

Diplomarbeit

## Untersuchung der Mantelreibung mantelverpresster und unverpresster Duktilpfähle unter Zug- und Druckbelastung

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grads Diplom-Ingenieurin eingereicht an der TU Wien, Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwesen

**Diploma** Thesis

# Investigation of the skin friction of grouted and nongrouted ductile piles under tensile and compressive loads

Submitted in satisfaction of the requirements for the degree of Diplom-Ingenieurin of the TU Wien, Faculty of Civil and Environmental Engineering

von

## Anna Higer-Stark, BSc

Matr.Nr.: 12105471

Betreuung: Assistant Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Johannes Pistrol
 Institut f
ür Geotechnik
 Forschungsbereich Grundbau, Boden- und Felsmechanik
 Technische Universit
ät Wien,
 Karlsplatz 13/220-02, 1040 Wien, Österreich

Wien, im März 2025



## Kurzfassung

In der geotechnischen Praxis stellt sich häufig die Frage, wie sich die Verpressung von Duktilpfählen auf das Mantelreibungsverhalten auswirkt und ob Unterschiede zwischen auf Zug und auf Druck belasteten Pfählen bestehen. Ein möglichst umfassendes Verständnis des tatsächlichen Tragverhaltens von Pfählen ist entscheidend für eine ökonomische Pfahlbemessung.

In der vorliegenden Diplomarbeit werden repräsentative Baugrundwiderstände sowie die Widerstandsverhältnisse von auf Druck und auf Zug belasteten Verdrängungspfählen (Duktilpfähle und Stahlpfähle) untersucht. Ziel der Arbeit ist es, die bisherigen Erkenntnisse zur Mantelreibung von mantelverpressten und unverpressten Pfählen unter Zug- und Druckbelastung zu erweitern und neue Einsichten zu gewinnen.

Grundlage der Arbeit bilden vier Pfahlprobebelastungen, die in A-2331 Vösendorf in schluffigen, tonigen Böden des Miozäns durchgeführt worden sind. Im Zuge der Pfahlprobebelastungen wurde das Last-Verformungsverhalten von zwei mantelverpressten Duktilpfählen und zwei unverpressten Stahlpfählen erfasst. Von beiden Systemen wurde jeweils ein Zugpfahl und ein Druckpfahl ausgeführt und geprüft. Die Zugpfähle wurden mit dem bidirektionalen Pfahlprobebelastungssystem Pile HAY-Proof-System<sup>®</sup> und die Druckpfähle mit einem konventionellen Druckversuch untersucht.

Auf Basis des dokumentierten Last-Verformungsverhaltens lassen sich Aussagen zu Spitzen-, Mantel- und Gesamtwiderstand für Druck- und Zugpfähle ableiten. Die Ergebnisse der Untersuchungen werden mit Erkenntnissen zur Fragestellung aus der Literatur verglichen. Die vorliegende Arbeit bestätigt den positiven Effekt einer Verpressung auf den mobilisierbaren Mantelwiderstand. Darüber hinaus wird aufgezeigt, dass der von gängigen Regelwerken und Empfehlungen prognostizierte Mantelwiderstand von auf Zug belasteten Duktilpfählen zu konservativen Bemessungsergebnissen führen kann.



## Abstract

In geotechnical practice, the question often arises as to how the grouting of ductile piles affects the skin friction behavior and whether there are differences between piles loaded in tension and compression. A comprehensive understanding of the actual load-bearing behavior of piles is crucial for an economical pile design.

In this diploma thesis, representative soil resistances and the resistance ratios of displacement piles (ductile piles and steel piles) loaded in compression and tension are investigated. The aim of the work is to extend the previous findings on the skin friction of grouted and non-grouted piles under tensile and compressive loading and to gain new insights.

The work is based on four pile load tests that were carried out in A-2331 Vösendorf in silty, clayey Miocene soils. The load-deformation behavior of two grouted ductile piles and two nongrouted steel piles was recorded in the course of the load tests. One tension pile and one compression pile of each system were installed and tested. The tension piles were tested using the bidirectional pile load testing system Pile HAY-Proof-System<sup>®</sup> and the compression piles using a conventional compression test.

Based on the documented load-deformation behavior, conclusions can be drawn about the pile base resistance, shaft resistance and total resistance for compression and tension piles. The results of the investigations are compared with findings on the subject from the literature. The present work confirms the positive effect of grouting on the mobilizable shaft resistance. In addition, it is shown that the shaft resistance of ductile piles subjected to tensile loads as predicted by current codes and recommendations can lead to conservative design results.



## Vorwort

Die vorliegende Diplomarbeit befasst sich mit einem Thema, das mich sowohl fachlich als auch persönlich stark interessiert. Die Arbeit stellt den Abschluss meines Studiums dar und bildet einen wichtigen Meilenstein in meiner akademischen Laufbahn.

An dieser Stelle möchte ich meinen aufrichtigen Dank an all diejenigen aussprechen, die mich während meiner Masterarbeit im Bauingenieurwesen an der Technischen Universität Wien unterstützt haben. Die vorliegende Arbeit entstand gemeinsam mit dem Institut für Geotechnik und der Keller Grundbau Ges.mbH. Mein besonderer Dank dient meinem Betreuer, Dr.techn. Johannes Pistrol vom Institut für Geotechnik, für seine fachliche Unterstützung und für die wertvollen Anregungen und konstruktive Kritik. Ebenso möchte ich mich herzlich bei Dr. Martin Hayden von der Keller Grundbau Ges.mbH bedanken. Seine Hilfsbereitschaft, die Bereitstellung von wertvollen Unterlagen und praktischen Tipps sowie seine stets sorgfältigen und kurzfristigen Antworten auf meine Fragen waren von unschätzbarem Wert für die erfolgreiche Umsetzung dieser Arbeit.

Gleiches gilt meinem Kollegen und Freunde von der Fa. 3P Geotechnik für die Motivierung und Ermunterung sowie wertvollen Austausche betreffend meine Diplomarbeit. Ich möchte mich außerdem bei der Projektbeteiligten Mitarbeitern der Firma Keller Grundbau und der Fa. geo.proof für die Bereitstellung der notwendigen Unterlagen und für die Unterstützung.

Zunächst gilt mein besonderer Dank meiner Familie. Meiner Mutter, die mir stets mit ihrer Liebe und ihrem Verständnis zur Seite stand, und meinem Vater, dessen Ermutigung und Ratschläge mir in schwierigen Zeiten geholfen haben. Auch meiner Schwester danke ich für ihre Unterstützung und die vielen motivierenden Gespräche, die mir geholfen haben, fokussiert zu bleiben. Ein besonderer Dank gilt meinem Mann, Fabian. Deine unermüdliche Unterstützung, dein Vertrauen in mich und deine Geduld während dieser intensiven Zeit waren für mich von unschätzbarem Wert. Du hast mir den Rücken freigehalten und mich immer wieder motiviert, mein Bestes zu geben und weiterzumachen. Ohne dich wäre diese Arbeit nicht möglich gewesen.

Abschließend hoffe ich, dass die Ergebnisse dieser Diplomarbeit einen Beitrag zur geotechnischen Forschung und Praxis leisten können und zukünftige Fragestellungen in diesem Bereich bereichern.



# Inhaltsverzeichnis

	Einleitung 12			
Pfah	nlgründungen	13		
2.1	Arten von Pfahlgründungen	13		
	2.1.1 Bohrpfähle	14		
	2.1.2 Verdrängungspfähle	15		
	2.1.3 Mikropfähle	15		
2.2	Tragverhalten von Pfählen	15		
	2.2.1 Lastabtragung	15		
	2.2.2 Inneres Tragverhalten	17		
	2.2.3 Äußeres Tragverhalten	17		
2.3	Bemessung von Pfählen	19		
	2.3.1 Allgemeines	19		
	2.3.2 Einwirkungen	20		
	2.3.3 Pfahlwiderstände	21		
	2.3.4 Nachweis der Tragfähigkeit	21		
	2.2.5. Na abuvaia dan Cabuayah atawaliah kait	22		
	2.3.5 Nachweis der Gebrauchstäuglichkeit	23		
Duk	tilpfähle	23 <b>25</b>		
<b>Duk</b> 3.1	tilpfähle Definition und Geschichte	23 <b>25</b> 25		
<b>Duk</b> 3.1 3.2	tilpfähle Definition und Geschichte	23 <b>25</b> 25 26		
<b>Duk</b> 3.1 3.2 3.3	2.3.5 Nachweis der Gebrauchstäuglichkeit tilpfähle Definition und Geschichte Normative Grundlagen Baustoffe und Bauprodukte	23 <b>25</b> 25 26 27		
<b>Duk</b> 3.1 3.2 3.3	<ul> <li>2.3.5 Nachweis der Gebrauchstäuglichkeit</li> <li>tilpfähle</li> <li>Definition und Geschichte</li> <li>Normative Grundlagen</li> <li>Baustoffe und Bauprodukte</li></ul>	23 25 25 26 27 29		
<b>Duk</b> 3.1 3.2 3.3	<ul> <li>2.3.5 Nachweis der Gebrauchstäuglichkeit</li> <li>tilpfähle</li> <li>Definition und Geschichte</li> <li>Normative Grundlagen</li> <li>Baustoffe und Bauprodukte</li> <li>3.3.1 Pfahlkopfplatte und Rammschuh</li> <li>3.3.2 Mantelverpresste Duktilpfähle</li> </ul>	23 25 25 26 27 29 33		
<b>Duk</b> 3.1 3.2 3.3	<ul> <li>2.3.5 Nachweis der Gebrauchstäuglichkeit</li> <li>tilpfähle</li> <li>Definition und Geschichte</li> <li>Normative Grundlagen</li> <li>Baustoffe und Bauprodukte</li> <li>3.3.1 Pfahlkopfplatte und Rammschuh</li> <li>3.3.2 Mantelverpresste Duktilpfähle</li> <li>3.3.3 Korrosionsbelastung</li> </ul>	23 25 25 26 27 29 33 35		
<b>Duk</b> 3.1 3.2 3.3	<ul> <li>2.3.5 Nachweis der Gebrauchstäuglichkeit</li> <li>tilpfähle</li> <li>Definition und Geschichte</li> <li>Normative Grundlagen</li> <li>Baustoffe und Bauprodukte</li> <li>3.3.1 Pfahlkopfplatte und Rammschuh</li> <li>3.3.2 Mantelverpresste Duktilpfähle</li> <li>3.3.3 Korrosionsbelastung</li> <li>Herstellung von Duktilpfählen</li> </ul>	23 25 25 26 27 29 33 35 35		
Duk 3.1 3.2 3.3 3.4 Met	<ul> <li>2.3.5 Nachweis der Gebrauchstäuglichkeit</li> <li>tilpfähle</li> <li>Definition und Geschichte</li> <li>Normative Grundlagen</li> <li>Baustoffe und Bauprodukte</li></ul>	25 25 26 27 27 29 33 35 35 35		
Duk 3.1 3.2 3.3 3.4 Met 4.1	<ul> <li>2.3.5 Nachweis der Gebrauchstäuglichkeit</li> <li>tilpfähle</li> <li>Definition und Geschichte</li> <li>Normative Grundlagen</li> <li>Baustoffe und Bauprodukte</li> <li>3.3.1 Pfahlkopfplatte und Rammschuh</li> <li>3.3.2 Mantelverpresste Duktilpfähle</li> <li>3.3.3 Korrosionsbelastung</li> <li>Herstellung von Duktilpfählen</li> <li>thoden für die Ermittlung der äußeren Tragfähigkeit</li> <li>Normative Grundlagen für die Ermittlung der äußeren Tragfähigkeit</li> </ul>	23 25 25 26 27 29 33 35 35 35 35 35 35		
Duk 3.1 3.2 3.3 3.4 Met 4.1 4.2	<ul> <li>2.3.5 Nachweis der Gebrauchstäuglichkeit</li> <li>tilpfähle</li> <li>Definition und Geschichte</li> <li>Normative Grundlagen</li> <li>Baustoffe und Bauprodukte</li></ul>	23 25 25 26 27 29 33 35 35 35 35 35 35 35 35 39 39		
Duk 3.1 3.2 3.3 3.4 Met 4.1 4.2	<ul> <li>2.3.5 Nachweis der Gebrauchstauglichkeit</li></ul>	23 25 25 26 27 29 33 35 35 35 35 39 39 39 39 39 39		
Duk 3.1 3.2 3.3 3.4 Met 4.1 4.2	<ul> <li>2.3.5 Nachweis der Gebrauchstauglichkeit</li> <li>tilpfähle</li> <li>Definition und Geschichte</li></ul>	23 25 25 26 27 29 33 35 35 35 35 39 39 39 39 39 39 39		
Duk 3.1 3.2 3.3 3.4 Met 4.1 4.2	<ul> <li>2.3.5 Nachweis der Gebrauchstauglichkeit</li> <li>tilpfähle</li> <li>Definition und Geschichte</li> <li>Normative Grundlagen</li></ul>	23 25 25 26 27 29 33 35 35 35 39 39 39 39 39 39 41 41 43		
Duk 3.1 3.2 3.3 3.4 Met 4.1 4.2	<ul> <li>2.3.5 Nachweis der Gebrauchstäuglichkeit</li> <li>tilpfähle</li> <li>Definition und Geschichte</li> <li>Normative Grundlagen</li> <li>Baustoffe und Bauprodukte</li> <li>3.3.1 Pfahlkopfplatte und Rammschuh</li> <li>3.3.2 Mantelverpresste Duktilpfähle</li> <li>3.3.3 Korrosionsbelastung</li> <li>Herstellung von Duktilpfählen</li> <li>thoden für die Ermittlung der äußeren Tragfähigkeit</li> <li>Normative Grundlagen für die Ermittlung der äußeren Tragfähigkeit</li> <li>Pfahlprobebelastungen</li> <li>4.2.1 Ablauf der statischen Probebelastung an Duktilpfählen</li> <li>4.2.3 Zugprobebelastung</li> <li>4.2.4 Pfahlinstrumentierung und Messdatenerfassung</li> </ul>	23 25 26 26 27 29 33 35 35 35 39 39 39 39 39 39 39 31 32 35 3		
	<b>Pfal</b> 2.1 2.2	Pfahlgründungen         2.1       Arten von Pfahlgründungen		

		4.2.6 Ergebnis	sse und Auswertung einer Pfahlprobebelastung	49
		4.2.7 Bidirekt	ionale Pfahlprobebelastung / Osterbergzelle	52
		4.2.8 Pile HAY	/-Proof-System <sup>®</sup>	55
		4.2.8.1	Aufbau und Funktion	
		4.2.8.2	Messung und Auswertung von HPS-Versuchen	57
		4.2.8.3	Rammaufnahme	58
5	Star	d der Forschu	ing zur Pfahlmantelreibung unter Zug- und Druckbelastung	61
6	Expe	erimentelle Ui	ntersuchungen zur Mantelreibung von Duktilpfählen	69
	6.1	Untergrundve	rhältnisse des Testfeldes	
		6.1.1 Baugrur	nderkundungen	
		6.1.2 Bodenb	eschreibung	
		6.1.2.1	Schicht A: Künstliche Anschüttung / teilweise Mutterboden	74
		6.1.2.2	Schicht B: Feinsand / Schluff	
		6.1.2.3	Schicht C: Kies (Bachschotter)	
		6.1.2.4	Schicht D: Schluff / Ton (Miozän)	
		6.1.3 Bodenp	hysikalische Untersuchungen	
		6.1.4 Grundw	asserverhältnisse	
	6.2	Probebelastur	gen an Duktilpfählen	
		6.2.1 Ausgefü	hrte Pfähle	
		6.2.2 Ausgefü	hrte Pfahlprobebelastungen	
7	Aus	wertung der P	fahlprobebelastungen	81
	7.1	Auswertung d	er Pfahlprobebelastung für den mantelverpressten Druckpfahl PP	02b 81
		7.1.1 Last-Ver	schiebungsdiagramme für den Pfahl PP02b	81
		7.1.2 Äquivale	ente Widerstands-Setzungslinie des Pfahls PP02b	
	7.2	Auswertung d	er Pfahlprobebelastung für den mantelverpressten Zugpfahl PP02	.c 87
		7.2.1 Last-Ver	schiebungsdiagramme für den Pfahl PP02c	
		7.2.2 Äquivale	ente Widerstands-Setzungslinie des Pfahls PP02c	
	7.3	Auswertung d	er Pfahlprobebelastung für den unverpressten Zugpfahl PP02d	
	7.4	Auswertung de	er Pfahlprobebelastung für den unverpressten Druckpfahl PP02e	
8	Inte	rpretation de	r Ergebnisse	103
	8.1	Vergleich der V	- Versuchsergebnisse	103
	8.2	Vergleich mit	Tabellenwerten aus der Literatur	104
9	Zusa	ammenfassun	g und Ausblick	109
10	Lite	raturverzeichr	nis	111

11	Abbildungsverzeichnis	113
12	Tabellenverzeichnis	117



## 1 Einleitung

Im Spezialtiefbau können Tiefgründungen bei schlechten Untergrundverhältnissen eine wirtschaftliche Lösung darstellen. Wenn oberflächennahe Bodenschichten keine ausreichende Tragfähigkeit aufweisen, um die Bauwerkslasten aufzunehmen, können die Lasten mittels Tiefgründungen, beispielsweise mit Pfählen, in den tieferliegenden, tragfähigen Untergrund abgeleitet werden. Pfähle werden dabei einerseits zur Erhöhung der Tragfähigkeit, andererseits zur Reduktion von Setzungen eingesetzt [1].

Für die Bestimmung der axialen Pfahlwiderstände existieren folgende Methoden:

- Pfahlprobebelastungen (statische oder dynamische Probebelastung)
- Auswertung von Proberammungen mithilfe von Rammformeln (wird für auf Druck beanspruchte Verdrängungspfähle verwendet)
- Tabellenwerte
- Erfahrungswerte von bereits ausgeführten, zuverlässigen Pfahlgründungen [2]

Um eine möglichst wirtschaftliche Dimensionierung von Pfählen zu erzielen, können Probebelastungen ausgeführt werden. Pfahlprobebelastungen werden zudem zur Feststellung der Eignung des Herstellungsverfahrens und zur Beurteilung der gesamten Pfahlgründung verwendet. Außerdem ermöglichen Probebelastungen die Reaktion des Pfahles und des Untergrundes unter Belastung zu beobachten [1].

Anhand von Probebelastungen wird eine charakteristische Widerstands-Setzungslinie und eine Widerstands-Hebungslinie erstellt. Mithilfe dieser Grafiken werden die Pfahlwiderstandsgrößen, der Druckpfahlwiderstand  $R_{c;k}$  und der Zugpfahlwiderstand  $R_{t;k}$ , abgeleitet [1]. Anzumerken ist, dass es mit den bisher genannten Pfahlprüfungen nicht möglich ist, Pfahlfußwiderstand und Mantelreibung getrennt voneinander zu ermitteln (ohne Zusatzmaßnahmen).

Vorgefertigte Verdrängungspfähle bieten eine besonders wirtschaftliche und herstellungstechnisch relativ einfache Lösung für Tieffundierungen. Bisher existiert jedoch kein allgemein gültiges Berechnungsmodell zur Vorhersage ihrer Grenztragfähigkeit sowie ihres Widerstands-Setzungs- bzw. Hebungs-Verhaltens. Ein Grund dafür ist der Verdrängungseffekt, der zu einer Bodenverfestigung und -verspannung führt, was eine Veränderung der Bodeneigenschaften hervorruft. Diese Änderungen sind bisher nicht abbildbar. Zudem muss bei dieser Art von Pfahlfundierung das Zusammenwirken von Bodenfestigkeit, Rammbarkeit, Spannungen und Verformungen berücksichtigt werden. Die effektivste Methode zur Erfassung dieser Parameter sind Probebelastungen. Für die Vorbemessung der Pfähle und für die Abschätzung der Tragfähigkeit eines Pfahls können empirische und erdstatische Verfahren herangezogen werden [3].

Bei der Ausführung von Gründungen mittels Duktilpfählen (Verdrängungspfählen) werden die Pfähle oft sowohl auf Druck als auch auf Zug beansprucht. Das Problem besteht darin, dass durch konventionelle Pfahlprobebelastungen nur die Drucktragfähigkeit ermittelt wird. Die Zugtragfähigkeit wurde bislang anhand kleinmaßstäblicher Modellversuche rechnerisch abgeschätzt.

Aufgrund der geringen Anzahl an Untersuchungen zu den Unterschieden im Tragverhalten von druck- und zugbelasteten Pfählen, wird in der Literatur (z.B. DIN 18088 Teil 4 [4]) angenommen, dass die Mantelreibung unter Zugbelastung 70% der unter Druckbelastung mobilisierten Mantelreibung entspricht [5].

Die Bestimmung der axialen Tragfähigkeit von Einzelpfählen ist die primäre Aufgabe von Pfahlprüfungen. In den letzten Jahrzehnten haben sich Wissenschaftlerinnen und Wissenschaftler mit der Entwicklung von empirischen und halbempirischen Verfahren zur Bestimmung der Pfahltragfähigkeit beschäftigt. Diese Verfahren basieren auf in Feld- und Modellversuchen durchgeführten Pfahlprobebelastungen sowie auf den über Jahre beobachteten Zusammenhängen zwischen Pfahltragfähigkeit und bestimmten Bodenparametern [6].

Ziel der vorliegenden Diplomarbeit ist es, Unterschiede in der Mantelreibung unter Zug- und Druckbelastung anhand von Pfahlprobebelastungen zu evaluieren. Dies soll dazu beitragen, die Tragfähigkeit von Pfählen die sowohl auf Zug als auch auf Druck belastetet werden, besser und wirtschaftlicher abschätzen zu können.

Aktuell vorhandene Pfahlprüfsysteme sind nicht in der Lage, die Widerstandskomponenten getrennt voneinander zu ermitteln. Um die Mantelreibung unabhängig vom Spitzendruck zu erfassen, wurden bidirektionale statische Pfahlprüfsysteme, wie das Pile HAY-Proof-System<sup>®</sup>, entwickelt. Im Rahmen dieser Diplomarbeit bestand die Möglichkeit, an den von der Firma Keller Grundbau Ges.mbH durchgeführten bidirektionalen Pfahlprobebelastungen teilzunehmen, die mit dem Pile HAY-Proof-System<sup>®</sup> realisiert wurden.

Die von der Fa. Keller Grundbau Ges.mbH erhobenen Messdaten zu den Pfahlprüfungen wurden erfasst. In den Kapiteln 6 bis 8 erfolgt die detaillierte Untersuchung dieser gesammelten Daten. Abschließend werden die wesentlichen Erkenntnisse aus den vorhergehenden Abschnitten zusammengefasst und diskutiert. Zudem werden die Implikationen der Ergebnisse beleuchtet und ein Ausblick auf mögliche zukünftige Untersuchungen sowie Anwendungen gegeben.

# 2 Pfahlgründungen

### 2.1 Arten von Pfahlgründungen

Wie bereits in der Einleitung beschrieben, stellen Pfahlgründungen die am häufigsten eingesetzte Lösung für Tiefgründungen dar. Pfähle bieten eine wirtschaftliche Lösung, wenn die Bauwerkslasten durch gering tragfähige Bodenschichten in einen tragfähigen Untergrund eingeleitet werden müssen [5].

In dieser Diplomarbeit werden ausschließlich Einzelpfahlgründungen, d.h. keine Pfahlgruppen, behandelt.

Im Wesentlichen lassen sich gemäß ihres Herstellungsprozesses folgende Pfahlsysteme unterscheiden:

- Verdrängungspfähle: werden nach dem Prinzip der Bodenverdrängung in den umliegenden Untergrund gerammt, vibriert, gedrückt bzw. gepresst oder geschraubt bzw. gedreht, ohne Aushub oder Entfernen von Bodenmaterial.
- Bohrpfähle: nach dem Vorgang des Bodenaushubs wird der ausgehobene Boden ersetzt. Sie können verrohrt oder unverrohrt ausgeführt werden.
- Mikropfähle: der Durchmesserbereich liegt gemäß dem jetzigen Normen bei Bohrpfählen unter 0,3 m[1; 5].



Abb. 2.1: Übersicht über die nach den Herstellungsnormen definierten Pfahlsysteme [1] (adaptiert)

## 2.1.1 Bohrpfähle

Die Herstellung von Bohrpfählen erfolgt in Österreich gemäß ÖNORM EN 1536 [7]. Bohrpfähle können verrohrt oder unverrohrt hergestellt werden. Bei einer verrohrten Herstellung ist der Boden durch eine Verrohrung gestützt. Das Rohr wird dabei durch Rotation bzw. Hin- und Herdrehen unter axialem Vorschub, durch Rammen oder Einvibrieren in den Boden eingebracht. Nach dem Bodenaushub wird in den Hohlraum die Bewehrung eingebracht und mit Beton aufgefüllt. Es werden in der Regel Bohrpfähle zwischen einem Durchmesser von 0,6 m bis 1,8 m hergestellt. Je nach erforderlichem Durchmesser und Baugrundeigenschaften können Pfahllängen bis zu 60 m hergestellt werden [1].

Neben einer Rohrstützung kann der Hohlraum mittels einer Flüssigkeit, beispielsweise einer Bentonitsuspension, gestützt werden. Nach Erreichen der Endtiefe wird die Bewehrung in die Stützflüssigkeit eingesenkt und der Beton im Kontraktorverfahren aufgefüllt [1]. Wenn der umgebende Boden genügend standfest ist, kann der Pfahl auch ohne Stützung des Bohrloches hergestellt werden. In diesem Fall wird nur der obere Teil des Hohlraumes mit einem Schutzrohr gestützt. Aufgabe des Rohres ist die Stützung des Bohrlochmundes und die Führung des Bohrwerkzeuges [1].

### 2.1.2 Verdrängungspfähle

Die Herstellung von Verdrängungspfähle erfolgt in Österreich gemäß ÖNORM EN 12699 [8]. Diese Norm fasst sämtliche Verdrängungspfähle (Fertigrammpfähle, Ortbetonrammpfähle, Schraubpfähle und verpresste Verdrängungspfähle) unabhängig von ihren Abmessungen zusammen. Die aktuelle Version aus dem Jahr 2015 unterscheidet die Rammpfähle nicht länger nach ihren Abmessungen.

Fertigrammpfähle sind vorgefertigte Pfahlelemente, die während des Herstellungsvorgangs den Boden vollständig verdrängen und dadurch auch verdichten. Das Verdichten der umgebenden Bodenzonen bewirkt einen größeren Pfahlwiderstand und begünstigt damit die Lastabtragung. Die Pfahlelemente bestehen aus Stahlbeton, Spannbeton, Stahl oder Holz. Die Herstellung der einzelnen Elemente erfolgt in der Werkstatt. Die Elemente werden anschließend auf die Baustelle gebracht und mit entsprechenden Geräten in den Boden eingerammt oder eingepresst. Je nach erforderlichen Abmessungen können diese entweder in ganzer Länge oder abschnittweise transportiert werden [1]. Eine Übersicht über die genormten Pfahlsysteme zeigt Abb. 2.1. Eine detaillierte Beschreibung von Fertigrammpfählen aus Stahl und Gusseisen folgt in Kapitel 3.

### 2.1.3 Mikropfähle

Mikropfähle sind Bohrpfähle mit einem Durchmesser von weniger als 30 cm. Mikropfähle sind in ÖNORM EN 14199 [9] geregelt.

Aufgrund der geringen Querschnittsfläche erfolgt die Übertragung der Lasten in den Untergrund nahezu ausschließlich über die Mantelreibung. Eine bessere Kraftübertragung wird durch Verpressen der Mantelfläche mit Beton oder Zementmörtel erzielt. Mikropfähle werden im Bohr- oder Verdrängungsverfahren in das Erdreich eingebracht. Es gibt verschiedene Systeme, die für Mikropfähle verwendet werden, darunter den GEWI-Pfahl (Stabverpresspfahl), den MESI-Pfahl (Mehrstufeninjektionsrohrpfahl) und den IBO-Pfahl bzw. TITAN-Pfahl (Injektionsbohrpfahl) [1; 2].

### 2.2 Tragverhalten von Pfählen

#### 2.2.1 Lastabtragung

Je nach Pfahltyp (Bohrpfahl, Mikropfahl, Verdrängungspfahl) sind Pfähle unterschiedlich geeignet, Querlasten, Drucklasten, Zuglasten oder auch Biegemomente in der Fundierung aufzunehmen. Pfähle können axial auf Zug, axial auf Druck, sowie quer zur Achse und in Kombination mit axialen und quergerichteten Belastungen beansprucht werden. Die äußeren

Beanspruchungen müssen von den Pfählen über die "äußere" und die "innere" Pfahltragfähigkeit aufgenommen werden [5].

Grundsätzlich sind Pfähle in der Lage, vertikale Belastungen sowohl entlang des Pfahlmantels als auch über die Pfahlspitze in den Untergrund abzuleiten.

Die Anwendung von Spitzendruckpfählen, auch Aufstandspfählen genannt, erfolgt in Bodenverhältnissen, bei denen in tieferen Bereichen eine tragfähige Bodenschicht und darüber eine weniger bzw. schlecht tragfähige Bodenschicht oder mehrere Bodenschichten liegen. Die Bauwerkslasten werden im Falle derartiger Pfähle überwiegend über den Spitzendruck in den Untergrund übertragen. Ein geringer Anteil der Lasten kann gegebenenfalls über die Mantelreibung in die weniger tragfähigen Bodenschichten abgegeben werden. Abb. 2.2 a. zeigt einen Spitzendruckpfahl [2].

