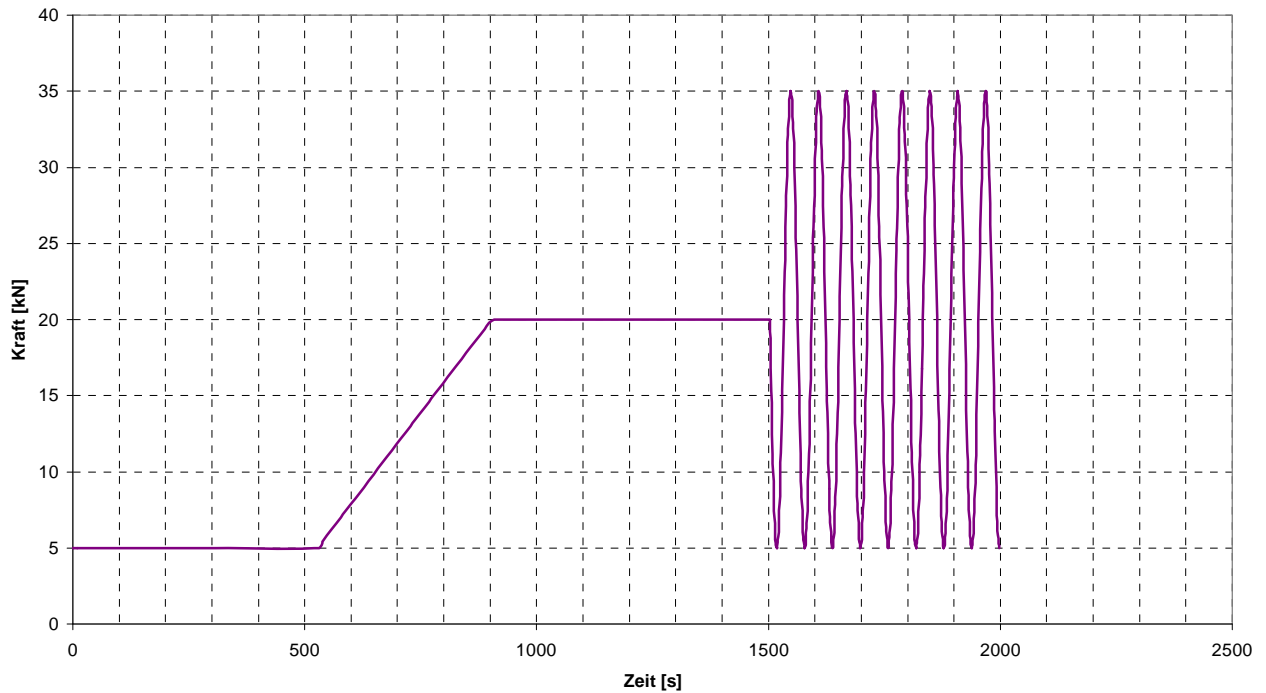


Abbildung 3.29: Versuchsablauf Pfahl A (Belastung 1) bis Zyklus 8

Tabelle 3.3 gibt eine Übersicht über alle durchgeführten zyklischen Pfahlversuche.

Pfahl	Lastbild				Zyklenanzahl
	F_{mittel} [kN]	F_{max} [kN]	F_{min} [kN]	$F_{\text{zykl.}}$ [kN]	N [-]
A (Belastung 1)	20	35	5	30	55687
A (Belastung 2)	50	65	35	30	28316
H	50	75	25	50	83975
G	50	95	5	90	2947
D	50	85	15	70	57115
C	40	75	5	70	53953

Tabelle 3.3: Durchgeführte zyklische Pfahlversuche

Ziel der zyklischen Pfahlversuche war, Lastniveaus bzw. Lastspannen bezogen auf die zuvor ermittelte statische Pfahltragfähigkeit zu definieren, ab denen eine zyklische Belastung des Pfahls zu unverträglich großen Pfahlhebungen führt, um möglichst genau den Grenzbereich der zyklischen Pfahltragfähigkeit definieren zu können. Als wegabhängiges Versagenskriterium wurde

eine Pfahlkopfhebung von 10 mm gewählt. Es wird angenommen, dass bei einer Verformung in dieser Größenordnung die maximale Mantelreibung mobilisiert ist.

Für den ersten zyklischen Versuch wurde deshalb in Anlehnung an die Versuche von SCHWARZ (2002) das mittlere Lastniveau (F_{mittel}) zu 20 kN gewählt. Dies entspricht 25 % der in der statischen Probelastung ermittelten charakteristischen Tragfähigkeit von ca. 80 kN. Die Lastspanne wurde zu 30 kN gewählt, dies entspricht ca. 37,5 % der statischen Tragfähigkeit. Bei den Versuchen von SCHWARZ (2002) trat bei einem Lastbild in dieser Größenordnung ein Versagen nach deutlich unter 10.000 Lastzyklen auf.

Bei Auswertung der Pfahlkopfhebungen (siehe auch Abschnitt 3.7.2) zeigte sich jedoch, dass diese auch nach mehr als 50.000 Zyklen noch deutlich unter 10 mm lagen. Für die weiteren Versuche wurden die Lasten entsprechend gesteigert (siehe Tabelle 3.3).

In Abbildung 3.30 sind die durchgeführten zyklischen Versuche im Interaktionsdiagramm dargestellt. Auf der Abszisse des Diagramms ist das Verhältnis von mittlerem Lastniveau (F_{mittel}) zu Pfahlwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit ($R_{1,k}$) dargestellt, auf der Ordinate das Verhältnis von Lastamplitude bzw. -spanne ($F'_{\text{zykl.}}$ bzw. $F_{\text{zykl.}}$) zu $R_{1,k}$.

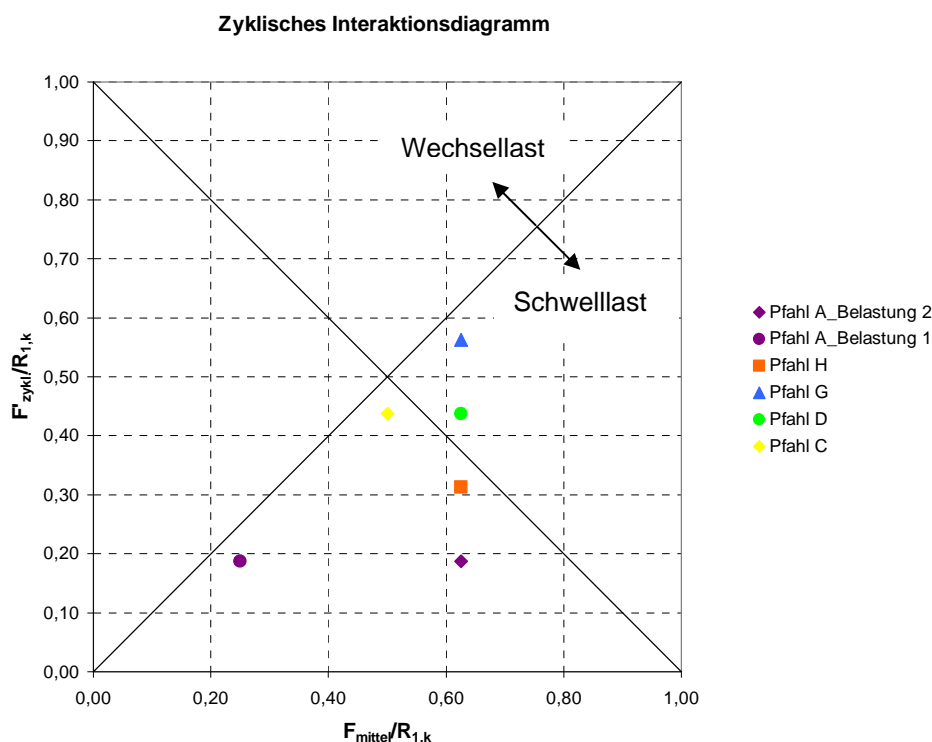


Abbildung 3.30: Zyklisches Interaktionsdiagramm

3.7.2 Versuchsauswertung

Auf Grund der großen Datenmengen, die sich während der zyklischen Versuche bei insgesamt 8 Messkanälen und einer Messfrequenz von 1 Hz bzw. 2 Hz ergeben, werden nach Ende des

Versuchs mit Hilfe eines eigenen Auswerteprogramms jeweils nur die Maximal- und Minimalwerte jedes Messkanals pro Zyklus herausgefiltert. Für die Auswertung der Verformungen wird der Mittelwert aus den Werten der beiden Wegaufnehmer gebildet. Anlage 4 dieses Berichts enthält die auf die Maximal- und Minimalwerte reduzierten Versuchsauswertungen aller sechs zyklischen Pfahlversuche.

3.7.2.1 Pfahlkopfhebungen

In Abbildung 3.31 und Abbildung 3.32 sind die mittleren Pfahlkopfhebungen über die Zyklanzahl im einfach logarithmischen Maßstab dargestellt. Für die Pfähle A und H, bei denen die absoluten Verformungen deutlich unter 1 mm liegen, ist der Verlauf der mittleren Pfahlkopfhebungen im logarithmischen Maßstab annähernd linear. Dieses Pfahlverformungsverhalten wird in der Literatur als "logarithmische Beruhigung" bezeichnet.

Ab einer Zyklanzahl von ca. 10.000 nimmt die Steigung leicht zu. In diesem Fall wird häufig von einem "schrittweisen Versagen" gesprochen, da die Verformungen über log-linear zunehmen und so schließlich zu einem Versagen auf Grund unzulässiger großer Verschiebungen führen können (Schwarz, 2002).

Bei den zyklischen Versuchen der Pfähle G, D und C liegen die absoluten Pfahlkopfhebungen im Zentimeterbereich. Die mittleren Pfahlkopfhebungen nehmen über-log-linear zu, d.h. diese Pfähle versagen auf Grund unzulässig großer Verformungen. Das Versagenskriterium einer zulässigen Pfahlkopfhebung von $s_g = 1,5$ cm (entspricht ca. 10 % des Pfahldurchmessers) wird bei Pfahl G nach ca. 160 Lastzyklen, bei Pfahl D nach ca. 6000 Lastzyklen und bei Pfahl C nach ca. 28.000 Lastzyklen überschritten.

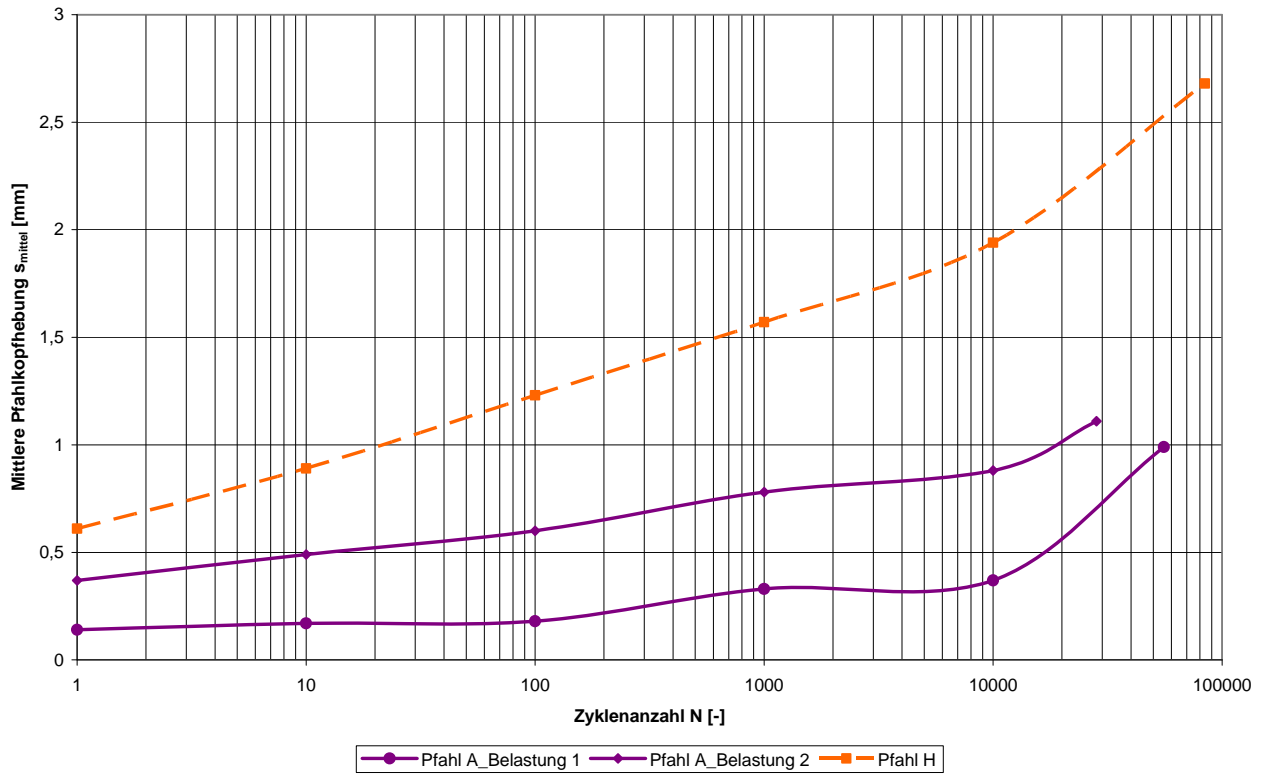


Abbildung 3.31: Mittlere Pfahlkopfhebungen (Pfähle A und H)

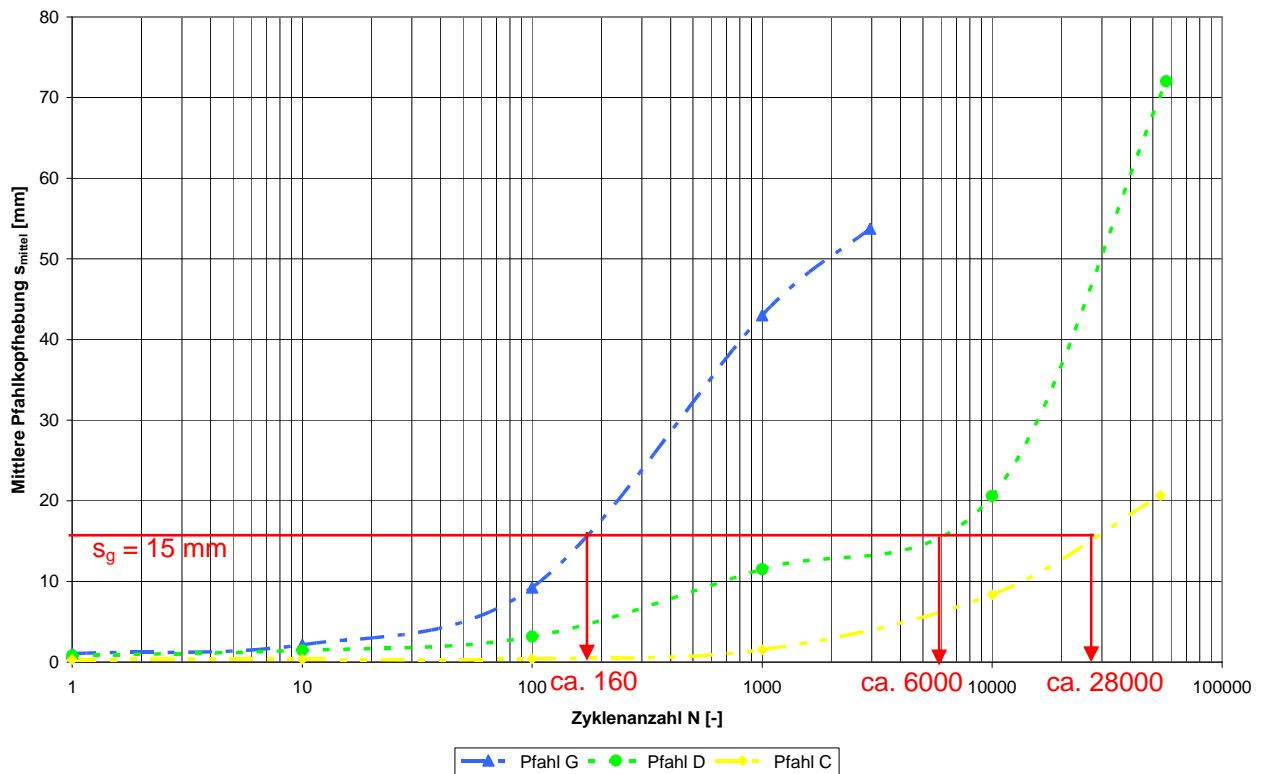


Abbildung 3.32: Mittlere Pfahlkopfhebungen (Pfähle G, D und C)

Die Verformungsspannen s_{zykl} bleiben bei allen Versuchen annähernd konstant (siehe Abbildung 3.33). Dies entspricht den Erfahrungen aus der Literatur, dass eine Zunahme der Verformungsspannen bzw. –amplituden lediglich bei Wechsellastversuchen auftritt, hingegen nicht bei Schwellbelastung.

Es ist zu erkennen, dass die Größe der Verformungsspanne lediglich von der Größe der gewählten zyklischen Lastspanne abhängt und nahezu unbeeinflusst vom mittleren Belastungsniveau. So sind die Verformungsspannen von Pfahl A_Belastung 1 und Pfahl A_Belastung 2 bei gleicher Lastspanne von 30 kN trotz eines Unterschieds im Belastungsniveau von Faktor 2,5 (siehe Interaktionsdiagramm in Abbildung 3.30) praktisch identisch.

Auch für Pfahl C und Pfahl D sind die Verformungsspannen bei gleicher Lastspanne von 70 kN annähernd gleich. Die geringen Unterschiede sind vermutlich auf eine gewisse Streuung der Pfahleigenschaften zurückzuführen.

Außerdem ist festzustellen, dass die Größe der Verformungsspanne mit zunehmender Lastspanne überproportional ansteigt. Eine Vergrößerung der Lastspanne z.B. um den Faktor 3 (siehe hierzu Pfahl A und Pfahl G) bewirkt einen Anstieg der Verformungsspanne um knapp den Faktor 5.

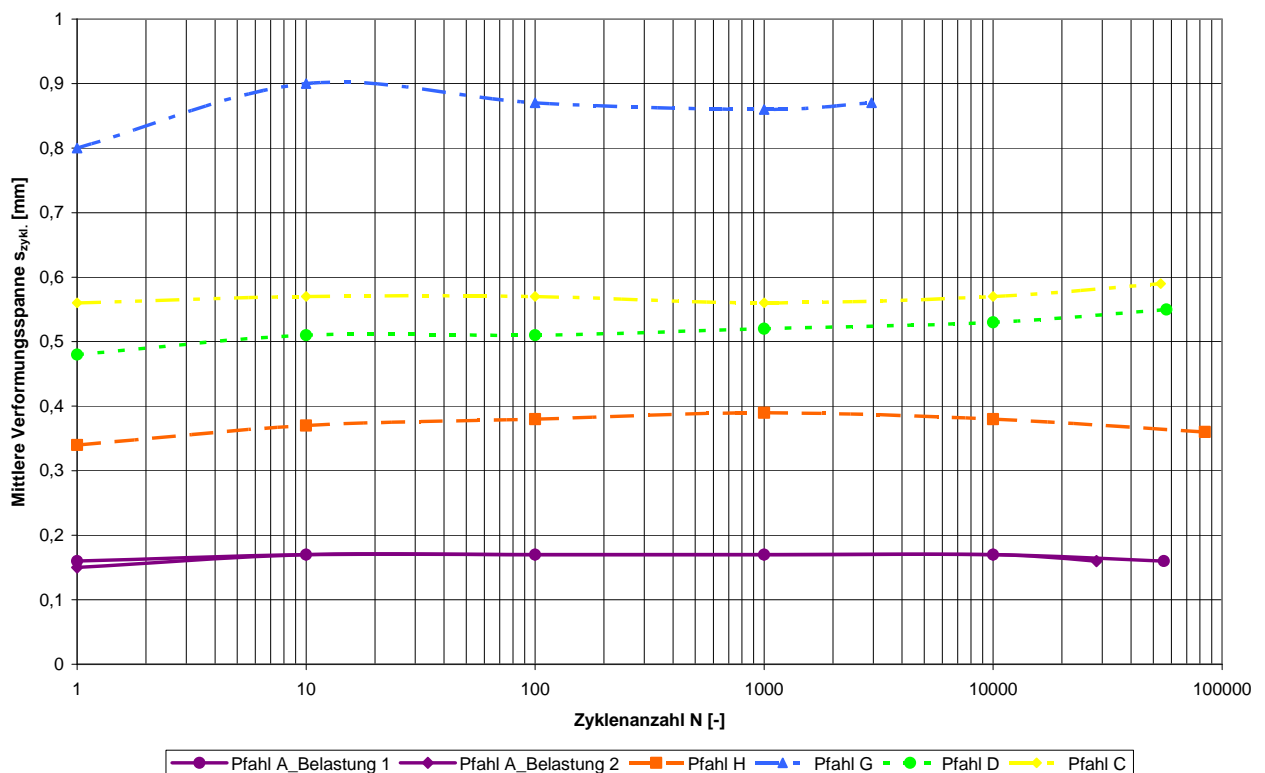


Abbildung 3.33: Verformungsspannen

Die Verformungsraten, d.h. die Verformungszunahme je Lastzyklus weisen bei Betrachtung jedes einzelnen Zyklus starke Schwankungen auf. Tendenziell kann jedoch anhand der Verformungsraten in Abbildung 3.34 das Pfahlverformungsverhalten abgelesen werden. Bei den zyklischen Versuchen, bei denen ein schrittweises Versagen auftritt, nehmen die Verformungsraten im doppelt-logarithmischen Maßstab annähernd linear ab. Wie Schwarz (2002) zeigen konnte,

können die Pfahlverformungen in diesem Fall über einen Potenzansatz abgeschätzt werden. Hierauf wird in Kapitel 7 bei Darstellung unterschiedlicher Möglichkeiten zur Abschätzung der Pfahlverformungen unter Schwellbelastung in bindigen Böden noch genauer eingegangen.

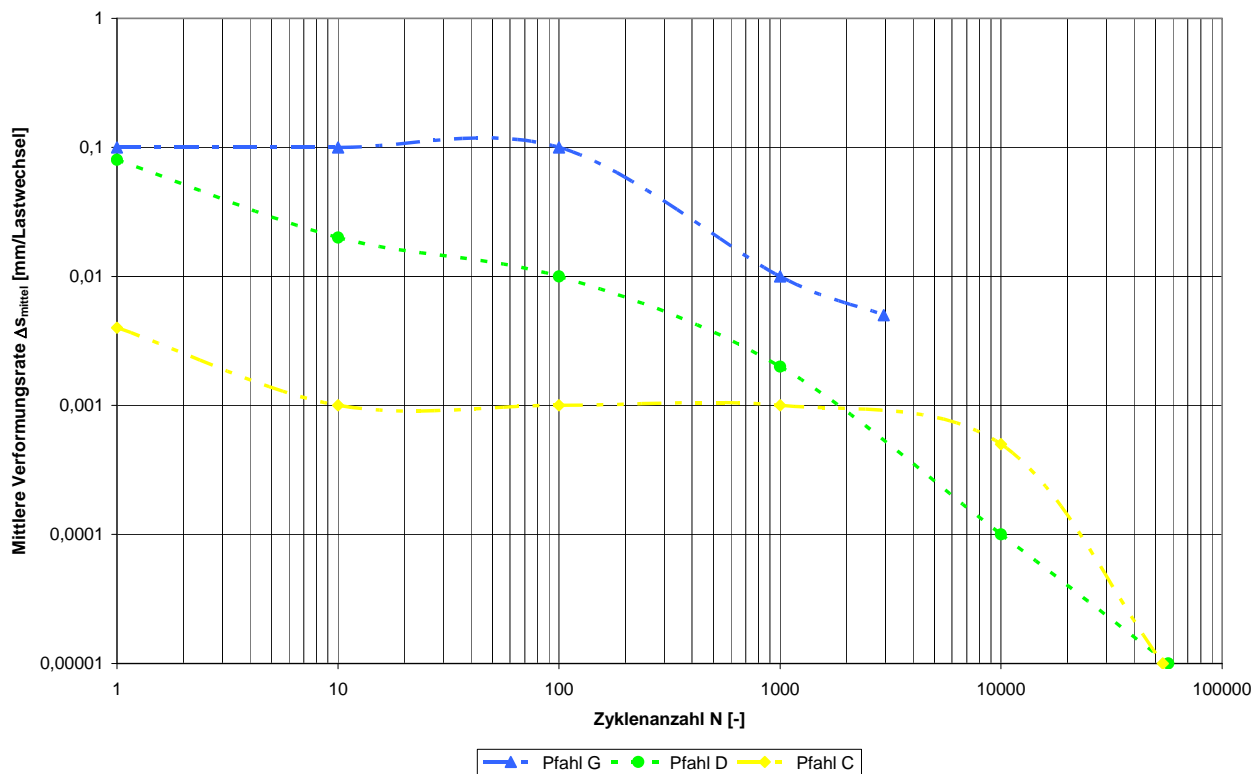


Abbildung 3.34: Verformungsraten

3.7.2.2 Lastzyklenanzahl bis zum Versagen

Im Interaktionsdiagramm in Abbildung 3.35 sind die durchgeführten Versuche mit der Anzahl der Zyklen bis zum Versagen bei $s_g = 1,5$ cm dargestellt. Bei den durchgeführten Versuchen bis zu einer mittleren Belastung F_{mittel} von ca. 65 % des Pfahlwiderstands im Grenzzustand der Tragfähigkeit $R_{1,k}$ ist zu erkennen, dass ein Versagen bei weniger als 10.000 Lastwechseln nur dann auftritt, wenn die maximal aufgebrauchte zyklische Kraft bereits größer als $R_{1,k}$ ist (Versuche Pfahl D und G).

Zyklenanzahlen bis zu 100.000 Lastwechseln und mehr sind anhand der Versuchsergebnisse für ein Verhältnis der Lastamplitude zum Pfahlwiderstand $R_{1,k}$ bis zu 0,30 möglich (siehe rote Linie in Abbildung 3.35). Für mittlere Belastungen F_{mittel} von > 65 % des Pfahlwiderstands im Grenzzustand der Tragfähigkeit $R_{1,k}$ ist diese Aussage noch zu überprüfen. Lastwechselzahlen über 10.000 sind bei Zugschwellbelastung anhand der Versuchsergebnisse immer möglich. Für mittlere Belastungen F_{mittel} von > 65 % des Pfahlwiderstands im Grenzzustand der Tragfähigkeit $R_{1,k}$ ist diese Aussage ebenfalls noch zu überprüfen.

In Kapitel 7 werden diese Ergebnisse noch genauer mit den bisher in der Literatur angegebenen und bei den in Kapitel 6 vorgestellten Bemessungsansätzen zu Grunde gelegten Grenzwerten verglichen.

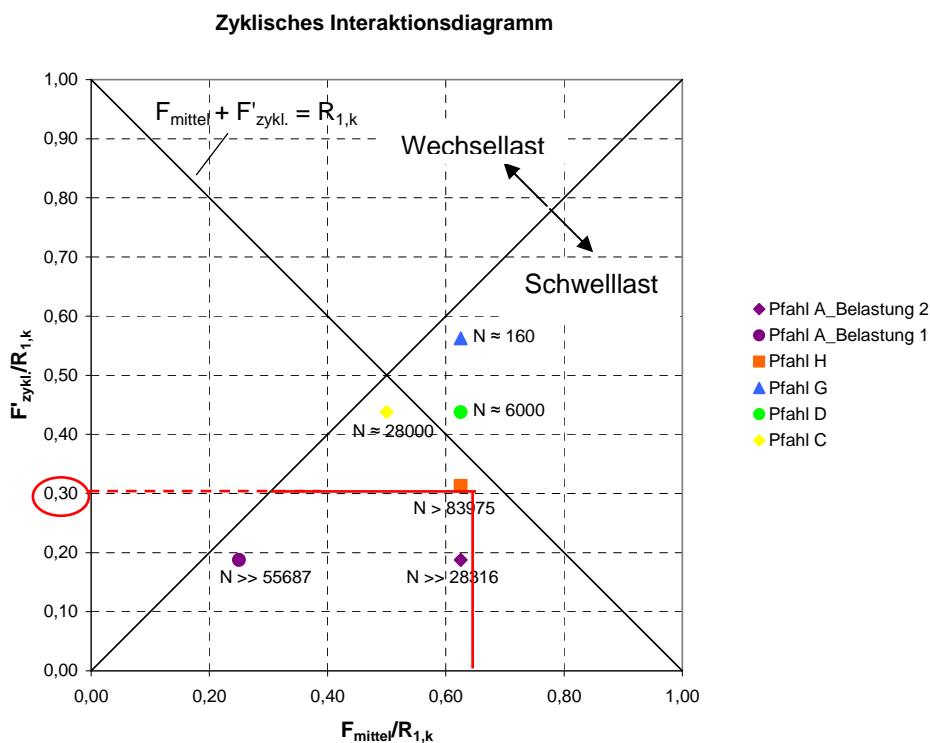


Abbildung 3.35: Interaktionsdiagramm mit Zyklenanzahl bis zum Versagen

3.7.2.3 Entwicklung der Mantelreibung

Auf Grund von fehlerhaften Messergebnissen der Dehnmessstreifen, die sich teilweise auch durch die Nachkalibrierung nicht erklären ließen, wurde teilweise auf eine genaue quantitative Auswertung des Absolutwerts der Dehnmessstreifen verzichtet. Die Nachkalibrierung zeigte jedoch, dass eine Auswertung der gemessenen Lastspannen innerhalb eines Zyklus fast immer möglich ist, da Spannungsänderungen fast immer richtig angezeigt werden.

Prinzipiell konnten Folgendes festgestellt werden:

- Die Krafteinleitung erfolgt bei den zyklischen Versuchen wie bei den statischen Versuchen ab Belastungsbeginn über die gesamte Pfahlänge. Die gemessenen Kräfte nehmen mit zunehmender Pfahltiefe ab. Wie bei der Auswertung der statischen Versuche ist festzustellen, dass der Kraftabfall zwischen dem Punkt der Krafteinleitung und dem obersten Messquerschnitt (DMS 1) am größten ist und zu Beginn der Belastung anschließend linear verläuft. Bei einigen Versuchen ist zu erkennen, dass mit zunehmender Zyklenanzahl eine Kraftverlagerung von oben nach unten stattfindet.
- Die gemessenen Lastspannen in den unterschiedlichen Messquerschnitten sind annähernd konstant über den Versuchsverlauf. Die gemessenen Lastspannen nehmen ebenfalls über die Pfahltiefe ab.

- Ähnlich den Verformungsspannen sind die gemessenen Lastspannen bei gleicher aufgebrachtener zyklischer Lastspanne gleich groß (vergleiche hierzu Pfahl A_Belastung 1 und Pfahl A_Belastung 2 bzw. Pfahl C und D in Tabelle 3.4).
- Die gemessenen Lastspannen an den unterschiedlichen Messquerschnitten verhalten sich bei allen zyklischen Versuchen prozentual zur aufgetragenen Lastspanne gesehen sehr ähnlich (siehe Tabelle 3.5). Lediglich bei Pfahl H liegen die gemessenen Lastspannen prozentual gesehen bei den Messquerschnitten 1 und 2 deutlich höher.

Versuchsdaten Pfahl	Gemessene Lastspannen [kN]					Zyklisch aufgetragene Lastspanne
	DMS 1	DMS 2	DMS 3	DMS 4	DMS 5	$F_{\text{zykl.}}$ [kN]
A (Belastung 1)	16	n.a. ^{*)}	10	7	3	30
A (Belastung 2)	17	n.a. ^{*)}	10	7	3	30
D	38	30	24	n.a. ^{*)}	8	70
C	40	n.a. ^{*)}	24	n.a. ^{*)}	6	70

Tabelle 3.4: Ergebnisse Auswertung Dehnmessstreifen

^{*)} n.a.: keine Auswertung möglich

Versuchsdaten Pfahl	Gemessene Lastspanne/ Zyklisch aufgetragene Lastspanne [%]					Zyklisch aufgetragene Lastspanne
	DMS 1	DMS 2	DMS 3	DMS 4	DMS 5	$F_{\text{zykl.}}$ [kN]
A (Belastung 1)	53	43	33	23	10	30
A (Belastung 2)	57	50	33	23	10	30
D	54	43	34	n.a. ^{*)}	11	70
C	57	n.a. ^{*)}	34	n.a. ^{*)}	9	70
H	72	62	36	26	12	50
G	n.a. ^{*)}	44	36	17	6	90

Tabelle 3.5: Ergebnisse Auswertung Dehnmessstreifen (prozentual)

^{*)} n.a.: keine Auswertung möglich

3.8 Statische Pfahlprobelastungen nach zyklischer Belastung

Im Gegensatz zu früheren Untersuchungen wurde auch das postzyklische Tragverhalten der Mikropfähle detaillierter untersucht, da dies in der Praxis eine häufige Fragestellung ist. Im Anschluss an die zyklische Belastung wurden deshalb an den Pfählen statische Pfahlprobelastungen durchgeführt. Der Versuchsablauf entsprach dabei dem der statischen Pfahlprobelastungen zur Ermittlung der statischen Pfahltragfähigkeit als Referenzwert für die Tragfähigkeit unter zyklischer Belastung (siehe Abschnitt 3.6.1).

