

Diplomarbeit

Numerische Untersuchung des Einflusses der Widerlager auf die Mantelreibung bei Zug-Probebelastungen von Duktilpfählen

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grads

Diplom-Ingenieur

eingereicht an der TU Wien, Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwesen

Diploma Thesis

Numerical investigation of the influence of abutments on the shaft friction during tensile load tests of ductile piles

submitted in satisfaction of the requirements for the degree

Diplom-Ingenieur

of the TU Wien, Faculty of Civil and Environmental Engineering

Christoph Böhm, BSc

Matr.Nr.: 11776799

Betreuung: Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Dietmar Adam**
Univ.Ass. Dipl.-Ing. **Adrian Brunner**, BSc
Institut für Geotechnik
Forschungsbereich für Grundbau, Boden- und Felsmechanik
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13/220-02, 1040 Wien, Österreich

Wien, im September 2023

Vorwort

An dieser Stelle möchte ich mich bei all jenen bedanken, die mich während der Anfertigung meiner Diplomarbeit unterstützt und motiviert haben. Die Diplomarbeit entstand gemeinsam mit der Firma KELLER GRUNDBAU GES.MBH. und dem Institut für Geotechnik der TU Wien. Mein besondere Dank geht an dieser Stelle an Herrn Dipl.-Ing. Martin Hayden, da er die Idee der Diplomarbeit geschaffen hat und mich stets bei weiteren Gedankenansätzen voller Motivation und Enthusiasmus unterstützt hat. Außerdem möchte ich mich bei Herrn Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dietmar Adam bedanken, der diese Diplomarbeit ermöglicht hat und mich mit seiner konstruktiven Kritik und seinen Anregungen unterstützt hat. Einen wesentlichen Beitrag leistete Univ.Ass. Dipl.-Ing. Adrian Brunner mit seiner Betreuung und der sorgfältigen Durchsicht dieser Arbeit.

Einen besonderen Beitrag leistete vor allem Dipl.-Ing. Dr.techn. Peter Nagy der Firma KELLER GRUNDBAU GES.MBH. mit seiner hervorragenden Betreuung des numerischen Teils dieser Arbeit. Ihm möchte ich daher meinen größten Dank aussprechen. Vielen Dank für die konstruktive Kritik und Anregungen!

Natürlich möchte ich mich auch bei meinen Eltern und meiner Schwester bedanken. Ihr seid mir während meines gesamten Studiums stets mit Rat und Tat zur Seite gestanden und habt mich immer motiviert mein Bestes zu geben – danke euch. Außerdem möchte ich meiner Partnerin einen besonderen Dank aussprechen. Du hast immer ein offenes Ohr für mich gehabt und mich während meines Studiums und vor allem bei der Anfertigung dieser Arbeit stets weiter motiviert. Vielen Dank dafür!

Zuletzt möchte ich mich bei allen meinen Freunden und Studienkollegen bedanken, die mich während und auch abseits meines Studiums begleitet und unterstützt haben.

Kurzfassung

In der vorliegenden Diplomarbeit wird der Einfluss der Widerlager auf die Mantelreibung von Duktilpfählen während der Zug-Probebelastung numerisch untersucht. Für den Versuchsaufbau einer Zug-Probebelastung werden Widerlager benötigt, um die bei der Probebelastung auftretenden Kräfte in den Boden ableiten zu können. Um einen potenziellen Einfluss dieser Reaktionskräfte auf die Mantelreibung des zu prüfenden Pfahls evaluieren zu können, werden Messdaten der Projektstandorte Hagen und Brunn am Gebirge von der Firma KELLER GRUNDBAU GES.MBH. als Grundlage herangezogen. Bei diesen Projektstandorten wurde der Zugversuch als Sekundärversuch des Pile HAY-Proof-System[®], einem bi-direktionalen Pfahlprüfsystem, durchgeführt. Mit den Messdaten der Projektstandorte erfolgt eine Kalibrierung und Validierung des erstellten numerischen Modells.

Der erste Abschnitt der Diplomarbeit befasst sich mit den theoretischen Grundlagen der Duktilpfähle und in weiterer Folge mit den Prüfverfahren, um die wissenschaftliche Grundlage für die späteren Auswertungen zu liefern. Dabei wird im Speziellen auf die wesentlichen Prinzipien des Pfahlsystems Duktilpfahl und auf das Pile HAY-Proof-System[®] eingegangen. Im nächsten Schritt erfolgt eine detaillierte Auswertung und numerische Modellierung der durchgeführten Versuche. Dabei wird in einem ersten Modell ein Pfahl ohne Versuchsaufbau und danach ein Pfahl mit Versuchsaufbau des Pile HAY-Proof-System[®] in PLAXIS für einen allgemeinen Fall (Sand) modelliert. In diesem Modell werden die Parameter wie Pfahllänge, Prüfkraft und Abstand zwischen Widerlagerinnenkante und Pfahlmittelpunkt variiert, um eine mögliche Beeinflussung durch die Widerlager erkennen zu können. Mit diesen Informationen werden die beiden Projektstandorte, Hagen und Brunn am Gebirge, in PLAXIS ausgewertet. Die im numerischen Modell berechneten Hebungen werden mit den gemessenen Last-Hebungslinien verglichen, um die Richtigkeit des numerischen Modells zeigen zu können. Danach werden die beiden modellierten Last-Hebungslinien (mit und ohne Widerlagerbeeinflussung) miteinander verglichen und etwaige Unterschiede diskutiert. Außerdem wird die Beeinflussung des Herauszieh Widerstand des Pfahls durch die Widerlager untersucht, falls es zu einem Versagen des Bodenkörpers während der Pfahlprüfung kommen sollte. Dabei wurden die Bodenhebungen in gewissen Abständen zum Pfahl gemessen, einmal für den Primärversuch (ohne Widerlager) und einmal für den Sekundärversuch (mit Widerlager), um diese miteinander vergleichen zu können. Für den Projektstandort Brunn am Gebirge wurden in einer Tiefe von 1,4 m unter Geländeoberkante drei Kraftmessdosen am Pfahlmantel angebracht. Damit wurden während der Pfahlprobebelastung die Normalspannungen auf den Pfahlmantel gemessen. Das Ziel des Einbaus der Kraftmessdosen war, eine Beeinflussung der Normalspannungen während der Pfahlprobebelastung erkennen zu können. Als Ergebnis der Arbeit folgt eine Interpretation der ermittelten Last-Hebungslinien, Normalspannungen und Bodenhebungen, um eine Beeinflussung durch die Widerlager bei der Pfahlprüfung für die beiden Projektgebiete ausschließen oder bestätigen zu können. Abschließend werden in einem Ausblick weitere Modellierungsmöglichkeiten und Verbesserungen des numerischen Modells diskutiert.



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

Abstract

The following diploma thesis explores the influence of the abutment on the shaft friction of ductile piles during the tensile load test in numerical terms. This test setup requires abutments to derive the occurring forces of the load test in the soil. The measurement data of the project areas Hagen and Brunn am Gebirge by the company KELLER GRUNDBAU GES.MBH. are used to evaluate the potential influence of these reaction forces on the shaft friction of the test pile. In these project sites, the tensile load test was performed as a secondary test of the Pile HAY-Proof system, which is a bi-directional pile testing system. The measurement data from the project areas are used to calibrate and validate the numerical model.

The first chapter of the diploma thesis deals with the theoretical basis of ductile piles and in further steps with the testing method to provide the scientific basis for the later evaluations. In particular, the main principles of the ductile piles and the Pile HAY-Proof system[®] are discussed. This is followed by a detailed evaluation and numerical modeling of the conducted tests. In the first model, a pile without test setup and after that a pile with test setup of the Pile HAY-Proof system[®] are modeled in PLAXIS. For the soil of the first model, sand was chosen. Further, pile length, pile load and interspace are varied to recognise a potential influence of the abutment. This information will be used to evaluate both project locations in PLAXIS. Therefore, the calculated displacements are compared with the measured load-displacement curve to be able to show the correctness of the numerical model. Afterwards the distinction between the both modelled load-displacement curves (with/without influence of the abutments) will be discussed. Further, if the soil body will collapse during the pile test, the influence of the abutments on the pull-out resistance is examined. The soil displacements were measured in certain gaps to the pile during the primary test (without abutments) and the secondary test (with abutments). The results of the soil displacements from the primary and secondary test will be compared to each other. For the project location Brunn am Gebirge, three load cells were attached to the pile casing at a depth of 1,4 m below ground level. Thus, the normal stresses on the pile casing could be measured during the pile load test. The goal of the attached load cells was to determine the influence of the abutments on the normal stresses through the pile load test. The result of this diploma thesis, is the interpretation of the determined load-displacement curves, normal stresses, and soil displacements to confirm or suspend an influence through abutments by tensile load tests for both project locations. In conclusion, the diploma thesis gives a prospect on further modelling possibilities and discusses improvements of the numerical model.



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

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	11
1.1	Problemstellung	11
1.2	Forschungsstand	11
1.3	Zielsetzung	15
2	Duktilpfähle	17
2.1	Definition	17
2.2	Normen, Richtlinien, Regelwerke, Zulassungen und ergänzende Informationen . .	18
2.3	Herstellungsverfahren	20
2.4	Pfahltragverhalten	22
2.4.1	Inneres Tragverhalten	22
2.4.2	Äußeres Tragverhalten	22
2.5	Pfahlprobelastungen	25
2.5.1	Statische Pfahlprobelastung (Druck- und Zugversuch)	25
2.5.2	Pile HAY-Proof-System®	29
2.5.3	Auswertung der Pile HAY-Proof-System®-Probelastung	32
3	FE-Modellierung	35
3.1	Allgemeines	35
3.2	Stoffmodelle	35
3.2.1	Lineare Elastizität	35
3.2.2	Elastoplastizität	36
3.3	Erstellung eines numerischen Modells in PLAXIS	42
4	Modellrechnungen und Anwendung auf die Projektgebiete	43
4.1	Modellrechnungen	43
4.1.1	Numerisches 3D-Rechenmodell	43
4.1.2	Last-Hebungslinien für 5 m, 10 m und 15 m Pfahllänge	49
4.1.3	Variation des Abstandes zwischen Pfahl und Widerlager	51
4.1.4	Variation des Dilatanzwinkels ψ zwischen 0° und 5°	52
4.1.5	Beeinflussung der Mantelreibung durch die Normalspannungen σ_N	56
4.2	Projektgebiet Hagen	57
4.2.1	Lage und allgemeine Informationen über das Projektgebiet	57
4.2.2	Baugrunderkundung im Projektgebiet	58
4.2.3	Numerisches 3D-Rechenmodell	65
4.2.4	Vergleich der Last-Hebungslinien	73
4.2.5	Bodenhebungen um den Prüfpfahl	76
4.3	Projektgebiet Brunn am Gebirge	79
4.3.1	Lage und allgemeine Informationen	79
4.3.2	Baugrunderkundung im Projektgebiet	80
4.3.3	Eigenschaften der beiden Prüfpfähle PP01 und PP02	83
4.3.4	Numerisches 3D-Rechenmodell	88

4.3.5	Messwerte der Kraftmessdosen	93
4.3.6	Bodenhebungen um den Prüfpfahl	95
5	Zusammenfassung und Ausblick	103

Kapitel 1

Einleitung

1.1 Problemstellung

Mantelverpresste duktile Ramppfähle werden eingesetzt, um Bauwerkslasten in tief liegende, tragfähige Bodenschichten einzuleiten. Um ein Bauvorhaben mit Duktilpfählen möglichst wirtschaftlich auszulegen, ist es essenziell, die Werte für Spitzendruck und Mantelreibung für den vorliegenden Untergrund zu bestimmen, damit die Tragfähigkeit eines Pfahles ermittelt werden kann. Die Gesamttragfähigkeit kann beispielsweise mittels der statischen Druckprobelastung und die Mantelreibung mittels der statischen Zugprobelastung bestimmt werden. Dabei wird die aufgebrachte Kraft den Hebungen (Zugversuch) bzw. Setzungen (Druckversuch) gegenübergestellt. Eine alternative Prüfmethode ist die bidirektionale statische Probelastung mittels Pile HAY-Proof-System[®], bei dem durch die Wirkungsweise in zwei Richtungen, aufwärts gegen die Mantelreibung und abwärts gegen den Spitzendruck, beide Widerstandsanteile in einer Probelastung getrennt erfasst werden können [17].

Bei „schwimmenden“ Gründungspfählen (keine Aufstandspfähle) versagt in der Regel der Pfahlfußwiderstand zuerst, wie in Abb. 1.1 ersichtlich (Kurven „Pfahlfuß“ und „Pfahlmantel“), dabei wird jedoch kein Bruchzustand des Pfahlmantelwiderstands erreicht. Um dennoch den Versagenszustand des Pfahlmantelwiderstands zu erreichen, ist es notwendig, einen zusätzlichen Versuchsschritt – einen anschließenden Zugversuch (Sekundärversuch) – durchzuführen.

Bei der statischen Zugprobelastung (Sekundärzugversuch) wird der Druckstab des Pile HAY-Proof-System[®] am Hauptträger fixiert, wodurch die gesamte Pressenkraft am Pfahlmantel aufgebracht und dabei die Reaktionskräfte über zwei 2 m × 2 m große Widerlagerfundamente in den Untergrund eingeleitet werden [17]. Es ist daher zu überprüfen, ob es durch diese zusätzlichen Spannungen unterhalb der Widerlagerfundamente zu einer Beeinflussung der Mantelreibung kommt. Dieser Umstand würde zu einer Überschätzung der Mantelreibung führen.

1.2 Forschungsstand

Sowohl in der Forschung als auch in der Praxis besteht Konsens über die Möglichkeit der gegenseitigen Beeinflussung zwischen Prüfpfahl und Reaktionseinheit bei statischen Pfahlbelastungsversuchen. Normativ werden Pfahlprobelastungen durch statisch axiale Druckbelastungen in der *ÖNORM EN ISO 22477-1:2019* [39] geregelt. In Abb. 1.2 sind die darin genannten möglichen Widerlagerkonstruktionen und die dafür nötigen Mindestabstände ersichtlich. Demnach sind Totlasten (Ballast, Abb. 1.2 (a)), Zugpfähle (Abb. 1.2 (b) und Abb. 1.2 (c)) bzw. Anker (Abb. 1.2 (d) und Abb. 1.2 (e)), oder ein bestehendes Bauwerk über den Probepfahl als Widerlager möglich.

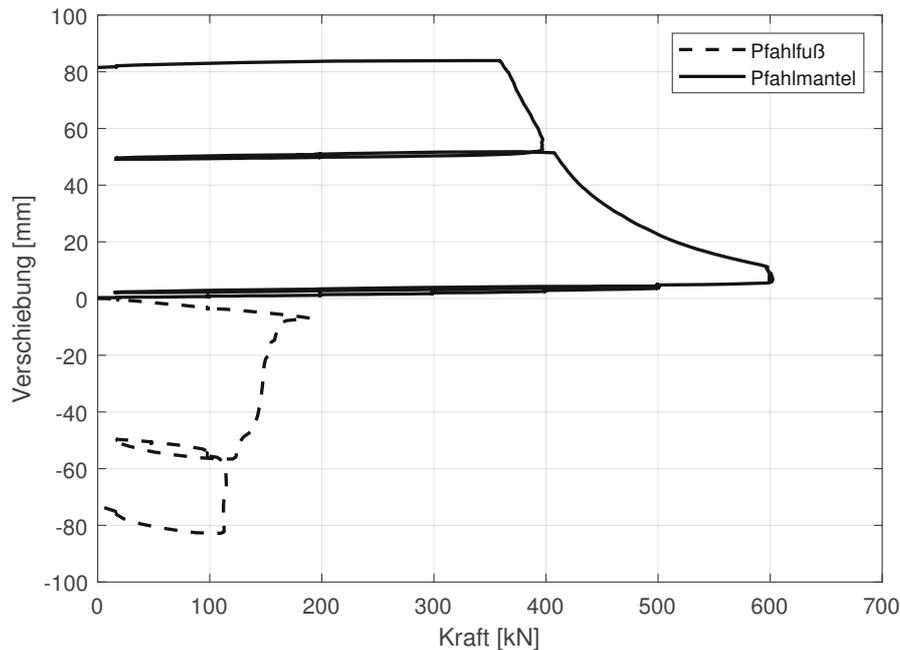


Abb. 1.1: Last-Verschiebungslinien (Pfählfußwiderstand und Pfählmantelwiderstand) eines mittels Pile HAY-Proof-System[®] geprüften Duktilpfahls ([17], adaptiert)

Aus Abb. 1.2 ist zu erkennen, dass bei einer Pfahlprobebelastung durch statisch axiale Druckbelastung, mit Totlasten oder Reaktionspfählen (Länge Reaktionspfähle < Probepfahl) als Widerlager, ein Abstand von 2,5 m oder der 2,5-fache Pfahldurchmesser zwischen Probepfahl und Totlast/Reaktionspfahl als ausreichend groß angegeben wird. Dabei wird vermerkt, dass bei Mikropfählen der Abstand auf 1,5 m reduziert werden darf [39]. Diese Mindestabstände für Totlasten und Reaktionspfähle bei der Pfahlprobebelastung durch statisch axiale Druckbelastungen werden in *Empfehlungen des Arbeitskreises für Pfähle* [8] ebenfalls angegeben. Allerdings wird angemerkt, dass bei Zug-Probepbelastungen geringere Abstände zwischen Prüfpfahl und Reaktionseinheit gewählt werden dürfen, wenn durch konstruktive Maßnahmen oder der anstehenden Schichtenfolge gewährleistet wird, dass es dadurch zu keiner Beeinflussung des Tragverhaltens durch die Auflager kommt. Insbesondere sei dabei zu prüfen, dass sich der Pfahl nicht gegen die Widerlagerkonstruktion stützt [8].

Die statisch axialen Pfahlprobebelastungen auf Zug werden in der im August 2023 als Entwurf vorliegenden *ÖNORM EN ISO 22477-2:2022* [40] beschrieben. Wie in Abb. 1.3 ersichtlich, führt [40] mögliche Widerlagerkonstruktionen und die dafür nötigen Mindestabstände an. Die Möglichkeiten zur Ausführung eines Widerlagers werden in [40] als Flachgründungen (Abb. 1.3 (a)) oder auf Druck belastete Pfähle (Abb. 1.3 (b)) festgelegt.

Abb. 1.3 zeigt, dass bei einer Pfahlprobebelastung durch statisch axiale Zugbelastung, mit Flachgründung oder Druckpfählen als Widerlager, ein Abstand von 2,5 m oder der 3,5-fache Pfahldurchmesser zwischen Probepfahl und Flachgründung/Druckpfahl als ausreichend groß angegeben wird. Die Einhaltung dieser Mindestabstände führt dem Normenentwurf zufolge zu einer maximalen Überschätzung der Zugkraft von 5% [40]. Eine Quelle oder Begründung dafür wird allerdings nicht genannt. Im Vergleich zu [39] gibt es für die Mindestabstände in [40] keine Unterscheidung im Bezug auf die Länge des Reaktionspfahles. Es wird jedoch ebenfalls der

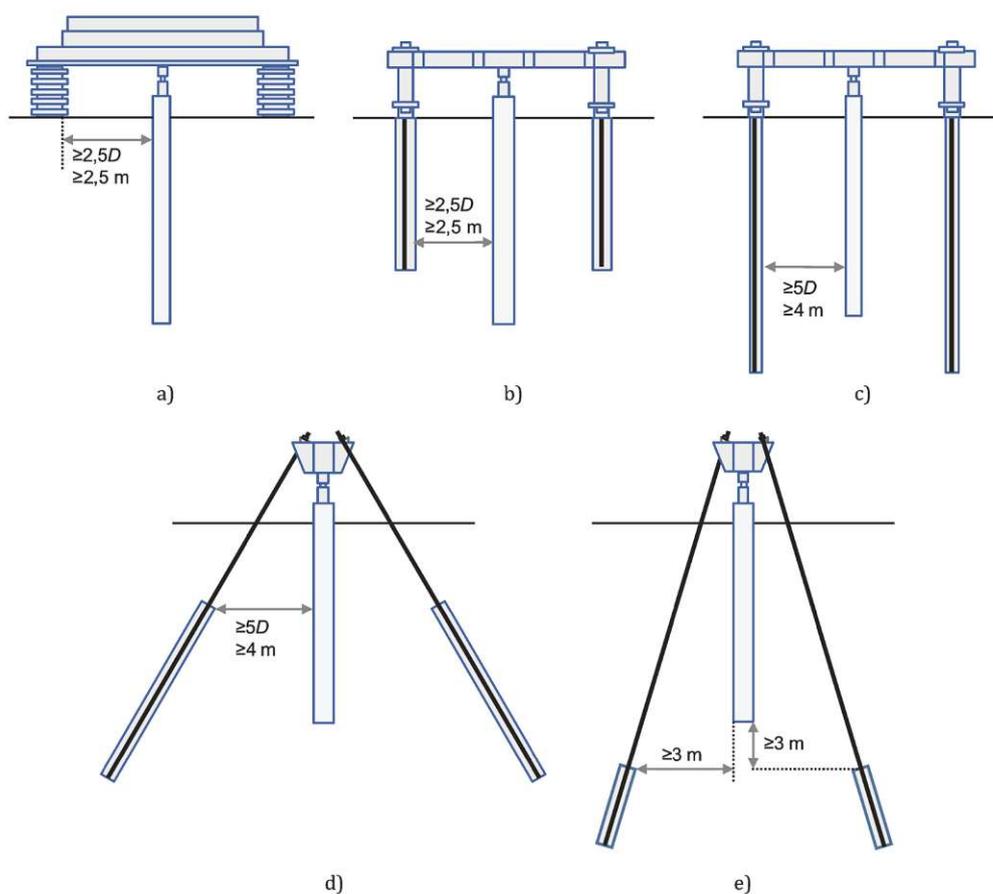


Abb. 1.2: Mögliche Ausführungsvarianten der Widerlagerkonstruktion bei der Pfahlprobepbelastungen durch statisch axiale Druckbelastungen [39]

Zusatzvermerk angeführt, dass bei Mikropfählen der Abstand auf 1,5 m reduziert werden darf [40]. Allgemein gibt der Normenentwurf [40] vor, dass der Einfluss des Widerlagers auf den Probepfahl so gering wie möglich gehalten werden soll, ohne dabei konkrete Vorgaben zum Versuchsaufbau oder zu sonstigen möglichen Einflüssen wie beispielsweise den Bodenparametern zu liefern.

Neben den beschriebenen Normen und Richtlinien gibt es einige wissenschaftliche Publikationen, die sich mit der Beeinflussung des Prüfpfahls durch die Widerlager befassen. Die Autoren von [29] legen dar, dass es einen signifikanten Einfluss auf den Prüfpfahl durch die Reaktionseinheiten in dichtem Sand gibt. Dies gilt besonders für Setzungen, welche kleiner als das Grenzkriterium $(s/D) = 0,1$ sind. Es wurde eine Beeinflussung des Last-Setzungsverhalten von fast 70 % festgestellt. Dabei wurde ein Zentrifugenversuch angewendet, wodurch die Pfahlprüfung zuerst an einem Modell in kleinerem Maßstab ausgewertet und im Anschluss mit einem Faktor von $n = 45$ skaliert wurde [29].

In [26] wurde bei statischen Druckbelastungsversuchen der Einfluss der Reaktionspfähle auf das Last-Verschiebungsverhalten des Probepfahls mit dem vereinfachenden analytischen Programm PRAB untersucht. Dabei wurde eine Parameterstudie hinsichtlich des Abstandverhältnisses, des Schlankheitsgrades und des Steifeverhältnisses des Pfahles für vertikale als auch horizontale Pfahlbelastungsversuche durchgeführt. Dabei wurde festgestellt, dass sich bei der Pfahlprüfung

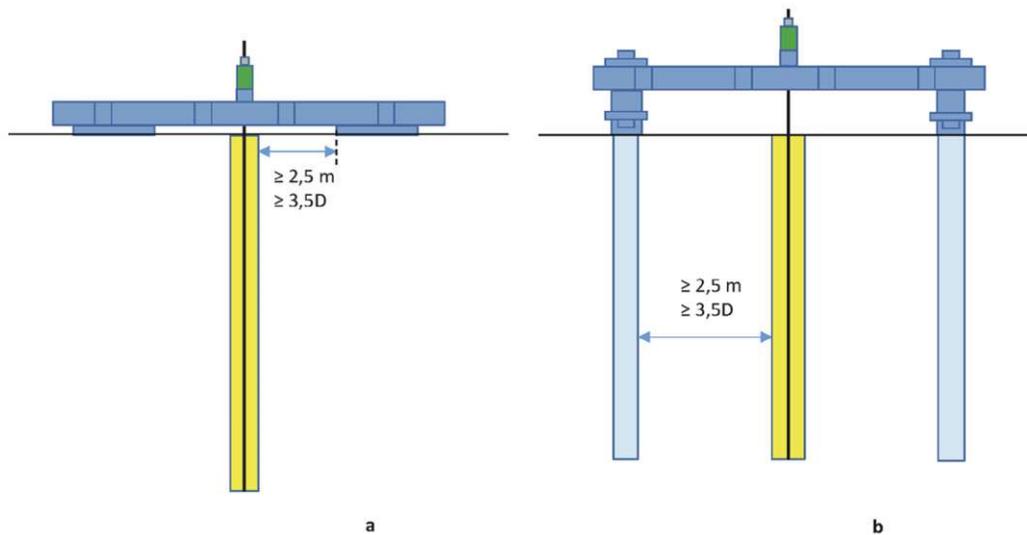


Abb. 1.3: Mögliche Ausführungsvarianten der Widerlagerkonstruktion bei der Pfahlprobekonstruktion durch statisch axiale Zugbelastung [40]

mit Reaktionspfählen eine erhöhte Pfahlkopfsteifigkeit ergibt, sowohl bei vertikaler als auch bei horizontaler Belastung. Durch den Vergleich zwischen der modellierten und der ursprünglichen Pfahlkopfsteifigkeit wurden Korrekturfaktoren bestimmt. Dadurch kann der Einfluss der Reaktionspfähle auf die Pfahlkopfsteifigkeit berücksichtigt werden.

In [6] wurde anhand eines Feldversuches untersucht, ob es beim statischen Druckversuch eine Beeinflussung auf die Ergebnisse des Probepfahls bzw. der Probepfahlgruppe durch den Reaktionspfahl gibt. Der Probepfahl und die Reaktionspfähle besitzen einen Durchmesser von 1,5 m und der Untergrund besteht im oberen Bereich vor allem aus Ton und unterhalb aus Kies. In einem ersten Schritt wurde ein numerisches Modell im Programm FLAC 3D erstellt, um die durchgeführte Pfahlprüfung simulieren und somit die Richtigkeit des numerische Modells zeigen zu können. Danach wurde der Probepfahl im selben Modell ohne Einfluss der Reaktionspfähle modelliert und es wurde gezeigt werden, dass die Beeinflussung der Tragfähigkeit im Bereich sehr großer Lasten durch die Reaktionspfähle ausgeschlossen werden kann. Nur im Bereich kleinerer Lasten konnte ein Unterschied in der Last-Verschiebungskurve festgestellt werden.

Henke nimmt in [20] Bezug auf den Artikel von [29] und kritisiert, dass die Versuche ausschließlich in dicht gelagertem Sand erfolgt sind, obwohl dieser Boden nicht typisch für Pfahlgründungen ist. Im Rahmen seiner numerischen Untersuchungen wird beim statischen Druckversuch der Einfluss von Reaktionspfählen auf den Probepfahl numerisch untersucht. Dabei wird im oberen Bereich ein nicht tragfähiger Boden und darunter tragfähiger Boden (Sand) bis zu einer Tiefe von 30 m angenommen, um etwaige Randeinflüsse vermeiden zu können. In der Arbeit wird die Pfahllänge, sowie der Abstand zwischen Reaktionspfahl und Probepfahl variiert. Dabei wird gezeigt, dass die empfohlenen Mindestabstände nach *Empfehlungen des Arbeitskreises für Pfähle* [8] bei der Prüfung von langen Pfählen mit Reaktionspfählen teilweise zu gering definiert sind, sodass die Verformungen überschätzt werden. Somit wird der Pfahl „weicher“ eingestuft, als er eigentlich ist. Dadurch können die Verformungen überschätzt werden, wodurch es bei der Modellierung von komplexen Systemen, wie etwaigen Pfahlplattengründungen, zu Problemen kommen kann [20].

Diese Erkenntnis weicht von den Ergebnissen in [26] ab, wo die Probepfähle infolge des Einflusses benachbarter Reaktionspfähle als „steifer“ prognostiziert werden [26].

Hingegen in [12] wird ein Zugversuch mit Widerlager in kleinem Maßstab durchgeführt und beschrieben, dass bei kurzen Pfählen (4 m) der Probepfahl bei der Pfahlprüfung „steifer“ eingeschätzt wird, als er ist, wenn der Abstand zwischen Pfahl und Widerlager zu klein (< 5 -facher Durchmesser) gewählt wird. Jedoch wird in [12] ein gedrungener Pfahl untersucht und es wird angesprochen, dass die Ergebnisse für einen schlanken Pfahl anders ausfallen könnten bzw. eher ein gedrungener Pfahl zu einer Beeinflussung neigt, als ein schlanker Pfahl [12].

In der vorliegenden Arbeit beträgt der Abstand zwischen Widerlager und Pfahl mit Mantelverpressung ungefähr den 5- bis 6-fachen Durchmesser (je nach der Menge und Verteilung des eingebrachten Verpressbetons) und liegt daher knapp außerhalb des in [12] angenommenen kritischen Bereichs.

1.3 Zielsetzung

Das Ziel der Diplomarbeit ist es zu untersuchen, ob bei der Zugprobelastung im Zuge eines Pile HAY-Proof-System[®]-Sekundärversuchs die Kräfte, welche durch die Widerlager in den Boden eingeleitet werden und dadurch zusätzliche Spannungen im Boden erzeugen, einen Einfluss auf den Pfahlmantelwiderstand von Duktilpfählen auf Basis unterschiedlicher Bodenverhältnisse haben. Die Forschungsfrage soll mit Hilfe numerischer Modellierungen und Variationen der Pfahllänge, sowie der eingeleiteten Kraft mit dem Finite-Element-Programm PLAXIS, welches eine realitätsnahe Abbildung der Untergrundverhältnisse mittels hochwertiger Stoffmodellen ermöglicht, beantwortet werden. Dadurch soll erkannt werden, bei welchen Verhältnissen (Untergrundverhältnisse, Länge des Duktilpfahls und eingeleitete Kraft) es zu einer Interaktion kommen könnte. Anschließend erfolgt eine Modellierung in PLAXIS von den bereits ausgeführten Versuchen, in denen die beschriebene Problematik einer eventuellen Beeinflussung des Pfahlmantels beim Zugversuch zum Tragen kommt. Der Versuch in Hagen weist als Untergrund einen schwach sandigen Ton auf und jener in Brunn am Gebirge einen sandigen Schluff. Die vorhandenen Messdaten der durchgeführten Versuche werden ausgewertet und den Ergebnissen der Modellierung gegenübergestellt, um eine Aussage über die Interaktion zwischen dem Mantel der duktilen Rammfähle und den Druckspannungen unter den Widerlagern zu erhalten.



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

Kapitel 2

Duktilpfähle

2.1 Definition

Duktilpfähle gehören zu den Verdrängerpfählen (Kleinrammpfähle) und bestehen aus duktilen Schleudergussrohren, die mit einem schnellschlagenden Hydraulikhammer in den Boden gerammt werden, wobei der Boden durch den Rammvorgang vollständig verdrängt wird. Die einzelnen 5 m - 6 m langen Rohrsegmente mit einem Durchmesser von 98 mm, 118 mm oder 170 mm können, wie in Abb. 2.1 ersichtlich, durch Muffenverbindungen zu längeren Einheiten zusammengesetzt werden [30].

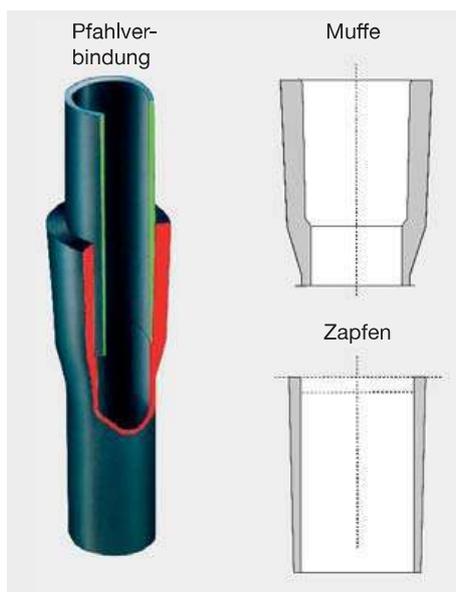


Abb. 2.1: Schematische Darstellung einer Muffenverbindung, wobei der Zapfen bzw. das Rohrsegment die grüne Schnittfläche und die Muffe die rote Schnittfläche darstellt [3]

Durch die Verbindung von Muffe und Zapfen entsteht eine kraftschlüssige Verbindung, welche dieselbe Druckfestigkeit wie das Rohr aufweist. Aufgrund der einfachen Einbauart können Schichtleistungen bis 800 lfm/AT erreicht werden. Die Pfahleinbringung kann, aufgrund der geringen Masse der Schleudergussrohre, mit leichten und wendigen Geräten erfolgen, wodurch eine nahezu erschütterungsfreie Einbringung der Pfähle möglich ist [1]. Der Duktilpfahl wird vor allem als Gründung von Hoch- und Industriebauten, bei Böschungssicherungen, dem Stromleitungsbau und bei Brückenwiderlagern angewendet, wie in Abb. 2.2 ersichtlich [23].