Der Mantelreibungspfahl, auch als schwimmender Pfahl bezeichnet, kann sowohl durch Druckals auch Zugbelastungen beansprucht werden und nimmt die einwirkenden Lasten über die Mantelreibung auf. Er erreicht mit seinem Pfahlfuß keine tragfähige Schicht. Die raue Mantelfläche des Pfahls leitet die Lasten durch Schubkräfte in den umliegenden Boden weiter (Abb. 2.2 b). Ein geringer Anteil der Lasten kann auch über den Spitzendruck übertragen werden. Um die Mantelreibungskräfte zu mobilisieren, sind Verformungen zwischen Pfahl und umgebenden Boden erforderlich [2].

In der Praxis kommt häufig eine Kombination aus Spitzendruck- und Mantelreibungspfählen (kombinierte Pfähle) zum Einsatz. Dabei werden die Lasten sowohl über die Mantelreibung als auch über den Spitzendruck in den Untergrund abgeleitet.

Damit die Lasten über den Spitzendruck in den tieferliegenden, tragfähigen Boden abgetragen werden können, ist eine Mindesteinbindelänge in den tragfähigen Untergrund von L = 1 bis 3 · Pfahldurchmesser nötig.



Abb. 2.2.: Arten der Lastabtragung a) Spitzendruckpfahl unter Druckbelastung, b) Mantelreibungspfahl unter Druckbelastung, c) Mantelreibungspfahl unter Zugbelastung [10] (adaptiert)

#### 2.2.2 Inneres Tragverhalten

Das innere Tragverhalten muss durch die Pfahlabmessungen und Baustoffeigenschaften gewährleistet sein. Diese sind so zu wählen, dass die Fertigteilpfähle schadensfrei zur Baustelle geliefert und in den Untergrund eingebracht werden können. Zudem muss ihr innerer Tragwiderstand ausreichend sein, um die wirkenden Bauwerkslasten sowohl im Bau- als auch im Endzustand mit ausreichender Sicherheit aufnehmen und in den Baugrund übertragen zu können. Die innere Tragfähigkeit wird in der ÖNORM EN 1997-1 [11] behandelt [10].

#### 2.2.3 Äußeres Tragverhalten

Das äußere Tragverhalten eines Pfahls beschreibt, wie die Bauwerkslasten vom Pfahl übernommen und in den Baugrund abgetragen werden. Es dürfen keine unzulässig großen Setzungen, Hebungen oder Bruchzustände auftreten. Für die Ermittlung des äußeren Tragverhaltens existieren zahlreiche Methoden, jedoch ist keine davon ausreichend präzise, um als allgemeine Bemessungsregel zu dienen. Aufgrund der vielfältigen Wechselwirkungen zwischen dem umliegenden Boden, dem Pfahl, der Baugrundsituation und den örtlichen Gegebenheiten ist eine versuchsgestütze Anpassung erforderlich, um die derzeit verfügbaren Methoden zur Bestimmung des äußeren Widerstands zuverlässig bewerten zu können [10].

Die äußere Widerstandsgröße hängt von folgenden Faktoren ab:

- den Eigenschaften des den Pfahl umgebenden Bodens,
- den Grundwasserverhältnissen,
- der Einbindetiefe des Pfahls in die tragfähigen Schichten und deren Mächtigkeit,
- der Form und der Querschnittsfläche des Pfahls,
- dem Pfahlbaustoff,
- der Beschaffenheit der Pfahlmantelfläche und der Ausbildung des Pfahlfußes,
- der Pfahlstellung und dem Abstand zwischen den Pfählen,
- dem Herstellungsverfahren (gebohrt/verdrängt),
- der Mächtigkeit und den bodenmechanischen Eigenschaften der Deckschichten.

Der charakteristische axiale Widerstand von auf Druck belasteten Pfählen  $R_{c;k}$ , der von der Pfahlkopfsetzung *s* abhängt, setzt sich aus der rechnerischen Mobilisierung des Pfahlfußwiderstands / Spitzendrucks  $R_{b;k}(s)$  und des Pfahlmantelwiderstands / Mantelreibung  $R_{s;k}(s)$  wie folgt zusammen:

$$R_{c;k}(s) = R_{b;k}(s) + R_{s;k}(s) = q_{b;k} \cdot A_b + \sum_{i=1}^n q_{s;k;i} \cdot A_{s;i}$$
(2.1)

Dabei ist

- *A*<sub>b</sub> die Pfahlfußfläche,
- *A*<sub>s</sub> die Pfahlmantelfläche,
- $q_{s;k;i}$  charakteristischer Wert der mobilisierbaren Pfahlmantelreibung je Bodenschicht *i*,
- $q_{b:k}$  charakteristischer Wert des mobilisierbaren Pfahlspitzenwiderstands

*n* Anzahl der Bodenschichten.

Die beiden Anteile  $R_b$  und  $R_s$  werden abhängig von den Setzungen mobilisiert. Ihr Verhältnis zueinander hängt von der Pfahlgeometrie, dem Material des Pfahls und den Bodeneigenschaften ab.

Der Mantelwiderstand ergibt sich aus einer Relativverschiebung zwischen Pfahl und Boden. Durch die Reibung zwischen Pfahl und Boden entstehen Schubkräfte, die die Lasten in den Boden weiterleiten [10].

Die Berechnung der Pfahlwiderstände erfolgt gemäß ÖNORM B 1997-1-3 [11]. Der Pfahlwiderstand wird auf Grundlage umfangreicher Versuche, wie beispielsweise statischen oder dynamischen Pfahlprobebelastungen, sowie basierend auf Erfahrungswerten bestimmt [1]. Haydn et. al. haben Untersuchungen an Probepfählen am Probefeld Hollern II durchgeführt. Ihre Untersuchungen haben gezeigt, dass die Ergebnisse dynamischer Probebelastungen, insbesondere in bindigen Böden, aufgrund von Porenwasserüberdrücken stark überschätzt werden können [12].

Auf Basis der Ergebnisse von Probebelastungen wird unter axialer Belastung eines Pfahls die Widerstands-Setzungs-Linie erstellt, während bei Zugbelastung die Widerstands-Hebungs-Linie entwickelt wird. Dabei wird auch das Kriechen unter konstanter Belastung berücksichtigt. Daraus werden die Pfahlwiderstände  $R_{c;k}$  und  $R_{t;k}$  (charakteristischer axialer Widerstand von auf Zug belasteten Pfählen) zur Nachweisführung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit (ULS) sowie der Gebrauchstauglichkeit (SLS) ermittelt [10].

Abb. 2.3 gemäß EA-Pfähle [1] zeigt den Verlauf einer Widerstands-Setzungslinie (auch Arbeitslinie genannt) eines axial auf Druck belasteten Pfahls.  $R_{c;k}$  ist dabei der Gesamtwiderstand, der sich gemäß Gleichung (2.1) zusammensetzt. Die Grenzsetzung  $s_g$  legt den Grenzwert für den Pfahlfußwiderstand fest. Der Bruchwert der Mantelreibung wird bereits bei vergleichsweise geringen Setzungen erreicht.

Aus der Grafik geht hervor, dass der Pfahlfußwiderstand mit den Setzungen zunächst parabolisch ansteigt, während der Mantelwiderstand nach Erreichen einer größeren Verschiebung  $s_{sg}$  lediglich konstant bleibt. Für den Spitzendruck wird die Grenzsetzung  $s_{g}$  in der ÖNORM B 1997-1-3 [11] mit 10% des Pfahldurchmessers  $D_{b}$  definiert [1].



**Abb. 2.3:** Widerstands-Setzungs-Linie eines axial auf Druck belasteten Pfahls nach EA-Pfähle [1]

### 2.3 Bemessung von Pfählen

#### 2.3.1 Allgemeines

Als Grundlage für die Berechnung und Bemessung von Pfahlgründungen ist in Österreich die ÖNORM B 1997-1-3 [11] anzuwenden. Für die Prüfung von Pfahlgründungen hinsichtlich der Einwirkungsübertragung durch den Pfahl auf den Untergrund sind die aktuellen ÖNORM-Vorschriften maßgeblich. Diese Regelungen gelten für die Nachweise und Prüfung des Grenzzustands der Tragfähigkeit (ULS) sowie des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit (SLS). Die Prüfungen werden je nach Typ, Baumaterial und Herstellungsverfahren der verwendeten Pfähle durchgeführt [11].

Auf eine Pfahlgründung wirken verschiedene Lasten, darunter ständige und veränderliche Einwirkungen (Bauwerkseigengewicht, Verkehrslasten), geotechnische Einwirkungen aus dem Baugrund (beispielsweise negative Mantelreibung, Seitendruck, usw.), Wasserdruck, Auftrieb, sowie zyklische, dynamische oder stoßartige Einwirkungen. Diese müssen über die äußere und die innere Tragfähigkeit aufgenommen werden. Zur Ermittlung der Pfahllasten und Schnittgrößen werden ständige Einwirkungen  $G_k$  und veränderliche Einwirkungen  $Q_{rep}$ herangezogen. Unter den Einwirkungen wird das Pfahleigengewicht bei einem Zugpfahl als eine günstige, ständige Last berücksichtigt. Bei auf Druck beanspruchten Pfählen wird angenommen, dass die Pfahlsetzungen aufgrund des Eigengewichts zum Zeitpunkt der Errichtung des Überbaus bereits abgeklungen sind, weshalb dieses vernachlässigt werden können [1]. Für die Untersuchung der äußeren Tragfähigkeit werden für den Nachweis des Grenzzustands der Tragfähigkeit (ULS) die Bemessungswerte der Widerstände den Bemessungswerten der Einwirkungen gegenübergestellt. Im Rahmen des Nachweises gegen Versagen des Pfahlbaustoffs wird die innere Tragfähigkeit untersucht. Für Einwirkungen und Widerstände werden Teilsicherheitsbeiwerte verwendet, die auf der Seite der Einwirkungen die charakteristischen Werte erhöhen und auf der Widerstandseite die Werte vermindern [5].

Für den Nachweis des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit (SLS) wird in der Regel das maßgebende Gebrauchstauglichkeitskriterium, die Verträglichkeit zufolge Verformungen, Verdrehungen und Verzerrungen, die durch die Einwirkungen auftreten können, untersucht [5]. Dabei sind die charakteristischen Werte der Einwirkungen gleich den Bemessungswerten  $(E_k=E_d)$ , da der Teilsicherheitsbeiwert gleich eins ist [11].

Gemäß ÖNORM EN 1997-1:2014 [13] müssen folgende Grenzzustände untersucht werden:

- Verlust der Gesamtstandsicherheit
- Grundbruch der Pfahlgründung
- Aufschwimmen oder unzureichender Zugwiderstand der Pfahlgründung
- Bodenversagen bei Querbelastung der Pfahlgründung
- Inneres Versagen des Pfahles bei Druck, Zug, Biegung, Knicken oder Schub
- gemeinsames Versagen von Baugrund und Tragwerk
- übermäßige Setzungen
- übermäßige Hebungen

### 2.3.2 Einwirkungen

Für eine wirtschaftliche und realitätsnahe Bemessung der Pfahlgründungen werden die charakteristischen Schnittgrößen aus der statischen Berechnung des aufgehenden Bauwerks in Höhe der Pfahloberkante für die Bemessungssituationen ULS und SLS für jede kritische Einwirkungskombination ermittelt [1].

Die Bemessungswerte der axialen Einwirkungen, Einwirkungen quer zur Pfahlachse und aus dem Moment ergeben sich aus den folgenden Formeln:

$$F_{\rm d} = F_{G;\rm k} \cdot \gamma_G + F_{Q;\rm rep} \cdot \gamma_Q \tag{2.2}$$

$$H_{\rm d} = H_{G;\rm k} \cdot \gamma_G + H_{Q;\rm rep} \cdot \gamma_Q \tag{2.3}$$

$$M_{\rm d} = M_{G;\rm k} \cdot \gamma_G + M_{Q;\rm rep} \cdot \gamma_Q \tag{2.4}$$

$$E_{\rm d} = E_{G;k} \cdot \gamma_G + E_{Q;\rm rep} \cdot \gamma_Q \tag{2.5}$$

### Dabei ist:

- $F_{G;k}$  die ständige Einwirkung in axialer Richtung,
- $F_{Q;rep}$  die repräsentative Einwirkung in axialer Richtung,
- *H*<sub>*G*;k</sub> die ständige Einwirkung quer zur Pfahlachse,

- $H_{Q;rep}$  die repräsentative Einwirkung quer zur Pfahlachse,
- *M*<sub>*G*;k</sub> das Moment infolge ständiger Einwirkungen,
- $M_{Q;rep}$  das Moment infolge repräsentativer Einwirkungen
- $\gamma_G$  Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen
- $\gamma_Q$  Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkungen [5].

### 2.3.3 Pfahlwiderstände

Je nach Art der Belastungen unterscheidet man zwischen Widerständen axial auf Druck, axial auf Zug und quer zur Achse. Die ÖNORM B 1997-1-3 gliedert die Ermittlung der axialen Widerstände  $R_{c;k}$  und  $R_{t;k}$  von Einzelpfählen gemäß Versuchsart und berücksichtigt dabei die zu verwendenden Streuungsfaktoren  $\xi_i$ . Für die Bestimmung der axialen Pfahlwiderstände existieren folgende Methoden:

- Pfahlprobebelastungen (statische-, dynamische Probebelastung)
- Auswertung von Proberammungen mithilfe von Rammformeln (wird für auf Druck beanspruchte Verdrängungspfählen verwendet)
- Tabellenwerte
- Erfahrungswerte von bereits ausgeführten, zuverlässigen Pfahlgründungen [11]

Derzeit sind in der ÖNORM B 1997-1-3 [11] Tabellenwerte für Mikropfähle sowie für Bohrpfähle erhalten. In der dritten Auflage der EA-Pfähle [1] werden die Tabellenwerte um Werte für Duktilpfähle erweitert [14].

#### 2.3.4 Nachweis der Tragfähigkeit

Für den Nachweis der äußeren Tragfähigkeit von Einzelpfählen unter axialer Belastung werden zuerst die charakteristischen axialen Einwirkungen  $F_k$ , und daraus die Bemessungswerte  $F_d$  (siehe Abschnitt 2.3.2) bestimmt. Im Anschluss erfolgt die Ermittlung der Pfahlwiderstände gemäß Abschnitt 2.3.3. Die Bemessungswerte des Druck- bzw. Zugpfahlwiderstands ergeben sich zu:

$$R_{\rm c;d} = R_{\rm c;k} / \gamma_{\rm t} \tag{2.6}$$

$$R_{t;d} = R_{t;k} / \gamma_{s;t} \tag{2.7}$$

Dabei ist:

*R*<sub>c;d</sub> der Bemessungswert des Druckpfahlwiderstands

- *R*<sub>t;d</sub> der Bemessungswert des Zugpfahlwiderstands
- $\gamma_t$  der Teilsicherheitsbeiwert für den Gesamtwiderstand eines Pfahles
- $\gamma_{s,t}$  der Teilsicherheitsbeiwert für den Zugpfahlwiderstand [1].

Tab. 2.1. fasst die Teilsicherheitsbeiwerte gemäß ÖNORM EN 1997-1:2014 [13] für Verdrängungspfähle zusammen:

Tab. 2.1.: Teilsicherl	1eitsbeiwerte für Ve	rdrängungspfähle ge	mäß ONORM EN	1997-1:2014
[13]				

Widenstend	Growhal	Werte			
widerstand	Symbol	R1	R2	R3	R4
Spitzendruck	γ <sub>b</sub>	1,0	1,1	1,0	1,3
Mantelreibung (bei Druck)	γs	1,0	1,1	1,0	1,3
Gesamtwiderstand (bei Druck)	γt	1,0	1,1	1,0	1,3
Mantelreibung bei Zug	γs;t	1,25	1,15	1,1	1,6

Wenn die Einwirkungen bzw. Belastungen ( $F_d$ ,  $H_d$ ,  $M_d$  und  $E_d$ ) kleiner gleich der Widerstände ( $R_{d;F}$ ,  $R_{d;H}$ ,  $R_{d;M}$  und  $R_{R;d}$ ) sind, ist der Nachweis erfüllt [5].

$$F_{\rm c;d} \le R_{\rm c;d} \tag{2.8}$$

$$F_{t;d} \le R_{t;d} \tag{2.9}$$

Der Gesamtwiderstand bei Druckbelastung  $R_{c;k}$  setzt sich aus dem Pfahlfußwiderstand  $R_{b;k}$ und dem Widerstand aus der Mantelreibung  $R_{s;k}$  zusammen. Bei auf Zug beanspruchten Pfählen wirkt nur der Mantelwiderstand  $R_{s;k}$  den Belastungen entgegen [11].

$$R_{c;k} = R_{b;k} + R_{s;k}$$
(2.10)

$$R_{t;k} = R_{s;k} \tag{2.11}$$

Wenn der Pfahlfußwiderstand  $R_{b;k}$  und der Widerstand aus der Mantelreibung  $R_{s;k}$  anhand von Baugrunduntersuchungen ermittelt werden, kann Gleichung (2.1) aus Abschnitt 2.2.3 verwendet werden [11].

Der Bemessungswert des Gesamtwiderstands für Druckpfähle  $R_{c;d}$  sowie der Bemessungswert des Herausziehwiderstands  $R_{t;d}$  (entsprechend dem Gesamtwiderstand für Zugpfähle) sind in folgenden Formeln abgebildet:

$$R_{\rm c;d} = \frac{R_{\rm c;k}}{\gamma_{\rm t} \cdot \eta_{P;c}} \tag{2.12}$$

$$R_{t;d} = \frac{R_{t;k}}{\gamma_{s;t} \cdot \eta_{P;t}}$$
(2.13)

Die Modellfaktoren  $\eta_{P;c}$  und  $\eta_{P;t}$  sind gemäß Ermittlung des Pfahlwiderstands und der ÖNORM B 1997-1-3 [11] herzuleiten.

Neben der Sicherheit gegen das Herausziehen eines Pfahls aus dem Boden, muss auch der Nachweis gegen das Anheben des an einem Zugpfahl hängenden Bodenkörpers erbracht werden. Der angehängte Bodenkörper wird dabei näherungsweise als Zylinder um den Pfahl und darunter als Kegel berücksichtigt. Dieser Bodenkörper wirkt den auftreibenden Kräften entgegen. Bei der Berechnung darf die Mantelreibung auf der Fläche dieses Rotationskörpers nicht berücksichtigt werden [11]. Der ausführliche Nachweis ist der ÖNORM B 1997-1-3 [11] zu entnehmen.

Sollten die Nachweise nicht erfüllt werden können, müssen zusätzliche Maßnahmen wie beispielsweise eine Vergrößerung der Abmessungen, getroffen werden. Andererseits können die Abmessungen für eine wirtschaftliche Pfahlgründung vermindert werden, wenn die Berechnung dies zulässt [1].

Bei verpressten Zugpfählen kommt gemäß ÖNORM EN 14199 [9] und ÖNORM EN 12699 [8] folgende Gleichung zur Anwendung:

$$R_{t;d} = \frac{R_{t;k}}{\gamma_{s,t} \cdot \eta_M}$$
(2.14)

Hierbei wird der charakteristische Wert des Widerstands neben dem Teilsicherheitsbeiwert durch einen Modellfaktor  $\eta_{\rm M} = 1,25$  dividiert [1].

Um die Tragfähigkeit nachzuweisen, ist zudem das Materialversagen (STR) zu prüfen. Es muss gelten:

$$E_{\rm d} \le R_{\rm M;d} \tag{2.15}$$

Dabei steht  $E_d$  für den maßgebenden Bemessungswert der Beanspruchung und  $R_{M;d}$  für den Bauteilwiderstand. Bei der Ermittlung des Bauteilwiderstands sind die Eigenschaften der gewählten Materialien sowie die Teilsicherheitsbeiwerte für die Materialkenngrößen den entsprechenden Normen zu entnehmen [1].

Steht ein Druckpfahl teilweise frei oder ist er von Böden mit einer charakteristischen Scherfestigkeit im undränierten Zustand von  $c_u \le 10 \text{ kN/m}^2$  umschlossen, ist seine Sicherheit gegen Knicken zu untersuchen. Für den Nachweis gegen Knicken von schlanken Pfählen mit ungenügender seitlicher Bettung (GEO, STR) ist ein höherer Teilsicherheitsbeiwert zu berücksichtigen [13].

#### 2.3.5 Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

Die Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit müssen an die jeweiligen projektspezifischen Gegebenheiten und Anforderungen angepasst werden. Diese leiten sich aus den Bedarfen des Tragwerks ab und beziehen sich grundsätzlich auf absolute Setzungen bzw. Setzungsdifferenzen, Risse und Spannungen im Betriebszustand [11].

Der Nachweis für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist bei einem Bauwerk, das empfindlich auf die Verformung des Gründungskörpers reagiert, für die maßgeblichen Einwirkungssituation und Bemessungszustände durchzuführen. Da die Teilsicherheitsbeiwerte sowie die Modellfaktoren  $\gamma = 1,0$  und  $\eta = 1,0$  sind, kann der charakteristische Widerstand mit dem Bemessungswert des Widerstands gleichgesetzt werden. Gleiches gilt für die Einwirkungen [1].

Gemäß ÖNORM B 1997-1-3 [11] ist der Nachweis erfüllt, wenn gilt:

$$E_{\rm d} \le C_{\rm d} \tag{2.16}$$

Der Bemessungswert der Beanspruchung  $E_d$  entspricht der Verformung, Verdrehung bzw. Verzerrung unter der maßgebenden Einwirkungskombination. In der Regel bezieht sich  $E_d$  auf

23

die Hebung von Zugpfählen und die Setzung von Druckpfählen. Dieser Wert wird mit den zulässigen Verformungen, Verdrehungen, Verzerrungen  $C_d$  verglichen. Der Bemessungswert des Gebrauchstauglichkeitskriteriums  $C_d$  ist vom Planer festzulegen und kann beispielsweise aus den Pfahlprobebelastungsergebnissen abgeleitet werden [11].

## 3 Duktilpfähle

### 3.1 Definition und Geschichte

Das Duktilpfahlsystem wurde vor ungefähr 40 Jahren eingeführt, und stellt bis heute eine wirtschaftliche Lösung für die Gründung von Rohrleitungen bis hin zu setzungsempfindlichen, großen Industriebauten dar. Duktilpfähle sind schlanke Verdrängungspfähle aus duktilem Gusseisen, die aus Rohrsegmenten bestehen. Die Schleudergussrohre sind in Längen von 5,0 m, 5,5 m oder 6,0 m erhältlich [16]. Diese Rohre werden während der Herstellung zusammengesteckt, um die erforderliche Pfahllänge zu erreichen; die Länge ist aus Transportgründen begrenzt. Der Zusammenbau erfolgt über konische Muffen, und die Rohre werden mittels eines Hydraulikhammers in den Boden gerammt. Dabei wird der anstehende Boden durch den Pfahl verdrängt [1]. Durch den Rammfortschritt entsteht eine starre, form- und kraftschlüssige Verbindung. Die Kupplung der Rohre muss so ausgeführt werden, dass die Tragfähigkeitsanforderungen erfüllt sind und die Tragglieder planmäßig nur durch eine axiale Belastung auf Druck, Zug oder Wechsellast beansprucht werden und diese weiterleiten können [8]. Eine Biegebeanspruchung ist laut der Zulassung nicht erlaubt [17].

Es werden Rohre mit einem Durchmesser von 118 mm und Wandstärken von 7,5 mm, 9,0 mm oder 10,6 mm sowie Rohre mit einem Durchmesser von 170 mm und Wandstärken von 7,5 mm, 9,0 mm, 10,6 mm oder 13 mm produziert [16]. Abb. 3.1 zeigt eine Systemskizze eines Duktilpfahlrohres. Die genauen Abmessungen und Toleranzen sind der TRM-Zulassung [17] zu entnehmen.



Abb. 3.1: Skizze eines Duktilpfahlrohres mit Muffe und Konus gemäß ÖNORM B 2567 [18]

Fertigrammpfähle aus Gusseisen (sowie Fertigrammpfähle aus Stahl) werden in erster Linie bei Bauvorhaben eingesetzt, bei denen hohe Zugbelastungen der Pfähle zu erwarten sind. Ihre hohe Zugfestigkeit und Dauerhaftigkeit sind bei solchen Gründungssituationen von großem Vorteil. Abb. 3.2 zeigt gemäß ÖNORM B 2567 [18] einige Anwendungsbeispiele für Pfahlsysteme [1].



Abb. 3.2: Anwendungsbeispiele für typische Duktilpfahlgründungen [18]

Je nach Querschnitt, Untergrundverhältnissen und Ausführungsart liegen die charakteristischen Pfahlwiderstände im Gebrauchszustand von Duktilpfählen gemäß EA-Pfähle [1] in einer Bandbreite von etwa 0,5 MN bis 1,1 MN. Aufgrund ihrer Schlankheit dürfen Duktilpfähle gemäß den gültigen Zulassungen nur mit axialem Druck, Zug und Wechsellast belastet werden.

Gemäß der TRM Zulassung [17] können Duktilpfähle eine Nutzungsdauer von 50 bis zu 100 Jahren erreichen. Bei der Ermittlung der maximalen Nutzungsdauer wird die Bodenkorrosivität und Verdünnung durch Korrosion gemäß ÖNORM EN 1993-5 [19] berücksichtigt. Pfähle mit Mantelverpressung können aufgrund einer Betonüberdeckung von mindestens 40 mm, bei niedriger und mittlerer Korrosionsbelastung des Bodens bis zu 100 Jahre und bei hoher Korrosionsbelastung des Bodens bis zu 50 Jahre als korrosionsgeschützt betrachtet werden [17].

## 3.2 Normative Grundlagen

Die wichtigen Grundlagen für geotechnische Fragestellungen liefert die ÖNORM EN 1997-1 [13]. Diese Norm beschreibt die allgemeinen Regelungen zum Entwurf, zur Berechnung und zur Bemessung in der Geotechnik und ist in Österreich gemeinsam mit der ÖNORM B 1997-1-1 [20] während der Planung anzuwenden. Die ÖNORM B 1997-1-1 [20] ist eine nationale Norm, die für die Berechnungen nationale Parameter festlegt. Die Teilsicherheitsbeiwerte sowie Erfahrungswerte sind der ÖNORM EN 1997-1 [13] zu entnehmen.

Bezüglich des Entwurfs, der Berechnung und der Bemessung von Pfahlgründungen beschreibt das nationale Anwendungsdokument ÖNORM B 1997-1-3 [11] weitere Festlegungen.

Die Empfehlung des Arbeitskreises "Pfähle" [1] bietet einen umfassenden Überblick über Pfahlsysteme, deren Anwendung und Herstellung sowie die Berechnung. Sie gilt neben dem Eurocode 7 (ÖNORM EN 1997) als Stand der Technik. In den Normen wird häufig auf das Handbuch EA-Pfähle [1] verwiesen, insbesondere hinsichtlich der Tabellenwerte für die Pfahltragfähigkeit, die auf Erfahrungswerten basieren. Dieses Handbuch unterstütz Ingenieure zudem mit ausführlichen Beispielen zur Berechnung.

Die ÖNORM EN 12699 [8] befasst sich mit der Ausführung von Verdrängungspfählen und enthält Informationen zu Baugrunduntersuchungen, zum Entwurf und zur Bemessung von Pfahlgründungen sowie zu den jeweiligen Baustoffen und Bauprodukten. Darüber hinaus bietet sie Hinweise zur Überwachung, zu Prüfverfahren und zur Bauaufsicht.

Zusätzlich zur ÖNORM EN 12699 [8] stellt die ÖNORM B 2567:2012 [18] eine weitere wichtige Grundlage für die Bemessung und den Einbau von Duktilpfählen dar.

Die Zulassung TRM Pfahlsysteme [17] beschreibt Rammpfahlsysteme aus duktilem Gusseisen und behandelt die Baustoffe, den Einbau, die Prüfung und die Überwachung.

## 3.3 Baustoffe und Bauprodukte

Die ÖNORM B 2567 [18] legt unter anderem Anforderungen an die Werkstoffe fest und spezifiziert Werkstoffeigenschaften, Abmessungen sowie Toleranzen. Die Duktilpfahlrohre werden aus duktilem Gusseisen hergestellt. Dieses Material zeichnet sich durch plastische Verformbarkeit und Zähigkeit aus, wobei der Grafit in kugeliger Form vorliegt. Der sogenannte Kugelgrafit verbessert die Festigkeitseigenschaften des Werkstoffs. Die Produktion duktiler Gussrohre begann in den 1950er Jahren. Die Norm EN 545 beschreibt die relevanten Materialeigenschaften [21].

Die Gusseisenrohre werden durch Rammen segmentweise in den Boden eingebracht. Die zusammengesteckten Rohre bilden das Tragglied der Pfahlgründung. Sie sind so konstruiert, dass sie am oberen Ende eine Muffenaufweitung und am unteren Ende konische Spitzenden aufweisen, um das Zusammenbauen zu erleichtern (siehe Abb. 3.3) [16]. Tab. 3.1 listet eine Zusammenfassung typischer Duktilpfahltypen.

	Innendurchmes- ser (Muffe)	Außendurchmes- ser (Muffe)	Außendurchmes- ser Pfahlschaft	Wanddicke	
	<i>d</i> <sub>M</sub> [mm]	D <sub>M</sub> [mm]	DE [mm]	<i>e</i> [mm]	
Тур 98	104	≥130	98	6,0; 7,5	
Тур 118	118,5	≥162	118	7,5; 9,0; 10,6	
Тур 170	171,5	≥220	170	7,5; 9,0; 10,6; 13,0	

Tab. 3.1.: Typische Duktilpfahltypen gem. ÖNORM B 2567: 2018 [18]



Abb. 3.3: Gelagerte Gusseisenrohre auf der Baustelle (Versuchsfeld) [eigenes Foto]

Um den Schutz der Fundierungspfähle zu gewährleisten, sind Maßnahmen erforderlich, die den Pfahl vor Organismen, aggressiven Substanzen, Eisabrasion, Korrosion und Streustrom schützen. Mögliche Schutzmaßnahmen sind in der ÖNORM EN 12699 [8] angeführt. Solche Maßnahmen, die den Mantelwiderstand der Pfähle negativ beeinflussen könnten, dürfen nur dann gesetzt werden, wenn diese in der Bemessung berücksichtigt wurden [8].