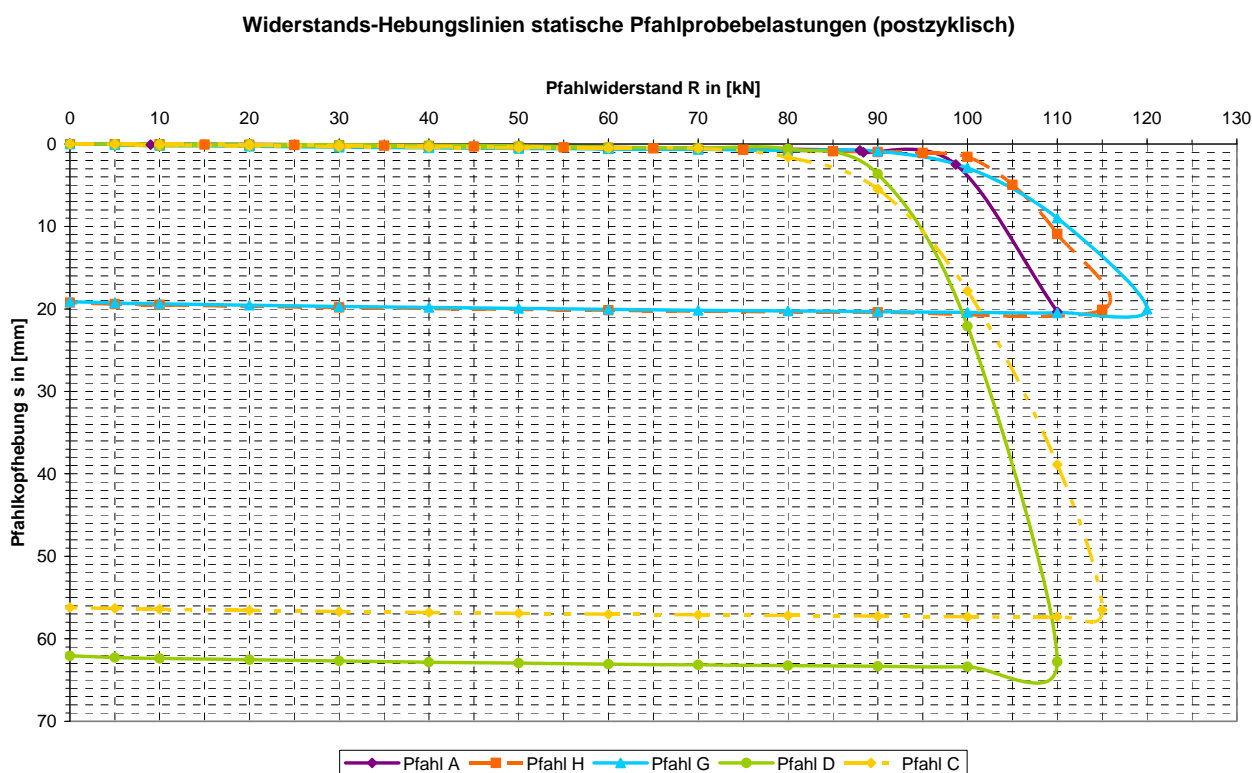


Abbildung 3.36: Widerstands-Hebungslinien aus postzyklischen statischen Pfahlprobelastungen

In Abbildung 3.36 sind die Widerstands-Hebungslinien der postzyklisch durchgeführten statischen Pfahlprobelastungen dargestellt.

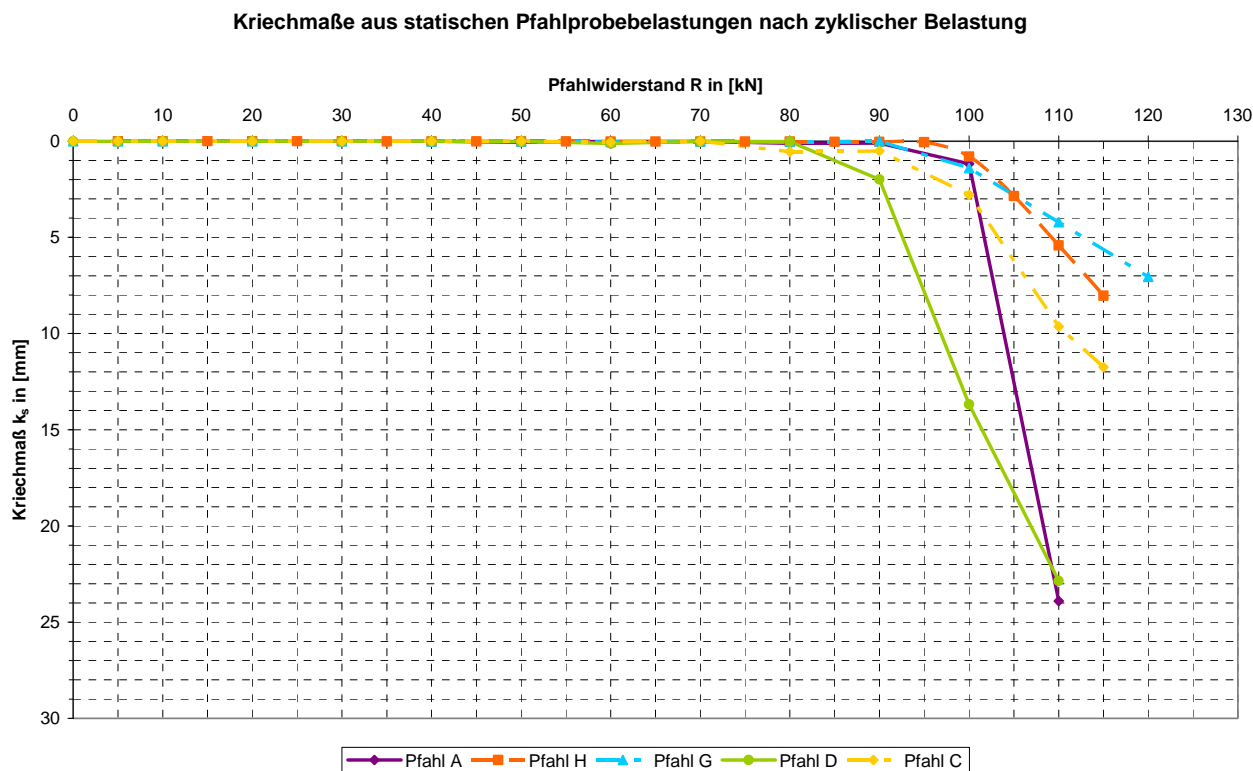


Abbildung 3.37: Kriechmaße aus postzyklischen statischen Pfahlprobelastungen

Die Kriechmaße der einzelnen Laststufen (siehe Abbildung 3.37) liegen bei den postzyklischen Pfahlprobelastungen deutlich unter den Kriechmaßen der Pfahlprobelastungen ohne vorherige zyklische Belastung (siehe Tabelle 3.6).

Die zyklische Belastung wirkt hier offensichtlich wie eine Vorbelastung, die bei einer anschließenden statischen Belastung zu einer steiferen Reaktion des Systems Pfahl-Boden führt. Besonders klar zu erkennen ist dies bei den Pfählen G, D und C. Die maximale zyklische Belastung lag bei diesen Pfählen bei 95 kN (Pfahl G), 85 kN (Pfahl D) und 75 kN (Pfahl C). Bei den postzyklisch durchgeführten Pfahlprobelastungen steigen die Kriechmaße bei Überschreiten der jeweiligen maximalen zyklischen Belastung sprunghaft an. Im "Wiederbelastungsbereich" unterhalb der maximalen zyklischen Belastung sind die Kriechmaße vernachlässigbar klein.

Bei den Pfählen A und H ist dieser sprunghafte Anstieg des Kriechmaßes bei Überschreiten des Maximalwerts aus der zyklischen Belastung nicht feststellbar. Im Vergleich zu den Pfählen G, D und C mit Verformungen im Zentimeterbereich während der zyklischen Belastung, lagen bei diesen Pfählen die absoluten Pfahlkopfhebungen nach Ende des zyklischen Versuchs bei lediglich ca. 1 mm bzw. knapp 3 mm. Hieraus lässt sich schließen, dass eine zyklische Belastung im Schwellbereich mit nur sehr geringen Verformungen insgesamt eine deutliche Tragfähigkeitssteigerung bewirken kann.

Kriechmaß Laststufe	k_s [mm]					
	vor-zyklisch	postzyklisch				
	Pfahl E / F / B	Pfahl A	Pfahl H	Pfahl G	Pfahl D	Pfahl C
70 kN	≈ 0,1 – 0,3	0,01	0,02	0,01	0,01	0
80 kN	≈ 1,0	0,1	0,03	0,02	0,02	0,5
90 kN	≈ 10 - 20	0,1	0,04	0,02	2,0	0,5
100 kN	>> 20	1,2	0,8	1,5	> 10	3,0

Tabelle 3.6: Vergleich Kriechmaße mit und ohne vorherige zyklische Belastung

4 Einfachscherversuche (Simple Shear Versuche) an Bodenproben des Versuchsgeländes

Ergänzend zu den statischen und zyklischen Pfahlversuchen wurden bei den Baugrundaufschlussbohrungen Bodenproben für Laborversuche entnommen. An diesen wurden im Labor der technischen Universität Berlin am Fachgebiet für Grundbau und Bodenmechanik statische und zyklische Einfachscherversuche durchgeführt. Zwischen Mai und Juli 2010 wurde dem Zentrum Geotechnik dafür ein zum Einfachschengerät umgebautes Rahmenschergerät der Firma GIESA zur Verfügung gestellt. Die Versuche wurden zum Teil im Rahmen einer Diplomarbeit (Bohn, 2010) durchgeführt und ausgewertet.

Ziel der Versuche war, das Bodenverhalten im Pfahlmantelbereich während einer axialen Pfahlbelastung abzubilden. Die eigentliche Kontaktfläche zwischen Pfahlmantel und Boden wird hierbei nicht genauer untersucht, da davon ausgegangen wird, dass ein evtl. Versagen durch eine Überschreitung der möglichen übertragbaren Scherkräfte im Boden auftritt oder durch akkumulierende plastische Verformungen und nicht durch ein Verbundproblem zwischen dem Zementmörtel des Pfahls und dem Boden. Beim Ziehen der Pfähle war um den Zementmörtel herum immer anhaftender Boden festzustellen, so dass davon ausgegangen werden kann, dass der Verbund zwischen Pfahl und Boden während der Versuche immer vorhanden war.

Alle Versuche wurden volumenkonstant durchgeführt. Die Annahme eines ideal starren Bodens in radialer Richtung bei einer axialen Pfahlbelastung bildet zwar einen Extremfall ab, wird aber im Rahmen dieses Forschungsvorhabens zur Untersuchung des Bodenverhaltens im Pfahlmantelbereich als ausreichend realistisch angenommen.

4.1 Versuchstechnik und Probeneinbau

In Abbildung 4.1 ist der Aufbau des Versuchsgeräts schematisch dargestellt. Der obere Scherrahmen und Scherring werden mit Hilfe der unteren Rolltraverse fixiert. Die Stützstäbe (siehe Abbildung 4.2) sind dadurch oben unverschieblich gelagert, können jedoch frei rotieren. Der ebene Verzerrungszustand wird durch das Verfahren des Schertisches erreicht, der mit dem unteren Scherrahmen und Scherring fest verbunden ist. Die Steuerung erfolgt hierbei über einen Schrittmotor. Das Aufbringen der vertikalen Normalkraft erfolgt über einen Druckstempel.

Messtechnisch erfasst werden die vertikale Normalkraft und die Scherkraft sowie die Vertikalverformung der Probe und die Horizontalverschiebung des unteren Scherrahmens (siehe Abbildung 4.4).

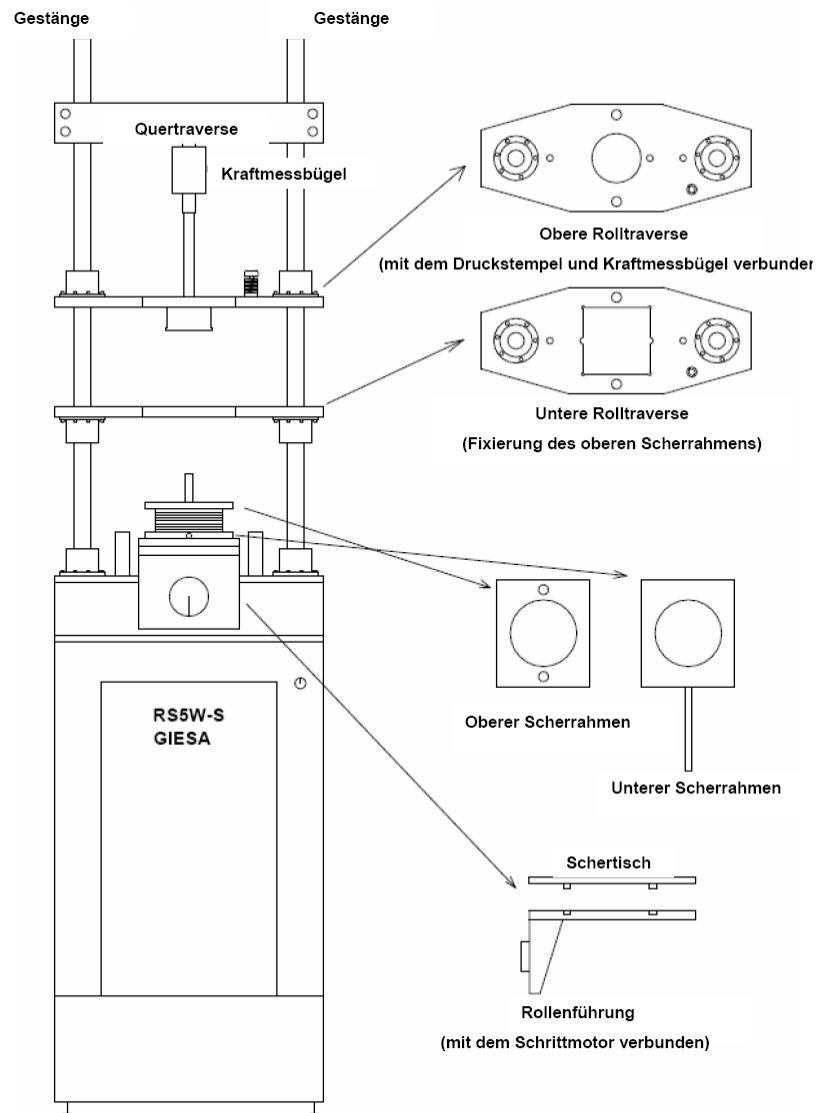


Abbildung 4.1: Einfeldschersgerät der Fa. GIESA (Typ RS5W-S)

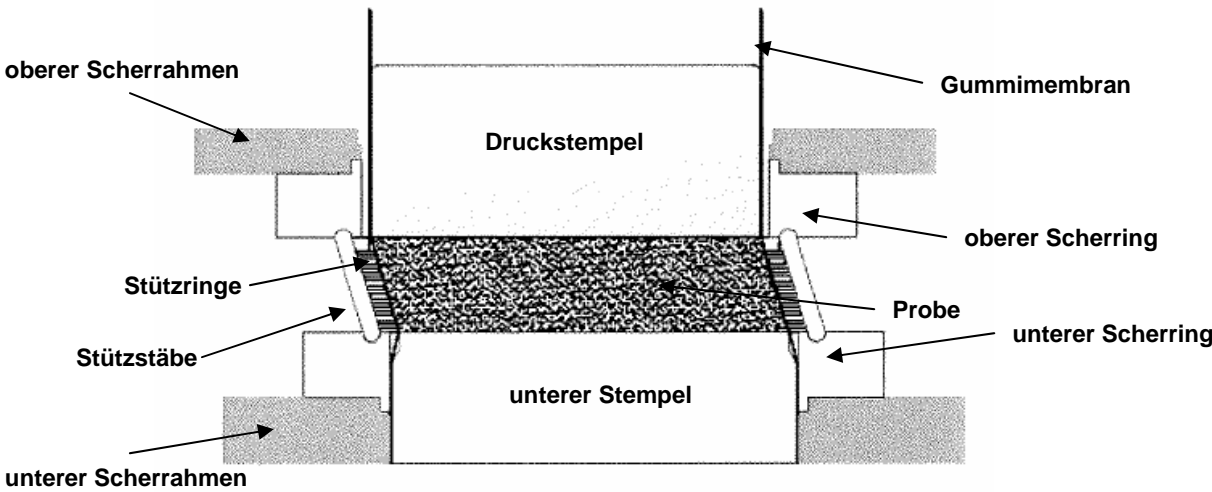


Abbildung 4.2: Schemaskizze Detail Scherrahmen

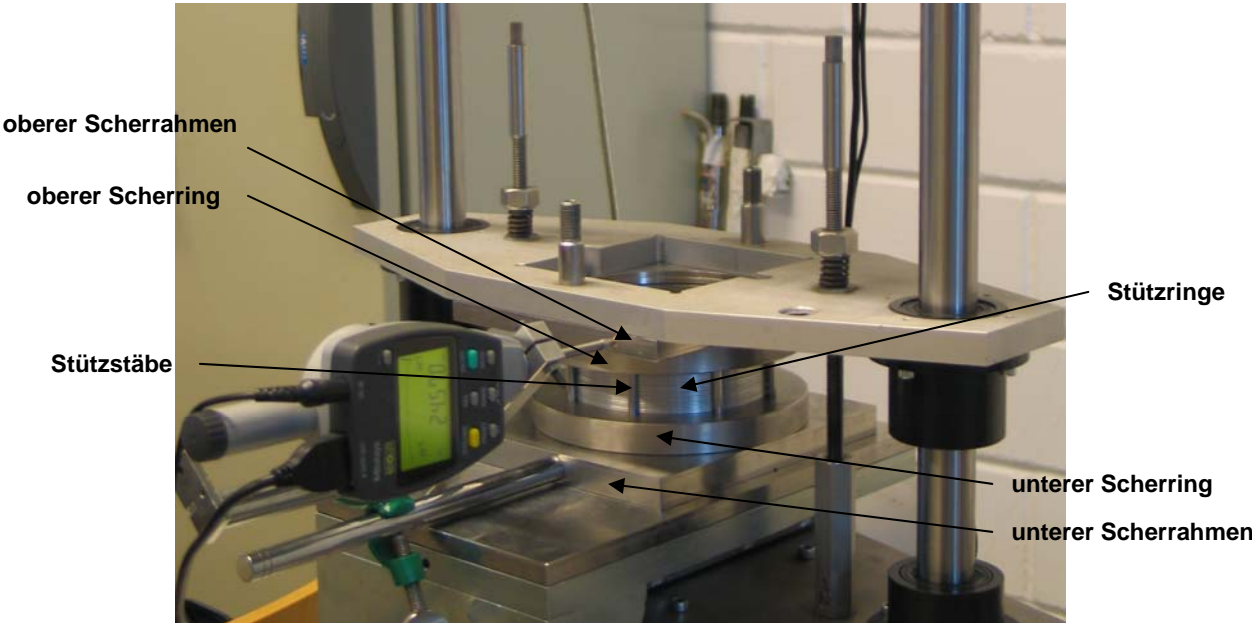


Abbildung 4.3: Foto Detail Scherrahmen



Abbildung 4.4: Erfassung Scherweg und Vertikalverformung

Die aus dem Bohrkern mit Hilfe eines Ausstechrings gewonnen ungestörten kreisförmigen Proben haben einen Durchmesser von 9,0 cm und eine Höhe von 2,0 cm. Die Proben werden mit ihrem natürlichen Wassergehalt eingebaut. Eine Wassersättigung der Proben ist gerätebedingt nicht möglich. Der untere Stempel, die Bodenprobe sowie der Druckstempel sind seitlich von einer Gummimembran umgeben (siehe Abbildung 4.2), die ein Austrocknen der Probe verhindert.

Vor jedem Abschervorgang wird die vertikale Normalkraft aufgebracht und für 60 Minuten konstant gehalten. Dadurch ist sichergestellt, dass die Probe satt an den Stützringen anliegt, da der Probendurchmesser von 9 cm etwas kleiner ist als der Durchmesser der Stützringe von 9,15 cm, um den Einbau der Probe in die Stützringe zu ermöglichen. Die Normalkraft entspricht dabei der horizontalen Erddruckkraft aus der Tiefe, in der die Probe entnommen wurde (siehe Abbildung 4.5). Bei dem anschließenden Abschervorgang wird die Probenhöhe und somit das Probenvolumen durch entsprechende Regelung der vertikalen Normalkraft konstant gehalten.

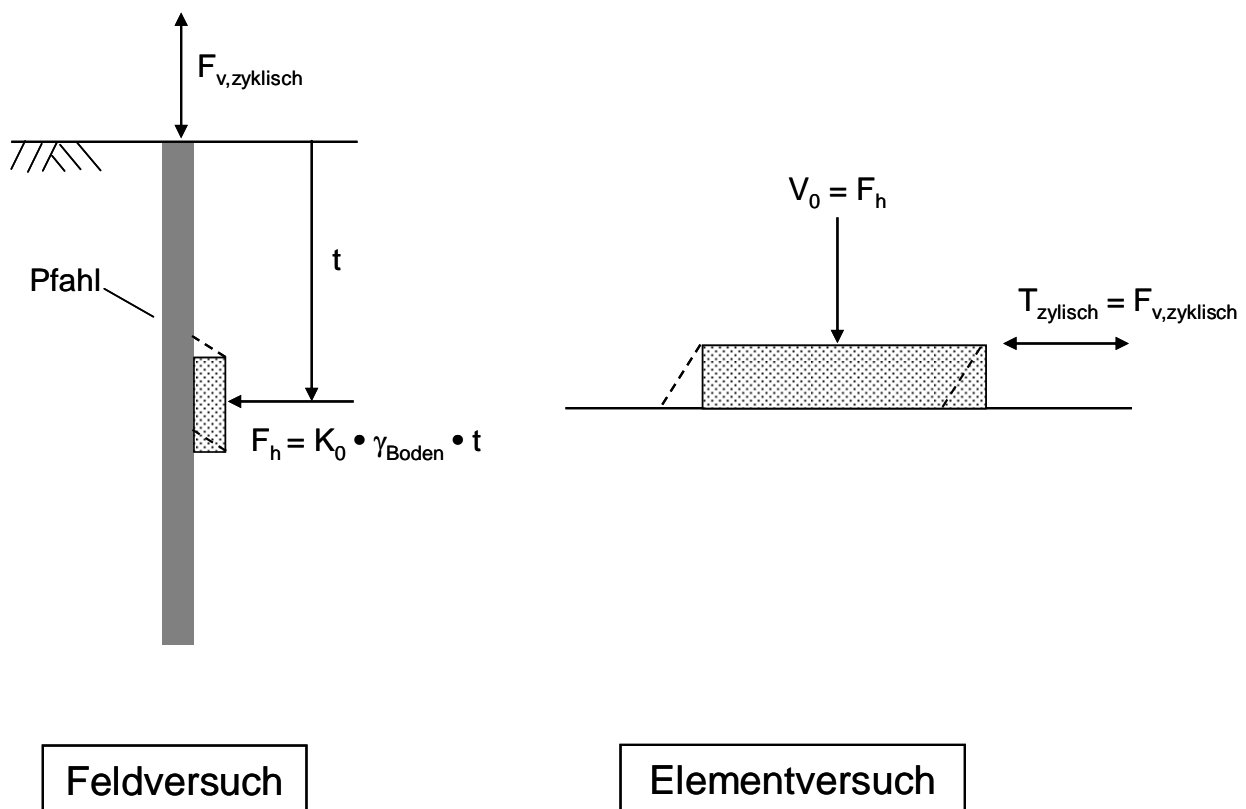


Abbildung 4.5: Analogie Pfahlversuche - Elementversuche

4.2 Monotone Einfeldversuche

Zur Bestimmung der maximal aufnehmbaren Schubspannung unter monotoner Scherbeanspruchung wurden insgesamt 11 verformungsgesteuerte monotone Einfeldversuche durchgeführt (siehe Tabelle 4.1). Die Abschergeschwindigkeit wurde zu $v = 0,01 \text{ mm/min}$ gewählt. Bei den Versuchen Monoton 1 bis 4 wurde die vertikale Anfangsnormalspannung entsprechend der Entnahmetiefe des Bohrkerns gewählt. Bei den Versuchen der Reihen 1 und 2 wurden jeweils Proben aus demselben Bohrkern mit unterschiedlichen vertikalen Anfangsnormalspannungen belastet. Der maximale Scherweg wurde zu 5 mm gewählt. Dies entspricht bei einer Ausgangsprobenhöhe von 2 cm einer Schubverzerrung von $\gamma_{\max} = 25 \%$. Die in Tabelle 4.1 angegebenen Werte beziehen sich auf die Probenhöhe nach Aufbringen der vertikalen Anfangsnormalspannung für 60 Minuten und sind deshalb etwas größer als 25 %.

Versuch	Konsistenz	σ_{v0} [kN/m ²]	s_{max} [mm]	Probenhöhe bei Beginn Abscheren [mm]	γ_{max} [%]	τ_{max} [kN/m ²]	$\tau_{\gamma = 10\%}$ [kN/m ²]
Monoton 1 (Probe B3-3)	weich	40	5	19,23	26,0	45,62	38,0
Monoton 2 (Probe B4-2)	steif	25	5	19,33	25,9	45,62	23,0
Monoton 3 (Probe B5-1)	weich	35	5	19,23	26,0	41,06	29,0
Monoton 4 (Probe B5-2)	steif	45	5	19,52	25,6	77,55	48,0
Reihe 1-1 (Probe B3-1)	weich	15	5	19,33	25,9	27,37	14,0
Reihe 1-2a (Probe B3-1)	weich	30	5	19,22	26,0	47,14	28,0
Reihe 1-2b (Probe B3-1)	weich	30	5	19,17	26,1	33,45	16,0
Reihe 1-3 (Probe B3-1)	weich	45	5	19,30	25,9	53,22	28,0
Reihe 2-1 (Probe B4-1)	steif	15	5	19,55	25,6	36,50	21,0
Reihe 2-2 (Probe B4-1)	steif	30	5	19,47	25,7	45,62	30,0
Reihe 2-3 (Probe B4-1)	steif	45	5	19,48	25,7	50,18	33,0

Tabelle 4.1: Übersicht monotone Einfeldversuche

Die Schubspannungen steigen erwartungsgemäß mit zunehmender Schubverzerrung an. Ein Maximalwert oder ein Plateau der Schubspannungen wird in den Versuchen nicht erreicht. Die Schubspannungen sind umso größer, je höher die vertikale Anfangsnormalspannung gewählt wurde. Die

Schubspannungen bei weicher Konsistenz sind niedriger als die bei Proben steifer Konsistenz bei vergleichbaren vertikalen Anfangsnormalspannungen. In Abbildung 4.6 und Abbildung 4.7 sind die Schubspannungsverläufe getrennt für beide Konsistenzen dargestellt.

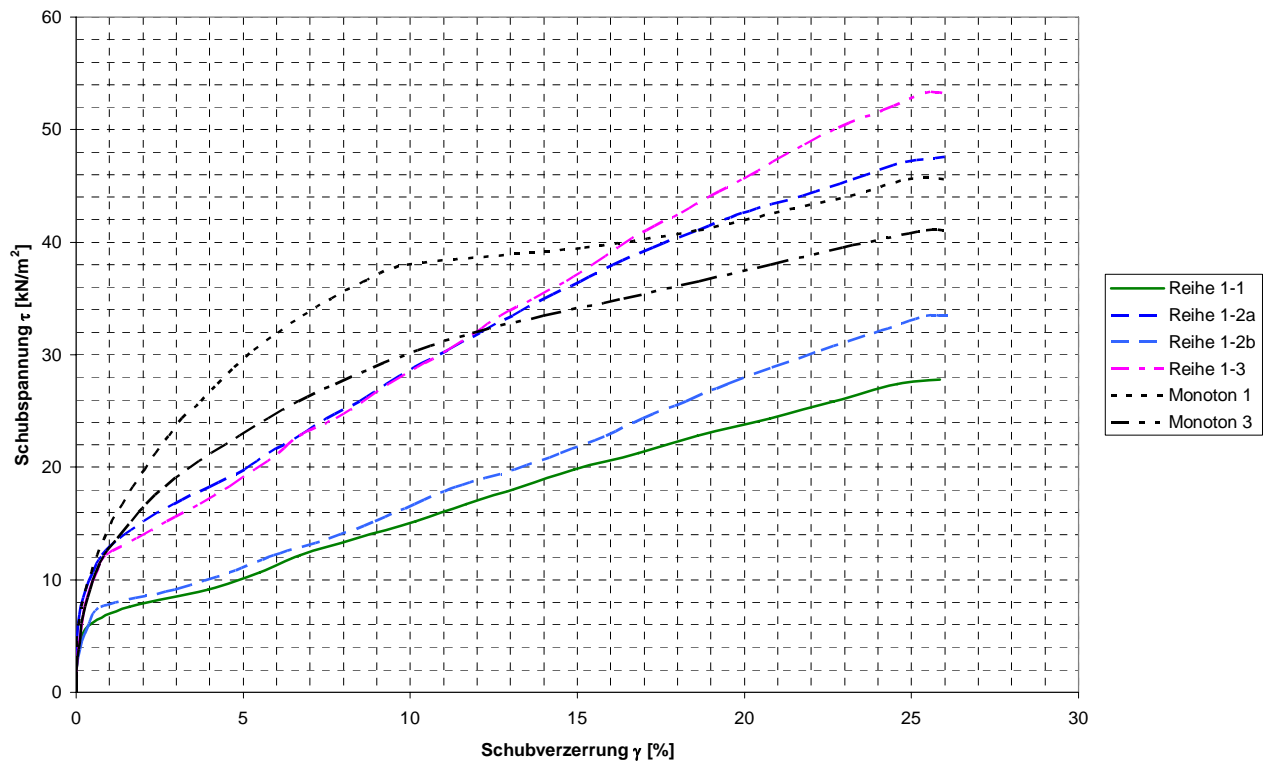


Abbildung 4.6: Schubspannungsverläufe monotone Einfeldversuche (Proben weicher Konsistenz)

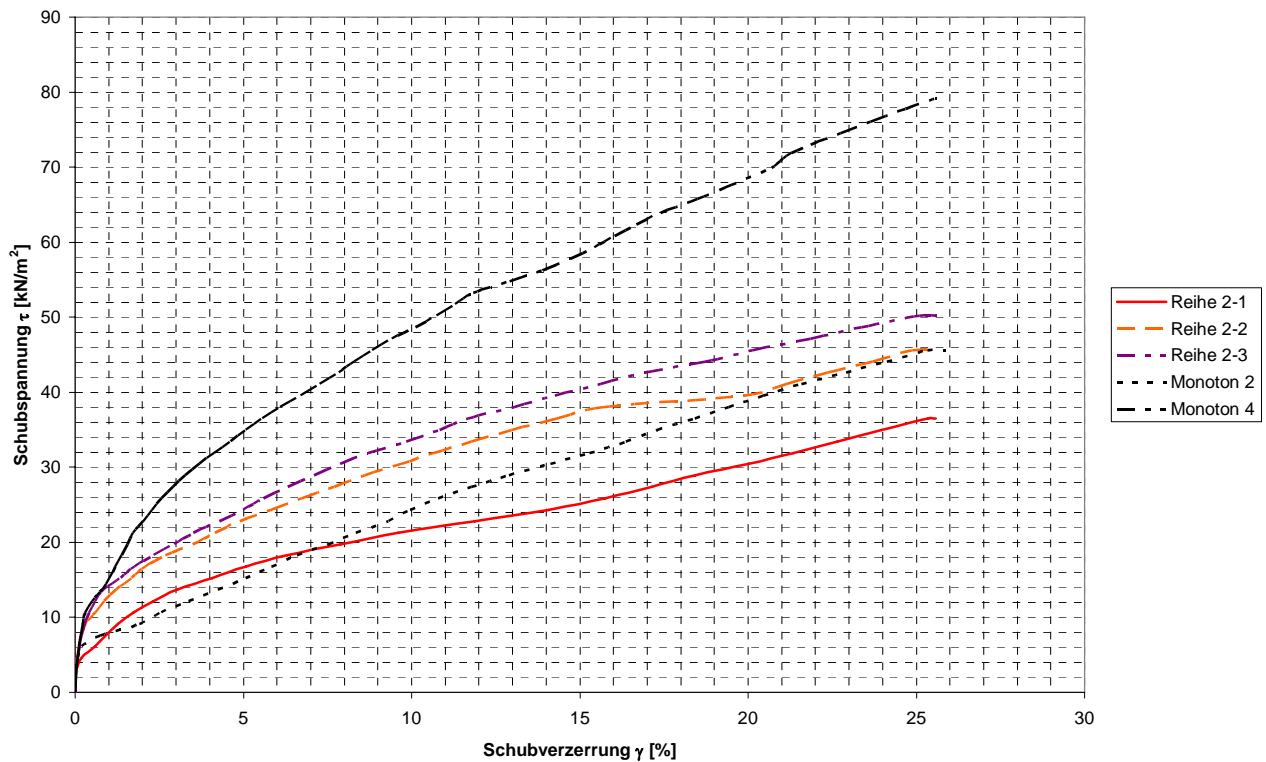


Abbildung 4.7: Schubspannungsverläufe monotone Einfachscherversuche (Proben steifer Konsistenz)

Die vertikalen Normalspannungen nehmen während der volumenkonstanten monotonen Einfachscherversuche zunächst ab, was einem kontraktanten Verhalten der Probe bei einem undrännierten Versuch entspricht. Ab Schubverzerrungen zwischen 2 % und 7 % nehmen die Vertikalspannungen monoton zu, was einem dilatanten Verhalten der Probe entspricht. In Abbildung 4.8 sind exemplarisch die Vertikalspannungsverläufe für die Proben weicher Konsistenz dargestellt.