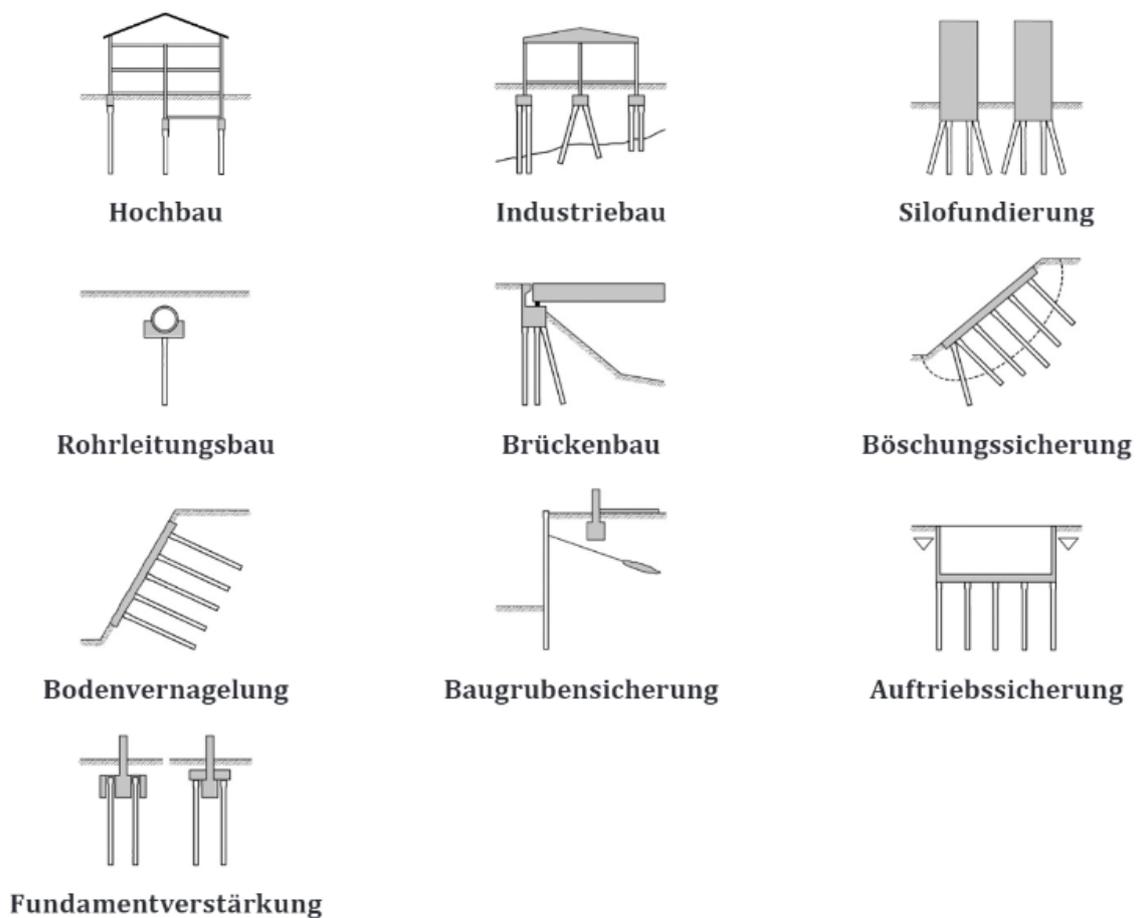


Abb. 2.2: Schematische Darstellung der häufigsten Anwendungsbereiche von Duktülpfählen [33]

In Tab. 2.1 ist eine Übersicht der handelsüblichen Duktülpfahltypen aus der Zulassung der *Tiroler Rohr Ges.mbH.* [45] dargestellt.

Tab. 2.1: Übersicht der handelsüblichen Duktülpfahltypen in Österreich [45]

Duktülpfahltyp	Wandstärken [mm]
Typ 98	6 / 7,5
Typ 118	7,5 / 9 / 10,6
Typ 170	7,5 / 9 / 10,6 / 13

2.2 Normen, Richtlinien, Regelwerke, Zulassungen und ergänzende Informationen

Im Tab. 2.2 werden relevante europäische Normen, Richtlinien, Regelwerke und Zulassungen in Bezug auf Bemessung, Planung, und Ausführung von Duktülpfählen angeführt.

Tab. 2.2: Auflistung relevanter Normen, Richtlinien, Regelwerke und Zulassungen bei der Planung, Herstellung und Prüfung von Duktulpfählen in Österreich ([9], adaptiert)

Bezeichnung	Beschreibung
ÖNORM EN 1997-1 [35]	Die Norm liefert die Grundlagen für geotechnische Fragestellungen bei der Planung. Sie beinhaltet allgemeine Regelungen zum Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik unter anderem auch für die Pfahlgründungen.
ÖNORM B 1997-1-1 [31]	Dieses nationale Anwendungsdokument legt die nationalen Parameter für die Berechnung und Bemessung in der Geotechnik fest und ist in Verbindung mit der ÖNORM EN 1997-1 [25] anzuwenden.
ÖNORM EN 1997-1-3 [32]	Dieses nationale Anwendungsdokument enthält nationale Regelungen zu Entwurf, Berechnung und Bemessung von Pfahlgründungen, die gemäß ÖNORM EN 1997-1 [35] anzuwenden sind.
<i>Empfehlungen des Arbeitskreises für Pfähle</i> [8]	Diese Empfehlungen dienen als begleitendes Handbuch für die Baupraxis bei Entwurf, Berechnung und Ausführung von Pfahlgründungen. Die Empfehlungen sind in Ergänzung zum Eurocode 7 [35] und den Ausführungsnormen als Stand der Technik einzuordnen.
ÖNORM EN 12699 [34]	Diese Ausführungsnorm regelt die Herstellung von Verdrängungspfählen. Es werden verschiedene Ausführungsformen von Verdrängungspfählen in der Norm behandelt. Sie beinhaltet Regelungen für die Herstellung von Pfählen aus Stahl, Gusseisen, Beton und Holz, die im Verdrängungsverfahren eingebracht werden.
ÖNORM B 2567 [33]	Die Norm regelt die Herstellung von Rammspfählen aus duktilem Gusseisen in Österreich.
ÖNORM EN ISO 22477-1:2019 [39]	In der ÖNORM EN ISO 22477-1:2019 [39] werden Pfahlprobelastungen durch statisch axiale Druckbelastungen geregelt.
ÖNORM EN ISO 22477-2:2022 [40]	In der ÖNORM EN ISO 22477-2:2022 [40] werden statisch axiale Pfahlprobelastungen auf Zug geregelt. Diese Norm ist seit August 2023 als Entwurf vorhanden.
<i>Zulassung Tiroler Rohr Ges.mbH.</i> [45]	In Österreich gibt es derzeit (Stand 07.08.2023) eine gültige Zulassung für duktile Rammpfähle der <i>Tiroler Rohr Ges.mbH.</i> . Die Zulassung sieht ein komplettes Rammpfahlsystem aus duktilem Gusseisen vor.
<i>Zulassung Keller Grundbau Ges.mbH.</i> [24]	Zudem gibt es eine Zulassung der KELLER GRUNDBAU GES.MBH., die jedoch aktuell (Stand 06.08.2023) in Österreich keine Gültigkeit mehr besitzt. Die KELLER GRUNDBAU GES.MBH. setzt in ihrer Zulassung, abweichend von der Zulassung der <i>Zulassung Tiroler Rohr GmbH</i> , auf Kopfplatten und Rammschuhe aus Stahl.

2.3 Herstellungsverfahren

Die Einbringung von Verdrängungspfählen kann prinzipiell durch rammen, vibrieren, drücken bzw. pressen oder schrauben bzw. drehen erfolgen [1]. Für die Installation der Duktilpfähle werden die einzelnen Schleudergussrohre mittels hydraulischem Schnellschlaghammer durch einen Hydraulikbagger eingerammt. An der Unterkante des ersten Rohrschusses wird ein Rammschuh angebracht, bevor er in den Boden eingerammt wird. Der Rammschuh wird aus Stahl der Güte S355 hergestellt [24]. Der erste Rohrschuss kann je nach Tragverhalten – Mantelreibungspfahl oder Spitzendruckpfahl – mit einem unterschiedlichen Rammschuh eingerammt werden, siehe Abb. 2.3.

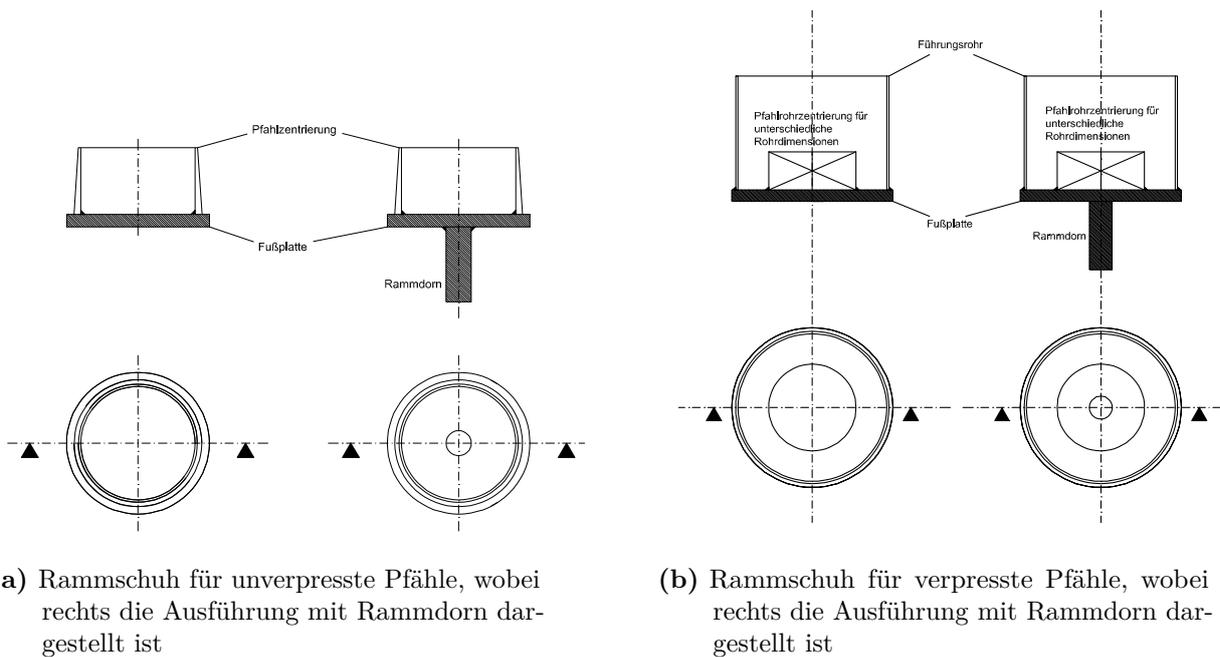


Abb. 2.3: Schematische Darstellung der Ausführungsmöglichkeiten des Rammschuhs ([24], adaptiert)

Die Unterscheidung des Rammschuhs ergibt sich durch die Herstellung des Pfahles mit oder ohne Mantelverpressung (vgl. Abb. 2.4). Die Verwendung eines Rammdorns ist bei verpressten und unverpressten Pfählen möglich und wird je nach Baugrund eingesetzt oder nicht. Bei verpressten Pfählen wird der Ringraum, der durch den Überstand des Rammschuhs entsteht, kontinuierlich über eine Öffnung im Pfahlfußbereich mit Betonmörtel verpresst. Somit ergibt sich ein Verbund zwischen dem Betonmörtel und dem Boden. Bei unverpressten Pfählen gibt es keine Öffnung im Pfahlfußbereich und daher wird nur das Innere des Pfahles mit Betonmörtel verfüllt. Die nachfolgenden Rohrschüsse aus duktilem Gusseisen werden mittels Einsteckkonus in die Muffe des vorhergehenden Rohrsegments eingesetzt und danach eingerammt, bis die planmäßige Endtiefe erreicht wird. Entsteht beim letzten Rohrschuss ein Überstand, wird dieser mit einer Trennscheibe auf die planmäßige Höhe abgetrennt, wodurch kein Verschnitt anfällt. Das anfallende Reststück kann als erster Rohrschuss des nächsten Pfahles verwendet werden. Während des Rammvorganges werden die einzelnen Gussrohre kontinuierlich mit Betonmörtel verfüllt [16].

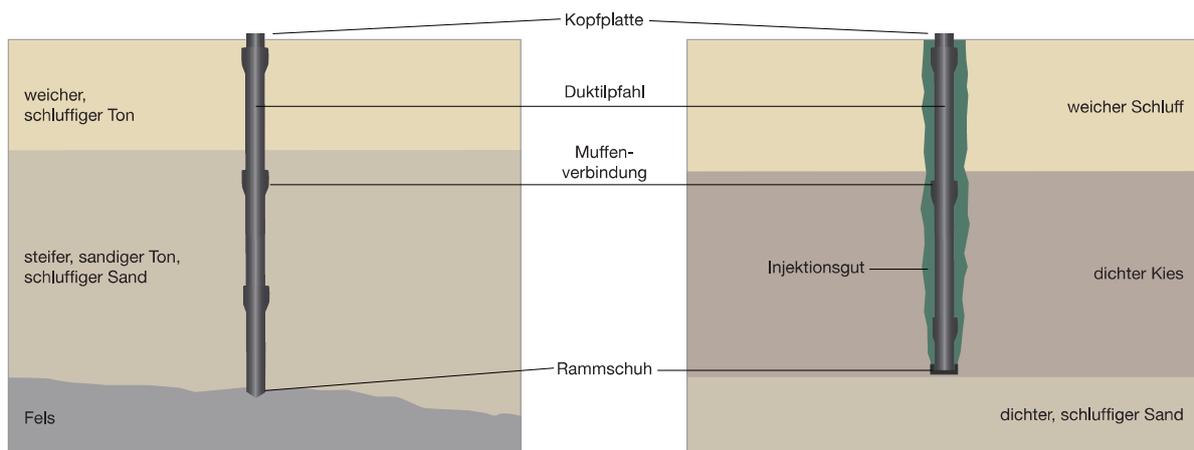


Abb. 2.4: Ausführungsvarianten von Duktülpfählen, wobei links ein unverpresster Duktülpfahl (Spitzendruckpfahl) und rechts ein verpresster Duktülpfahl (Mantelreibungspfahl) dargestellt ist ([3], adaptiert)

Die Krafteinleitung in das Tragglied erfolgt über lastverteilende Platten, welche am Pfahlkopf angebracht werden. Die lastverteilende Kopfplatte besteht aus Stahl der Güte S355 [24]. Eine mögliche Ausführungsvariante der lastverteilenden Kopfplatte eines Druckpfahles ist in Abb. 2.5 dargestellt.

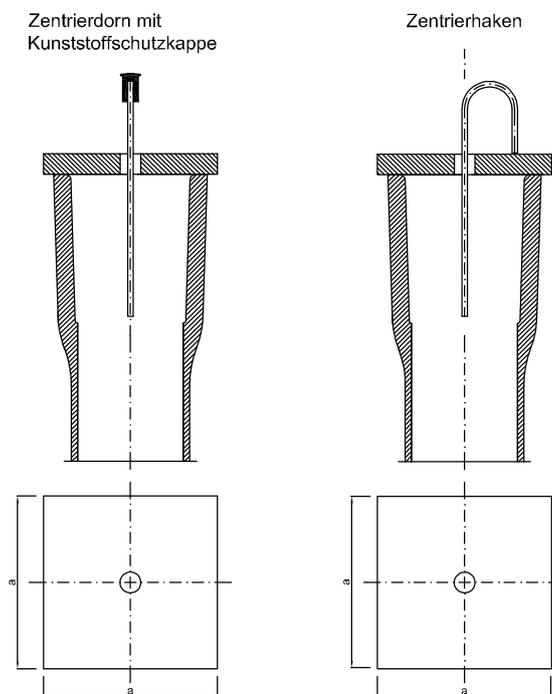


Abb. 2.5: Mögliche Ausführungsvariante einer lastverteilenden Kopfplatte eines Druckpfahles ([24], adaptiert)

Bei Zugpfählen ist im inneren des Gusseisenrohres eine Zugbewehrung erforderlich. Sie dient dazu, die Schwachstellen im Bereich der Muffen zu überbrücken und muss eine ausreichende innere Zugtragfähigkeit gewährleisten. Die Zugbewehrung wird nach der Pfahlherstellung, über die gesamte Länge des Pfahles, zentrisch in den Frischbeton eingebracht. Die Lagerichtigkeit der Zugbewehrung wird mit Abstandhaltern gewährleistet. Die Zugbewehrung kann durch die Aussparungen in der Kopfplatte durchgeführt und im Fundament verankert werden [24]. Zwei mögliche Ausführungsvarianten der Kopfplatten bei Zugpfählen sind in Abb. 2.6 ersichtlich.

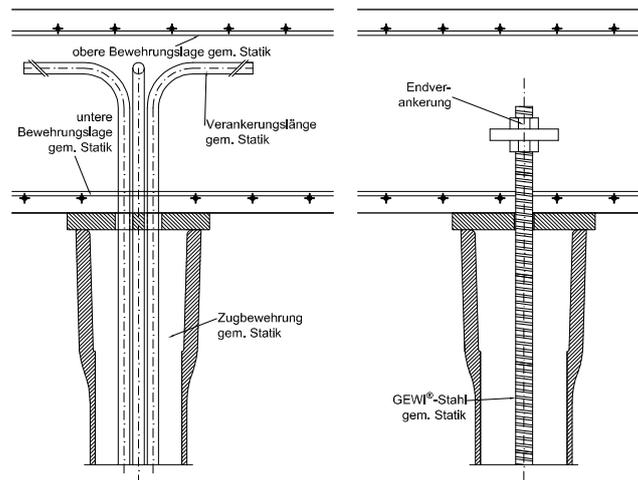


Abb. 2.6: Mögliche Ausführungsvariante einer lastverteilenden Kopfplatte eines Zugpfahles, wobei links die Zugbewehrung mit Bewehrungsseisen und rechts mit GEWI[®]-Stahl ausgeführt ist ([24], adaptiert)

Weitere Informationen bezüglich Herstellung und Qualitätssicherung des Materials von Duktülpfählen können [9] entnommen werden.

2.4 Pfahltragverhalten

2.4.1 Inneres Tragverhalten

Das innere Tragverhalten beschreibt die Beanspruchbarkeit des Pfahlquerschnittes zufolge der eingesetzten Werkstoffe. Der Pfahlquerschnitt muss so bemessen werden, damit die Beanspruchung infolge der äußeren Belastungen aufgenommen werden kann. Die Wahl der Querschnittsabmessungen hat dabei so zu erfolgen, dass der Transport zur Baustelle und der Einbau der Pfähle in den Baugrund schadlos erfolgen kann. Die Nachweise nach den werkstoffspezifischen Normen sind zu erfolgen [25].

2.4.2 Äußeres Tragverhalten

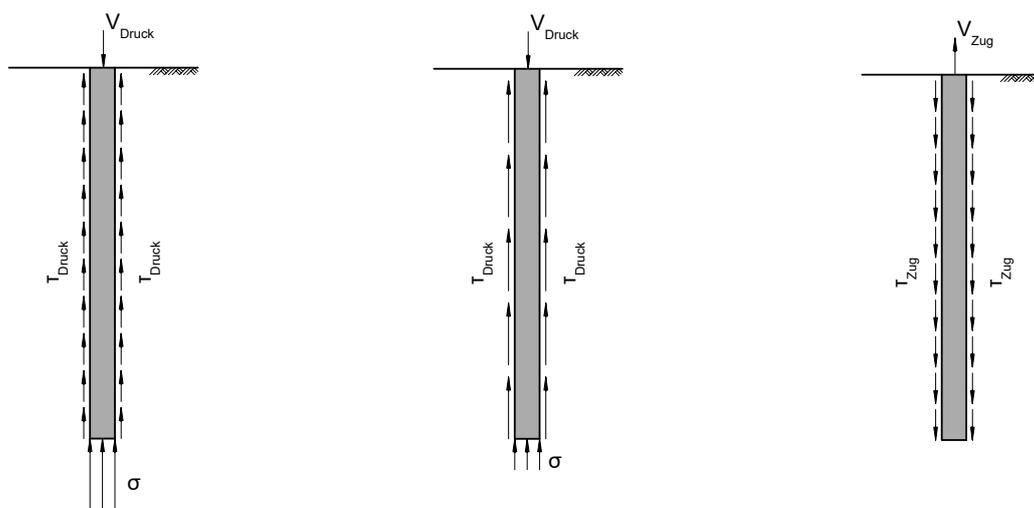
Das äußere Tragverhalten beschreibt die Ableitung der Einwirkungen, welche vom Pfahl in den Untergrund abzutragen sind. Durch die Lastableitung dürfen keine unzulässig großen Setzungen oder Bruchzustände auftreten. Das äußere Pfahltragverhalten ist dabei vor allem von den Verformungs- und Festigkeitseigenschaften des anstehenden Baugrundes abhängig. Der äußere Pfahlwiderstand R_c eines auf Druck beanspruchten Pfahles in axialer Richtung ergibt sich aus der Summe des Pfahlfußwiderstands R_b und Pfahlmantelwiderstands R_s [25]. Dieser Zusammenhang ist in Gleichung 2.1 ersichtlich, wobei s für die Setzung des Pfahles steht.

$$R_c(s) = R_s(s) + R_b(s) \quad (2.1)$$

Der Pfahlfußwiderstand R_b resultiert aus der zugehörigen Pfahlfußfläche A_b und dem Spitzendruck q_b . Der Pfahlmantelwiderstand R_s ergibt sich aus der Relativbewegung zwischen Boden und Pfahlmantel. Aufgrund dieser Relativbewegung und der Reibung zwischen dem Boden und der Pfahloberfläche entstehen Schubspannungen. Werden die Schubspannungen in den einzelnen Schichten $q_{s,i}$ entlang der Pfahlmantelfläche $A_{s,i}$ aufsummiert, ergibt sich der Pfahlmantelwiderstand R_s [25]. Die Berechnung des äußeren Tragverhaltens in Abhängigkeit des Spitzendrucks q_b und der Mantelreibung $q_{s,i}$ ist in Gleichung 2.2 ersichtlich.

$$R_c = R_s + R_b = \sum_i q_{s,i} \cdot A_{s,i} + q_b \cdot A_b \quad (2.2)$$

Bei dem äußeren Tragverhalten R_c eines auf Druck beanspruchten Pfahles werden zwei Grenzfälle des Tragverhaltens unterschieden, Spitzendruckpfahl und Mantelreibungspfahl. Beim Spitzendruckpfahl, auch „stehender Pfahl“, werden die Lasten über den Pfahlfuß in eine tragfähige Schicht eingeleitet, die sich meist unterhalb von sehr gering tragfähigen Schichten befindet (vgl. Abb. 2.7 (a)). Beim Mantelreibungspfählen, auch „schwimmender Pfahl“, werden die Lasten hauptsächlich über die Mantelreibung in gering tragfähige Bodenschichten übertragen [25] (vgl. Abb. 2.7 (b)).



(a) Spitzendruckpfahl auf Druck (b) Mantelreibungspfahl auf Druck (c) Mantelreibungspfahl auf Zug

Abb. 2.7: Möglichkeiten des axialen Tragverhaltens von Pfählen ([25], adaptiert)

Werden die Pfähle hingegen rein auf Zug beansprucht, ergibt sich, wie in Abb. 2.7 (c) ersichtlich, das äußere Tragverhalten R_t nur durch den Pfahlmantelwiderstand R_s [25] (vgl. Gleichung 2.3).

$$R_t = R_s = \sum_i q_{s,i} \cdot A_{s,i} \quad (2.3)$$

Der Pfahlwiderstand ist prinzipiell verschiebungsabhängig. Der Zusammenhang zwischen diesen beiden Kenngrößen lässt sich durch eine Last-Verschiebungslinie beschreiben. In *Empfehlungen*

des Arbeitskreises für Pfähle [8] wird dieser Zusammenhang für auf Druck beanspruchten Pfähle als Widerstands-Setzungslinie angegeben. Abb. 2.8 zeigt eine Widerstand-Setzungslinie, wobei die Anteile des Pfahlfuß- und Pfahlmantelwiderstands separat dargestellt sind [25]. Für einen auf Zug beanspruchten Pfahl gibt es im Vergleich zu Abb. 2.8 nur den Anteil des Pfahlmantelwiderstands R_s und die Verformungen sind Hebungen.

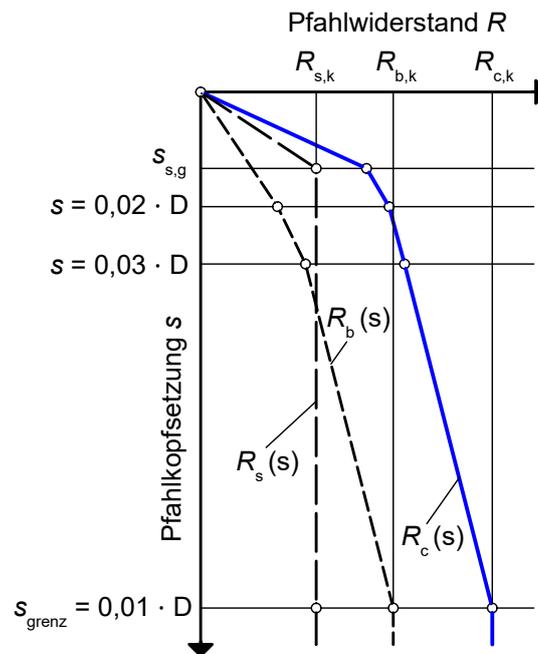


Abb. 2.8: Widerstands-Setzungslinie eines auf Druck beanspruchten Pfahles, wobei die beiden Widerstandsanteile $R_s(s)$ und $R_b(s)$ strichliert und der Gesamtwiderstand $R_c(s)$ in blau dargestellt ist ([25], adaptiert)

In Abb. 2.8 ist ersichtlich, dass die Mobilisierung des Pfahlfußwiderstands einen polygonalen Verlauf aufweist. Bei einer Zunahme der Verformungen vergrößert sich auch der Widerstandsanteil und daher lässt sich kein eindeutiger Versagenszustand definieren [25]. Um dennoch einen Grenzwert für den Pfahlfußwiderstand angeben zu können, wird nach *ÖNORM B 1997-1-3* [32] eine Grenzverformungen s_{grenz} festgelegt. Die Grenzverformungen s_{grenz} wird bei 10 % des Pfahlkopfdurchmessers definiert [32].

Die Mobilisierung des Pfahlmantelwiderstandes ist von der Relativverschiebung zwischen Pfahlmantel und Boden abhängig. Jedoch wird dieser im Vergleich zum Pfahlfußwiderstand schon bei kleinen Setzungen bzw. Verschiebungen mobilisiert. Der Pfahlmantelwiderstand kann durch eine bilineare Kurve mit annähernd linear elastischen-ideal plastischen Verlauf abgebildet werden. Somit wird beim Pfahlmantelwiderstand ein Versagenszustand erreicht, indem keine Laststeigerung mehr möglich ist [25].

In der Praxis ergibt sich das äußere Tragverhalten mantelverpresster Duktilpfähle prinzipiell aus einer Kombination aus Pfahlmantelwiderstand und Pfahlfußwiderstand. Wird der Duktilpfahl hingegen nicht mantelverpresst (reiner Aufstandspfahl) ausgeführt, kann nur der Pfahlfußwiderstand

aktiviert werden. Aufgrund der breiteren Muffen im Vergleich zu dem gusseisernen Rohr entsteht kein durchgängiger Verbund mit dem Boden und daher kann kaum ein Pfahlmantelwiderstand mobilisiert werden. Außerdem ergibt sich bei nicht mantelverpressten Pfählen das Problem der seitlichen Stabilität [16]. Das äußere Tragverhalten lässt sich durch umfangreiche Untersuchungen wie z.B. durch Pfahlprobelastungen ableiten [25].

2.5 Pfahlprobelastungen

2.5.1 Statische Pfahlprobelastung (Druck- und Zugversuch)

Die äußeren Pfahlwiderstände werden meistens aus statischen Pfahlprobelastungen bestimmt. Das Ergebnis ist eine Last-Verformungslinie, wodurch die Tragfähigkeit von Pfählen bestimmt werden kann. Gemäß *ÖNORM B 1997-1-3* [32] sind statische Probelastungen durchzuführen, wenn:

1. keine Erfahrungen an vergleichbaren Pfahlgründungen vorliegen,
2. der tragfähige Untergrund nicht aus mindestens mitteldicht gelagerten grobkörnigen oder mindestens steifen feinkörnigen Böden mit ausreichender Schichtdicke aufgebaut ist,
3. beim Abteufen der Pfähle unerwartete Untergrundverhältnisse angetroffen werden, oder wenn
4. die Pfähle vorwiegend auf Zug beansprucht werden.

2.5.1.1 Versuchsaufbau

Statische Probelastungen werden im Regelfall nicht an den Bauwerkspfählen, sondern an eigens hergestellten Probepfählen durchgeführt. Dadurch kann ein Bruchzustand der Pfähle erzeugt werden, um aussagekräftige Ergebnisse erzielen zu können. Die Probepfähle sollen den Bauwerkspfählen hinsichtlich der Pfahlart, dem Herstellungsverfahren und der Pfahlgeometrie entsprechen. Die Lage der Probepfähle soll an den für den Baugrund repräsentativsten Stellen gewählt werden. Dies hat unter Rücksichtnahme der Baugrunderkundungen zu erfolgen. Wird nur ein Prüfpfahl hergestellt, so ist dieser an der Stelle mit den ungünstigsten Baugrundbedingungen herzustellen [8].

Statische Druckprobelastung

Normativ werden Pfahlprobelastungen durch statisch axiale Druckbelastungen in der *ÖNORM EN ISO 22477-1:2019* [39] geregelt. Die möglichen Widerlagerkonstruktionen sind demnach Totlasten (Ballast), Zugfähle bzw. Anker, oder ein bestehendes Bauwerk über den Probepfahl [39]. Der Aufbau einer statischen Druckprobelastung mit Zugpfählen bzw. Reaktionspfählen ist in Abb. 2.9 ersichtlich.

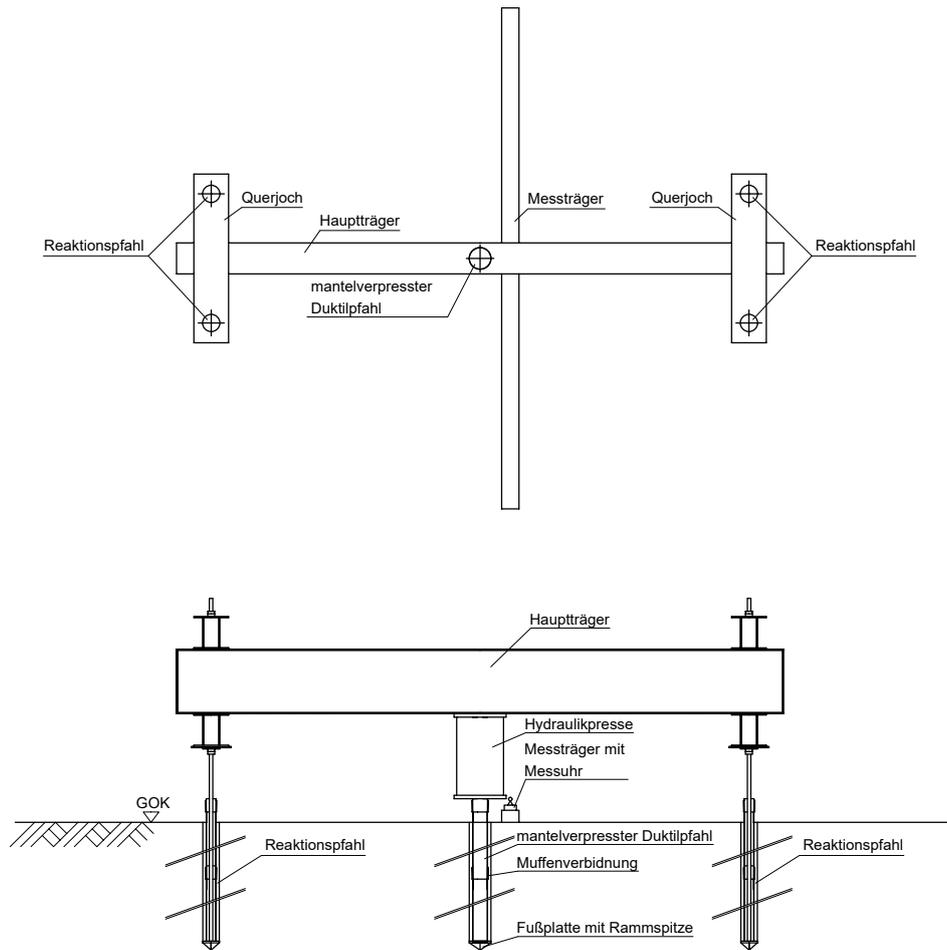


Abb. 2.9: Versuchsaufbau des statischen Druckprobeversuchs mit Reaktionspfählen bzw. Zugankern ([17], adaptiert)

Statische Zugprobelastung

Die statisch axialen Pfahlprobelastungen auf Zug werden in der im August 2023 als Entwurf vorliegenden *ÖNORM EN ISO 22477-2:2022* [40] beschrieben. Die Möglichkeiten zur Ausführung eines Widerlagers werden in [40] als Flachgründungen oder auf Druck belastete Pfähle festgelegt. Der Aufbau einer statischen Zugprobelastung ist in Abb. 2.10 ersichtlich [40].

2.5.1.2 Versuchsdurchführung

Be- und Entlastungsschema

Die gewählte Prüfkraft F_P muss in mindestens zwei Lastzyklen aufgebracht werden. Im ersten Lastzyklus wird bis zur charakteristischen Pfahlbeanspruchung $F_{c,k}$ bzw. $F_{t,k}$ belastet. Dabei sollen mindestens vier Belastungsstufen bis zum Erreichen von $F_{c,k}$ bzw. $F_{t,k}$ durchgeführt werden. Die Entlastung des ersten Lastzyklus soll in zwei Laststufen erfolgen. Beim zweiten Lastzyklus wird bis zur Prüfkraft F_P belastet, wobei mindestens acht Laststufen vorhanden sein müssen. Die Entlastung des zweiten Lastzyklus muss in mindestens vier Laststufen erfolgen [39]. Die am Pfahlkopf aufgebrachte Prüflast F_P wird über eine Kraftmessdose gemessen.