Der Pfahl kann entweder mantelverpresst oder ohne Mantelverpressung ausgeführt werden. Unverpresste Spitzendruckpfähle kommen zum Einsatz, wenn der tragfähige Boden, wie etwa Fels, relativ oberflächennah ansteht. Diese Pfähle übernehmen die Bauwerkslasten und leiten diese ausschließlich über Spitzendruck in den tragfähigen Boden ab. Bei verpressten Pfählen hingegen wird die Mantelreibung des Verpressbetons aktiviert, sodass die Lasten hauptsächlich über die Mantelfläche abgetragen werden [15].

Bei Zugpfählen wird in den frischen Beton oder Zementmörtel eine Zugbewehrung aus Betonrippenstahl oder ein GEWI®-Stahl eingebaut (siehe Abb. 3.5), die alle Segmente verbindet und über einen Überstand mit der aufgehenden Konstruktion verbunden ist [13]. Ein GEWI®-Stahl ist ein Stabstahl AMTB 670/800 mit Gewinderippung [22]. Der Zugpfahl wird als verpresster Verdrängungspfahl hergestellt. Zur Gewährleistung eines zusätzlichen Korrosionsschutzes beträgt die Betondeckung mindestens 40 mm, im Muffenbereich mindestens 20 mm [18].



**Abb. 3.4:** Links: Rammschuh mit Reibungsverminderer vor dem Einbau [eigenes Foto]; rechts: Öffnung im Pfahlfußbereich [eigenes Foto]



Abb. 3.5: Zugglied aus Betonrippenstahl mit Abstandhalter [eigenes Foto]

### 3.3.1 Pfahlkopfplatte und Rammschuh

Der Pfahlkopf wird bei einem Druckpfahl durch eine Pfahlkopfplatte mit dem Fundamentkörper verbunden. Bei Zugpfählen oder solchen, die auf Wechsellast beansprucht werden, dient die Zugbewehrung ebenfalls als Verankerung. In diesem Fall kann die Zugbewehrung durch die Pfahlkopfplatte hindurchgeführt werden. Die selbstzentrierende Pfahlkopfplatte, ebenfalls aus duktilem Gusseisen gefertigt (oder auch als ST52 Stahl), gewährleistet eine kraftschlüssige Verbindung zwischen Fundierung und Gebäude und unterstützt die Lastverteilung. In der Zulassung der TRM Pfahlsysteme [17] sind die Pfahlkopfplatten mit ihren Dimensionen tabellarisch aufgeführt. Diese sind so konzipiert, dass sie die maximal zulässige Kraft für den Pfahltyp übertragen können [16].



Abb. 3.6: Pfahlkopfausbildung gemäß TRM Pfahlsysteme [18] (adaptiert)

Bei einem Duktilpfahl, gemäß früherer Zulassung Keller Duktilpfahl (KDP) [16], erfolgt die Einbindung der Pfähle in die Bodenplatte ebenfalls über eine Pfahlkopfplatte. Diese kann mit einem Zentrierring oder einem Dorn ausgestattet sein. In jedem Fall muss die Einbindung des Pfahles statisch nachgewiesen werden [16]. Es sei darauf hingewiesen, dass die Zulassung Keller Duktilpfahl mittlerweile nicht mehr gültig ist. Die aus dieser Zulassung stammende Bilder werden ausschließlich zur Veranschaulichung der technischen Details herangezogen.



**Abb. 3.7:** Pfahlkopfausbildung für einen Druckpfahl gemäß früherer Zulassung Keller Duktilpfahl [16] (adaptiert)



Abb. 3.8: Pfahlkopfausbildung für einen Zugpfahl gemäß der früheren Zulassung Keller Duktilpfahl [16] (adaptiert)

Das untere Ende des Pfahls bildet der Rammschuh. In Abb. 3.9 sind vier Rammschuhtypen gemäß der TRM Zulassung dargestellt. Typ A und B werden bei unverpressten Pfählen eingesetzt, wobei das Rohr bündig mit der Rammschuhplatte abschließt. Typ C und D kommen bei verpressten Pfählen zur Anwendung und gewährleisten eine Mindestbetonüberdeckung von 40 mm im Pfahlschaftbereich und 20 mm im Muffenbereich. Die Wahl zwischen Typ A und B beziehungsweise C und D erfolgt basierend auf den Bodenverhältnissen [17].



Abb. 3.9: Pfahlschuhausbildung gemäß TRM Zulassung [17] (adaptiert)

Die Rammschuhtypen der Keller Grundbau Ges.mbH bestehen aus Fußplatten und bei sehr harten Bodenschichten wird ein Rammschuch mit Dorn (Rammdorn) verwendet, die aus Baustahl der Güte S355 hergestellt werden. Diese unterscheiden sich nicht nur in den verwendeten Materialien vom TRM-Pfahlsystem, sondern auch in ihrem Aufbau. Wie beim TRM-Pfahlsystem wird der Rammschuh entweder mit oder ohne Überstand gefertigt. Der bei der mantelverpressten Ausführung durch den Überstand entstehende Ringraum wird, ähnlich wie gemäß TRM-Zulassung, mit Zementmörtel oder Beton kontinuierlich über eine Öffnung am ersten Rohr, verpresst. Die Rohre besitzen jedoch keine spezielle Öffnung; diese wird auf der Baustelle im Bereich des Pfahlfußes geschaffen. Bei einer Rammschuhausbildung gemäß TRM Zulassung ist ein Stützring, der den Aufbau des Verpresskörpers unterstützt, nicht automatisch vorgesehen [16].



**Abb. 3.10:** Rammschuhausbildung gemäß früherer Zulassung Keller Duktilpfahl für mantelverpressten Pfähle [16]



**Abb. 3.11:** Rammschuhausbildung gemäß Zulassung Keller Duktilpfahl für unverpresste Pfähle [16]

Bei der Pfahlausteilung von mantelverpressten Pfählen muss ein Mindestachsabstand zwischen den benachbarten Pfählen eingehalten werden, der dem sechsfachen Pfahldurchmesser entspricht. Für Pfähle ohne Mantelverpressung ist der Achsabstand gemäß den Bodeneigenschaften und der Gruppenwirkung zu wählen [16].

#### 3.3.2 Mantelverpresste Duktilpfähle

Duktile Pfahlrohre wurden erst in den 80er Jahren als Gründungselemente verwendet. Die Rammung wurde damals auch schon dokumentiert, und der Pfahl wurde bis zum Anstehen in den Boden gerammt. Diese Pfähle waren noch unverpresst; erst am Anfang der 90er Jahre kamen mantelverpresste Pfähle zur Anwendung. Dadurch konnte anhand der größeren Mantelfläche auch eine optimierte Ableitung der Lasten über die Mantelfläche erzielt werden [23].

Im Falle einer Mantelverpressung erfolgt der Einbau mit einem Rammschuh, dessen Durchmesser größer ist als der des Pfahls, was einen Überstand von mindestens 40 mm zwischen Pfahl und Boden ermöglicht. Während des Rammvorgangs wird pumpfähiger Beton in die Rohre gedrückt, und durch die im Pfahlfußbereich vorhandene Öffnung wird der Raum zwischen Pfahlrohr und Boden aufgefüllt. Der Beton (mit einer Gesteinskörnung von bis zu 4 mm), die Zementsuspension oder der Zementmörtel wird unter Druck von ca. 30-40 bar eingepumpt. Somit wird der Ringraum, der durch den überstehenden Pfahlschuh gebildet wird, verpresst [16]. Dieser Pfahltyp wird in der Regel in bindigen und nichtbindigen Lockergesteinen eingesetzt [1]. Der Beton erhöht die innere Tragfähigkeit des Pfahles. Er weist eine Mindestfestigkeit von C20/25 auf und erfüllt die Anforderungen der Normen ÖNORM EN

206 und ÖNORM B 4710-1 [18]. Wenn keine Mantelverpressung benötigt wird, wird der Beton ohne Druck in den Pfahl gefüllt [16].







**Abb. 3.13:** Kombinierte Pfähle (Lastabtragung durch Spitzendruck und Mantelreibung) mit Mantelverpressung [15] (adaptiert)
### 3.3.3 Korrosionsbelastung

Die Zulassungen führen tabellarisch Mindestanforderungen an das Korrosionsschutzsystem in Abhängigkeit von der geforderten planmäßigen Nutzungsdauer und von der Korrosionsbelastung des Bodens gemäß ÖNORM EN 1993-5 [19] auf [17].

**Tab. 3.2:** Dickenverlust in mm infolge Korrosion bei Stahlelementen von Pfählen in Böden gemäß ÖNORM EN 1993-5 [19]

Geforderte planmäßige Nutzungsdauer	5 Jahre	25 Jahre	50 Jahre	75 Jahre	100 Jahre	
Ungestörte natürlich gewachsene Böden (Sand, Schluff, Ton, Schiefer,)	0,00	0,30	0,60	0,90	1,20	
Verunreinigte natürliche Böden und industrielle Standorte	0,15	0,75	1,50	2,25	3,00	
Aggressive natürliche Böden (Sumpf, Marsch, Torf,)	0,20	1,00	1,75	2,50	3,25	
Unverdichtete nicht-aggressive Auffüllungen (Ton, Schiefer, Sand, Schluff,)	0,18	0,70	1,20	1,70	2,20	
Unverdichtete und aggressive Auffüllungen (Asche, Schlacke,)	0,50	2,00	3,25	4,50	5,75	
ANMERKUNG 1 Korrosionsraten in verdichteten Auffüllungen sind niedriger als in unverdichteten. Bei verdichteten						

ANMERKUNG 1 Korrosionsraten in verdichteten Auffüllungen sind niedriger als in unverdichteten. Bei verdichteten Böden sind in der Regel die Werte in dieser Tabelle zu halbieren.

ANMERKUNG 2 Den Werten für 5 Jahre und 25 Jahre liegen Messungen zugrunde, während die anderen Werte extrapoliert sind.

Duktiles Gusseisen hat eine höhere Korrosionsbeständigkeit im Vergleich zu Stahl. Der hohe Anteil an Kohlenstoff und Silizium in duktilem Gusseisen sorgt für den Korrosionsschutz [15]. Außerdem leistet die Betonumhüllung des Zuggliedes und die Mantelverpressung um das Pfahlrohr ebenfalls einen Schutz vor Korrosion. Bei unverpressten Pfählen hingegen ist die Berücksichtigung des Wanddickenverlusts durch Korrosion erforderlich [17].

Die Werte für den Dickenverlust gemäß Tab. 3.2 sind noch mit den Vorschriften gemäß ÖNORM B 2567 [18] zu vergleichen. Hier wird eine Nutzungsdauer für Rammpfähle aus duktilem Gusseisen von höchstens 50 Jahren und ein Dickenverlust aufgrund von Korrosion von bis zu 1,75 mm ausgewiesen. Der Keller Duktil-Pfahl (KDP) wurde dagegen so entwickelt, dass er auch einen Dickenverlust von bis zu 3,25 mm, und eine Nutzungsdauer von bis zu 100 Jahren gewährleisten kann. In der Zulassung des KDPs werden Bemessungswerte je Wanddickenverlust durch Korrosion nach der Dickenverlusttabelle gemäß ÖNORM EN 1993-5 [19] dargestellt [16].

## 3.4 Herstellung von Duktilpfählen

Dieser Abschnitt beschreibt ausschließlich die Durchführung der Pfahlherstellung. Auf die Informationserhebung bzw. Arbeiten vor der Ausführung sowie die Baugrunduntersuchung wird nicht eingegangen. Die Ausführung von Arbeiten sowie die Durchführung von Pfahlprüfungen müssen nach den gültigen Ausführungs- und Prüfnormen geplant und mitdokumentiert werden.

Die Duktilpfahlherstellung erfolgt im Verdrängungsverfahren. Die Ausführung hat daher gemäß ÖNORM EN 12699 [8] zu erfolgen.

Vor der Herstellung der Fundierung ist das Rammkriterium anhand von Untersuchungen zu den Untergrundverhältnissen und gemäß den Pfahl- und Einbringverfahren festzulegen. Es ist wesentlich, die Einflussfaktoren auf die Rammzeit zu kennen, diese zu überprüfen und zu dokumentieren. Wenn keine ausreichenden Daten zum Untergrund zur Verfügung stehen, sollten Pfahlprobebelastungen zur Ermittlung des Bodenwiderstandes und zur Bestimmung des Rammkriteriums durchgeführt werden [16].

Während der Herstellung kommen leichte, wendige, handelsübliche Standardgeräte zur Anwendung, die bei engen Platzverhältnissen vorteilhaft und kostengünstig sind [1].

Die Herstellung erfolgt mit einem Hydraulikhammer. Für eine maximale Leistung und kurze Gesamtrammzeit sowie für eine wirtschaftliche Ausführung ist die Wahl eines funktionierenden Rammhammers von großer Bedeutung. Dabei sind der Stickstoffdruck, der Hydraulikdruck (gemessen am Hammer), der Hydraulikdurchfluss und die Funktionsweise des Hammers maßgebend. Es kommen sogenannte Schnellschlaghammer (ca. 500-600 Schläge pro Minute), Langsamschlaghammer (ca. 300-400 Schläge pro Minute) oder Wechselsysteme zur Anwendung. Die Funktionsweise prägt den Energieeintrag und die Schlagkraft. Der Stickstoffdruck in der Speicherblase beeinflusst durch die Kraftübertragung die Einzelschlagkraft. Bei einem etwaigen Stickstoffverlust könnte es zu einem Rückgang der Hammerkraft kommen, der die Rammzeit erhöhen und dadurch einen tragfähigeren Boden vortäuschen würde. Der Hydraulikdurchfluss beeinflusst die Schlagfrequenz und damit auch den Energieeintrag [23]. Außerdem ist die durch das Einbringverfahren dargestellte Beanspruchung für den Pfahl zu bewerten und in den Rammkriterien zu berücksichtigen.

Die durch das Einbringverfahren aufgebrachte Energie sollte so gewählt werden, dass die Spannung im Pfahl einen Wert von 90% der charakteristischen Streckgrenze nicht übersteigt (Nachweis gegen Versagen des Materials). Als Trägergerät werden Hydraulikbagger verwendet. Die Wahl des Trägergeräts hängt dabei vom Hammer ab [8].



Abb. 3.14: Schlagstück mit Verpresseinrichtung [eigenes Foto]

Das erste Rohrsegment wird mit einem Rammschuh versehen und durch die oberflächig weichen bzw. lockeren Schichten mit relativ geringem Widerstand in den Boden eingebracht. Danach ist das nächste Rohrsegment in die konische Muffe des zuvor eingerammten Pfahlrohres zu setzen. Durch die Rammung entsteht eine starre und kraftschlüssige Verbindung zwischen den einzelnen Segmenten. Während des Rammvorgangs erfolgt parallel die Betonierung, die bis zum Erreichen der vorher aufgrund des Eindringwiderstandes festgelegten Endteufe abgeschlossen werden soll. Das Verpressgut gelangt durch eine Öffnung bei verpressten Pfählen in den Ringraum und stellt einen Verbund zwischen Boden und Pfahl her [18]. Um den tatsächlich ausgeführten Verpresskörperdurchmesser und die dadurch ermittelte Mantelfläche zu bestimmen, ist die Pumprate vor der Pfahlherstellung zu ermitteln. Dafür kann eine Vorrichtung installiert werden, die den Durchfluss automatisch misst [23].

Nach dem Erreichen der festgelegten Endteufe bzw. nach dem Betonieren, wird die Zugbewehrung für den Zugpfahl in den Verpressbeton eingebracht. Der Pfahlkopf wird je nach Beanspruchung (Zug-/Druck-/Wechselbeanspruchung) gemäß Abschnitt 3.3.1 ausgebaut.



Abb. 3.15: Positionieren des ersten Rohrsegments auf einen Rammschuh [eigenes Foto]



# 4 Methoden für die Ermittlung der äußeren Tragfähigkeit

## 4.1 Normative Grundlagen für die Ermittlung der äußeren Tragfähigkeit

Für die Bestimmung der axialen Pfahlwiderstände existieren folgende Methoden:

- Ableitung der Bemessungswiderstände aus den Messwerten der Pfahlprobebelastungen (statische- oder dynamische Probebelastung)
- Auswertung von Proberammungen mithilfe von Rammformeln (wird für auf Druck beanspruchte Verdrängungspfähle verwendet)
- Tabellenwerte
- Erfahrungswerte von bereits ausgeführten, zuverlässigen Pfahlgründungen

Die Bestimmung der Mantelreibung sollte ein Bestandteil der geologischen Untersuchung sein [5].

## 4.2 Pfahlprobebelastungen

Probebelastungen sind für die Ermittlung der Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen die zuverlässigste Methode.

Gemäß ÖNORM EN 1997-1 [13] sind Probebelastungen erforderlich, wenn einer der folgenden Punkte zutrifft:

- Eine neue Pfahlart oder ein neues Herstellungsverfahren angewendet wird;
- unter ähnlichen Baugrund- und Belastungsverhältnissen keine Pfahlprobebelastungen vorhanden sind;
- für die herrschenden Belastungsbedingungen ergeben die Theorie und Erfahrung noch keine ausreichende Bemessungssicherheit;
- eine erhebliche und ungünstige Abweichung des Pfahlverhaltens während der Herstellung festgestellt wird, und ergänzende Baugrundaufschlüsse zu keiner Klärung der Gründe für diese Abweichung führen [13].

Außerdem können Pfahlprobebelastungen durchgeführt werden, um :

• die Eignung des Herstellungsverfahrens zu untersuchen;

- das Verhalten eines maßgebenden Pfahles (Setzung und Grenztragfähigkeit) zu beurteilen;
- eine Beurteilung der gesamten Pfahlgründung durchzuführen [13].

Die Pfahlprobebelastungen sind so zu planen (Anzahl der Prüfungen, Dauer und Anzahl der Laststufen etc.) und durchzuführen, dass von den Ergebnissen auf das Verformungsverhalten, Kriechverhalten und das Verhalten bei Widerbelastung geschlossen werden kann.

Als Ergebnis von Pfahlprobebelastungen entstehen charakteristische Widerstands-Setzungsbzw. Hebungslinien, woraus die Widerstände abgeleitet werden können [1].

Für die Ermittlung des charakteristischen Widerstands bei auf Druck belasteten Pfählen ( $R_{c;k}$ ), wird folgende Gleichung angewendet:

$$R_{\rm c;k} = MIN\left\{\frac{(R_{\rm c;m})_{\rm mitt}}{\xi_1}; \frac{(R_{\rm c;m})_{\rm min}}{\xi_2}\right\}$$
(4.1)

Dabei ist  $(R_{c;m})_{mitt}$  der Mittelwert und  $(R_{c;m})_{min}$  der geringste ermittelte Widerstand aus ein oder mehreren Pfahlprobebelastungen.  $\xi_1$  und  $\xi_2$  sind Streuungsfaktoren, die die Streuung durch den Baugrund und durch das Einbringverfahren berücksichtigen. Sie sollen zudem Tragwerken, die eine ausreichende Steifigkeit und Festigkeit aufweisen, um die Lasten von weichen zu steifen Pfählen umzulagern und die, die eine ausreichende Steifigkeit nicht aufweisen können, unterscheiden. Für Tragwerke mit einer entsprechenden Steifigkeit sind  $\xi_1$  und  $\xi_2$  durch 1,1 zu dividieren. Jedoch darf  $\xi_1$  nicht kleiner als eins sein [5]. Die empfohlenen Zahlenwerte für die Streuungsfaktoren, abhängig von der Anzahl der durchgeführten Probebelastungen, sind ÖNORM EN 1997-1 [13] zu entnehmen.

Der charakteristische Widerstand von Druckpfählen setzt sich aus dem charakteristischen Pfahlfußwiderstand  $R_{b;k}$  und aus dem Mantelwiderstand  $R_{s;k}$  zusammen. Diese werden entweder direkt von den Probebelastungen oder anhand der Baugrunduntersuchungen ermittelt [13].

$$R_{c;k} = R_{b;k} + R_{s;k}$$
(4.2)

Dabei sind der charakteristische Pfahlfußwiderstand und der charakteristische Mantelwiderstand nach folgenden Gleichungen zu ermitteln:

$$R_{\rm s;k} = R_{\rm s;m} / \xi$$
 und  $R_{\rm b;k} = R_{\rm b;m} / \xi$  (4.3)

$$R_{c;d} = R_{c;k}/\gamma_t \text{ oder } R_{c;d} = R_{b;k}/\gamma_b + R_{s;k}/\gamma_s$$
(4.4)

Der charakteristische Widerstand für auf Zug belastete Pfähle folgt gemäß Gleichung (4.5) aus dem charakteristischen Pfahlmantelwiderstand.

$$R_{t;k} = R_{s;k} \tag{4.5}$$

#### 4.2.1 Ablauf der statischen Probebelastung an Duktilpfählen

Die Probebelastungen sollten vor dem eigentlichen Bauvorhaben durchgeführt werden, da die Ergebnisse die Basis für den Entwurf der Pfahlgründung bilden. Die Belastung sollte so lange erhöht werden, bis ein Versagen des Pfahles oder des Bodens festgestellt wird. Sollte kein Versagenszustand eintreten, ist eine fundierte Begründung erforderlich, um dennoch verlässliche Schlussfolgerungen ziehen zu können [5].

Die Lage der Probepfähle sollte basierend auf den Ergebnissen der Baugrunduntersuchungen gewählt werden, insbesondere an Stellen mit repräsentativen Baugrundverhältnissen. Wenn nur eine Pfahlprobebelastung durchgeführt wird, sollte diese an dem Ort erfolgen, an dem die ungünstigsten Baugrundverhältnisse angenommen werden. Bei sehr unterschiedlichen Baugrundverhältnissen sollten jedenfalls mehrere Pfahlprobebelastungen durchgeführt werden, um die Bereiche mit unterschiedlichen Eigenschaften abzugrenzen [1].

Die Prüflast  $P_p$  (die maximale Last, die in der Belastungsprüfung aufgebracht wird) muss so groß sein, dass im Verlauf des Versuchs der Grenzzustand der Tragfähigkeit erreicht wird. Dabei müssen das Kriterium der Grenzsetzung  $s_g$  oder das Kriterium des Kriechverhaltens erfüllt werden. Das Kriterium der Grenzsetzung ist erfüllt, wenn die am Pfahlkopf gemessene Setzung 10% des Pfahldurchmessers überschreitet. Das Kriechmaß ist die zeitabhängige Verschiebung am Pfahlkopf während konstanter Belastung und liegt in der Regel bei 2 mm. Die Prüflast kann vorab anhand von Erfahrungs- oder Tabellenwerten abgeschätzt werden [1].

Für den Fall, dass die Probebelastungen nur für die Prüfung der Tragfähigkeit herangezogen werden, muss die Prüflast das Produkt aus dem Bemessungswert der Pfahlbeanspruchung, dem Teilsicherheitsbeiwert und dem Streuungsfaktor entsprechen [1].

für Druckpfähle:	$P_{\rm p} = F_{\rm c;d} \cdot \gamma_{\rm t} \cdot \xi_1$	(4.6)
für Zugpfähle:	$P_{\rm p} = F_{\rm t;d} \cdot \gamma_{\rm s;t} \cdot \xi_1$	(4.7)

 $P_{\rm p} = F_{\rm t;d} \cdot \gamma_{\rm s;t} \cdot \xi_1 \cdot \eta_{\rm M}$ 

Dabei ist der Modellfaktor  $\eta_{
m M}\,$  nach ÖNORM EN 1997-1 [13] zu berücksichtigen.

#### 4.2.2 Druckprobebelastung

für verpresste Zugpfähle:

Für die Durchführung einer statischen Druckprobebelastung dienen verankerte Traversen, Belastungsstühle oder Totlasten als Widerlager [1]. Die gängigste Durchführungsvariante erfolgt mithilfe von Zugpfählen. Dabei werden Reaktionspfähle zusätzlich zum Probepfahl hergestellt, welche die auftretenden Zugkräfte abtragen. Diese sind um den Probepfahl herum platziert, sodass der Probepfahl sich in der Mitte befindet. Abb. 4.1 und Abb. 4.2 zeigen eine Ansicht und Draufsicht für die Anordnung des Probepfahls und die Reaktionspfähle. Die Reaktionspfähle werden so konzipiert, dass sie ein Drittel der Prüflast in den Untergrund abtragen. Damit die Reaktionspfähle das Pfahltragverhalten nicht beeinflussen, sind die Mindestabstände der Widerlager einzuhalten. Alternativ zu Reaktionspfählen können

(4.8)

Belastungsbrücken mit einem schweren Ballast für die Pfahlprüfung herangezogen werden [24].

Die Probelast wird stufenweise und ohne schlagartige Änderung, zentrisch und axial angreifend, mittels einer Hydraulikpresse in den Probepfahl geleitet. Die Hydraulikpresse muss so gewählt werden, dass die maximale Pressenkraft größer ist als die Prüflast. Ist dies nicht der Fall, können mehrere hydraulische Pressen, die symmetrisch angeordnet sind, angewendet werden [25]. Die Laststufe bleibt so lange konstant, bis die Setzungen oder Hebungen weitgehend abgeklungen sind oder ein konstantes Kriechmaß erreicht ist [5]. Dabei werden die Verschiebungen am Pfahlkopf des Probepfahls und die Hebungen der Reaktionspfähle mithilfe von Feinmessuhren oder elektrischen Wegaufnehmern gemessen. Die Messgeräte sind auf einem Referenzsystem befestigt. Die in den Pfahl eingeleitete Kraft wird anhand von Kraftmessdosen gemessen [24].



Abb. 4.1: Skizze einer konventionellen Druckprobebelastung, Ansicht [24]



Abb. 4.2: Skizze einer konventionellen Druckprobebelastung, Draufsicht [24]

#### 4.2.3 Zugprobebelastung

Für eine Zugprobebelastung wird ein Zugelement, z.B. ein GEWI®-Stab, in den Pfahl eingebracht. Anstatt der Reaktionspfähle, wie bei einer Druckbelastung, dienen zwei, jeweils auf eine Stahlplatte oder Stahlbetonplatte aus Kantholz gebaute Auflager. Auf den Kanthölzern liegt der Hauptträger, auf dem sich die Hydraulikpresse befindet. Abb. 4.3 und Abb. 4.4 zeigen eine Ansicht und Draufsicht für den Versuchaufbau. Während des Versuchs werden die am GEWI®-Stab aufgebrachte Zugkraft sowie die Verschiebungen des Pfahlkopfes bzw. die Hebungen des angehängten Bodenkörpers um den Pfahl gemessen. Um eine Beeinflussung des Pfahltragverhaltens durch die Widerlager zu vermeiden, ist ein entsprechender Abstand zwischen den bewehrten Betonplatten und dem Pfahl vorzusehen. Gemäß ÖNORM EN ISO 22477-1 [25] ist ein Mindestabstand von 2,5 m oder 2,5*D* zwischen den Auflagerpunkten des Referenzsystems und dem Probepfahl und zwischen dem Probepfahl und den Reaktionspfählen (gegebenenfalls einer Totlast (Ballast)) einzuhalten. Die Auflagerplatten sind in einem ausreichend tragfähigen Boden zu gründen. Alternativ können diese auf Pfähle gegründet werden [24].



Abb. 4.3: Skizze einer konventionellen Zugprobebelastung, Ansicht [24] (adaptiert)



Abb. 4.4: Skizze einer konventionellen Zugprobebelastung, Draufsicht [24]

Die Problematik bei Probebelastungen besteht einerseits darin, dass der Pfahlfußwiderstand vom Mantelwiderstand nur mit aufwändiger Instrumentierung getrennt ermittelt werden kann [5]. Andererseits können bei Druckprobebelastungen, im Fall einer oberflächennahen harten Schicht die Reaktionspfähle ohne Bohren nicht in den Untergrund eingebracht werden. In diesem Fall werden beispielsweise gebohrte Mikropfähle angewendet, was die Kosten der Prüfung wesentlich erhöht [24].

#### 4.2.4 Pfahlinstrumentierung und Messdatenerfassung

Die vertikalen Pfahlkopfverschiebungen können mechanisch mit Feinmessuhren oder elektrisch mit Wegaufnehmern gemessen werden. Die Feinmessuhren werden, wie in Abb. 4.5 dargestellt, an einem Referenzsystem befestigt. Zusätzlich kann eine optische Beobachtung durch Feinnivellement erfolgen [1].



Abb. 4.5: Referenzsystem für die Messung der Pfahlkopfverschiebung [1]

Während der Probebelastung muss das Referenzsystem gegen Einwirkungen aus der Probebelastung, Erschütterungen oder einseitige Temperaturänderungen geschützt sein. Holz ist generell weniger empfindlich gegenüber Temperaturbeanspruchungen und wird daher für die Versuche bevorzugt.

Um den Pfahl herum werden mindestens zwei Wegaufnehmer angeordnet, die die axialen Verschiebungen des Probepfahls messen. Außerdem sind in der Regel kalibrierte Kraftmessdosen am Pfahlkopf für die Messung vorzusehen [1]. Grundsätzlich ist die Instrumentierung an die Anforderungen und an das Ziel der Probebelastungen anzupassen. Wenn nur der Gesamtwiderstand erfasst werden soll, sind keine Pfahlinstrumentierungen notwendig. Hierfür sind lediglich die Pfahlkopfverschiebung, die Prüflast und die Zeit zu messen und zu dokumentieren.