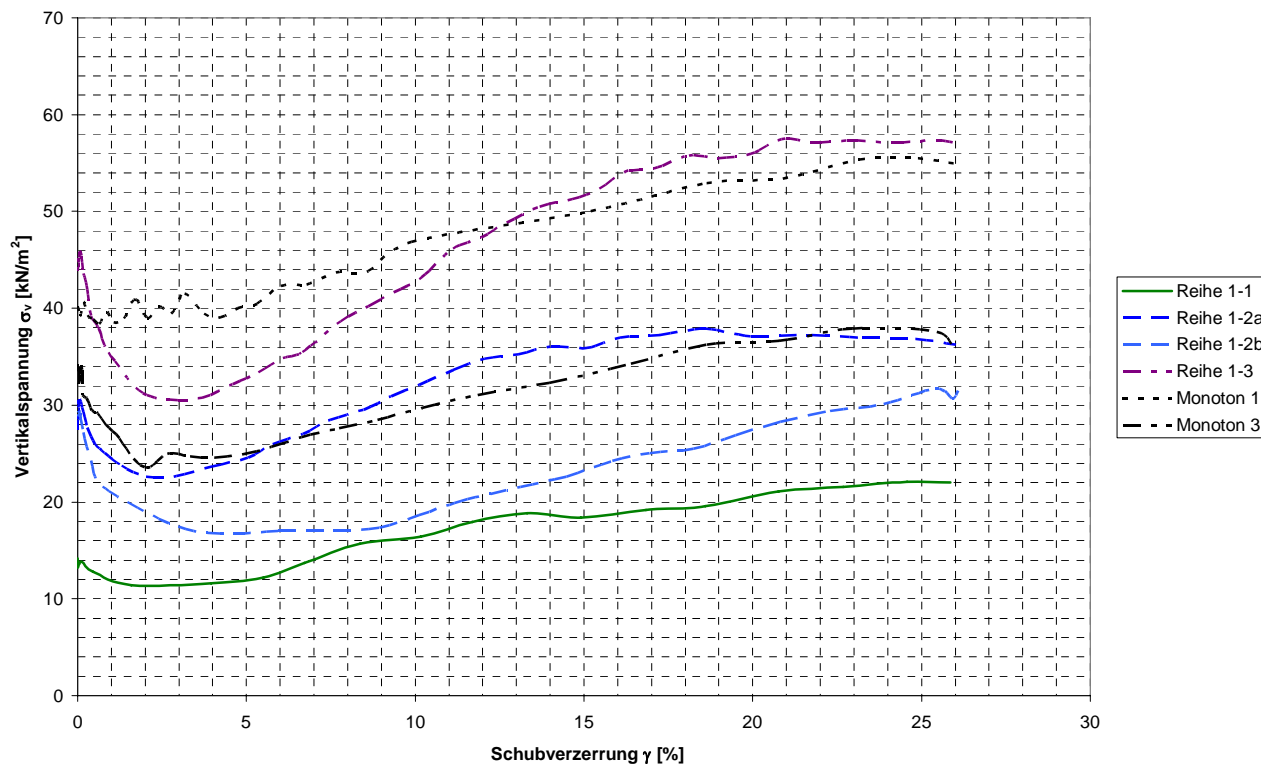


Abbildung 4.8: Vertikalspannungsverläufe monotone Einfachscherversuche (Proben weicher Konsistenz)

Da sich die Vertikalspannung während des Versuchs ständig verändert, ist es sinnvoll, die gemessenen Schubspannungen im Verhältnis zur tatsächlich vorhandenen Vertikalspannung σ_v darzustellen (siehe Abbildung 4.9 und Abbildung 4.10).

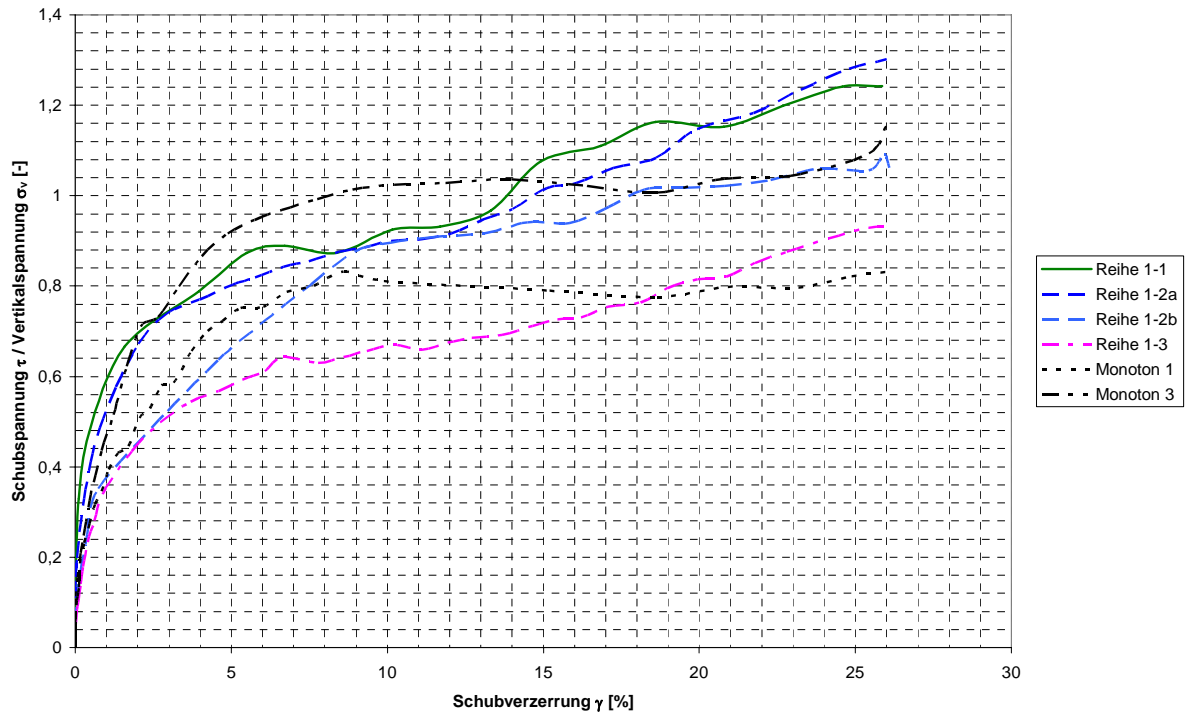


Abbildung 4.9: Normierte Schubspannungsverläufe monotone Einfachsversuche (Proben weicher Konsistenz)

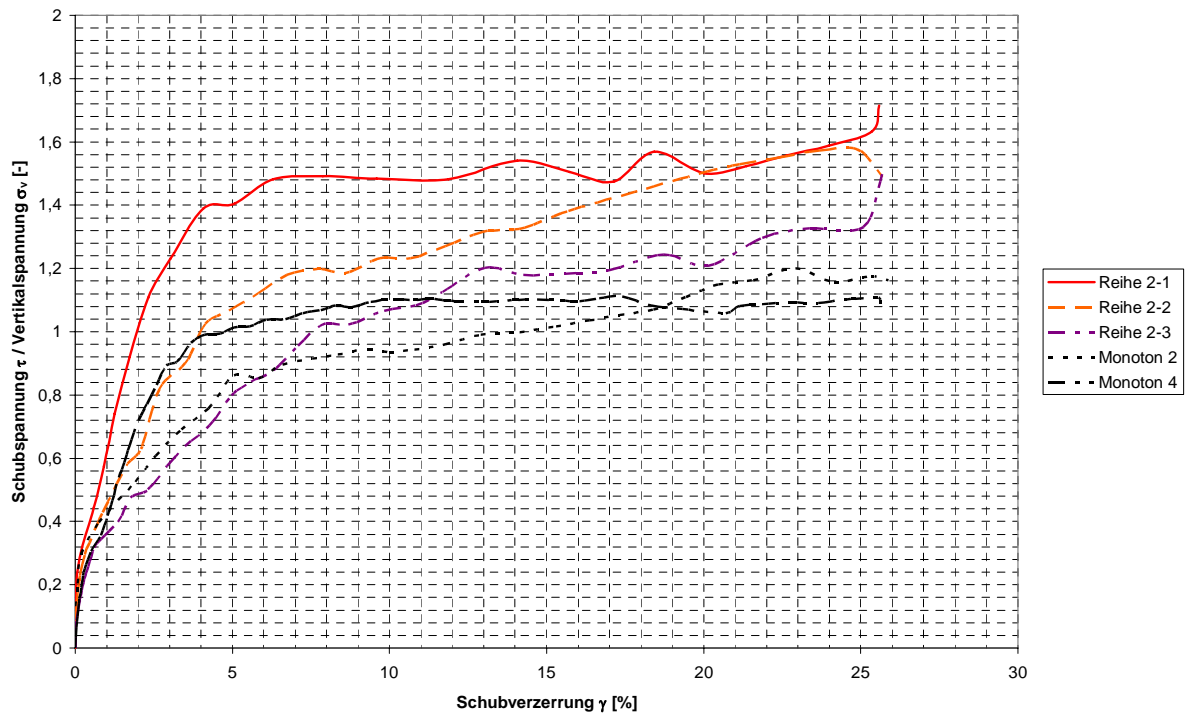


Abbildung 4.10: Normierte Schubspannungsverläufe monotone Einfachsversuche (Proben steifer Konsistenz)

Dabei ist zu erkennen, dass die Schubspannungen im Verhältnis zur tatsächlich vorhandenen Vertikalspannung bis zu Schubverzerrungen zwischen 5 % und 10 % relativ stark ansteigen. Danach ist die Zunahme der Schubspannungen im Verhältnis zur Vertikalspannung meist deutlich geringer. Als Referenzschubspannung für die zyklischen Einfeldscherversuche wird deshalb die Schubspannung bei einer Schubverzerrung von $\gamma = 10\%$ gewählt (bezeichnet als $\tau_{\gamma = 10\%}$).

Die Betrachtung des Schubmoduls $G = \frac{\Delta\tau}{\Delta\gamma}$ zeigt ebenfalls, dass bei Schubverzerrungen zwischen 5 % und 10 % der Schubmodul stark abnimmt und danach annähernd konstant bleibt. In Abbildung 4.11 ist die Entwicklung des Schubmoduls exemplarisch für die Proben weicher Konsistenz dargestellt.

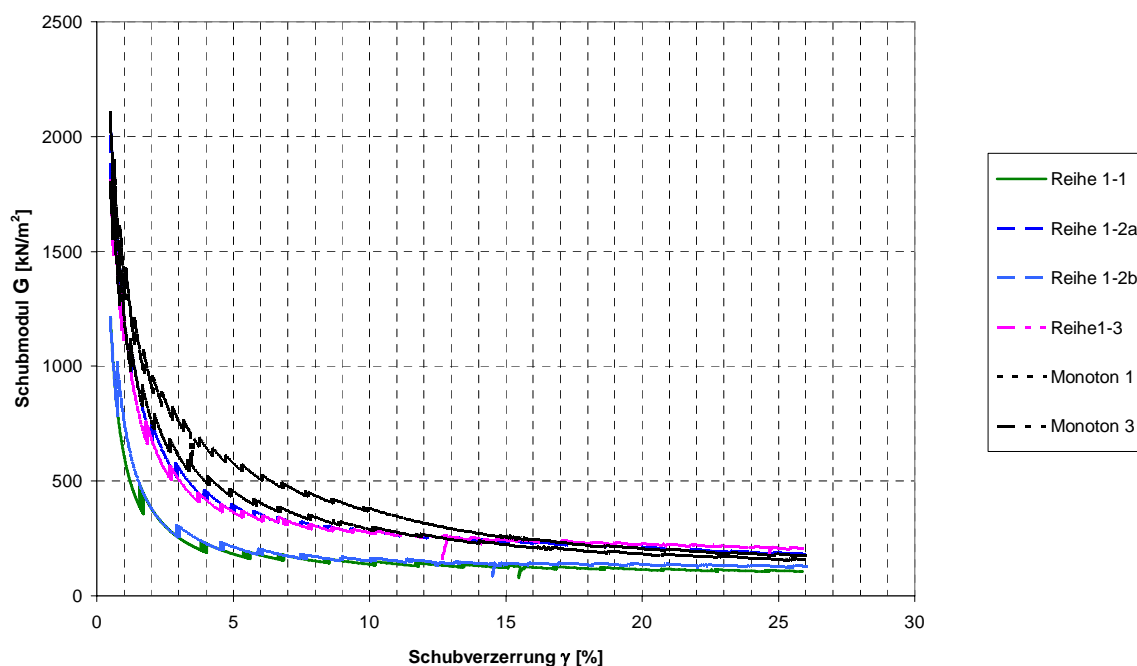


Abbildung 4.11: Entwicklung Schubmodul (Proben weicher Konsistenz)

Auffallend ist, dass das Verhältnis zwischen Schub- und Vertikalspannung häufig größer als 1,0 ist. Mögliche Ursachen hierfür sind z.B. Saugspannungen in den teilgesättigten Proben oder das insgesamt niedrige Spannungsniveau von in der Regel unter 50 kN/m^2 . Denkbar wäre auch ein hoher Überkonsolidierungsgrad der Proben, der auf Grund der geologischen Entstehung des Bodens jedoch eher ausgeschlossen wird.

Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurden diese Punkte nicht weiter untersucht. Die Fragestellung, inwieweit sich ein niedriges Spannungsniveau oder eine Teilsättigung auf die Ergebnisse von monotonen oder auch zyklischen Scherversuchen auswirken, sollte aber in jedem Fall evtl. in einem eigenen Forschungsvorhaben untersucht werden.

4.3 Zyklische Einfeldversuche

Die zyklischen Einfeldversuche wurden kraftgesteuert und volumenkonstant durchgeführt. Die Belastung liegt dabei wie bei den zyklischen Pfahlversuchen (siehe Kapitel 3) im Zugschwellbereich. Vom Steuerprogramm vorgegeben werden die mittlere Schubspannung τ_{ave} und die Schubspannungsamplitude τ_c . Daraus ermittelt das Steuerprogramm die maximale und minimale Schubspannung. Die Geschwindigkeit und die Bewegungsrichtung des Schrittmotors werden mit Hilfe folgender Funktion gesteuert:

$$\text{Annäherung an } \tau_{max} : v_{soll}(+) = P \cdot (\tau_{max} - \tau_{ist})$$

$$\text{Annäherung an } \tau_{min} : v_{soll}(-) = P \cdot (\tau_{ist} - \tau_{min})$$

Der Proportionalitätsfaktor wird je nach Steifigkeit der Probe so gewählt, dass die Dauer eines Zyklus ca. 60 s entspricht. Um ein Überschreiten der maximalen Schubspannung τ_{max} bzw. ein Unterschreiten der minimalen Schubspannung τ_{min} bzw. einen Stillstand des Motors bei $\tau_{ist} = \tau_{max}$ bzw. τ_{min} zu verhindern, wird der obere Umkehrpunkt des Schrittmotors bereits bei 95 % der maximalen Schubspannung und der untere Umkehrpunkt bei $(100 \% - 95 \%) \cdot \tau_{max} + \tau_{min}$ gewählt. Durch diese Steuerung des Schrittmotors lassen sich keine exakten sinusförmigen zyklischen Belastungen aufbringen, da der Schrittmotor im Umkehrpunkt auf Grund des Schlupfes im Getriebe immer etwas Zeit braucht, um die Bewegungsrichtung zu ändern. Die Belastung erinnert daher eher an eine rechteckförmige Belastungsfunktion. In Abbildung 4.12 ist ein Schemabild der Steuerung bei kraftgesteuerten Versuchen dargestellt.

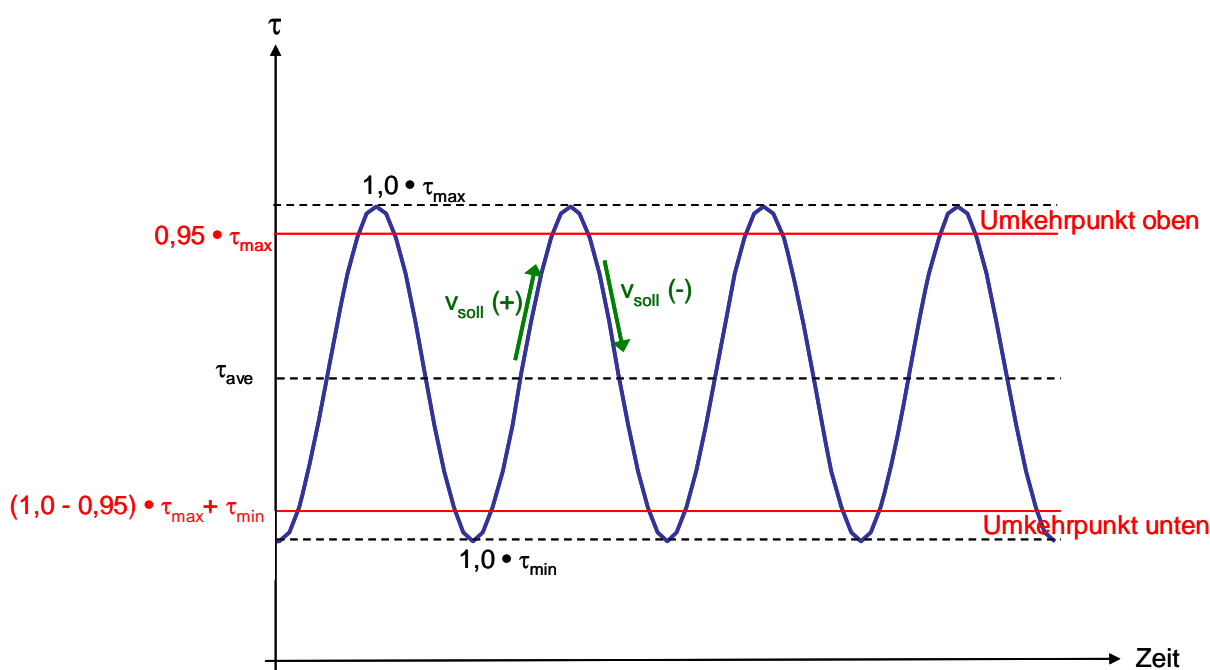


Abbildung 4.12: Steuerung bei kraftgesteuerten Versuchen

Tabelle 4.2 gibt einen Überblick über die insgesamt sieben durchgeführten zyklischen Einfachscherversuche. In Abbildung 4.13 sind die Elementversuche in einem Interaktionsdiagramm dargestellt. Die mittlere Schubspannung τ_{ave} und die Schubspannungsamplitude τ_c sind dabei jeweils bezogen auf die bei einer Schubverzerrung von $\gamma = 10\%$ erreichte Schubspannung aus dem monotonen Einfachscherversuch an einer Bodenprobe aus demselben Bohrkern dargestellt.

Versuch	Konsistenz	σ_{v0} [kN/m ²]	Zyklus- anzahl N [-]	τ_{ave} [kN/m ²]	τ_c [kN/m ²]	$\tau_{\gamma = 10\%}$ [kN/m ²]	$\tau_{ave} / \tau_{\gamma = 10\%}$ [-]	$\tau_c / \tau_{\gamma = 10\%}$ [-]
Zyklisch 1 (Probe B3-3)	weich	40	5040	12,25	5,75	38	0,32	0,15
Zyklisch 2 (Probe B4-2)	steif	25	20591	28	5,0	23	1,22	0,22
Zyklisch 3 (Probe B5-1)	weich	35	6102	18,5	9,5	35	0,53	0,27
Zyklisch 4 (Probe B5-1)	weich	35	2595	17,25	1,75	35	0,49	0,05
Zyklisch 5 (Probe B5-1)	weich	35	16028	17,25	5,75	35	0,49	0,16
Zyklisch 6 (Probe B5-2)	steif	45	3389	33,25	10,75	45	0,74	0,24
Zyklisch 7 (Probe B5-2)	steif	45	14053	34	10,0	45	0,76	0,22

Tabelle 4.2: Übersicht zyklische Einfachscherversuch

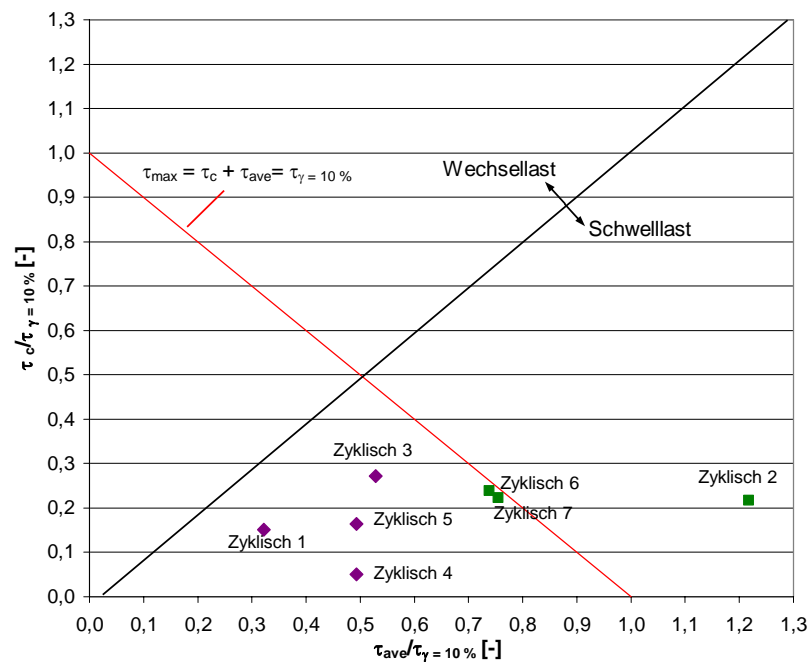


Abbildung 4.13: Zyklische Einfeldversuche im Interaktionsdiagramm

Die vertikalen Normalspannungen nehmen während eines zyklischen Einfeldversuchs im Mittel mit zunehmender Zyklenanzahl ab (siehe Abbildung 4.14). Dies entspricht einem insgesamt kontraktanten Verhalten der Proben. Während eines Einzelzyklus hingegen nehmen die Vertikalspannung mit steigender Schubspannung zu (Dilatanz) und mit sinkender Schubspannung ab (Kontraktanz) (siehe Abbildung 4.15).

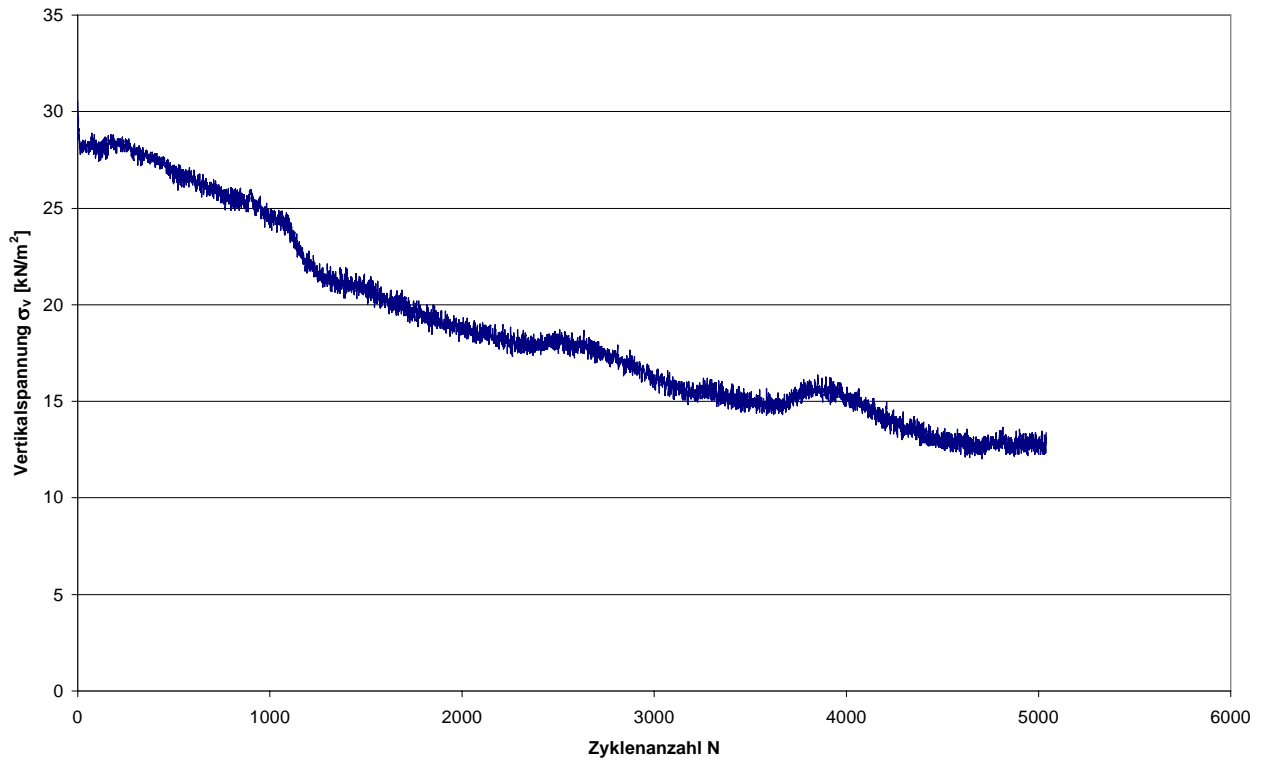


Abbildung 4.14: Verlauf der mittleren Vertikalspannung (exemplarisch für Versuch Zyklisch 1)

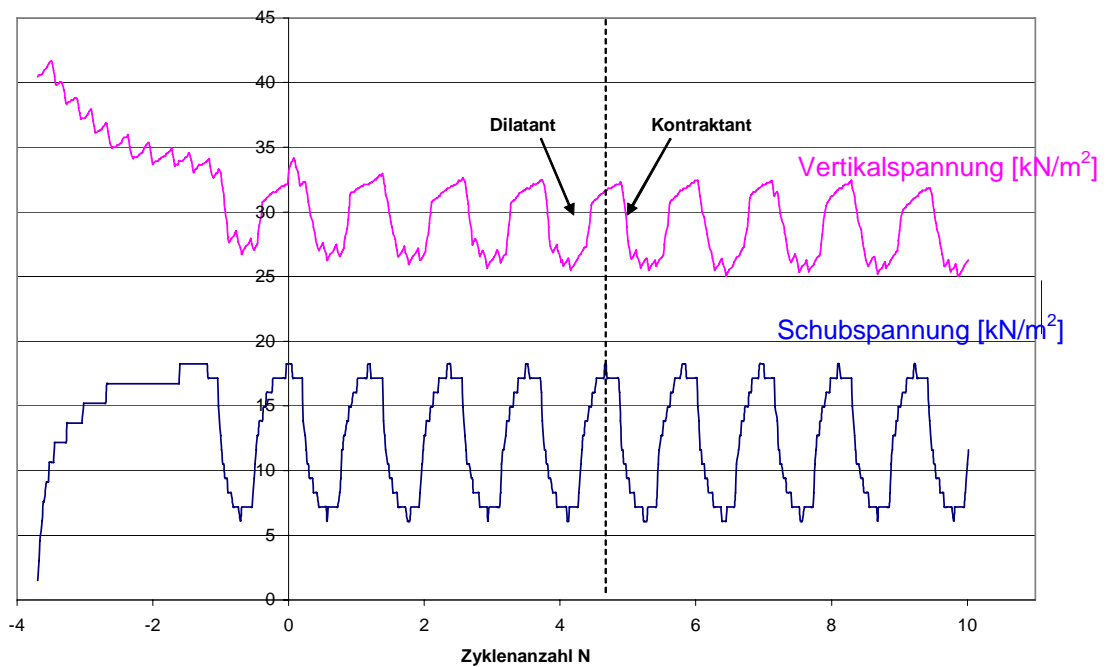


Abbildung 4.15: Verlauf der Vertikalspannung innerhalb eines Zyklus (exemplarisch für Versuch Zyklisch 1)

Bei allen durchgeführten zyklischen Versuchen im Zugschwellbereich kommt es zu akkumulierenden plastischen Schubverzerrungen, d.h. die mittlere Schubverzerrung γ_{ave} nimmt mit zunehmender Zyklenanzahl N zu. Je größer die mittlere Schubspannung im Vergleich zur ermittelten möglichen Schubspannung im monotonen Versuch ist, umso größer sind die insgesamt auftretenden mittleren Schubverzerrungen.

Bei allen Versuchen bis auf Versuch Zyklisch 1 nähern sich die mittleren Schubverzerrungen entweder einer horizontalen Asymptote an, was in der Literatur häufig als „shakedown“ bezeichnet wird (Versuche Zyklisch 2, 3 und 4 in Abbildung 4.16 bzw. Abbildung 4.17) oder die Entwicklung der mittleren Schubverzerrung verläuft annähernd einfach-logarithmisch-linear (Versuche Zyklisch 5, 6 und 7 in Abbildung 4.16 bzw. Abbildung 4.17), was einer logarithmischen Beruhigung entspricht.

Proben mit höherer Konsistenzzahl weisen dabei im Mittel kleinere mittlere Schubverzerrungen auf. So betragen z.B. die mittleren Schubverzerrungen bei Versuch Zyklisch 7 (steif) nur ca. 70 % der mittleren Schubverzerrungen von Versuch 3 (weich) bei annähernd gleicher Schubspannungsamplitude aber fast doppelt so großer mittlerer Schubspannung.