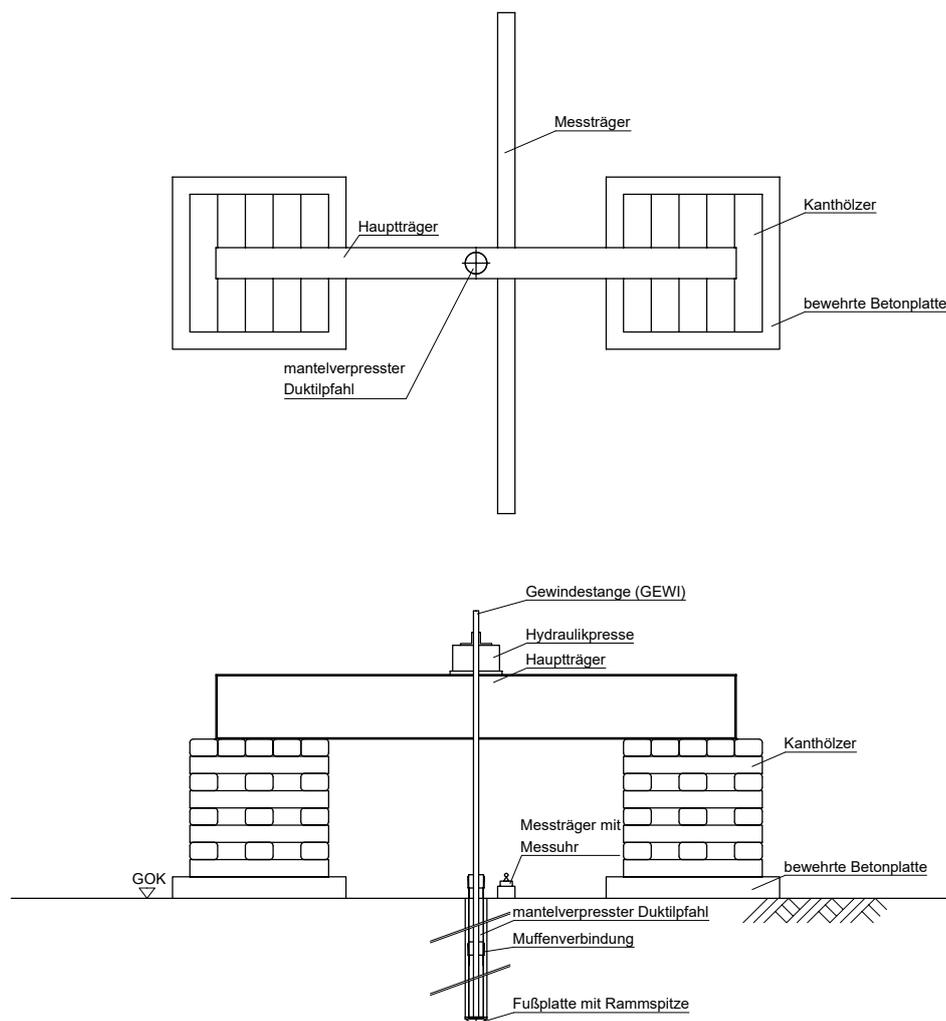


Abb. 2.10: Versuchsaufbau des statischen Zugprobeversuchs mit Widerlagern ([17], adaptiert)

Messung der Pfahlkopfverschiebungen

Die Messung der vertikalen Pfahlkopfverschiebungen erfolgt mit Messuhren oder Wegaufnehmern, die an einem Referenzsystem befestigt werden. Dafür werden drei Messuhren oder Wegaufnehmer symmetrisch um den Pfahl und parallel zur Pfahlachse angeordnet. Die Kontrolle kann optisch mit einem Feinnivellement durchgeführt werden [8]. Der Messträger des Referenzsystems darf durch Erschütterungen, Einwirkungen aus der Probelastung, oder Temperaturbeanspruchungen nicht beeinflusst werden. Der Messträger wird daher als Holzträger ausgeführt, da dieser im Vergleich zu Stahlträger unempfindlicher gegenüber Temperatureinflüssen sind [17]. Der Messträger ist in einem Mindestabstand des 2,5-fachen Prüfpfahldurchmessers anzubringen, damit es zu keiner Beeinflussung der Messergebnisse kommt. Des Weiteren ist der Messträger statisch bestimmt zu lagern [8]. Eine mögliche Ausführung und Lagerung des Messträgers ist in Abb. 2.11 ersichtlich.



Abb. 2.11: Messträger aus Holz beim statischen Zugprobeversuch

2.5.1.3 Versuchsauswertung

Durch die Auswertung von statischen Pfahlprobebelastungen ergibt sich eine Last-Verschiebungslinie. Mit der Last-Verschiebungslinie können Rückschlüsse auf den charakteristischen Pfahlwiderstand gezogen werden. Es gibt nach *ÖNORM B 1997-1-3* [32] drei Kriterien, welche dabei anzuwenden sind:

- stark ausgeprägte Krümmung der Last-Verschiebungslinie
- Erreichen der Grenzverformung s_{grenz}
- Erreichen des Kriechwiderstands R_{cr}

Dabei ist das Kriterium, welches zuerst erreicht wird, maßgebend. Das erste Kriterium besagt, dass bei einer stark ausgeprägten Krümmung der Last-Verschiebungslinie, der Pfahlwiderstand im Punkt in dem die Krümmung auftritt, zu definieren ist. Hingegen bei Pfählen mit überwiegendem Pfahlfußwiderstand („Spitzendruckpfahl“) kann eine schwach gekrümmte Arbeitslinie entstehen, bei der der Pfahlfußwiderstand und somit auch der Gesamtwiderstand trotz abfallendem Pfahlmantelwiderstand bis zu sehr großen Setzungen stetig zunimmt. In solchen Fällen kann ein Versagen nicht eindeutig bestimmt werden (vgl. Abb. 2.8 – Pfahlfußwiderstand $R_b(s)$). Daher wird gemäß *ÖNORM B 1997-1-3* [32] eine Grenzverformung s_{grenz} von 10 % des Pfahlkopfdurchmessers als Versagenskriterium definiert [32]. Diese Bedingung bildet das zweite Kriterium. Das dritte Kriterium ergibt sich in Abhängigkeit vom Kriechverhalten des Pfahles und wird durch den Kriechwiderstand R_{cr} definiert. Dafür wird in einem ersten Schritt das Kriechmaß α_y nach jeder Laststufe gebildet. Das Kriechmaß α_y lässt sich aus der Zunahme der Pfahlkopfverschiebungen einer betrachteten Zeitspanne dividiert durch den Logarithmus dieser Zeitspanne berechnen [32]. In Gleichung 2.4 wird die Berechnung des Kriechmaßes α_y angegeben.

$$\alpha_y = \frac{s_2 - s_1}{\log(t_2 - t_1)} \quad (2.4)$$

Danach werden die Kriechmaße in Abhängigkeit von der Laststufe in einem Diagramm eingetragen, wodurch sich eine Kurve ergibt. Der Kriechwiderstand R_{cr} ergibt sich an der Stelle der

maximalen Krümmung der bestimmten Kurve [32].

Die ermittelten Pfahlwiderstände werden aufgrund der versuchstechnischen Unsicherheiten nach *ÖNORM B 1997-1-3* [32] durch Streuungsfaktoren ξ_1 und ξ_2 abgemindert. Der abgeminderte Widerstand eines auf Druck beanspruchten Pfahles ergibt sich nach Gleichung 2.5.

$$R_{c,k} = \min \left(\frac{(R_{c,m})_{\text{mitt}}}{\xi_1}, \frac{(R_{c,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right) \quad (2.5)$$

Wobei $(R_{c,m})_{\text{min}}$ der kleinste Wert und $(R_{c,m})_{\text{mitt}}$ der Mittelwert aus den abgeleiteten Widerständen der Probelastungen auf Druck sind [32]. Handelt es sich beim ermittelten Widerstand um einen auf Zug beanspruchten Pfahl, ergibt sich der abgeminderte Widerstand nach Gleichung 2.6.

$$R_{c,k} = \min \left(\frac{(R_{t,m})_{\text{mitt}}}{\xi_1}, \frac{(R_{t,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right) \quad (2.6)$$

Wobei $(R_{t,m})_{\text{min}}$ der kleinste Wert und $(R_{t,m})_{\text{mitt}}$ der Mittelwert aus den abgeleiteten Widerständen der Probelastungen auf Zug sind [32].

2.5.2 Pile HAY-Proof-System[®]

Beim Pile HAY-Proof-System[®] handelt es sich um einen statischen bidirektionalen Pfahlbelastungsversuch, mit dem die beiden Widerstandsanteile – Pfahlmantelwiderstand und Pfahlfußwiderstand – während einer Pfahlprobelastung getrennt voneinander erfasst werden können. Dies wird durch die Wirkungsweise in zwei Richtungen, aufwärts gegen den Scherwiderstand (Pfahlmantelwiderstand) und abwärts gegen den Pfahlfußwiderstand sichergestellt. Dabei wirken die beiden Widerstandsanteile als gegenseitiges Widerlager, bis einer von beiden versagt. Es gibt beim Pile HAY-Proof-System[®] vier verschiedene Grenzzustände [17]:

1. Versagen der Mantelreibung
2. Versagen des Spitzendrucks
3. Gleichzeitiges Versagen von Mantelreibung und Spitzendruck
4. Erreichen der inneren Tragfähigkeit

Der Grenzfall 2 ist in dieser Arbeit von besonderem Interesse, da dieser einerseits am häufigsten auftritt [17] und andererseits der Bemessungswert des Pfahlmantelwiderstands nicht bestimmt werden kann und somit ein zusätzlicher Zugversuch ausgeführt werden muss. Der nachträgliche Zugversuch des Pile HAY-Proof-Systems[®] entspricht prinzipiell einem konventionellen Zugversuch nach [40], welcher in Kap. 2.5.1 beschrieben wird. Für den Pile HAY-Proof-System[®]-Sekundärzugversuch wird auf beiden Seiten, zur Ableitung der Kräfte, eine lastverteilende Platte mit darüber befindlichem Kantholzturm, die dem Widerlager entsprechen, aufgebaut. Früher wurde als lastverteilende Platte eine bewehrte Stahlbetonplatte mit einer Dicke von 25 cm verwendet. Um Gewicht zu sparen, wird bei den jetzigen Versuchen eine 5 cm dicke Stahlplatte verwendet. Auf den beiden Widerlagern liegt ein 6 m langer Hauptträger, welcher die Lasten der Presse gleichmäßig auf beide Widerlager aufteilt. Quer zur Hauptträgerlängsrichtung wird ein Messträger aufgebaut, welcher als Vorbereitung für die Messtechnik dient. Der Versuchsaufbau ist in Abb. 2.12 ersichtlich.



(a) 25 cm starke Stahlbetonplatte



(b) 5 cm starke Stahlplatte

Abb. 2.12: Aufbau des Pile HAY-Proof-System[®]-Sekundärzugversuchs mit unterschiedlichen lastverteilenden Platten (Foto: KELLER GRUNDBAU GES.MBH.)

Für den Aufbau des Pfahlbelastungsversuches (Abb. 2.13) wird über die gesamte Pfahllänge ein Zugrohr (1) eingebaut, welches einerseits für die Aufnahme und Verteilung der Zugkräfte und andererseits als Hüllrohr für den Druckstab (2) dient. Um die Pressenkraft in den Druckstab (2) einleiten zu können, wird am oberen Ende des Druckstabes ein höhenverstellbarer Pressenaufgerteller (3) fixiert. Die Notfangvorrichtung (4) dient dabei als zusätzliche Sicherheit. Mittels der Kupplungshülsen (9) kann das Zugrohr (1) beliebig verlängert werden. Um dabei die erforderliche Zentrität des Rohres gewährleisten zu können, werden Distanzhalter (11) eingebaut. Die Fußkappe mit Rammspitze (5) bildet mit dem umgebenden Boden ein Widerlager, außerdem werden im Bereich der Fußkappe Reibungsverminderer (6) in Form von Zwei-Komponenten-Schäumen eingebaut, um einen Verbund zwischen Fußkappe, Beton und Pfahlrohr zu vermeiden. Der Messkopf besteht aus der oberen (7) und unteren Messkopfplatte (8) sowie den sechs Zugelementen

(9) [17].

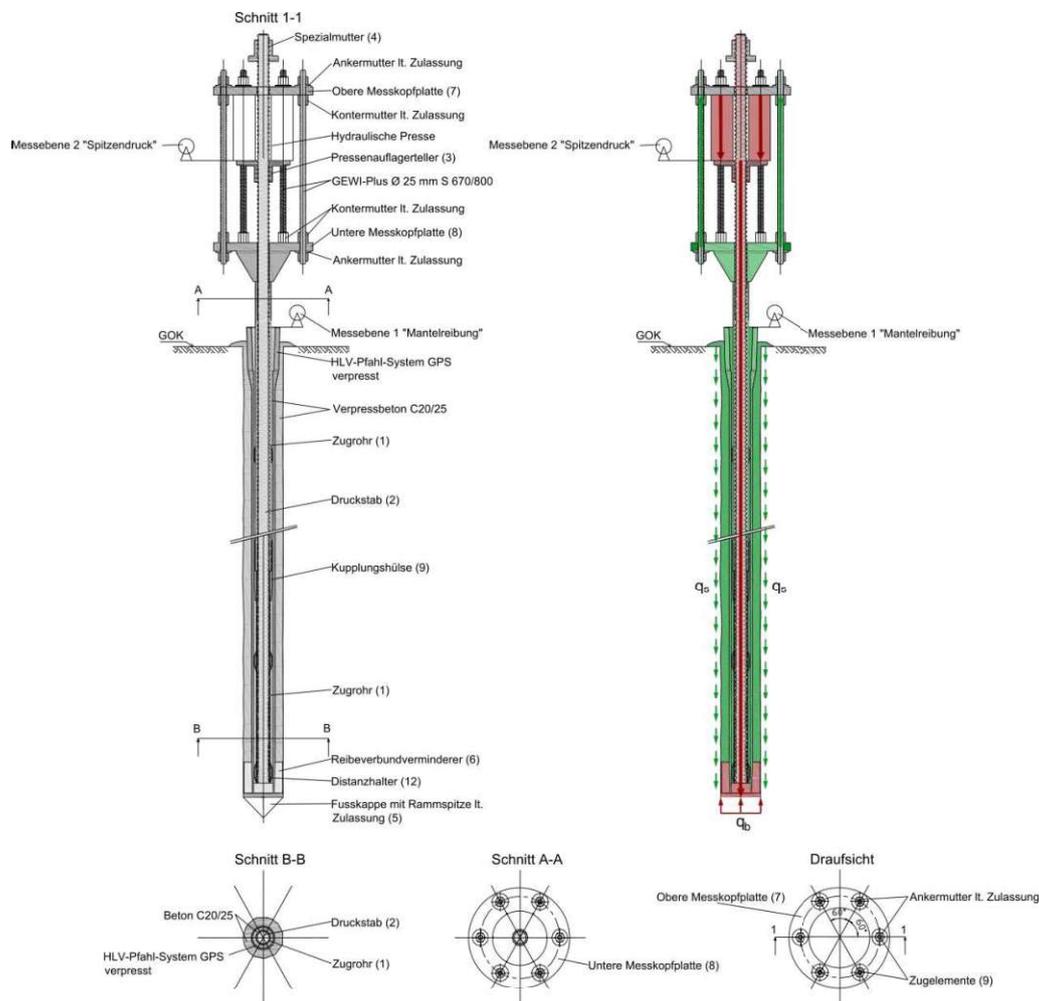


Abb. 2.13: Aufbau des Pile HAY-Proof-System[®] (links); Bi-direktionale Wirkungsweise des Pile HAY-Proof-System[®] (rechts); die auf Druck bzw. Zug belasteten Bauteile sind rot bzw. grün eingefärbt [9]

Beim Pile HAY-Proof-System[®] können mit einer hydraulischen Presse die beiden Widerstandsanteile Pfahlfuß- und Pfahlmantelwiderstand gleichzeitig getrennt voneinander erfasst werden. Die beiden Widerstandsanteile dienen bis zum Versagen einer Widerstandskomponente als gegenseitiges Widerlager. Durch eine kraftschlüssige Verbindung der oberen Messkopfplatte (7) über Zugelemente mit der unteren Messkopfplatte (8) und anschließend mit dem Zugrohr (1) dient die Mantelreibung dem Versuchspfahl als zweites geotechnisches Widerlager [17].

In Abb. 2.14 ist zudem die Wirkungsweise des Kraftflusses vereinfacht dargestellt. Während der Kraftaufbringung drückt die Presse einerseits das Pressenaufagerteller nach unten und andererseits die obere Messkopfplatte nach oben. Der Druckstab drückt den Rammschuh nach unten, welcher entgegen dem Spitzendruck wirkt und das Zugrohr samt Pfahl wird durch die entstehenden Reaktionskräfte aus dem Boden gezogen, welcher entgegen der Mantelreibung wirkt.

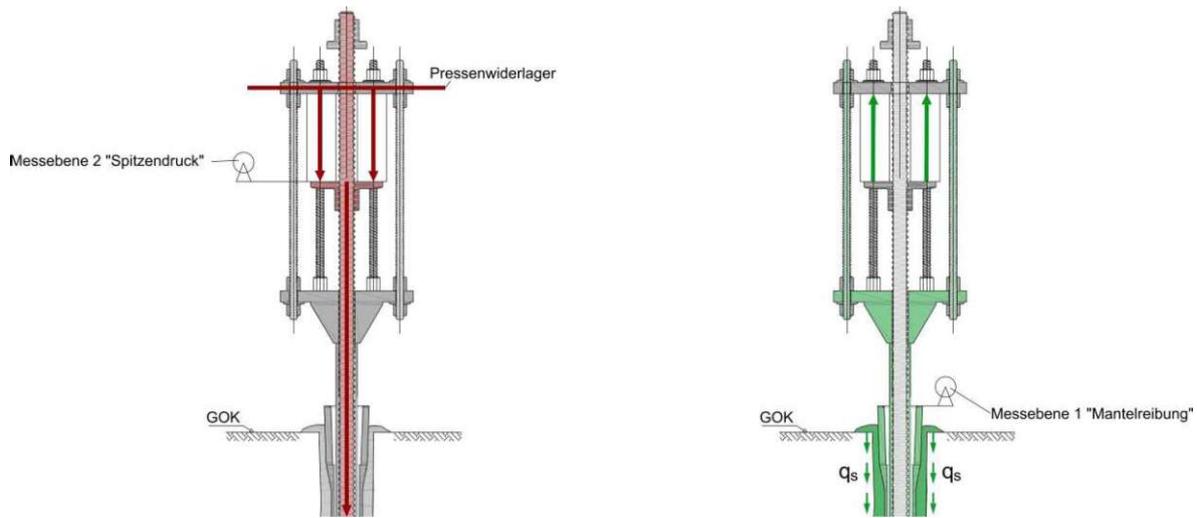


Abb. 2.14: Wirkungsweise des Kraftflusses des Pile HAY-Proof-System®-Pfahlbelastungsversuchs; die auf Druck bzw. Zug belasteten Bauteile sind rot bzw. grün eingefärbt [9]

Der wesentliche Vorteil des Pile HAY-Proof-System® im Vergleich zur statischen Pfahldruck- oder Pfahlzugprobelastung ist der Entfall etwaiger Reaktionspfähle oder Widerlager und der Beeinflussung durch diese, wodurch eine zeitliche und wirtschaftliche Optimierung des Bauvorhabens entsteht [17]. Es werden im Falle eines Versagens des Pfahlfußwiderstands, bei dem ein nachträglicher Zugversuch notwendig ist, zwar zwei Widerlager benötigt, um den Bruchzustand des Pfahlmantelwiderstands messen zu können. Diese sind im Vergleich zu Widerlagern von statischen Druckprobelastungen mit geringen Aufwand herstellbar und wiederverwendbar.

2.5.3 Auswertung der Pile HAY-Proof-System®-Probelastung

Um eine Aussage über die Tragfähigkeit eines Pfahles treffen zu können, müssen die kraft- und zeitabhängigen Messdaten der jeweiligen Versuche (Hebungen beim Zugversuch; Setzungen beim Druckversuch) in Abhängigkeit von der aufgebrachten Kraft gegenübergestellt werden. In einer konventionellen Pfahlprobelastung auf Druck wirken beide Widerstandsanteile (Pfahlmantel- und Pfahlfußwiderstand) zusammen, wodurch beim Erreichen des Grenzzustandes nicht zwangsläufig der Grenzzustand des gesamten Pfahlwiderstandes erreicht wird.

Bei Pile HAY-Proof-System®-Versuchen werden Duktülpfähle getestet, die im Regelfall aufgrund ihres geringen Durchmessers einen im Vergleich zum Pfahlmantelwiderstand geringen Pfahlfußwiderstand besitzen. Außerdem dienen sich die beiden Widerstandsanteile gegenseitig als Widerlager, weshalb bei Erreichen eines Grenzzustandes auch der zweite Widerstandsanteil nicht weiter untersucht werden kann. Da meist der Grenzzustand des Pfahlfußwiderstands zuerst erreicht wird, ist für die weitere Untersuchung des Pfahlmantelwiderstands ein konventioneller Zugversuch notwendig, um den Pfahlmantelwiderstand bestimmen zu können. Für eine, mit Ergebnissen konventioneller Pfahlprobelastungen, vergleichbare, äquivalente Last-Verformungslinie werden die beiden Widerstandsanteile verformungsabhängig addiert. Dabei wird die Annahme getroffen, dass sich der Mantelreibungswiderstand bei Zug- und Druckbelastung gleich verhält [17]. In Abb. 2.15 ist die Last-Hebungslinie und Last-Setzungslinie eines ausgewerteten Pile HAY-Proof-

System[®]-Versuchs dargestellt. Die in blau markierten Werte sind die zugehörigen Kraftgrößen bei einer Verschiebung von 10 mm. Für die Last-Hebungslinie ergibt sich eine Kraftgröße von 630 kN und für die Last-Setzungslinie von 410 kN.

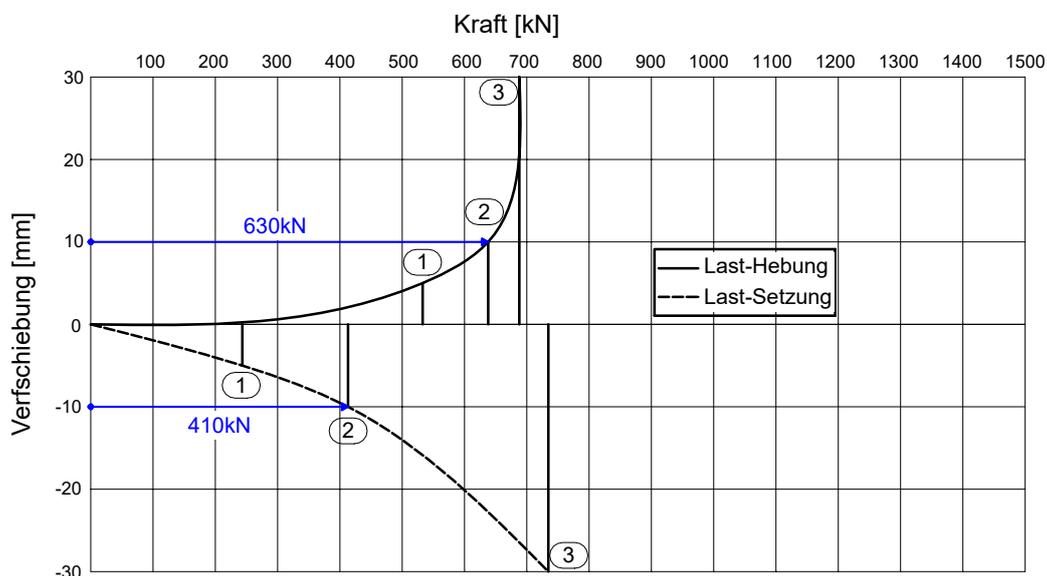


Abb. 2.15: Last-Hebungs- und Last-Setzungslinie des Pile HAY-Proof-System[®]-Versuchs, wobei in blau die zugehörigen Kraftgrößen bei einer Verschiebung von 10 mm gekennzeichnet sind ([17], adaptiert)

Durch Addition der beiden Kraftgrößen der Last-Hebungs- und Last-Setzungslinie ergibt sich eine Kraftgröße von 1040 kN der äquivalenten Last-Verformungslinie für eine Verschiebung von 10 mm. Das Ergebnis der verformungsabhängigen Addition der beiden Widerstandsanteile ist in Abb. 2.16 ersichtlich.

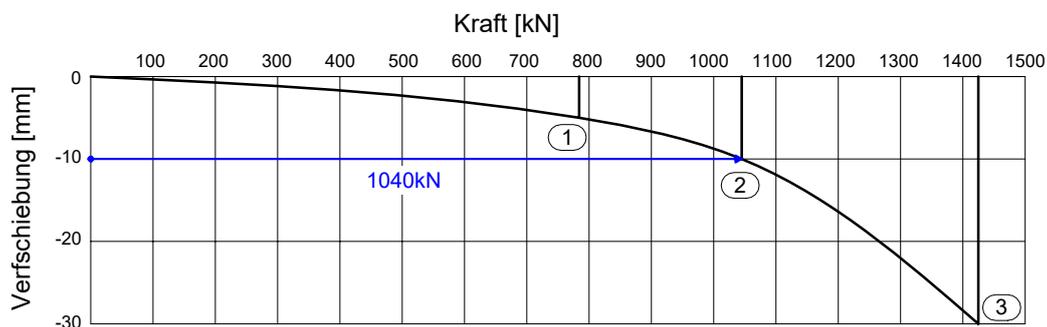


Abb. 2.16: Äquivalente Last-Verschiebungslinie des Pile HAY-Proof-System[®]-Versuchs, wobei in blau die zugehörige Kraftgröße bei einer Verschiebung von 10 mm gekennzeichnet ist ([17], adaptiert)



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

Kapitel 3

FE-Modellierung

3.1 Allgemeines

Die Herangehensweise, um ingenieurtechnische Aufgaben zu lösen, kann analytisch und/oder numerisch erfolgen. Für die meisten Probleme gibt es keine analytische Lösung, sodass Vereinfachungen getroffen werden müssen, die die analytische Lösung selbst zu einer Näherungslösung werden lassen. Daher werden immer häufiger numerische Methoden eingesetzt, wie z.B. die Finite-Elemente-Methode (FEM), um komplexe Aufgabenstellungen zu modellieren. Numerische Berechnungen stellen zwar nur Näherungslösungen da, diese sind jedoch in den meisten Fällen ausreichend genau. Ein weiterer großer Vorteil bei der Berechnung mittels FEM ist, dass Situationen in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit im selben FEM-Modell berechnet werden können. Jedoch können aufgrund unterschiedlicher Annahmen in Bezug auf die Boden-Bauwerk-Interaktion die Ergebnisse der analytischen und numerischen Berechnung deutlich variieren [44].

3.2 Stoffmodelle

Ein wesentlicher Punkt, der einen großen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse hat, ist die Wahl eines passenden Stoffmodells, welches das mechanische Verhalten des Bodens ausreichend genau abbilden soll. Im nachfolgenden Abschnitt wird näher auf die Stoffmodelle eingegangen, die für die FEM-Berechnungen in dieser Arbeit relevant sind.

Stoffmodelle sind eine mathematische Beschreibung der mechanischen Eigenschaften eines Materials. Dabei wird dessen Spannungs-Dehnungsverhalten anhand von mathematischen Formulierungen angenähert. Böden verhalten sich in den meisten Fällen nicht rein elastisch oder plastisch, sondern es entsteht eine plastische Verfestigung [18]. Die Formulierung von Stoffmodellen ist komplex, wodurch es zu Annahmen und Vereinfachungen kommt. Es gibt eine Vielzahl an unterschiedlichen Stoffmodellen für Böden, wobei jedes einzelne einen eigenen Gültigkeitsbereich besitzt. Daher ist die Wahl des Stoffmodells für das vorliegende geotechnische Problem äußerst relevant. Bei der Wahl eines passenden Stoffmodells soll der Grundsatz, dass das Stoffmodell so einfach wie möglich und nur so kompliziert wie notwendig sein soll, angewendet werden [28].

3.2.1 Lineare Elastizität

Die lineare Elastizität ist die einfachste Möglichkeit, bezogen auf den theoretischen Hintergrund und der notwendigen Rechenleistung, um ein Materialverhalten abzubilden. Das linear-elastische Modell folgt dem *Hooke*'schen Gesetz der isotropen linearen Elastizität und lässt sich durch Gleichung (3.1) beschreiben.

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (3.1)$$

Dabei steht E für das Elastizitätsmodul, σ für die Spannung und ε für die zugehörige Dehnung. In vielen geotechnischen Anwendungsfällen sind jedoch bleibende plastische Deformationen von Interesse, dies kann mit der linearen Elastizität nicht abgebildet werden. Jedoch können mit der linearen Elastizität Zustände abgebildet werden, wie in der Bodendynamik z.B. die Simulation der Betriebszustände bei der Bodenverdichtung mit dynamischen Walzen zur Beschreibung der Boden-Walzen-Interaktion [1].

3.2.2 Elastoplastizität

Diese Materialmodelle bestehen im Allgemeinen aus einer Versagensfläche, einem plastischen Potential und gegebenenfalls einer Verfestigungsfunktion. Die Versagensfläche definiert dabei jene Spannungszustände, innerhalb welcher keine bleibenden Verformungen des Materials eintreten und ab welchen Spannungszuständen plastische (irreversible) Verformungen auftreten, also das Material versagt. Das plastische Potential definiert, in welcher Größe und Richtung die bleibenden Verformungen auftreten, bzw. wie sich das Material im Versagensfall verhält. Mit den Verfestigungsfunktionen kann festgelegt werden, dass nach dem Materialversagen und den damit verbundenen plastischen Verformungen noch größere Spannungszustände aufgebracht werden müssen, um weitere bleibende Verformungen zu erhalten [1].

Je nach Anwendungsfall und den damit verbundenen Randbedingungen, haben sich zahlreiche elastoplastische Stoffmodelle etabliert. Im nächsten Abschnitt werden die wichtigsten Stoffmodelle, welche für die Berechnungen in dieser Diplomarbeit gebraucht und teilweise auch angewendet werden, erläutert.

Mohr-Coulomb Modell (MC)

Das Mohr-Coulomb Modell ist ein weit verbreitetes Materialmodell, da es im Wesentlichen nur von zwei Festigkeitsparametern des Bodens (Kohäsion c und Reibungswinkel φ) abhängt und diese beiden physikalisch konsistenten Parameter in Labortests vergleichsweise einfach ermittelt werden können. Diese beiden Parameter definieren die Versagensfläche f , welche eine lineare Funktion ist (Abb. 3.1). Erreicht ein Spannungszustand die Versagensfläche f , dann versagt einerseits das Material und es kommt zu bleibenden Deformationen. Die Größe und Richtung der bleibenden Verformungen $d\varepsilon^p$ können anhand des plastischen Potentials ermittelt werden. Der Parameter ψ ist der Dilatanzwinkel in der Hauptspannungsebene, welcher zur Steuerung der Volumenzunahme im Versagensfall dient. Er entspricht allerdings nicht jenem Dilatanzwinkel, welcher durch Standardlabortests ermittelt werden kann. Bei dem Mohr-Coulomb Modell kann für den Fall einer Wiederbelastung eine Verfestigungsfunktion durch Parallelverschieben der Versagensfläche f definiert werden. Anwendung findet dieses Materialmodell vor allem bei einfachen geotechnischen Problemstellungen, bei denen Materialversagen mit einer Volumenzunahme einhergeht (z.B. beim Standsicherheitsnachweis von Dämmen) [1].

Hardening Soil Modell (HS)

Die Grundlage des Hardening Soil Modells bildet die klassische Plastizitätstheorie und beschreibt die nichtlineare (hyperbolische) Spannungs-Dehnungsbeziehung. Außerdem gibt es bei diesem Materialmodell eine spannungsabhängige Steifigkeit, d.h., dass die Steifigkeit je nach Belastungsrichtung (Erst, Ent- und Wiederbelastung) unterschiedliche Werte annimmt. Weiters werden zwei

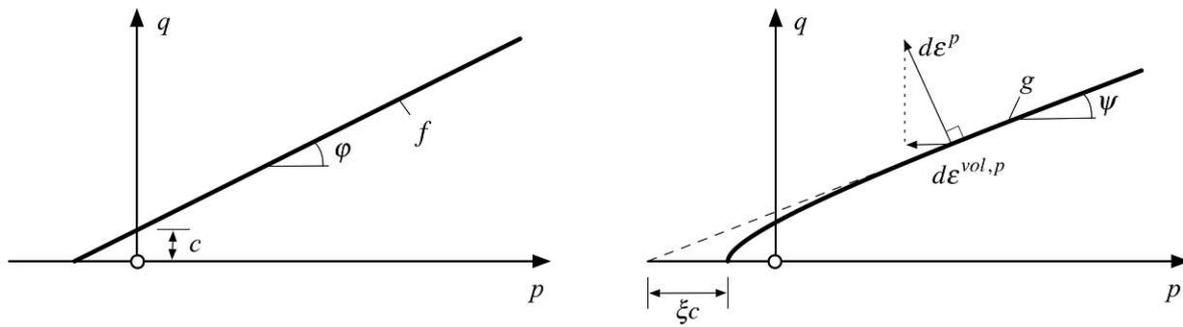


Abb. 3.1: Mohr-Coulomb Modell: Versagensfläche f in Abhängigkeit der Kohäsion c und des Reibungswinkels φ (links); plastisches Potential in Abhängigkeit des Dilatanzwinkels ψ (rechts) [1], [19]

Fließflächen definiert, Kappe und Kegel, welche die Einbeziehung einer Reibungs- und Kompressionsverfestigung ermöglichen. Die Reibungsverfestigung bildet irreversible Verformungen zufolge deviatorischen Belastungen ab, während die Kompressionsverfestigung für die Modellierung von plastischen Verformungen zufolge isotroper Belastung verwendet wird. Die für das Hardening Soil Modell notwendigen Parameter können alle experimentell bestimmt werden, am besten dafür eignet sich der Triaxialversuch. Abb. 3.2 zeigt die Beziehung zwischen den Vertikalverformungen und den deviatorischen Spannungen eines drainierten Triaxialversuchs.

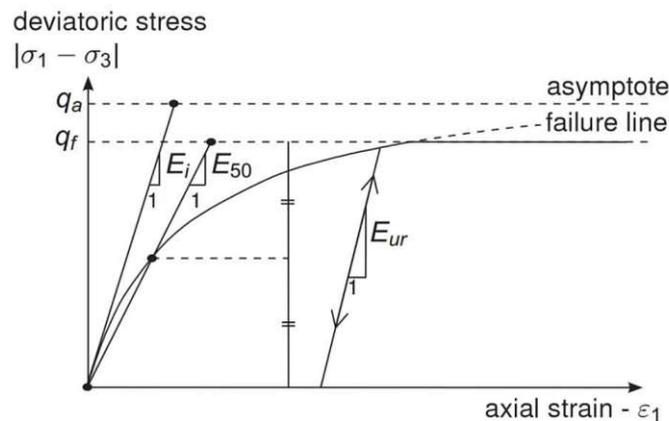


Abb. 3.2: Beziehung zwischen den Vertikalverformungen und deviatorischen Spannungen eines drainierten Triaxialversuch [42]

Die in Abb. 3.2 ersichtliche failure line ergibt sich aus dem Zusammenhang aus Gleichung (3.2).

$$\varepsilon_1 = \frac{q_a}{2 E_{50}} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{q_a - (\sigma_1 - \sigma_3)} \quad (3.2)$$

Dabei ist q_f die maximale Deviatorspannung beim Bruch und q_a die zugehörige Asymptote bei einer weiteren Steigerung der vertikalen Verzerrung. E_i ist die Anfangssteifigkeit, welche i.d.R. schwer zu bestimmen ist und daher wird die Sekantensteifigkeit E_{50} verwendet. Wie in Abb. 3.2 ersichtlich, ist dies jene Steifigkeit, die sich bei 50 % der maximalen Deviatorspannung q_f ergibt und wird nach Gleichung (3.3) berechnet [42].