Dagegen ist für eine getrennte Erfassung des Pfahlfuß- und des Pfahlmantelwiderstandes eine zusätzliche Instrumentierung vorzusehen. Neben der Pfahlkopfverschiebung, der Prüflast und der Versuchszeit, wird der Pfahlspitzendruck  $q_b$  z.B. mittels einer hydraulischen oder elektrischen Kraftmessdose gemessen. Die Kraftmessdose deckt dabei die gesamte Pfahlfußfläche ab [1]. Außerdem kann die Längsverteilung der Mantelreibung durch die Messung der Pfahldehnung an verschieden Stellen des Pfahlschaftes gemessen und dokumentiert werden. Die Längsverteilung der Mantelreibung erfolgt mithilfe von Extensometern oder Dehnungmessgeräten (z.B. Glasfasern) [25].



Abb. 4.6: Kraftmessdose am Pfahlfuß [1]



**Abb. 4.7**: Links: Einbau des Glasfasers auf der Baustelle für die Messung der Längsverteilung des Mantelwiderstands, Rechts: Glasfaser [eigene Fotos]

Abb. 4.8 stellt Möglichkeiten für die Erfassung der Widerstände dar. Abb. 4.8 a) bildet die Messung des Fußwiderstandes mithilfe einer Kraftmessdose ab. Der Mantelwiderstand ergibt sich dabei aus der Differenz zwischen dem Gesamtwiderstand und dem gemessenen Fußwiderstand.

Abb. 4.8 b) zeigt die Messung des Fußwiderstandes mithilfe einer Kraftmessdose und die Messung der Längsverformungen in vorbestimmten Pfahlabschnitten zwischen Pfahlkopf und Pfahlfuß mithilfe von Extensometern. Die Dokumentation der Längenänderungen erfolgt durch elektronische Wegaufnehmer.

Abb. 4.8 c) stellt neben der Fußwiderstandsmessung die Erfassung der Pfahlverformungen durch elektrische Dehnungsgeber dar. Die Erfassung der Pfahlverformungen kann lokal oder integral über längere Pfahlabschnitte erfolgen. Je Messquerschnitt (MQ) werden zwei oder drei Dehnungsaufnehmer vor dem Betonieren an der Bewehrung fixiert. Dadurch wird das repräsentative Längsdehnungsverhalten ermittelt.

Abb. 4.8 d) zeigt neben der Erfassung des Spitzenwiderstandes die kontinuierliche Messung der Längsverformung durch Gleitmikrometer. Dabei werden die Längsdehnungen in regelmäßigen Abständen durch eine mobile Sonde gemessen, welche sich in einem während der Herstellung eingebrachten Rohr auf und ab bewegt und die Messung an den vordefinierten Punkten durchführt [1].



Abb. 4.8: Methoden für die getrennte Erfassung des Pfahlfuß- und Mantelwiderstandes [1]

#### 4.2.5 Versuchsdurchführung

Die Lastaufbringung am Pfahlkopf erfolgt in zwei Belastungszyklen, wobei der Pfahl zwischen den Zyklen entlastet wird. Die Anzahl der Entlastungsschritte ist den relevanten Normen und Richtlinien, wie der ÖNORM EN ISO 22477-1 [25], zu entnehmen. Im ersten Zyklus wird die charakteristische Pfahllast,  $F_{c;k}$  oder  $F_{t;k}$  aufgebracht, während die maximale Prüflast  $F_p$  erst im

letzten Zyklus erreicht wird. Diese Prüflast sollte in mindestens acht gleich großen Belastungsstufen aufgebracht werden [1].

Insbesondere wenn die Lastabtragung überwiegend durch den Mantelwiderstand erfolgt, ist darauf zu achten, dass die Be- und Entlastung möglichst langsam durchgeführt wird [1]. Die Beobachtungszeit hängt Kriechmaß einer Laststufe vom und der Verschiebungsgeschwindigkeit ab. Wenn das Kriechmaß zunimmt. oder die Verschiebungsgeschwindigkeit 0,1 mm/ 10 min übersteigt, sollte die Beobachtungszeit auch verlängert werden [25]. Die Dauer der Laststeigerung sollte mindestens drei Minuten betragen, da eine zu schnelle Belastungserhöhung längere Kriechverformungen verursachen kann, wobei die Last konstant gehalten werden muss [1]. Die ersten Belastungsstufen können kürzer gehalten werden, wenn die Verschiebungsgeschwindigkeit eines Pfahls kleiner als 0,1 mm/20 min und die Belastung geringer als die charakteristische Pfahllast  $F_{c;k}$  ist. Für die nachfolgenden Laststufen kann die Zeit reduziert werden, wenn die Verschiebungsgeschwindigkeit unter 0,1 mm/5 min liegt. Jede Entlastungsstufe sollte mindestens 10 Minuten dauern, und die gesamte Entlastung nicht weniger als 30 Minuten [25].

Während der Entlastung, Wiederbelastung und Weiterbelastung sollte die Ablesung in gleichmäßigen Zeitintervallen erfolgen. Ein Abklingen der Verformungen ist jedoch nur bei einer vollständigen Entlastung abzuwarten [1].

Für eine Pfahlprobebelastung müssen die Daten der Last- und Verschiebungsmessungen vorliegen. Die Last-Verschiebungs-Kurve wird während des Versuchs manuell oder digital aufgezeichnet und das Kriechmaß wird daraus ermittelt. Während der Probebelastung sind für jede Laststufe die axialen Verschiebungen, die am Pfahlkopf aufgebrachte Belastung und die Messergebnisse der Pfahlinstrumentierung zu erfassen. Wenn mehrere Messsysteme verwendet werden, sind diese vor der Versuchsdurchführung zu synchronisieren [25].





#### 4.2.6 Ergebnisse und Auswertung einer Pfahlprobebelastung

Es gibt mehrere Kriterien, die auf ein Versagenszustand hindeuten:

- starke Krümmung der Arbeitslinie
- Pfahlkopfverschiebung von 10% des Pfahlfußdurchmessers D
- Kriechwiderstand *R*<sub>y</sub>

Abb. 2.3 in Abschnitt 2.2.3 zeigt eine Widerstands-Setzungs-Linie (Arbeitslinie). Bei Spitzendruckpfählen ist die Widerstands-Setzungs-Linie aufgrund der kontinuierlichen Zunahme der Setzungen und des Pfahlfußwiderstands weniger stark gekrümmt als bei Mantelreibungspfählen. Daher kann für Pfähle mit überwiegendem Pfahlfußwiderstand aus dieser Krümmung kein eindeutiges Versagen abgeleitet werden. Das zweite Versagenskriterium, die Grenzsetzung von 10% des Pfahlfußdurchmessers, wird somit maßgeblich. Bei Mantelreibungspfählen sind die Pfahlkopfverschiebungen deutlich geringer (etwa 5-10 mm bei bindigen Böden und etwas größere Verschiebungen bei Sand [26]). Diese Eigenschaft führt zu einer starken Krümmung der Arbeitslinie und der Widerstand kann an der Stelle abgelesen werden, an der die Krümmung auftritt. Für die Ermittlung des Kriechwiderstands werden die Pfahlverschiebungen je Laststufe in einem Diagramm dargestellt, wobei die Zeit der Belastung berücksichtigt wird [11].



Abb. 4.10: Zeit-Setzungs-Diagramm (logarithmisch) für alle Laststufen [25]

Das Kriechmaß  $\alpha$  beschreibt das Verhältnis zwischen der Änderung der Pfahlkopfverschiebung im Zeitintervall und dessen Logarithmus. Es wird für jede Laststufe wie folgt ermittelt:

$$\alpha = \frac{s_2 - s_1}{\log(\frac{t_2}{t_1})}$$
(4.9)

Dabei ist:

 $s_1$  die axiale Verschiebung zum Zeitpunkt  $t_1$ ,

 $s_2$  die axiale Verschiebung zum Zeitpunkt  $t_2$ ,

 $t_1$  der Beginn des betrachteten Zeitintervalls,

*t*<sub>2</sub> das Ende des betrachteten Zeitintervalls.

Für den Versuch werden für die gesamte Probebelastung das Zeit-Last Diagramm (Abb. 4.9), die Last-Setzungs- bzw. Last-Hebungs-Linie sowie für die einzelnen Laststufen das Zeit-Setzungs-Diagramm (Abb. 4.10) erstellt. Zudem kann das Last-Kriechmaß-Diagramm zur Bestimmung der kritischen Kriechlast (Abb. 4.11) dargestellt werden [25].



Abb. 4.11: Kriechmaß-Last-Diagramm mit Ermittlung der kritischen Kriechlast [25]

Die Darstellung zeigt die Ermittlung der kritischen Kriechlast  $F_{c;cr}$  durch Verlängerung des ersten pseudolinearen Abschnitts und der Endtangente des letzten Punktes an der Kurve. Diese tritt ein, wenn die Geschwindigkeit der axialen Pfahlverschiebung unter konstanter Belastung deutlich zunimmt [25].

Für die Ermittlung des Pfahlmantel- und Pfahlfußwiderstands müssen zusätzlich das Pfahlfußwiderstands-Setzungs-Diagramm ( $R_{b;mob}$ - $s_h$ ) und das Pfahlmantelwiderstands-Setzungs-Diagramm ( $R_{s;mob}$ - $s_h$ ) erstellt werden. Diese Diagramme zeigen den mobilisierten Mantel- und Fußwiderstand in Abhängigkeit von der Pfahlkopfsetzung, wie in Abb. 4.12 dargestellt. Zur Ermittlung des Pfahlfußwiderstandes und der Verteilung des Pfahlmantelwiderstandes wird außerdem das axiale Kraft-Tiefe-Diagramm, das mobilisierte Mantelreibung-Setzungs-Diagramm und das mobilisierter Fußwiderstand-Pfahlfußsetzungs-Diagramm verfasst [25].



**Abb. 4.12:** Pfahlfußwiderstand-Setzungs-Linie und Pfahlmantelwiderstand-Setzungs-Linie [25]

Für die Auswertung muss der gemessene Widerstand des Baugrunds unter einem druckbelasteten Pfahl im Grenzzustand der Tragfähigkeit herangezogen werden. Sollte dieser nicht erreicht worden sein, ist der während der Probebelastung maximal gemessene Widerstand des Baugrunds zu verwenden. Bei ausreichender Instrumentierung sind zudem die gemessenen Werte des Pfahlfußwiderstands  $R_{b;m}$ , des Pfahlmantelwiderstands  $R_{s;m}$  und der Mantelreibung in Abhängigkeit von der Tiefe erforderlich [25].

#### 4.2.7 Bidirektionale Pfahlprobebelastung / Osterbergzelle

Bidirektionale Pfahlprobebelastungen ermöglichen die getrennte Ermittlung der für die Bemessung relevanten Parameter und tragen so zur wirtschaftlichen Optimierung der Pfahlfundierungen bei. Bei dieser Art von Probebelastungen wird ein Teil des Pfahles als Widerlager genutzt, um den anderen Teil zu belasten.

Jorj O. Osterberg stellte in seinen Untersuchungen [26] fest, dass die Pfahltragfähigkeit von Ingenieuren in der Planungsphase oft unterschätzt wird, insbesondere wenn keine Probebelastungen zur Verfügung stehen. Diese Tendenz führt häufig zu unwirtschaftlichen Ausführungen. Seit der Einführung der Osterbergzelle wurden zahlreiche ähnliche Methoden entwickelt, die den ursprünglichen bidirektionalen Pfahlprobebelastungsversuch weiter optimieren.

Osterberg traf in seinen Untersuchungen folgende Annahmen:

- Der Pfahl ist ein starrer Körper, dessen Kopf- und Fußverschiebungen gleich sind.
- Die Mantelreibung ist unabhängig von der Belastungsrichtung [26].

In den Pfahl werden Lastzellen, auch Osterbergzelle genannt, einbetoniert. Die Lastzelle übt eine gleichmäßige Kraft nach oben und unten aus. Daher ist es wichtig, ihre Position so zu planen, dass die Tragfähigkeit in den Abschnitten darüber und darunter gleich ist. Oberhalb der Lastzelle entspricht die Tragfähigkeit dem Pfahlmantelwiderstand, während sie sich darunter aus dem Pfahlmantelwiderstand im unteren Abschnitt und dem Pfahlfußwiderstand zusammensetzt. Aus diesem Grund wird die Lastzelle meist im Pfahlfußbereich angeordnet [26]. Dadurch können Mantelreibungswiderstand und Pfahlfußwiderstand getrennt voneinander ermittelt werden, ohne zusätzliche Reaktionspfähle oder andere Wiederlager zu benötigen.

Für Pfähle und Untergrundverhältnisse, bei denen der Pfahlfußwiderstand wesentlich größer ist als der Mantelwiderstand, ist dieser Versuch nicht geeignet. Diese Art der Versuchsdurchführung ist zudem aufwändig und erfordert eine spezielle Instrumentierung zur Messung der Kräfte und der Pfahlverschiebungen [1].

Je nach Pfahlwiderstand können eine oder mehrere Lastzellen einbetoniert werden. Diese können über der Pfahllänge in mehrere Belastungsebenen unterteilt sein ("Multi-Level Test"). Eine solche Aufteilung ist sinnvoll, um die Verteilung der Mantelreibung zu ermitteln oder den Pfahlfußwiderstand vollständig zu mobilisieren [26].

Diese Technologie wird sowohl für gebohrte Pfähle als auch für Verdrängungspfähle verwendet. Bei Verdrängungspfählen aus Stahl wird die Osterbergzelle direkt auf das unterste Rohrsegment geschweißt und zusammen mit dem Pfahl in den Boden gerammt [26].

In den ersten zehn Jahren bis 1998 wurden zahlreiche Untersuchungen zur Optimierung der bidirektionalen Technologie durchgeführt, wobei auch die Auswirkungen der Positionierung der Osterbergzelle berücksichtigt wurden. Abb. 4.13 zeigt einige möglichen Varianten für die optimale Positionierung der Lastzelle.



**Abb. 4.13:** Positionsvarianten für die bidirektionale Pfahlprobebelastung mittels Osterbergzelle [26] (adaptiert)

Abb. 4.13 a) zeigt die häufigste Versuchsvariante mit einer Anordnung der Lastzelle im unteren Bereich des Pfahles. Diese Methode wird angewendet, wenn der geschätzte Mantelwiderstand ungefähr gleich dem Pfahlfußwiderstand ist. Ist der Pfahlfußwiderstand jedoch wesentlich größer als der Mantelwiderstand und soll lediglich der Mantelwiderstand geschätzt werden, kann der Versuch bis zum Mantelversagen durchgeführt werden.

Die in Abb. 4.13 b) dargestellte Versuchsanordnung wird verwendet, wenn die gesamte Tragfähigkeit ermittelt werden soll. Liegt die Lastzelle an der richtigen Stelle, entspricht der Mantelwiderstand über der Zelle der Summe aus Mantel- und Fußwiderstand unter der Zelle. Der Grenzwiderstand wird theoretisch gleichzeitig erreicht. Erfahrungen zeigen, dass es nicht immer möglich ist, die korrekte Lage der Lastzelle vorab zu bestimmen. Es wird jedoch angenommen, dass, wenn die nach unten oder oben wirkende Last die Grenztragfähigkeit erreicht, die jeweils in die andere Richtung wirkende Last ebenfalls nahe der Grenztragfähigkeit ist.

Soll nur die Tragfähigkeit eines tragfähigen Untergrunds wie etwa Fels, ermittelt werden, kann die Lastzelle gemäß Abb. 4.13 c) angeordnet werden. Ist der Mantelwiderstand der oberen Schicht von Bedeutung, kann eine zweite Lastzelle angebracht und somit eine zweite Belastung aufgebracht werden.

In Fällen, in denen der Pfahlfußwiderstand geringer ist als der Mantelwiderstand, kann eine Fußaufweitung, wie in Abb. 4.13 d) dargestellt, sinnvoll sein. Abb. 4.13 f) zeigt eine Versuchsanordnung zur getrennten Ermittlung des Mantelwiderstands je Schicht. Hierbei wird der Beton bis zur Schichtgrenze aufgefüllt und der Pfahl getestet, bevor der gesamte Pfahl ausbetoniert und erneut getestet wird, um den gesamten Mantelwiderstand zu messen. Wenn mehrere Zellen für die Belastung verwendet werden (wie in Abb. 4.13 g)), kann der Mantelwiderstand über und unter der oberen Zelle sowie der Spitzenwiderstand ermittelt werden [26].

Anzumerken ist, dass bei einer bidirektionalen Probebelastung der Mantelreibungswiderstand oberhalb der Lastzelle nicht mit dem Mantelwiderstand unter Druckbelastung gleichzusetzen ist [26]. Da oberhalb der Osterbergzelle der Pfahl nach oben gedrückt wird, wird der Mantelwiderstand unter Zug mobilisiert, wodurch geringere Spannungsbedingungen im Boden entstehen. Unterhalb der Zelle wird der Pfahl hingegen auf Druck belastet, was durch die höheren Effektivspannungen eine bessere Mobilisierung des Mantelwiderstands ermöglicht. Die Unterschiede im Mantelreibungswiderstand bei auf Druck und auf Zug belasteten Pfählen werden in Kapitel 5 erklärt.

Die Setzung des Pfahlkopfes ergibt sich aus der Mantelwiderstand-Hebungslinie (Belastung des Pfahls oberhalb der Zelle nach oben, Zugbelastung) und der Pfahlfußwiderstand-Setzungslinie (Belastung des Pfahls unterhalb der Zelle nach unten, Druckbelastung). Der Anteil der elastischen Stauchung des Pfahls wird bei dieser Methode nicht berücksichtigt, hat jedoch einen erheblichen Einfluss auf das Setzungsverhalten bei langen Pfählen. Daher wird die Pfahlkopfsetzung in der Regel unterschätzt.

Insbesondere für Verdrängungspfähle, bei denen der Pfahlfußwiderstand geringer ist als der Mantelwiderstand, ist dieser Versuch nicht ideal, weil die Lastzelle nur am Pfahlfuß positioniert werden kann. Aus diesem Grund wird zumeist kein Versagenszustand erreicht [26].

#### 4.2.8 Pile HAY-Proof-System®

Das Pile HAY-Proof-System<sup>®</sup> ist ein bidirektionales statisches Probebelastungssystem, das von Dr. Martin Hayden im Jahr 2008 im Rahmen der Weiterentwicklung und qualitativen Verbesserung des Duktilpfahlsystems entwickelt wurde. Mit diesem Einpfahlprobebelastungsversuch ist es möglich, die für Berechnungen relevanten Widerstandsparameter, die Mantelreibung und den Spitzendruck, an schlanken Pfählen getrennt zu messen [23].

Ein wesentlicher Vorteil dieses bidirektionalen Versuchs besteht im Entfall von Widerlagerpfählen und anderen Zugelementen wie Totlast oder Ballast. Dies ermöglicht eine Durchführung der Versuche auch unter beengten Platzverhältnissen. Der Wegfall der zusätzlichen Probebelastungselemente führt außerdem zu einem zeitlichen und wirtschaftlichen Vorteil [24].

#### 4.2.8.1 Aufbau und Funktion

In Kapitel 3 wurden die Herstellung von Pfählen sowie die bei der Fertigung eines Duktilpfahls eingesetzten Baustoffe und Bauprodukte ausführlich behandelt.

Während des Ramm- und Betoniervorgangs entsteht eine kraftschlüssige Verbindung zwischen Verpressbeton, Duktilrohrsegmenten (Tragelement) und dem Zugrohr [28]. Nach Erreichen der festgelegten Endteufe mit den Duktilrohrsegmenten und nach dem Betonieren, wird ein unten verschlossenes Zugrohr über die gesamte Pfahllänge in den Verpressbeton eingebracht. Das Zentrieren des Rohres erfolgt durch Abstandhalter. Das Zugrohr kann beliebig durch Kuppelhülsen verlängert werden. Ein kraftschlüssiger Verbund zwischen Zugrohr und Duktilrohr wird durch den Verpressbeton gewährleistet. Um das Eindringen des Betons in das Zugrohr und einen Verbund zwischen Zugrohr und Druckrohr zu vermeiden, ist das Zugrohr am Ende mit einer Verschlusskappe versehen. Zudem fungiert das Zugrohr als Hüllrohr für den Druckstab

Der Versuch funktioniert grundsätzlich ähnlich wie die in Abschnitt 4.2.7 dargestellte Osterberg-Zelle. Während der Durchführung werden der Pfahlmantel und die Spitze gleichzeitig, bidirektional belastet. Dabei wird der Mantel auf Zug und die Spitze auf Druck bis zum Versagen belastet. Als Widerlager für die hydraulische Presse dient die obere Messkopfplatte (Pressen-"Widerlager"). Die untere Messkopfplatte ist durch ein Spezialgewinde kraftschlüssig mit dem Zugrohr gekoppelt. Wie in Abb. 4.14 dargestellt, sind die obere und untere Messkopfplatte mittels sechs Zugelementen (GEWIs) verbunden. Die Presse fährt nach oben und übt eine Kraft auf die obere Messkopfplatte aus. Durch die sechs Zugelemente wird die Pressenreaktionskraft in die untere Messkopfplatte und das damit verbundene Zugrohr geleitet, wodurch das Zugrohr auf Zug belastet wird. Die Presse stützt sich auf den Pressenauflagerteller, der mit dem Druckstab verbunden ist.

Die Pressenreaktionskraft wird schließlich über den Druckstab zur Fußkappe geleitet. Um zu verhindern, dass zwischen Mantel und Pfahlfuß ein Kraftschluss entsteht, werden Reibungsverbundminderer in Form von Schaum oder Schmierfett im Bereich der Fußkappe bzw. des Pfahlrohrs vor der Pfahlherstellung eingebracht. Diese verhindern das Anhaften des Betons an der Fußkappe und ermöglichen eine getrennte Ermittlung der Widerstandsanteile.

Dank der bidirektionalen Wirkungsweise ist für die Belastung nur die halbe Pressenkraft erforderlich im Vergleich zu einer konventionellen statischen Probebelastung [28].



Abb. 4.14: Bidirektionale Wirkungsweise Pile HAY-Proof-System<sup>®</sup> [23]

Im Zuge der Versuchsdurchführung können vier Versagensmechanismen eintreten:

- Versagen der Mantelreibung  $q_s$ : In diesem Versagensszenario kann der Untergrund unter der Fußkappe die Mantelreibungskräfte problemlos aufnehmen, was dazu führt, dass der Pfahl aus dem Boden herausgezogen wird. Im Last-Hebungs-Diagramm ist eine relativ große Verschiebung nach oben neben einem Kraftverlust ersichtlich.
- Versagen des Spitzendrucks  $q_b$ : Dies ist der häufigste Versagensfall. Dabei kommt es zu einem Versagen unter dem Pfahlfuß, was als Versagen des Spitzendrucks bezeichnet wird. In diesem Fall ist der Mantelwiderstand größer als der Spitzenwiderstand. Um den Mantelwiderstand zu erreichen, ist ein zweiter Versuchsschritt (Sekundärversuch) im Rahmen einer konventionellen statischen Probebelastung erforderlich.
- Gleichzeitiges Versagen von Mantelreibung  $q_s$  und Spitzendruck  $q_b$ : In diesem Grenzzustand sind der Mantelwiderstand und der Fußwiderstand nahezu gleich, was zu einem gleichzeitigen oder annähernd gelichzeitigen Versagen führt.
- Erreichen der inneren Tragfähigkeit oder der Pressenkapazität: Dies tritt ein, wenn die innere Tragfähigkeit der Zugelemente oder die Pressenkapazität erreicht wird. Grundsätzlich gibt es zwei Messsysteme, das HPS1000 und das HPS2000, mit maximalen Kräften von 1000 kN bzw. 2000 kN [28].



Die folgende Darstellung zeigt den detaillierten Aufbau eines HPS®-Versuchs.

Abb. 4.15: Schematische Darstellung der Komponenten des Pile HAY-Proof-Systems® [24]

#### 4.2.8.2 Messung und Auswertung von HPS-Versuchen

Wie die konventionellen Pfahlprobebelastungen ist das Pile HAY-Proof-System<sup>®</sup> ebenfalls eine lastgesteuerte Probebelastung. Während des Versuchs werden die Verschiebungen (Hebung oder Setzung) sowie die zugehörigen Belastungen kontinuierlich und zeitsynchron dokumentiert.

An der ersten Messebene (am Pfahlkopf) wird der Mantelwiderstand gemessen, um die Kraft-Hebungslinie zu erstellen. An der zweiten Messebene (am Pressenauflagerteller) wird der Spitzenwiderstand gemessen, um die Kraft-Setzungslinie zu ermitteln. Diese Aufzeichnungen bilden die Grundlage für die Auswertung. Daraus können sowohl die axiale Pfahltragfähigkeit als auch die auftretende Verformung unter Gebrauchslast abgeleitet werden.

Die Messdaten werden in einem Diagramm dargestellt, das als äquivalente Last-Setzungslinie oder Widerstands-Setzungslinie bezeichnet wird, und den Vergleich mit den Ergebnissen einer konventionellen statischen Probebelastung ermöglicht [24].

Für die Ermittlung der äquivalenten Last-Setzungslinie werden folgende Annahmen getroffen:

- Der Pfahl ist über die gesamte Länge starr und unnachgiebig (die Verschiebungen am Pfahlkopf sind gleich den Verschiebungen am Pfahlfuß).
- Die Widerstandsanteile werden bei gleichen Verschiebungen addiert, um die Gesamttragfähigkeit zu ermitteln.
- Der Mantelwiderstand wird mit dem Pfahleigengewicht korrigiert.
- Die elastische Stauchung des Druckstabs wird berücksichtigt.
- Die Last-Setzungslinie in Bezug auf den Fußwiderstand ist für das HPS und den konventionellen Druckversuch gleichwertig.
- Die Mantelreibung aus der Kraft-Hebungslinie ist unabhängig von der Bewegungsrichtung (beim HPS aufwärts- und beim konventionellen Druckversuch abwärtsgerichtet) [24].

Die vor der Probebelastung abgeschätzte maximale Prüflast kann in seltenen Fällen erreicht werden. Wenn eine Widerstandskomponente ihre Grenze erreicht, sei es der Mantel- oder der Spitzenwiderstand, wird der Versuch abgebrochen. Im Gegensatz dazu wirken bei konventionellen Druckversuchen die Widerstandskomponenten gemeinsam; wenn eine versagt, hält die andere Komponente oft einer weiteren Erhöhung der Belastung stand. Aus diesem Grund werden sogenannte Sekundärversuche nach dem Erreichen der Tragfähigkeit einer der Widerstandsanteile durchgeführt, um die andere Komponente zu ermitteln. Alternativ kann die nicht versagte Widerstandskomponente extrapoliert werden, um eine äquivalenten Setzungslinie zu bestimmen [24].

### 4.2.8.3 Rammaufnahme

Wie bereits in Abschnitt 3.4 beschrieben, ist vor der Herstellung der Fundierungskörper das Rammkriterium anhand von Untersuchungen der Untergrundverhältnisse und gemäß dem gewählten Pfahl- und Einbringverfahren festzulegen.

Die Rammaufnahme ermöglicht eine Einschätzung der Tragfähigkeit des Bodens. Die Rammzeit steht in direkter Proportionalität zur Bodenqualität. Dabei dient die Zeit, die benötigt wird, um einen Meter Pfahl in den Untergrund einzurammen, als Maß für die Qualität der Mantelreibung. In den letzten zehn Zentimetern der Einbringung, auch als "letzte Hitze" bezeichnet, wird ein Maß für den übertragbaren Spitzendruck ermittelt. Während des Rammens werden den Eindringzeiten Mantelreibungswerte und Spitzendruckwerte je nach Bodenart (bindig oder nicht bindig) zugewiesen. Für die Ermittlung der Rammkriterien ist die Schlagenergie des Hammers entscheidend. Bei einem konstanten und voll funktionsfähigen Hammer kann die Schlagenergie als bekannt angenommen werden.

Zusätzlich prägen folgende Faktoren das Rammkriterium:

- Setzungsanforderungen
- Erfahrungen aus früheren Probebelastungen an Duktilpfählen
- Statischer Charakter der Konstruktion
- Abstimmung mit dem Bodengutachter

Die Ermittlung des Rammkriteriums ist für eine wirtschaftliche Ausführung (optimierte Pfahllängen) und die Anpassung an die angetroffenen Bodenverhältnisse zweckmäßig [23]. Während der Pfahlherstellung wird die Rammzeit auf der Baustelle kontinuierlich aufgezeichnet und die endgültige Pfahllänge wird anhand des Rammkriteriums festgelegt.



# 5 Stand der Forschung zur Pfahlmantelreibung unter Zug- und Druckbelastung

"Bei der Frage, inwieweit sich die Mantelwiderstände bei Verdrängungspfählen in gleichen Untergrundbedingungen bei Zug- bzw. Druckbelastung unterscheiden, besteht noch dringender Forschungsbedarf." [3]

Dieses Kapitel widmet sich der systematischen Auswertung von Literaturergebnissen, um den Einfluss der Belastungsart auf die Mantelreibung zu analysieren. Die aktuelle Literatur (z.B.: EA-Pfähle [1], DIN 18088 [4] und das Grundbau Taschenbuch, Teil 3 [5]) regelt die Abminderung der Mantelreibung für Zugbelastung von Pfählen. Gemäß EA-Pfähle wird empfohlen, die Mantelreibung für Zugbelastung ohne Pfropfenbildung auf 70% der Mantelreibung unter Druckbelastung zu reduzieren, falls keine genaueren Untersuchungen vorliegen. Eine Pfropfenbildung kann bei offenen Verdrängungspfählen auftreten, wenn Boden in das Pfahlrohr eindringt und an der inneren Pfahlmantelfläche einen inneren Pfahlmantelwiderstand erzeugt. Dies führt zu einer Verspannung des eingedrungenen Bodens, der als Pfropfen bezeichnet wird und einen Teil der Belastung im Rahmen des Pfahlspitzendrucks abträgt [5]. Für die Pfahlprüfungen, die im Rahmen der vorliegenden Arbeit durchgeführt wurden, wurde stets ein Pfahlschuh verwendet, sodass eine Pfropfenbildung ausgeschlossen werden kann.