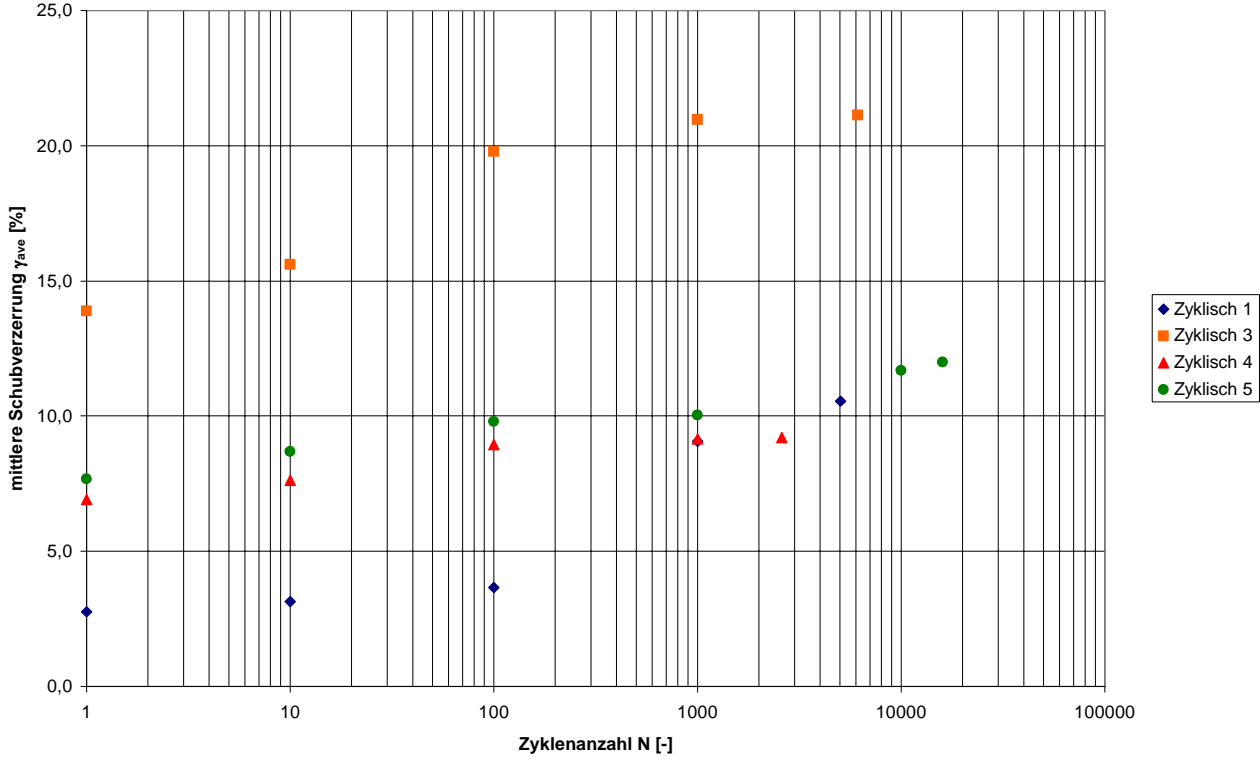


Abbildung 4.16: Verlauf der mittleren Schubverzerrung γ_{ave} (weiche Proben)

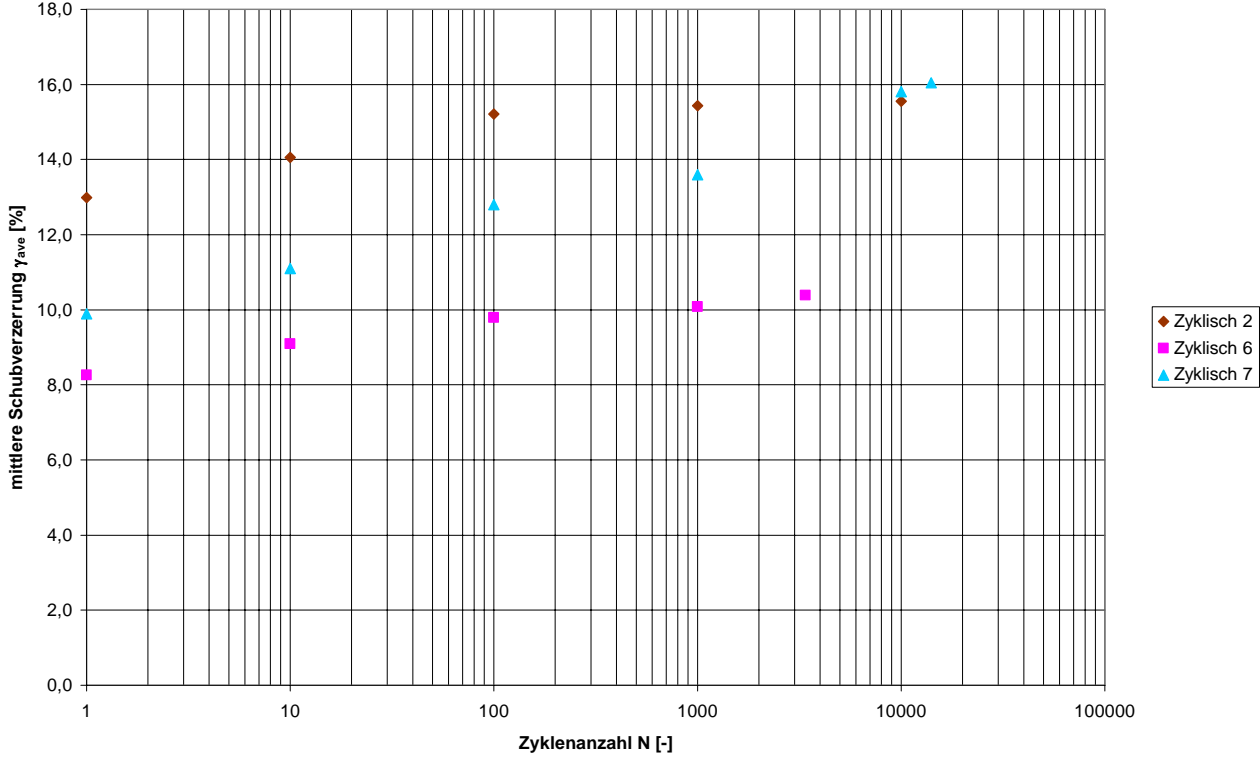


Abbildung 4.17: Verlauf der mittleren Schubverzerrung γ_{ave} (steife Proben)

In Abbildung 4.18 und Abbildung 4.19 ist die Entwicklung der Schubverzerrungsamplitude dargestellt. Bei den durchgeführten Zugschwellversuchen nehmen die Schubverzerrungsamplituden mit zunehmender Zyklenanzahl deutlich ab oder nehmen zunächst deutlich ab und bleiben anschließend annähernd konstant. Eine Zunahme der Schubverzerrungsamplitude unter Schwellbelastung ist übereinstimmend mit den Ergebnissen aus der Literatur (siehe Kapitel 2) nicht festzustellen. Die Schubverzerrungsamplituden sind bei den Proben steifer Konsistenz insgesamt deutlich geringer als bei den Proben weicher Konsistenz bei vergleichbaren Schubspannungsamplituden (siehe z.B. Versuch Zyklisch 3 (weich) und Zyklisch 7 (steif) in Abbildung 4.18 bzw. Abbildung 4.19).

In Tabelle 4.3 sind exemplarisch für eine Zyklenanzahl von $N = 1000$ die Schubverzerrungsamplituden angegeben. Es ist zu erkennen, dass für Proben mit gleicher Konsistenz bei annähernd gleichem mittleren Schubspannungsniveau die Größe der Schubverzerrungsamplitude annähernd linear mit der Schubspannungsamplitude zunimmt (siehe Versuche Zyklisch 3 bis 5 in Tabelle 4.3).

Außerdem zeigt sich in den Versuchen, dass bei einem ähnlichen Niveau der Schubspannungsamplitude $\tau_d / \tau_{\gamma = 10\%}$ die Schubverzerrungsamplituden umso kleiner sind, je höher das mittlere Schubspannungsniveau $\tau_{ave} / \tau_{\gamma = 10\%}$ ist (siehe z.B. Versuche Zyklisch 1 und 5 oder Zyklisch 2 und 7). Dies widerspricht den Ergebnissen aus der Literatur (siehe Kapitel 2), wo die Schubverzerrungsamplituden in den Iso- γ_d /Iso- γ_{ave} -Diagrammen (siehe Abschnitt 2.3.1) einen annähernd horizontalen Verlauf aufweisen, d.h. die auftretenden Schubverzerrungen ausschließlich vom Niveau der Schubspannungsamplitude $\tau_d / \tau_{\gamma = 10\%}$ abhängen. Dieser Unterschied könnte darauf zurückzuführen sein, dass die Proben der Versuche Zyklisch 1 und 5 bzw. Zyklisch 2 und 7 aus unterschiedlichen Bohrkernen stammen und hinsichtlich ihrer Bodeneigenschaften leicht variieren, da die Versuche nicht an aufbereiteten Proben durchgeführt wurden. Außerdem wurden insgesamt nur sieben Versuche durchgeführt, so dass dieser Unterschied z.B. auch auf einer Streuung der Versuchsergebnisse beruhen kann, die sich bei einer geringen Gesamtzahl an Versuchen stark auswirken kann.

Versuch	Konsistenz	$\tau_{ave} / \tau_{\gamma = 10\%}$ [-]	$\tau_c / \tau_{\gamma = 10\%}$ [-]	γ_c [%]
Zyklisch 1 (Probe B3-3)	weich	0,32	0,15	0,18
Zyklisch 3 (Probe B5-1)	weich	0,53	0,27	0,20
Zyklisch 4 (Probe B5-1)	weich	0,49	0,05	0,04
Zyklisch 5 (Probe B5-1)	weich	0,49	0,16	0,08
Zyklisch 2 (Probe B4-2)	steif	1,22	0,22	0,05
Zyklisch 6 (Probe B5-2)	steif	0,74	0,24	0,09
Zyklisch 7 (Probe B5-2)	steif	0,76	0,22	0,10

Tabelle 4.3: Auswahl zyklische Einzelscherversuche mit Angabe der Schubverzerrungsamplituden für N = 1000

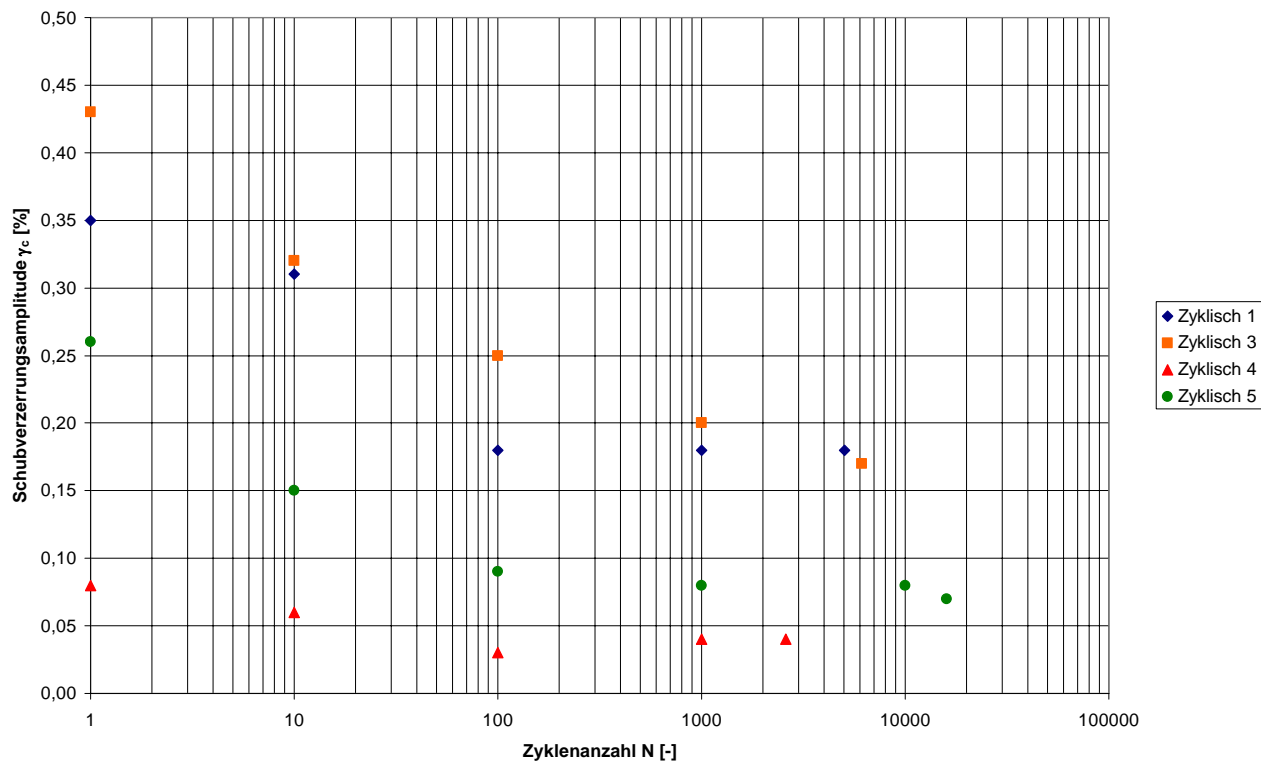


Abbildung 4.18: Verlauf der Schubverzerrungsamplitude γ_c (weiche Proben)

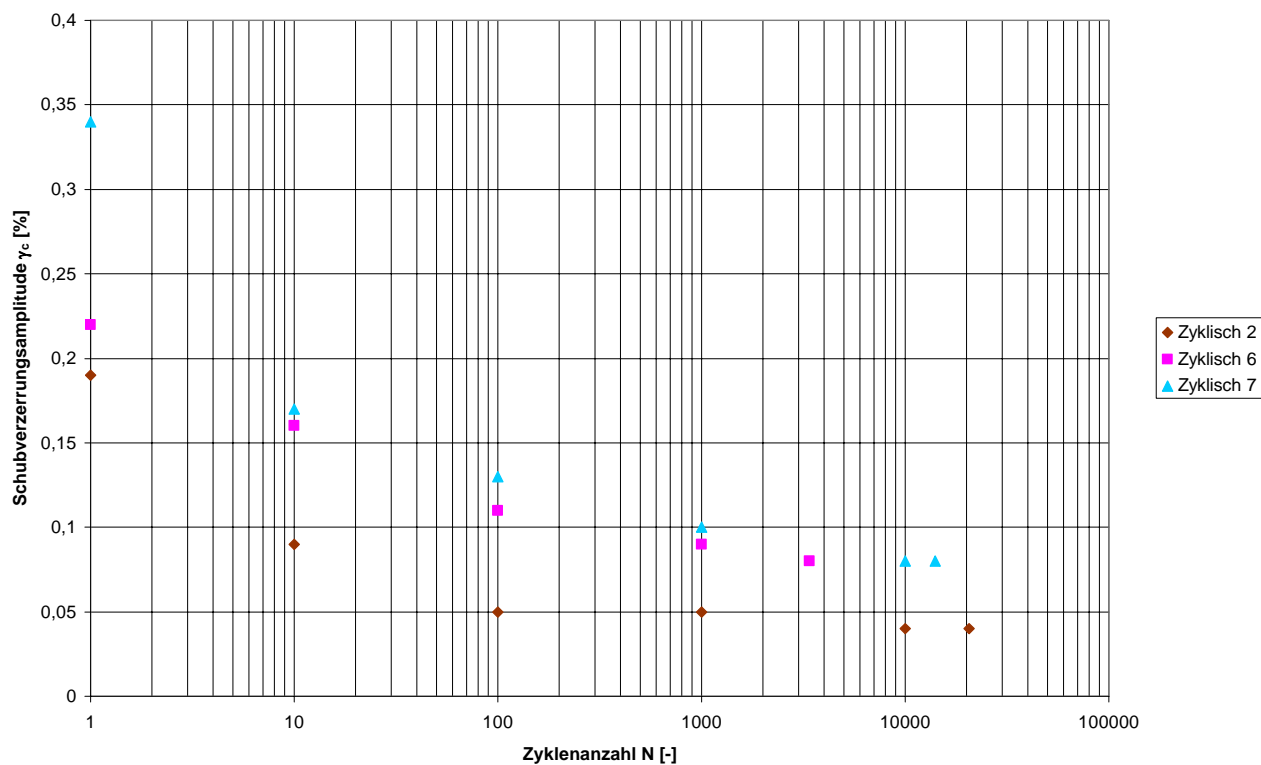


Abbildung 4.19: Verlauf der Schubverzerrungsamplitude γ_c (steife Proben)

Im Gegensatz zum abnehmenden Schubmodul unter monotoner Einfachscherbeanspruchung nimmt der Schubmodul bei allen zyklischen Versuchen mit zunehmender Zyklanzahl zu (siehe Abbildung 4.20 oder Schubmodul für $N = 1$ und $N = 1000$ in Tabelle 4.4). Der Schubmodul unter zyklischer Belastung ist tendenziell mit höherem mittlerem Schubspannungsniveau größer.

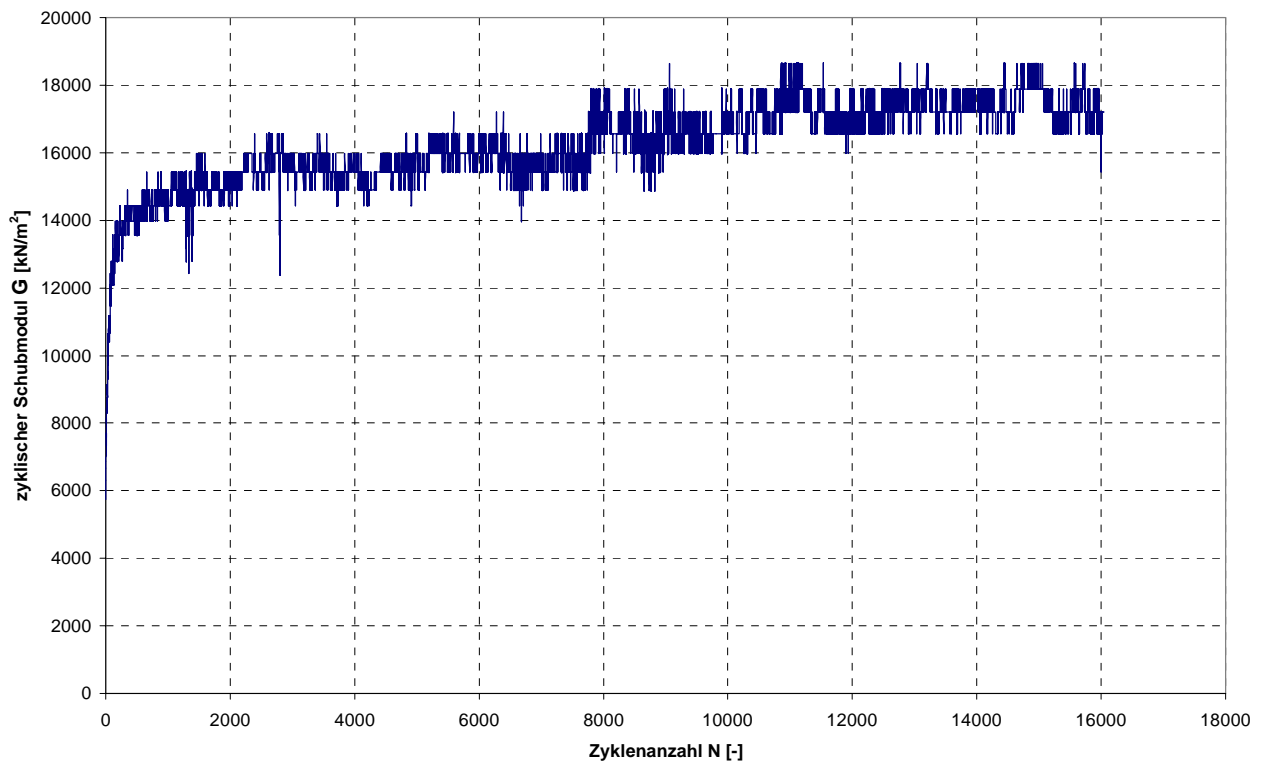


Abbildung 4.20: Verlauf des Schubmoduls (exemplarisch für Versuch Zyklisch 5)

Versuch	Konsistenz	$\tau_{ave} / \tau_{\gamma=10}$ % [-]	Schubmodul G aus monotonen Versuchen für $\gamma = 0,5$ % [kN/m ²]	Schubmodul G aus zyklischen Versuchen für N = 1 [kN/m ²]	Schubmodul G aus zyklischen Versuchen für N = 1000 [kN/m ²]
Zyklisch 1 (Probe B3-3)	weich	0,32	2100	1600	3000
Zyklisch 3 (Probe B5-1)	weich	0,53	1800	5000	9700
Zyklisch 4 (Probe B5-1)	weich	0,49	1800	5000	8400
Zyklisch 5 (Probe B5-1)	weich	0,49	1800	5700	14000
Zyklisch 2 (Probe B4-2)	steif	1,22	1200	5300	22000
Zyklisch 6 (Probe B5-2)	steif	0,74	2100	10000	23000
Zyklisch 7 (Probe B5-2)	steif	0,76	2100	7400	20300

Tabelle 4.4: Vergleich Schubmodul unter monotoner und zyklischer Beanspruchung

Bei den durchgeführten zyklischen Einfeldscherversuchen im Zugschwellbereich kann eine Versagensdefinition über ein Verformungskriterium ausschließlich anhand der akkumulierenden Schubverzerrungen erfolgen, da die Schubverzerrungsamplituden mit zunehmender Zyklanzahl abnehmen bzw. konstant bleiben. In der Literatur (siehe z.B. Ergebnisse NGI in Kapitel 2) wird ein Versagen bei einer mittleren Schubverzerrung von 15 % definiert. Dieses Kriterium ist relativ willkürlich gewählt. Mögliche andere Definitionen wären z.B. die Zunahme der mittleren Schubverzerrung $\Delta\gamma_{ave}$ bei Beginn der zyklischen Belastung unabhängig von der zuvor erfolgten Schubverzerrung bis zum Erreichen der mittleren Schubspannung. Im Hinblick auf die Vergleichbarkeit der Ergebnisse mit anderen Literaturen wird jedoch die Versagensdefinition bei $\gamma_{ave} = 15$ % beibehalten.

Im Interaktionsdiagramm in Abbildung 4.21 sind die Zyklanzahlen bis zum Erreichen einer mittleren Schubverzerrung von 15 % dargestellt.

Die Versuche des NGI haben für Zyklanzahlen bis 2000 folgende Spannungskombinationen definiert, bei denen nicht mit einem Versagen zu rechnen ist:

$\frac{\tau_{ave}}{\tau_f} \leq 0,5$ und gleichzeitig $\frac{\tau_c}{\tau_f} \leq 0,4$. Für höhere mittlere Schubspannungsniveaus nehmen die möglichen Schubspannungen annähernd linear ab (siehe Abschnitt 2.3.1.2 in Kapitel 2).

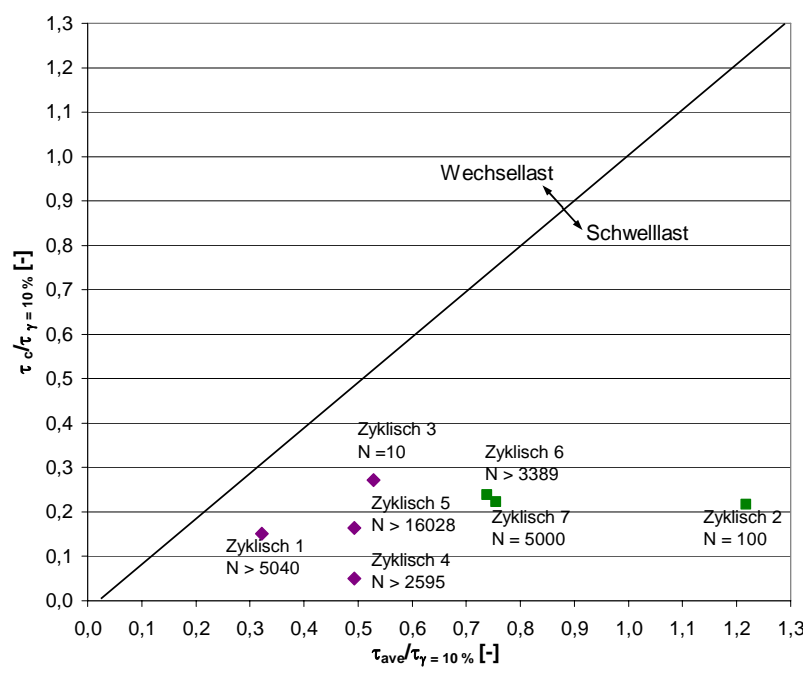


Abbildung 4.21: Zyklusanzahl bis Versagen nach Versagenskriterium $\gamma_{ave} = 15\%$

Bei den durchgeführten Einzelscherversuchen an weichen Proben (violette Rauten in Abbildung 4.21) sind für Spannungskombinationen bis

$\frac{\tau_{ave}}{\tau_f} \leq 0,5$ und gleichzeitig $\frac{\tau_c}{\tau_f} \leq 0,2$ Zyklusanzahlen deutlich über $N = 2000$ möglich.

Aus der Reihe fällt hier der Versuch Zyklisch 3, der bereits bei ca. 10 Zyklen versagt. In diesem Fall liegt das mittlere Schubspannungsniveau leicht über 0,5. Das Verhältnis von $\tau_c/\tau_f > 0,2$ wirkt sich hier extrem auf die auftretenden mittleren Schubverzerrungen aus. Weitere Versuche mit Verhältnissen von $\tau_c/\tau_f > 0,3$ wurden jedoch nicht durchgeführt, so dass ein besserer Vergleich mit den Ergebnissen des NGI nicht möglich ist.

Für die Proben mit steifer Konsistenz (grüne Quadrate in Abbildung 4.21) zeigt sich jedoch, dass auch bei deutlich höheren mittleren Spannungsniveaus als $\tau_{ave}/\tau_f = 0,5$ und Verhältnissen von τ_c/τ_f bis 0,3 Zyklusanzahlen über 2000 möglich sind. Bei den Elementversuchen zeigt sich hier eine starke Abhängigkeit der Versuchsergebnisse von der Probenkonsistenz. Da alle Versuche am NGI mit weichen bis breiigen Proben durchgeführt wurden, ist hier kein direkter Vergleich möglich.

Das Kriterium nach Malek (1987) (siehe Abschnitt 2.3.2.2) definiert ein Versagen im zyklischen Versuch dann, wenn der Spannungspfad bei einer zyklischen Belastung nach einer bestimmten Zyklenanzahl die aus statischen Einfachscherversuchen ermittelte "Maximum Obliquity Line" (MOL) erreicht. Diese entspricht der Schergeraden. In Abbildung 4.22 ist exemplarisch der Verlauf des normierten Spannungspfads für den Versuch Zyklisch 1 dargestellt.

Für die durchgeführten monotonen Einfachscherversuche wurden für die Proben steifer Konsistenz die Schergerade mit einem Neigungswinkel von ca. 55 ° bestimmt (siehe MOL-Gerade in Abbildung 4.23). Für die Proben weicher Konsistenz wurden für die Schergerade Neigungen zwischen 39 ° und 55 ° ermittelt (siehe Abbildung 4.24).

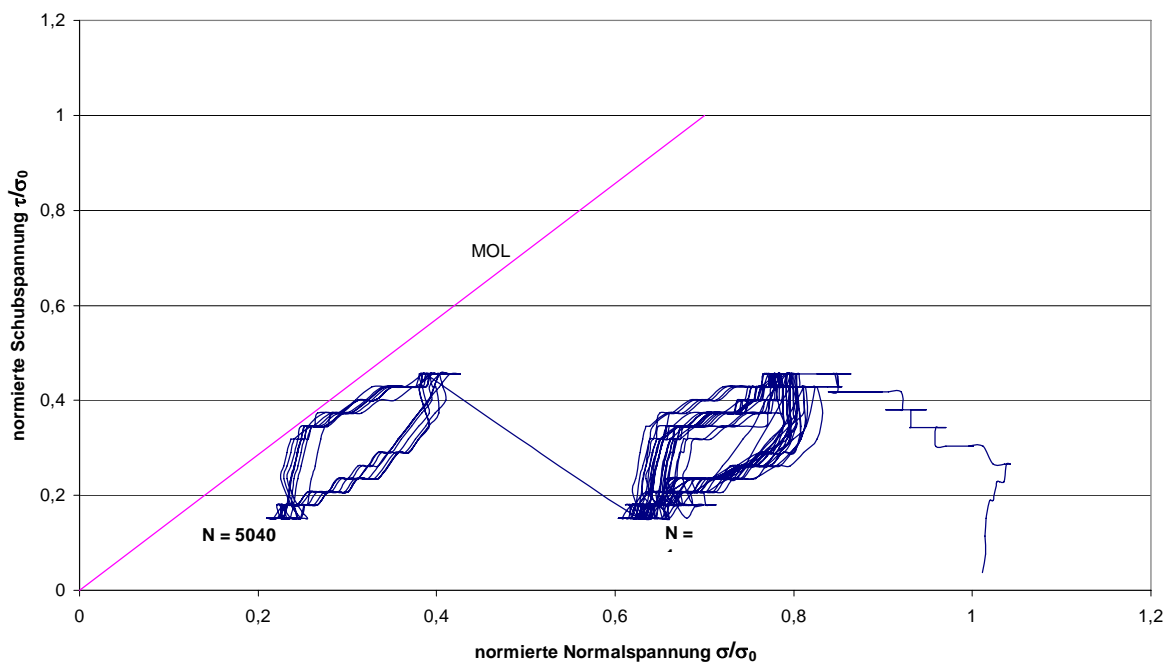


Abbildung 4.22: Verlauf normierter Spannungspfad (Versuch Zyklisch 1)

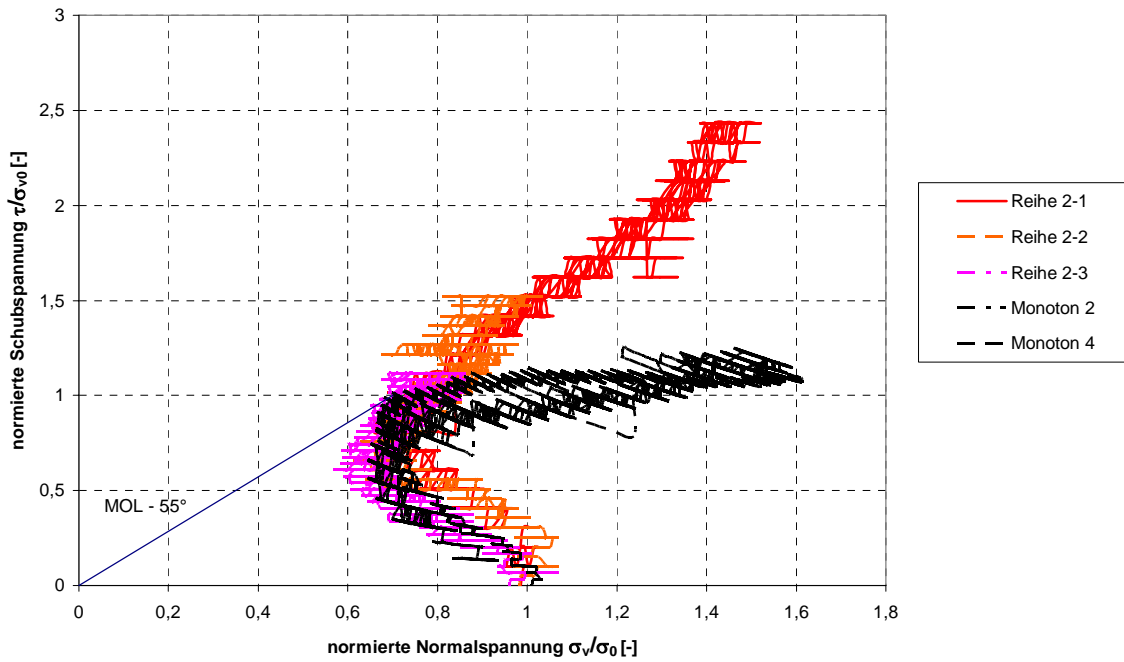


Abbildung 4.23: MOL aus monotonen Einzelscherversuchen (steife Proben)

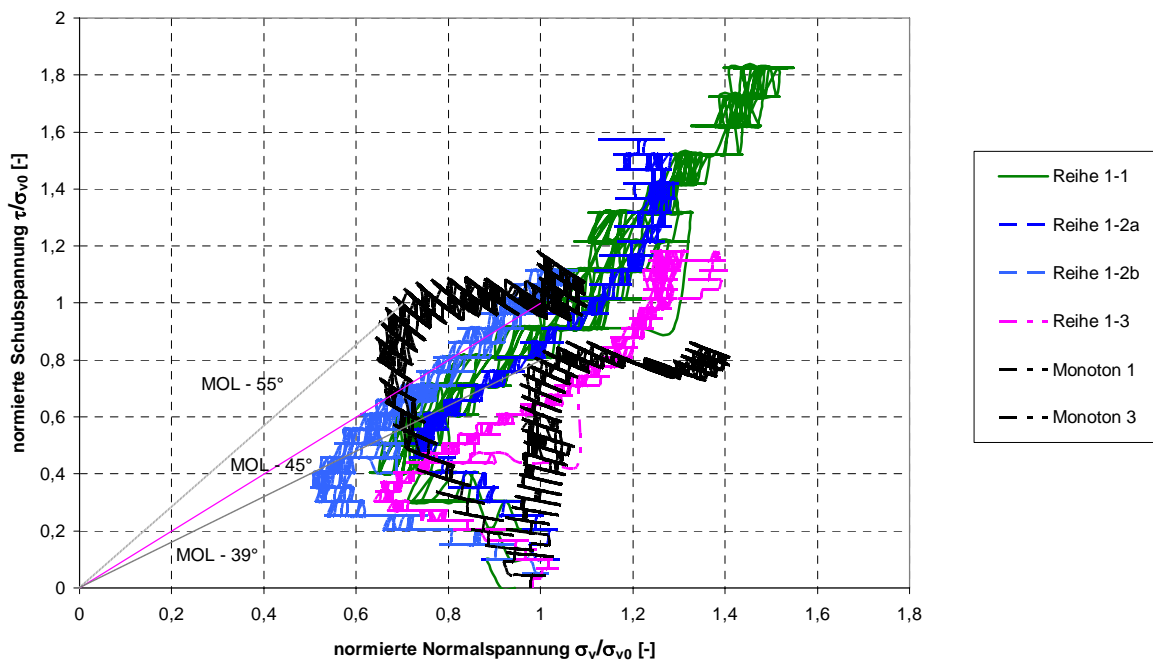


Abbildung 4.24: MOL aus monotonen Einzelscherversuchen (weiche Proben)

In Tabelle 4.5 sind die Zyklenanzahlen bis zum Versagen für das Versagenkriterium nach Malek (1987) dargestellt. Eine grafische Übersicht gibt Abbildung 4.26.