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p_{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (3.3)$$

Dabei ist E_{50}^{ref} ein Referenzsteifemodul, welche einer Referenzsteifigkeit von 100 kPa entspricht und der Exponent m beeinflusst die Größe der Spannungsabhängigkeit der gesuchten Steifigkeit, der seinerseits vom jeweiligen Boden abhängt. Ist $m = 1$, so entspricht die deviatorische Fließfläche der Mohr-Coulomb'schen Grenzbedingung [1]. Das Steifemodul für Ent- und Wiederbelastung E_{ur} wird im Gegensatz zur Erstbelastung linear-elastisch modelliert und nach Gleichung (3.4) berechnet.

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p_{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (3.4)$$

Die Berechnung des Steifemoduls E_{ur} erfolgt analog zur Berechnung der Steifigkeit E_{50} . E_{ur}^{ref} ist wiederum eine Referenzsteifigkeit, welche sich bei einem Referenzspannungsniveau von 100 kPa ergibt.

Bei dem Steifemodul E_{oed} wird von einem Ödometerversuch ausgegangen und E_{oed} wird als Tangentenmodul bei Erstbelastung bestimmt, wie in Abb. 3.3 ersichtlich. Das Referenzsteifemodul E_{oed}^{ref} ist somit die Tangentensteifigkeit bei einer vertikalen Spannung von $\sigma_1 = p^{ref}$. E_{oed} wird nach Gleichung (3.5) ermittelt.

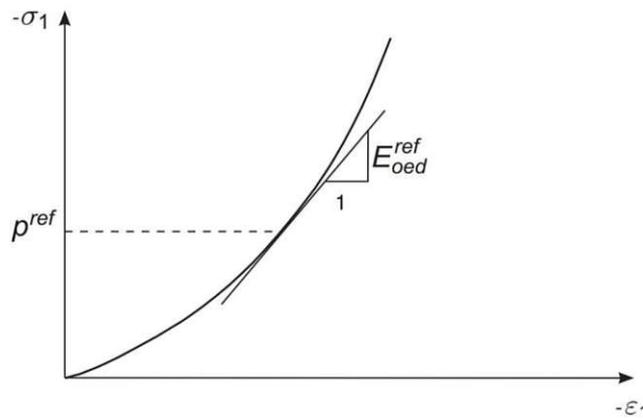


Abb. 3.3: Definition des E_{oed} Moduls [42]

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \frac{\sigma'_3}{K_{nc}^0} \sin \varphi}{c \cos \varphi + p_{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (3.5)$$

Das HS Modell besitzt zwei Fließflächen, eine zufolge Reibungsverfestigung und eine zufolge Kompressionsverfestigung. Diese sind im Hauptspannungsraum nicht fixiert und können isotrop vergrößert werden. Die deviatorische Fließfläche (Kegel) zufolge der Reibungsverfestigung hängt von der plastischen Schubverzerrung γ_p und dem Exponenten m ab. Je größer γ_p wird, desto mehr nähert sich die Fließfläche an die Mohr-Coulombsche Bruchgerade an [43], [1]. Der Exponent m bestimmt die Krümmung der Kurve. Wobei $m \neq 1$ bedeutet, dass die Fließfläche leicht gekrümmt ist und für $m = 1$ nimmt sie die Form einer Ebene an. Die Größe der Schubverzerrung γ_p und

die sich dadurch ergebende Ausdehnung der Fließfläche wird durch die Referenzsteifigkeit E_{50}^{ref} bestimmt.

Um die Kompressionsverfestigung (plastisch-volumetrische Verformung) abzubilden, wird eine zweite Fließfläche benötigt, welche den elastischen Bereich in Richtung der mittleren effektiven Spannung p schließt. Analog zu der kegelförmigen Fließfläche wird die Größe der plastisch-volumetrischen Verformungen und dadurch die Expansion der Kappe durch den Referenzmodul E_{oed}^{ref} gesteuert [43], [1].

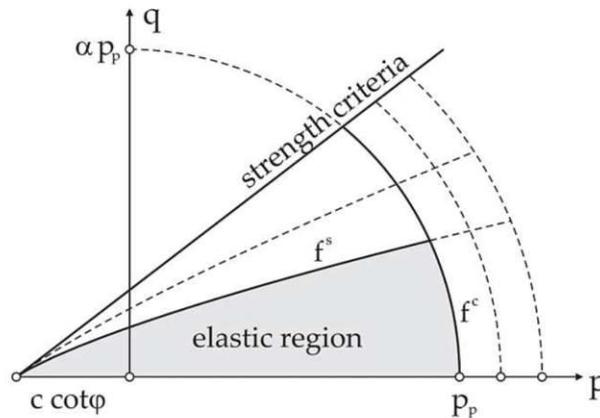
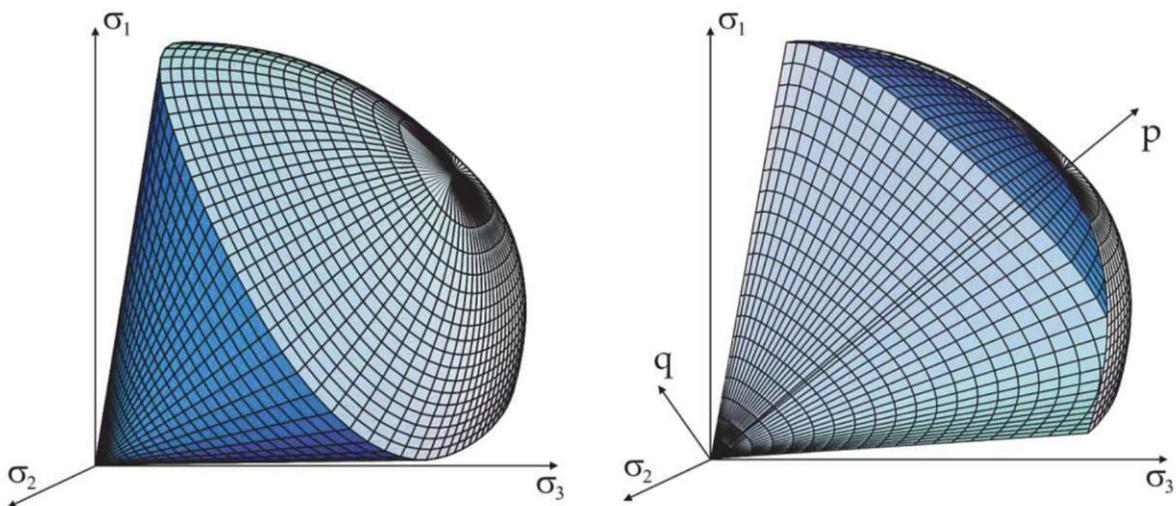


Abb. 3.4: Darstellung der Fließflächen in der p - q -Ebene für das Hardening Soil Modell [5]

Abb. 3.4 zeigt eine veranschaulichte Darstellung der beiden beschriebenen Fließflächen und deren möglicher Ausdehnung in der p - q -Ebene. Abb. 3.5 zeigt die Fließfläche eines kohäsionslosen Bodens im Hauptspannungsraum. In Abb. 3.5 (b) ist der Schnitt in der p - q -Ebene und in Abb. 3.5 (a) die allgemeine Form der Versagensfläche ersichtlich.



(a) Fließflächen im Hauptspannungsraum [13] (b) Schnitt durch die Fließflächen im p - q -Raum [13]

Abb. 3.5: Schematische Darstellung der Fließflächen eines kohäsionslosen Bodens [13]

Nach *ÖNORM EN 1997-2* [36] können zur Bestimmung des Steifemoduls des Ödometersversuches E_{oed} der Spitzenwiderstand q_s und α herangezogen werden. α ist ein Beiwert in Abhängigkeit der Bodenart und des Spitzenwiderstands q_s [36]. Die Berechnung von E_{oed} nach [36] ist in Gleichung (3.6) angegeben.

$$E_{oed} = \alpha \cdot q_c \quad (3.6)$$

Eine weitere Möglichkeit, um das Steifemodul des Ödometersversuches E_{oed} bestimmen zu können, wird nach Ohde/Janbu [21] angegeben. Die Berechnung davon ist in Gleichung (3.7) ersichtlich, wobei σ_1 die Vertikalspannungen sind. Die anderen Parameter entsprechen jenen, wie schon für Gleichung (3.5) beschrieben.

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma_1'}{p_{ref}} \right)^m \quad (3.7)$$

In Tab. 3.1 werden die für das Hardening Soil Modell notwendigen Parameter zusammengefasst.

Tab. 3.1: Zusammenfassung der wichtigsten Parameter für das Hardening Soil Modell

Parameter	Einheit
Kohäsion c	[kN/m ²]
Reibungswinkel φ	[°]
Dilatanzwinkel ψ	[°]
Referenzsteifemodul E_{50}^{ref}	[kN/m ²]
Referenzsteifemodul für Ent- und Wiederbelastung E_{ur}^{ref}	[kN/m ²]
Referenzsteifemodul des Ödometersversuchs E_{oed}^{ref}	[kN/m ²]
Exponent m	[–]

Hardening Soil Modell mit Small Strain Stiffness (HS small Modell)

Das Hardening Soil Modell mit small strain stiffness (HS small Modell) wurde auf Grundlage des HS Modells entwickelt. Die Erweiterung betrifft den Zusammenhang zwischen der Bodensteifigkeit und der Größe der Schubverzerrung. Wie in Abb. 3.6 ersichtlich, ist die Bodensteifigkeit sehr stark von der Größe der Schubverzerrungen abhängig. Des Weiteren ist aus Abb. 3.6 erkennbar, dass die Bodensteifigkeit im Bereich sehr kleiner Verzerrungen ihren größten Wert annimmt und mit größer werdenden Schubverzerrungen immer kleiner wird. Wird dieser Effekt nicht abgebildet, wie im HS Modell, kann dies in weiterer Folge zu verfälschten Ergebnissen führen, wie z.B. zu große Fundamentsetzungen oder unrealistische Verformungen von Verbauwänden [5].

Wird das HS small Modell im Vergleich zum HS Modell verwendet, dann sind zwei weitere Bodenparameter erforderlich, welche im Weiteren näher erläutert werden. Die Schubverzerrung γ_s ergibt sich nach Gleichung (3.8).

$$\gamma_s = \sqrt{\frac{1}{2}[(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2]} \quad (3.8)$$

In Abb. 3.6 bezeichnet G_0 den Anfangsschubmodul, welcher im Bereich von sehr kleinen Verzerrungen auftritt und im Zusammenhang mit dem Elastizitätsmodul E_0 nach Gleichung (3.9) steht (unter der Annahme eines elastischen Materialverhaltens für diesen Verzerrungsbereich).

$$G_0 = \frac{E_0}{2(1 + \nu)} \quad (3.9)$$

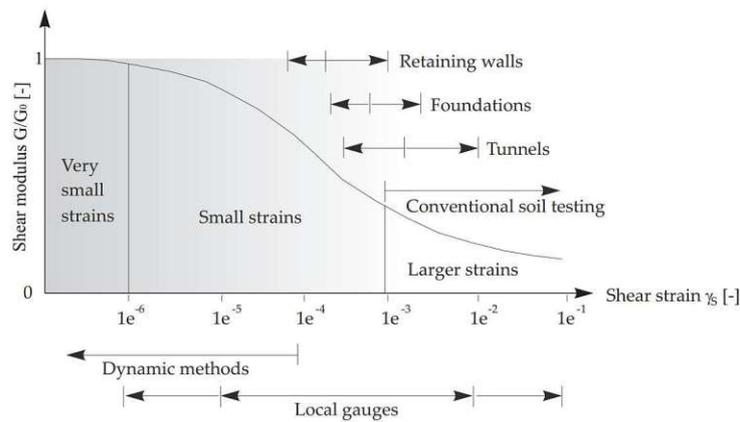


Abb. 3.6: Zusammenhang der Scherdehnung γ_s (logarithmische Darstellung) und der Bodensteifigkeit G/G_0 [5]

Eine allgemeine Annäherung an den Schubmodul G_0 wird von Hardin & Black [14] angegeben (Gleichung (3.10)).

$$G_0 = 33 \frac{(2,97 - e)^2}{1 + e} \left(\frac{p}{p_{ref}} \right)^{0,5} \quad (3.10)$$

Dabei ist e die Porenzahl und p_{ref} hat üblicherweise einen Wert – wie auch schon beim HS Modell – von 100 kPa. Der Zusammenhang zwischen Bodensteifigkeit und Schubverzerrung kann durch das Modell nach Hardin–Drnevich [15] angegeben werden, welches den Vorteil bietet, dass nur zwei Eingangsparameter (G und γ_s) notwendig sind, um die Steifigkeitskurve zu beschreiben [5]. Der Zusammenhang dieser beiden Eingangsparameter wird in Gleichung (3.11) angegeben.

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + |\frac{\gamma_s}{\gamma_r}|} \quad (3.11)$$

Mit der Referenzscherdehnung γ_r nach Gleichung (3.12).

$$\gamma_r = \frac{\tau_{max}}{G_0} \quad (3.12)$$

τ_{max} ist die Schubspannung, welche bei Versagen auftritt [42]. Die Schubverzerrung γ_s wird meist vereinfachend durch $\gamma_{0,7} = \frac{3}{7} \gamma_r$ ersetzt. $\gamma_{0,7}$ ist dann jene Scherdehnung, bei welcher der Schubmodul G einen Wert von 70 % des Anfangsschubmoduls G_0 annimmt.

In PLAXIS erfolgt die Eingabe dieses Zusammenhangs, im Vergleich zum HS Modell, mittels zwei zusätzlicher Parameter (G_0^{ref} und $\gamma_{0,7}$). Die Berechnung der elastischen Steifigkeit G_0 erfolgt nach Gleichung (3.13) [42].

$$G_0 = G_0^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p_{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (3.13)$$

Der Exponent m aus Gleichung (3.13) [42] ist ident, wie der Variabel m aus dem HS Modell und σ_3 ist die minimale Hauptspannung in einem Triaxialversuch. Für die Bestimmung von G_0^{ref}

wird der Ansatz nach Hardin & Black [14] herangezogen, mit einer Referenzspannung von $p_{ref} = 100$ kPa. Damit ergibt sich G_0^{ref} nach Gleichung (3.14).

$$G_0^{ref} = 33 \frac{(2,97 - e)^2}{1 + e} \quad (3.14)$$

In Tab. 3.2 werden die für das Hardening Soil Modell mit small strain stiffness notwendigen Parameter zusammengefasst.

Tab. 3.2: Zusammenfassung der wichtigsten Parameter für das Hardening Soil Modell mit small strain stiffness

Parameter	Einheit
Kohäsion c	[kN/m ²]
Reibungswinkel φ	[°]
Dilatanzwinkel ψ	[°]
Referenzsteifemodul E_{50}^{ref}	[kN/m ²]
Referenzsteifemodul für Ent- und Wiederbelastung E_{ur}^{ref}	[kN/m ²]
Referenzsteifemodul des Ödometersversuchs E_{oed}^{ref}	[kN/m ²]
Exponent m	[–]
Scherdehnung $\gamma_{0,7}$ (bei 70 % von G_0)	[–]
Referenzschubmodul G_0^{ref}	[kN/m ²]

3.3 Erstellung eines numerischen Modells in PLAXIS

Das FEM-Programm PLAXIS wurde entwickelt, um geotechnische Problemstellungen numerisch lösen zu können. In PLAXIS sind zahlreiche höherwertige Stoffmodelle verfügbar, wie z.B. das HS und HSS Modell. In dieser Arbeit wird das HSS Stoffmodell verwendet.

Zu Beginn wird das Berechnungsziel definiert, welches mit der Eingabe erreicht werden soll. Danach wird der Berechnungsbereich festgelegt und sämtliche Parameter, wie z.B. der Bodenschichtaufbau und die Lage des Grundwasserspiegels, werden definiert. Als nächstes werden die Konstruktionselemente des gewählten Modellbereichs modelliert. Den Bodenschichten und Konstruktionselementen wird dabei ein Stoffmodell mit zugehörigen Materialkennwerten zugrunde gelegt, wobei diese je nach ausgewähltem Element unterschiedlich festgelegt werden können. Nach erfolgreicher Eingabe der Konstruktionselementen, wird das gesamte Modell in Elemente unterteilt, wobei die maximale Größe der einzelnen Elemente definiert werden kann. Bevor die Berechnung startet, werden die relevanten Berechnungsphasen (Aushub, Einbau, Kraftaufbringung, etc.) festgelegt. Danach erfolgt die Berechnung der gesuchten Größen durch Lösen des nichtlinearen Gleichungssystems für die einzelnen Berechnungsphasen. Bei geotechnischen Problemstellungen handelt es sich dabei meist um Knotenverschiebungen. Der letzte Schritt ist die Darstellung bzw. Auswertung der ausgegebenen Ergebnisse [46].

Kapitel 4

Modellrechnungen und Anwendung auf die Projektgebiete

4.1 Modellrechnungen

4.1.1 Numerisches 3D-Rechenmodell

Um den Einfluss der Widerlagerspannungen auf die Mantelreibung des Pfahles besser verstehen zu können, wird ein allgemeiner fiktiver Berechnungsfall definiert. Dabei handelt es sich um eine durchgehende Bodenschicht aus Sand ohne Grundwassereinfluss. Für diesen Abschnitt wird eine Parameter- bzw. Sensitivitätsstudie durchgeführt. Das Ziel davon ist es, die Pfahllänge, den Abstand zwischen Widerlager und Probepfahl und Berechnungsparameter (z.B. Dilatanzwinkel – siehe Abb. 4.12) zu variieren, um erkennen zu können, welchen Einfluss dies auf die Ergebnisse der Berechnung in PLAXIS hat.

Der erste Schritt in der Modellierung ist die Festlegung der Größe des Berechnungsausschnittes. Laut [7] muss die Größe des Berechnungsausschnittes so gewählt werden, dass die Berechnungsergebnisse dadurch nicht signifikant beeinflusst werden. Der Berechnungsausschnitt sollte daher nicht zu klein gewählt werden, da sonst in den Randbereichen die Spannungs- und Verformungszustände nicht richtig abgebildet werden, jedoch auch nicht zu groß, da es sonst zu sehr langen Rechenzeiten, aufgrund der vergrößerten Anzahl an finiten Elementen, kommt [7].

In Abb. 4.1 ist ersichtlich, dass der Abstand von Widerlageraußenkante zu Widerlageraußenkante 7 m beträgt. Der Berechnungsausschnitt wird in diesem Fall mit 25 m ausreichend groß gewählt, mit der Überlegung, dass der Berechnungsaufwand, aufgrund nur eines einzelnen Pfahles, recht klein ist und man dadurch die Beeinflussung der Verformungs- und Spannungszustände im Randbereiche ausschließen kann. In Abb. 4.2 sind die Randbereiche der Verformungsberechnung ersichtlich.

Die nachfolgenden Modellabmessungen werden beim Modellierungsbeginn als Koordinaten in PLAXIS eingegeben.

- $x_{min} = -12,5 \text{ m}$, $x_{max} = 12,5 \text{ m}$
- $y_{min} = -12,5 \text{ m}$, $y_{max} = 12,5 \text{ m}$
- $z_{min} = -30 \text{ m}$, $z_{max} = 0 \text{ m}$

Materialparameter des Untergrundes

Die Eingabe von Bodenschichten erfolgt in PLAXIS mit dem „Borehole“-Befehl, bei welchem die Oberkante und Unterkante der zu definierenden Schicht mit dem zugehörigen Stoffmodell und den erforderlichen Materialparametern eingegeben wird. Für eine möglichst realitätsnahe

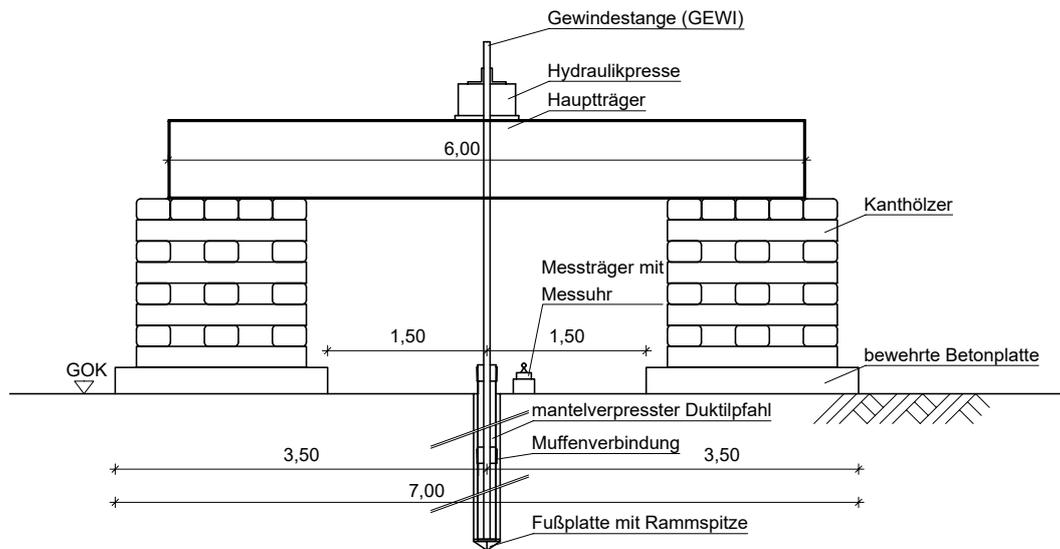


Abb. 4.1: Abmessungen des Pile HAY-Proof-System[®]-Zugversuchs für den allgemeinen Fall ([17], adaptiert)

Abbildung des Bodens wurde das Hardening Soil mit small strain stiffness (HSS) Stoffmodell verwendet. Die dafür notwendigen Bodenparameter können Tab. 4.1 entnommen werden, welche übliche Erfahrungswerte für einen Sand sind [1], [41].

Tab. 4.1: Materialparameter der Bodenschicht Sand für das HSS Modell [1], [41]

Parameter	Wert	Einheit
Entwässerungsverhalten	drainiert	[-]
γ_f	20	[kN/m ³]
γ_{sat}	22	[kN/m ³]
E_{50}^{ref}	30 000	[kN/m ²]
E_{oed}^{ref}	30 000	[kN/m ²]
E_{ur}^{ref}	90 000	[kN/m ²]
ν_{ur}	0,2	[-]
m	0,5	[-]
p_{ref}	100	[kN/m ²]
G_0^{ref}	100 000	[kN/m ²]
$\gamma_{0,7}$	0,0001	[-]
c_{ref}	0	[kN/m ²]
ϕ'	30	[°]
ψ	5	[°]
R_{inter}	0,7	[-]

Eingabeparameter des Duktilpfahls

Da der Duktilpfahl aus mehreren Komponenten besteht (Betonmörtel, Schleudergussrohr und einer Mantelverpressung), wurde in Abhängigkeit von den Flächenanteilen, eine gemeinsame

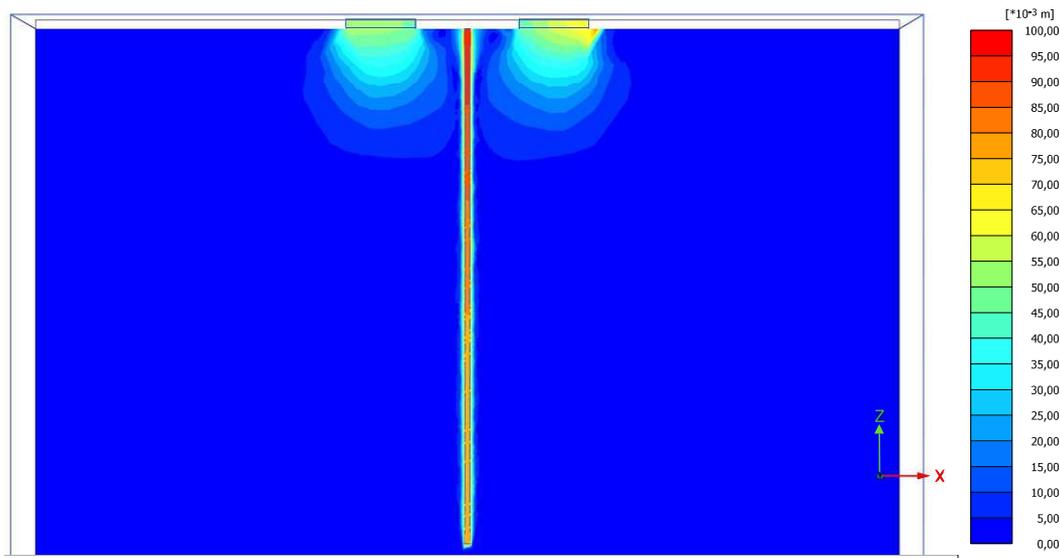


Abb. 4.2: Darstellung der maximalen Verschiebungen bei einer Pfahllänge von 15 m und einer Zugbelastung von 2000 kN unter Berücksichtigung des Randeinflusses

Dehnsteifigkeit (EA) gebildet, da dies im Vergleich zur einzelnen Eingabe aller Komponenten die Rechenzeit in PLAXIS reduziert. Für den Duktilpfahl mit Durchmesser 170 mm und der Mantelverpressung ergibt sich ein mittlerer Verpressdurchmesser von 270 mm mit den folgenden Komponenten:

- Gusseisen mit Kugelgraphit: $E_G = 170\,000\,000\text{ kN/m}^2$ [22], $A_G = 4552,2\text{ mm}^2$
- Betonmörtel: $E_Z = 30\,500\,000\text{ kN/m}^2$ [22], $A_Z = 52\,703,3\text{ mm}^2$
- Duktilpfahl: $A_{ges} = 57\,255,5\text{ mm}^2$

Der mittlere Durchmesser gibt, in Abhängigkeit von der eingebrachten Betonmörtelmenge, den berechneten Durchmesser an. Dieser kann jedoch an manchen Stellen des Duktilpfahles überschritten bzw. unterschritten werden. Die Berechnung der einzelnen Komponenten ergibt sich nach den Gleichungen (4.1) (4.2) (4.3).

$$A_G = \frac{D_a^2 \pi}{4} - \frac{D_i^2 \pi}{4} = \frac{170^2 \pi}{4} - \frac{(170 - 2 \cdot 9)^2 \pi}{4} = 4552,2\text{ mm}^2 \quad (4.1)$$

$$A_Z = \frac{D_{ges}^2 \pi}{4} - A_G = \frac{270^2 \pi}{4} - 4552,2 = 52\,703,3\text{ mm}^2 \quad (4.2)$$

$$A_{ges} = \frac{D_{ges}^2 \pi}{4} = \frac{270^2 \pi}{4} = 57\,255,5\text{ mm}^2 \quad (4.3)$$

Somit ergibt sich die gemittelte Dehnsteifigkeit EA_{gem} des Duktilpfahls nach Gleichung (4.4) zu $41\,591\,190\text{ kN/m}^2$.

$$\begin{aligned}
 EA_{gem} &= \frac{E_G A_G + E_Z A_Z}{A_{ges}} \\
 &= \frac{170\,000\,000 \cdot 4552,2 + 30\,500\,000 \cdot 52\,703,3}{57\,255,5} = 41\,591\,190 \text{ kN/m}^2 \quad (4.4)
 \end{aligned}$$

Die Eingabe des Duktilpfahls in PLAXIS erfolgt mit dem „material set“-Befehl und der Definition eines neuen Materials. Für das Material wurde ein linear elastisches Stoffmodell verwendet. Die dafür notwendigen Materialparameter können Tab. 4.2 entnommen werden [22].

Eingabeparameter für die Fundamente der Widerlager

In Kap. 2.5.3 wurde beschrieben, dass die lastverteilende Platte der Widerlager entweder eine 25 cm starke Stahlbetonplatte oder eine 5 cm starke Stahlplatte sein kann. Für den allgemeinen Fall wurde das Stahlbetonfundament gewählt, da dies die ungünstigere (schwerere) Variante ist. In Gleichung (4.5) und (4.6) wurde zum Vergleich für beide Varianten das jeweilige Gewicht berechnet.

$$F_{Stahlbeton} = 0,25 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 25 = 25 \text{ kN} \quad (4.5)$$

$$F_{Stahl} = 0,05 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 78,5 = 15,7 \text{ kN} \quad (4.6)$$

Die Eingabe der beiden bewehrten Fundamente mit der Betonsorte C25/30 erfolgt in PLAXIS mit dem „material set“-Befehl und der Definition eines neuen Materials. Für das Material wurde ein linear elastisches Stoffmodell verwendet. Die dafür notwendigen Bodenparameter [22] können Tab. 4.2 entnommen werden.

Tab. 4.2: Materialparameter des Duktilpfahls und des Fundaments für das linear-elastische Stoffmodell

Parameter	Einheit	Duktilpfahl	Fundament
γ [22]	[kN/m ³]	25	25
E^{ref}	[kN/m ²]	41 591 190	30 500 000
ν [27]	[-]	0,2	0,2
G^{ref}	[kN/m ²]	17 330 000	12 710 000

Ermittlung der Lasteinwirkung auf den Duktilpfahl und die Widerlager

Bei der Probelastung beträgt die Prüflast je nach Versuchsausrüstung maximal 1000 kN oder 2000 kN. Dadurch ergeben sich je nach Prüflast zwei unterschiedliche Lastaufstellungen (vgl. Tab. 4.3). Das Eigengewicht des Versuchsaufbaus bleibt jedoch gleich und wird in Gleichung (4.7) und Gleichung (4.8) berechnet, wobei das Gewicht des Hauptträgers 5,17 kN/m beträgt [22]. Die Widerlager besitzen eine Fläche von 4 m² und einer Höhe von 2 m, wodurch sich ein Volumen von 8 m³ ergibt. Diese Kubatur wird mit der Wichte von Schwarzkiefer (7,5 kN/m³ [22]) multipliziert und durch zwei dividiert, da nur jeder zweite Träger bei dem Widerlageraufbau eingebaut wird (vgl. Abb. 2.10 bzw. Abb. 4.42 (a)). Die 25 cm starke Betonfundamentplatte wird in PLAXIS modelliert und muss daher bei der Lastaufstellung nicht berücksichtigt werden.

$$F_{Träger} = 5,17 \text{ kN/m} \cdot 6 \text{ m} = 31 \text{ kN} \quad (4.7)$$

$$F_{Holz} = 2 \cdot 8 \text{ m}^3 \cdot 7,5 \text{ kN/m}^3 \cdot \frac{1}{2} = 60 \text{ kN} \quad (4.8)$$

Somit ergibt sich die Lastaufstellung für 1000 kN und für 2000 kN nach Tab. 4.3.

Tab. 4.3: Lastermittlung bei einer aufgebrachtten Kraft von 1000 kN bzw. 2000 kN

Bauteil bzw. Prüflast	Lastfall [kN]	
	1000	2000
Presse F_{Presse} [22]	2	2
Hauptträger $F_{Träger}$	31	31
Kantholz F_{Holz}	60	60
Aufgebrachte Kraft F_D	1000	2000
Gesamtkraft F_{ges}	1093	2093
Gesamtkraft pro Widerlager $F_{Widerlager}$	546,5	1046,5

Mit den beiden Einzelkräften $F_{Widerlager}$ werden die beiden Widerlager je nach Anwendungsfall im numerischen Modell in PLAXIS belastet, um Aussagen über die Hebungen und Spannungen des Duktilpfahls zu erhalten.

Modellierung der Strukturelemente in PLAXIS

Nach Festlegung der erforderlichen Materialparameter ist die Definition der Konstruktionselemente der nächste wesentliche Schritt in der Modellierung. Dabei werden folgende Konstruktionselemente benötigt:

1. Volumenelement zur Modellierung des Duktilpfahls
2. Volumenelement zur Modellierung der beiden lastverteilenden Fundamente der Widerlager
3. Interface zur Berücksichtigung der Verzahnung zwischen Pfahl und umgebenden Boden

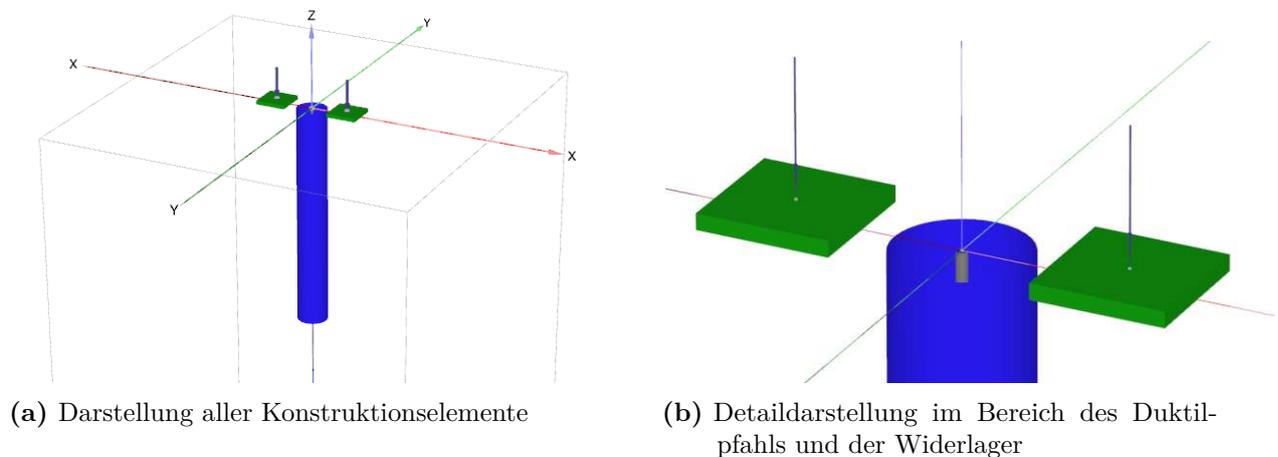
Der Duktilpfahl könnte auch mit dem „embedded beam“-Befehl modelliert werden, um die Rechenzeit zu verkürzen, jedoch gibt es bei der Modellierung nur einen Pfahl und daher wurde das Volumenelement gewählt, da dies tendenziell zu genaueren Ergebnissen führt [41].

Bei der Modellierung des Duktilpfahls wurde ein Kreis mit Mittelpunkt im Ursprung und einem Durchmesser von 170 mm Pfahldurchmesser definiert. Danach wurde innerhalb des Kreises eine Fläche definiert, welche in die negative z -Achse des Pfahles ausgeweitet (extrudiert) wird, um ein Volumenelement zu erzeugen, welchem die Materialeigenschaften des Duktilpfahls zugeordnet werden. Der Kreis wird auch in die negative z -Achse ausgeweitet, um eine Mantelfläche zu erzeugen, welcher ein „Interface“-Element zugeordnet wird. Durch das „Interface“-Element werden in Plaxis die Kontaktbedingungen zwischen Boden und Strukturelementen definiert. Das „Interface“-Element wird durch den Materialparameter R_{inter} charakterisiert. Ist $R_{inter} = 1$, dann liegt eine starre Verbindung zwischen Boden und Strukturelement vor. Für Werte $R_{inter} < 1$ liegt keine starre Verbindung vor und es ist eine Relativverschiebung zwischen Boden und Strukturelement möglich. Die Boden und Strukturelemente haben keinen gemeinsamen Knoten mehr, sondern werden durch die Knoten des „Interface“-Elements miteinander verbunden. Die Werte für R_{inter} , welche in dieser Arbeit verwendet werden sind in Tab. 4.4 ersichtlich.