Frühere Normen legten konservative und dadurch unwirtschaftliche Werte für die Mantelreibung fest. Diese lagen zwischen 35% und 60% des Mantelreibungswerts eines auf Druck belasteten Pfahls [3]. Solche konservativen Abminderungswerte für die Mantelreibung unter Zugbelastung erscheinen jedoch überzogen und sind in aller Regel unwirtschaftlich.

Es stellt sich daher die Frage, warum sich die Mantelwiderstände bei gleichen Boden- und Herstellungsbedingungen, jedoch unterschiedlichen Belastungsrichtungen, so stark unterscheiden sollen. Zu dieser Fragestellung wurden bereits einige Untersuchungen durchgeführt. Im Jahr 2001 stellte Eigenbrod [3] fest, dass bei geringen Setzungen, bei denen der Spitzenwiderstand nicht aktiviert wird, der Mantelwiderstand unter Zug- und Druckbelastung nahezu gleich ist. Wird jedoch der Spitzendruck aktiviert (bei höheren Belastungen), übersteigt der Mantelwiderstand unter Druckbelastung jenen unter Zugbelastung [3].

1993 wurden Pfahlprobebelastungen von B. M. Lehane et al. [3] an Verdrängungspfählen in Sand durchgeführt. Ihre Ergebnisse zeigen, dass der Zugwiderstand des untersuchten Pfahls etwa 83% des Druckwiderstands entsprach. Die Autoren stellten zudem fest, dass der Verbundparameter zwischen Pfahlschaft und Boden unabhängig von der Belastungsrichtung ist. Unterschiede in der Tragfähigkeit wurden durch Änderungen in der aktiven Horizontalspannung unter verschiedenartigen Belastungsrichtungen verursacht, die sowohl aus der Rotation der Hauptspannungsrichtungen, als auch aus der Aufweitung infolge der Verschiebung an der Pfahl-Boden-Grenzfläche resultieren. Unter Druckbelastung wird der Pfahl in den Boden gedrückt, wodurch der seitliche Kontakt und die Normalspannung an der Pfahl-Boden-Grenzfläche erhöht werden. Der von einem Druckpfahl an der Pfahloberfläche erzeugter Mantelwiderstand ist nach oben gerichtet, während im Boden eine nach unten gerichtete Zusatzspannung  $\sigma_z$  entsteht. Diese abwärts gerichtete Zusatzspannung wirkt belastend auf den Boden [29]. Der Boden wird dadurch verdichtet und die Mantelreibung erhöht.

Hingegen wird der Boden unter Zugbelastung an der Grenzfläche durch das Herausziehen gelockert, was zu einer Reduktion der Normalspannung und der Mantelreibung führt [3]. Wenn der Pfahl auf Zug belastet wird, entsteht ein nach unten gerichteter Mantelreibungswiderstand, während im Boden eine nach oben gerichtete Zusatzspannung  $\sigma_z$  erzeugt wird. Diese aufwärts gerichtete Spannung hat eine entlastende Wirkung auf den Boden. Da der Mantelwiderstand eines Pfahls in direktem Zusammenhang mit der vertikalen Spannung im Boden steht, führt die Belastung bzw. Entlastung des Bodens zu einer Veränderung des Mantelwiderstands [29].

Später wurden numerische Untersuchungen durchgeführt, um die Einflüsse auf das Verhältnis zwischen Zug- und Druckwiderstand zu analysieren [3]. Dabei zeigte sich, dass die Schlankheit L/D, den Elastizitätsmodul und die Poissonzahl des Pfahls sowie den über die Einbindelänge gemittelten Schubmodul des Bodens (zusammengefasst im dimensionslosen Ausdruck  $\eta$ ) wesentliche Faktoren in diesem Verhältnis darstellen [3].

Im Jahr 2023 veröffentlichten Hailong Ma et al. [3]eine Studie über unterschiedliche Mechanismen des Mantelwiderstands zwischen Zugpfählen und Druckpfählen. In dieser Arbeit wurden Mikro-Erddruckzellen im Boden installiert, um die Spannungsunterschiede zu untersuchen, die durch die Entlastungswirkung des Zugpfahls und die Belastungswirkung des Druckpfahls im Boden rund um den Pfahl entstehen. Ziel der Arbeit war es, die Hauptursachen dafür zu analysieren, warum die Tragfähigkeit eines Zugpfahls geringer ist als die eines Druckpfahls [29].

Für die Versuche wurde ein Testmodellschacht aus Stahlplatten mit den Abmessungen 1,5 m x 0,5 m x 1,7 m (Länge x Breite x Tiefe) gebaut. In den Modellschacht wurde anschließend Schluff schichtweise eingebracht. Jede Schicht wurde unter gleichmäßiger Wasserberieselung verdichtet und nach der Herstellung wurde eine zweitägige Ruhezeit eingehalten. Als Pfähle wurden Plexiglasrohre mit einem Durchmesser von 0,05 m und einer Länge von 1,2 m verwendet. Um sicherzustellen, dass beim Druckpfahl kein Spitzendruck entsteht, wurde unter dem Pfahl ein Käfig aus Bambus eingebaut, der während des Versuchs vom Druckpfahl durchdrungen werden kann. Die Zusatzspannungen wurden mittels Mikro-Erddruckzellen gemessen. Abb. 5.1 zeigt, wie die Erddruckzellen im Modell eingebaut wurden [29].



Abb. 5.1: Anordnung der Erddruckzellen [29] (adaptiert)

Aus den Versuchen geht hervor, dass der Zugpfahl unter einer Belastung von 1500 N und der Druckpfahl unter einer Belastung von 1800 N versagt. Die Tragfähigkeit des Zugpfahls beträgt demnach 1400 N, während jene des Druckpfahls 1700 N beträgt. Der Koeffizient, definiert als das Verhältnis des Mantelwiderstands des Zugpfahls zum Mantelwiderstand des Druckpfahls, liegt bei diesem Versuch bei 0,82 [29].

Wie bereits erwähnt, wurden während der Versuche die vertikalen Spannungen gemessen. Abb. 5.2 (links) zeigt den Verlauf der vertikalen Zusatzspannungen für den Druckpfahl, wenn die Tragfähigkeit von 1700 N erreicht wird. Es ist erkennbar, dass die Zusatzspannung im Boden umso größer ist, je näher die Zelle an der Oberfläche und somit näher am Ort der Lastaufbringung befindet. In horizontaler Richtung nimmt die Zusatzspannung mit zunehmender Entfernung rasch ab und zeigt einen zunächst steil abfallenden Verlauf [29].

In Abb. 5.2 (rechts) ist der Verlauf der Zusatzspannungen dargestellt, die durch den Zugpfahl verursacht werden, wenn die Tragfähigkeit von 1400 N erreicht wird. Wie bereits beschrieben, ist die generierte Zusatzspannung aufwärtsgerichtet und spiegelt die Entlastungswirkung des Zugpfahls wider. Ähnlich wie für Druckpfahl gilt: je näher die Messzelle am Ort der Lastaufbringung liegt, desto größer ist die durch die Zusatzspannung hervorgerufene Entlastungswirkung. In horizontaler Richtung zeigt die Verteilung der Zusatzspannung eine ähnliche Charakteristik wie für den Druckpfahl, wobei die Zusatzspannung mit zunehmender Entfernung schnell abnimmt [29].



Abb. 5.2: Verteilung der Zusatzspannungen, die durch den Druckpfahl (links) bzw. durch den Zugpfahl (rechts) im Boden verursacht wurden [29]

Ein Druckpfahl ohne Boden unter dem Pfahlfuß (simuliert durch den Bambuskäfig) ist ein reiner Mantelreibungspfahl, dessen Tragfähigkeit sich ausschließlich aus dem Mantelwiderstand ergibt. Der Ausgangsmantelwiderstand ist der Mantelwiderstand ohne zusätzliche vertikale Spannungen, z.B. infolge der Pfahlbelastung, im umgebenden Boden. Im Folgenden wird der Ausgangsmantelwiderstand  $\tau_{s,0}$  sowie der infolge der Belastung mobilisierte Mantelwiderstand  $\tau_{s,1}$  berechnet. Dadurch wird der Zuwachs des Mantelwiderstands durch Zusatzspannungen für den Druckpfahl bzw. die Abnahme des Mantelwiderstands durch Zusatzspannungen für den Zugpfahl ermittelt.

Der Ausgangsmantelwiderstand  $\tau_{s,0}$  kann wie folgt berechnet werden:

$$\tau_{s,0} = \sigma'_{n} \cdot \tan \delta = K \cdot \sigma'_{v} \cdot \tan \delta \tag{5.1}$$

Dabei ist  $\sigma'_n$  die effektive Normalspannung an der Pfahloberfläche und  $\delta$  der Reibungswinkel zwischen der Pfahloberfläche und dem Boden. Das Verhältnis  $\delta / \varphi$  liegt bei rauer Betonflächen, bei einem mantelverpressten Pfahl zwischen 0,8 bis 1,0, wobei  $\varphi$  den Reibungswinkel des Schluffes darstellt, der gemäß Laborversuchen 26° beträgt.  $\sigma'_v$  beschreibt die effektive vertikale Spannung des Bodens, wobei gemäß Laborversuchen die Dichte des Schluffes 1,61 g/cm<sup>3</sup> beträgt. *K* ist der Erddruckbeiwert, der das Verhältnis zwischen der horizontalen Spannung und der vertikalen Spannung definiert. In diesem Fall wurde *K* auf 1,2 festgelegt [29].

Falls zusätzlich Zusatzspannungen vorhanden sind, lässt sich die Gleichung folgendermaßen erweitern:

$$\tau_{s,1} = \sigma'_n \cdot \tan \delta = K \cdot (\sigma'_v + \sigma_z) \cdot \tan \delta$$
(5.2)

Im Fall eines Druckpfahls steigt  $\tau_{s,1}$  mit der Tiefe an, während es bei einem Zugpfahl mit der Tiefe abnimmt. Die Mantelreibung des Druckpfahls  $\tau_{s,1D}$  und des Zugpfahls  $\tau_{s,1Z}$  wurde gemäß Gleichung (5.2) berechnet. Die Ergebnisse sind in Tab. 5.1 zusammengefasst [29].

Tiefe [mm]	$ au_{s1Z}$ [kPa]	$ au_{s1D}$ [kPa]	$ au_{s1Z}/ au_{s1D}$
300	2,61	4,23	0,62
600	6,05	7,45	0,81
900	9,49	10,66	0,89
1200	12,87	14,01	0,92
im Mittel	7,755	9,0875	0,85

**Tab. 5.1:** Vergleich der Mantelreibungen eines Zugpfahls mit den Mantelreibungen einesDruckpfahls gem. der Gleichung (5.2)

Die Tabelle zeigt, dass ein geringerer Abstand zur Lasteinleitung einen größeren Unterschied im Mantelreibungswiderstand verursacht, was sich in einem kleineren Koeffizient widerspiegelt. Der berechnete Koeffizient, der das Verhältnis der Mantelreibung eines Zugpfahls zur Mantelreibung eines Druckpfahls beschreibt, beträgt im Durchschnitt 0,85. Verglichen mit dem gemessenen Koeffizienten von 0,82 weisen diese beiden Werte eine hohe Übereinstimmung auf. Dieses Ergebnis bestätigt, dass die Be- und Entlastungseffekte des Bodens der Hauptgrund für den geringeren Mantelwiderstand von Zugpfählen im Vergleich zu Druckpfählen sind [29].

Im Jahr 2014 veröffentlichten Zeng-zhen Qian et al. [30] eine Arbeit über das Verhalten von Mikropfählen in kollabierendem Löss unter Zug- oder Druckbelastung. Dabei haben sie fünf Druckprobebelastungen und fünf Zugprobebelastungen an einzelnen Mikropfählen in Lössboden, in Nordwest China durchgeführt [30]. Löss ist ein homogener aus Schluff und Sand bestehender Boden, der überwiegend durch Wind abgelagert wurde. Lösse können sackungsempfindlich sein bzw. sind als wasserempfindlich einzustufen. Die Sackungsempfindlichkeit resultiert aus der Löss-Struktur der Schluffe und Sande [2].

Die Zielsetzung dieser Studie umfasste folgende Punkte: die Untersuchung der Eigenschaften und des Hydrokollapsverhaltens von Löss, ein besseres Verständnis der Last-Verschiebungs-Reaktionen einzelner Mikropfähle unter Druck- und Zugbelastung bei in-situ-Wassergehalt und im gesättigten Zustand sowie die Identifizierung der Beziehung und der Unterschiede zwischen Lastverteilung und Mantelreibung bei einzelnen Mikropfählen unter Druck- oder Zugbelastung [30].

Mikropfähle in Lössböden werden als Mantelreibungspfähle definiert, wobei der Spitzendruck etwa 10-15% der Gesamtlast aufnimmt. Die Zug- und Drucktragfähigkeit nahmen in den durchgeführten Untersuchungen linear mit dem Verhältnis von Pfahllänge zu Pfahldurchmesser zu. Für den natürlichen Wassergehalt lagen die ermittelten Tragfähigkeiten für Zugbelastung zwischen 66% und 87% derjenigen unter Druckbelastung. Eine Vorbefeuchtung des Lössbodens reduzierte die Zugtragfähigkeit um bis zu 50% und die Drucktragfähigkeit um bis zu 70% [30].

Zur Ermittlung der Bodenparameter wurde eine Reihe von Laboruntersuchungen durchgeführt, um ein möglichst genaues Bodenprofil für die Bestimmung der Reaktion des Bodens auf Belastung zu erstellen. Insgesamt wurden zehn Stahlbeton Mikropfähle (mit einem Durchmesser, *D* von 0,3 m, und einer Länge *L* zwischen 6 m und 10 m) hergestellt und mittels statischer Probebelastungen untersucht. Drei Mikropfähle (MP1<sup>T</sup> bis MP3<sup>T</sup>) wurden bei in-situ-

Wassergehalt auf Zug belastet, während MP4<sup>T</sup> und MP5<sup>T</sup> unter Zugbelastung im gesättigten Zustand untersucht wurden. Mikropfähle MP1<sup>c</sup> bis MP3<sup>c</sup> wurden bei in-situ-Wassergehalt auf Druck belastet, während MP4<sup>c</sup> und MP5<sup>c</sup> unter Druckbelastung im gesättigten Zustand geprüft wurden [30].

Für alle Versuche wurden Belastungs-, identische Reaktions-, Messund Datenerfassungssysteme eingesetzt. Die Axiallast wurde mithilfe einer Hydraulikpresse aufgebracht, die entlang der zentralen Längsachse des Pfahls ausgerichtet war. Die axiale Verschiebung wurde mit zwei elektronischen Messgeräten gemessen, die eine Reichweite von 50 mm und eine Empfindlichkeit von 0,01 mm aufwiesen. Diese Messgeräte waren an einem Balken befestigt, der oberhalb des Pfahls angebracht war. Die Belastung erfolgte schrittweise in 10%-Schritten der vorhergesagten Tragfähigkeit. Jeder Belastungsschritt wurde so lange gehalten, bis die Verschiebung innerhalb einer Stunde maximal 0,1 mm betrug und der Unterschied zwischen zwei aufeinanderfolgenden Messungen diesen Wert nicht überschritt. Anschließend wurde die Belastung erhöht [30].



Abb. 5.3: Last-Verschiebungdiagramme gemessen an Mikropfählen unter Zugbelastung (links), und an Mikropfählen unter Druckbelastung (rechts) [30]

Abb. 5.3 zeigt die Last-Verschiebungsdiagramme der durchgeführten Pfahlprobebelastungen. Für die Auswertung dieser Diagramme wurde die L<sub>1</sub>-L<sub>2</sub> Methode nach Hirany und Kulhawy [31], [32], verwendet. Diese Methode teilt die Last-Verschiebungskurve in drei Bereiche auf. Am Anfang des Versuchs liegt der anfängliche lineare Bereich, darauf folgt ein gekrümmter Übergangsbereich, und schließlich geht die Kurve in einen finalen linearen Bereich über. Zu dem Punkt  $L_1$  (die Elastizitätsgrenze), der am Ende des anfänglichen linearen Bereichs liegt, gehören die Belastung  $T_{L1}$  und die Verschiebung  $s_{L1}$ . Der Punkt  $L_2$  (die Versagensgrenze) befindet sich am Anfang des finalen linearen Bereichs und weist eine Belastung  $T_{L2}$  und eine Verschiebung  $s_{L2}$  auf. Die Belastung  $T_{L2}$  entspricht der maximalen Tragfähigkeit des Pfahls, da jede kleine Erhöhung darüber hinaus eine signifikante Verschiebung verursacht [30].

Die Last-Verschiebungsdiagramme in Abb. 5.3 zeigen, dass die Mikropfähle in Löss, die bei insitu-Wassergehalt belastet wurden, höhere Tragfähigkeiten aufwiesen als diejenigen, die unter gesättigten Bedingungen belastet wurden. Dieses Ergebnis verdeutlicht die Sackungsempfindlichkeit des Lösses bei Wasserzugabe [30]. Die vertikalen Zug- und Drucktragfähigkeiten resultieren hauptsächlich aus der Mantelreibung. Die Versuche haben auch gezeigt, dass ein größeres Verhältnis von Pfahllänge zu Pfahldurchmesser zu einer höheren Tragfähigkeit führt. Die Ergebnisse zeigen, dass die Tragfähigkeiten unter Zug im Löss beim in-situ-Wassergehalt etwa 66%-87% der Tragfähigkeit unter Druck betragen. Die Autoren führen die geringeren Tragfähigkeiten der Mikropfähle unter Zug darauf zurück, dass das Spannungsfeld um den Pfahl und im Boden sich ändert, wenn die Mikropfähle auf Druck beansprucht werden [30].

Um den Mechanismus der Lastübertragung zu verstehen, wurden Dehnungssensoren an den Bewehrungsstäben der einzelnen Mikropfähle angebracht. Die gemessene Dehnung in einer bestimmten Tiefe ermöglicht die Berechnung der durchschnittlichen Axialbelastung in dieser Tiefe mithilfe des Hooke'schen Gesetzes. Die Ergebnisse belegen, dass die Axialkräfte aufgrund der Mantelreibung mit zunehmender Tiefe abnehmen.

Der Spitzenwiderstand konnte nur bei den Mikropfählen unter Druck festgestellt werden und machte etwa 10-15% der aufgebrachten Last aus. Diese Ergebnisse stehen im Einklang mit früheren Studien. Darüber hinaus nahm die durchschnittliche Mantelreibung entlang der Pfahlachse mit zunehmender Belastung und Pfahlkopfverschiebung zu. Bei Löss mit in-situ-Wassergehalt war die durchschnittliche Mantelreibung unter Druck zum Zeitpunkt des Versagens etwa 25% höher als unter Zug [30].

**TU Bibliothek**, Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar WIEN vourknowledge hub The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.



# 6 Experimentelle Untersuchungen zur Mantelreibung von Duktilpfählen

Im Jahr 2023 hat die Fa. Keller Grundbau Ges.mbH weiterführende Untersuchungen zur Mantelreibung von mantelverpressten und unverpressten Duktilpfählen unter Zug- und Druckbelastung auf einem Versuchsfeld in Vösendorf durchgeführt. Die Ableitung der tatsächlichen Baugrundwiderstände aus dem Last-Verformungsverhalten erfolgt in der Regel mit dem Ziel, die Gründungselemente wirtschaftlich zu optimieren. Die abgeleiteten charakteristischen Widerstände können in Zusammenarbeit mit einem geotechnischen Sachverständigen zur Dimensionierung von Gründungselementen unter ähnlichen Bedingungen herangezogen werden [1].

Die Untersuchungen in Vösendorf zielen darauf ab, repräsentative Baugrundwiderstände sowie die Widerstandsverhältnisse zwischen auf Druck und auf Zug belasteten Pfählen zu ermitteln. Dies geschieht durch Pfahlprobebelastungen an sowohl mantelverpressten als auch unverpressten Duktilpfählen, wobei sowohl Druck- als auch Zugbelastungen berücksichtigt werden. Ziel ist es, eine verbesserte Grundlage für die Abschätzung des Tragverhaltens von Duktilpfählen bei zukünftigen Bauvorhaben unter ähnlichen Bedingungen zu schaffen.

Für die Festlegung von geotechnischen Berechnungskenngrößen wurden am Baufeld Voruntersuchungen durchgeführt, auf deren Grundlage ein Geotechnisches Gutachten [33] erstellt wurde. Im Folgenden werden die Untergrundverhältnisse und die Baugrunderkundungen im Projektgebiet gemäß dem geotechnischen Gutachten und die darin angeführten Grundlagen erläutert.

## 6.1 Untergrundverhältnisse des Testfeldes

Das Projektgebiet liegt im Bereich der "Ton, Tonmergel und Mergel im Wiener Becken und Gaadener Becken (Mittelpannonium)" [33]. Im nördlichen Grundstücksbereich sind zudem "quartäre Auenablagerungen, Ablagerungen in Talsohlen und Talkerben aus Sand, Wildbachschutt und Lehm" [33] beschrieben. In der näheren Umgebung befinden sich Gruben und Deponien, die mit anthropogenem Schutt gefüllt sind [33].

Das Gelände liegt im südlichen Grundstücksbereich etwas höher, zwischen ca. 207 m ü.A. und 209 m ü.A., während der nördliche Grundstücksbereich zwischen ca. 202 m ü.A. und 203 m ü.A. liegt. Die auf dem Grundstück befindlichen Gebäude (Lager- und Werkshallen in Stahlbetonbauweise) wurden im Jahr 2023 abgebrochen [33].

Innerhalb des Projektgebietes erfolgten zwei Aufschlusskampagnen, in den Jahren 2021 und 2023. Es wurden insgesamt neun Aufschlussbohrungen, bis zu einer maximalen Tiefe von 20 m, 15 Rammsondierungen und fünf Bodenschürfe durchgeführt. Im Jahr 1988 wurden zudem 15 Bodenschürfe ausgeführt. Die 15 am Grundstück durchgeführten Rammsondierungen erfolgten mit der schweren Rammsonde (DPH - Dynamic Probing Heavy) [33].



Abb. 6.1: Lageskizze der Pfähle und Aufschlüsse

### 6.1.1 Baugrunderkundungen

Im geotechnischen Gutachten [33] sind Kernbohrungen, Schürfe und Rammsondierungen dokumentiert, die direkt am Grundstück durchgeführt wurden. Zudem wurden in dem geotechnischen Gutachten die Aufschlüsse aus der unmittelbaren Umgebung betrachtet. Die am Grundstück und in dessen Umgebung durchgeführte Aufschlüsse liefern ein nahezu homogenes Bild des geologischen Aufbaus.

Die Kernbohrung KB-B (siehe Abb. 6.2) und die Rammsondierungen DPH A und DPH B (siehe Abb. 6.3 und Abb. 6.4) dienen aufgrund ihrer Nähe zu den Probepfählen als Grundlage für diese Arbeit. Diese direkten und indirekten Aufschlüsse liegen in der zentralen Linie des nördlichen Grundstücksbereichs (schwarze strichlierte Linie in Abb. 6.1).

Die Bodenschichten im Bereich der Probepfähle können aufgrund der Aufschlüsse wie folgt beschrieben werden: die Kernbohrung KB-B zeigt unter der Oberbodenbefestigung eine
sandig, kiesige, und darunter eine schluffige Anschüttung. Unter diesen Anschüttungen wurden bis zur Unterkante der Bohrung bei 14 m unter Geländeoberkante, entsprechend einer Kote von ca. 189,7 m ü. A., die miozänen Bodenschichten aufgeschlossen.

		Ansatzpu	nkt: 20	3.7 m ü. A.	
-	203.7m	0.0m	12:22:2		
	203.5m	0.2m	Δ		Beton, Stahlfaserbeton
	203.0m	0.7m			Anschüttung, Kies, sandig, rundkörnig, mitteldicht, graubraun
	202.8m	0.9m	A	:	Anschüttung, Sand, kiesig, mitteldicht, hellbraun
GW ▼ 1.60m	202.3m	1.4m	A		Anschüttung, Kies, sehr sandig, rundkörnig, mitteldicht, hellbraun
	201.9m	1.8m	A	2	Anschüttung Schluff tonig steif graubraun/rothraun
	201.5m	2.2m	A	2	Anschützung Schluff sandig humos weich dunkelbraun
	201.1m	2.6m		E	Anschüttung, Schluff, tonig, kiesig, weich bis steif, graubraun
	200.9m	2.8m	A		Anschüttung, Schluff, sandig, schwach organisch, weich,
	200.8m	2.9m	A	$\neg //$	dunkelbraun
	200.1m	3.6m	A	$\Sigma / / /$	Anschüttung, Kies, sandig, rundkörnig, braun
	199.8m	3.9m	A °°°		Anschüttung, Schluff, sandig, humos, Ziegelsplitter,
	199.5m	4.2m	A	$\langle    \rangle$	schwarzbraun
	199.2m	4.5m	••	$\leq \langle \rangle \rangle$	Anschüttung, Sand, kiesig, schluffig, schwach organisch,
	198.1m	5.6m	A A		schwarzbraun
	197.9m	5.8m	**		Anschüttung, Schluff, tonig, gering humos, weich bis steif, dunkelbraun
	197.7m	6.0m	**		Anschüttung, Sand, kiesig, braun
	197.5m	6.2m	••		Anschüttung, Schluff, sandig, gering kiesig, weich, braun
	197.0m	6.7m	**		Sand, kiesig, nass, hellbraun
	196.7m	7.0m			Schluff, tonig, weich bis steif, mittelplastisch, graubraun
			=	ii ///	Schluff, tonig, steif, mittelplastisch
	195.0m	8.7m	aa		Schluff, feinsandig, tonig, gering plastisch, steif, grau
	194.5m	9.2m			Schluff, tonig, mittelplastisch bis ausgeprägt plastisch, steif bis halbfest, grau
	194.4m	9.3m			Schluff, tonig, feinsandig, gering plastisch bis mittelplastisch,
	193./m	10.0m		++-\ // /	steif bis halbfest, grau
					Schluff, tonig, gering feinsandig, mittelplastisch, steif bis halbfest, grau
					Sandstein, Sandsteineinlagerung, grau
					Schluff, tonig, gering feinsandig, mittelplastisch, steif bis
					halbfest, grau
			······································		Schluff, tonig, mittelplastisch, halbfest, grau
	190.4m	13.3m			
	190.1m	13.6m	•• _		Schluff, tonig, mittelplastisch, steif bis halbfest, grau
	189.7m	14.0m			Schluff, tonig, mittelplastisch, halbfest, grau
		Endtiefe			

KB-B

Abb. 6.2: Bohrprofil der Kernbohrung KB-B im Nahfeld der Pfahlprobebelastungen [33]





**Abb. 6.3:** Ergebnisse der Rammsondierung DPH A im Nahfeld der Pfahlprobebelastungen [33]

NHN+m



DPH B

Tiefe	N <sub>10</sub>	Tiefe	N10	Tiefe	Nin	Tiefe	N 10	Tiefe	N.10	Tiefe	N	Tiefe	N <sub>10</sub>
0,10	2	1,30	6	2,50	4	3,70	3	4,90	5	6,10	16	7,30	100
0,20	3	1,40	8	2,60	5	3,80	3	5,00	5	6,20	16		
0,30	4	1,50	8	2,70	4	3,90	4	5,10	4	6,30	16		
0,40	4	1,60	7	2,80	4	4,00	4	5,20	5	6,40	18		
0,50	4	1,70	4	2,90	4	4,10	4	5,30	6	6,50	18		
0,60	4	1,80	4	3,00	3	4,20	4	5,40	6	6,60	18		
0,70	4	1,90	4	3,10	3	4,30	4	5,50	6	6,70	19		
0,80	4	2,00	4	3,20	3	4,40	3	5,60	7	6,80	20		
0,90	4	2,10	5	3,30	3	4,50	4	5,70	8	6,90	28		
1,00	4	2,20	5	3,40	3	4,60	4	5,80	10	7,00	33		
1,10	4	2,30	2	3,50	5	4,70	3	5,90	15	7,10	45		
1,20	4	2,40	1	3,60	4	4,80	4	6,00	15	7,20	68		

**Abb. 6.4:** Ergebnisse der Rammsondierung DPH B im Nahfeld der Pfahlprobebelastungen [33]

#### 6.1.2 Bodenbeschreibung

Aus den vorliegenden Bodenaufschlüssen ist der Bodenaufbau durch folgende Schichtabfolge gekennzeichnet:

- Schicht A1 Künstliche Anschüttung
- Schicht A2 Humusbedeckung / Mutterboden / ehemaliger Mutterboden
- Schicht B Feinsand / Schluff
- Schicht C Kies
- Schicht D Schluff / Ton (Miozän) [33]

Anzumerken ist, dass in der in Abb. 6.2 dargestellten Bohrung KB-B die Schluffe und Feinsande der Schicht B und die Kiese der Schicht C nicht aufgeschlossen wurden.

#### 6.1.2.1 Schicht A: Künstliche Anschüttung / teilweise Mutterboden

Unter dem Abbruchmaterial bzw. der Oberflächenbefestigung wurden künstliche Anschüttungen angetroffen. Dabei handelte es sich um sandige Kiese, die als Unterbau für den Straßenbelag und für den Hallenboden dienten. Die Anschüttungen enthielten teilweise Ziegelund Bauschuttreste. Die Unterkante der Anschüttungen wurde in einer Tiefe von ca. 1,0 m bis ca. 5,6 m, entsprechend einer Kote von ca. 198,1 m ü.A. (im Bereich der Probepfähle PP02b, PP02c, PP02d und PP02e), aufgeschlossen. Bei diesen tieferreichenden Anschüttungen handelt es sich um weiche, teilweise organischen Schluffe [33].