Versuch	Konsistenz	Neigung MOL [°]	Zyklusanzahl bei Versagen N_{Versagen} [-]
Zyklisch 1 (Probe B3-3)	weich	55	> 5040
Zyklisch 3 (Probe B5-1)	weich	39	ca. 10
Zyklisch 4 (Probe B5-1)	weich	45	ca. 10
Zyklisch 5 (Probe B5-1)	weich	45	ca. 1
Zyklisch 2 (Probe B4-2)	steif	55	ca. 100
Zyklisch 6 (Probe B5-2)	steif	55	> 3389
Zyklisch 7 (Probe B5-2)	steif	55	ca. 4000

Tabelle 4.5: Zyklusanzahl bei Versagen nach Versagenskriterium von Malek (1987)

Bei Betrachtung der beiden unterschiedlichen Versagenskriterien ergeben sich für die Versuche Zyklisch 4 und 5 deutliche Unterschiede bei der Zahl der möglichen Lastzyklen. Bei den anderen Versuchen stimmen die möglichen Lastzyklen annähernd überein. Bei den Versuchen Zyklisch 4 und 5 traten während der Versuchsdurchführung jedoch immer wieder Probleme bei der Steuerung der Schubspannung auf, so dass die Auswertung der Spannungspfade möglicherweise mit einem gewissen Fehler behaftet ist.

In Abbildung 2.18 sind von Malek (1987) auf Grundlage des Versagenskriterium über "Maximum Obliquity Line" in Abhängigkeit von der Spannungscombination Grenzen angegeben, unterhalb denen für eine bestimmte Zyklusanzahl in Einfeldscherversuchen kein Versagen auftritt.

Bei einem Vergleich der Versuchsergebnisse mit diesen Grenzen unter Berücksichtigung des Versagenskriteriums einer mittleren Schubverzerrung von maximal 15 % (siehe Abbildung 4.21) stimmen diese relativ gut mit der angegebenen Grenze für unendlich viele Lastzyklen nach Malek überein. Bis auf den Versuch Zyklisch 3 konnten in allen Versuchen Zyklusanzahlen deutlich über $N = 1000$ erzielt werden, ohne dass die mittleren Schubverzerrungen größer als 15 % waren. Dies gilt sowohl für die Proben weicher als auch steifer Konsistenz.

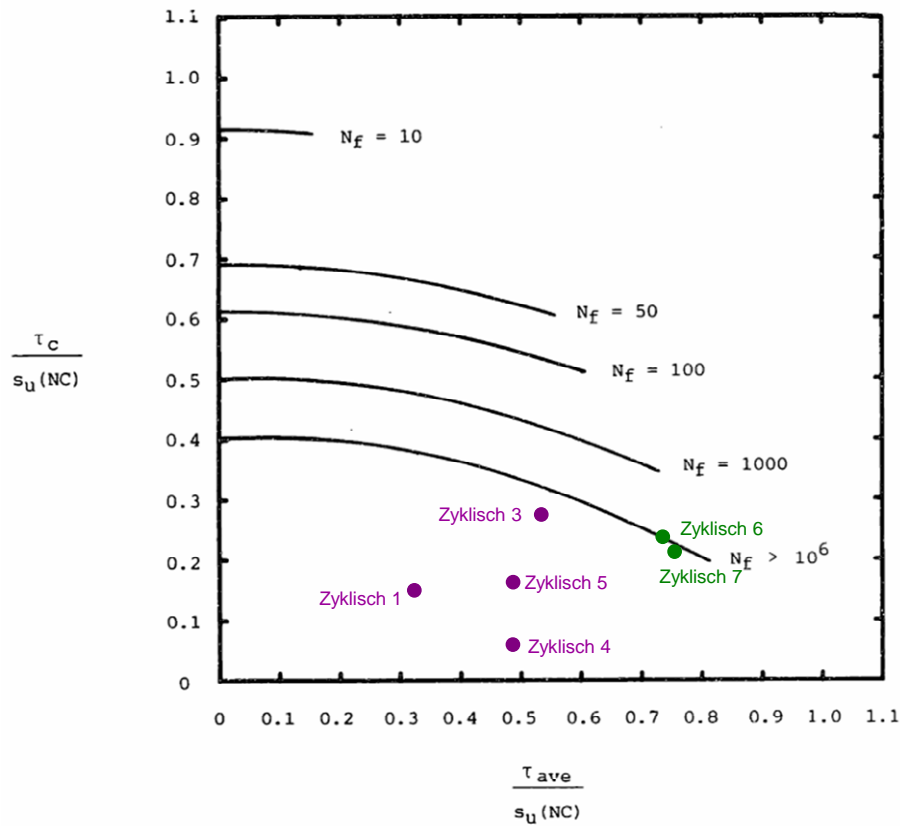


Abbildung 4.25: Interaktionsdiagramm mit Versagensbereichen für unterschiedliche Zyklenanzahlen (Malek, 1987) und eigene Einzelscherversuche

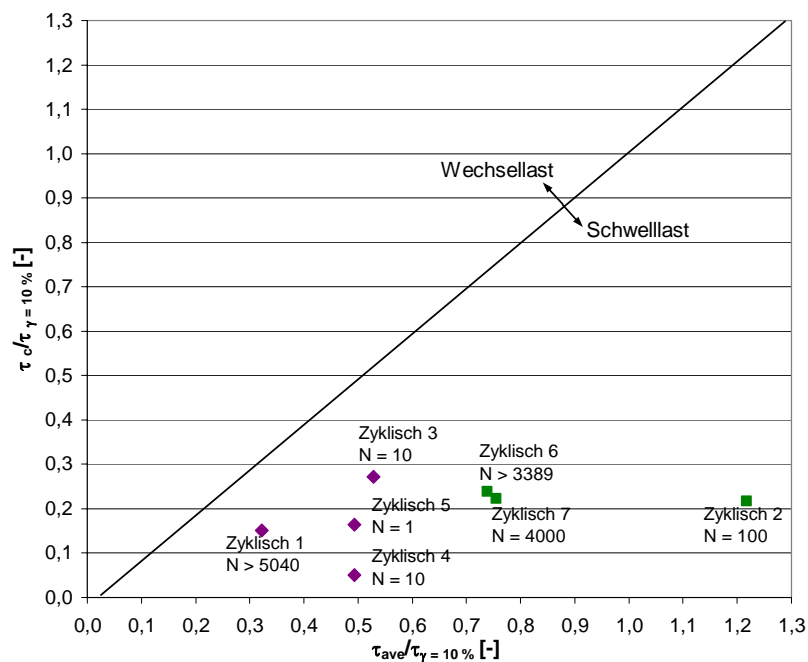


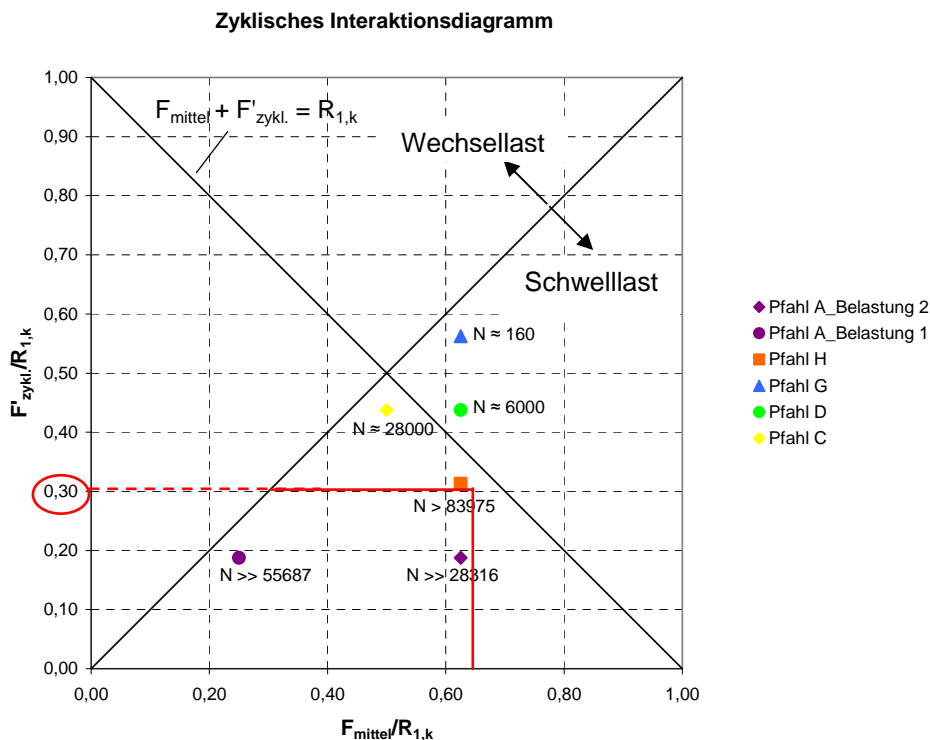
Abbildung 4.26: Interaktionsdiagramm mit Zyklusanzahl bei Versagen nach Malek für durchgeführte zyklische Einzelscherversuche

5 Zusammenfassung der Ergebnisse aus den Feld- und Elementversuchen und Vergleich mit Literaturquellen

Übereinstimmend mit den Literaturquellen (siehe Kapitel 2) zeigt sich, dass es unter Schwellbelastung zu einer Akkumulation der plastischen Pfahlverschiebungen kommt, wobei die zyklischen Verformungsspannen während der gesamten Versuchsdauer annähernd konstant bleiben. Unter Schwellbeanspruchung ist somit die Definition eines Versagenskriteriums über die absoluten Pfahlverschiebungen sinnvoll. Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurde das Versagenskriterium analog zu Pfählen mit einem Durchmesser größer als 300 mm zu 10 % des Pfahldurchmessers definiert.

Bei Auswertung der erforderlichen Lastwechselzahlen bis zum Erreichen dieses Verformungskriteriums ist zu erkennen, dass bei einer mittleren Belastung bis ca. 60 % des Pfahlwiderstands im Grenzzustand der Tragfähigkeit aus statischen Pfahlprobelastungen und zyklischen Lastamplituden bis zu 30 % dieses Pfahlwiderstands Lastwechselzahlen von mindestens $N = 100.000$ möglich sind (siehe Abbildung 5.1).

Anhand der Versuchsergebnisse von Pfahl C und Pfahl D kann abgeleitet werden, dass Zyklusanzahlen von mindestens $N = 10.000$ möglich sind, solange die Summe aus mittlerer Belastung und zyklischer Lastamplitude nicht größer als der Pfahlwiderstand ist (Diagonale von links oben nach rechts unten in Abbildung 5.1).



Für mittlere Belastungen größer als 65 % des Pfahlwiderstands im Grenzzustand der Tragfähigkeit wurden keine Versuche durchgeführt. Für diesen Bereich ist die getroffene Aussage noch zu überprüfen.

Die Maximallasten lagen bei den durchgeführten zyklischen Pfahlversuchen ohne Versagen bei bis zu ca. 90 % des Pfahlwiderstands im Grenzzustand der Tragfähigkeit (Pfahl H). Auch hier zeigt sich eine relativ gute Übereinstimmung mit Ergebnissen aus der Literatur von z.B. Kraft et al. (1981) oder Jaime et al. (1990) in annähernd gleichen Bodenarten. Bei diesen Versuchen handelt es sich um zyklisch belastete Pfähle mit einem Durchmesser größer als 300 mm und die Lastwechselzahlen lagen bei maximal $N = 200$. Dies kann ein Hinweis darauf sein, dass in bindigen Böden nach einer Beruhigung der Verformungen auch nach großen Lastwechselzahlen anders als bei nichtbindigen Böden nicht mehr mit einer überproportionalen Zunahme der Verformungsraten zu rechnen ist.

Im Vergleich mit den zyklischen Pfahlversuchen an Mikropfählen des NGI (Karlsrud et al.) in sehr weichen wassergesättigten Tonen sind jedoch deutliche Unterschiede festzustellen (siehe auch Abbildung 2.1). Für Belastungen wie bei Pfahl H tritt in den Versuchen des NGI bereits ein Versagen nach ca. 100 Lastzyklen ein. Mögliche Ursache hierfür ist, dass es bei den Versuchen des NGI in den sehr weichen Tonen zu einer Akkumulation von Porenwasserdrücken im Pfahlnahbereich kommt, die das Pfahlverformungsverhalten offensichtlich extrem ungünstig beeinflussen (siehe hierzu auch Abschnitt 2.5.1).

Bei einem Vergleich der Verformungsspannen bei den durchgeführten zyklischen Pfahlversuchen ist zu erkennen, dass die Größe der Verformungsspanne im Wesentlichen von der Größe der aufgetragenen Lastspanne abhängig ist und fast unabhängig vom mittleren Belastungsniveau ist. Für eine betrachtete zyklische Lastspanne wäre es in der Praxis demnach ausreichend, einen zyklischen Pfahlversuch bei beliebigem mittlerem Lastniveau durchzuführen, um die aus der Zykliz resultierenden Verformungen abschätzen zu können.

Bei Steigerung der Lastspanne jedoch, nehmen die Verformungsspannen überproportional zu, so dass eine Übertragung eines zyklischen Pfahlversuchs auf andere Lastspannen nicht möglich ist bzw. fehlt hier derzeit noch die Datenbasis, um evtl. Proportionalitäten feststellen zu können. In der Literatur finden sich hierzu keine Angaben.

Direkt im Anschluss an die zyklischen Versuche durchgeführte statische Probelastungen im Rahmen dieser Forschung zeigen bei allen Versuchen - auch bei denen mit Pfahlkopfhebungen größer als 10 % des Pfahldurchmessers - einen um bis zu 20 % erhöhten Pfahlwiderstand im Vergleich zum vorab ermittelten Referenzwert. Hier sind Unterschiede zu den Ergebnissen aus der Literatur bei Modellversuchen festzustellen. Dort wird lediglich bei verhältnismäßig kleinen Verformungen während der zyklischen Belastung von Tragfähigkeitssteigerungen berichtet (Narasimha Rao et al. (1992) oder McManus et al. (1994)). Für großmaßstäbliche Versuche liegen keine vergleichbaren Ergebnisse für postzyklische Pfahltragfähigkeiten vor.

Bei den im Rahmen dieser Forschung durchgeführten postzyklischen statischen Probelastungen sind außerdem die Kriechmaße während der einzelnen Laststufen deutlich geringer als bei den an nicht vorbelasteten Pfählen durchgeführten statischen Pfahlprobelastungen. Dies wurde auch bei den postzyklisch durchgeführten Kriechversuchen an Ankern (FMPA Stuttgart (1978)) beobachtet.

Die zyklische Belastung führt unter bestimmten Randbedingungen offensichtlich zu einem insgesamt steiferen Verhalten des Systems Pfahl – Boden.

Qualitativ konnte das Pfahlverschiebungsverhalten mit den Einzelscherversuchen im Labor nachvollzogen werden. Die auf die Bodenproben aufgebrachte Schubverzerrung spiegelt den Verformungszustand eines Bodenelements im Pfahlmantelbereich wider. Die Möglichkeit einer Übertragung der ermittelten Verformungen im Laborversuch auf gemessene Pfahlkopfhebungen wurde im Rahmen der Forschung nicht mehr näher untersucht. Der Grund hierfür ist hauptsächlich, dass die Lasten während eines zyklischen Versuchs nicht 1:1 auf die Bodenprobe übertragen werden konnten, da dann bereits beim Aufbringen der mittleren Belastung vor Beginn des ersten Zyklus die Schubverzerrungen größer gewesen wären als die für das Einzelschergerät konstruktionsbedingt verträglichen Verzerrungen.

Dennoch sollten im Einzelschergerät weitere systematische Untersuchungen auch mit anderen bindigen Bodenarten durchgeführt werden, da das Gerät geeignet ist, den allgemeinen Verformungszustand des Bodens im Pfahlmantelbereich unter axial zyklischer Belastung abzubilden, und da das Verformungsverhalten eines Pfahls zumindest qualitativ nachvollzogen werden kann.

6 Nachweisführung axial belasteter Mikropfähle im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit

Die von 1983 bis 2005 gültige Norm für Mikropfähle war die DIN 4128 (1983). In dieser wurden sowohl die Pfahlherstellung als auch die Bemessung geregelt. Die Pfahlherstellung wird aktuell in der Ausführungsnorm DIN EN 14199 geregelt, für die Bemessung gelten die Anforderungen nach EC 7 und DIN 1054. In Tabelle 6.1 sind die ursprünglichen Sicherheitsbeiwerte für Verpresspfähle nach DIN 4128 dargestellt.

Verpresspfähle als		η bei Lastfall nach DIN 1054:2005		
		1	2	3
Druckpfähle		2,0	1,75	1,5
Zugpfähle mit	0° - 45° Abweichung zur Vertikalen	2,0	1,75	1,5
	80° Abweichung zur Vertikalen	3,0	2,5	2,0

Tabelle 6.1: Sicherheitsbeiwerte η für Verpresspfähle nach DIN 4128, Tabelle 2

Eine besondere Berücksichtigung von zyklischen Einwirkungen war in der DIN 4128 nicht enthalten.

DIN 1054:2005-01 legt im Lastfall 1 für Mikropfähle den charakteristischen Pfahlwiderstand im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nicht explizit fest. In der Praxis wird bei der Bemessung davon ausgegangen, dass bei einer Nutzung von 50 % des Pfahlwiderstands im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Pfahlverformungen auch den Kriterien der Gebrauchstauglichkeit entsprechen. Die in Anhang D der DIN 1054:2005-01 enthaltenen zulässigen Lastspannen bei zyklischen Einwirkungen auf Mikropfähle (Näheres hierzu in Abschnitt 6.2.1) beziehen sich auf den charakteristischen Pfahlwiderstand im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, der zu 50 % des Pfahlwiderstands im Grenzzustand der Tragfähigkeit angenommen wird.

Im Zuge der Überarbeitung der DIN 1054:2005-01 wird die Bemessung von Mikropfählen im Grenzzustand der Tragfähigkeit explizit geregelt (siehe hierzu DIN 1054:2010-12 zu 7.6.3.2 A (3c)). Hierbei wird für Mikropfähle auch ein Modellfaktor eingeführt, der in DIN 1054:2005 nicht enthalten war.

Der Pfahlwiderstand im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wird für Pfähle im Allgemeinen anhand zulässiger definierter Setzungen bzw. Hebungen definiert. Eine spezielle Regelung für Mikropfähle ist in DIN 1054:2010 nicht enthalten. Die Behandlung zyklischer Einwirkungen wird ebenfalls nicht genauer geregelt. Hierzu existieren mittlerweile jedoch einige Nachweisansätze (siehe hierzu Abschnitte 6.2.2 und 6.2.3).

Im Zuge des aktuellen Forschungsvorhabens erscheint es sinnvoll, zunächst einmal die aktuelle Vorgehensweise bei der Bemessung von Mikropfählen unter statischer Belastung darzustellen, um anschließend die existierenden Ansätze für die Nachweisführung unter zyklischer Einwirkung im

Hinblick auf ihre Eignung für Mikropfähle beurteilen zu können. Hierbei wird speziell auf Einflüsse der Bodenart bei der Nachweisführung eingegangen.

6.1 Nachweisführung bei statischer Belastung nach DIN 1054:2010-12

6.1.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit

Für Mikropfähle ergibt sich der Bemessungswert des Pfahlwiderstands im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach DIN 1054:2010 zu:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_t \text{ (bzw. } \gamma_{s,t}) \cdot \eta_M}$$

mit

R_d : Bemessungswert des Pfahlwiderstands

R_k : charakteristischer Wert des Pfahlwiderstands

$\gamma_t / \gamma_{s,t}$: Teilsicherheitsbeiwert für Pfahlwiderstände

η_M : Modellfaktor (nur bei Zugpfählen)

Der Modellfaktor η_M wird für Zugpfähle zu bis zu einer Neigung von 0° bis 45° gegen die Vertikale zu 1,00 festgelegt, bei Neigungen zwischen 45° und 80° gegen die Vertikale zu 1,25. Der Teilsicherheitsbeiwert γ_t bzw. $\gamma_{s,t}$ wird zu 1,4 (Druckpfähle) bzw. 1,5 (Zugpfähle) bei Bemessung nach Erfahrungswerten und zu 1,10 (Druckpfähle) bzw. 1,15 (Zugpfähle) bei der Bemessung auf Grundlage von Pfahlprobelastungen festgelegt.

Der Bemessungswert der Beanspruchungen ergibt sich zu

$$E_d = F_{G,k} \cdot \gamma_G + F_{Q,k} \cdot \gamma_Q$$

mit

E_d : Bemessungswert der Beanspruchungen

$F_{G,k}$: charakteristischer Wert der ständigen Einwirkungen

$F_{Q,k}$: charakteristischer Wert der veränderlichen Einwirkungen

γ_G : Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen

γ_Q : Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkungen

Bei der Ermittlung der daraus resultierenden globalen Sicherheiten in Tabelle 6.3 wird von verschiedenen Verhältnissen zwischen ständigen Einwirkungen und veränderlichen Einwirkungen ausgegangen. Tabelle 6.2 gibt einen Überblick über die Größe der dabei zugrunde liegenden Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungen in Abhängigkeit von der Bemessungssituation.

Bemessungssituation / Teilsicherheitsbeiwert	BS-P	BS-T	BS-A
γ_G	1,35	1,20	1,10
γ_Q	1,50	1,30	1,10

Tabelle 6.2: Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen

In Tabelle 6.3 ist das sich daraus ergebende globale Sicherheitsniveau im Grenzzustand der Tragfähigkeit für die unterschiedlichen Bemessungssituationen und unterschiedliche Gewichtung von ständigen und veränderlichen Lasten für vertikale Mikropfähle ($\eta_M = 1,00$) berechnet.

Bemessungssituation / Anteil Einwirkungen	Bemessung auf Grund von Probelastungen						Bemessung nach Erfahrungswerten					
	Druckpfahl			Zugpfahl			Druckpfahl			Zugpfahl		
	BS-P	BS-T	BS-A	BS-P	BS-T	BS-A	BS-P	BS-T	BS-A	BS-P	BS-T	BS-A
$F_{G,k} = 100\%$ $F_{Q,k} = 0\%$	1,49	1,32	1,21	1,55	1,38	1,26	1,89	1,68	1,93	2,02	1,80	1,65
$F_{G,k} = 75\%$ $F_{Q,k} = 25\%$	1,53	1,34		1,59	1,41		1,94	1,71		2,08	1,84	
$F_{G,k} = 50\%$ $F_{Q,k} = 50\%$	1,57	1,38		1,63	1,44		1,99	1,75		2,14	1,87	
$F_{G,k} = 25\%$ $F_{Q,k} = 75\%$	1,60	1,40		1,68	1,46		2,05	1,78		2,19	1,91	

Tabelle 6.3: globales Sicherheitsniveau bei Nachweisführung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (nach DIN 1054:2010-12)

Ermittlung der globalen Sicherheiten mit:

$$(\gamma_G \cdot \text{Anteil } F_{G,k} + \gamma_Q \cdot \text{Anteil } F_{Q,k}) \cdot \gamma_t \text{ (bzw. } \gamma_{s,t}) \cdot \eta_M$$

6.1.2 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Der Pfahlwiderstand im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist gemäß DIN 1054:2010-12 anhand charakteristischer Widerstands-Setzungs(Hebungs-)Linien über ein Verformungskriterium festzulegen. Die Beschränkung der Ausnutzung des Mikropfahls bis zu 50 % des Pfahlwiderstands im Grenzzustand der Tragfähigkeit, wie sie noch in DIN 4128 erfolgte, ist nicht mehr gegeben.

Ein Vergleich des Sicherheitsniveaus für Mikropfähle in DIN 1054:2010 und DIN 4128 zeigt, dass das Sicherheitsniveau der DIN 1054:2010 für die unterschiedlichen Bemessungssituationen bei der Bemessung nach Pfahlprobelastungen deutlich, bei der Bemessung nach Erfahrungswerten teilweise leicht unter den in DIN 4128 festgelegten globalen Sicherheitsfaktoren (siehe Tabelle 6.1) liegt (rot dargestellte Werte in Tabelle 6.3).

6.2 Nachweisführung unter axial zyklischer Belastung

6.2.1 Bisherige Regelungen für Mikropfähle in DIN 1054:2005

In DIN 1054:2005 ist in Abschnitt 8.4.6 (1) der Hinweis enthalten, dass "bei axial zyklisch beanspruchten Pfahlgründungen mit Schwell- und /oder Wechsellastanteilen über 20 % der charakteristischen Pfahlwiderstände $R_{2,k}$ im Gebrauchszustand eine starke Verschlechterung des Pfahltragverhaltens eintreten kann". Gemeint sind dabei Lastamplituden, die mehr als 20 % von $R_{2,k}$ betragen. Diese sind bei einer Bemessung zu berücksichtigen.

In Anhang D der DIN 1054:2005 finden sich Anhaltswerte für zulässige Lastspannen für Mikropfähle unter zyklischer Belastung (siehe Tabelle 6.4). Diese Lastspannen beziehen sich auf den charakteristischen Pfahlzugwiderstand im Gebrauchszustand ($R_{2z,k}$). Bei einer globalen Sicherheit von $\eta = 2,0$ entspricht der Pfahlwiderstand im Gebrauchszustand 50 % des Widerstands im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Die Werte beziehen sich auf den Pfahlwiderstand bei Zugbelastung, da für Mikropfähle in Lockergestein der Pfahlspitzenwiderstand gegenüber dem Pfahlmantelwiderstand als gering anzusehen ist. Bei einer Bemessung nach Erfahrungswerten darf ein Spitzenwiderstand nicht angesetzt werden.

zu erwartende Lastwechselzahl	(zulässige) charakteristische Lastspanne
1	1,00 · $R_{2z,k}$
100	0,80 · $R_{2z,k}$
10.000	0,68 · $R_{2z,k}$
100.000	0,56 · $R_{2z,k}$
≥ 1.000.000	0,40 · $R_{2z,k}$

Tabelle 6.4: Anhaltswerte für (zulässige) zyklische Lastspannen nach DIN 1054:2005, Anhang D, Tabelle D.2

Diese Anhaltswerte beruhen auf den Untersuchungen von Schwarz (2002). Ermittelt wurden sie für verpresste Mikropfähle in Sanden oberhalb des Grundwassers. Gemäß DIN 1054:2005 dürfen diese Werte bei mindestens mitteldicht gelagerten Sanden angesetzt werden.

Für einen zyklisch belasteten Mikropfahl sind demnach folgende Nachweise zu führen:

$$1. \quad F_{\text{zykl}} \leq x \cdot R_{2z,k}$$

mit

x: Abminderungsfaktor für $R_{2z,k}$ nach DIN 1054:2005, Tabelle D.2 (siehe Tabelle 6.4)

$$2. \quad F_{\text{mittel}} + F'_{\text{zykl}} \leq R_{2z,k}$$

Ein Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist wegen der Definition von $R_{2z,k}$ zu 50 % von $R_{1z,k}$ nicht vorgesehen.

Anhaltswerte für wassergesättigte nichtbindige oder bindige Böden sind in DIN 1054:2005 nicht enthalten.

6.2.2 Nachweiskonzept nach Mittag/Richter (2005)

Mittag/Richter führen eine geschlossene Formel ein, mit der die beiden Nachweise nach DIN 1054:2005 (siehe Abschnitt 6.2.1) zusammengefasst werden:

$$\frac{F'_{\text{zykl}}}{R_k} \leq \kappa \cdot \left(1 - \left(\frac{F_{\text{mittel}}}{R_k} \right)^2 \right)$$

Im Nachweis der Gebrauchstauglichkeit sind auf der Widerstands- bzw. Einwirkungsseite jeweils die charakteristischen Werte anzunehmen. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind auf der Widerstands- und Einwirkungsseite jeweils die entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerte zu berücksichtigen. Der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit ist dabei auf den charakteristischen Pfahlwiderstand $R_{2,k}$ zu beziehen, der Nachweis der Tragfähigkeit ist mit dem Bemessungswert von $R_{1,k}$ zu führen.

Die Werte für κ sind in Tabelle 6.5 in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl angegeben. Eine Unterscheidung nach der Bodenart wird hierbei nicht getroffen. Auf Grund der logarithmischen Linearisierung weichen die Werte teilweise von denen der DIN 1054:2005, Tabelle D.2 ab. Die Werte von Mittag/Richter müssen im Vergleich zur DIN 1054 mit dem Faktor 2 multipliziert werden, da sie sich im Gegensatz zur Norm nicht auf die Lastspanne, sondern auf die Lastamplitude beziehen.

Lastwechselzahl	κ
1	0,50
10	0,45
10^2	0,40
10^3	0,35
10^4	0,30
10^5	0,25
10^6	0,20

Tabelle 6.5: Werte für κ in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl nach Mittag/Richter (2005)

6.2.3 Nachweiskonzept aus Grundbau-Taschenbuch

Auf Grundlage der in DIN 1054:2005 formulierten zulässigen Lastspannen und dem vorgeschlagenen Nachweiskonzept von Mittag/Richter (2005) wird im Grundbau-Taschenbuch (7. Auflage, 2009, Abschnitt 9.2.5) von Kempfert das nachfolgend dargestellte Verfahren beschrieben. Das Verfahren enthält Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit. Es basiert auf umfangreichen Literaturauswertungen von zyklischen Pfahlversuchen im Maßstab 1:1 und im Modellmaßstab in bindigen und nichtbindigen Böden. Eine Unterscheidung von Mikropfählen und Pfählen mit größerem Durchmesser findet nicht statt. Ebenso erfolgt keine differenziertere Berücksichtigung unterschiedlicher Bodenarten innerhalb der bindigen bzw. nichtbindigen Böden.

Die Nachweisgleichung lautet

$$\frac{F'_{\text{zykl}}}{R_{c/t}} \leq \kappa \cdot \left(1 - \left(\frac{F_{\text{mitt}}}{R_{c/t}} + 0,65 - \kappa \right)^4 \right)$$

mit

κ : Faktor nach Tabelle 6.6 in Abhängigkeit von der Bodenart und der Lastzyklenzahl

$R_{c/t}$: statischer Grenzwert des Druck- oder Zugwiderstands des Pfahls

Lastzyklenanzahl	κ [-]	
	Bindige Böden	Nichtbindige Böden
10^1	0,48	0,43
10^2	0,43	0,38
10^3	0,38	0,33
10^4	0,33	0,28
10^5	0,28	0,23
10^6	0,23	0,18

Tabelle 6.6: Werte für κ (Grundbautaschenbuch, 7. Auflage, Teil 3, Tabelle 49)

Nachweis der Tragfähigkeit

Für $R_{c/t}$ ist beim Nachweis der Tragfähigkeit der Bemessungswert des charakteristischen Pfahlwiderstands im Grenzzustand der Tragfähigkeit anzusetzen. Bei Mikropfählen ergibt sich dieser zu

$$R_{c/t,d} = \frac{R_{1,k}}{\gamma_t \text{ (bzw. } \gamma_{s,t}) \cdot \eta_M}$$

Für F'_{zykl} und F_{mitt} sind die charakteristischen Einwirkungen mit den Teilsicherheitsbeiwerten γ_Q bzw. γ_G zu multiplizieren.

Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

Der Nachweis wird mit den charakteristischen Werten der Einwirkungen geführt. $R_{c/t}$ ist beim Nachweis der Gebrauchstauglichkeit mit

$$R_{c/t} = \zeta \cdot R_{2,k}$$

anzusetzen. Für Mikropfähle beträgt auf Grundlage von DIN 4128 der Faktor $\zeta = 2,0$.