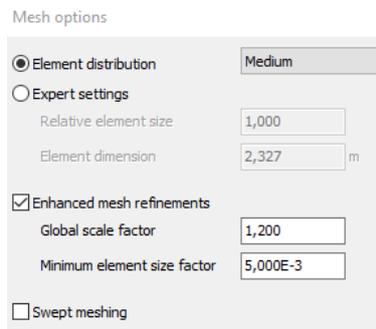
Tab. 4.4: Parameter R_{inter} zur Definition des „Interface“-Elements [41]

Parameter	Einheit	Sand	Kies	Ton	Schluff	Duktilpfahl
R_{inter}	[-]	0,7	0,85	0,6	0,6	0,9

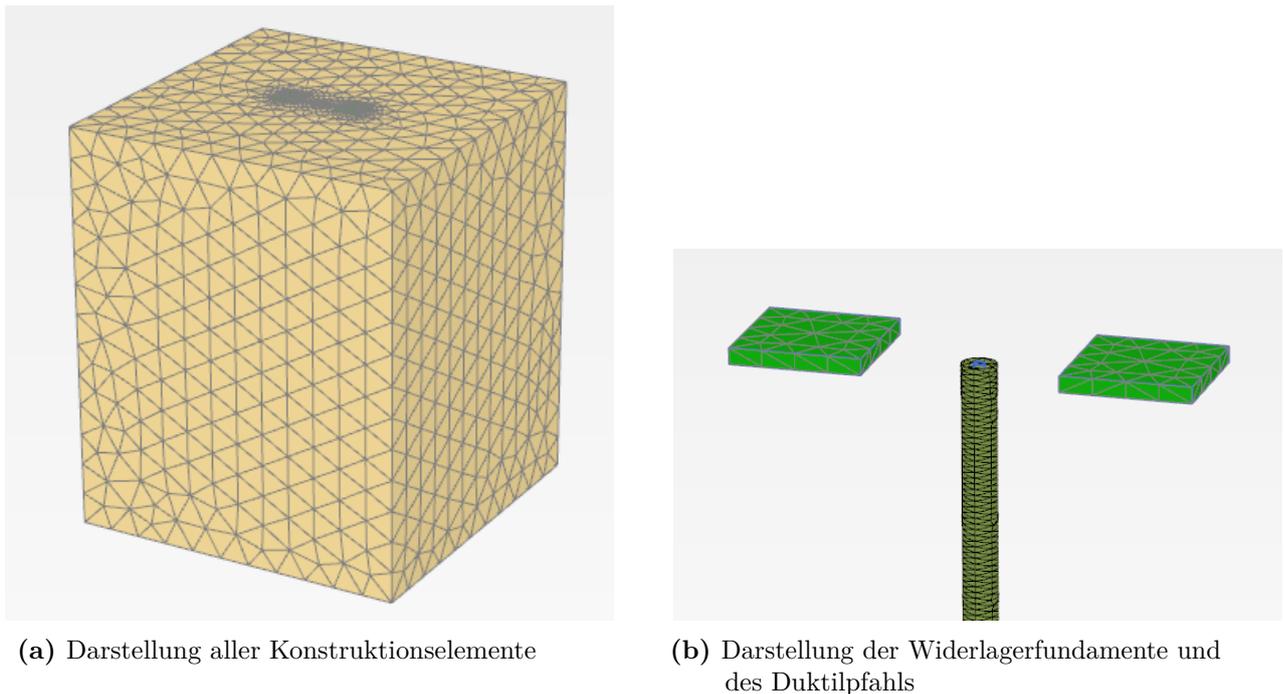
Bei der Modellierung der lastverteilenden Fundamente wurde eine quadratische Fläche mit $2\text{ m} \times 2\text{ m}$ modelliert, welche danach in die positive z -Achse ausgeweitet wird, um ein Volumenelement zu erzeugen, welchem die Materialeigenschaften des Fundaments zugeordnet werden. Der Mittelpunkt befindet sich auf der y -Achse und die Innenkante $1,5\text{ m}$ und die Außenkante $3,5\text{ m}$ vom Koordinatenursprung entfernt. In Abb. 4.3 ist das Eingabeergebnis in PLAXIS ersichtlich.

**Abb. 4.3:** Darstellung der Konstruktionselemente (Duktilpfahl in grau, Fundament in grün, Bodenkörper in weiß und Interface in blau) in PLAXIS

Im nächsten Schritt wurde mittels des „Generate Mesh“-Befehls ein FE-Netz erzeugt. Wie in Abb. 4.4 ersichtlich, wurde dabei die Netzelementverteilung auf „mittel“ eingestellt (vgl. Abb. 4.5 (b)). Bei den einzelnen Elementen des FE-Netzes handelt es sich um 10-knotige Tetraeder-Elemente.

**Abb. 4.4:** Darstellung der Einstellmöglichkeit des FE-Netzes in PLAXIS

In Abb. 4.5 wird das Ergebnis dieser Einstellungen für die FE-Netzgenerierung in PLAXIS dargestellt.



(a) Darstellung aller Konstruktionselemente

(b) Darstellung der Widerlagerfundamente und des Duktilpfahls

Abb. 4.5: Darstellung der Ergebnisse der FE-Netzgenerierung in PLAXIS

Nach Erstellung des FE-Netzes müssen die Berechnungsphasen definiert werden. Bei der vorliegenden Modellierung wurden die folgenden Phasen definiert:

1. Initialphase
2. Duktilpfahl ohne Widerlager
3. Duktilpfahl ohne Widerlager mit Belastung
4. Duktilpfahl mit Widerlager
5. Duktilpfahl mit Widerlager mit Belastung

Dabei sei anzumerken, dass die Initialphase die Berechnung des Ausgangsspannungszustandes im Boden ohne Belastung und Konstruktionselemente ist. Zwischen der Initialphase und den restlichen vier Phasen wird in den meisten Fällen der Primärversuch durchgeführt, welcher eine Beeinflussung des Spannungszustandes im Boden verursacht. Dieser wird hier nicht modelliert, da sich diese Arbeit mit der Beeinflussung der Mantelreibung im Sekundärversuch beschäftigt. Bei den übrigen vier Phasen gibt es zwei Fälle, einmal mit und einmal ohne Widerlager, um den Einfluss der Widerlager erkennen zu können. Außerdem gibt es einmal den Zustand ohne Belastung, also nur die Herstellung des Duktilpfahls und der Widerlager und außerdem noch den Zustand nach Herstellung der Konstruktionselemente mit Belastung. Diese Phasen decken alle notwendigen Fälle ab, um Rückschlüsse auf die Beeinflussung der Mantelreibung durch die Widerlager ziehen zu können.

4.1.2 Last-Hebungslinien für 5 m, 10 m und 15 m Pfahlänge

Die einzelnen Last-Hebungslinien für unterschiedliche Pfahlängen ähneln einander sehr. Daher wird hier die Last-Hebungslinie für eine Pfahlänge von 15 m dargestellt und interpretiert, da

diese am repräsentativsten ist. In Abb. 4.6 ist die Last-Hebungslinie für eine Pfahlänge von 15 m dargestellt, wobei ebenfalls die Größe der Grenzverformung s_{grenz} mit der schwarzen Linie markiert ist. Die Grenzverformung s_{grenz} wird bei $0,1 \cdot D$ festgelegt [1], [32], wodurch sich bei einem Pfahldurchmesser von $D = 270$ mm ein Wert von $s_{grenz} = 27$ mm ergibt. Es wurde nur die Variante der Prüflast von 2000 kN angegeben, weil der Verlauf der Last-Hebungslinie bis 1000 kN ident ist, wie bei einer Prüflast von 1000 kN.

In Abb. 4.6 ist zu erkennen, dass die beiden Verläufe der Last-Hebungslinien bis zur Grenzverformung s_{grenz} sehr ähnlich zueinander sind. Bis zu einer Hebung von $s = 12$ mm verhält sich der Dukttilpfahl mit Widerlager steifer, wie im Vergleich zu dem ohne Widerlager, da bei selber Belastung weniger Hebungen auftreten. Ab einer Hebung von 12 mm ändert sich dies und der Dukttilpfahl mit Widerlager wird weicher als im Unterschied zu dem ohne Widerlager. Da die Abweichung der Kräfte für die Grenzverformung s_{grenz} unter 2% beträgt, kann gesagt werden, dass dies kaum eine Auswirkung auf die Ergebnisse hat. Die Abweichung zwischen den Hebungen wird jedoch mit zunehmender Kraft größer und beträgt für die maximale Prüfkraft von 2000 kN ungefähr 7%. Dies ist eine größere Abweichung, jedoch können gerade im Bereich größerer Verformungen FEM-Modellierungen Schwächen aufweisen, im Gegensatz zu kleinen Verformungen [2]. Hingegen im Bereich kleiner Verformungen liefert das Modell eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den beiden Fällen (mit und ohne Widerlager).

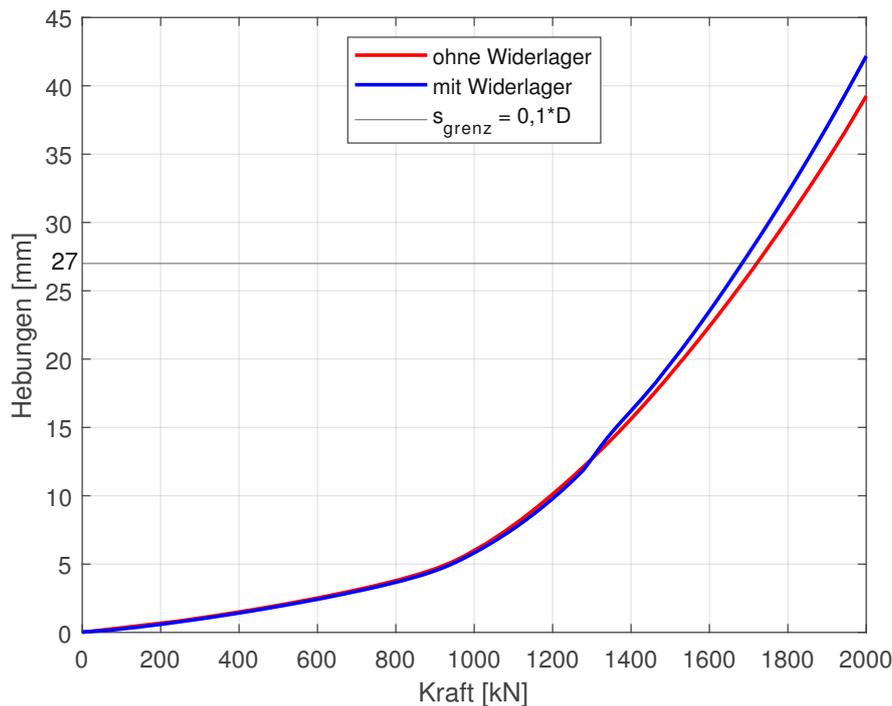


Abb. 4.6: Last-Hebungslinien für einen 15 m langen Pfahl mit und ohne Widerlager bis zur maximalen Prüflast von 2000 kN

In Tab. 4.5 werden zu ausgewählten Kraftgrößen die zugehörigen Pfahlkopfhebungen angegeben, um einen Vergleich zwischen den einzelnen Pfahllängen zu erhalten. Für den 5 m langen Pfahl gibt es für eine Belastung von 1000 kN und 2000 kN keine Hebungswerte, da der Pfahl schon bei 860 kN versagt. Im numerischen Modell führt dies zu einem Abbruch der Berechnung (Versagen

des Bodenkörpers).

Tab. 4.5: Vergleich der zugehörigen Pfahlkopfhebungen der Laststufen von 500 kN, 1000 kN und 2000 kN zwischen den Pfahllängen von 5 m, 10 m und 15 m für die Fälle ohne Widerlager (oW) und mit Widerlager (mW)

	5 m		10 m		15 m	
	oW	mW	oW	mW	oW	mW
500 kN	142 mm	139 mm	2,2 mm	2,1 mm	1,95 mm	1,9 mm
1000 kN	–	–	7,2 mm	6,7 mm	6 mm	5,8 mm
2000 kN	–	–	41,3 mm	43,9 mm	39,1 mm	41,9 mm

Wie aus Tab. 4.5 ersichtlich, stimmen die Hebungen bei der Prüfung mit und ohne Widerlager gut überein und es gibt nur geringe Differenzen. Verhältnismäßig größere Abweichung gibt es bei der Laststufe von 2000 kN, dies könnte jedoch daran liegen, dass gerade im Bereich der Grenztragfähigkeit FEM-Modellierungen Schwächen aufweisen [2].

4.1.3 Variation des Abstandes zwischen Pfahl und Widerlager

Nachfolgend wird untersucht, wie groß der Einfluss der Widerlager bei unterschiedlichen Abständen zwischen der Widerlagerinnenkante und dem Pfahlmittelpunkt ist. Dafür wird der Abstand variiert und die einzelnen Last-Hebungslinien miteinander verglichen. Es wird ein Abstand der Widerlagerinnenkante und dem Pfahlmittelpunkt von 0,75 m, 1 m, 1,25 m, 1,5 m, 1,75 m, 2 m, 2,5 m, und 3 m untersucht. In Abb. 4.7 sind der Verlauf der Last-Hebungslinien für die unterschiedlichen Abstände dargestellt.

In Abb. 4.7 ist ersichtlich, dass es bis zu der Grenzverformung s_{grenz} nur eine geringe Abweichung zwischen den einzelnen Abständen gibt. Die Abweichungen werden mit zunehmender Belastung zwar größer, bleiben aber noch immer verhältnismäßig klein. Die größte Abweichung bzw. die größte Hebung tritt für einen Abstand von 1,5 m auf. Dabei ergibt sich eine Abweichung zwischen den Fall mit und ohne Widerlager von ungefähr 7%. In Tab. 4.6 werden die jeweiligen Hebungen für eine Belastung von 1000 kN und 2000 kN angegeben.

Tab. 4.6: Vergleich der zugehörigen Pfahlkopfhebungen der Laststufen von 1000 kN und 2000 kN für unterschiedliche Abstände zwischen Widerlagerinnenkante und Pfahlmittelpunkt, wobei oW für ohne Widerlager steht

Lastfall [kN]	Abstand [m]								
	0,75	1	1,25	1,5	1,75	2	2,5	3	oW
	Hebungen [mm]								
1000	5,8	5,8	5,8	5,8	5,8	5,8	5,9	5,9	6
2000	41,3	41,5	41,7	41,9	41,3	40,8	40,3	39,7	39,7

In Tab. 4.6 ist für den Lastfall von 2000 kN ersichtlich, dass die Hebungen bis zu einem Abstand von 1,5 m geringfügig größer werden und ab 1,5 m wieder kleiner werden und sich der Hebung

für den Fall ohne Widerlager annähern. Die Unterschiede im Bereich von 0 m - 2 m sind jedoch gering und können sich aufgrund der Numerik ergeben haben.

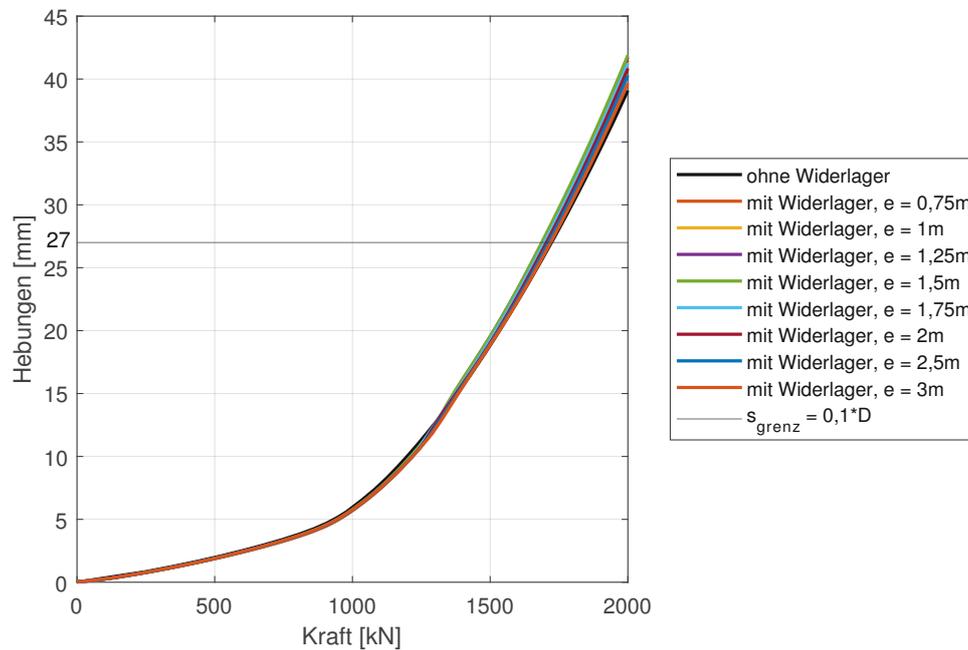


Abb. 4.7: Last-Hebungslinien für einen 15 m langen Pfahl mit und ohne Widerlage bis zur maximalen Prüflast von 2000 kN mit Variation des Abstandes zwischen Widerlager und Prüfpfahl

4.1.4 Variation des Dilatanzwinkels ψ zwischen 0° und 5°

Der Dilatanzwinkel ψ beschreibt die mit der Scherverformung einhergehende Auflockerung und in weiterer Folge die Volumenvergrößerung des Materials und berechnet sich nach Gleichungen (4.9) [1], wobei dh die Höhenveränderung und ds die Längenveränderung durch Scherverformungen bzw. Volumenvergrößerung beschreibt (Abb. 4.8).

$$\psi = \arctan\left(\frac{dh}{ds}\right) \quad (4.9)$$

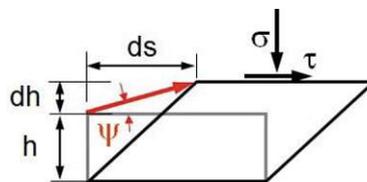


Abb. 4.8: Definition des Dilatanzwinkels ψ [1]

Der Dilatanzwinkel ψ kann je nach Lagerung und Reibungswinkel des Sandes unterschiedlich groß sein (tendenziell kann gesagt werden, umso größer der Reibungswinkel φ , umso größer der Dilatanzwinkel ψ) und hängt auch von der Kornform ab, wobei die Ermittlung dieser Kenngröße recht schwierig ist. Falls keine experimentell bestimmten ψ -Werte vorliegen, wird mit der empiri-

schen Beziehung nach Gleichungen (4.10) gerechnet [7].

$$\psi = 0, \text{ wenn } \varphi < 30^\circ \quad \text{und} \quad \psi = \varphi - 30^\circ, \text{ wenn } \varphi \geq 30^\circ \quad (4.10)$$

Nachfolgend wird untersucht, welchen Einfluss der Dilatanzwinkels ψ auf die Last-Hebungslinie hat, um damit Rückschlüsse für die Berechnungen der Projektgebiete gewinnen zu können. Dabei wird der Dilatanzwinkel ψ zwischen 0° und 5° variiert, um den Einfluss erkennen zu können. Es werden die Abstände zwischen Widerlagerinnenkante und Pfahlmittelpunkt von 0,75 m (Abb. 4.9), 1 m (Abb. 4.10), 1,25 m (Abb. 4.11) und 1,5 m (Abb. 4.12) untersucht, da bei diesen Abständen die Widerlager den größten Einfluss hatten (vgl. Tab. 4.6).

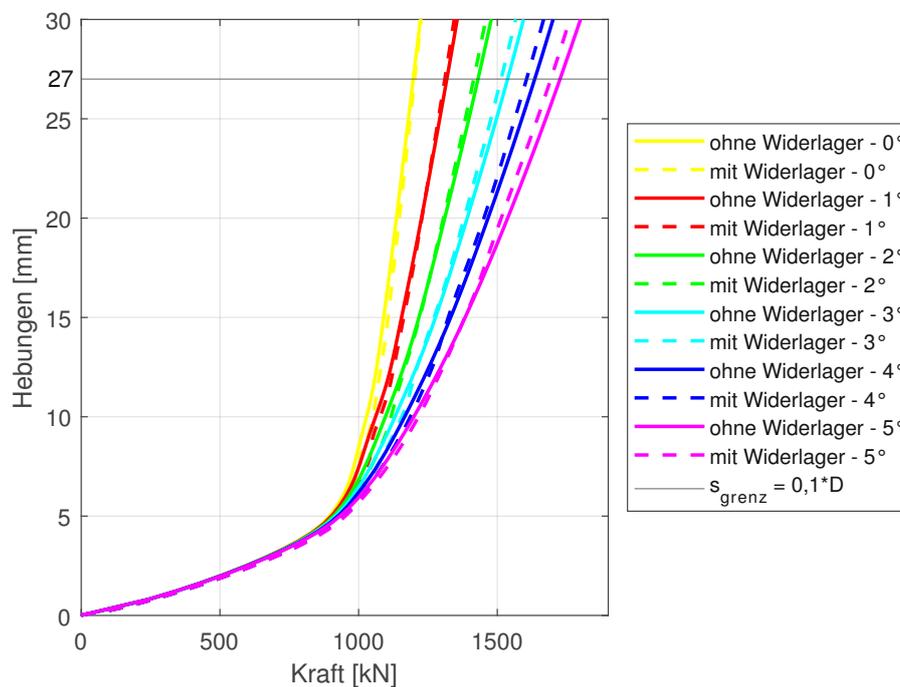


Abb. 4.9: Last-Hebungslinien bei Variation des Dilatanzwinkels ψ zwischen 0° und 5° und einem Abstand zwischen Widerlagerinnenkante und Pfahlmittelpunkt von 0,75 m

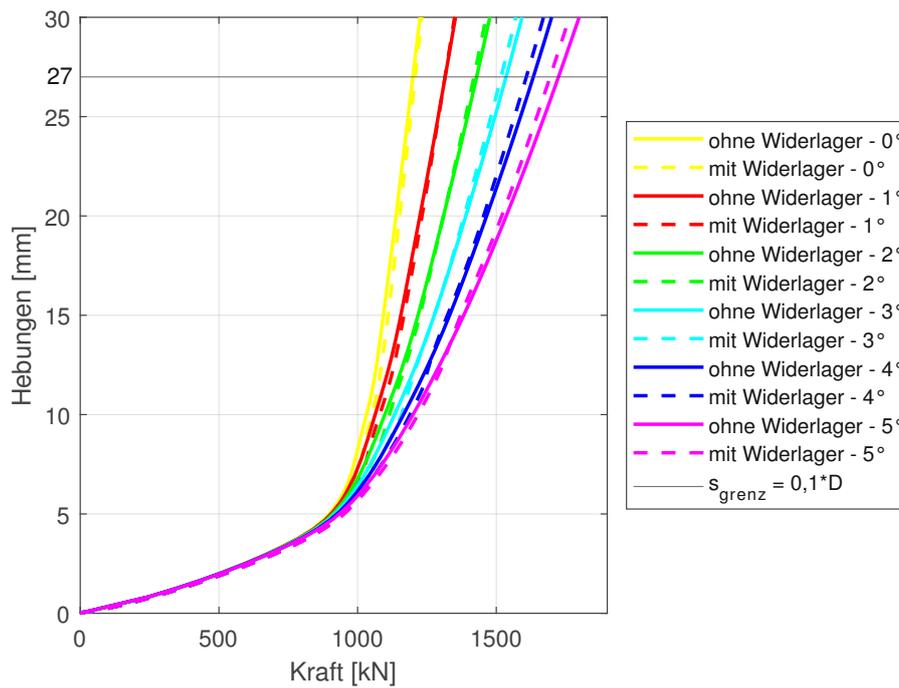


Abb. 4.10: Last-Hebungslinien bei Variation des Dilatanzwinkels ψ zwischen 0° und 5° und einem Abstand zwischen Widerlagerinnenkante und Pfahlmittelpunkt von 1 m

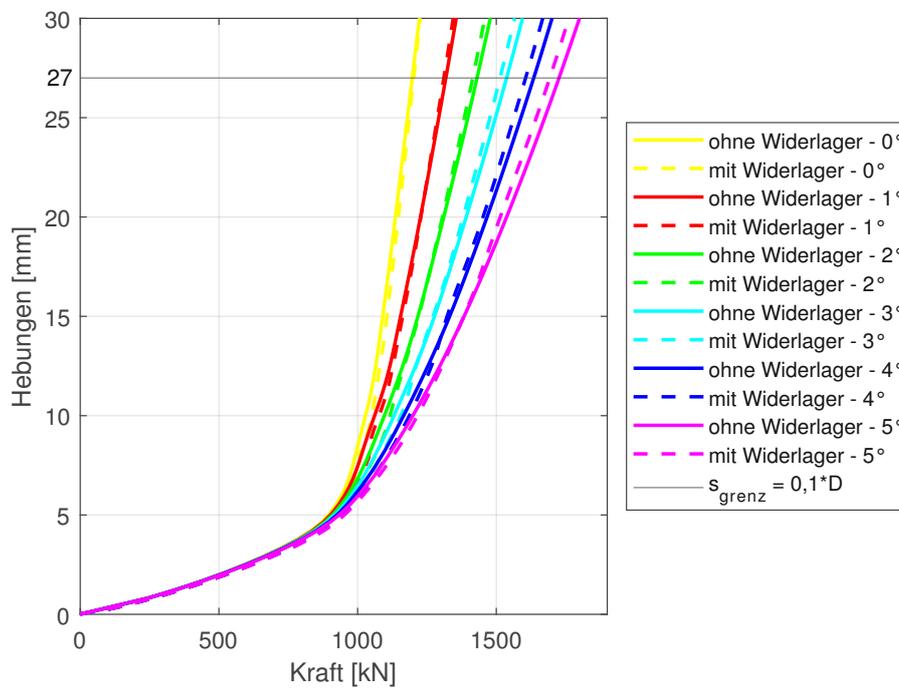


Abb. 4.11: Last-Hebungslinien bei Variation des Dilatanzwinkels ψ zwischen 0° und 5° und einem Abstand zwischen Widerlagerinnenkante und Pfahlmittelpunkt von 1,25 m

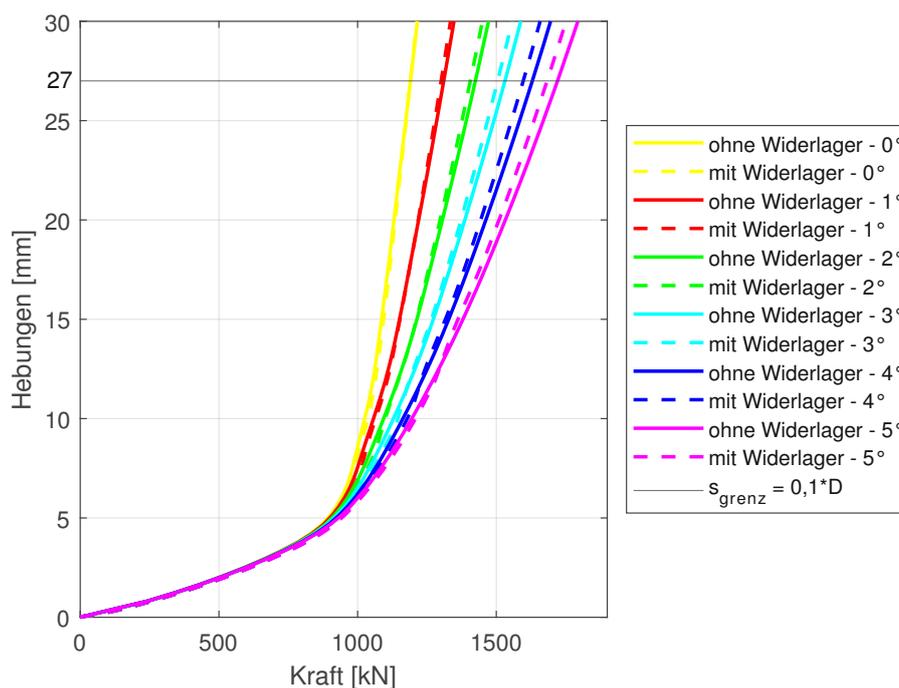


Abb. 4.12: Last-Hebungslinien bei Variation des Dilatanzwinkels ψ zwischen 0° und 5° und einem Abstand zwischen Widerlagerinnenkante und Pfahlmittelpunkt von 1,5 m

Die Last-Hebungslinien von Abb. 4.9, Abb. 4.10, Abb. 4.11 und Abb. 4.12 weisen einen sehr ähnlichen Verlauf zueinander auf. Für die folgende Interpretation wird Abb. 4.12 herangezogen. In Abb. 4.12 ist ersichtlich, dass die Hebungen für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bei Variation des Dilatanzwinkels ψ fast gleich groß sind. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit, also bis zur Grenzverformung $s_{grenz} = 27$ mm, unterscheiden sich die Hebungen bei Variation des Dilatanzwinkels ψ hingegen deutlich, wobei mit größerem Dilatanzwinkel ψ die Tragfähigkeit des Pfahls steigt. Die Ergebnisse dieses Modells zeigen, dass der Einfluss des Dilatanzwinkels ψ einen wesentlich größeren Einfluss, im Vergleich zu der Pfahlprüfung mit oder ohne Widerlager, hat. Die Ableitung der Bodenparameter aus dem Geotechnischen Gutachten (wie z.B. bei dem Geotechnischen Gutachten von Brunn am Gebirge [10]) sind somit eine wichtige Entscheidung für die Modellbildung. Außerdem ist das Bewusstsein über die Unsicherheiten bei der Bestimmung der Bodenparameter im Feld wichtig. Der Kraftunterschied für die Grenzverformung s_{grenz} zwischen einem Dilatanzwinkel ψ von 0° und 5° beträgt 380 kN, hingegen bei 5° Dilatanzwinkel zwischen der Prüfung mit und ohne Widerlager (Maximalfall) beträgt der Kraftunterschied nur 28 kN.

Des Weiteren ist ersichtlich, dass der Unterschied zwischen den Hebungen mit und ohne Widerlager größer ist, umso größer der Dilatanzwinkel ψ ist, wobei der Unterschied auch bei größeren Dilatanzwinkeln ψ relativ klein ist. Bei $\psi = 0^\circ$ gibt es bis zur Grenzverformung s_{grenz} (und auch darüber hinaus) keinen Unterschied zwischen den Hebungen bei den beiden Prüfungen, hingegen für $\psi = 5^\circ$ ist der Unterschied zwischen den beiden Last-Hebungslinien zu erkennen und wird mit zunehmender Kraft größer.

4.1.5 Beeinflussung der Mantelreibung durch die Normalspannungen σ_N

Eine andere Methode, um die Beeinflussung der Mantelreibung durch die Widerlager erkennen zu können, ist die Ausgabe der Normalspannungen σ_N bezogen auf den Pfahlmantel, weil die Normalspannungen σ_N im direkten Zusammenhang mit der Mantelreibung stehen. Dies erfolgt in Abb. 4.13 für einen 15 m langen mantelverpressten Dukttilpfahl mit einem Durchmesser von 270 mm, wobei in Abb. (a) keine Belastung durch die Widerlager (reiner Erddruck), in Abb. (b) eine realistische Belastung durch die Widerlager und in Abb. (c) eine (unrealistisch) hohe Belastung der Widerlager aufgebracht wird, um den Unterschied erkennen zu können. Dabei sei anzumerken, dass auf den Pfahl keine Zugbelastung wirkt, um erkennen zu können, welcher Einfluss rein durch die Widerlager erzeugt wird. In Abb. 4.13 (b) wurde als Belastung eine Kraft von 1000 kN gewählt, welche bei der Prüfung mittels Pile HAY-Proof-System[®] in den meisten Fällen auftritt. Hingegen in Abb. (c) wurde als Belastung die Grenztragfähigkeit des Pfahles von 4800 kN gewählt, welche für einen 15 m langen Dukttilpfahl mit einem Durchmesser von 270 mm weit über der Grenzverformung s_{grenz} liegt und somit nicht mehr realistisch ist (Vergleich Abb. 4.6). Jedoch soll gezeigt werden, welchen Einfluss die Widerlager haben können, wenn die Last groß genug gewählt wird. Die Last in Abb. 4.13 (c) wird mit dem Pile HAY-Proof-System[®] jedoch nie erreicht, da der Pfahl maximal auf 2000 kN belastet werden kann.