In den Bereichen ohne Bestandsbebauung wurden ab Geländeoberkante durchwurzelte, sandige, tonige Schluffe in dunkelbrauner Farbe und weicher Konsistenz aufgeschlossen [33].

Im Jahr 2023 wurden fünf Rammsondierungen am Grundstück durchgeführt. Die für die Eindringung von 10 cm in den Boden aufgezeichnete Anzahl von Schlägen wird als N<sub>10</sub>-Wert bezeichnet. Aus den Rammsondierungen kann Folgendes entnommen werden: Im Bereich der Anschüttungen wurden stark wechselnde Schlagzahlen von ein bis 20 Schlägen aufgezeichnet. Während der Abbrucharbeiten wurden teilweise tiefreichende und großvolumige Reste von Fundamenten und Wänden entdeckt, die im Verlauf der Arbeiten entfernt wurden. Die erhöhten Schlagzahlen lassen sich somit auf Rammhindernisse zurückführen, die durch die genannten alten Fundamente, Mauern und ähnliche Strukturen innerhalb der Anschüttungen verursacht wurden. Zudem ist anzunehmen, dass die Beseitigung dieser Bauelemente zumindest teilweise zu einer tiefgreifenden Auflockerung des Untergrundes geführt hat [33].

#### 6.1.2.2 Schicht B: Feinsand / Schluff

Unterhalb der künstlichen Anschüttungen sowie teilweise Oberbodenschichten wurden feinsandige Schluffe bzw. schluffige Feinsande in hellbrauner Farbe sowie in tieferen Schichten in grauer bis graubrauner Farbe angetroffen. Die Konsistenz und Lagerungsdichte dieser Böden war weich bis steif und sehr locker bis locker [33].

Die  $N_{10}$ -Werte erreichten in diesen Schichten ein bis drei Schläge. Somit wurden die Lagerungsdichte und die Konsistenz bestätigt [33].

#### 6.1.2.3 Schicht C: Kies (Bachschotter)

Unterhalb der Schicht B wurden im Bereich des naheliegenden Baches sandige, steinige Kiese mit eingelagerten Sand- und Schluffbändern in hellbrauner bis graubrauner Farbe aufgeschlossen. Die Lagerungsdichte dieser Kiese kann aufgrund der Rammsondierungen als mitteldicht eingestuft werden. Die Kornform der Kiese war kantengerundet bis rund. Diese Schicht ist jedoch durch eine geringe Mächtigkeit gekennzeichnet und sollte auf den Bereich des Baches beschränkt werden [33].

#### 6.1.2.4 Schicht D: Schluff / Ton (Miozän)

In den durchgeführten Aufschlussbohrungen wurden tonige Schluffe in grauer bis dunkelgrauer Farbe unterhalb der Kiese der Schicht C aufgefunden. Diese Schluffe und Tone weisen eine mittlere bis ausgeprägte Plastizität auf. Bereiche mit höherem Sandgehalt sind durch geringere Plastizität gekennzeichnet. Die Konsistenz dieser Böden war mit zunehmender Tiefe immer steifer: oberflächennah ist sie als weich, in tieferen Schichten als steif und schließlich in der Endtiefe als halbfest zu beschreiben [33].

#### 6.1.3 Bodenphysikalische Untersuchungen

Neben den am Grundstück durchgeführten 15 Rammsondierungen mit der schweren Rammsonde (DPH) wurden an zwei Bodenproben der Schicht D Laboruntersuchungen durchgeführt. Die Ergebnisse zeigen, dass es sich bei den Tonproben um steifen bis halbfesten, stark plastischen Ton mit einem Tonanteil von etwa 26 % handelt. Die Fließgrenze wurde auf ungefähr 60 % bestimmt. Die einaxialen Druckfestigkeiten lagen zwischen 185 kN/m<sup>2</sup> und 434 kN/m<sup>2</sup>, wobei die Konsistenzzahlen zwischen 0,95 und 1,05 variieren [33].

#### 6.1.4 Grundwasserverhältnisse

Das Grundstück wurde entsprechend seinen Geländehöhen und Boden- und Grundwasserverhältnissen gem. Abb. 6.5 in vier Bereiche aufgeteilt. In jedem Bereich wurden die Bauwasserstände gemäß den jeweils durchgeführten Aufschlüssen erfasst. Die Probepfähle befinden sich in der Übergangszone zwischen den Bereichen "West/Zentral" und "Nord". In diesen Übergangsbereichen wird zwischen den angegeben Werten interpoliert [33].



Abb. 6.5: Lageskizze mit Darstellung der Austeilung der Grundstücke gem. geotechnischem Gutachten

Von den im Jahr 2023 ausgeführten Aufschlussbohrungen wurden drei als Grundwasserbeobachtungspegel ausgebaut [33].

Das geotechnische Gutachten [33] beschreibt die Bauwasserstände an verschiedenen Punkten des Baufeldes, unterteilt in folgende Bereiche: Süd, West/Zentral, Nord und Ost. Der charakteristische Bauwasserstand variiert zwischen 201,5 m ü. A. und 206 m ü. A., wobei der höchste Wert im Südbereich verzeichnet wird. Zudem sind die charakteristischen seltenen Wasserstände aufgeführt, die in den jeweiligen Bereichen zwischen 203 m ü. A und 207 m ü. A liegen. Die Bauwasserstände wurden auf Grundlage der in den Aufschlüssen ermittelten Wasserstände bestimmt und um einen Zuschlag ergänzt [33].

#### 6.2 Probebelastungen an Duktilpfählen

Im Rahmen dieser Arbeit wurden vier Pfahlprobebelastungen an zwei mantelverpressten Duktilpfählen (PP02b und PP02c) und an zwei unverpressten Duktilpfählen (PP02d und PP02e) durchgeführt. Die Herstellung der Pfähle erfolgte am 10. und 11. Juli 2023 im Verdrängungsverfahren nach dem gängigen Herstellungsprozess, der detailliert in Abschnitt 3.4 beschrieben ist. Die Prüfungen fanden zwischen dem 26. Juli 2023 und dem 14. August 2023 statt und wurden mit dem Pile HAY-Proof System<sup>®</sup> und mit dem konventionellen Druckversuch durchgeführt.

#### 6.2.1 Ausgeführte Pfähle

Wie bereits in Abschnitt 6.1 beschrieben, können die Untergrundverhältnisse im Bereich der Probepfähle anhand der Rammsondierungen (DPH A und DPH B) sowie der Kernbohrung KB-B (siehe Abb. 6.2 bis Abb. 6.4) analysiert werden. Abb. 6.6 zeigt eine Gegenüberstellung dieser Untersuchungen mit den Probepfählen, um eine bessere Übersicht zu ermöglichen.

Insgesamt wurden vier Pfähle für die Untersuchungen hergestellt. Die verpressten Probepfähle sind Keller Duktilpfähle gemäß Zulassung [16], während es sich bei den unverpressten Pfählen um Stahlpfähle handelt. Von beiden Typen wurden jeweils zwei Pfähle hergestellt. Das Tragglied der verpressten Pfähle hat einen Durchmesser von 170 mm, während der Durchmesser der unverpressten Stahlpfähle 125 mm beträgt. Die Wandstärke liegt zwischen 6,0 und 9,0 mm. Der Durchmesser des Rammschuhs beziehungsweise der theoretische Durchmesser des Verpresskörpers beträgt 270 mm. Die Pfähle wurden mit einem hydraulischen Schnellschlaghammer vom Typ Atlas Copco HB 2200 eingebracht. Als Trägergeräte kam ein Volvo EC235 zum Einsatz. Für die Mantelverpressung wurde Verpressbeton der Klasse C25/30 verwendet. Sämtliche Daten und Angaben zu den hergestellten Probepfählen sind in Tab. 6.1 zusammengestellt.

	-	-	=	
Pfahlbezeichnung	PP02b	PP02c	PP02d	PP02e
Mantel	verpresst	verpresst	unverpresst	unverpresst
Pfahltyp	170/9,0/270	170/9,0/270	125/6,0/129	125/6,0/129
Pfahllänge (L <sub>p</sub> ) [mm]	15500	15500	21900	22300
Überstandslänge (L1) [mm]	200	200	120	290
Länge (L <sub>2</sub> ) [mm]	150	500	630	860
Durchmesser (Pfahlrohr) [mm]	170	170	125	125
Ansatzebene [m ü.A.]	203,27	203,14	203,26	203,34
Pfahl UK [m ü.A.]	187,77	187,64	181,36	181,04
Rammzeit [sec]	582	656	896	927
letzte Hitze	10 sec/10 cm	12 sec/10 cm	52 sec/10 cm	48 sec/10 cm
Betonverbrauch (i.M.) [l/m]	60	62	-	-
Durchmesser (i.M.) [mm]	280	280	-	-
Art der Belastung	Druck	Zug	Zug	Druck
Herstellungsdatum	10.07.2023	10.07.2023	11.07.2023	11.07.2023
Prüfdatum	14.08.2023	31.07.2023	03.08.2023	26.07.2023
Rammhammer	HB2200	HB2200	HB2200	HB2200
Trägergerät	Volvo EC235	Volvo EC235	Volvo EC235	Volvo EC235
Hydraulikpresse	ZPE200/ZPE100	ZPE200	ZPE100	ZPE100

Tab. 6.1: Daten und Eigenschaften der hergestellten Probepfähle [34]

L2 entspricht dem Abstand zwischen Pfahloberkante und Pressenauflagerteller

L1 entspricht dem Abstand zwischen Pfahloberkante und Geländeoberkante

 $L_p$  entspricht dem Abstand zwischen Gelände<br/>oberkante und Pfahlunterkante

205,0 m ü.A.			200,0 m u.A.		195.0 m ü.A.			190.0 m ii A	in the set offert				185,0 m ü.A.				
DPH B	a a a a a a a a a and the set	8	9 9	to the second se	10 10												
PP02d	001 001 190	041 Lette Hitee: 1-2 1,8 - 21,9: 52*	37	45 56	29		410 10-11	11-12	13.14	14:15	15-16	16-17	17-18	18-19	19-20	20-21	612-13
PP02e	0 50 100 150	H H 22,2 - 22,3: 48"	c t :	3 3	5 2	3	1	1142	1151	8148	516		11-10	22,20	NU NU	201	2 2014
KBB		<u> </u>	<u>.</u>				3333										
PP02b .202,18-202,30 m ü.A.	8	2 2 2	3 3	* *	51 26	<b>3 3</b>	No.	142	314	12	-455	Letzte Hitze: 15,4 - 15,5: 10*	BETONVERBRAUCH:	GESAMT: 935 I -> I, M, 60 I/m	-> DM I. M. = 28 cm		
PPO2c Ansatz PP02 b - d ca	(G) (0)							1				Letzte Hitzan: 15,4-15,5, 12"	BETONVERBRAUCH:	GESAMT: 9571 >: N. 61 //m > DM : M = 28 cm			
DPH A	MAGE & R & B & E & C & B		ы мартика матика матика матика матика мато мато м с с с с о с с с с с с с с с с с с с		84 19	33	4-10 1-1-10	2H1	1344	911	18-165						

**Abb. 6.6:** Gegenüberstellung der direkten und indirekten Aufschlüsse mit den Rammaufnahmen der Probepfähle PP02b bis PP02e [35]

**TU Bibliothek** Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar WIEN Vour knowledge hub The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

#### 6.2.2 Ausgeführte Pfahlprobebelastungen

Die Messungen wurden von der Firma geo.proof durchgeführt. Dabei wurden in einer Periode von fünf Sekunden die vertikalen Pfahlkopfverschiebungen mit elektrischen Wegaufnehmern an drei Punkten am Pfahlkopf gemessen und daraus wurde der Mittelwert der Verschiebung ermittelt. Beim HPS-Versuch wurden die Pfahlverschiebungen auf zwei Ebenen (siehe Abschnitt 4.2.8) erfasst. Auf der ersten Messebene wurden mithilfe von drei elektrischen Wegaufnehmern die Hebungen des Pfahlmantels erfasst. Zusätzlich wurden auf der zweiten Messebene die Setzungen des Pfahlfußes mit einem Messbereich von 0 mm bis 80 mm aufgezeichnet. Die Pfahlbelastung wurde ebenfalls in einer Periode von fünf Sekunden, mittels kalibrierten, am Pfahlkopf platzierten, Kraftmessdosen erfasst. Die Prüflast wurde aus dem Pressenkalibrierprotokoll abgeleitet. Der genaue Versuchsaufbau kann den Abschnitten 4.2.4 und 4.2.8.2 entnommen werden.

Die maximale Prüflast wurde für die unverpressten Pfähle mit 1000 kN (HPS® 1000) und für die verpressten Pfähle mit 2000 kN (HPS® 2000) festgelegt und mit einer Hydraulikpresse vom Typ ZPE100 für den Versuch HPS® 1000 bzw. mit einer Presse vom Typ ZPE200 für den Versuch HPS® 2000 aufgebracht.

Die Pfahldaten für die untersuchten Probepfähle sind in Tab. 6.1, zusammengefasst. Der verpresste Probepfahl PP02b wurde mit einem konventionellen Druckversuch getestet. Im ersten Belastungstest (Erstversuch) wurde der Pfahlfuß auf Druck belastet, wobei der Pfahlschuh durch den Druckstab nach unten gedrückt wurde, ohne dabei den Pfahlmantel zu belasten. Dies ermöglichte eine getrennte Erfassung der beiden druckbelasteten Komponenten. Da der Pfahlmantelwiderstand im Erstversuch nicht mobilisiert wurde, wurde ein zweiter Belastungstest (Zweitversuch) durchgeführt, bei dem auch der Pfahlmantel auf Druck belastet wurde. Die für die Auswertung relevanten Diagramme werden in Kapitel 7 dargestellt.

Dagegen wurde der verpresste Probepfahl PP02c im Sinne eines Vergleichs der aus den Versuchen erhaltenen Daten mit dem Pile HAY-Proof-System<sup>®</sup> untersucht und der Pfahlmantel dabei auf Zug belastet. Während des ersten Versuchs (Primärversuch) wurde der Pfahlfuß bis zum Versagen auf Druck belastet, dabei wurde der Mantelwiderstand nicht vollständig mobilisiert. Der Primärversuch, als erster Belastungstest, zielt bei einer HPS-Pfahlbelastung darauf ab, das Last-Verformungsverhalten in axialer Richtung abzubilden. Um den Mantelwiderstand ebenso zu ermitteln, wurde ein zweiter Versuch (Sekundärzugversuch) durchgeführt, und dabei der Pfahlmantel ebenso bis zum Versagen (auf Zug) belastet.

Für den Pfahl PP02d (unverpresster Stahlpfahl) wurden zwei Versuche durchgeführt. Beim ersten Versuch wurde, wie bei einem gewöhnlichen HPS-Primärversuch der Mantel auf Zug und der Fuß auf Druck belastet. Im ersten Versuch (V1) wurde der maximale Messweg (80 mm) für die Pfahlfußsetzung während des Primärversuchs überschritten, weshalb der Versuch unterbrochen wurde. Der maximale Pfahlfußwiderstand wurde bei ca. 742 kN und bei einer Pfahlfußsetzung von ca. 33,2 mm erreicht. Danach hat sich der Pfahlfuß bis zur maximal messbaren Setzung von 80 mm weiter gesetzt. Keine der Komponenten hat im Laufe des ersten Versuchs versagt. Der Pfahl wurde entlastet und anschließend wurde ein weiterer Versuch (V2) durchgeführt, der schließlich zu einem verwertbaren Ergebnis geführt hat. Da der

Pfahlmantelwiderstand jedoch nicht erreicht worden ist, wurde der Sekundärzugversuch durchgeführt, bei dem der Mantel auf Zug bis 997 kN belastet wurde, was schließlich zum Versagen geführt hat.

Der Pfahl PP02e (unverpresster Stahlpfahl) wurde durch einen konventionellen Druckversuch untersucht. Im ersten Versuch wurde der Pfahlfuß auf Druck belastet, wodurch, wie beim Pfahl PP02b, der Pfahlschuh nach unten gedrückt wurde. Im zweiten Versuch wurde auch der Pfahlmantel auf Druck belastet. So konnte eine getrennte Erfassung der beiden auf Druck belasteten Komponenten erfolgen.

Die Darstellung der maßgeblichen Diagramme für die Auswertungen der Probepfähle und die Interpretation der Messergebnisse erfolgt in Kapitel 7.

### 7 Auswertung der Pfahlprobebelastungen

In diesem Kapitel wird die rechnerische Auswertung sämtlicher Messdaten beschrieben und erfolgt die Interpretation der Ergebnisse der Pfahlprobebelastungen. Wie bereits beschrieben, werden im Rahmen eines bidirektionalen Belastungsversuchs die Widerstandskomponenten getrennt erfasst. Die einzelnen Komponenten werden für die Auswertung kombiniert, um die äquivalente Belastung des Pfahls zu rekonstruieren und diese mit anderen Versuchen vergleichen zu können.

In Kapitel 6 wurden die ausgeführten Pfähle und Probebelastungen detailliert beschrieben. In den folgenden Abschnitten wird lediglich die Auswertung der Pfahlprobebelastungen erklärt.

#### 7.1 Auswertung der Pfahlprobebelastung für den mantelverpressten Druckpfahl PP02b

#### 7.1.1 Last-Verschiebungsdiagramme für den Pfahl PP02b

Das Last-Verschiebungsdiagramm basiert auf dem Mittelwert der am Pfahlkopf gemessenen drei Pfahlmantelverschiebungen im Zusammenhang mit der Messzeit und der Belastung. Die Pfahlfußverschiebung wurde mit einer Messuhr auf dem Pressauflagerteller erfasst. Die Prüflast und die Prüfzeit wurden ebenfalls dokumentiert.

Abb. 7.1 zeigt das Last-Verschiebungsdiagramm für den Pfahl PP02b während des Erstversuchs. Für den Pfahl PP02b wurde im Rahmen des Erstvesuchs der Pfahlfuß auf Druck belastet und der Pfahlschuh nach unten gedrückt.

Auf der linken Achse des Last-Verschiebungsdiagramms ist der zeitliche Verlauf der Verschiebungen dargestellt, wobei die negative Ordinate Setzungen, die positive Ordinate Hebungen anzeigt. Bei dem konventionellen Druckversuch treten nur Setzungen vor. Während des Erstversuchs wurde der Pfahlfuß auf Druck belastet und der Pfahlschuh wurde um ca. 120 mm nach unten gedrückt. Der maximale Pfahlfußwiderstand  $R_{b;m}$  beträgt dabei 341 kN. Der zeitliche Verlauf der Prüflast  $F_{p;1}$  während des Erstversuchs ist auf der rechten Achse dargestellt. Die Last wurde stufenweise bis 341 kN gesteigert. Bei dieser Last lässt sich aufgrund der nicht abklingenden Verformungszunahme ein Versagen gegenüber dem Spitzendruck ab etwa der hundertsten Minute ableiten.



**Abb. 7.1**: Pfahl PP02b Last-Verschiebungsdiagramm Erstversuch. Linke Achse: zeitlicher<br/>Verlauf der gemessenen Pfahlfußverschiebungen, rechte Achse: zeitlicher Verlauf<br/>der Prüfkraft  $F_{p;1}$ 

Abb. 7.2 zeigt den zeitlichen Verlauf des Mittelwertes der drei gemessenen Pfahlmantelverschiebungen (linke Achse) sowie den zeitlichen Verlauf der Prüfkraft  $F_{p;2}$  (rechte Achse) des Zweitversuchs. Während des Versuchs wurde der Pfahlmantel auf Druck belastet. Da der Pfahl auf Druck belastet ist, ist die Bereinigung der Prüfkraft um das Pfahleigengewicht nicht erforderlich. Die maximale Prüflast wurde bei 1846 kN erreicht und in zwei Zyklen aufgebracht. Im ersten Zyklus wurde die Pfahllast auf 1000 kN erhöht und anschließend auf 50 kN entlastet. Im zweiten Zyklus trat das Versagen gegenüber der Mantelreibung bei einer Last von 1846 kN auf. Die Mantelverschiebung (Setzung) betrug dabei 70 mm.



**Abb. 7.2:** Pfahl PP02b Last-Verschiebungsdiagramm Zweitversuch. Linke Achse: zeitlicher<br/>Verlauf der gemessenen Pfahlmantelverschiebungen, rechte Achse: zeitlicher<br/>Verlauf der Prüfkraft  $F_{p;2}$ 

Die Last-Verschiebungslinien sind in Abb. 7.3 dargestellt und bilden die Grundlage für die Auswertung der axialen Tragfähigkeit eines Pfahls. Sowohl die Ergebnisse des Erstversuchs als auch die des Zweitversuchs werden überlagert abgebildet. Daraus ist zu erkennen, dass bei gleichen Setzungen ein deutlich größerer Pfahlmantelwiderstand (in diesem Fall etwa der fünffache) mobilisiert wird. Die Ergebnisse zeigen, dass der Hauptanteil der Last durch den Pfahlmantel getragen wird.

Die Zunahme der Setzungen und der Rückgang der Kraft ab einer Pfahlfußbelastung von 341 kN deutet auf ein Versagen gegenüber dem Spitzendruck hin. Unter Berücksichtigung der elastischen Stauchung  $\Delta L$  des Druckstabes gemäß Gleichung (7.1), verursacht die maximale Pfahlfußbelastung einen Eindringweg von etwa 7,6 mm (effektive Pfahlfußverschiebung Primärversuch).

$$\Delta L = \frac{F \cdot L}{E \cdot A} \tag{7.1}$$

Dabei ist:

F die Belastung

- *L* die Pfahllänge
- E E-Modul des Druckstabs, Material: 42CrMo4 ist ein CrMo-legierter
   Vergütungsstahl mit einem E-Modul von E= 212000 N/mm<sup>2</sup>
- A Querschnittsfläche des Druckstabes

Der Mantelwiderstand wird aus dem Zweitversuch (Druckversuch) anhand der Last-Setzungskurve abgeleitet. Bei einer maximalen Prüflast von 1846 kN ist ein deutlicher Anstieg



der Pfahlmantelsetzung zu beobachten. Zum Zeitpunkt des Versagens beträgt die Pfahlmantelsetzung etwa 68 mm.

**Abb. 7.3:** Pfahl PP02b Überlagerung der Last-Verschiebungslinien vertikale Achse: zeitlicher<br/>Verlauf der gemessenen Pfahlfußverschiebungen (Erstversuch) und<br/>Pfahlmantelverschiebungen (Zweitversuch), horizontale Achse: zeitlicher Verlauf<br/>der Prüfkraft  $F_{p;1}$  und  $F_{p;2}$ 

#### 7.1.2 Äquivalente Widerstands-Setzungslinie des Pfahls PP02b

Die Messdaten werden für die Auswertung der Gesamttragfähigkeit des Einzelpfahls in der äquivalenten Last-Setzungslinie zusammengeführt und abgebildet. Diese dient als Grundlage für den Vergleich mit den Ergebnissen einer konventionellen statischen Druckprobebelastung. Dabei gelten, die Annahmen aus Abschnitt 4.2.8.

Eine der Annahmen besagt, dass die Mantelreibung aus der Kraft-Hebungslinie von der Bewegungsrichtung unabhängig ist. Im Rahmen des HPS-Pfahlversuchs wird der Mantel in der Regel auf Zug belastet, was zu einer aufwärtsgerichteten Linie führt. Beim Pfahl PP02b wurden hingegen beide Anteile (Pfahlfuß und Mantel) auf Druck untersucht, um einen Vergleich zwischen der Mantelreibung eines auf Druck belasteten Pfahls (PP02b) und der eines auf Zug belasteten Pfahls (PP02c, siehe Abschnitt 7.2) zu ermöglichen. Daher können beide Anteile als zwei Widerstands-Setzungslinien in Abb. 7.4 dargestellt werden.



## Abb. 7.4: Äquivalente Last-Setzungskurve für den Pfahl PP02b. Vertikale Achse: Verlauf der gemessenen Pfahlfußverschiebungen (Erstversuch) und Pfahlmantelverschiebungen (Zweitversuch), horizontale Achse: Verlauf der Prüfkraft F<sub>p;1</sub> und F<sub>p;2</sub> sowie der Gesamtwiderstandskraft

Die mit orange dargestellte Linie bildet den Gesamtwiderstand  $R_{c;m}$  des Pfahls PP02b ab. Wie in Abschnitt 2.2 beschrieben, setzt sich der Widerstand bei Druckpfählen aus dem effektiven Pfahlfußwiderstand  $R_{b;m}$  und aus dem Mantelwiderstand  $R_{s;m}$  zusammen. Der Gesamtwiderstand ist die Summe des Pfahlmantelwiderstandes bei der Setzung *s* und des Pfahlfußwiderstandes ebenso bei einer Setzung *s*.

$$R_{c;m}(s) = R_{b;m}(s) + R_{s;m}(s)$$
(7.2)

Für die Darstellung der Verschiebung des Pfahlfußes des Druckpfahls PP02b wurde bereits die elastische Stauchung berücksichtigt. Die resultierende äquivalente Setzungslinie ist in Abb. 7.4 dargestellt.

Anhand der Auswertungskurven können die einzelnen Widerstandskomponenten sowie der Gesamtwiderstand eines auf Druck belasteten Pfahls ermittelt werden. Diese sind in Tab. 7.1 zusammengefasst.

Pfahl	Pfahlfußwider- stand	Mantelwiderstand	Gesamtwiderstand
DD0.2h	$R_{ m b;m}$	R <sub>s;m</sub>	$R_{\rm c;m}$
11020	[kN]	[kN]	[kN]
	341	1846	2140

**Tab. 7.1:** Ermittelte mittlere Widerstände des Druckpfahls PP02b

Die charakteristischen Widerstände wurden gemäß Abschnitt 4.2 ermittelt. Der Streuungsfaktor beträgt dabei für eine Versuchszahl von n=1,  $\xi$ =1,4. Die Ergebnisse sind Tab. 7.2 zu entnehmen.

Pfahl	Char. Pfahlfußwider- stand	Charakteristischer Mantelwiderstand	Charakte Gesamtw	eristischer viderstand
DD02h	$R_{ m b;k}$	$R_{ m s;k}$	$R_{ m c;k}$	$R_{t;k}=R_{s;k}$
FF02D	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
	244	1319	1529	1319

Tab. 7.2: Ermittelte charakteristische Widerstände des Druckpfahls PP02b

Anhand der charakteristischen axialen Widerstände  $R_{s;k}$  und  $R_{b;k}$  kann der mobilisierbare charakteristische Wert der Pfahlmantelreibung  $q_{s;k}$  und der mobilisierbare charakteristische Wert des Pfahlspitzendrucks  $q_{b;k}$  nach Gleichung (7.3) und Gleichung (7.4) berechnet werden. Der charakteristische Spitzendruck  $q_{b;k}$  bezieht sich auf die Rammschuhfläche, und die mittlere Pfahlmantelreibung auf die Pfahlmantelfläche.

$$q_{b;k} = \frac{R_{b;k}}{A_b}$$

$$q_{s;k} = \frac{R_{s;k}}{A_s}$$

$$(7.3)$$

Die Ergebnisse des untersuchten Pfahls sind in Tab. 7.3 zusammengefasst. Die Pfahlmantelfläche rechnet sich nach Gleichung (7.5) zu:

$$A_{\rm s} = D_{\rm verpresskörper} \cdot \pi \cdot L_{\rm Pfahl} = 13,63 \,\,{\rm m}^2 \tag{7.5}$$

Die Pfahlfußfläche ist gemäß Gleichung (7.6):

$$A_{\rm b} = \left(\frac{D_{\rm Rammschuh}}{2}\right)^2 \cdot \pi = 0,0573 \,\mathrm{m}^2 \tag{7.6}$$

Die Pfahldaten können aus Kapitel 6, Tab. 6.1 entnommen werden. Der Durchmesser des Rammschuhs entspricht 270 mm.

**Tab.** 7.3: Pfahlmantelreibung  $q_{s,k}$  und Pfahlspitzendruck  $q_{b,k}$  des Druckpfahls PP02b

Pfahl		mittlere	Charakteristischer	Char. Mantelwider-
	Spitzendruck	Mantelwiderstand	Spitzendruck	stand
DD0.2h	$q_{ m b;m}$	$q_{ m s;m}$	$q_{ m b;k}$	$q_{ m s;k}$
PPUZD	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
	5956	135	4254	98

#### 7.2 Auswertung der Pfahlprobebelastung für den mantelverpressten Zugpfahl PP02c

#### 7.2.1 Last-Verschiebungsdiagramme für den Pfahl PP02c

Ähnlich wie bei einem konventionellen Druckversuch, basiert das Last-Verschiebungsdiagramm auf dem Mittelwert der am Pfahlkopf gemessenen drei Pfahlmantelverschiebungen in Zusammenhang mit der Messzeit und der Belastung. Die Pfahlfußverschiebung wurde mit einer Messuhr auf dem Pressauflagerteller erfasst und sowohl die Prüflast als auch die Prüfzeit wurden dokumentiert.

Abb. 7.5 zeigt das Last-Verschiebungsdiagramm für den Pfahl PP02c während des Primärversuchs, bei dem der Pfahlfuß auf Druck belastet wurde. Dabei wurde eine Setzung des Pfahlfußes von ca. 16,07 mm dokumentiert. Der größte Pfahlfußwiderstand  $R_{b;m}$  beträgt 493 kN. Der zeitliche Verlauf der Prüfkraft  $F_{p;1}$  während des Primärversuchs ist auf der rechten Achse dargestellt. Die Last wurde stufenweise bis auf 493 kN gesteigert. Bei dieser Last kann aufgrund der nicht abklingenden Verformungszunahme und aufgrund des Rückgangs der Kraft ein Versagen gegenüber Spitzendruck abgeleitet werden.