6.3 Vergleich der unterschiedlichen Bemessungsansätze bei Mikropfählen unter statischer und zyklischer Belastung

6.3.1 Nachweis der Gebrauchstauglichkeit unter zyklischer Belastung

In Abbildung 6.1 sind die sich aus den Nachweisverfahren nach DIN 1054:2005 (DIN) und den Vorschlägen zur Nachweisführung nach Mittag/Richter (MR) und nach Grundbau-Taschenbuch (GBT) ergebenden Kurven für die unterschiedlichen Lastwechselzahlen bei Führung des Nachweises der Gebrauchstauglichkeit dargestellt. Bei den Bemessungskurven aus dem Grundbau-Taschenbuch sind die Werte für bindige Böden zu Grunde gelegt. Der Pfahlwiderstand im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ($R_{2,k}$) wird zu 50 % des Pfahlwiderstands im Grenzzustand der Tragfähigkeit ($R_{1,k}$) definiert. Der grau hinterlegt Bereich gibt den Bereich an, für den nach DIN 1054:2005 und EA-Pfähle (2007) zyklische Lastanteile bei der Bemessung nicht berücksichtigt werden müssen.

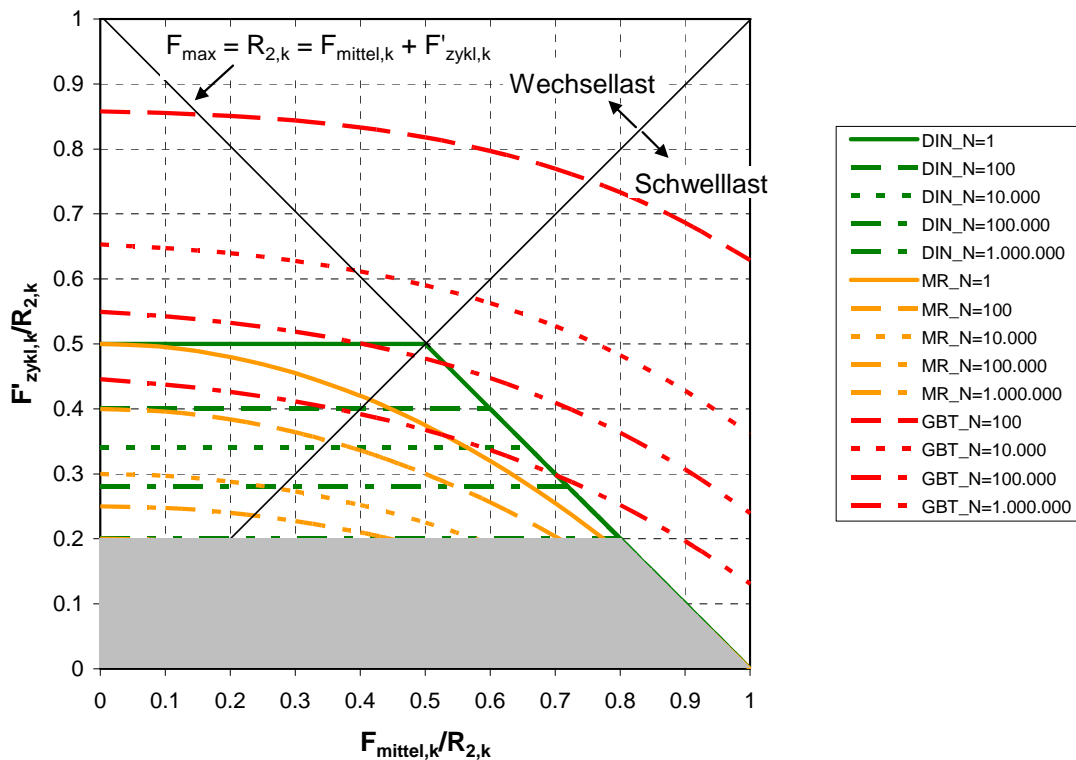


Abbildung 6.1: Bemessungsgleichungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit in graphischer Form

Die Werte der DIN 1054:2005 wurden für mitteldichte Sande oberhalb des Grundwasserspiegels ermittelt. Die Werte von Mittag/Richter (MR) liegen darunter. Dies ist auf die Anpassung der Werte aus DIN 1054 zurückzuführen, um eine geschlossene analytische Lösung zu erhalten. Das Verfahren nach Mittag/Richter beruht nicht auf neuen wissenschaftlichen Ergebnissen und bietet somit gegenüber dem Nachweiskonzept nach DIN 1054:2005 keinen Vorteil.

Die Werte aus dem Grundbau-Taschenbuch für bindige Böden liegen für Wechsellasten deutlich über denen für die Sande nach DIN 1054. Dies ist prinzipiell darauf zurückzuführen, dass bindige Böden auf Grund ihrer Plastizität günstiger auf eine zyklische Belastung reagieren als nichtbindige Böden mit nur sehr geringer bzw. gar keiner Plastizität (z.B. Malkus, 2000).

Für Mikropfähle unter einer Annahme eines Faktors $\zeta = 2,0$ für das Verhältnis zwischen Pfahlwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ergeben sich jedoch für den Gebrauchstauglichkeitsnachweis mögliche zyklische Belastungen, die über einer zulässigen Belastung nach rein statischer Bemessung von $F_{\max} = F_{\text{mittel},k} + F'_{\text{zykl},k} = R_{2,k}$ liegen (Diagonale von links oben nach rechts unten in Abbildung 6.1).

Für Mikropfähle ist in diesem Fall zu beachten, dass der Nachweis unter statischer Belastung maßgebend werden kann und immer parallel zu führen ist.

6.3.2 Nachweis der Tragfähigkeit unter zyklischer Belastung

In Abbildung 6.2 sind die sich aus den Vorschlägen zur Nachweisführung nach Mittag/Richter (MR) und nach Grundbau-Taschenbuch (GBT) (bindige Böden) ergebenden Kurven für die unterschiedlichen Lastwechselzahlen bei Führung des Nachweises der Tragfähigkeit dargestellt. In DIN 1054 ist kein spezieller Nachweis der Tragfähigkeit bei zyklischer Belastung vorgesehen. Ersatzweise ist in Abbildung 6.2 die Bemessungskurve bei statischer Belastung für Mikropfähle nach DIN 1054:2010 dargestellt. Es wird von einer permanenten Bemessungssituation ausgegangen ($\gamma_G = 1,35$, $\gamma_Q = 1,5$). Für den Teilsicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite wird der Wert für Pfahlzugprobebelastungen angesetzt ($\gamma_t = 1,15$).

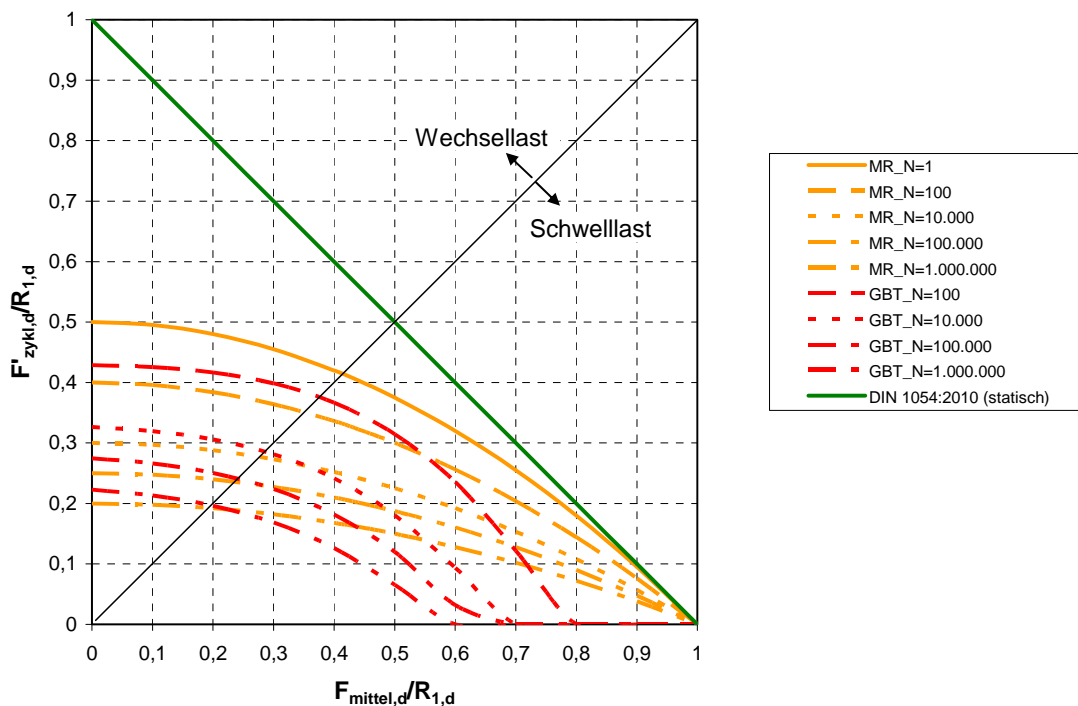


Abbildung 6.2: Bemessungsgleichungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit in graphischer Form

Beim Verfahren nach Grundbau-Taschenbuch (GBT) ergeben sich für Wechsellasten größere mögliche zyklische Einwirkungen zu als nach dem Verfahren von Mittag/Richter (MR). Für Schwelllasten sind die möglichen zyklischen Einwirkungen deutlich geringer.

Es ist darauf hinzuweisen, dass das Verfahren nach Mittag/Richter in dieser Form für den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht angewendet werden sollte, da die Bemessungsgleichung (siehe Abschnitt 6.2.2) und der darin enthaltene Faktor κ aus Ergebnissen für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit abgeleitet wurden und das Verhältnis von $R_{1,k}$ zu $R_{2,k}$ beim Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht berücksichtigt wird.

In Abbildung 6.3 wurden die Bemessungskurven nach Mittag/Richter (MR) und nach Grundbau-Taschenbuch (GBT) unter Berücksichtigung der oben genannten Teilsicherheitsbeiwerte auf charakteristische Werte der Einwirkungen und Widerstände umgerechnet. Vergleichend dazu sind die zulässigen Lastamplituden nach DIN 1054:2005, Anhang D (DIN) umgerechnet auf den charakteristischen Pfahlwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit $R_{1,k}$ dargestellt.

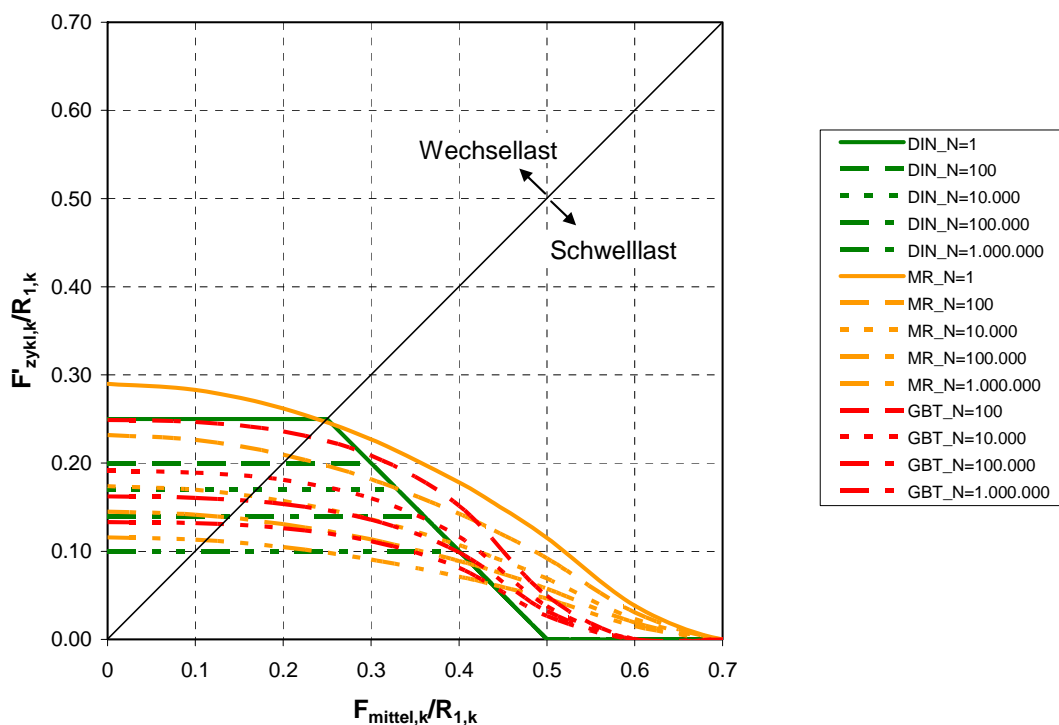


Abbildung 6.3: Bemessungsgleichungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit in graphischer Form (charakteristische Werte)

Hieraus ist zu erkennen, dass sich aus dem Nachweiskonzept nach Grundbau-Taschenbuch im Grenzzustand der Tragfähigkeit für Mikropfähle höhere zulässige zyklische Einwirkungen ergeben als nach DIN 1054. Dies ist insofern plausibel, da die Werte in DIN 1054 auf Ergebnissen an nichtbindigen Böden beruhen, während im Grundbau-Taschenbuch diese Werte explizit für bindige Böden angegeben sind, die erfahrungsgemäß weniger sensibel auf zyklische Belastungen reagieren. Es ist hier aber unbedingt zu berücksichtigen, dass die Angaben in DIN 1054:2005 unter Berücksichtigung eines globalen Sicherheitsniveaus von 2,0 entstanden sind, während das

Sicherheitsniveau beim Nachweiskonzept aus dem Grundbautaschenbuch deutlich niedriger ist (siehe auch Tabelle 6.3). Bei Berücksichtigung eines gleichen Sicherheitsniveaus lägen die möglichen zyklischen Lastamplituden beim Nachweiskonzept des Grundbautaschenbuchs für bindige Böden unter denen der DIN 1054:2005 für nichtbindige Böden.

Insgesamt besteht hier gerade im Hinblick auf die Einführung der DIN 1054:2010-12 noch Klärungsbedarf. Eine zentrale Frage ist, ob für Mikropfähle tatsächlich deutlich vom globalen Sicherheitsniveau der DIN 4128 von 2,0 abgewichen werden soll oder zumindest für Zugpfähle durch die generelle Festlegung des Modellfaktors zu 1,25 dieses Sicherheitsniveau erhalten bleiben soll.

Das vorgeschlagene Konzept von Kempfert (GBT) ermöglicht zwar eine auf dem Teilsicherheitskonzept basierende Nachweisführung für Pfähle unter zyklischer Belastung in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit und der Tragfähigkeit, berücksichtigt aber nicht, dass die sich aus den Nachweisen unter statischer Belastung ergebenden möglichen Einwirkungen teilweise deutlich geringer sind. Hier besteht ein Widerspruch zu der grundlegenden Annahme im Grundbau-Taschenbuch, dass zyklische Beanspruchungen sich prinzipiell mindernd auf die Pfahltragfähigkeit auswirken.

7 Ansätze zur Abschätzung der Pfahlverformungen und zur Pfahlbemessung

7.1 Abschätzung der Pfahlverformungen

Bei den durchgeführten zyklischen Pfahlversuchen kann unterschieden werden zwischen den Versuchen, bei denen kein Versagen nach dem Versagenskriterium von Pfahlkopfhörungen größer als 10 % des Pfahldurchmessers auftrat (Pfahl A_Belastung 1, Pfahl A_Belastung 2 und Pfahl H) und den Versuchen, bei denen die Pfahlkopfhörungen nach einer bestimmten Zyklenanzahl größer als 10 % des Pfahldurchmessers waren (Pfahl C, D und G).

In Abbildung 7.1 sind für alle Versuche die Pfahlkopfhörungen in Abhängigkeit von der Zyklenanzahl im logarithmischen Maßstab dargestellt.

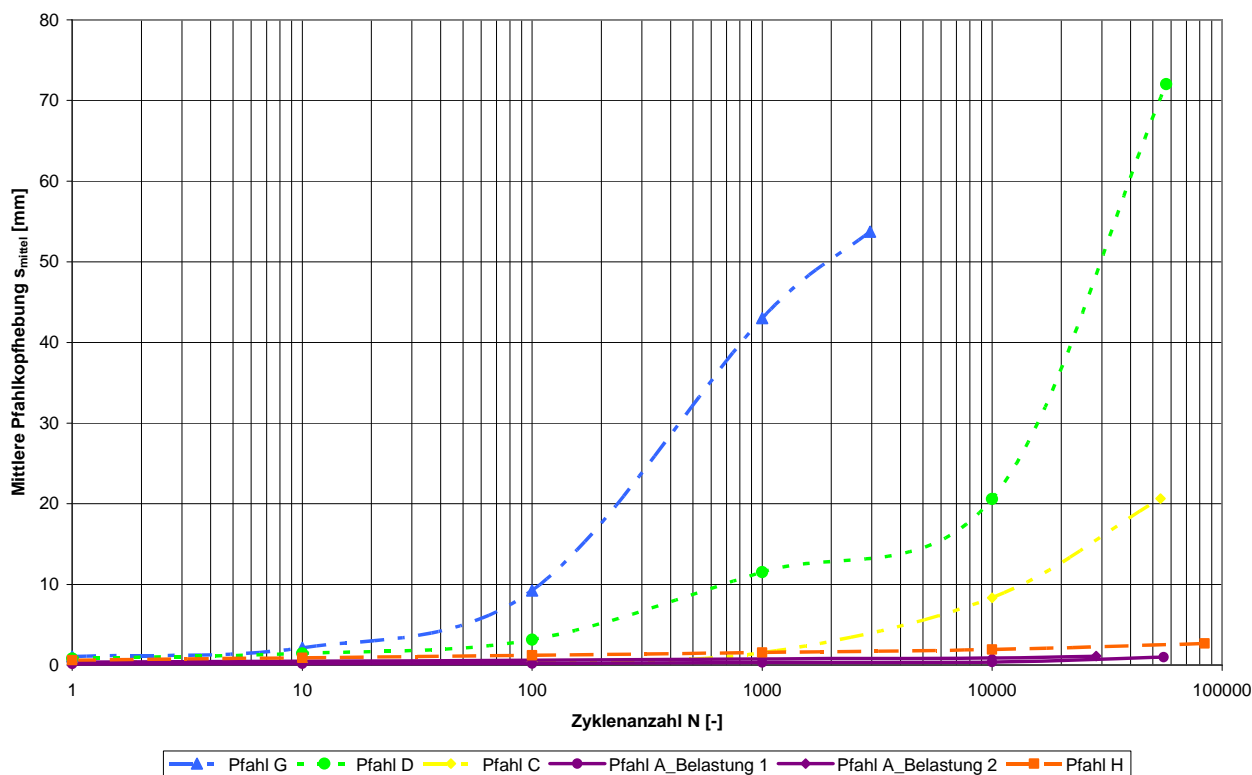


Abbildung 7.1: Pfahlkopfhörungen in Abhängigkeit von der Zyklenanzahl im logarithmischen Maßstab

7.1.1 Rechenmodell nach Schwarz (2002) (Kriechanalogie)

Schwarz (2002) unterscheidet drei Formen zur Beschreibung der Pfahlverschiebungen unter zyklischer Belastung (siehe auch Abbildung 7.2). Im Fall 1 nähern sich die Pfahlverschiebungen für eine unendlich große Zyklenanzahl einer horizontalen Asymptote an. Dieses Verhalten wird als

"zyklische Beruhigung" oder "shakedown" bezeichnet. Im Fall 2 weist die Verschiebungskurve bei Auftragung über die Zyklenanzahl im logarithmischen Maßstab einen linearen Verlauf auf. Dieses Verhalten wird als "zyklische (logarithmische) Beruhigung" bezeichnet. Der über-log-linear zunehmende Verschiebungsverlauf im Fall 3 wird als "zyklisches (schrittweises) Versagen" bezeichnet.

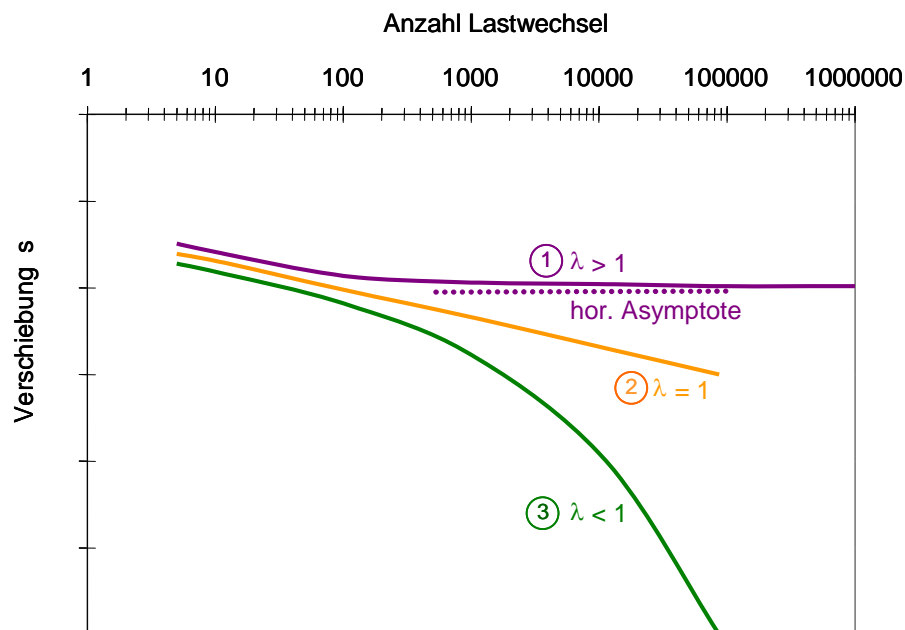


Abbildung 7.2: Arten des Verschiebungsverlaufs unter zyklischer Belastung (Schwarz/Kleih, 2008)

Bei einem Vergleich der Pfahlhebungskurven in Abbildung 7.1 ist zu erkennen, dass die Verschiebungen der Pfähle A und H einer "zyklischen (logarithmischen) Beruhigung" entsprechen (Fall 2) und die Verschiebungen der Pfähle C, D und G annähernd einem "zyklischen (schrittweisen) Versagen" (Fall 3).

Die Verschiebungen für den Fall 2 lassen sich nach Schwarz (2002) über den Verschiebungsansatz

$$s(N) = s_1 + s_1^0 \cdot \ln N$$

mit

$s(N)$: Pfahlverschiebung nach N Zyklen

s_1 : Verschiebung nach dem ersten Zyklus

s_1^0 : Verschiebungsrate bei Zyklus $N = 1$

darstellen.

Die Verschiebungen für den Fall 3 lassen sich nach Schwarz (2002) über den Verschiebungsansatz

$$s(N) = s_1 + \frac{s_1^0}{(1-\lambda)} \cdot (N^{1-\lambda} - 1)$$

mit

$s(N)$: Pfahlverschiebung nach N Zyklen

s_1 : Verschiebung nach dem ersten Zyklus

s_1^0 : Verschiebungsrate bei Zyklus $N = 1$

λ : Neigungsbeiwert

darstellen. Der Neigungsbeiwert λ gibt dabei die Steigung der Geraden der über die Lastwechselzahl aufgetragenen Verschiebungsrate im doppelt-logarithmischen Maßstab an.

7.1.2 Pfähle A und H

Ein Vergleich der mit dem Ansatz nach Schwarz, Fall 2 berechneten Verschiebungen mit den tatsächlich gemessenen Verschiebungen der Pfähle A und H liefert jedoch nur eine mäßige Übereinstimmung (siehe Tabelle 7.1). Die berechneten Werte liegen zwischen 39 % und 48 % unter den gemessenen Werten. Eine mögliche Ursache hierfür sind die mit maximal knapp 2 mm sehr geringen gemessenen Absolutverformungen. Bei Messwerten in dieser Größenordnung wirken sich Einflüsse aus Temperatur, wie sie bei den Feldversuchen auf Grund der Sonneneinstrahlung auf den Baucontainer deutlich festzustellen waren, sicherlich aus.

Pfahl	s_1 [mm]	s_1^0 [mm/Lastwechsel]	$s(N = 1.000)$ [mm]		$s(N = 10.000)$ [mm]	
			gemessen	nach Ansatz Schwarz, Fall 2	gemessen	nach Ansatz Schwarz, Fall 2
A_Belastung 2	0,37	0,01	0,78	0,44	0,88	0,46
H	0,61	0,05	1,57	0,96	1,94	1,07

Tabelle 7.1: Vergleich gemessene und nach Ansatz Schwarz, Fall 2 berechnete Pfahlverschiebungen

Bei Berechnung der Pfahlverschiebungen basierend auf dem Kriechmaß für die jeweilige mittlere Belastung aus den statischen Probelastungen nach dem Ansatz

$$s(N) = s_1 + k_s \cdot \log N$$

mit

$s(N)$: Pfahlverschiebung nach N Zyklen

s_1 : Verschiebung nach dem ersten Zyklus

k_s : Kriechmaß bei F_{mittel} aus statischer Pfahlprobelastung

ergeben sich die in Tabelle 7.2 dargestellten Verschiebungen. Für Pfahl A (Belastung 2) stimmen die so berechneten Verformungen gut mit den gemessenen Verschiebungen überein. Dies ist möglicherweise darauf zurückzuführen, dass zum Einen das Kriechmaß bei einer mittleren Belastung von 50 kN bei den statischen Pfahlprobelastungen auf Grund eines Beobachtungszeitraums von bis zu 18 Stunden ermittelt wurde, so dass auch hier die über einen Tag auftretenden Temperatureinflüsse mit erfasst wurden und zum Anderen bei Pfahl A (Belastung 2) die zyklische Lastamplitude mit 15 kN im Verhältnis zur mittleren Belastung bei allen drei Versuchen am geringsten ist. Hier zeigt sich möglicherweise, dass in bindigen Böden die aus einer verhältnismäßig kleinen zyklischen Belastung resultierenden Pfahlverschiebungen nicht größer sind als die aus einer über einen langen Zeitraum wirkenden konstanten Last auftretenden Kriechverformungen. Dies müsste jedoch noch in weiteren zyklischen Pfahlversuchen untersucht werden.

Bei Pfahl A (Belastung 1) und Pfahl H sind die Abweichungen der berechneten Verschiebungen im Vergleich mit den gemessenen Pfahlkopfhebungen ähnlich groß wie bei dem Ansatz nach Schwarz (2002).

Pfahl	s ₁ [mm]	F _{mittel} [kN]	k _s bei F _{mittel} [mm]	s (N = 1.000) [mm]		s (N = 10.000) [mm]	
				gemessen	berechnet	gemessen	berechnet
A_Belastung 1	0,14	30	0,01	0,33	0,17	0,37	0,18
A_Belastung 2	0,37	50	0,12	0,78	0,73	0,88	0,85
H	0,61	50	0,12	1,57	0,97	1,94	1,09

Tabelle 7.2: Vergleich gemessene und über Kriechmaß berechnete Pfahlverschiebungen

7.1.3 Pfähle C, D und G

Wie in Abschnitt 7.1.1 erläutert, setzt der Verschiebungsansatz nach Schwarz für das zyklische schrittweise Pfahlversagen (Fall 3) voraus, dass die Verschiebungsrate über die Zyklenanzahl im doppelt-logarithmischen Maßstab einen linearen Verlauf aufweist. Dies ist für die Pfähle C, D und G nur annähernd der Fall (siehe Abbildung 7.3). Hier ist eine entsprechende Auswahl bestimmter Werte erforderlich. So werden z.B. bei den Pfählen D und G die Verschiebungsraten für N > 1000 aus der Auswertung des Neigungsbeiwerts herausgenommen, da die Verschiebungsraten ab N = 1000 überproportional abnehmen, obwohl die Verformungen eigentlich überproportional zunehmen. Problem ist hierbei möglicherweise die Ermittlung der Verschiebungsraten, da die Größenordnung der Verformungszunahme bereits in der Messgenauigkeit der Wegaufnehmer liegt und somit die Raten nicht mehr ausreichend genau bestimmt werden können.

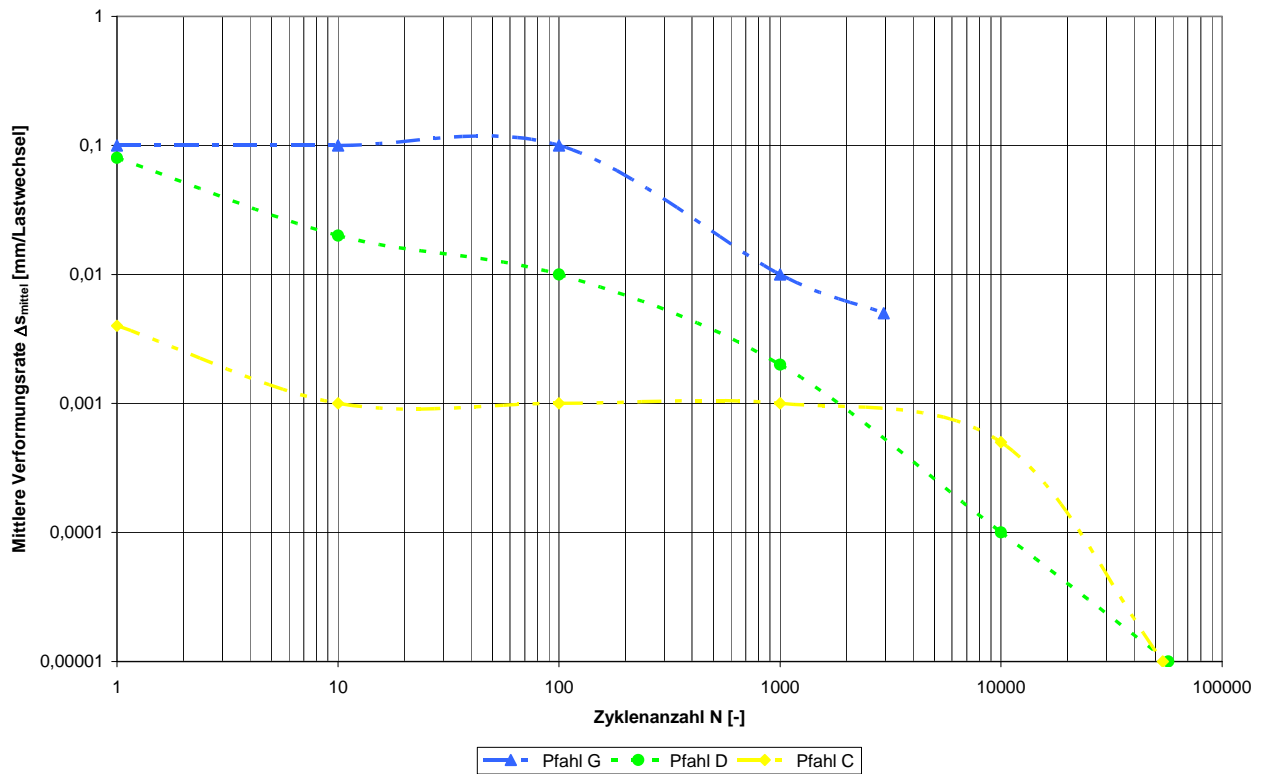


Abbildung 7.3: Verformungsraten in Abhängigkeit von der Zyklanzahl im doppelt-logarithmischen Maßstab

In Abbildung 7.4 ist die Ermittlung der Neigungsbeiwerte, die den Verformungsberechnungen zu Grunde liegen, dargestellt.

In Abbildung 7.5 sind die Berechnungsergebnisse im Vergleich mit den gemessenen Pfahlverschiebungen dargestellt. Für den Pfahl C zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung der Berechnungsergebnisse mit den im Feld gemessenen Pfahlkopfhebungen. Bei den Pfählen D und G werden die aufgetretenen Verschiebungen bei der Berechnung vor allem im Bereich $N > 1000$ unterschätzt. Bis zu dem definierten Pfahlversagen bei einer Verschiebung von 10 % des Pfahldurchmessers liefert die Berechnung noch relativ gute Ergebnisse.