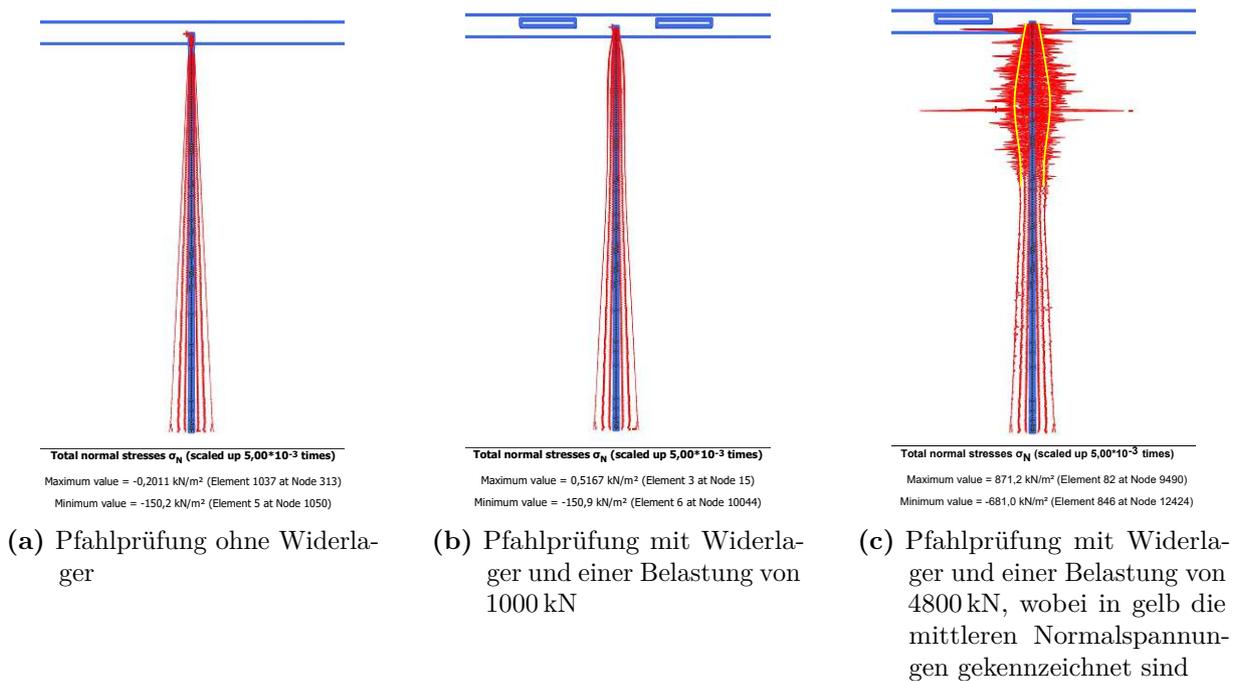


Abb. 4.13: Vergleich der Normalspannungsverteilung über die Pfahlänge bei der Pfahlprüfung mit und ohne Widerlager

In Abb. 4.13 (a) ergibt sich ein über die Tiefe z linear zunehmender Verlauf der Normalspannungen σ_N , welcher sich durch den Erddruck ergibt. In der Tiefe $z = -15$ m ergibt sich ein Maximalwert von $\sigma_N = -150,2 \text{ kN/m}^2$. In Abb. 4.13 (b) ist ein Einfluss der Widerlager auf die Normalspannungen σ_N im obersten Drittel des Pfahles erkennbar, welcher jedoch vernachlässigbar gering ist und auf die Ergebnisse der Pfahlprüfung bzw. die Mantelreibung kaum einen Einfluss hat. Hingegen in Abb. 4.13 (c) ist der Einfluss der Widerlager groß und würde die Ergebnisse der Pfahlprüfung stark beeinflussen. Der größte Maximalwert ergibt sich nicht mehr am Pfahlfuß,

sondern im obersten Drittel des Pfahles, mit $\sigma_N = 871,2 \text{ kN/m}^2$. Die Spitzen in (c) ergeben sich jedoch aufgrund der Numerik, da der Pfahl bei der gewählten Belastung von 4800 kN versagt. Daher wurde der gemittelte Verlauf der Normalspannungen in gelb eingezeichnet. Des Weiteren wurde für die drei Varianten (a), (b) und (c) jeweils der Mittelwert der Normalspannungen σ_N über die Pfahllänge gebildet. Für (a) ergibt sich ein Mittelwert der Normalspannungen $\sigma_{N,gem}$ von $-74,8 \text{ kN/m}^2$. Für (b) ergibt sich ein Wert der gemittelten Normalspannungen $\sigma_{N,gem}$ von $-80,6 \text{ kN/m}^2$ und für (c) von $-112,8 \text{ kN/m}^2$. Der Unterschied zwischen (a) und (b) ergibt sich zu 7,5%. Ein Vergleich zwischen (a) und (c) ergibt einen Unterschied von ungefähr 50%.

4.2 Projektgebiet Hagen

Für das Projektgebiet Hagen wird in einem numerischen Modell der ausgeführte Pile HAY-Proof-System®-Zugversuch nachmodelliert. Dies ist wichtig, da im ersten Schritt ein Vergleich bzw. eine Kalibrierung des erstellten Modells in PLAXIS mit den tatsächlichen Ergebnissen der Probelastungen angestellt werden kann und danach die Modellierung in PLAXIS ohne Widerlager mit dem für den Standort passenden Modell erfolgt.

4.2.1 Lage und allgemeine Informationen über das Projektgebiet

Hagen ist eine Ortschaft in Niederösterreich und liegt rd. 11 km nördlich von Zistersdorf und rund 13 km östlich von Poysdorf zwischen den Orten Großkrut und Altlichtenwarth. In diesem Projektgebiet ist ein Windpark mit 20 Windkraftanlagen entstanden. Die einzelnen Standorte der Windkraftanlagen können Abb. 4.14 entnommen werden.

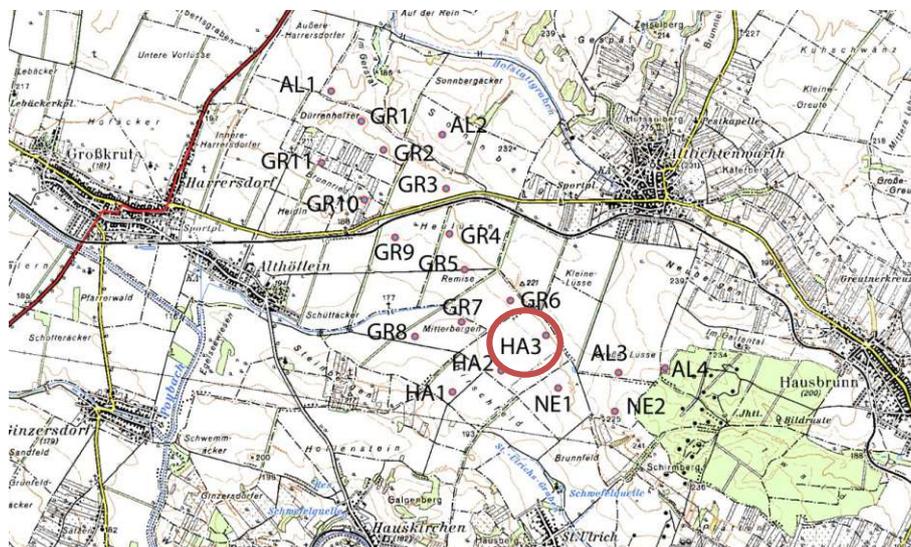


Abb. 4.14: Darstellung der einzelnen Standorte der Windkraftanlagen im Projektgebiet Hagen [4]

Für diese Arbeit ist für das Projektgebiet Hagen vor allem der Standort HA3 interessant, weil bei diesem ein Pile HAY-Proof-System®-Zugversuch durchgeführt worden ist, welcher zur Kalibrierung des numerischen Modells verwendet werden kann.

4.2.2 Baugrunderkundung im Projektgebiet

Geologisch betrachtet befindet sich das Projektgebiet am östlichen Rand der Mistelbacher Hochscholle im unmittelbaren Bereich des Steinbergbruchs, welche vor allem aus Sanden, Sandstein und Tonmergel (Samat) besteht. Wie in Abb. 4.15 ersichtlich, ist dies ein Randbereich des Wiener Beckens. Für den Standort HA3 wurden bei den Kernbohrungen kein Grundwasser aufgeschlossen [4], weshalb beim rechnerischen Modell in PLAXIS kein Grundwasser berücksichtigt wird.

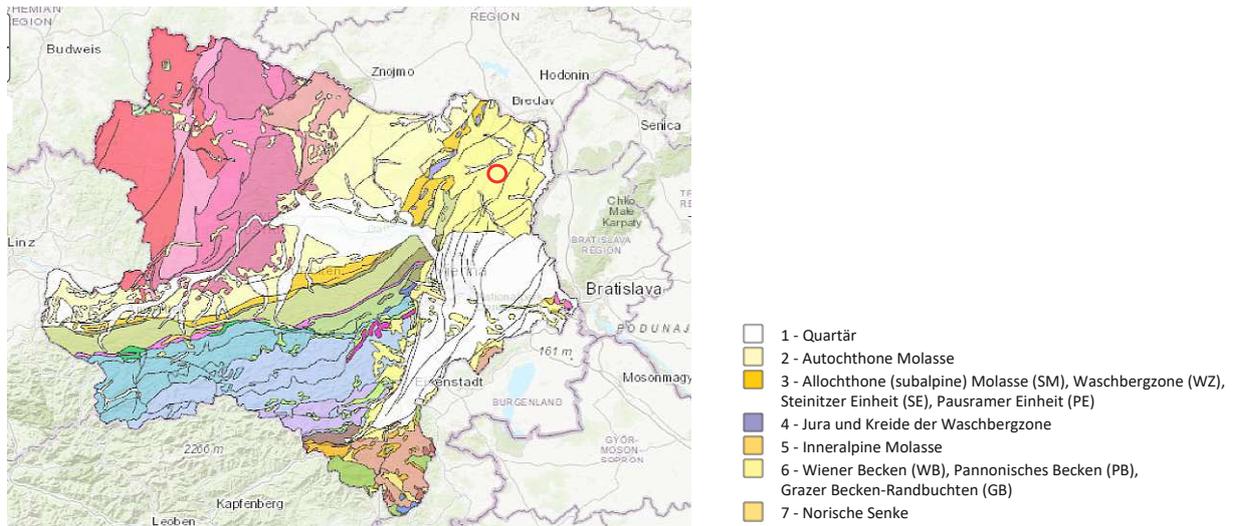


Abb. 4.15: Geologische Karte von Niederösterreich [11], wobei der rote Kreis den Projektstandort markiert

Kernbohrung

Für den Projektstandort HA3 wurde eine Kernbohrung bis zu einer Tiefe von 22 m abgeteuft, wobei die Geländeoberkante auf einer Höhe von 195,34 m ü. A. liegt. In Abb. 4.16 ist ersichtlich, dass in den oberen 0,3 m Mutterboden und unterhalb des Mutterbodens, bis zur Aushubtiefe, schwach sandige Tone angetroffen wurden. Dadurch ergibt sich für das Rechenmodell eine durchgehende, homogene Bodenschicht aus schwach sandigem Ton ohne Grundwassereinfluss.

Drucksondierung (CPT)

Für den Projektstandort HA3 wurden des Weiteren Drucksondierungen durchgeführt, wodurch die Materialparameter des Bodens noch genauer bestimmt werden können. Dies ist vor allem für das Hardening Soil Modell mit Small Strain Stiffness (HSS) wichtig, da man dadurch auf die zwei zusätzlich notwendigen Materialparameter (G^{ref} und $\gamma_{0,7}$) schließen kann, ohne dass sie explizit bestimmt werden müssen, da dies bei der damaligen Bodenuntersuchung nicht durchgeführt worden ist. Eine genaue Erklärung der beiden genannten Parameter (G^{ref} und $\gamma_{0,7}$) und des HSS Stoffmodells findet sich in Abschnitt 3.2.2.

Bei der Drucksondierung (CPT) wird eine Sonde durch eine statische Kraft in den Untergrund gedrückt und während des Einbringens wird der Eindringwiderstand der Sonde, die lokale Mantelreibung und der Gesamtwiderstand gemessen. Dabei besitzt die Sonde eine gleichbleibende Eindringgeschwindigkeit von 20 mm/s, mit welcher sie in den Untergrund gedrückt wird [38].

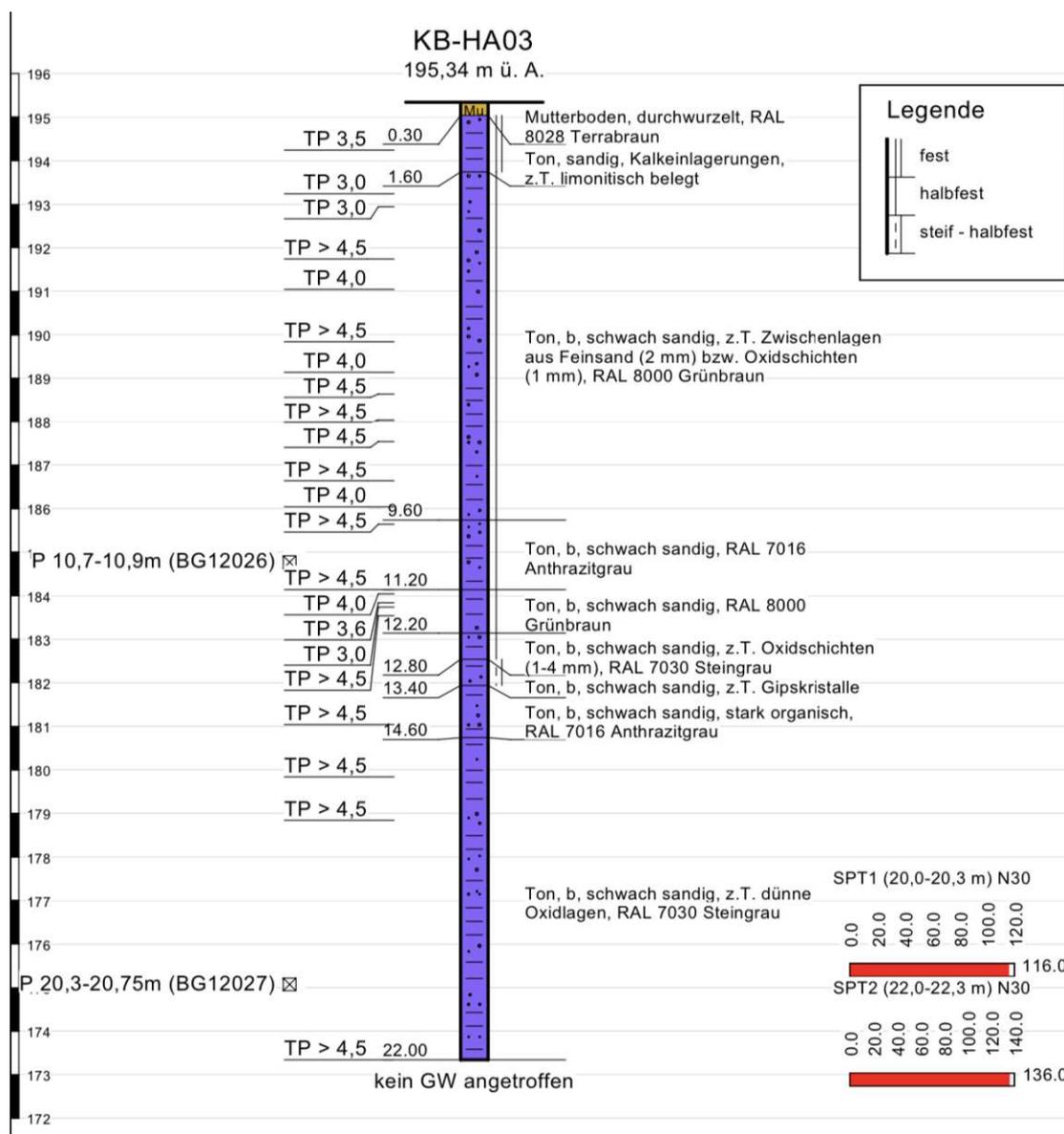


Abb. 4.16: Kernbohrung für den Projektstandort HA3 [4]

Es wurde eine Drucksondierung für HA3 durchgeführt, wodurch man den Spitzenwiderstand q_c und die lokale Mantelreibung f_s über die Tiefe ablesen kann. In Abb. 4.17 ist ersichtlich, dass der Spitzenwiderstand relativ konstant über die Tiefe mit einem durchschnittlichen Wert von $q_c = 2,5 \text{ MPa}$ und einem maximalen Wert von $q_{c,max} = 6,5 \text{ MPa}$ angegeben werden kann. Die lokale Mantelreibung hat einen Maximalwert in einer Tiefe zwischen -1 m bis -2 m unter Geländeoberkante von $f_{s,max} = 0,43 \text{ MPa}$, abgesehen von dieser Spitze hat die lokale Reibung einen Durchschnittswert über die Tiefe von $f_s = 0,18 \text{ MPa}$. Dadurch können die beiden Materialparameter G^{ref} und $\gamma_{0,7}$ für das HSS Stoffmodell für den Projektstandort HA03 gut abgeschätzt werden. Die Werte für die beiden Materialparameter G^{ref} und $\gamma_{0,7}$ werden im Kapitel 4.2.3 definiert.

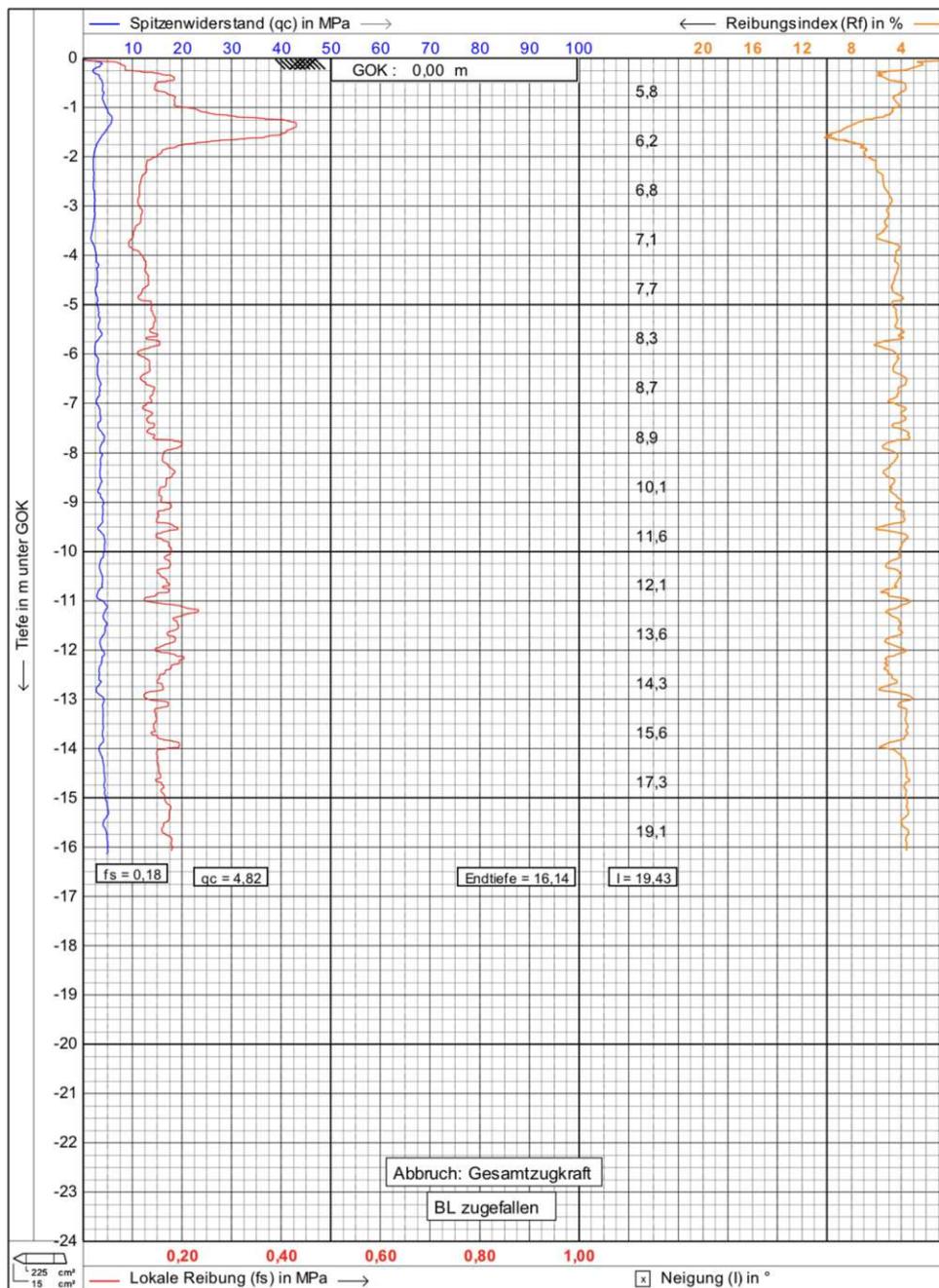


Abb. 4.17: Drucksondierung für den Projektstandort HA3 [4]

Rammsondierung (DPH)

Für den vorliegenden Projektstandort HA3 wurden zwei Rammsondierungen in einem Abstand von ungefähr 10 m durchgeführt, welche in Abb. 4.18 zu sehen sind. Bei der Rammsondierung wird ein Gestänge mit einer genormten kegelförmigen Sondenspitze, durch Schläge mit einer genau definierten Energie in den Boden eingebracht. Dabei wird der dynamische Widerstand des Untergrunds beim Eindringvorgang der Sondenspitze gemessen. In Österreich wird als maßgebende Messgröße der N_{10} -Wert angegeben, dieser entspricht der Schlaganzahl für eine Eindringtiefe von 10 cm [37].

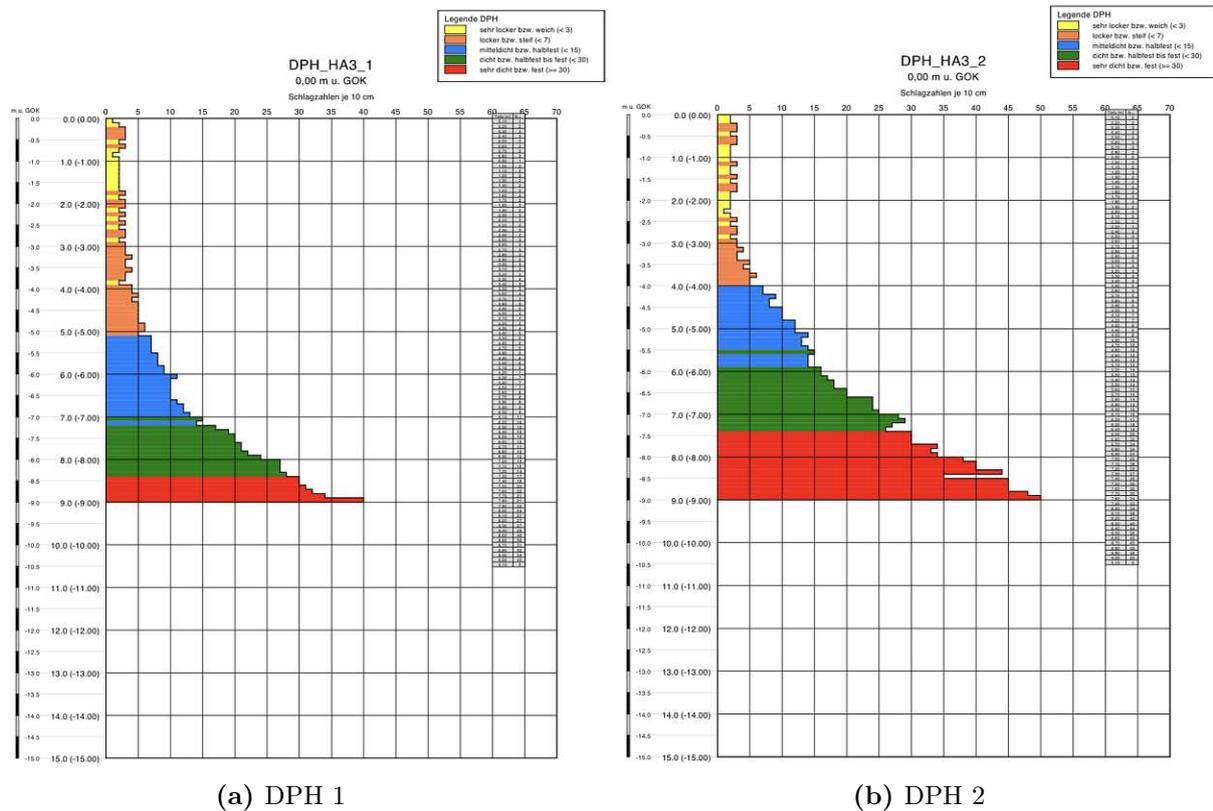


Abb. 4.18: Darstellung der beiden Rammsondierungen am Projektstandort HA3 [4]

In Abb. 4.18 ist zu erkennen, dass der Eindringwiderstand des Bodens bei DPH 2 generell größer ist, als für DPH 1, aber der Verlauf sonst ähnlich ist und gut miteinander übereinstimmt. In Tab. 4.7 sind die Eigenschaften der beiden Rammsondierungen einander gegenübergestellt.

Tab. 4.7: Ergebnisse der beiden Rammsondierungen DPH1 und DPH2 für das Projektgebiet Hagen

Festigkeit	DPH 1	DPH 2
locker bzw. steif	0 m bis 5 m	0 m bis 4 m
mitteldicht bzw. halbfest	5 m bis 7 m	4 m bis 6 m
dicht bzw. halbfest bis fest	7 m bis 8,5 m	6 m bis 7,5 m
sehr dicht bzw. fest	>8,5 m	>7,5 m

Versuchsaufbau des Pile HAY-Proof-System[®]-Zugversuchs

Abb. 4.19 zeigt das Baufeld des Projektgebietes HA3, wobei erkennbar ist, dass es keine beenkten Verhältnisse auf der Baustelle gab und daher die Herstellung des Probepfahles ohne Schwierigkeiten erfolgen konnte. Die duktilen Gusseisenrohre haben einen Durchmesser von 118 mm.



(a) Für den Pfahlprobeversuch vorbereitetes Baufeld



(b) Lagerung der duktilen Gusseisenrohre

Abb. 4.19: Projektstandort HA3 in Hagen (Foto: KELLER GRUNDBAU GES.MBH.)

Nach der Vorbereitung des Baufeldes und dem Antransport von Material und Gerät erfolgte die Herstellung des Probepfahls. Die einzelnen Rohrsegmente wurden durch einen Bagger mit hydraulischem Schnellschlaghammer in den Boden gerammt (vgl. Abb. 4.20). Die Endtiefe des eingerammten Pfahles beträgt 11 m. Der Probepfahl wurde mantelverpresst hergestellt und somit ergibt sich im Mittel ein Durchmesser von 170 mm. Der mittlere Durchmesser gibt den, in Abhängigkeit von der eingebrachten Betonmörtelmenge, berechneten Durchmesser an. Dieser kann jedoch an manchen Stellen des Dukttilpfahles überschritten bzw. unterschritten werden.



Abb. 4.20: Einrammen der einzelnen Rohrsegmente des Projektstandorts HA3 in Hagen (Foto: KELLER GRUNDBAU GES.MBH.)

Für den Zugversuch ist es notwendig, in den Dukttilpfahl ein Zugrohr einzubauen. Somit wurden im nächsten Schritt einzelne Zugrohrsegmente in den noch flüssigen Betonmörtel eingerammt

und eine kraftschlüssige Verbindung herzustellen. Die fertige Herstellung des Prüfpfahles ist in Abb. 4.21 ersichtlich.



Abb. 4.21: Hergestellter Probepfahl mit eingebautem Zugrohr des Projektstandorts HA3 in Hagen (Foto: KELLER GRUNDBAU GES.MBH.)

Nach Fertigstellung des Pfahles wurde der Versuchsaufbau des Pile HAY-Proof-System[®]-Zugversuchs hergestellt. Dieser besteht aus den beiden Widerlagern, welche aus einer 5 cm starken Stahlplatte und einem Kantholzturm bestehen, mit dem darüber befindlichen Hauptträger und der mit dem Zugrohr verbundenen Presse. Der Messträger wurde quer zum Hauptträger angeordnet und dient als Vorbereitung für die Messtechnik. Der fertige Versuchsaufbau ist in Abb. 4.22 ersichtlich.



Abb. 4.22: Aufbau des Pile HAY-Proof-System[®]-Zugversuchs des Projektstandorts HA3 in Hagen (Foto: KELLER GRUNDBAU GES.MBH.)

Laststufen und ermittelte Last-Hebungslinie des Pile HAY-Proof-System[®]-Zugversuchs

Die Belastung des Pfahles erfolgte mit einer hydraulischen Presse (LARZEP) durch vorgeschriebene Laststufen. Die aufgebrauchten Laststufen können Abb. 4.23 entnommen werden.

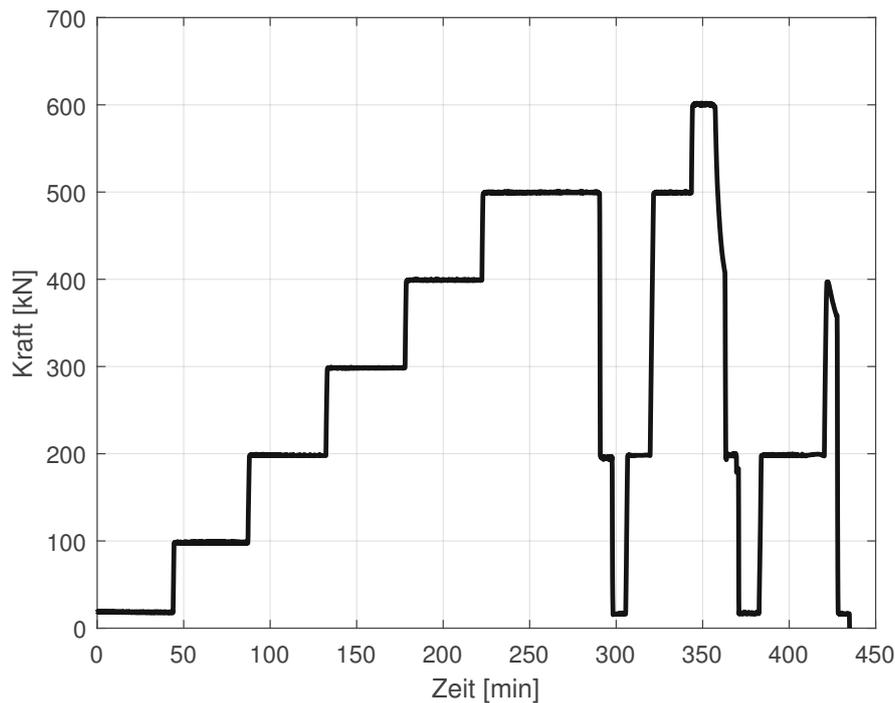


Abb. 4.23: Belastungsschema des Projektstandorts HA3 in Hagen

Neben den Belastungs-, Entlastungs- und Wiederbelastungsstufen sind die zugehörigen Hebungsmesswerte der einzelnen Laststufen und das Kriterium, ab wann wiederbelastet bzw. entlastet werden darf, wichtig. Diese Informationen können Tab. 4.8 entnommen werden. Die Laststufe von 500 kN muss für mindestens 60 min gehalten werden, auch wenn das Wiederbelastungskriterium erfüllt ist.

Tab. 4.8: Belastungsstufen und die zugehörigen Hebungsmesswerte und das Wiederbelastungskriterium des Projektgebiets Hagen

Belastungsstufe [kN]	Pfahlkopfhebung [mm]	Wiederbelastungskriterium
0	0	$\leq 0,1 \text{ mm}/30 \text{ min}$
20	0,15	$\leq 0,1 \text{ mm}/30 \text{ min}$
100	0,53	$\leq 0,1 \text{ mm}/30 \text{ min}$
200	1,04	$\leq 0,1 \text{ mm}/30 \text{ min}$
300	1,66	$\leq 0,1 \text{ mm}/30 \text{ min}$
400	2,56	$\leq 0,1 \text{ mm}/30 \text{ min}$
500	3,95	$\leq 0,1 \text{ mm}/30 \text{ min}$
200	2,94	$\leq 0,1 \text{ mm}/30 \text{ min}$
500	4,46	$\leq 0,1 \text{ mm}/30 \text{ min}$
600	Versagen	$\leq 0,1 \text{ mm}/30 \text{ min}$
200	50,45	$\leq 0,1 \text{ mm}/30 \text{ min}$
20	48,86	$\leq 0,1 \text{ mm}/30 \text{ min}$
200	49,57	$\leq 0,1 \text{ mm}/30 \text{ min}$

Durch die aufgezeichneten Werte (Pfahlkopfhebungen und zugehörige aufgebrauchte Last) kann eine Last-Hebungslinie erstellt werden, welche in Abb. 4.24 ersichtlich ist. Beim 1. Lastzyklus wird stufenweise bis 500 kN belastet und die Belastung kann vom Boden aufgenommen werden. Hingegen beim 2. Lastzyklus wird stufenweise bis 600 kN belastet und es ist zu erkennen, dass bei einer gleichbleibenden Last von 600 kN die Hebungen stark zunehmen, wodurch auf ein Versagen des Bodens rückgeschlossen werden kann. Da bei einer Belastung von 500 kN noch kein Versagen eingetreten ist und bei 600 kN der Pfahl versagt hat, muss die charakteristische Grenztragfähigkeit des Pfahles zwischen 500 kN und 600 kN liegen. Beim 3. Lastzyklus knüpft die Kurve sehr gut an die Versagenskurve des 2. Lastzyklus an, wobei eine maximale Hebung von $u_{max} = 83,6$ mm erreicht wird.

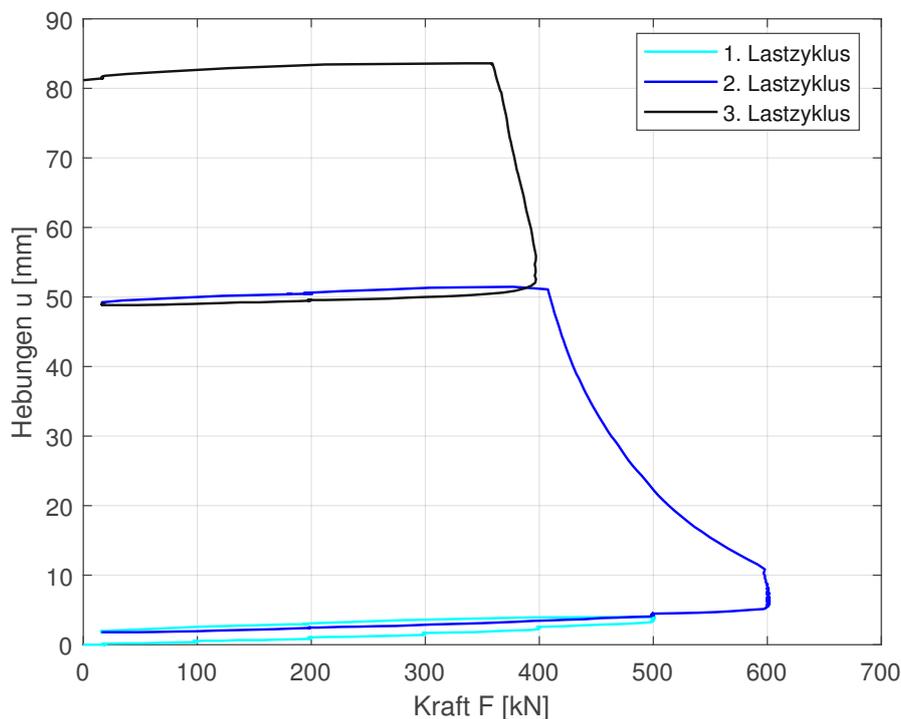


Abb. 4.24: Gemessene Last-Hebungslinie am Projektstandort HA3

4.2.3 Numerisches 3D-Rechenmodell

Bei dem zweiten Berechnungsmodell wird ein Belastungsversuch auf der Basis des Projektgebietes Hagen modelliert, zu dem es Untergrundinformationen und eine Last-Hebungskurve des Pile HAY-Proof-System[®]-Zugversuchs gibt.