**Abb. 7.5:** Pfahl PP02c Last-Verschiebungsdiagramm Primärversuch. Linke Achse: zeitlicher<br/>Verlauf der gemessenen Pfahlfußverschiebungen, rechte Achse: zeitlicher Verlauf<br/>der Prüfkraft  $F_{p;1}$ 

Da der Mantelwiderstand in diesem Fall größer ist als der Spitzenwiderstand, ist ein Sekundärzugversuch im Rahmen einer konventionellen statischen Zugprobebelastung erforderlich, um den Mantelwiderstand zu prüfen. Abb. 7.6 zeigt den zeitlichen Verlauf des Mittelwertes der drei gemessenen Pfahlmantelverschiebungen (linke Achse) und den zeitlichen Verlauf der Prüfkraft  $F_{p;2}$  (rechte Achse) des Sekundärzugversuchs. Im Laufe des Versuchs wurde der Pfahlmantel auf Zug belastet. Die maximale Prüfkraft wurde bei 1673 kN erreicht und in zwei Zyklen aufgebracht. Im ersten Zyklus wurde die Pfahllast auf 1000 kN erhöht und anschließend auf 50 kN entlastet. Im zweiten Zyklus trat das Versagen gegenüber der Mantelreibung bei einer Last von 1673 kN auf. Die Mantelverschiebung (Hebung) betrug bei dieser Last 36 mm.



**Abb. 7.6:** Pfahl PP02c Last-Verschiebungsdiagramm Sekundärversuch. Linke Achse:zeitlicher Verlauf der gemessenen Pfahlmantelverschiebungen, rechte Achse:zeitlicher Verlauf der Prüfkraft  $F_{p;2}$ 

Die Last-Verschiebungslinien für die beiden Versuche sind in Abb. 7.7 nebeneinander dargestellt. Der Anstieg der Setzungen und der Rückgang der Kraft bei einer Pfahlfußbelastung von 493 kN deutet auf ein Versagen gegenüber dem Spitzendruck hin. Unter Berücksichtigung der elastischen Stauchung des Druckstabes gemäß Gleichung (7.1) verursacht die Pfahlfußbelastung einen Eindringweg von etwa -5,2 mm (effektive Pfahlfußverschiebung Primärversuch).

Der Mantelwiderstand wird aus dem sekundären Zugversuch anhand der Last-Hebungskurve abgeleitet. Bei einer maximalen Prüflast von 1673 kN ist ein deutlicher Anstieg in der Pfahlmantelhebung zu beobachten. Zum Zeitpunkt des Versagens beträgt die Pfahlmantelhebung etwa 36,36 mm.



Abb. 7.7: Pfahl PP02c Überlagerung der Last-Verschiebungslinien. Vertikale Achse: Verlauf der gemessenen Pfahlfußverschiebungen (Primärversuch) und Pfahlmantelverschiebungen (Sekundärzugversuch), horizontale Achse: Verlauf der Prüfkraft F<sub>p;1</sub> und F<sub>p;2</sub>

#### 7.2.2 Äquivalente Widerstands-Setzungslinie des Pfahls PP02c

Wie bereits beschrieben, werden die Messdaten für die Auswertung der Gesamttragfähigkeit des Einzelpfahls in der äquivalenten Last-Setzungslinie zusammengeführt und abgebildet. Eine der Annahmen besagt, dass die Mantelreibung aus der Kraft-Hebungslinie von der Bewegungsrichtung unabhängig ist. Wie bei einer HPS-Probebelastung wird der Mantel auf Zug untersucht, daher ist diese aufwärtsgerichtet. Für die Auswertung kann die Last-Hebungslinie des Mantels um die x-Achse gespiegelt werden, wie in Abb. 7.8 dargestellt.



# Abb. 7.8: Äquivalente Last-Setzungskurve für den Pfahl PP02c. Vertikale Achse: Verlauf der gemessenen Pfahlfußverschiebungen (Primärversuch) und Pfahlmantelverschiebungen (Sekundärversuch), horizontale Achse: Verlauf der Prüfkraft F<sub>p;1</sub> und F<sub>p;2</sub> sowie der Gesamtwiderstandskraft

Die in Grün dargestellte Linie zeigt den Gesamtwiderstand gegen Druck  $R_{c;m}$  des Pfahls PP02c. Die Vorgehensweise wurde bereits im Abschnitt 7.1 für den Druckpfahl PP02b erklärt. Die Ergebnisse für den Pfahl PP02c werden daher nur tabellarisch zusammengefasst. Der signifikante Unterschied zwischen dem Druckpfahl PP02b und dem Zugpfahl PP02c ist die Art der Belastung. Da der Pfahlmantel beim Pfahl PP02c auf Zug belastet wurde, ergibt sich aus den Versuchen neben dem Gesamtwiderstand gegen Druck auch der Herausziehwiderstand  $R_{t;m}$ .

Die einzelnen Widerstandskomponenten sowie der Gesamtwiderstand sind in Tab. 7.4 zusammengefasst.

Pfahl	Pfahlfußwider- stand	bereinigter Mantelwiderstand	Gesamtwiderstand		
PP02c	$R_{ m b;m}$	$R_{ m s;m}$	$R_{\rm c;m}$	$R_{ m t;m}$	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
	493	1645	2013	1645	

Гab.	7.4: Ermittelte	mittlere	Widerstände	des Zugr	ofahls PP02c
				01	

Die Werte der charakteristischen Widerstände können Tab. 7.5 entnommen werden.

Pfahl	Char. Pfahlfußwider- stand	Charakteristischer Mantelwiderstand	Charakteristischer Gesamtwiderstand		
DD02c	$R_{ m b;k}$	$R_{ m s;k}$	$R_{ m c;k}$	$R_{t;k}=R_{s;k}$	
FFU2C	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
	352	1175	1438	1175	

Tab. 7.5: Ermittelte charakteristische Widerstände des Zugpfahls PP02c

Der charakteristische Wert der Pfahlmantelreibung  $q_{s;k}$  und der mobilisierbare charakteristische Wert des Pfahlspitzendrucks  $q_{b;k}$  für die untersuchten Pfähle sind in Tab. 7.6 enthalten.

Die Pfahldaten können in Kapitel 6, Tab. 6.1 für die einzelnen Pfähle entnommen werden.

Pfahl	Spitzendruck	mittlerer Mantelwiderstand	Charakteristi- scher Spitzendruck	Char. Mantelwider- stand	
0002	$q_{ m b;m}$	$q_{ m s;m}$	$q_{ m b;k}$	$q_{ m s;k}$	
PP02C	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	
	8611	123	6150	86	

**Tab. 7.6:** Pfahlmantelreibung  $q_{s;k}$  und Pfahlspitzendruck  $q_{b;k}$  des Druckpfahls PP02c

#### 7.3 Auswertung der Pfahlprobebelastung für den unverpressten Zugpfahl PP02d

Abb. 7.9 stellt das Last-Verschiebungsdiagramm für den Pfahl PP02d dar. Im Rahmen des ersten Versuchs (V1) wurde der Pfahlfuß bis zu 742 kN belastet, was zu einer Pfahlfußsetzung von 80 mm führte. Der Mantel hat der Belastung während des ersten Versuchs widerstanden. Danach wurde der Pfahl entlastet und der zweite Versuch durchgeführt.

Im zweiten Versuch (V2) wurde der Pfahlfuß im Rahmen des Primärversuchs auf Druck bis ca. 521 kN belastet. Hier kam es aufgrund der nicht abklingenden Setzung zu einem Versagen gegenüber dem Pfahlfußwiderstand. Der Pfahlfußwiderstand für den Gesamtwiderstand wird von dem höheren Ergebnis, nämlich dem ersten Versuch (V1), abgeleitet. Da der Pfahlmantelwiderstand noch nicht erreicht wurde, wurde der Sekundärzugversuch durchgeführt, bei dem der Mantel auf Zug bis 997 kN belastet wurde.



### **Abb. 7.9:** Pfahl PP02d Last-Verschiebungsdiagramm Primärversuch für den ersten und für den zweiten Versuch. Linke Achse: zeitlicher Verlauf der gemessenen Pfahlfußverschiebungen, rechte Achse: zeitlicher Verlauf der Prüfkraft *F*<sub>p;1</sub>

Abb. 7.10 zeigt den zeitlichen Verlauf der Pfahlmantelverschiebungen (linke Achse) sowie den zeitlichen Verlauf der Prüfkraft  $F_{p;2}$  (rechte Achse) des Sekundärzugversuchs. Während des Versuchs wurde der Pfahlmantel auf Zug belastet. Die maximale Prüflast wurde bei 997 kN erreicht und in zwei Zyklen gemäß Abb. 7.10 aufgebracht. Im zweiten Zyklus trat das Versagen gegenüber Mantelreibung bei einer Last von 997 kN auf. Die Mantelverschiebung (Hebung) betrug bei dieser Last 18 mm.



**Abb. 7.10:** Pfahl PP02d Last-Verschiebungsdiagramm Sekundärversuch. Linke Achse:zeitlicher Verlauf der gemessenen Pfahlmantelverschiebungen, rechte Achse:zeitlicher Verlauf der Prüfkraft  $F_{p;2}$ 

Die Last-Verschiebungslinien für beide Versuche sind in Abb. 7.11 dargestellt.



## **Abb. 7.11:** Pfahl PP02d Überlagerung der Last-Verschiebungslinien. Vertikale Achse:<br/>zeitlicher Verlauf der gemessenen Pfahlfußverschiebungen und<br/>Pfahlmantelverschiebungen, horizontale Achse: zeitlicher Verlauf der Prüfkraft<br/> $F_{\rm p;1}$ und $F_{\rm p;2}$

Abb. 7.12 zeigt die Äquivalente Last-Setzungskurve für den Pfahl PP02d. Dabei ist der Gesamtwiderstand gegen Druck  $R_{c;m}$  mit Hellblau dargestellt. Die Vorgehensweise wurde bereits in den Abschnitten 7.1 und 7.2 erklärt. Die Ergebnisse für den Pfahl PP02d werden daher nur tabellarisch zusammengefasst.



## **Abb. 7.12:** Äquivalente Last-Setzungskurve für den Pfahl PP02d. Vertikale Achse: zeitlicher Verlauf der gemessenen Pfahlfußverschiebungen und Pfahlmantelverschiebungen, horizontale Achse: zeitlicher Verlauf der Prüfkraft $F_{p;1}$ und $F_{p;2}$ sowie die Gesamtwiderstandskraft

Die einzelnen Widerstandskomponenten sowie den Gesamtwiderstand fasst Tab. 7.7 zusammen. Für den unverpressten Pfahl wird der Pfahlfußwiderstand und der Spitzendruck auf der sicheren Seite liegend auf null gesetzt.

Pfahl	Pfahlfußwider- stand	bereinigter Mantelwiderstand	Gesamtwiderstan	
DDU34	$R_{ m b;m}$	R <sub>s;m</sub>	R <sub>c;m</sub>	R <sub>t;m</sub>
PP020	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
	0	997	997	997

Tab. 7.7: Ermittelte mittlere Widerstände des Zugpfahls PP02d

Die Werte der charakteristischen Widerstände können aus der Tab. 7.7 entnommen werden.

**Tab.** 7.8: Ermittelte charakteristische Widerstände des Zugpfahls PP02d

Pfahl	Char. Pfahlfußwider- stand	Charakteristischer Mantelwiderstand	Charakte Gesamtw	eristischer viderstand
DDUJY	$R_{ m b;k}$	$R_{ m s;k}$	$R_{ m c;k}$	$R_{t;k}=R_{s;k}$
rr02u	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
	0	712	712	712

Der charakteristische Wert der Pfahlmantelreibung  $q_{s;k}$  ist in Tab. 7.9 enthalten. Die Pfahldaten können in Kapitel 6, Tab. 6.1 für die einzelnen Pfähle entnommen werden.

	Spitzendruck	mittloror	Charakteristi-	Char.
Pfahl		IIIIttierer Mantalzuidaratand	scher	Mantelwider-
		MainterwiderStand	Spitzendruck	stand
P0074	$q_{ m b;m}$	$q_{ m s;m}$	$q_{ m b;k}$	$q_{ m s;k}$
PP020	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
	0	112	0	80

**Tab. 7.9:** Die Pfahlmantelreibung  $q_{s;k}$  und Pfahlspitzendruck  $q_{b;k}$  des Zugpfahls PP02d

#### 7.4 Auswertung der Pfahlprobebelastung für den unverpressten Druckpfahl PP02e

Abb. 7.13 zeigt das Last-Verschiebungsdiagramm für den Pfahl PP02e während des Erstversuchs. Im Verlauf dieses Versuchs wurde der Pfahlfuß auf Druck belastet, wobei der Pfahlschuh um ca. 90 mm nach unten gedrückt wurde. Der maximale Pfahlfußwiderstand  $R_{b;m}$  wurde bei 200 kN erreicht. Bei dieser Last kann aufgrund der nicht abklingenden Verformungszunahme ein Versagen gegenüber dem Spitzendruck abgeleitet werden.



**Abb. 7.13:** Pfahl PP02e Last-Verschiebungsdiagramm Erstversuch. Linke Achse: zeitlicher<br/>Verlauf der gemessenen Pfahlfußverschiebungen, rechte Achse: zeitlicher Verlauf<br/>der Prüfkraft  $F_{p;1}$ 

Abb. 7.14 zeigt den Zweitversuch (Druckversuch). Dabei wurde der Pfahlmantel auf Druck belastet, weshalb das Eigengewicht des Pfahls nicht abgezogen wird. Die maximale

Pressenkraft wurde bei 994 kN erreicht. Ein Versagen des Pfahles gegenüber Mantelwiderstand konnte jedoch nicht beobachtet werden.



### **Abb. 7.14:** Pfahl PP02e Last-Verschiebungsdiagramm Zweitversuch. Linke Achse: zeitlicher<br/>Verlauf der gemessenen Pfahlmantelverschiebungen, rechte Achse: zeitlicher<br/>Verlauf der Prüfkraft $F_{\rm p;2}$

Die Last-Verschiebungslinien sind in Abb. 7.15 und Abb. 7.16 dargestellt. Um die Pfahlmantelwiderstände zwischen dem unverpressten, auf Zug belasteten Pfahl PP02d und dem unverpressten, auf Druck belasteten Pfahl PP02e vergleichen zu können, wurden für den Zweitversuch (Druckversuch) des Pfahls PP02e zwei Trendlinien im Last-Verschiebungsdiagramm erstellt.

Beim unverpressten Zugpfahl PP02d trat das Versagen des Pfahlmantels bei einer Verschiebung von etwa 19 mm auf. Daher wurden die Trendlinien für den Pfahl PP02e bei einer Pfahlmantelverschiebung von 19 mm gemäß den von Excel erstellten Gleichungen berechnet und ausgewertet. Diese Trendlinien prognostizieren den weiteren Verlauf und die Kraft, die für eine Verschiebung von 19 mm benötigt wird.

Eine Trendlinie ist umso zuverlässiger, je näher ihr Bestimmtheitsmaß an eins liegt. Der R-Quadratwert wird automatisch von Excel berechnet.

Abb. 7.15 zeigt eine lineare Trendlinie, die die Beziehung zwischen Pfahlmantelverschiebung und Mantelwiderstand veranschaulicht und das Versagen des Pfahlmantels prognostiziert. Der R-Quadratwert für die lineare Trendlinie beträgt 0,9398, was auf eine gute Anpassung der Linie an die Daten hinweist.

Für die lineare Trendlinie gilt Gleichung (7.7):

$$y = -0.0165 \cdot x + 1.5784 \tag{7.7}$$

Nach Einsetzen der Pfahlmantelverschiebung von y = 19 mm ergibt sich die zugehörige Kraft zu:

$$\int_{1}^{0} \int_{2}^{0} \int_{2$$

$$x = 1247 \text{ kN}$$
 (7.8)

Abb. 7.15: Pfahl PP02e Überlagerung der Last-Verschiebungslinien und Darstellung der linearen Trendlinie. Vertikale Achse: zeitlicher Verlauf der gemessenen Pfahlfußverschiebungen (Primärversuch) und Pfahlmantelverschiebungen (Sekundärversuch), horizontale Achse: zeitlicher Verlauf der Prüfkraft F<sub>p;1</sub> und F<sub>p;2</sub>

Abb. 7.16 zeigt eine Polynom-Trendlinie der Ordnung 2. Der R-Quadratwert beträgt 0,9573, was auf eine bessere Anpassung der Linie an die Daten hinweist. Diese Trendlinie bietet daher einen besseren Prognosecharakter.

$$y = -8 \cdot 10^{-6} \cdot x^2 - 0,0088 \cdot x + 0,5435 \tag{7.9}$$

Nach Einsetzen der Pfahlmantelverschiebung von y = 19 mm ergibt sich die zugehörige Kraft zu:

$$x = 1107 \,\mathrm{kN}$$
 (7.10)



Abb. 7.16: Pfahl PP02e Überlagerung der Last-Verschiebungslinien und Darstellung der polynomischen Trendlinie. Vertikale Achse: zeitlicher Verlauf der gemessenen Pfahlfußverschiebungen (Primärversuch) und Pfahlmantelverschiebungen (Sekundärversuch), horizontale Achse: zeitlicher Verlauf der Prüfkraft F<sub>p;1</sub> und F<sub>p;2</sub>

In beiden Diagrammen ist ein Anstieg der Setzungen und der Rückgang der Kraft ab einer Pfahlfußbelastung von etwa 201 kN zu erkennen. Das deutet auf ein Versagen gegenüber Spitzendruck hin. Unter Berücksichtigung der elastischen Stauchung des Druckstabes verursacht die Pfahlfußbelastung einen Eindringweg von etwa 52 mm (effektive Pfahlfußverschiebung Erstversuch).



# **Abb. 7.17:** Äquivalente Last-Setzungskurve für den Pfahl PP02e. Vertikale Achse: Verlauf der<br/>gemessenen Pfahlfußverschiebungen (Erstversuch) und<br/>Pfahlmantelverschiebungen (Zweitversuch), horizontale Achse: Verlauf der<br/>Prüfkraft $F_{p;1}$ und $F_{p;2}$ sowie der Gesamtwiderstandskraft

Die mit orange dargestellte Linie bildet den Gesamtwiderstand  $R_{c;m}$  des Pfahls PP02e ab. Für die Darstellung der Verschiebung des Pfahlfußes wurde bereits die elastische Stauchung berücksichtigt. Die resultierende äquivalente Setzungslinie ist in Abb. 7.17 dargestellt.

Die einzelnen Widerstandskomponenten sowie der Gesamtwiderstand des auf Druck belasteten Pfahles PP02e sind in Tab. 7.10 zusammengefasst. Für den unverpressten Pfahl wird der Pfahlfußwiderstand und der Spitzendruck auf der sicheren Seite liegend auf null gesetzt.

Pfahl	Pfahlfußwider- stand	Mantelwiderstand	Gesamtwi	derstand
	$R_{ m b;m}$	$R_{ m s;m}$	R <sub>c;m</sub>	R <sub>t;m</sub>
rr02e	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
	0	996	1188	996
Kurve verlängert, linear		1247		
Kurve verlängert,				
polynomisch		1107		

Tab. 7.10: Ermittelte mittlere Widerstände des Druckpfahls PP02e

Die charakteristischen Widerstände wurden gemäß Abschnitt 4.2 ermittelt und können Tab. 7.11 entnommen werden.

Pfahl	Char. Pfahlfußwider- stand	Charakteristischer Mantelwiderstand	Charakteristischer Gesamtwiderstand	
PP020	$R_{ m b;k}$	$R_{ m s;k}$	$R_{\rm c;k}$	$R_{t;k}=R_{s;k}$
11020	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
	0	711	849	711

**Tab. 7.11:** Ermittelte charakteristische Widerstände des Druckpfahls PP02e

Der charakteristische Wert der Pfahlmantelreibung  $q_{s;k}$  ist in Tab. 7.12 angeführt. Die Pfahldaten können in Kapitel 6, Tab. 6.1 für die einzelnen Pfähle entnommen werden.

Pfahl	Spitzendruck	mittlerer Mantelwiderstand	Charakteristi- scher Spitzendruck	Char. Mantelwider-
				Stallu
	$q_{ m b;m}$	$q_{ m s;m}$	$q_{ m b;k}$	$q_{ m s;k}$
PP02e	[kN/m <sup>2</sup> ]	$[kN/m^2]$	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
	0	110	0	79
Lineare Trendlinie		138		99
Polynomische				
Trendlinie		123		88

**Tab. 7.12:** Pfahlmantelreibung  $q_{s;k}$  und Pfahlspitzendruck  $q_{b;k}$  des Zugpfahls PP02d

Da die polynomische Trendlinie einen besseren R-Quadratwert und dadurch einen besseren Prognosecharakter hat, wird diese für den Vergleich der Pfähle berücksichtigt.



### 8 Interpretation der Ergebnisse

Tab. 8.1 gibt einen Überblick über die Ergebnisse der Pfahlprobebelastungen. Die charakteristischen Widerstandskomponenten für Pfahlfuß und Pfahlmantel sowie der Gesamtwiderstand für Druck- und Zugpfähle wurden anhand der Auswertung hergeleitet. Die maximale Prüflast beträgt für die mantelverpressten Pfähle (PP02b und PP02c) 2000 kN und für die unverpressten Pfähle (PP02d und PP02e) 1000 kN.

		0	0	
Pfahl	Char. Pfahlfußwider- stand	Charakteristischer Mantelwiderstand	Charakte Gesamtw	eristischer viderstand
	$R_{ m b;k}$	$R_{ m s;k}$	$R_{ m c;k}$	$R_{t;k}=R_{s;k}$
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
PP02b	244	1319	1529	1319
PP02c	352	1175	1438	1175
PP02d	0	712	1081	712
PP02e	0	711	849	711

Tab. 8.1: Zusammenfassung der HPS Versuchsergebnisse

#### 8.1 Vergleich der Versuchsergebnisse

Im Rahmen dieser Diplomarbeit wurde der Mantelwiderstand sowohl an mantelverpressten Duktilpfählen als auch an unverpressten Stahlpfählen untersucht. Für die Pfähle PP02b, PP02c und PP02d konnte der charakteristische Bruchwert erreicht werden. Da beim Pfahl PP02e kein Bruchwert erreicht wurde, wurde eine polynomische Trendlinie erstellt, um einen besseren Vergleich zu ermöglichen. Für Details wird auf Kapitel 7 hingewiesen.

In Tab. 8.2 sind die Widerstandkomponenten je Pfahl angeführt. Der mantelverpresste Zugpfahl PP02c weist einen Mantelwiderstand  $R_{s;m}$  von 1645 kN auf, während der mantelverpresste Druckpfahl PP02b einen Mantelwiderstand  $R_{s;m}$  von 1846 kN erreicht. Das Verhältnis wird als der Mantelwiderstand des Zugpfahls geteilt durch den Mantelwiderstand des Druckpfahls definiert. Der Mantelwiderstand wird auf die Mantelfläche rückgerechnet (Mantelreibung/m<sup>2</sup> Mantelfläche) und das Verhältnis des rückgerechneten Wertes wird bewertet. Das aus diesem Versuch abgeleitete Verhältnis beträgt 0,89 (89%).

Der unverpresste Zugpfahl PP02d erreichte einen maximalen Mantelwiderstand von 997 kN. Wie bereits in Abschnitt 7.4 beschrieben, wurde die Grenztragfähigkeit des unverpressten Druckpfahls PP02e nicht erreicht; mit der maximalen Pressenlast von 1000 kN konnte kein Versagen gegenüber dem Mantelwiderstand dokumentiert werden. Für diesen Pfahl wurde eine lineare und eine polynomische Trendlinie anhand der durchgeführten HPS- Probebelastung erstellt. Da die polynomische Trendlinie einen höheren R-Quadratwert aufweist und somit eine bessere Annäherung darstellt, wird für das Verhältnis zwischen dem unverpressten Zugpfahl und dem unverpressten Druckpfahl der Wert aus der polynomischen Trendlinie verwendet. Der prognostizierte Mantelwiderstand für den Zugpfahl PP02e beträgt 1107 kN, was ein Verhältnis von 0,92 (92%) ergibt. Der anhand der linearen Trendlinie prognostizierte Mantelwiderstand für den Zugpfahl PP02e beträgt 1247 kN, was zu einem Verhältnis von nur 0,81 (81%) zwischen Zugpfahl und Druckpfahl führen würde.

Pfahl Nr.	Pfahlfuß- widerstand	Mantel- widerstand	Rammzeit	DM im Mittel (verpresst)	Pfahllänge	Mantel- fläche	Mantelreibung/ Mantelfläche
	<i>R</i> <sub>b,m</sub> [kN]	R <sub>s,m</sub> [kN]	[sec]	[m]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
PP02b (Druck)	341	1846	582	0,28	15,5	13,63	135,39
PP02c (Zug)	493	1645	656	0,28	15,5	13,63	120,65
							89%
PP02d (Zug)		997	896	0,129	21,9	8,88	112,33
PP02e(Druck)		996	927	0,129	22,3	9,04	110,21
							102%
PP02e Lineare I	Kurve,	1247	927	0,129	22,3	9,04	138,00
venangent							81%
PP02e Polynom	ische Kurve,	1107	927	0,129	22,3	9,04	122,49
verlängert							92%

Tab. 8.2: Zusammenfassung der Versuchsergebnisse

Verhältnis der unverpressten Pfähle im Mittel:

92%

#### 8.2 Vergleich mit Tabellenwerten aus der Literatur

Im Vergleich zu den durch das HPS-System<sup>®</sup> ermittelten charakteristischen Pfahlwiderständen erfolgt in diesem Abschnitt die Ermittlung der Grenztragfähigkeit der untersuchten Pfähle auf Basis von Erfahrungswerten aus der EA-Pfähle [1]. Die Pfahlmantelwiderstandswerte je Schicht ( $q_{s;i;k}$ ), die zur Ermittlung des Pfahlspitzenwiderstandes  $R_{b;k}$  und des Pfahlmantelwiderstandes  $R_{s;k}$  dienen, wurden dem geotechnischen Gutachten [33] entnommen. Die im Gutachten angegebenen Werte basieren auf der ÖNORM B 1997-1-3 [11] sowie der EA-Pfähle [1] und sind in Tab. 8.3 zusammengefasst.

Das geotechnische Gutachten unterteilt das Baufeld in vier Bereiche (A, B, C und D) gemäß Untergrund- und Geländeverhältnissen. Für jeden Bereich wurden spezifische Grenzen für die Lastabtragung definiert. Oberhalb der Grenze 1 darf gemäß dem geotechnischen Gutachten und aufgrund der Bodenverhältnisse (lockere Anschüttungen) kein Mantelwiderstand angesetzt werden. Das geotechnische Gutachten [33] gibt keine Werte für den Spitzendruckwiderstand an. Sämtliche Pfähle wurden im Bereich C hergestellt.

Bereich C Bereich D Grenze 1 Grenze 1 – 197 m ü.A. 197 m ü.A. Grenze 2 Grenze 2 тü.A Bereich B тü.А. Grenze 1 – 200 m ü.A. Grenze 2 – 196 m ü.A. Bereich A Grenze 1 – 204 m ü.A. Grenze 2 – 200 m ü.A.

Abb. 8.1: Aufteilung des Grundstückes [33]

### **Tab. 8.3:** Schichtgrenzen und Pfahlmantelwiderstandswerte je Schicht aus dem<br/>geotechnischen Gutachten [33]

Schicht	Schichtgrenzen	Charakteristischer Pfahl- mantelwiderstand q <sub>s,i,k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]
A – Anschüttung B - Deckschicht	-	0
C - Kies	Obere Grenze 1	0
D - Schluff/Ton	Grenze 1 bis Grenze 2	100
(Miozän)	unter Grenze 2	100/140

Tab.	8.4:	Schichtgrenzen
------	------	----------------

	Grenze 1 [m ü.A.]	Grenze 2 [m ü.A.]
Bereich C	197,0	194,0

Die Oberkante des Pfahls PP02b (entsprechend einer Höhe von 203,27 m ü.A.) kommt bereits in den Böden der Schicht D (Kies) zu liegen. Gemäß dem geotechnischen Gutachten darf der Pfahlmantelwiderstand erst ab 1,0 m unter Geländeoberkante (Pfahloberkante), aufgrund der Auflockerung der oberflächennahen Bodenschichten, angesetzt werden. Aus Tab. 8.5 ergibt sich der charakteristische Pfahlwiderstand für den Pfahl PP02b zu 1.031,1 kN.

Tab.	8.5: Ermittlung der Grenztragfähigkeit des Pfahls PP02b nach Erfahrungswerten aus
	EA-Pfähle [1] und geotechnischem Gutachten [33] gemäß der Grundgleichung (2.1)

Baufeldbereich	Bereich C
Pfahl Oberkante [m ü.A.]:	203,27
Pfahlmantelwiderstand ansetzbar ab [m ü.A.]	202,27
Pfahl Unterkante [m ü.A.]:	187,77
Pfahllänge [m]:	15,5
Pfahlumfang [m]:	0,88

Schicht		Oberkante [m ü.A.]	Unterkante [m ü.A.]	Mächtigkeit [m]		Spitzen- druck			
					q <sub>s;i;k</sub> [kN/m²]	<i>A</i> s; <i>i</i> [m <sup>2</sup> ]	R <sub>s;k;i</sub> [kN]	∑ <i>R</i> s;k [kN]	R <sub>b;k</sub> [kN]
Α		n.a.	n.a.	0	-	0	0		
В		n.a.	n.a.	0	-	0	0		
С		n.a.	n.a.	0	-	0	0		
D	bis Grenze 1	202,27	197,00	5,27	0	4,64	0		
	Grenze 1bis 2	197,00	194,00	3,00	100	2,64	263,89		
	ab Grenze 2	194,00	187,77	6,23	140	5,48	767,23		
1031,1								0,0	
Charakteristischer Gesamtwiderstand gemäß Erfahrungswerten $R_{\rm ell}$ =								10311	

n.a. - nicht aufgeschlossen

Für den Pfahl PP02c wurde ebenfalls der charakteristische Gesamtwiderstand ermittelt. Da dieser Pfahl während der HPS<sup>®</sup>-Probebelastung auf Zug beansprucht wurde, wird für den Vergleich gemäß dem geotechnischen Gutachten der niedrigere Wert des Mantelwiderstands für Zugpfähle herangezogen. Daher wird zur Ermittlung des charakteristischen Pfahlmantelwiderstands der Wert  $q_{s;k}$  = 100 kN/m<sup>2</sup> unter der Grenze 2 berücksichtigt.