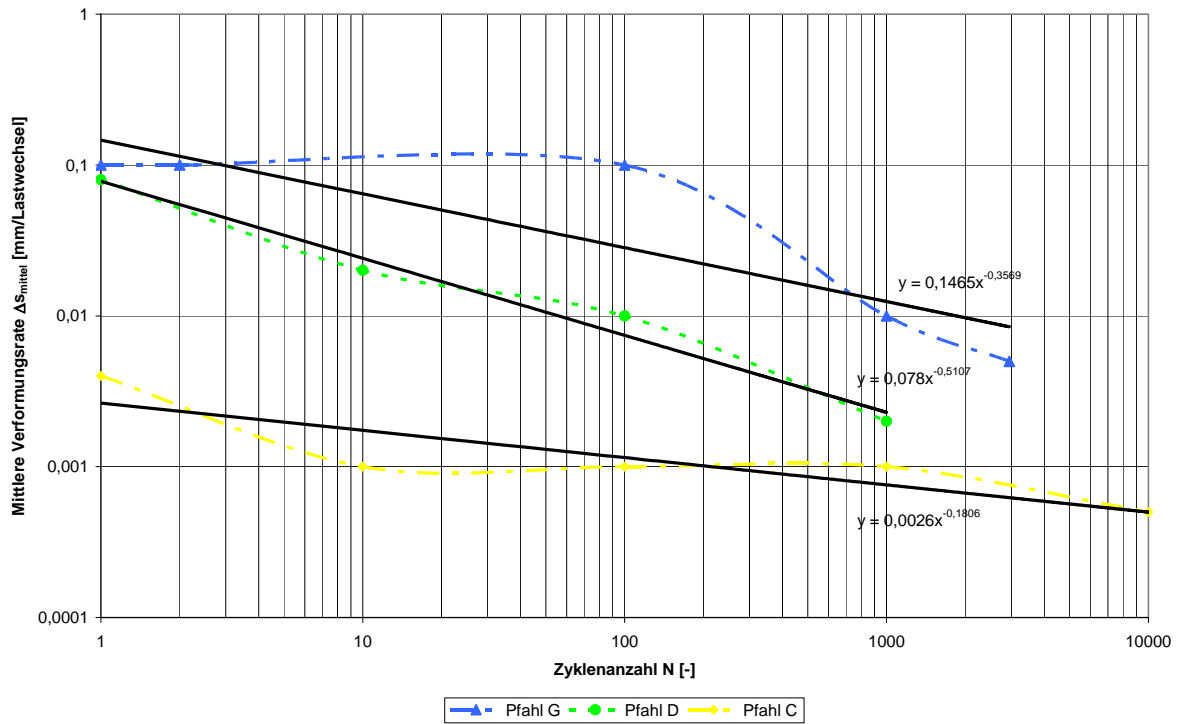


Abbildung 7.4: Neigungsbeiwerte λ für Pfahl C, D und G

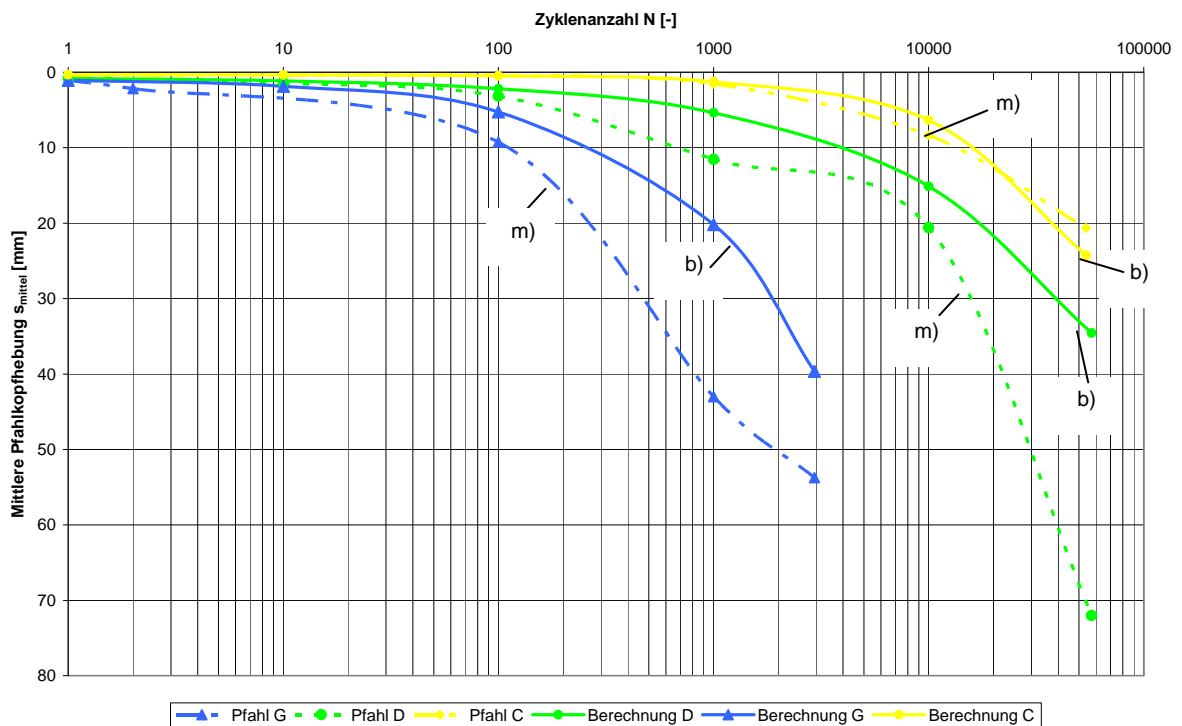


Abbildung 7.5: Vergleich gemessene und berechnete Pfahlverschiebungen (Pfahl C, D und G)
 m): Messwerte
 b): Berechnung

7.2 Pfahlbemessung

Wie bereits in Kapitel 5 erläutert, waren bei den durchgeführten zyklischen Pfahlversuchen bis zu einer mittleren Belastung bis ca. 60 % des Pfahlwiderstands aus den statischen Pfahlprobelastungen und zyklischen Lastamplituden bis zu 30 % des Pfahlwiderstands Lastwechselzahlen von mindestens $N = 100.000$ möglich (siehe rote Linie in Abbildung 7.6), ohne dass die Pfahlkopfhebungen größer als 10 % des Pfahldurchmessers wurden. Diese Zyklusanzahl wird bei vielen Bauwerken über die gesamte Lebensdauer nicht überschritten und kann somit als Größe für die Dauertragfähigkeit einer Mikropfahlkonstruktion herangezogen werden.

Anhand der Versuchsergebnisse von Pfahl C und Pfahl D kann abgeleitet werden, dass solange die Summe aus mittlerer Belastung und zyklischer Lastamplitude nicht größer als der Pfahlwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist (Diagonale von links oben nach rechts unten in Abbildung 7.6), Zyklusanzahlen von mindestens $N = 10.000$ möglich sind.

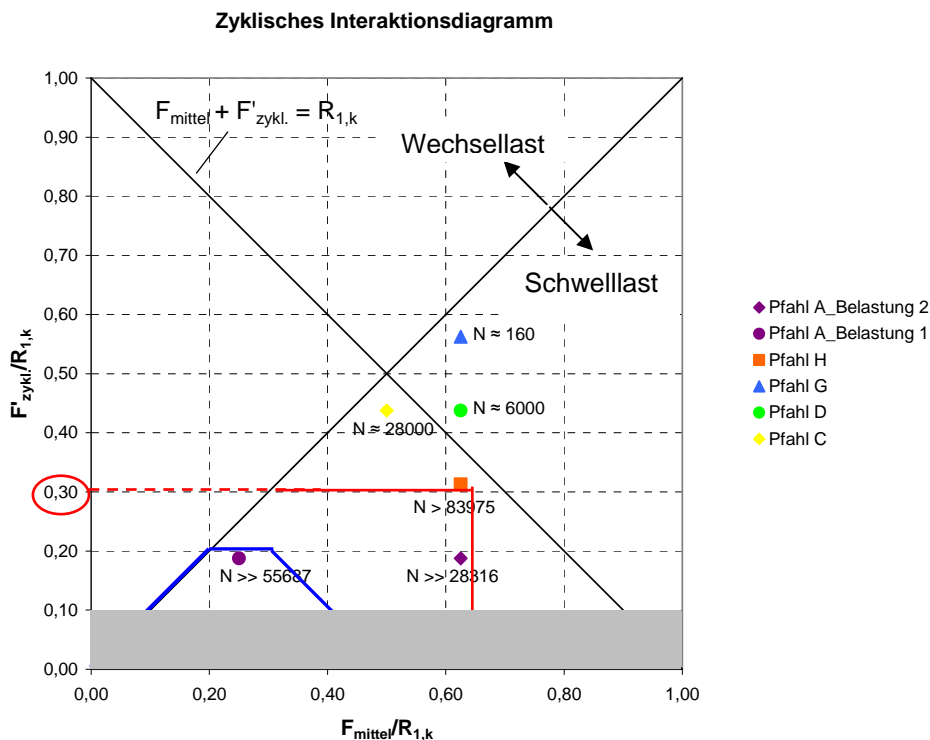


Abbildung 7.6: Interaktionsdiagramm mit Zyklusanzahl bis zum Versagen

Da generell für zyklisch belastete Mikropfähle auch die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und der Tragfähigkeit nach DIN 1054:2010-12 zu führen sind (siehe nachfolgende Bemessungsgleichungen), ist für die im Rahmen des Forschungsvorhabens untersuchten Pfähle in einem leicht bis mittelplastischen Ton überwiegend steifer Konsistenz oberhalb des Grundwasserspiegels eine Berücksichtigung von zusätzlichen Sicherheiten bei zyklischer Schwellbelastung nicht erforderlich. Die Sicherheiten für die Nachweise in den Grenzzuständen bei statischer Belastung erlauben eine derart hohe Ausnutzung der äußeren Tragfähigkeit der Mikropfähle, wie sie in den durchgeführten zyklischen Versuchen ohne Versagen

erfolgte, ohnehin nicht. Im Folgenden wird dies an einem kurzen Bemessungsbeispiel für Zugpfähle verdeutlicht.

1. Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit

$$E_d = F_{\text{mittel}} \cdot \gamma_G + F'_{\text{zykl.}} \cdot \gamma_Q \leq R_d = \frac{R_{1,k}}{\gamma_{s,t} \cdot \eta_M}$$

mit

R_d : Bemessungswert des Pfahlwiders $\tan ds$

$R_{1,k}$: charakteristischer Wert des Pfahlwiders $\tan ds$

$\gamma_{s,t}$: Teilsicherheitsbeiwert für Pfahlprobelastungen auf Zug = 1,15

η_M : Modellfaktor für Mikropfähle = 1,00 (vertikaler Pfahl)

E_d : Bemessungswert der Beanspruchungen

F_{mittel} : charakteristischer Wert der mittleren Belastung

$F'_{\text{zykl.}}$: charakteristischer Wert der zyklischen Lastamplitude

γ_G : Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen

γ_Q : Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkungen

2. Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

$$E_k = F_{\text{mittel}} + F'_{\text{zykl.}} \leq R_d = R_{2,k} = 0,5 \cdot R_{1,k}$$

Der Bemessungswiderstand im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wurde dabei zu 50 % des Pfahlwiderstands im Grenzzustand der Tragfähigkeit angesetzt.

Bemessungsbeispiel:

Angaben:

$R_{1,k} = 80 \text{ kN}$ aus Pfahlzugprobelastung

$\rightarrow R_{2,k} = 0,5 \cdot R_{1,k} = 40 \text{ kN}$

$\gamma_t = 1,15$

$\eta_M = 1,00$

BS – P (ständige Bemessungssituation):

$\gamma_G = 1,35$

$\gamma_Q = 1,5$

Bei der Bemessung eines Mikropfahls für eine ständige Einwirkung F_{mittel} ohne eine zusätzliche veränderliche Einwirkung ergibt sich nach den Bemessungsgleichungen, dass die ständige Einwirkung im Grenzzustand der Tragfähigkeit maximal

$$F_{\text{mittel}} \leq \frac{R_{1,k}}{\gamma_G \cdot \gamma_t \cdot \eta_M} = \frac{R_{1,k}}{1,35 \cdot 1,15 \cdot 1,00} = 0,64 \cdot R_{1,k}$$

betragen darf und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit maximal

$F_{\text{mittel}} \leq R_{2,k} = 0,5 \cdot R_{1,k}$, wobei das Minimum mit 50 % des Pfahlwiderstands maßgebend ist.

Größere Werte für F_{mittel} werden daher im Folgenden nicht weiter betrachtet. In Tabelle 7.3 sind die

nach den Bemessungsgleichungen maximal möglichen zyklischen Lastamplituden angegeben. Außerdem wird noch berücksichtigt, dass im Zugschwellbereich gelten muss, dass die Differenz aus mittlerer Belastung und zyklischer Lastamplitude größer als Null ist. Der jeweils maßgebende Wert ist fett dargestellt. In Abbildung 7.6 ist der sich daraus ergebende Bereich für mögliche Lastkombinationen aus F_{mittel} und $F'_{\text{zykl.}}$ durch die blauen Linien begrenzt dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass für diesen Bereich anhand der vorliegenden zyklischen Pfahlversuche keine zusätzlichen Sicherheiten für eine zyklische Belastung erforderlich sind, zumal nach DIN 1054 und der EA-Pfähle (2007) für zyklische Lastamplituden kleiner als 10 % des Pfahlwiderstands (grau hinterlegter Bereich in Abbildung 7.6) ein Einfluss aus zyklischen Lasten ohnehin nicht berücksichtigt werden muss.

F_{mittel}	Mögliche zyklische Lastamplituden $F'_{\text{zykl.}}$		
	Grenzzustand der Tragfähigkeit	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	Begrenzung für Schwellbereich ($F_{\text{mittel}} - F'_{\text{zykl.}} \geq 0$)
$0,10 \cdot R_{1,k}$ (= 8 kN für $R_{1,k} = 80$ kN)	$0,49 \cdot R_{1,k}$ (= 39,2 kN)	$0,40 \cdot R_{1,k}$ (= 32 kN)	$0,10 \cdot R_{1,k}$ (= 8 kN)
$0,20 \cdot R_{1,k}$ (= 16 kN)	$0,40 \cdot R_{1,k}$ (= 32,0 kN)	$0,30 \cdot R_{1,k}$ (= 24 kN)	$0,20 \cdot R_{1,k}$ (= 16 kN)
$0,30 \cdot R_{1,k}$ (= 24 kN)	$0,31 \cdot R_{1,k}$ (= 24,8 kN)	$0,20 \cdot R_{1,k}$ (= 16 kN)	$0,30 \cdot R_{1,k}$ (= 24 kN)
$0,40 \cdot R_{1,k}$ (= 32 kN)	$0,22 \cdot R_{1,k}$ (= 17,6 kN)	$0,10 \cdot R_{1,k}$ (= 8 kN)	$0,40 \cdot R_{1,k}$ (= 32 kN)
$0,50 \cdot R_{1,k}$ (= 40 kN)	$0,13 \cdot R_{1,k}$ (= 10,4 kN)	$0,00 \cdot R_{1,k}$ (= 0 kN)	$0,50 \cdot R_{1,k}$ (= 40 kN)

Tabelle 7.3: Mögliche zyklische Lastamplituden

8 Zusammenfassung

Die wesentlichen Aspekte des Forschungsvorhabens zum Trag- und Verformungsverhalten axial zyklisch belasteter Mikropfähle in bindigen Böden werden in diesem Kapitel zusammengefasst.

Im Rahmen der **Feldversuche** wurden insgesamt 8 Mikropfähle hergestellt. An 3 Pfählen wurden zunächst statische Pfahlprobelastungen durchgeführt. Die erreichten Pfahlwiderstände wiesen eine sehr gute Übereinstimmung auf, so dass auch für die weiteren Pfähle von annähernd gleichen Pfahleigenschaften ausgegangen werden konnte. Beim Ziehen der Versuchspfähle nach Abschluss der statischen und zyklischen Versuche wurden die Pfahlgeometrien nachträglich überprüft. Alle Pfähle wiesen über die Tiefe einen gleichmäßigen, zylindrischen Verpresskörper auf. Pfahldurchmesser und Pfahlänge waren bei allen Pfählen gleich.

An 5 Pfählen wurden zyklische Versuche im Zugschwellbereich mit einer Belastungsfrequenz von einem Zyklus pro Minute durchgeführt. Qualitativ zeigte sich bei allen Versuchen unter **Schwellbelastung**, dass die zyklischen Verformungsspannen während der gesamten Versuchsdauer annähernd konstant blieben. Es kam zu einer Akkumulation der plastischen Pfahlkopfhebungen. Ein Versagen der Pfähle wurde daher über das Verformungskriterium einer absoluten Pfahlkopfhebung von 10 % des Pfahldurchmessers definiert. Bei Auswertung der Lastwechselzahlen bis zum Erreichen dieses Verformungskriteriums konnte festgestellt werden, dass bei einer mittleren Belastung bis ca. 60 % des Pfahlwiderstands aus den statischen Pfahlprobelastungen und zyklischen Lastamplituden bis zu 30 % des Pfahlwiderstands Lastwechselzahlen von mindestens $N = 100.000$ möglich sind. Es konnte ebenfalls gezeigt werden, dass solange die Summe aus mittlerer Belastung und zyklischer Lastamplitude nicht größer als der Pfahlwiderstand ist, Zyklenanzahlen von mindestens $N = 10.000$ möglich sind.

Direkt im Anschluss an die zyklischen Versuche durchgeführte statische Probelastungen zeigen einen um bis zu 20 % erhöhten Pfahlwiderstand im Vergleich zum an nicht vorbelasteten Pfählen ermittelten Referenzwert. Auch sind die Kriechmaße während der einzelnen Laststufen deutlich geringer. Die zyklische Belastung führte in allen Fällen zu einem postzyklisch steiferen Systemverhalten unter statischer Belastung.

Daraus konnte abgeleitet werden, dass für das untersuchte System aus Mikropfählen in einem leicht bis mittelplastischen Ton überwiegend steifer Konsistenz oberhalb des Grundwasserspiegels keine zusätzlichen Abminderungsfaktoren bei Zugschwellbeanspruchung notwendig sind. Die Nachweisführung im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit, wie sie nach DIN 1054-101:2009 in Kapitel 6 vorgestellt wurde, ist ausreichend.

Die Pfahlverformungen können mit den in Kapitel 7 vorgestellten Ansätzen nach Schwarz (2002) nachvollzogen werden. Größere Abweichungen der Messwerte von den Berechnungsergebnissen ergaben sich bei sehr kleinen Pfahlverschiebungen und bei kleinen Verformungsraten. Hier sind Umgebungseinflüsse auf die Messtechnik bzw. die Messgenauigkeit der Wegaufnehmer entscheidend für die Übereinstimmung der gemessenen Werte mit den Berechnungsergebnissen.

Qualitativ konnte das Pfahlverformungsverhalten mit **Einfachscherversuchen im Labor** nachvollzogen werden. Die auf die Bodenproben aufgebrachte Schubverzerrung spiegelt den Verformungszustand eines Bodenelements im Pfahlmantelbereich wider. Die Möglichkeit einer Übertragung der ermittelten Verformungen im Laborversuch auf gemessene Pfahlverformungen wurde im Rahmen der Forschung nicht mehr näher untersucht. Grund hierfür ist hauptsächlich, dass die Lasten während eines zyklischen Versuchs nicht 1:1 auf die Bodenprobe übertragen werden konnten, da dann bereits beim Aufbringen der mittleren Belastung vor Beginn des ersten Zyklus die Schubverzerrungen größer gewesen wären als die für das Einfachschergerät konstruktionsbedingt verträglichen Verzerrungen.

Dennoch sollten im Einfachschergerät weitere systematische Untersuchungen auch mit anderen bindigen Bodenarten durchgeführt werden, da das Gerät geeignet ist, den allgemeinen Verzerrungszustand des Bodens im Pfahlmantelbereich unter axial zyklischer Belastung abzubilden, und da das Verformungsverhalten eines Pfahls zumindest qualitativ nachvollzogen werden kann.

Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurde mit der Zugschwellbelastung ein Teil des möglichen zyklischen Belastungsspektrums von Mikropfählen untersucht. Da sich bei der Literaturlauswertung in Kapitel 2 gezeigt hat, dass **Wechselasten** ein prinzipiell anderes Verformungsverhalten hervorrufen, sollte die Forschung auf jeden Fall auf diese Belastungsart ausgedehnt werden.

In Kapitel 6 wurden Ansätze von Mittag/Richter und Kempfert/Thomas für die **Bemessung** von Pfählen unter zyklischer Belastung vorgestellt. Bei allen Ansätzen erfolgt innerhalb der bindigen Böden keine Differenzierung hinsichtlich der Boden- oder der Belastungsart. Analog zu den Abminderungsfaktoren von Schwarz für nichtbindige Böden wird auch bei bindigen Böden von einer verminderten Tragfähigkeit bzw. einem ungünstigeren Verformungsverhalten unter zyklischer Belastung ausgegangen. Für den im Rahmen des Forschungsvorhabens untersuchten Boden konnte eine solche Verschlechterung des Tragverhaltens für die untersuchten Lasten nicht festgestellt werden.

Die Ergebnisse zeigen, dass für bindige Böden eine genauere Differenzierung notwendig ist, da das Trag- und Verformungsverhalten offensichtlich stark von Faktoren wie z.B. der Plastizität, der Konsistenz oder der Entwicklung von Porenwasserdrücken geprägt ist. Um neben sicheren Gründungen auch den Aspekt der Wirtschaftlichkeit und der Nachhaltigkeit zu berücksichtigen, sollten weitere systematische Untersuchungen mit unterschiedlichen Bodenarten durchgeführt werden. Es ist davon auszugehen, dass hierbei auch Modellversuche an vergleichsweise kleinen Mikropfählen aussagekräftige Ergebnisse liefern werden.

9 Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1.1:	Zyklische Belastung auf Mikropfähle (Quelle Kempfert/Thomas, 2006)	1.1
Abbildung 2.1:	Interaktionsdiagramm (Karlsrud/Haugen, 1986)	2.11
Abbildung 2.2:	Interaktionsdiagramm weiterer zyklischer Pfahlversuche im Maßstab 1:1	2.11
Abbildung 2.3:	Interaktionsdiagramm der zyklischen Ankerversuche im Maßstab 1:1 (Versuchsfeld I)	2.12
Abbildung 2.4:	Interaktionsdiagramm der zyklischen Ankerversuche im Maßstab 1:1 (Versuchsfeld II)	2.12
Abbildung 2.5:	Versuchsablauf McManus et al. (1994)	2.14
Abbildung 2.6:	Pfahlverschiebungen – Level of Repeated Load (McManus et al., 1994)	2.15
Abbildung 2.7:	Übertragung Scherbeanspruchung bei axialer Pfahlprobelastung auf Einzelscherversuche im Labor (Randolph/Wroth, 1981)	2.16
Abbildung 2.8:	ebener Verformungszustand im Einzelschergerät (Airey et al., 1985)	2.16
Abbildung 2.9:	Prinzipskizze Einzelschergerät	2.17
Abbildung 2.10:	Spannungspfade mit Schergerade für normalkonsolidierte Probe ($OCR = 1$) und überkonsolidierte Proben (Andersen et al., 1980)	2.18
Abbildung 2.11:	Begriffsdefinitionen zyklische Einzelscherversuche (Malek, 1987)	2.18
Abbildung 2.12:	Zyklusanzahl bis Versagen für zyklische Wechsellasten in Abhängigkeit von der Schubspannungsamplitude (Andersen et al., 1980)	2.19
Abbildung 2.13:	Iso- γ /Iso- γ_{ave} -Diagramme für $N = 1$, $N = 10$ und $N = 100$ für $OCR = 1$ (Kleven/Andersen, 1997)	2.21
Abbildung 2.14:	Ergebnisse statischer Einzelscherversuche an Boston Blue Clay (Ladd/Edgers, 1972 aus Malek, 1987)	2.22
Abbildung 2.15:	Spannungspfade aus statischen Einzelscherversuchen an Boston Blue Clay (Ladd/Edgers, 1972 aus Malek, 1987)	2.23
Abbildung 2.16:	Prinzip der Entwicklung der effektiven Normalspannung bei Schwelllastversuchen bis zum Erreichen des Versagenszustands (Malek et al., 1989)	2.24
Abbildung 2.17:	Interaktionsdiagramm mit Definition des Versagensbereichs für $N > 10.000$ (Malek, 1987)	2.24
Abbildung 2.18:	Interaktionsdiagramm mit Versagensbereichen für unterschiedliche Zyklusanzahlen	2.25

Abbildung 3.1:	Lage der Aufschlussbohrungen und Drucksondierungen im Versuchsfeld	3.2
Abbildung 3.2:	Messquerschnitte Pfahl	3.4
Abbildung 3.3:	DMS auf GEWI-Stahl	3.4
Abbildung 3.4:	Silikon-Schutzschicht	3.4
Abbildung 3.5:	Kautschuk-Schicht	3.5
Abbildung 3.6:	Ummantelung mit Walzblei	3.5
Abbildung 3.7:	Testaufbau in der Versuchsrube des Zentrum Geotechnik	3.6
Abbildung 3.8:	Bohren mit Außenverrohrung und Schnecke	3.7
Abbildung 3.9:	Verfüllen mit Zementsuspension	3.7
Abbildung 3.10:	Verpressen	3.8
Abbildung 3.11:	Versuchsfeld nach Pfahlherstellung, Schutz der Stähle mit KG-Rohren	3.8
Abbildung 3.12:	Stahlhülse	3.8
Abbildung 3.13:	Arbeitsplanum	3.9
Abbildung 3.14:	Dreischichtaufbau Arbeitsplanum	3.9
Abbildung 3.15:	Versuchsaufbau statische Probelastung	3.10
Abbildung 3.16:	Schutz des Versuchsaufbaus mit Baucontainer	3.10
Abbildung 3.17:	digitaler Wegaufnehmer	3.11
Abbildung 3.18:	mechanische Messuhr + Messbrücke	3.11
Abbildung 3.19:	Schematische Darstellung der Versuchssteuerung	3.11
Abbildung 3.20:	Exemplarischer Versuchsablauf einer statischen Pfahlprobelastung	3.13
Abbildung 3.21:	Widerstands-Hebungslinien aus statischen Pfahlprobelastungen	3.14
Abbildung 3.22:	Definition Kriechmaß	3.15
Abbildung 3.23:	Bestimmung der Kriechmaße bei Pfahl B	3.15
Abbildung 3.24:	Aus den statischen Pfahlprobelastungen ermittelte Kriechmaße	3.16
Abbildung 3.25:	Gezogene Mikropfähle	3.18
Abbildung 3.26:	Kraftverlauf über die Pfahltiefe bei unterschiedlichen Laststufen (Pfahl E)	3.19
Abbildung 3.27:	Pfahlmantelreibung über die Pfahltiefe bei unterschiedlichen Laststufen (Pfahl E)	3.20
Abbildung 3.28a:	Definitionen Kräfte	3.21
Abbildung 3.28b:	Definitionen Verformungen	3.21
Abbildung 3.29:	Versuchsablauf Pfahl A (Belastung 1) bis Zyklus 8	3.22
Abbildung 3.30:	Zyklisches Interaktionsdiagramm	3.23
Abbildung 3.31:	Mittlere Pfahlkopfhebungen (Pfähle A und H)	3.25
Abbildung 3.32:	Mittlere Pfahlkopfhebungen (Pfähle G, D und C)	3.25
Abbildung 3.33:	Verformungsspannen	3.26
Abbildung 3.34:	Verformungsraten	3.27
Abbildung 3.35:	Interaktionsdiagramm mit Zyklenanzahl bis zum Versagen	3.28
Abbildung 3.36:	Widerstands-Hebungslinien aus postzyklischen statischen Pfahlprobelastungen	3.30

Abbildung 3.37:	Kriechmaße aus postzyklischen statischen Pfahlprobelastungen	3.31
Abbildung 4.1:	Einfachschergerät der Fa. GIESA (Typ RS5W-S)	4.2
Abbildung 4.2:	Schemaskizze Detail Scherrahmen	4.3
Abbildung 4.3:	Foto Detail Scherrahmen	4.3
Abbildung 4.4:	Erfassung Scherweg und Vertikalverformung	4.4
Abbildung 4.5:	Analogie Pfahlversuche - Elementversuche	4.5
Abbildung 4.6:	Schubspannungsverläufe monotone Einfachscherversuche (Proben weicher Konsistenz)	4.7
Abbildung 4.7:	Schubspannungsverläufe monotone Einfachscherversuche (Proben steifer Konsistenz)	4.8
Abbildung 4.8:	Vertikalspannungsverläufe monotone Einfachscherversuche (Proben weicher Konsistenz)	4.9
Abbildung 4.9:	Normierte Schubspannungsverläufe monotone Einfachscherversuche (Proben weicher Konsistenz)	4.10
Abbildung 4.10:	Normierte Schubspannungsverläufe monotone Einfachscherversuche (Proben steifer Konsistenz)	4.10
Abbildung 4.11:	Entwicklung Schubmodul (Proben weicher Konsistenz)	4.11
Abbildung 4.12:	Steuerung bei kraftgesteuerten Versuchen	4.12
Abbildung 4.13:	Zyklische Einfachscherversuche im Interaktionsdiagramm	4.14
Abbildung 4.14:	Verlauf der mittleren Vertikalspannung (exemplarisch für Versuch Zyklisch 1)	4.15
Abbildung 4.15:	Verlauf der Vertikalspannung innerhalb eines Zyklus (exemplarisch für Versuch Zyklisch 1)	4.15
Abbildung 4.16:	Verlauf der mittleren Schubverzerrung γ_{ave} (weiche Proben)	4.17
Abbildung 4.17:	Verlauf der mittleren Schubverzerrung γ_{ave} (steife Proben)	4.17
Abbildung 4.18:	Verlauf der Schubverzerrungsamplitude γ_c (weiche Proben)	4.20
Abbildung 4.19:	Verlauf der Schubverzerrungsamplitude γ_c (steife Proben)	4.20
Abbildung 4.20:	Verlauf des Schubmoduls (exemplarisch für Versuch Zyklisch 5)	4.21
Abbildung 4.21:	Zyklenanzahl bis Versagen nach Versagenskriterium $\gamma_{ave} = 15 \%$	4.23
Abbildung 4.22:	Verlauf normierter Spannungspfad (Versuch Zyklisch 1)	4.24
Abbildung 4.23:	MOL aus monotonen Einfachscherversuchen (steife Proben)	4.25
Abbildung 4.24:	MOL aus monotonen Einfachscherversuchen (weiche Proben)	4.25
Abbildung 4.25:	Interaktionsdiagramm mit Versagensbereichen für unterschiedliche Zyklenanzahlen	4.27
Abbildung 4.26:	Interaktionsdiagramm mit Zyklenanzahl bei Versagen nach Malek für durchgeführte zyklische Einfachscherversuche	4.27
Abbildung 5.1:	Interaktionsdiagramm mit Zyklenanzahl bis zum Versagen	5.1
Abbildung 6.1:	Bemessungsgleichungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit in graphischer Form	6.7

Abbildung 6.2:	Bemessungsgleichungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit in graphischer Form	6.8
Abbildung 6.3:	Bemessungsgleichungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit in graphischer Form (charakteristische Werte)	6.9
Abbildung 7.1:	Pfahlkopfhebungen in Abhängigkeit von der Zyklenanzahl im logarithmischen Maßstab	7.1
Abbildung 7.2:	Arten des Verschiebungsverlaufs unter zyklischer Belastung (Schwarz/Kleih, 2008)	7.2
Abbildung 7.3:	Verformungsraten in Abhängigkeit von der Zyklenanzahl im doppelt-logarithmischen Maßstab	7.5
Abbildung 7.4:	Neigungsbeiwerte λ für Pfahl C, D und G	7.6
Abbildung 7.5:	Vergleich gemessene und berechnete Pfahlverschiebungen (Pfahl C, D und G)	7.6
Abbildung 7.6:	Interaktionsdiagramm mit Zyklenanzahl bis zum Versagen	7.7