Wie in Kapitel 4.1.1 erläutert, ist der erste Schritt in der Modellierung die Festlegung der Größe des Berechnungsausschnittes. Die Modellabmessungen werden beim Modellierungsbeginn als Koordinaten in PLAXIS eingegeben und nachfolgend definiert:

- $x_{min} = -12,5$ m, $x_{max} = 12,5$ m
- $y_{min} = -12,5$ m, $y_{max} = 12,5$ m
- $z_{min} = -30$ m, $z_{max} = 0$ m

Materialparameter des Untergrundes

Die Eingabe von Bodenschichten erfolgt in PLAXIS mit dem „Borehole“-Befehl, bei welchem die Oberkante und Unterkante der zu definierenden Schicht mit dem zugehörigen Stoffmodell und den erforderlichen Materialparametern eingegeben wird. Für eine möglichst realitätsnahe Abbildung des Bodens wurde das Hardening Soil mit small strain stiffness (HSS) Stoffmodell verwendet. Die dafür notwendigen Bodenparameter können Tab. 4.9 entnommen werden und wurden mittels der Kernbohrung, Drucksondierung und Rammsondierung aus Kapitel 4.2.2 abgeleitet und für die Scherparameter wurden die angegebenen Werte des geotechnischen Gutachtens verwendet [4].

Tab. 4.9: Materialparameter des schwach sandigen Ton für das HSS Modell

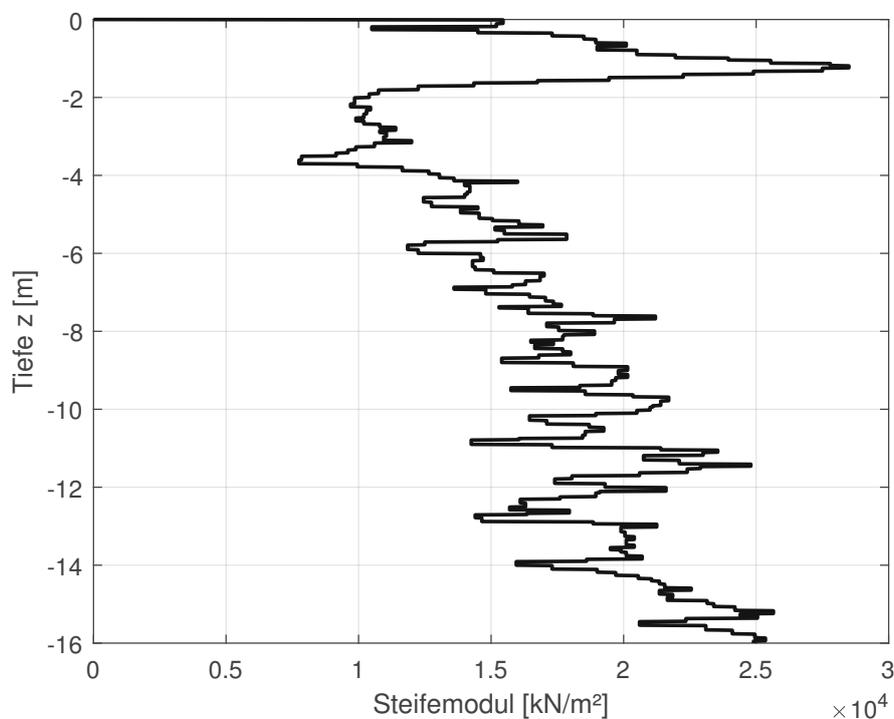
Parameter	Wert	Einheit
Entwässerungsverhalten	drainiert	[-]
γ_f	19	[kN/m ³]
γ_{sat}	21	[kN/m ³]
E_{50}^{ref}	16 000	[kN/m ²]
E_{oed}^{ref}	16 000	[kN/m ²]
E_{ur}^{ref}	80 000	[kN/m ²]
ν_{ur}	0,2	[-]
m	0,5	[-]
p_{ref}	100	[kN/m ²]
G_0^{ref}	25 000	[kN/m ²]
$\gamma_{0,7}$	0,0002	[-]
c'_{ref}	10	[kN/m ²]
ϕ'	22,5	[°]
ψ	0	[°]

Die Vorgehensweise für die Bestimmung des Referenzsteifemodul E_{oed}^{ref} und des Exponenten m für das Hardening Soil mit Small Strain Stiffness Stoffmodell ist folgende, dass zuerst die Werte des Spitzenwiderstand q_c für Tiefenstufen von $z = 0,01$ m bestimmt werden. Mit diesen Spitzenwiderstandswerten werden die zugehörigen α -Werte nach *ÖNORM EN 1997-2:2010* [36] tiefenabhängig bestimmt. In Tab. 4.10 sind die α -Werte in Abhängigkeit des Spitzenwiderstands und des Bodens angegeben.

Tab. 4.10: Spitzenwiderstandswerte q_c und zugehörige α -Werte in Abhängigkeit des Bodens nach *ÖNORM EN 1997-2:2010* [36]

Boden	q_c [MPa]	α
Schwach plastischer Ton	$q_c \leq 0,7$	$3 < \alpha < 8$
	$0,7 < q_c < 2$	$2 < \alpha < 5$
	$q_c \geq 2$	$1 < \alpha < 2,5$
Schwach plastischer Schluff	$q_c < 2$	$3 < \alpha < 6$
	$q_c \geq 2$	$1 < \alpha < 2$
Stark plastischer Ton	$q_c < 2$	$2 < \alpha < 6$
Stark plastischer Schluff	$q_c > 2$	$1 < \alpha < 2$
Stark organischer Schluff	$q_c < 1,2$	$2 < \alpha < 8$
Kreide	$2 < q_c \leq 3$	$2 < \alpha < 4$
	$q_c > 3$	$1,5 < \alpha < 3$
Sande	$q_c < 5$	$\alpha = 2$
	$q_c > 10$	$\alpha = 1,5$

Im nächsten Schritt wird die Formel zur Bestimmung des Steifemoduls des Ödometersversuches E_{oed} nach *ÖNORM EN 1997-2:2010* [36] herangezogen, welche in Kap. 3.2.2 Gleichung (3.6) definiert wurde. Aus der Berechnung ergibt sich der Verlauf des Steifemoduls E_{oed} über die Tiefe z , welcher in Abb. 4.25 ersichtlich ist.

**Abb. 4.25:** Verlauf des Steifemoduls E_{oed} über die Tiefe z in Abhängigkeit vom Spitzenwiderstand q_c und α

Mit dem Verlauf aus Abb. 4.25 wird im nächsten Schritt die Gleichung (3.7) nach Ohde/Janbu [21] aus Kap. 3.2.2, welche zur Bestimmung des spannungsabhängigen Steifemoduls des Ödometersversuches E_{oed} über die Tiefe z dient, angewendet, um die Parameter E_{oed}^{ref} und m für die Eingabe in PLAXIS zu erhalten. Dabei werden die Werte des Referenzsteifemoduls E_{oed}^{ref} und des Exponenten m so gewählt, dass der Verlauf des Steifemoduls E_{oed} aus Abb. 4.25 bestmöglich abgebildet wird. Das Ergebnis davon ist in Abb. 4.26 ersichtlich, wobei für den Exponenten ein Wert von $m = 0,3$ und für das Referenzsteifemodul ein Wert von $E_{oed}^{ref} = 16\,000\text{ kN/m}^2$ gewählt wurde.

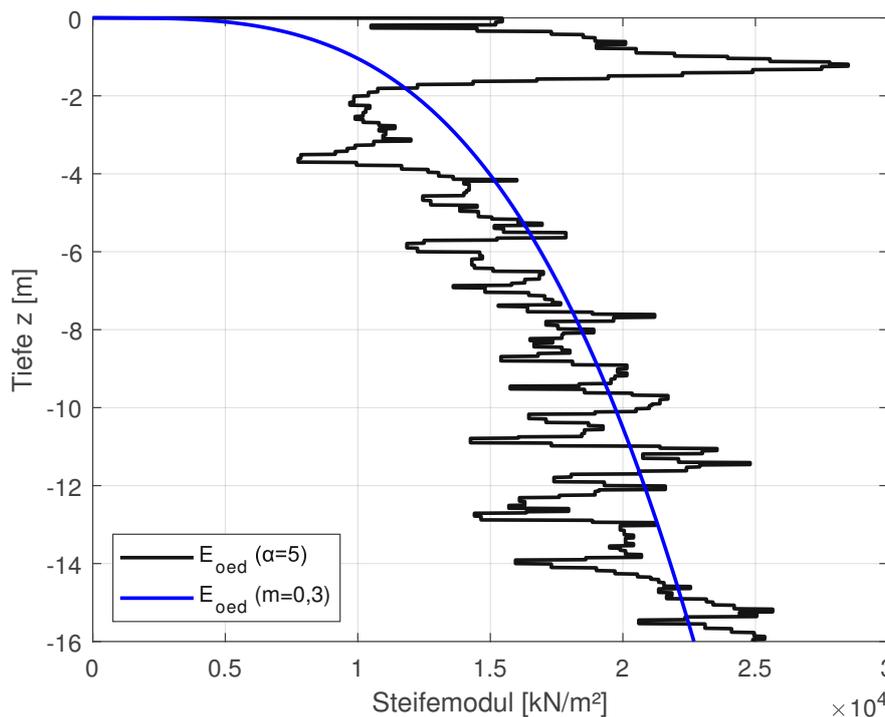


Abb. 4.26: Verlauf des Steifemoduls E_{oed} über die Tiefe z in Abhängigkeit vom Referenzsteifemodul E_{oed}^{ref} und vom Exponenten m

Eingabeparameter des Duktilpfahls

Da der Duktilpfahl aus mehreren Komponenten besteht (Betonmörtel, Schleudergussrohr und Mantelverpressung), wurde in Abhängigkeit von den Flächenanteilen, eine gemeinsame Dehnsteifigkeit (EA) gebildet, da dies die Rechenzeit in PLAXIS reduziert. Für den Duktilpfahl mit Durchmesser 118 mm und der Mantelverpressung ergibt sich ein mittlerer Durchmesser von 170 mm mit den folgenden Komponenten:

- Gusseisen mit Kugelgraphit: $E_G = 170\,000\,000\text{ kN/m}^2$ [22], $A_G = 2603,6\text{ mm}^2$
- Betonmörtel: $E_Z = 30\,500\,000\text{ kN/m}^2$ [22], $A_Z = 20\,094,4\text{ mm}^2$
- Duktilpfahl: $A_{ges} = 22\,698\text{ mm}^2$

Die Berechnungen dafür ergeben sich nach den Gleichungen (4.11) (4.12) (4.13).

$$A_G = \frac{D_a^2 \pi}{4} - \frac{D_i^2 \pi}{4} = \frac{118^2 \pi}{4} - \frac{(118 - 2 \cdot 7,5)^2 \pi}{4} = 2603,6\text{ mm}^2 \quad (4.11)$$

$$A_Z = \frac{D_{ges}^2 \pi}{4} - A_G = \frac{170^2 \pi}{4} - 2603,6 = 20\,094,4 \text{ mm}^2 \quad (4.12)$$

$$A_{ges} = \frac{D_{ges}^2 \pi}{4} = \frac{170^2 \pi}{4} = 22\,698 \text{ mm}^2 \quad (4.13)$$

Somit ergibt sich die gemittelte Dehnsteifigkeit EA_{gem} des Duktilpfahls nach Gleichung (4.14) zu $46\,500\,000 \text{ kN/m}^2$.

$$\begin{aligned} EA_{gem} &= \frac{E_G A_G + E_Z A_Z}{A_{ges}} \\ &= \frac{170\,000\,000 \cdot 2603,6 + 30\,500\,000 \cdot 20\,094,4}{22\,698} = 46\,500\,000 \text{ kN/m}^2 \end{aligned} \quad (4.14)$$

Die Eingabe des Duktilpfahls in PLAXIS erfolgt mit dem „material set“-Befehl und der Definition eines neuen Materials. Für das Material wurde ein linear elastisches Stoffmodell verwendet. Die dafür notwendigen Bodenparameter können Tab. 4.11 entnommen werden.

Eingabeparameter für die lastverteilenden Stahlplatten der Widerlager

Die Eingabe der beiden lastverteilenden Stahlplatten erfolgt in PLAXIS mit dem „material set“-Befehl und der Definition eines neuen Materials. Für das Material wurde ein linear elastisches Stoffmodell verwendet. Die dafür notwendigen Bodenparameter können Tab. 4.11 entnommen werden.

Tab. 4.11: Materialparameter des Duktilpfahls und der Stahlplatte für das linear-elastische Stoffmodell

Parameter	Einheit	Duktilpfahl	Fundament
γ [22]	[kN/m ³]	25	78,5
E^{ref}	[kN/m ²]	46 500 000	210 000 000
ν [27]	[-]	0,2	0,3
G^{ref}	[kN/m ²]	19 380 000	87 700 000

Ermittlung der Lasteinwirkung auf den Duktilpfahl und die Widerlager

Das Eigengewicht des Versuchsaufbaues wurde in 4.1.1 berechnet. Die 5 cm starke Stahlplatte wird in PLAXIS modelliert und muss bei der Lastaufstellung daher nicht berücksichtigt werden. Bei dem Projektstandort HA3 wurde bei der Pfahlprüfung mittels Pile HAY-Proof-System® der Lastzyklus nach Tab. 4.12 durchgeführt. Dabei handelt es sich ab der 2. Belastung um eine Wiederbelastung.

Tab. 4.12: Definition der Berechnungsphasen in PLAXIS für das Projektgebiet Hagen

Berechnungsstufe	Modellierung	Belastungszyklus	Belastung [kN]
1	Initialphase	-	-
2	Duktilpfahl	-	-
3	Duktilpfahl	1. Belastung	20
4	Duktilpfahl	1. Belastung	100
5	Duktilpfahl	1. Belastung	200
6	Duktilpfahl	1. Belastung	300
7	Duktilpfahl	1. Belastung	400
8	Duktilpfahl	1. Belastung	500
9	Duktilpfahl	1. Entlastung	200
10	Duktilpfahl	1. Entlastung	20
11	Duktilpfahl	2. Belastung	200
12	Duktilpfahl	2. Belastung	500
13	Duktilpfahl	2. Belastung	600
14	Duktilpfahl	2. Entlastung	200
15	Duktilpfahl	2. Entlastung	20
16	Duktilpfahl	3. Belastung	200
17	Duktilpfahl	3. Belastung	400
18	Duktilpfahl	3. Entlastung	20
19	Initialphase	-	-
20	Duktilpfahl und Widerlager	-	-
21	Duktilpfahl und Widerlager	1. Belastung	20
22	Duktilpfahl und Widerlager	1. Belastung	100
23	Duktilpfahl und Widerlager	1. Belastung	200
24	Duktilpfahl und Widerlager	1. Belastung	300
25	Duktilpfahl und Widerlager	1. Belastung	400
26	Duktilpfahl und Widerlager	1. Belastung	500
27	Duktilpfahl und Widerlager	1. Entlastung	200
28	Duktilpfahl und Widerlager	1. Entlastung	20
29	Duktilpfahl und Widerlager	2. Belastung	200
30	Duktilpfahl und Widerlager	2. Belastung	500
31	Duktilpfahl und Widerlager	2. Belastung	600
32	Duktilpfahl und Widerlager	2. Entlastung	200
33	Duktilpfahl und Widerlager	2. Entlastung	20
34	Duktilpfahl und Widerlager	3. Belastung	200
35	Duktilpfahl und Widerlager	3. Belastung	400
36	Duktilpfahl und Widerlager	3. Entlastung	20

Somit ergibt sich die Lastaufstellung für 20 kN, 100 kN, 200 kN, 300 kN, 400 kN, 500 kN und 600 kN nach Tab. 4.13.

Tab. 4.13: Lastermittlung für das Projektgebiet Hagen unter Berücksichtigung des aufgebracht Lastzyklus

Bauteil bzw. Prüflast	Lastfall [kN]						
	20	100	200	300	400	500	600
Presse F_{Presse} [22]	2	2	2	2	2	2	2
Hauptträger $F_{Träger}$	31	31	31	31	31	31	31
Kantholz F_{Holz}	60	60	60	60	60	60	60
Aufgebrachte Kraft F_D	20	100	200	300	400	500	600
Gesamtkraft F_{ges}	113	193	293	393	493	593	693
Gesamtkraft Widerlager $F_{Widerlager}$	56,5	96,5	146,5	196,5	246,5	296,5	346,5

Mit den jeweiligen Einzelkräften $F_{Widerlager}$ werden die beiden Widerlager je nach Anwendungsfall in PLAXIS belastet, um Aussagen über die Hebungen und Spannungen des Duktilpfahls zu erhalten.

Modellierung der Strukturelemente in PLAXIS

Nach Festlegung der erforderlichen Materialparameter ist die Definition der Konstruktionselemente der nächste wesentliche Schritt in der Modellierung. Dabei werden folgende Konstruktionselemente benötigt:

1. Volumenelement zur Modellierung des Duktilpfahls
2. Volumenelement zur Modellierung der beiden lastverteilenden Stahlplatten der Widerlager
3. Interface zur Berücksichtigung der Verzahnung zwischen Pfahl und umgebenden Boden

Die Modellierung des Duktilpfahls erfolgt wie in Kapitel 4.1.1. Da der Pfahl eine Länge von 11 m aufweist, wurde die Fläche innerhalb des Kreises in die negative z -Achse des Pfahles um 11 m ausgeweitet, um ein Volumenelement zu erzeugen, welchem die Materialeigenschaften des Duktilpfahls zugeordnet werden. Der Kreis wird ebenfalls in die negative z -Achse ausgeweitet, um eine Mantelfläche zu erzeugen, welcher ein Interface zugeordnet wird.

Bei der Modellierung der beiden lastverteilenden Stahlplatten wurde eine quadratische Fläche mit $2\text{ m} \times 2\text{ m}$ modelliert, welche danach in die positive z -Achse ausgeweitet wird, um ein Volumenelement zu erzeugen, welchem die Materialeigenschaften der Stahlplatte zugeordnet werden. Der Mittelpunkt befindet sich auf der y -Achse und die Innenkante 1,5 m und die Außenkante 3,5 m vom Koordinatenursprung entfernt. In Abb. 4.27 ist ersichtlich, wie sich das Eingabeergebnis in PLAXIS darstellt.

Im nächsten Schritt wird mittels des „Generate Mesh“-Befehls ein FE-Netz erzeugt. Dabei wird die Netzelementverteilung auf „mittel“ eingestellt (vgl. Abb. 4.28 (b)). In Abb. 4.28 wird das Ergebnis dieser Einstellungen für die FE-Netzgenerierung in PLAXIS dargestellt. Nach der Erstellung des FE-Netzes müssen die Berechnungsphasen definiert werden. Bei der vorliegenden Modellierung sind in Tab. 4.12 die für die Berechnung notwendigen Phasen ersichtlich. Dabei ist anzumerken, dass die Initialphase der Eigenspannungszustand des Bodens ohne Belastung und ohne Konstruktionselemente ist. Die anderen Phasen wurden ident zur Belastungsgeschichte

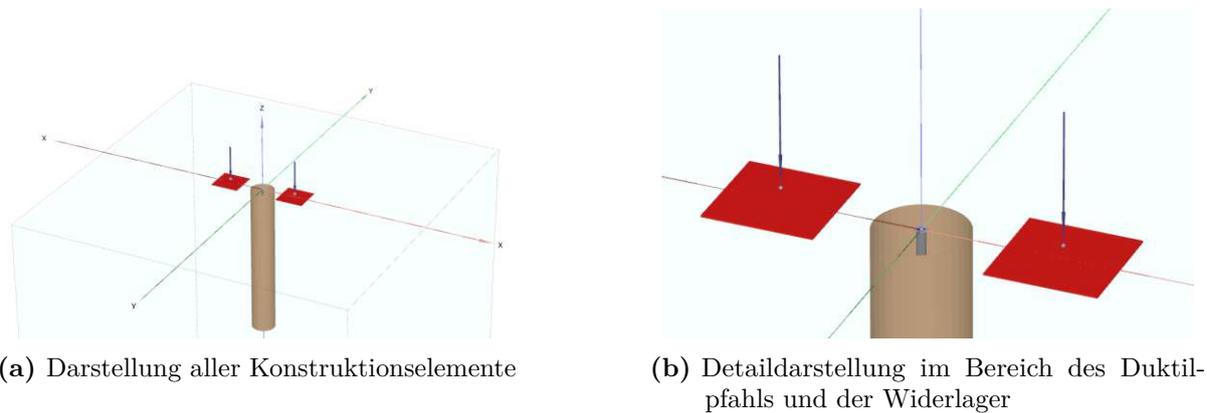


Abb. 4.27: Darstellung der Konstruktionselemente (Duktilpfahl in grau, Stahlplatte in rot, Bodenkörper in türkis und Interface in braun) in PLAXIS für das Projektgebiet Hagen

des Pfahlprüfungsprotokolls definiert, um einen Vergleich zwischen den tatsächlich gemessenen Hebungen und den in PLAXIS berechneten Hebungen zu erhalten. Die Belastung von 20 kN sind notwendig, damit sich keine Verschiebungen in der Versuchseinrichtung ergeben, die das Ergebnis verfälschen würden.

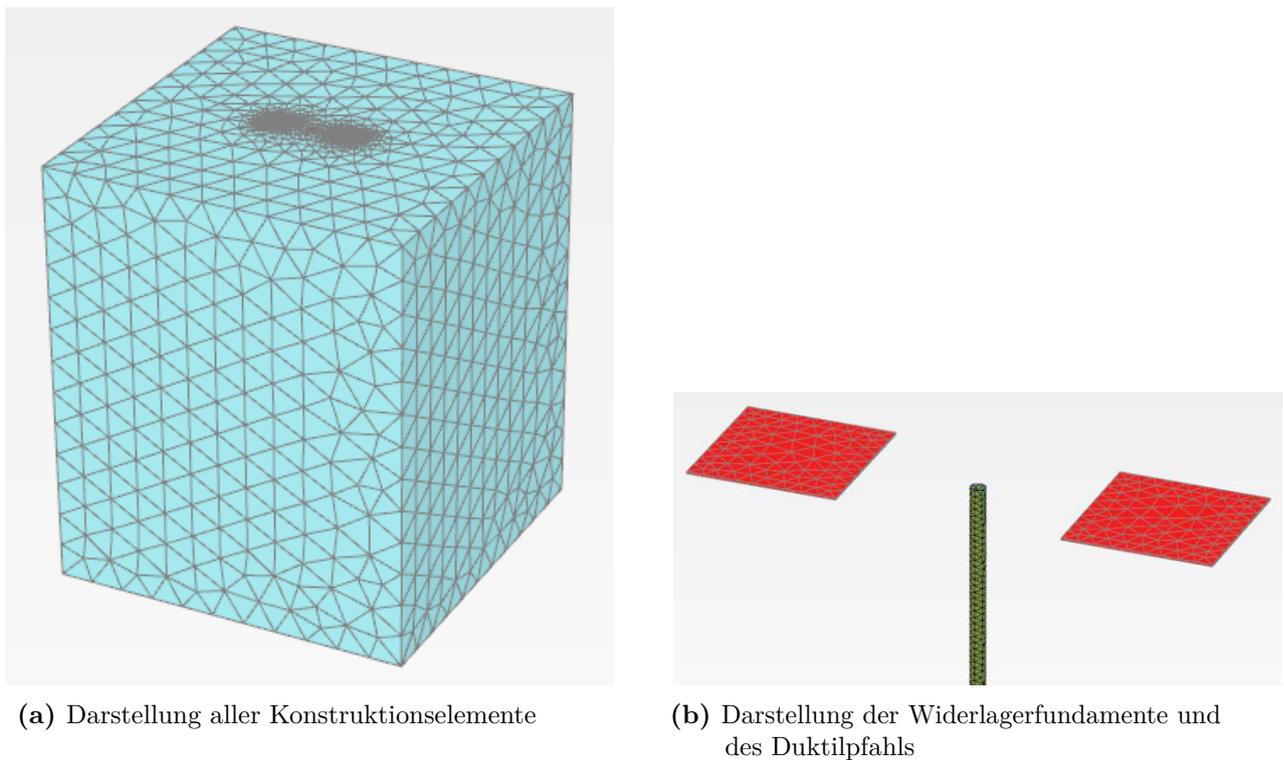


Abb. 4.28: Darstellung der Ergebnisse der FE-Netzgenerierung in PLAXIS für den Projektstandort Hagen

4.2.4 Vergleich der Last-Hebungslinien

In Abb. 4.29 ist ein Vergleich zwischen der gemessenen und der in PLAXIS berechneten Last-Hebungslinie dargestellt. Bei der berechneten Last-Hebungslinie wurde die Variante mit Einfluss der Widerlager verwendet, da bei der gemessenen Last-Hebungslinie auch Widerlager vorhanden sind.

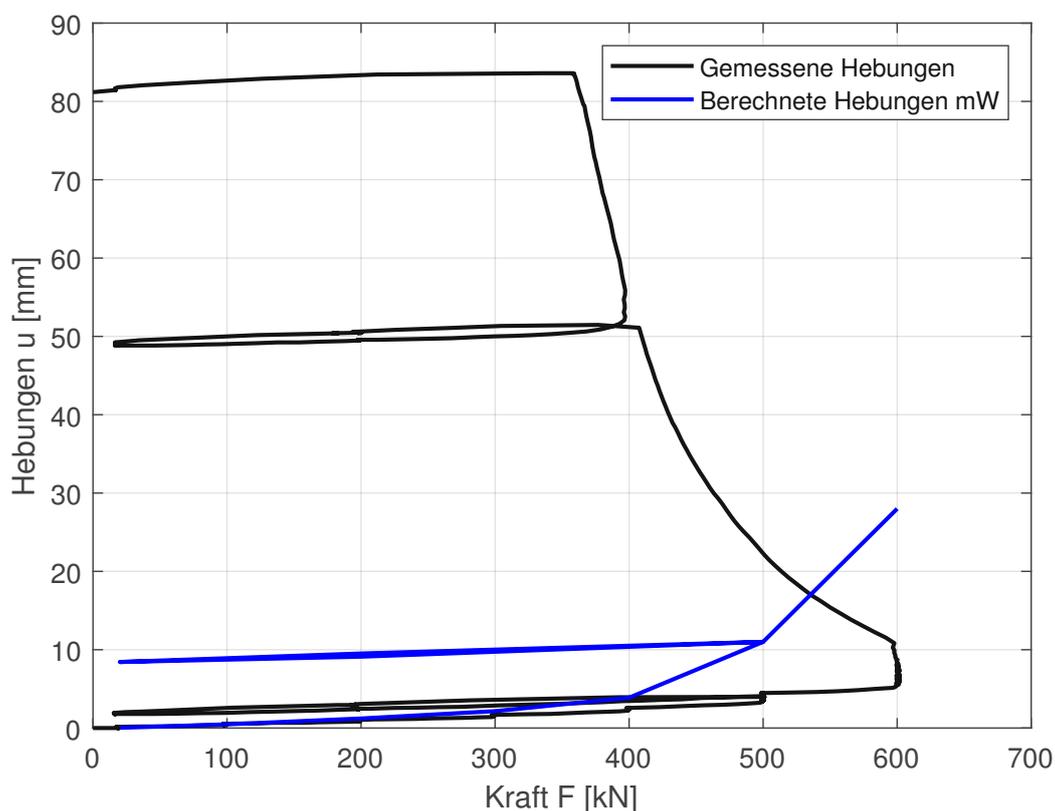


Abb. 4.29: Vergleich zwischen den gemessenen Hebungen und der in PLAXIS berechneten Last-Hebungslinie im Projektgebiet Hagen für den Fall mit Widerlager (mW)

In Abb. 4.29 ist ersichtlich, dass die berechnete Last-Hebungslinie bei 600 kN ein Versagen und keine Entfestigung darstellt. Dies liegt daran, dass für das Hardening Soil mit small strain stiffness Stoffmodell keine Entfestigung des Bodens dargestellt werden kann. Um diesen Effekt berücksichtigen zu können, wäre ein Stoffmodell mit Entfestigung anzuwenden. Die berechnete Last-Hebungslinie zeigt ein Versagen bei einer Belastung über 600 kN und stimmt damit gut mit der gemessenen Last-Hebungslinie überein. In Abb. 4.30 wird der Bereich ohne Entfestigung genauer abgebildet, da dieser für den vorliegenden Fall interessanter ist, da die Entfestigung für das Hardening Soil mit small strain stiffness Stoffmodell nicht modelliert werden kann.

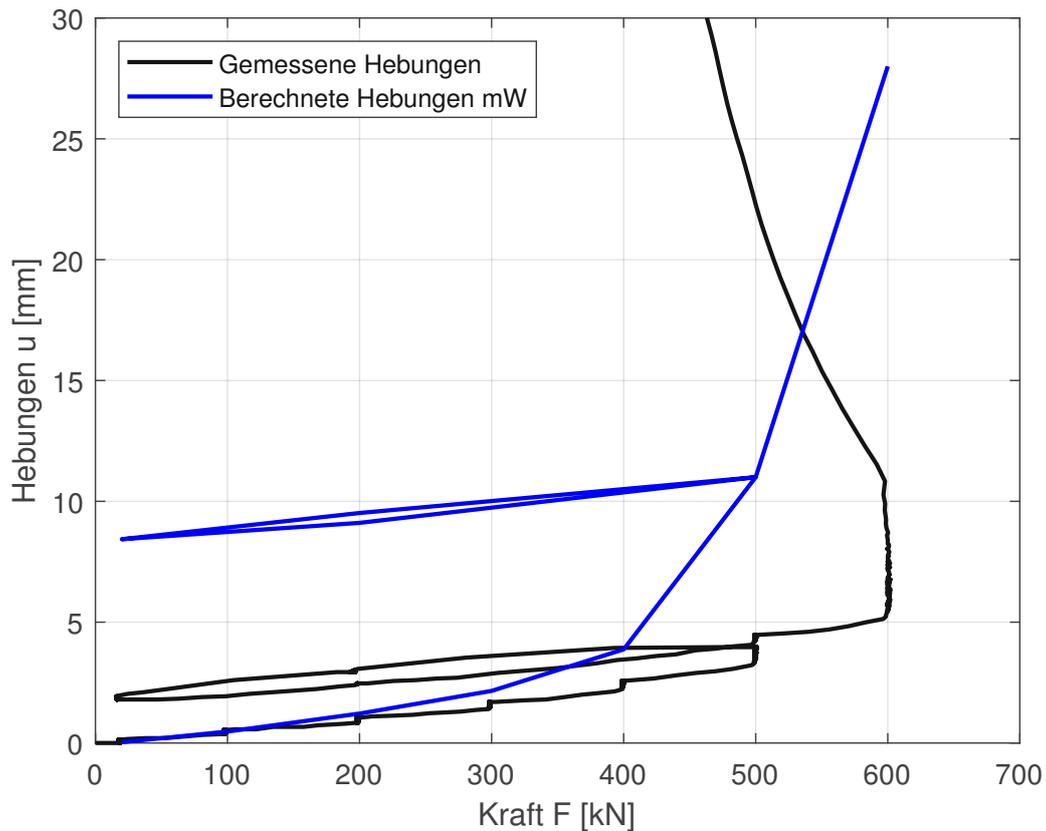


Abb. 4.30: Vergleich zwischen den gemessenen Hebungen und der in PLAXIS berechneten Last-Hebungslinie im Bereich ohne Entfestigung für das Projektgebiet Hagen für den Fall mit Widerlager (mW)

In Abb. 4.30 ist ersichtlich, dass die berechneten und die gemessenen Hebungen bis zu 400 kN recht gut übereinstimmen und es nur zu geringen Abweichungen kommt. Die Relativwerte der Hebungen von Entlastungs- und Wiederbelastungskurve haben eine größere Abweichung, jedoch die selbe Steigung wie die gemessene Last-Hebungslinie. Umso näher sich die aufgebrachte Kraft an die Grenztragfähigkeit von 600 kN annähert, umso größer wird die Abweichung zwischen den beiden Last-Hebungslinien. Dies kann einerseits daran liegen, dass gerade im Bereich größerer Verformungen FEM-Modellierungen Schwächen aufweisen, im Gegensatz zu kleinen Verformungen [2]. Andererseits kann es an der schon angesprochenen Entfestigung des Bodens liegen, welche mit dem Hardening Soil mit small strain stiffness Stoffmodell nicht abgebildet werden kann. Daher wäre ein anderes Stoffmodell für die Berechnungen besser geeignet gewesen, als das Hardening Soil mit small strain stiffness Stoffmodell. Jedoch kann gesagt werden, dass die modellierte Last-Hebungslinie bis zu 400 kN gut mit der gemessenen Last-Hebungslinie übereinstimmt und für die weitere Interpretation herangezogen wird. In Abb. 4.31 erfolgt ein Vergleich der beiden modellierten Last-Hebungslinien (mit und ohne Widerlager), um die Größe des Einflusses der Widerlager auf die Mantelreibung bestimmen zu können.

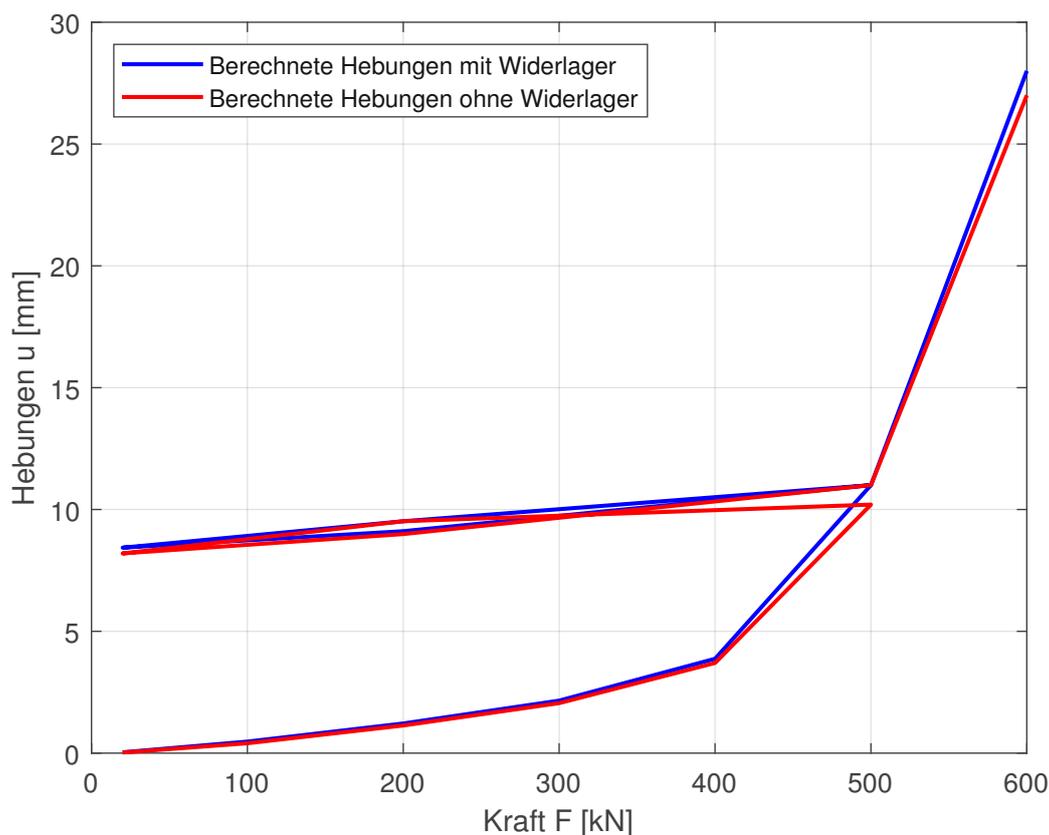


Abb. 4.31: Vergleich zwischen den in PLAXIS berechneten Last-Hebungslinien für das Projektgebiet Hagen für die Fälle mit Widerlager und ohne Widerlager

Wie aus Abb. 4.31 ersichtlich, besitzen die beiden Last-Hebungslinien einen sehr ähnlichen Verlauf und weisen lediglich eine geringfügige Verschiebung auf. Die größte Abweichung der beiden Last-Hebungslinien gibt es für die Laststufe von 500 kN, wobei die Hebungen bei der Berechnung mit Widerlager 10,8 mm und ohne Widerlager 10,1 mm betragen. Dies ist eine Abweichung von ungefähr 7%. In Tab. 4.14 sind die Pfahlkopfhebungen zu den jeweiligen Laststufen dargestellt. Tab. 4.14 zeigt, dass es zwischen den Pfahlkopfhebungen der Pfahlprobelastung mit und ohne Widerlager nur geringe Unterschiede gibt. Eine Beeinflussung der Mantelreibung durch die für den Versuch notwendigen Widerlager kann im numerischen Modell nicht erkannt werden.