**Tab. 8.6:** Ermittlung der Grenztragfähigkeit des Pfahls PP02c nach Erfahrungswerten ausEA-Pfähle und geotechnischem Gutachten gemäß der Grundgleichung (2.1)

Baufeldbereich	Bereich C		
Pfahl Oberkante [m ü.A.]:	203,14		
Pfahlmantelwiderstand ansetzbar ab			
[m ü.A.]:	202,14		
Pfahl Unterkante [m ü.A.]:	187,64		
Pfahllänge [m]:	15,5		
Pfahlumfang [m]:	0,88		

	Schicht	Oberkante [m ü.A.]	Unterkante [m ü.A.]	Mächtigkeit [m]	Mantelreibung				Spitzen- druck
					q <sub>s;i;k</sub> [kN/m²]	A <sub>s;i</sub> [m <sup>2</sup> ]	R <sub>s;k;i</sub> [kN]	∑R <sub>s;k</sub> [kN]	R <sub>b;k</sub> [kN]
Α		n.a.	n.a.	0	-	0	0		
В		n.a.	n.a.	0	-	0	0		
С		n.a.	n.a.	0	-	0	0		
	Schicht	Oberkante [m ü.A.]	Unterkante [m ü.A.]	Mächtigkeit [m]	Mantelreibung				Spitzen- druck
--	---------------	-----------------------	------------------------	--------------------	-------------------------------	---	----------------------------	---------------------------	--------------------------
					q <sub>s;i;k</sub> [kN/m²]	<i>A</i> s; <i>i</i> [m <sup>2</sup> ]	R <sub>s;k;i</sub> [kN]	∑R <sub>s;k</sub> [kN]	R <sub>b;k</sub> [kN]
D	bis Grenze 1	202,14	197,00	0					
	Grenze 1bis 2	197,00	194,00	3,00	100	2,64	263,89		
	ab Grenze 2	194,00	187,64	6,36	100	5,59	559,45		
								823,3	0,0
Charakteristischer Gesamtwiderstand gemäß Erfahrungswerten $R_{t;k}$ =						823,3			

Tab. 8.7 zeigt den Vergleich zwischen den Ergebnissen der Pfahlprobebelastungen und den Erfahrungswerten gem. EA-Pfähle [1]. Die aus Erfahrungswerten ermittelten charakteristischen Gesamtwiderstände entsprechen ausschließlich dem Mantelwiderstand, da im geotechnischen Gutachten für Kleinrammpfähle keine Spitzendruckwiderstandswerte angegeben sind. Im Gutachten wurden nur Widerstandswerte für mantelverpresste Pfähle angegeben, weshalb nur die Pfähle PP02b und PP02c berücksichtigt werden.

Tab. 8.7: Vergleich der Ergebnisse der Pfahlprobebelastungen und der Erfahrungswerte

	Charakteristischer	Vorhältnig	
Pfahlnummer	Mantelwiderstand aus HPS-Probebelastung	Gesamtwiderstand aus Erfahrungswerten	[%]
PP02b	1319	1031	78%
PP02c	1175	823	70%



## 9 Zusammenfassung und Ausblick

Die vorliegende Diplomarbeit untersucht die Unterschiede in der Tragfähigkeit von verpressten Duktilpfählen und unverpressten Stahlpfählen unter unterschiedlichen Belastungsrichtungen (Zug- und Druckbelastung). Ziel der Arbeit war es, das Last-Verformungsverhalten von mantelverpressten Duktilpfählen und unverpressten Stahlpfählen mit dem Pile HAY-Proof-System<sup>®</sup>, einem bi-direktionalen Pfahlprüfsystem und mit dem konventionellen Druckversuch zu erfassen. Zur Erreichung dieses Ziels wurden vier Pfahlprobebelastungen in schluffigen, tonigen Böden in Vösendorf durchgeführt. Dabei wurden sowohl Duktilpfähle als auch Stahlpfähle getestet, wobei jeweils ein Zug- und ein Druckpfahl pro System verwendet wurde.

Zu Beginn der Arbeit wurden die theoretischen Grundlagen der Pfahlbemessung und des Tragverhaltens von Verdrängungspfählen erläutert. Anschließend wurde auf die spezifischen Eigenschaften von Duktilpfählen eingegangen. Darüber hinaus erfolgte eine umfassende Auswertung von Messdaten zum Last-Verformungsverhalten. Als Grundlage für die Untersuchung dienen Messdaten von vier Pfahlprobebelastungen. Die Versuchsergebnisse wurden mit Erkenntnissen aus der Fachliteratur abgeglichen. Diese beschreiben hauptsächlich die Ergebnisse ähnlicher Probebelastungen an Mikropfählen und Bohrpfählen und liefern wertvolle Informationen für ein besseres Verständnis des Tragverhaltens von Pfählen im Allgemeinen. Im Rahmen dieser Diplomarbeit konnten diese Erkenntnisse auch für die untersuchten Duktilpfähle bestätigt werden.

Die Auswertung wurde anhand der grafischen Darstellung der Last-Verschiebungslinien des Pfahlfußes und des Pfahlmantels durchgeführt. Nach einer Überlagerung der beiden Last-Verschiebungskurven wurde die äquivalente Last-Setzungskurve für den Gesamtwiderstand erstellt. Aus den aufgezeichneten Last-Verformungskurven wurden die Widerstandswerte abgeleitet. Basierend auf der Anzahl vergleichbarer Versuche wurden Streuungsfaktoren nach ÖNORM B 1997-1-1 festgelegt, um die charakteristischen Widerstände für Druck- und Zugpfähle ermitteln. Zudem ermöglichte die getrennte Erfassung zu der Widerstandskomponenten die Bestimmung charakteristischer Werte für den Spitzendruck und die gemittelten Mantelreibungswerte.

Die Untersuchungen bestätigen, dass mantelverpresste Pfähle höhere Mantelwiderstände aufweisen als unverpresste Pfähle. Der mantelverpresste Zugpfahl PP02c erreichte einen Mantelwiderstand von 1645 kN, während der mantelverpresste Druckpfahl PP02b einen Mantelwiderstand von 1846 kN aufwies. Das Verhältnis zwischen Zug- und Druckpfahl betrug in diesem Fall 89 %. Bei den unverpressten Pfählen wurde für den Zugpfahl PP02d ein Mantelwiderstand von 997 kN gemessen. Der unverpresste Druckpfahl PP02e erreichte aufgrund der begrenzten Pressenlast von 1000 kN nicht seine Grenztragfähigkeit, sodass eine Trendlinie zur Schätzung des maximalen Mantelwiderstands verwendet wurde. Die Analyse ergab, dass das Verhältnis zwischen Zug- und Druckpfahl für die unverpressten Pfähle durchschnittlich 92 % beträgt.

Zusammenfassend konnte durch die Untersuchungen bestätigt werden, dass mantelverpresste Pfähle grundsätzlich höhere Mantelwiderstände aufweisen als unverpresste Pfähle. Zudem zeigt sich, dass der Mantelwiderstand eines Zugpfahls im Vergleich zu einem Druckpfahl geringer ausfällt, was mit der unterschiedlichen Belastungsart erklärt werden kann.

Die durchgeführten Untersuchungen zeigen, dass der Zugwiderstand von Duktilpfählen bzw. Stahlpfählen in schluffigen, tonigen Böden rund 90% des Druckwiderstands beträgt. Dies verdeutlicht, dass eine Abschätzung der Widerstandswerte allein auf Basis der Literatur und ohne Pfahlprobebelastungen zu einer deutlichen Unterschätzung des tatsächlichen Widerstands führen kann.

Für weitergehende Untersuchungen bieten sich verschiedene Forschungsansätze an. Eine interessante Fragestellung ist der Einfluss der Muffenaufweitungen bei Duktilpfählen auf die Mantelreibung. Es ist zu klären, inwiefern die Geometrie der Muffen die Lastabtragung und damit die Mantelreibung unter unterschiedlichen Belastungsarten beeinflusst.

Zudem ist ein Vergleich mit weiteren Baugrundarten von Interesse. Die vorliegende Arbeit bezieht sich auf schluffige, tonige Böden des Miozäns. Untersuchungen in Sand- oder Kiesböden könnten aufzeigen, wie sich die Mantelreibung unter verschiedenen geotechnischen Bedingungen verhält.

Darüber hinaus könnte eine numerische Modellierung der Mantelreibung wertvolle Erkenntnisse liefern. Mit der Finite-Elemente-Methode (FEM) ließe sich das Tragverhalten von Zug- und Druckpfählen in unterschiedlichen Bodenverhältnissen simulieren und optimieren.

Durch weitergehende Forschung in diesen Bereichen könnte das Verständnis der Mantelreibung von Duktilpfählen weiter vertieft und die Bemessung dieser Pfähle optimiert werden.

## **10 Literaturverzeichnis**

- [1] DGGT. Verlag Ernst & Sohn, *EA-Pfähle: Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle"*, 2. Auflage. Berlin, 2012.
- [2] D. Adam, "Grundbau und Bodenmechanik". Technische Universität Wien.
- [3] M. Witzel, "Zur Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von vorgefertigten Verdrängungspfählen in bindigen und nichtbindigen Böden", 2004.
- [4] Normenausschuss im Bauwesen (NABau) im DIN, *DIN 18088:2017, Tragstrukturen für Windenergieanlagen und Plattformen.*
- [5] K. J. Witt, *Grundbau Taschenbuch Teil 3: Gründungen und geotechnische Bauwerke*. in 8. Auflage. Ernst&Sohn, 2018.
- [6] P. Becker und J. Lüking, "Vergleich der CPT-basierten direkten Berechnungsverfahren nach EA-Pfähle und ICP-05 für Fertigrammpfähle".
- [7] *ÖNORM EN 1536 Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau Bohrpfähle*, 1. Dezember 2015.
- [8] *ÖNORM EN 12699 Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau Verdrängungspfähle*, 1. September 2015.
- [9] ÖNORM EN 14199 Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau Mikropfähle, 15. Oktober 2016.
- [10] G. Möller, Geotechnik, Grundbau, 2. 2012.
- [11] ÖNORM B 1997-1-3 (2015) Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1-3: Pfahlgründungen.
- [12] M. Hayden, "Probefeld Hollern II", 14. April 2024.
- [13] ÖNORM EN 1997-1:2014 Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, 15. November 2014.
- [14] C. Moormann, "Jahresbericht 2021 des Arbeitskreises "Pfähle" der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT)", in *Die Bautechnik, 2022, Vol.99 (2), p.150-153*.
- [15] Tiroler Rohre GmbH, "TRM Pfahlsysteme, Pfahlfolder". September 2022.
- [16] Keller Grundbau, "Zulassung Keller Duktilpfahl (KDP)". [Online]. Verfügbar unter: https://www.bmk.gv.at/dam/jcr:f77167db-bed7-4910-b90aaaee20f5b55f/
- [17] Tiroler Rohre GmbH, "Zulassung TRM Pfahlsysteme".
- [18] ÖNORM B 2567 Pfähle aus duktilem Gusseisen Anforderungen an die Bauteile, deren Bemessung und Einbau, 15. August 2018.
- [19] ÖNORM EN 1993-5 Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 5: Pfähle und Spundwände, 15. September 2023.
- [20] ÖNORM B 1997-1-1 (2021) Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik Teil 1-1: Allgemeine Regeln, 1. Juni 2021.
- [21] EADIPS FGR European Association for Ductile Iron Pipe Systems/Fachgemeinschaft Guss-Rohrsysteme, *Guss-Rohrsysteme*. 2018.
- [22] DSI Underground Austria, "GEWI® Plus Mikropfahl-System".

- [23] M. Hayden, J. Chalmovsky, T. Kirchmaier, Ch. Monsberger, H. Neumann, und V. Racansky, "Neueste Entwicklungen der Qualitätssicherung bei der Duktilpfahlherstellung", gehalten auf der 13. Österreichische Geotechniktagung, 19. April 2022.
- [24] M. Hayden und T. Kirchmaier, "Pile HAY-Proof System (Pile H-P-S) Neuartiges System für statische Probebelastungen an schlanken Pfählen", gehalten auf der Christian Veder Kolloquium, Graz, Österreich, 2010.
- [25] ÖNORM EN ISO 22477-1 Geotechnische Erkundung und Untersuchung Prüfung von geotechnischen Bauwerken und Bauwerksteilen. Teil 1: Statische axiale Pfahlprobebelastungen auf Druck, 15. Juni 2019.
- [26] J. O. Osterberg, "The Osterberg load test method for bored and driven piles the first ten years", 1998.
- [27] G. Dai und W. Gong, "Application of bi-directional static loading test to deep foundations", in *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2012, S. 269– 275. [Online]. Verfügbar unter: www.rockgeotech.org
- [28] M. Hayden, "Projektentwicklungshandbuch Pile HAY-Proof-System". November 2020.
- [29] H. Ma, Y. Ma, L. Zhu, und H. Zhang, "Experimental Study on the Difference Mechanism of Shaft Resistance between Uplift Piles and Compressive Piles", *MDPI*, März 2023, [Online]. Verfügbar unter: https://doi.org/10.3390/ app13053158
- [30] Z. Qian, W.-Z. Yang, X.-I. Lu, und Q. Cui, "Behaviour of micropiles in collapsible loess under tension or compression load", Bd. Geomechanics and Engineering •, Nov. 2014.
- [31] F. H. Kulhawy und A. Hirany, "Interpretation of load tests on drilled shafts. II: Axial uplift", in *Foundation Engineering: Current Principles and Practices*.
- [32] F. H. Kulhawy und A. Hirany, "Conduct and Interpretation of load tests on drilled shaft foundations: Detailed guidelines", Electric Power Research Institute.
- [33] GB ZT GmbH für Geotechnik und Bauingenieurwesen, "Geotechnisches Gutachten". 19. Juni 2023.
- [34] Keller Grundbau, "Dokumentation und Rammaufnahmen der Probepfähle, Bvh. Vösendorf". 22. August 2023.
- [35] Keller Grundbau, "Geotechnischer Schnitt Bvh. in Vösendorf".

## 11 Abbildungsverzeichnis

<b>Abb. 2.1:</b> Ubersicht über die nach den Herstellungsnormen definierten Pfahlsysteme [1]
(adaptiert)14
Abb. 2.2.: Arten der Lastabtragung a) Spitzendruckpfahl unter Druckbelastung, b)
Mantelreibungspfahl unter Druckbelastung, c) Mantelreibungspfahl unter Zugbelastung
[10] (adaptiert)16
Abb. 2.3: Widerstands-Setzungs-Linie eines axial auf Druck belasteten Pfahls nach EA-Pfähle
[1]
Abb. 3.1: Skizze eines Duktilpfahlrohres mit Muffe und Konus gemäß ÖNORM B 2567 [18].25
Abb. 3.2: Anwendungsbeispiele für typische Duktilpfahlgründungen [18]
Abb. 3.3: Gelagerte Gusseisenrohre auf der Baustelle (Versuchsfeld) [eigenes Foto]
<b>Abb. 3.4:</b> Links: Rammschuh mit Reibungsverminderer vor dem Einbau [eigenes Foto];
rechts: Öffnung im Pfahlfußbereich [eigenes Foto]
<b>Abb. 3.5:</b> Zugglied aus Betonrippenstahl mit Abstandhalter [eigenes Foto]
Abb. 3.6: Pfahlkonfaushildung gemäß TRM Pfahlsysteme [18] (adaptiert)       30
<b>Abb 3 7:</b> Pfahlkonfaushildung für einen Drucknfahl gemäß früherer Zulassung Keller
Duktilnfahl [16] (adaptiert) 30
<b>Abb 3.8</b> . Pfahlkonfaushildung für einen Zugnfahl gemäß der früheren Zulassung Keller
Dultilnfahl [16] (adaptiert) 31
Abb 3 9: Dfablechuhaushildung gemäß TPM 7ulassung [17] (adaptiert) 31
Abb. 2.10. Dommershuhausbildung gemäß früherer Zulassung [17] (auaptiert)
<b>Abb. 3.10.</b> Kaminischundusbildung gemäs in uneren Zulassung Kener Duktipiani iui
Abb. 2.11. Denum schub such ildung zum " <i>Q</i> . Zulagen v Keller Duletile fehl für unseren sete
ADD. 3.11: Rammschunausbildung gemäß Zulassung Keller Duktlipfahl für unverpresste
Pfanle [16]
Abb. 3.12: Spitzendruckpfahl ohne Mantelverpressung [15] (adaptiert)
Abb. 3.13: Kombinierte Pfähle (Lastabtragung durch Spitzendruck und Mantelreibung) mit
Mantelverpressung [15] (adaptiert)
Abb. 3.14: Schlagstück mit Verpresseinrichtung [eigenes Foto]
<b>Abb. 3.15:</b> Positionieren des ersten Rohrsegments auf einen Rammschuh [eigenes Foto] 37
<b>Abb. 4.1:</b> Skizze einer konventionellen Druckprobebelastung, Ansicht [24]42
Abb. 4.2: Skizze einer konventionellen Druckprobebelastung, Draufsicht [24]
Abb. 4.3: Skizze einer konventionellen Zugprobebelastung, Ansicht [24] (adaptiert)44
Abb. 4.4: Skizze einer konventionellen Zugprobebelastung, Draufsicht [24]
Abb. 4.5: Referenzsystem für die Messung der Pfahlkopfverschiebung [1]

Abb. 4.7: Links: Einbau des Glasfasers auf der Baustelle für die Messung der Längsverteilung
des Mantelwiderstands, Rechts: Glasfaser [eigene Fotos]
Abb. 4.8: Methoden für die getrennte Erfassung des Pfahlfuß- und Mantelwiderstandes [1] 47
Abb. 4.9: Beispiel für ein Pfahlprobebelastung gem. ÖNORM EN ISO 22477-1
Abb. 4.10: Zeit-Setzungs-Diagramm (logarithmisch) für alle Laststufen [25]50
Abb. 4.11: Kriechmaß-Last-Diagramm mit Ermittlung der kritischen Kriechlast [25]51
Abb. 4.12: Pfahlfußwiderstand-Setzungs-Linie und Pfahlmantelwiderstand-Setzungs-Linie
[25]
Abb. 4.13: Positionsvarianten für die bidirektionale Pfahlprobebelastung mittels
Osterbergzelle [26] (adaptiert)
Abb. 4.14: Bidirektionale Wirkungsweise Pile HAY-Proof-System® [23]
Abb. 4.15: Schematische Darstellung der Komponenten des Pile HAY-Proof-Systems® [24].57
Abb. 5.1: Anordnung der Erddruckzellen [29] (adaptiert)63
Abb. 5.2: Verteilung der Zusatzspannungen, die durch den Druckpfahl (links) bzw. durch den
Zugpfahl (rechts) im Boden verursacht wurden [29]64
Abb. 5.3: Last-Verschiebungdiagramme gemessen an Mikropfählen unter Zugbelastung
(links), und an Mikropfählen unter Druckbelastung (rechts) [30]66
Abb. 6.1: Lageskizze der Pfähle und Aufschlüsse
Abb. 6.2: Bohrprofil der Kernbohrung KB-B im Nahfeld der Pfahlprobebelastungen [33]71
Abb. 6.3: Ergebnisse der Rammsondierung DPH A im Nahfeld der Pfahlprobebelastungen
[33]72
Abb. 6.4: Ergebnisse der Rammsondierung DPH B im Nahfeld der Pfahlprobebelastungen
[33]73
Abb. 6.5: Lageskizze mit Darstellung der Austeilung der Grundstücke gem. geotechnischem
Gutachten75
Abb. 6.6: Gegenüberstellung der direkten und indirekten Aufschlüsse mit den
Rammaufnahmen der Probepfähle PP02b bis PP02e [35]
Abb. 7.1: Pfahl PP02b Last-Verschiebungsdiagramm Erstversuch. Linke Achse: zeitlicher
Verlauf der gemessenen Pfahlfußverschiebungen, rechte Achse: zeitlicher Verlauf der
Prüfkraft <i>F</i> <sub>p;1</sub>
Abb. 7.2: Pfahl PP02b Last-Verschiebungsdiagramm Zweitversuch. Linke Achse: zeitlicher
Verlauf der gemessenen Pfahlmantelverschiebungen, rechte Achse: zeitlicher Verlauf der
Prüfkraft <i>F</i> <sub>p;2</sub>
Abb. 7.3: Pfahl PP02b Überlagerung der Last-Verschiebungslinien vertikale Achse: zeitlicher
Verlauf der gemessenen Pfahlfußverschiebungen (Erstversuch) und
Pfahlmantelverschiebungen (Zweitversuch), horizontale Achse: zeitlicher Verlauf der
Prüfkraft $F_{p;1}$ und $F_{p;2}$
Abb. 7.4: Äquivalente Last-Setzungskurve für den Pfahl PP02b. Vertikale Achse: Verlauf der
gemessenen Pfahlfußverschiebungen (Erstversuch) und Pfahlmantelverschiebungen

(Zweitversuch), horizontale Achse: Verlauf der Prüfkraft $F_{p;1}$ und $F_{p;2}$ sowie der
Gesamtwiderstandskraft
Abb. 7.5: Pfahl PP02c Last-Verschiebungsdiagramm Primärversuch. Linke Achse: zeitlicher
Verlauf der gemessenen Pfahlfußverschiebungen, rechte Achse: zeitlicher Verlauf der
Prüfkraft <i>F</i> <sub>p;1</sub>
Abb. 7.6: Pfahl PP02c Last-Verschiebungsdiagramm Sekundärversuch. Linke Achse:
zeitlicher Verlauf der gemessenen Pfahlmantelverschiebungen, rechte Achse: zeitlicher
Verlauf der Prüfkraft F <sub>p;2</sub>
Abb. 7.7: Pfahl PP02c Überlagerung der Last-Verschiebungslinien. Vertikale Achse: Verlauf
der gemessenen Pfahlfußverschiebungen (Primärversuch) und
Pfahlmantelverschiebungen (Sekundärzugversuch), horizontale Achse: Verlauf der
Prüfkraft $F_{p;1}$ und $F_{p;2}$
Abb. 7.8: Äquivalente Last-Setzungskurve für den Pfahl PP02c. Vertikale Achse: Verlauf der
gemessenen Pfahlfußverschiebungen (Primärversuch) und Pfahlmantelverschiebungen
(Sekundärversuch), horizontale Achse: Verlauf der Prüfkraft $F_{ m p;1}$ und $F_{ m p;2}$ sowie der
Gesamtwiderstandskraft90
Abb. 7.9: Pfahl PP02d Last-Verschiebungsdiagramm Primärversuch für den ersten und für
den zweiten Versuch. Linke Achse: zeitlicher Verlauf der gemessenen
Pfahlfußverschiebungen, rechte Achse: zeitlicher Verlauf der Prüfkraft $F_{\rm p;1}$ 92
Abb. 7.10: Pfahl PP02d Last-Verschiebungsdiagramm Sekundärversuch. Linke Achse:
zeitlicher Verlauf der gemessenen Pfahlmantelverschiebungen, rechte Achse: zeitlicher
Verlauf der Prüfkraft F <sub>p;2</sub> 93
Abb. 7.11: Pfahl PP02d Überlagerung der Last-Verschiebungslinien. Vertikale Achse:
zeitlicher Verlauf der gemessenen Pfahlfußverschiebungen und
Pfahlmantelverschiebungen, horizontale Achse: zeitlicher Verlauf der Prüfkraft $F_{ m p;1}$ und
<i>F</i> <sub>p;2</sub>
Abb. 7.12: Äquivalente Last-Setzungskurve für den Pfahl PP02d. Vertikale Achse: zeitlicher
Verlauf der gemessenen Pfahlfußverschiebungen und Pfahlmantelverschiebungen,
horizontale Achse: zeitlicher Verlauf der Prüfkraft $F_{p;1}$ und $F_{p;2}$ sowie die
Gesamtwiderstandskraft95
Abb. 7.13: Pfahl PP02e Last-Verschiebungsdiagramm Erstversuch. Linke Achse: zeitlicher
Verlauf der gemessenen Pfahlfußverschiebungen, rechte Achse: zeitlicher Verlauf der
Prüfkraft <i>F</i> <sub>p;1</sub> 96
Abb. 7.14: Pfahl PP02e Last-Verschiebungsdiagramm Zweitversuch. Linke Achse: zeitlicher
Verlauf der gemessenen Pfahlmantelverschiebungen, rechte Achse: zeitlicher Verlauf der
Prüfkraft <i>F</i> <sub>p;2</sub> 97
Abb. 7.15: Pfahl PP02e Überlagerung der Last-Verschiebungslinien und Darstellung der
linearen Trendlinie. Vertikale Achse: zeitlicher Verlauf der gemessenen
Pfahlfußverschiebungen (Primärversuch) und Pfahlmantelverschiebungen
(Sekundärversuch), horizontale Achse: zeitlicher Verlauf der Prüfkraft $F_{ m p;1}$ und $F_{ m p;2}$ 98

Abb. 7.16: Pfahl PP02e Überlagerung der Last-Verschiebungslinien und Darstellung der		
polynomischen Trendlinie. Vertikale Achse: zeitlicher Verlauf der gemessenen		
Pfahlfußverschiebungen (Primärversuch) und Pfahlmantelverschiebungen		
(Sekundärversuch), horizontale Achse: zeitlicher Verlauf der Prüfkraft $F_{p;1}$ und $F_{p;2}$ 99		
Abb. 7.17: Äquivalente Last-Setzungskurve für den Pfahl PP02e. Vertikale Achse: Verlauf der		
gemessenen Pfahlfußverschiebungen (Erstversuch) und Pfahlmantelverschiebungen		
(Zweitversuch), horizontale Achse: Verlauf der Prüfkraft $F_{p;1}$ und $F_{p;2}$ sowie der		
Gesamtwiderstandskraft		
Abb. 8.1: Aufteilung des Grundstückes [33]		

## 12 Tabellenverzeichnis

Tab. 2.1.: Teilsicherheitsbeiwerte für Verdrängungspfähle gemäß ÖNORM EN 1997-1:2014
[13]22
Tab. 3.1.: Typische Duktilpfahltypen gem. ÖNORM B 2567: 2018 [18]
Tab. 3.2: Dickenverlust in mm infolge Korrosion bei Stahlelementen von Pfählen in Böden
gemäß ÖNORM EN 1993-5 [19]35
Tab. 5.1: Vergleich der Mantelreibungen eines Zugpfahls mit den Mantelreibungen eines
Druckpfahls gem. der Gleichung (5.2)65
Tab. 6.1: Daten und Eigenschaften der hergestellten Probepfähle [34]77
Tab. 7.1: Ermittelte mittlere Widerstände des Druckpfahls PP02b85
Tab.         7.2: Ermittelte charakteristische Widerstände des Druckpfahls PP02b
<b>Tab. 7.3:</b> Pfahlmantelreibung <i>qs</i> ; k und Pfahlspitzendruck <i>qb</i> ; k des Druckpfahls PP02b86
Tab.         7.4: Ermittelte mittlere Widerstände des Zugpfahls PP02c         90
Tab.         7.5: Ermittelte charakteristische Widerstände des Zugpfahls PP02c         91
<b>Tab. 7.6:</b> Pfahlmantelreibung $q_{s;k}$ und Pfahlspitzendruck $q_{b;k}$ des Druckpfahls PP02c91
Tab. 7.7: Ermittelte mittlere Widerstände des Zugpfahls PP02d
Tab.         7.8: Ermittelte charakteristische Widerstände des Zugpfahls PP02d95
<b>Tab. 7.9:</b> Die Pfahlmantelreibung <i>qs</i> ; k und Pfahlspitzendruck <i>q</i> b; k des Zugpfahls PP02d 96
Tab. 7.10: Ermittelte mittlere Widerstände des Druckpfahls PP02e         100
Tab.         7.11: Ermittelte charakteristische Widerstände des Druckpfahls PP02e         101
<b>Tab. 7.12:</b> Pfahlmantelreibung <i>qs</i> ; k und Pfahlspitzendruck <i>q</i> b; k des Zugpfahls PP02d 101
Tab. 8.1: Zusammenfassung der HPS Versuchsergebnisse         103
Tab. 8.2: Zusammenfassung der Versuchsergebnisse
Tab. 8.3: Schichtgrenzen und Pfahlmantelwiderstandswerte je Schicht aus dem
geotechnischen Gutachten [33]105
Tab. 8.4: Schichtgrenzen
Tab. 8.5: Ermittlung der Grenztragfähigkeit des Pfahls PP02b nach Erfahrungswerten aus
EA-Pfähle [1] und geotechnischem Gutachten [33] gemäß der Grundgleichung (2.1) 106
Tab. 8.6: Ermittlung der Grenztragfähigkeit des Pfahls PP02c nach Erfahrungswerten aus
EA-Pfähle und geotechnischem Gutachten gemäß der Grundgleichung (2.1)
Tab.         8.7: Vergleich der Ergebnisse der Pfahlprobebelastungen und der Erfahrungswerte         107