10 Tabellenverzeichnis

Tabelle 2.1:	Bodenkennwerte Versuchsfelder NGI (aus Karlsrud/Haugen, 1986 und Kalsrud et al., 1992)	2.2
Tabelle 2.2:	Übersicht ausgewerteter zyklischer Pfahlversuche im Maßstab 1:1	2.8
Tabelle 3.1:	Bodenmechanische Parameter Mundlfing-Ton	3.3
Tabelle 3.2:	Pfahlwiderstände aus statischen Pfahlprobelastungen	3.17
Tabelle 3.3:	Durchgeführte zyklische Pfahlversuche	3.22
Tabelle 3.4:	Ergebnisse Auswertung Dehnmessstreifen	3.29
Tabelle 3.5:	Ergebnisse Auswertung Dehnmessstreifen (prozentual)	3.29
Tabelle 3.6:	Vergleich Kriechmaße mit und ohne vorherige zyklische Belastung	3.32
Tabelle 4.1:	Übersicht monotone Einfachscherversuche	4.6
Tabelle 4.2:	Übersicht zyklische Einfachscherversuche	4.13
Tabelle 4.3:	Auswahl zyklischer Einfachscherversuche mit Angabe der Schubverzerrungsamplitude für $N = 1000$	4.19
Tabelle 4.4:	Vergleich Schubmodul unter monotoner und zyklischer Beanspruchung	4.22
Tabelle 4.5:	Zyklenanzahl bei Versagen nach Versagenskriterium von Malek(1987)	4.26
Tabelle 6.1:	Sicherheitsbeiwerte η für Verpresspfähle nach DIN 4128, Tabelle 2	6.1
Tabelle 6.2:	Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen	6.3
Tabelle 6.3:	Globales Sicherheitsniveau bei Nachweisführung im Grenzzustand der Tragfähigkeit	6.3
Tabelle 6.4:	Anhaltswerte für zyklische Lastspannen nach DIN 1054:2005, Anhang D, Tabelle D.2	6.4
Tabelle 6.5:	Werte für κ in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl nach Mittag/Richter (2005)	6.5
Tabelle 6.6:	Werte für κ (Grundbautaschenbuch, 7. Auflage, Teil 3, Tabelle 49)	6.6
Tabelle 7.1:	Vergleich gemessene und nach Ansatz Schwarz, Fall 2 berechnete Pfahlverschiebungen	7.3
Tabelle 7.2:	Vergleich gemessene und über Kriechmaß berechnete Pfahlverschiebungen	7.4
Tabelle 7.3:	Mögliche zyklische Lastamplituden	7.9

11 Literaturverzeichnis

- AIREY, D.W./WOOD,D.M./ BUDHU, M./SAADA, A.S./VUCETIC, M./LACASSE, S. (1984): Discussion about Specimen Size Effect in Simple Shear Test, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 110, New York
- AIREY, D.W./BUDHU, M./WOOD,D.M. (1985): Some aspects of the behaviour of soils in simple shear, Developments in Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, Oxon
- ANDERSEN, K.H./ BROWN, S.F./ FOSS, I./ POOL, J.H./ ROSENBRAND, W.F. (1976): Effect of cyclic loading on clay behaviour, Norwegian Geotechnical Institute, Heft 113, Oslo
- ANDERSEN, K.H./ POOL, J.H./ BROWN, S.F./ ROSENBRAND, W.F. (1980): Cyclic and static laboratory tests on Drammen Clay, Norwegian Geotechnical Institute, Heft 131, Oslo
- ANDERSEN, K.H. (1988): Properties of soft clay under static and cyclic loading, Norwegian Geotechnical Institute, Heft 176, Oslo
- AZZOUZ, A.S./ MALEK, A.M./ BALIGH, M.M. (1989): Cyclic behaviour of clays in undrained simple shear, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 115, Nr. 5, pp. 637 – 657, New York
- BOHN, C. (2010): Verformungsverhalten von bindigen Böden unter zyklischer Belastung – Literaturstudium und Auswertung von Laborversuchen, unveröffentlichte Diplomarbeit am Zentrum Geotechnik der Technischen Universität München
- BJERRUM, L./ LANDVA, A. (1966): Direct simple shear tests on a Norwegian quick clay, Norwegian Geotechnical Institute, Heft 70, Oslo
- DIN 4094-1 (2002): Baugrund – Felduntersuchungen – Teil1: Drucksondierungen
- DIN EN ISO 22476-1 (2005): Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Felduntersuchungen – Teil1: Drucksondierungen mit elektrischen Messwertaufnehmern und Messeinrichtungen für den Porenwasserdruck
- DIN EN 14199 (2005): Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Pfähle mit kleinen Durchmessern (Mikropfähle), Deutsches Institut für Normung, Beuth Verlag, Berlin
- DIN 4128 (1983): Verpresspfähle (Ortbeton- und Verbundpfähle) mit kleinem Durchmesser, Deutsches Institut für Normung, Beuth Verlag, Berlin
- DYVIK, R./ ZIMMIE, T.F.; SCHIMMELFENYG, P. (1983): Cyclic simple shear behavior of fine grained soils, Norwegian Geotechnical Institute, Heft 149, Oslo

DYVIK, R./ BERRE, T./ LACASSE, S./ RAADIM, B. (1988): Comparison of truly undrained and constant volume direct simple shear tests, Norwegian Geotechnical Institute, Heft 170, Oslo

EA-Pfähle (2007): Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“, Hrsg. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, Ernst & Sohn Verlag, Berlin

EPRI (1987): Review of Load Tests on Deep Foundations Subjected to Repeated Loading, EL-5375 Research Project 1493-4, Final Report, Electric Power Research Institute, Palo Alto, California

GOULOIS, A./ WHITMAN, R.V./ HOEG, K. (1987): Effects of sustained shear stresses on the cyclic degradation of clay, Norwegian Geotechnical Institute, Heft 167, Oslo

FMPA Stuttgart (1978): Schwellverhalten von Injektionsankern in bindigen Böden, Bundesminister für Verkehr – F.A. 15.O39 S 76 B, Stuttgart

JAIME et al. (1990): Behaviour of Friction Piles in Mexico City Clay, Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 116, No. 6, June, pp. 915 -931, New York

JERZ, H. (1993): Geologie von Bayern, II. Das Eiszeitalter in Bayern, E. Schweizerbart'sche Verlagsbuchhandlung (Nägele u. Obermiller), Stuttgart

KARLSRUD, K./HAUGEN, T. (1986): Behaviour of Piles in Clay under Cyclic Axial Loading - Results of Field Model Tests, Publication Nr. 166, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo

KARLSRUD, K./NADIM, F./HAUGEN, T. (1987): Piles in Clay under Cyclic Axial Loading - Field Tests and Computational Modelling, Publication Nr. 169, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo

KARLSRUD, K./HANSEN, S. B./DYVIK, R./KALSNES, B. (1992): NGI's pile tests at Tilbrook and Pentre – Review of testing procedures and results, Publication Nr. 188, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo

KEMPFERT, H.-G./LAUFFER, J. (1991): Pfahlprobelastungen in weniger tragfähigen Böden unter statischer und wechselnder Belastung, Geotechnik 14, S. 105 – 112, Berlin

KEMPFERT, H.-G./THOMAS, S. (2006): Zum axialen Pfahltragverhalten unter zyklisch-dynamischer Belastung, VDI-Berichte Nr. 1941, S. 521-535

KLEVEN, A./ ANDERSEN, K.H. (1997): Cyclic laboratory tests on Storeboelt clay till, Norwegian Geotechnical Institute, Heft 199, Oslo

KRAFT et al. (1981): Pile Load Tests: Cyclic Loads and Varying Load Rates, Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 107, No. GT1, January, pp. 1 -19, New York

LADD, C.C./EDGERS, L. (1972): Consolidated undrained Direct-Simple Shear Tests on Saturated Clays, MIT Research Report 72 – 82, Department of Civil Engineering, Cambridge, Massachusetts

LE, V.H. (2010): Einfachschergerät, Steuerung und Verbesserung des Geräts RS5W-S, Statische und zyklische Versuche mit Berliner Sand, Auswertung und Vergleich mit Ergebnissen aus der Literatur, unveröffentlichte Diplomarbeit am Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Berlin

LEHANE, B.M./JARDINE, R.J./Mc CABE, B.A. (2003): Pile group tension cyclic loading: Field test programme at Kinnegar N.Ireland, Research Report 101, Health and Safety Executive

MALEK, A.M: (1987): Cyclic behaviour of clay in undrained simple shearing and application to offshore tension piles, Massachusetts Institute of Technology, Vol. 118

MALEK, A.M./ AZZOUZ, A.S./ BALIGH, M.M./ GERMAINE, J.T. (1989): Behaviour of foundation clays supporting compliant offshore structures, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 115, Nr. 5, pp. 615 – 636, New York

McMANUS, K. J. et al. (1994): Cyclic Axial Loading of Drilled Shafts in Cohesive Soils, Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 120, No. 9, September, pp. 1481 - 1497, New York

MITTAG, J./RICHTER, T. (2005): Beitrag zur Bemessung von vertikal zyklisch belasteten Pfählen, Festschrift zum 60. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. Hans-Georg Kempfert, Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft 18, Seiten 337-354

NARASIMHA RAO, S./ PRASAD, Y. (1992): Behaviour of a Helical Anchor Under Vertical Repetitive Loading, Marine Geotechnology, Vol. 10, pp. 203 - 228

POULOS, H. G. (1981): Cyclic Axial Response of Single Pile, Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 107, No. 1, January, pp. 41 - 58, New York

PRASAD, Y./NARASIMHA RAO, S. (1994): Experimental Studies on Foundations of Compliant Structures – II. Under Cyclic Loading, Ocean Engineering, Vol. 21, No. 1, pp. 15 - 27

PRÈVOST, J.-H./HØEG, K. (1977): Reanalysis of simple shear soil testing, Norwegian Geotechnical Institute, Heft 116, Oslo

RAITHEL, M./KEMPFERT, H.-G./QUICK, H. (2003): Statische und zyklische Pfahlprobebelastungsergebnisse als Grundlage für Fahrwegsgründungen, 4. Österreichische Geotechniktagung, S. 395 – 414, ÖIAV, Wien

RANDOLPH, M.F./WROTH, C.P. (1981): Application of the failure state in undrained simple shear to the shaft capacity of driven piles, Géotechnique Vol. 31, Nr. 1, pp. 143 - 157

REBSTOCK, D. (2005): Kleinbohrpfähle unter statischer und zyklischer Belastung - hypoplastische Simulationen, Pfahl-Symposium 2005, Braunschweig, 24.-25. Februar 2005, S. 349-365, herausgegeben vom Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig

SCHWARZ, P. (2002): Beitrag zum Tragverhalten von Verpresspfählen mit kleinem Durchmesser unter axialer zyklischer Belastung, Schriftenreihe des Lehrstuhls und Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik, TU München

WITT, K. J. (Hrsg.) (2009): Grundbau-Taschenbuch, 7. Auflage, Ernst & Sohn Verlag, Berlin

Anlage 1 – Lage des Versuchsfelds

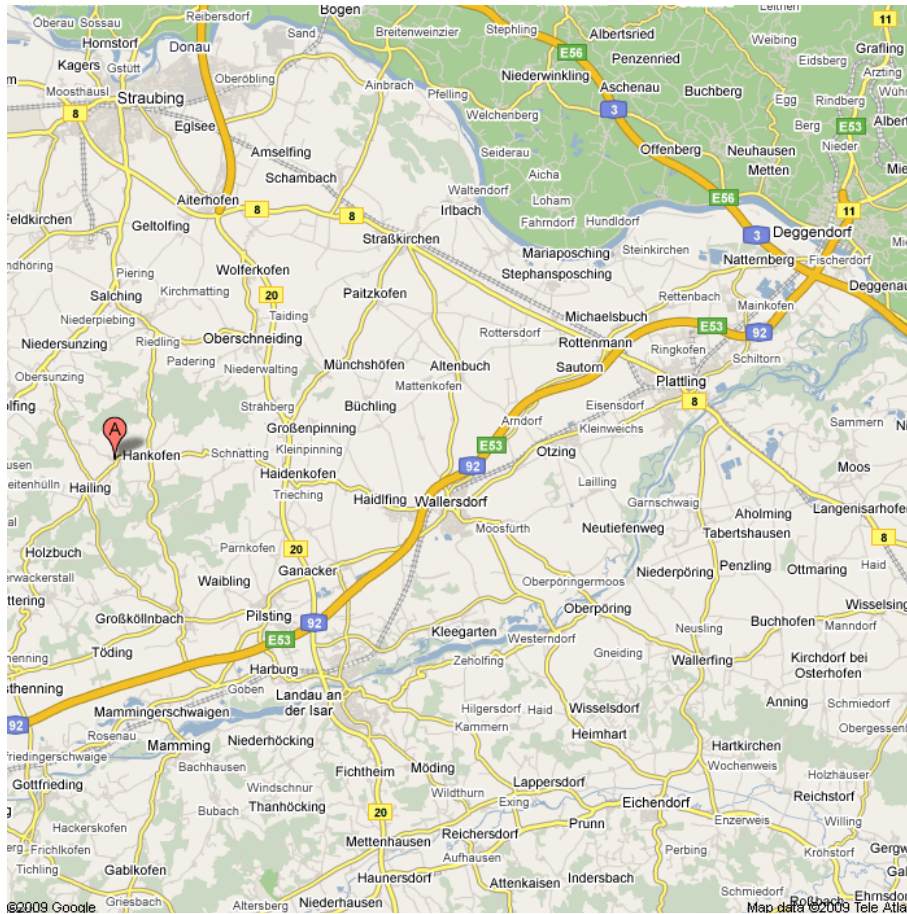


Bild A.1.1: Lage Versuchsfeld (Quelle: Google Maps)

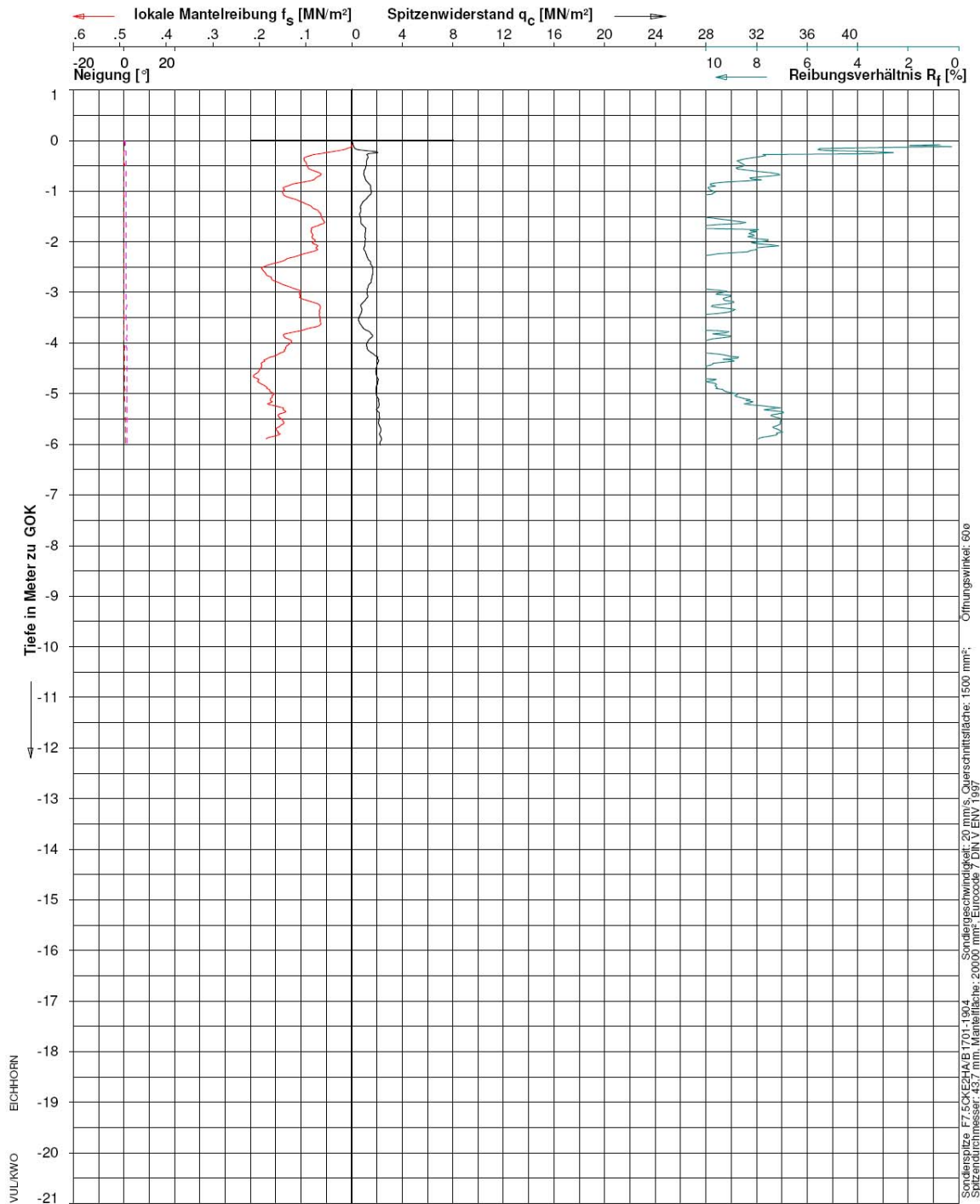


Bild A.1.2: Lage Versuchsfeld (rote Ellipse) (Quelle: Google Maps)



Bild A.1.3: Versuchsfeld

Anlage 2 – Ergebnisse Drucksondierungen



ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG

Technische Universität München, Zentrum Geotechnik
 Tongrube Fa. Erlus, Leiblfing OT Mundfing

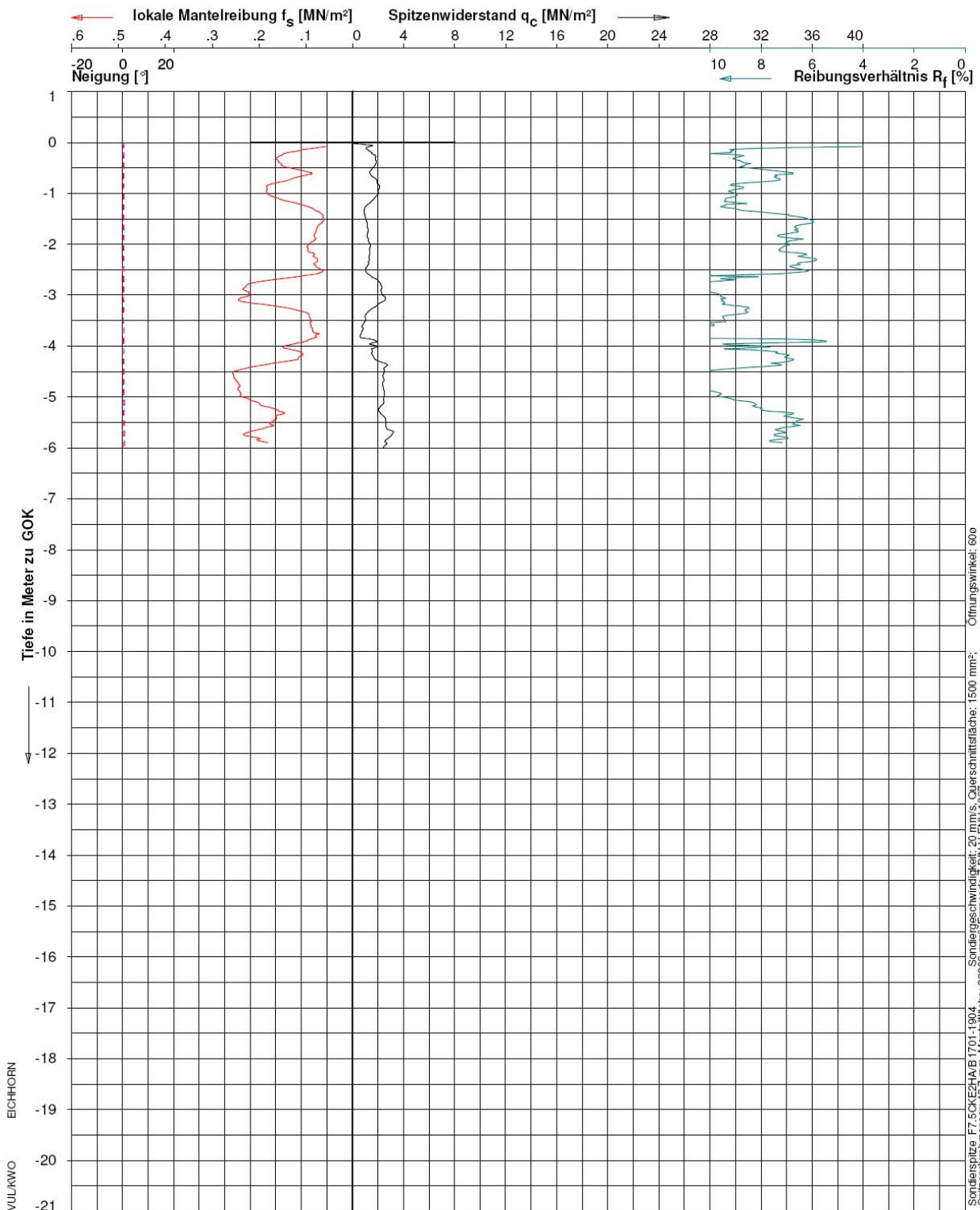


FUGRO CONSULT GMBH
 Umwelt - Geotechnik - Analytik
 Wolfener Str. 36V, 12681 Berlin
 Tel: (+4930)93651352 Fax: 93651350

Datum : 03-Jul-2009
 Sondierende : Vorgabe
 Gelände : 0.00 m zu GOK
 Endteufe : -6.03 m zu GOK

Projekt: 619122
 Sondierung: CPT-1

DIN ISO 9001



ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG

Technische Universität München, Zentrum Geotechnik
 Tongrube Fa. Erlus, Leibling OT Mundfing



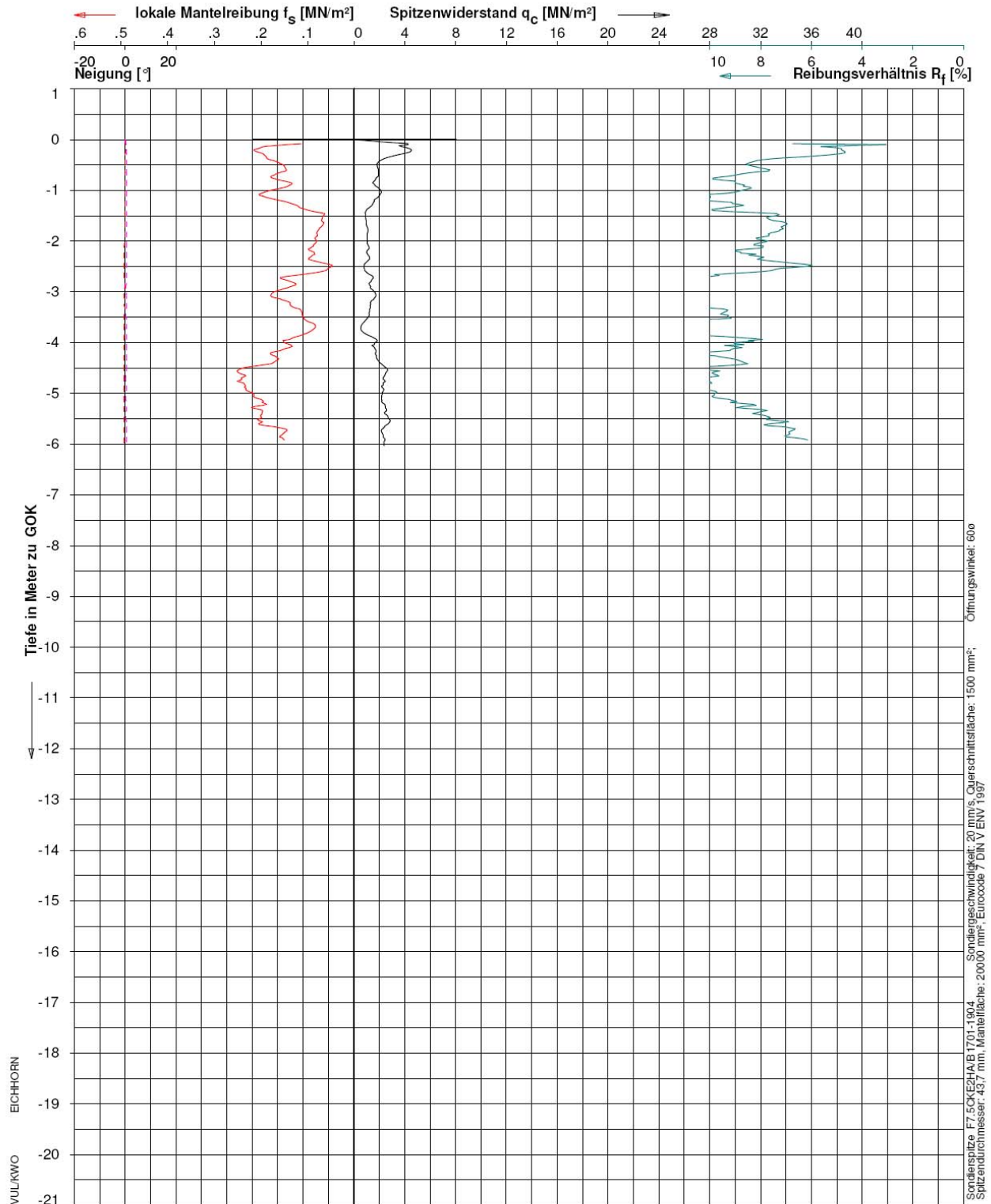
FUGRO CONSULT GMBH

Umwelt - Geotechnik - Analytik
 Wolfener Str. 36V, 12681 Berlin
 Tel: (++4930)93651352 Fax: 93651350

Datum: 03-Jul-2009
 Sondierende: Vorgabe
 Gelände: 0,00 m zu GOK
 Endteufe: -6,01 m zu GOK

Projekt: 619122
 Sondierung: CPT-2

DIN ISO 9001



ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG

Technische Universität München, Zentrum Geotechnik
 Tongrube Fa. Erlus, Leiblfing OT Mundfing

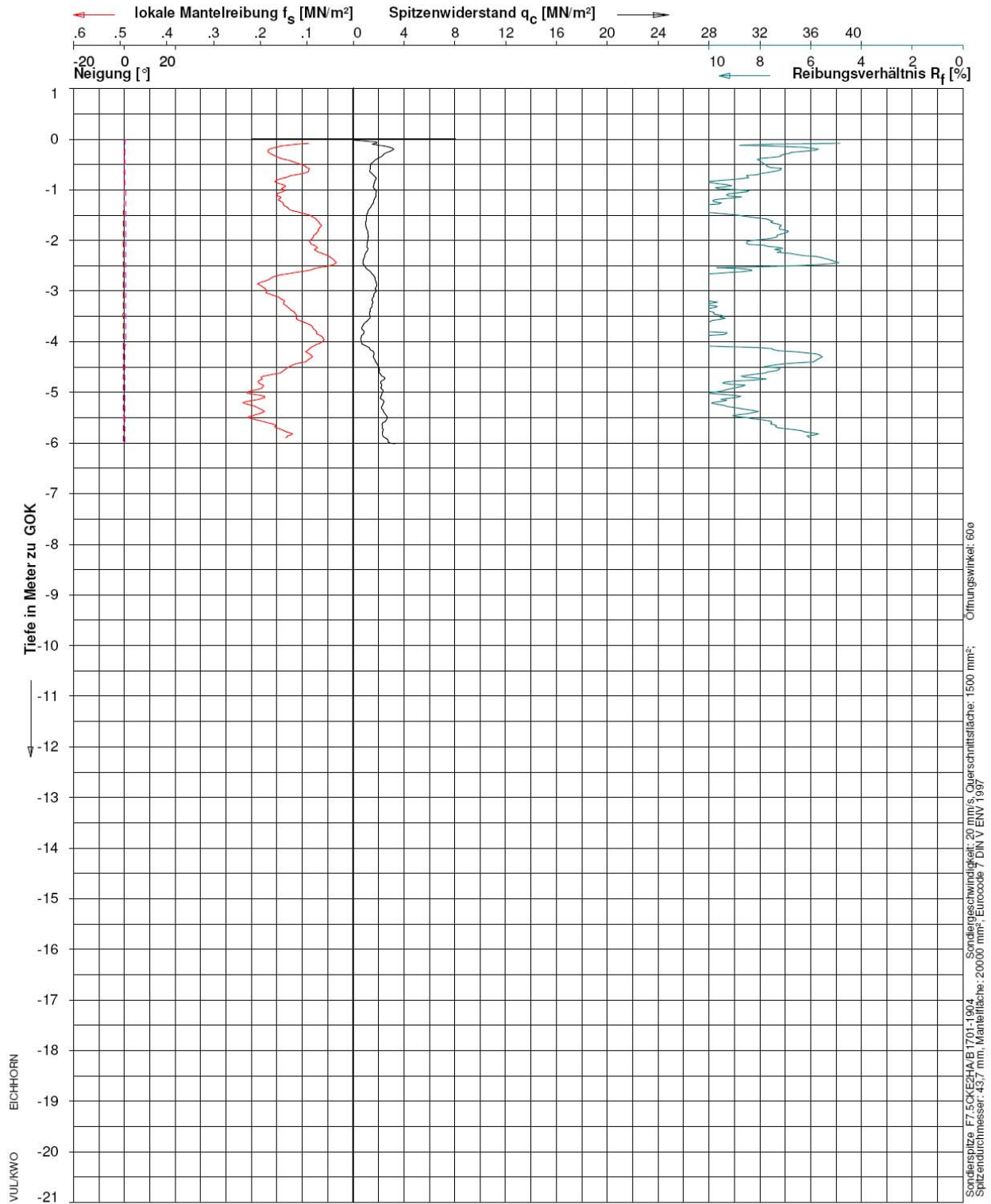


FUGRO CONSULT GMBH
 Umwelt - Geotechnik - Analytik
 Wolfener Str. 36V, 12681 Berlin
 Tel: (++4930)93651352 Fax: 93651350

Datum : 03-Jul-2009
 Sondierende : Vorgabe
 Gelände : 0.00 m zu GOK
 Endteufe : -6.03 m zu GOK

Projekt: 619122
 Sondierung: CPT-3

DIN ISO 9001



Sondierspitze: F7,5CKE2HAB1701-1904 Sondiergeschwindigkeit: 20 mm/s, Querschnittsfläche: 1500 mm², Öffnungswinkel: 60°
 Spitzendurchmesser: 43,7 mm, Mantelfläche: 20000 mm², Eurocode 7, DIN V ENV 1997

EICHHORN
 VULUKWO

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG

Technische Universität München, Zentrum Geotechnik
 Tongrube Fa. Erlus, Leiblfing OT Mundlfing




FUGRO CONSULT GMBH
 Umwelt - Geotechnik - Analytik
 Wolfener Str. 36V, 12681 Berlin
 Tel: (+4930)93651352 Fax: 93651350

Datum: 03-Jul-2009
 Sondierende: Vorgabe
 Gelände: 0.00 m zu GOK
 Endteufe: -6.02 m zu GOK

Projekt: 619122
 Sondierung: CPT-4

DIN ISO 9001

Anlage 3 – Herstellprotokoll Fa. Bauer Spezialtiefbau

Bohrprotokoll Stabverpresspfähle (SV)					
nach DIN 4128					
Baustelle: Forschungsvorhaben (DIBt) Feldversuche			Plan Nr.: _____		
Auftrags-Nr.: E 81060000			Zementsorte: CEM II 32,5 R		
Pfaahl-Nr.: <u>1 E</u>			1. Pfahldaten		
Schichtenfolge			Planum + 0.00		
m	m	Bodenart und -beschaffenheit OK Kellerfußboden	Grundwasser	Angaben über Bohrwerkzeug Verrohrung von ... bis ... m	Bohrtiefe vom Planum <u>4,20 m</u>
unter Bohrebene	über NN				Leerböhrung <u>-</u>
+0		minim			Bohrdurchmesser <u>152 mm</u>
1		<u>Ton</u>			Neigung : = <u>lotrecht</u>
2					2. Pfahlbewehrung
3					Bewehrung <input checked="" type="checkbox"/> <u>50 mm</u>
4					Anzahl Verbindungen <u>-</u>
					Stahllänge gesamt <u>6,0 m</u>
					3. Primärverfüllung
					Spez. Gewicht <u>1,85</u>
					W/Z-Wert <u>0,45</u>
					Liter <u>78</u>
					Druck (bar) <u>-</u>
					4. Sekundärverpressung
					Spez. Gewicht <u>1,85</u>
					W/Z-Wert <u>0,45</u>
					Liter <u>N 10 / Umst. /</u>
					Druck (bar) <u>< 5</u>
					5. Bemerkungen
					<u>Verfüllmenge über Hausstärke</u>
					<u>KP60 dabei die Differenzen</u>
					<u>WZ-Wert über Spez.-Gewicht</u>
					<u>Suspensionsstrafe</u>
					6. Ausführungszeiten
Arbeitsvorgang	Arbeitstemperatur °C	Wetter	Datum	7. Unterschriften / Datum	
Bohren	<u>0-5</u>		<u>25.3.09</u>	Bohrmeister: <u>Kuhle</u>	
Bohrhindernisse				Bauleiter: <u>[Signature]</u>	
Primärverfüllung			<u>25.3.09</u>	Vertreter des Bauherrn: _____	
Sekundärverpr.	<u>Keppe</u>		<u>25.3.09</u>		
Pfahlkopf Beton.					