Eine Möglichkeit um den Einfluss der Widerlager umfassender zu untersuchen, wäre es, eine Parameterstudie mit den vorhandenen Baugrundinformationen hinsichtlich des Abstandes zwischen Widerlagerinnenkante und Pfahlmittelpunkt durchzuführen. Dadurch könnte festgestellt werden, wie sich der Einfluss der Widerlager bei Variation des Abstandes für das vorliegende Projektgebiet verändert.

Tab. 4.14: Vergleich der Pfahlkopfhebungen mit den zugehörigen Laststufen für die Fälle mit Widerlager (mW) und ohne Widerlager (oW)

Belastungszyklus	Belastung [kN]	Hebungen [mm]	
		mW	oW
1. Belastung	20	0	0
1. Belastung	100	0,4	0,4
1. Belastung	200	1,1	1,2
1. Belastung	300	2,1	2,2
1. Belastung	400	3,7	3,8
1. Belastung	500	10,1	10,8
1. Entlastung	200	9,5	9,5
1. Entlastung	20	8,2	8,4
1. Wiederbelastung	200	8,8	9,1
1. Wiederbelastung	500	11	11,1
1. Wiederbelastung	600	27,2	28,1

4.2.5 Bodenhebungen um den Prüfpfahl

Für den Projektstandort HA3 wurden die Hebungen des Bodenkörpers quer zur Hauptträgerlängsrichtung gemessen. Die Messung wurde während des Pile HAY-Proof-System[®]-Zugversuches durchgeführt. Dabei wurden die einzelnen Messungen nach jeder Laststufe durchgeführt, um einen Vergleich zwischen den Hebungen des Pfahls und des Bodenkörpers zu erhalten. Die Hebungen des Bodenkörpers wurden in einem Abstand von $\pm 0,5$ m, ± 1 m und $+ 1,5$ m vom Pfahl gemessen, um erkennen zu können, wie der Boden um den Pfahl durch die Probebelastung beeinflusst wird. Die Lage der Messpunkte ist in Abb. 4.32 ersichtlich.

In Abb. 4.33 sind die Hebungen des Bodenkörpers und des Pfahlkopfes in Abhängigkeit vom Abstand zum Pfahl und der aufgebracht Laststufe dargestellt. Der Abstand zum Pfahl von 0 m steht dabei für die Messwerte der Pfahlkopfhebung. Zuerst wurden die Hebungen direkt nach der Kraftaufbringung gemessen. Danach wurde die Kraft für ca. 15 min konstant gehalten und vor der nächsten Laststufe wurden die Hebungen erneut gemessen. In Abb. 4.33 bezeichnet der 1. Messwert die Hebungen direkt nach der Kraftaufbringung und der 2. Messwert die Hebungen vor der nächsten Laststufe.

In Abb. 4.33 ist ersichtlich, dass in der positiven Richtung (+) die Hebungen generell etwas kleiner sind, als in der negativen Richtung (-). Daher werden für die nachfolgende Interpretation die Hebungen der negativen Richtung (-) herangezogen, da diese Richtung einen größeren Einfluss des Probepfahlversuches erfährt. Der maximale Wert der Pfahlkopfhebungen ergibt sich bei der Laststufe von 600 kN zu 7,4 mm. In einer Entfernung von 0,5 m betragen die Hebungen nur mehr 2,1 mm (entspricht 28 % der Pfahlkopfhebung) und somit ist ein starker Abfall im Vergleich zu den Pfahlkopfhebungen ersichtlich. In einem Abstand von 1 m ergibt sich eine Hebung von 1,2 mm, dies entspricht 16 % der Pfahlkopfhebung. In einem Abstand von 1,5 m wurde nur in der positiven Richtung gemessen, wobei für jede Laststufe keine Hebungen aufgezeichnet worden sind. Generell ist zu erkennen, dass die Bodenhebungen im Vergleich zu den Pfahlkopfhebungen stark abnehmen.

In Abb. 4.34 werden die Ergebnisse der gemessenen Pfahlkopfhebung und Bodenhebungen während der Pfahlprüfung für die Laststufe von 600 kN dreidimensional dargestellt. Dabei werden

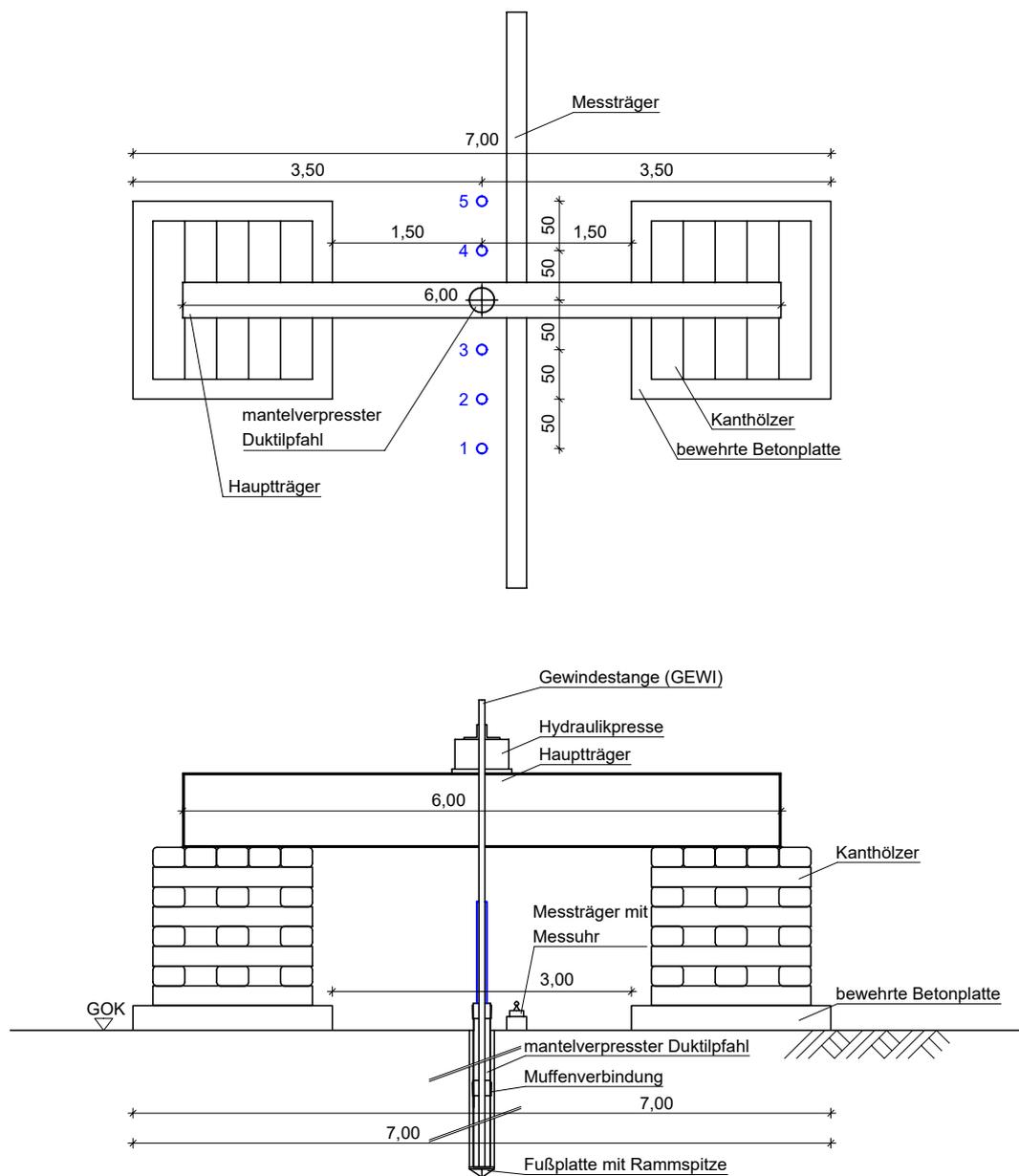


Abb. 4.32: Messpunktlage für die Messung der Bodenhebungen in blau markiert für den Projektstandort Hagen

die beiden Hauptträgerachsen in Meter angegeben, die Hebungsachse hingegen in Zentimeter, da sonst die Hebungen kaum erkennbar wären (vgl. Abb. 4.34). Für die Visualisierung wurden die gemessenen Hebungen (quer zur Hauptträgerlängsrichtung), auch in Hauptträgerlängsrichtung aufgetragen, da es für diese Richtung keine Messwerte gibt. Die blau markierten Messpunkte sind die tatsächlich gemessenen Hebungen, die rot markierten sind die angenommenen Messwerte. Die beiden grün markierten Flächen stellen die $2\text{ m} \times 2\text{ m}$ großen Widerlagerfundamente da, wobei der Abstand zwischen Pfahlmittelpunkt zu Widerlagerinnenkante $1,5\text{ m}$ beträgt.

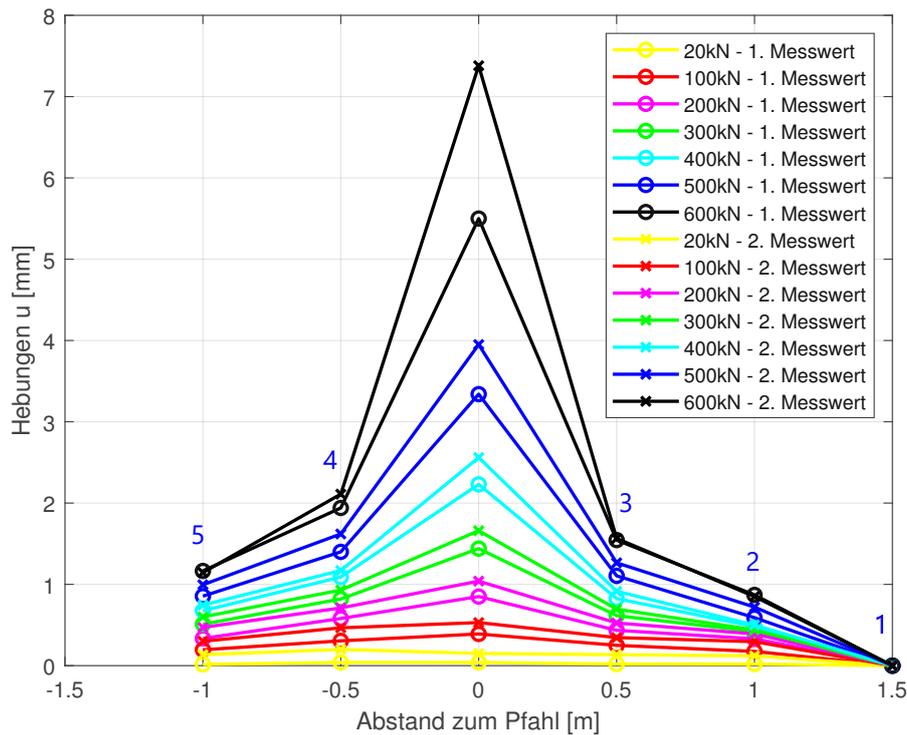


Abb. 4.33: Gemessene Pfahlkopfhebungen und Bodenhebungen quer zur Hauptträgerlängsrichtung des Projektstandortes Hagen, wobei in blauer Schrift die Messpunktnummer dargestellt ist

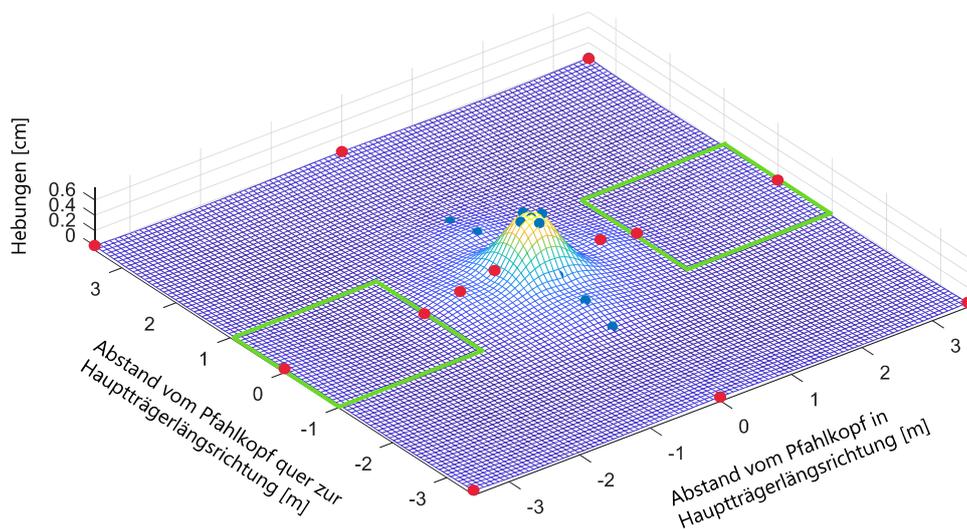


Abb. 4.34: Dreidimensionale Darstellung der gemessenen Pfahlkopfhebungen und Bodenhebungen des Projektstandortes Hagen, wobei die Bereiche der Widerlager in grün, die gemessenen Hebungen in blau und die angenommenen Hebungen in rot gekennzeichnet sind

Eine konkrete Aussage über die Bodenhebungen in den Bereichen der Widerlager kann durch die fehlenden Messungen in diesen Bereichen nicht getroffen werden. Die vorhandenen Messungen zeigen jedoch, dass die Hebungen quer zur Hauptträgerlängsrichtung rasch abnehmen und in 1,5 m von der Pfahlachse bereits nicht mehr messbar sind.

4.3 Projektgebiet Brunn am Gebirge

4.3.1 Lage und allgemeine Informationen

Das Projektgebiet befindet sich in Brunn am Gebirge, in Niederösterreich. Das Bauareal grenzt südwestlich an einen ehemaligen Ziegelteich, wobei das Gelände auf einer Seehöhe von ca. 200 m ü. A. bis 209 m.ü.A. liegt. Die Lage des Bauareals ist in Abb. 4.35 ersichtlich. Im Nordwesten des Baugeländes führt die Wienerstraße vorbei, die auf Grund der Geländesituation ca. 7,25 m über der geplanten Geländeoberkante liegt.



Abb. 4.35: Lage des Projektstandortes Brunn am Gebirge, wobei die Baufeldbegrenzungslinie in rot und das Baufeld in gelb gekennzeichnet sind [10]

Das geplante Bauvorhaben besteht aus dem dreigeschossigen Golf Abschlagsgebäude und einer umzäunten Freifläche mit dem Spielfeld. Dieser Bereich wird zum Schutz vor abweichenden Golfbällen mit einer knapp 54 m hohen Sicherung umzäunt, welcher mit Duktülpfählen tiefgegründet wird. Im Zuge dessen werden zwei Prüfpfähle PP01 und PP02 hergestellt, um die zu erwartenden Pfahlwiderstände bestimmen zu können, sowie drei Sondierpfähle, um die Rammbarkeit des Bodens feststellen zu können.

4.3.2 Baugrunderkundung im Projektgebiet

Das Bauvorhaben liegt geologisch gesehen im Pannonium des Wiener Beckens. In diesem Gebiet befinden sich zahlreiche Ziegelgruben, die heute zum größten Teil aufgelassen und mit Grundwasser gefüllt sind. Die Ziegelgrube nördlich der Wienerstraße besitzt eine Tiefe von ca. 15 m. In Abb. 4.36 ist ersichtlich, dass im Bereich des Bauvorhabens vor allem Ton, Tonmergel, Mergel (z.T. mit Sandlagen), die dem Pannonium zugeordnet werden können, sowie anthropogener Schutt und Grubenablagerungen verzeichnet sind.



Abb. 4.36: Geologische Karte des Projektstandortes Brunn am Gebirge, wobei das Baufeld in rot gekennzeichnet ist [10]

Für das Projektgebiet wurden eine Kernbohrung, zehn Rammkern- und fünf Rammsondierungen durchgeführt. In Abb. 4.37 ist der Standort der Aufschlüsse eingetragen.



Abb. 4.37: Lageplan zu den durchgeführten Bodenaufschlüssen des Projektstandortes Brunn am Gebirge [10]

Kernbohrung

Für den Projektstandort Brunn am Gebirge wurde eine Kernbohrung mit einer Tiefe von 15 m abgeteuft, wobei die Geländeoberkante auf einer Höhe von 208 m ü. A. liegt. In Abb. 4.38 ist ersichtlich, dass in den oberen 3,8 m Anschüttungen und unterhalb der Anschüttungen eine Wechselfolge von feinsandigem, zum Teil tonigem Schluff und schluffigen Feinsand angetroffen wurden. In der Kernbohrung wurde gespanntes Wasser in 12,7 m Tiefe angetroffen, welches auf 9,5 m unter Geländeoberkante aufspiegelte. Ein weiterer Wasserhorizont wurde in 7,3 m Tiefe angetroffen. Dieser Wasserspiegel zeigte keinen Anstieg.

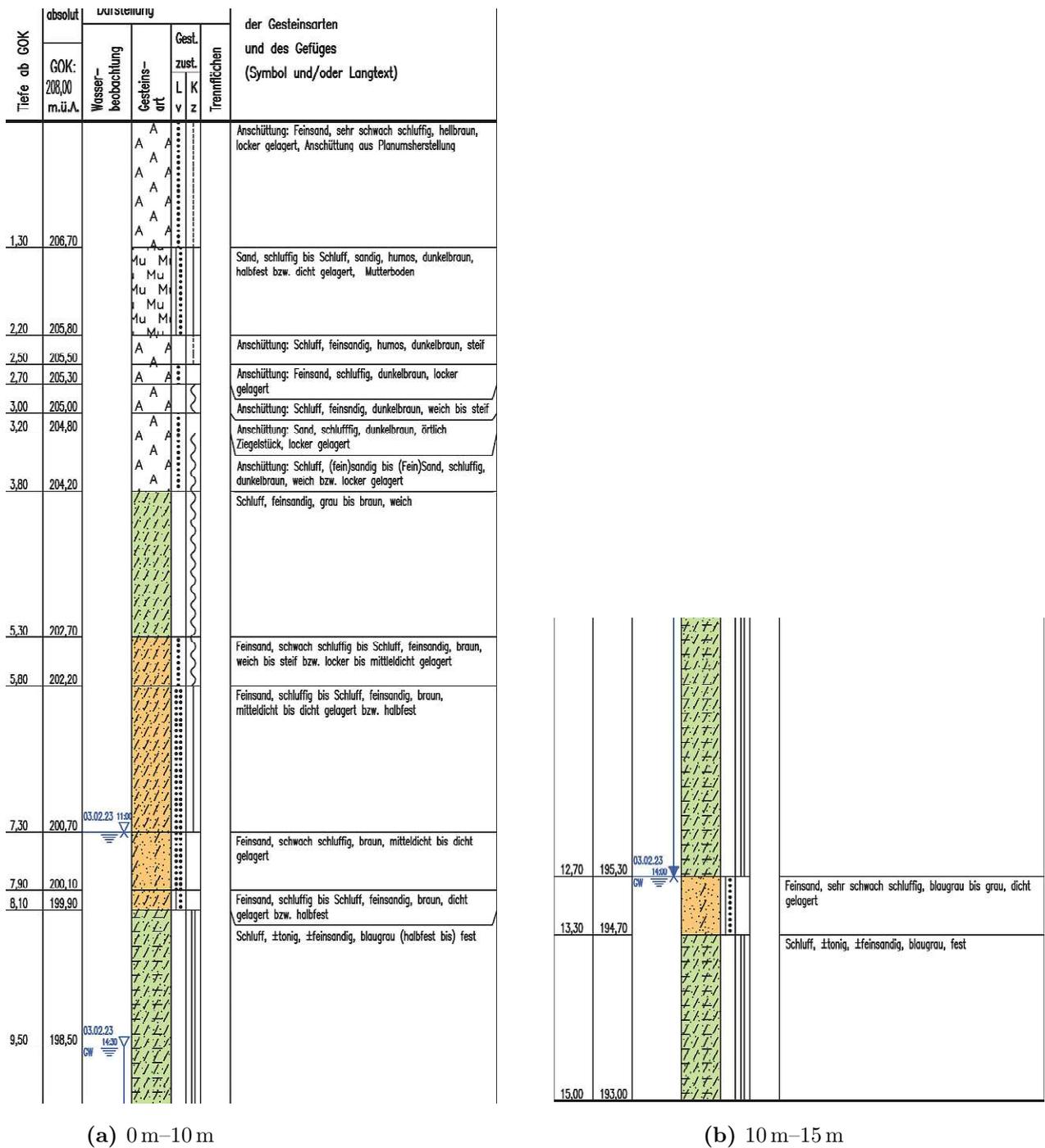


Abb. 4.38: Kernbohrung für den Projektstandort Brunn am Gebirge [10]

Ramm- und Rammkernsondierungen

Neben dem Pile HAY-Proof-System®-Versuch wurden die Rammkernsondierung RKS2 und die Rammsondierung RS2 durchgeführt. In Abb. 4.39 ist links die Rammkernsondierung und rechts die Rammsondierung ersichtlich.

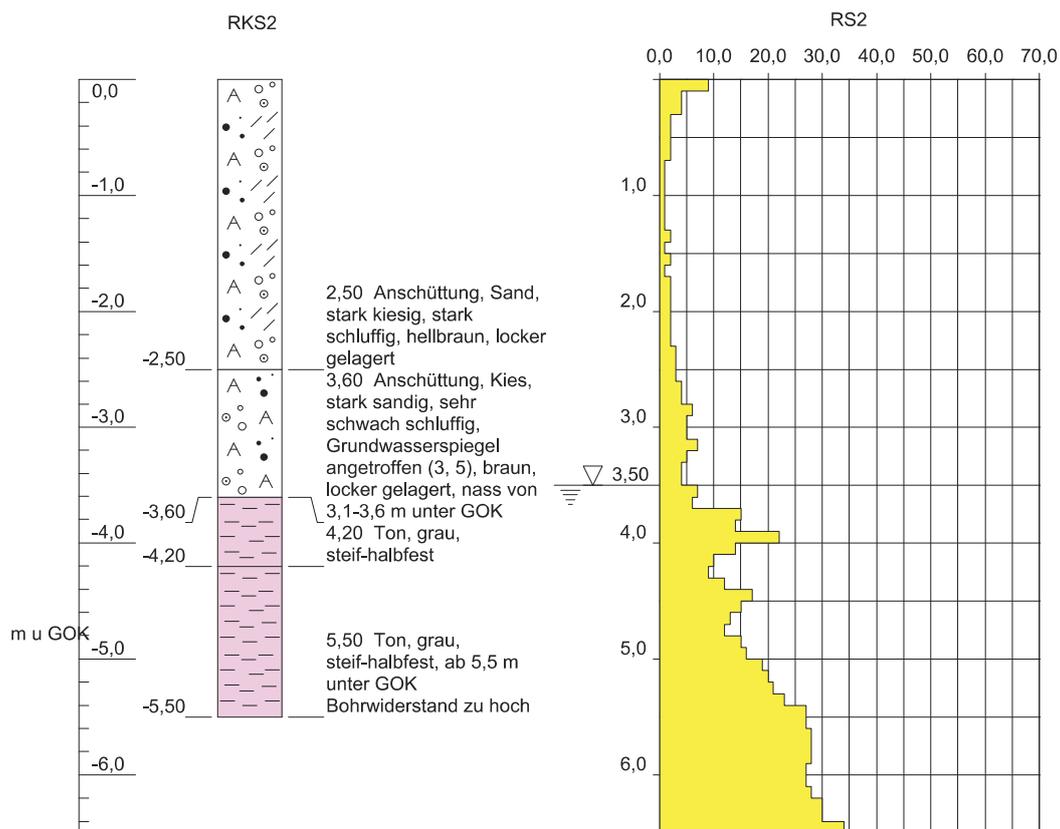


Abb. 4.39: Maßgebende Rammkern- und Rammsondierung RKS2/RS2 für den Projektstandort Brunn am Gebirge [10]

Aus Abb. 4.39 ist zu erkennen, dass in den oberen 3,6 m Anschüttungen und unterhalb der Anschüttungen Ton angetroffen wurde. Ab 5,5 m unter Geländeoberkante hat der Ton eine hohe Festigkeit, da der Bohrwiderstand zu groß war, um die Rammkernsondierung tiefer einzubringen. Bei der Rammsondierung nimmt die Schlagzahl ab einer Tiefe von 4,7 m unter Geländeoberkante stetig zu, wobei davor ein Rückgang bei 4,2 m und 4,7 m unter Geländeoberkante zu erkennen ist.

4.3.3 Eigenschaften der beiden Prüfpfähle PP01 und PP02

Die genaue Lage der beiden Prüfpfähle sind in Abb. 4.40 ersichtlich. PP01 wird im Bereich des neu zu errichtenden Gebäudes ausgeführt und PP02 in Achse der 54 m hohen Sicherung, um für diese beiden Bereiche die zu erwartenden Pfahlwiderstände bestimmen zu können.



Abb. 4.40: Lage der beiden Prüfpfähle PP01 und PP02 am Projektstandort Brunn am Gebirge ([10], adaptiert)

Prüfpfahl PP01

Der Prüfpfahl PP01 besteht aus einem Gusseisenrohr mit Durchmesser 170 mm und einer Mantelverpressung aus Betonmörtel, wodurch sich ein Gesamtdurchmesser von 270 mm im Mittel ergibt. Der mittlere Durchmesser gibt den, in Abhängigkeit von der eingebrachten Betonmörtelmenge, berechneten Durchmesser an. Dieser kann jedoch an manchen Stellen des Duktillpfahles überschritten bzw. unterschritten werden. Die Pfahllänge beträgt 7,2 m, da der Rammwiderstand zu groß war, um den Pfahl tiefer einzubringen. In Abb. 4.41 ist der Einrammvorgang des Pfahles und das Ausschalen der beiden Fundamente zu erkennen. Der Abstand zwischen Pfahlmittelpunkt und Fundamentaßenkante wurde in der Ausführung statt den geplanten 1,5 m nur 1,3 m hergestellt. Die Außenabmessungen der beiden Fundamente betragen $2\text{ m} \times 2\text{ m}$.



Abb. 4.41: Einrammen des Pfahles und Ausschalen der Fundamente des Projektstandortes Brunn am Gebirge

Beim Prüfstandort PP01 wurden neben dem Prüfpfahl Holzpflocke mit darauf angebrachten Messplaketten in den Boden geschlagen. Die Holzpflocke wurden quer zur Hauptträgerlängsrichtung in einem Abstand von $\pm 0,5$ m, ± 1 m, $\pm 1,5$ m, ± 2 m, $\pm 2,5$ m und $+ 3$ m zum Pfahlmittelpunkt eingebracht, um die Hebungen des Boden um den Pfahl bestimmen zu können. In Hauptträgerlängsrichtung wurden die Holzpflocke nur auf einer Seite in einem Abstand von $0,5$ m und 1 m eingebracht, da auf der anderen Seite der Platz für die Instrumentierung des Pile HAY-Proof-System[®]-Versuches gebraucht wurde. Der fertige Versuchsaufbau ist in Abb. 4.42 ersichtlich.

Prüfpfahl PP02

Der Prüfpfahl PP02 besteht aus einem Gusseisenrohr mit Durchmesser 170 mm und einer Mantelverpressung aus Betonmörtel, wodurch sich ein Gesamtdurchmesser von 270 mm im Mittel ergibt. Die Pfahlänge beträgt $12,7$ m, wodurch erkennbar ist, dass der Rammwiderstand des Standortes PP02 geringer ist, als im Vergleich zu PP01. Bei PP02 ist der Rammwiderstand erst ab einer Tiefe von $12,7$ m zu groß, um den Pfahl tiefer rammen zu können. Der Abstand zwischen Pfahlmittelpunkt und Fundamenteußenkante wurde in der Ausführung statt den geplanten $1,5$ m nur $1,4$ m hergestellt. Die Außenabmessungen der beiden Fundamente betragen $2\text{ m} \times 2\text{ m}$.

Beim Prüfstandort PP02 wurden drei Kraftmessdosen in $1,4$ m unter Geländeoberkante am Pfahl angebracht, um einen etwaigen Einfluss der Widerlager auf die Normalspannungen, bezogen auf den Pfahlmantel, ermitteln zu können. Die Tiefe von $1,4$ m unter Geländeoberkante wurden aus den Erkenntnissen der numerischen Modellierung (vgl. Kap. 4.1.5 und Abb. 4.13) gewählt. Die



(a) Versuchsaufbau des Prüfpfahls mit den Holzpflocken



(b) Holzpflock mit darauf angebrachter Messplakette

Abb. 4.42: Prüfpfahl PP01 des Projektstandortes Brunn am Gebirge

Kraftmessdosen 1 und 3 sind in Hauptträgerlängsrichtung und die Kraftmessdose 2 ist quer zur Hauptträgerlängsrichtung ausgerichtet. Bei den Kraftmessdosen 1 und 3 sollte ein möglicher Einfluss der Widerlager stärker erkennbar sein als in der Kraftmessdose 2. Die genaue Ausrichtung der Kraftmessdosen ist in Abb. 4.43 dargestellt.

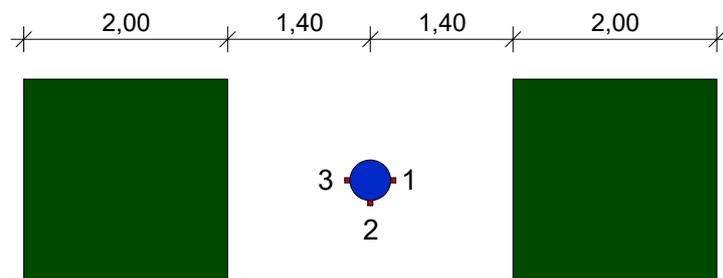


Abb. 4.43: Ausrichtung der einzelnen Kraftmessdosen des Prüfpfahles PP02 des Projektstandortes Brunn am Gebirge, wobei die Widerlager in grün, der Duktulpfahl in blau und die Kraftmessdosen in rot dargestellt sind

In einem ersten Schritt wurde bis 2 m unter Geländeoberkante der Pfahl freigelegt und eine Baugrubensicherung hergestellt, um ein gefahrloses Betreten der Grube gewährleisten zu können. Danach wurde in einer Tiefe von 1,4 m unter Geländeoberkante der Verpressbeton abgestemmt,

um eine glatte Oberfläche für die Anbringung der Kraftmessdosen herzustellen. Dies ist in Abb. 4.44 ersichtlich. Anschließend wurde ein Schlitz für die Kabelführung der drei Kraftmessdosen bis zur Geländeoberkante gestemmt.



Abb. 4.44: Abstemmen des Verpressbetons des Prüfpfahles PP02 des Projektstandortes Brunn am Gebirge

Als Nächstes wurden die drei Grundplatten mit zwei Schellen am Prüfpfahl fixiert, welche als Unterkonstruktion für die drei Kraftmessdosen dienen. Nach dem Einbau der Kraftmessdosen wurden diese mit Gewebeklebeband fixiert und anschließend wurde der ganze Pfahl mit Vlies umwickelt, um die Kabeln und Messdosen zu schützen. Die einzelnen Einbauschritte sind in Abb. 4.45 ersichtlich.



(a) Anbringen der Grundplatten mit zwei Schellen



(b) Einbau der Kraftmessdosen an die Grundplatten



(c) Fertiger Pfahl mit Vlies umwickelt

Abb. 4.45: Einbauschritte der Kraftmesssensoren am Prüfpfahl PP02 des Projektstandortes Brunn am Gebirge

Im letzten Schritt wurde die Baugrube mit ungefähr 19 t Material verfüllt, wobei ein Sand-Kies-Gemisch (0/16) verwendet wurde. Das Sand-Kies-Gemisch wurde beim Einbau lagenweise verdichtet. Die Verdichtungsschritte mittels Rüttelplatte und das fertiggestellte Planum sind in Abb. 4.46 dargestellt.



(a) Lageweises Verdichten des Sand-Kies-Gemisches (0/16)



(b) Fertiggestelltes, verdichtetes Planum

Abb. 4.46: Verfüllen der Baugrube für die Herstellung des Prüfpfahles PP02 des Projektstandortes Brunn am Gebirge

4.3.4 Numerisches 3D-Rechenmodell

Beim zweiten Berechnungsmodell wird das Projektgebiet Brunn am Gebirge modelliert, zu dem es Untergrundinformationen und Last-Hebungslinien gibt.

Wie in Kapitel 4.1.1 erläutert, ist der erste Schritt in der Modellierung die Festlegung der Größe des Berechnungsausschnittes. Die Modellabmessungen werden beim Modellierungsbeginn als Koordinaten in PLAXIS eingegeben und nachfolgend definiert:

- $x_{min} = -12 \text{ m}$, $x_{max} = 12 \text{ m}$
- $y_{min} = -12 \text{ m}$, $y_{max} = 12 \text{ m}$
- $z_{min} = -30 \text{ m}$, $z_{max} = 0 \text{ m}$

Materialparameter des Untergrundes

Die Eingabe von Bodenschichten erfolgt in PLAXIS mit dem „Borehole“-Befehl, bei welchem die Ober- und Unterkante der zu definierenden Schicht mit dem zugehörigen Stoffmodell und den erforderlichen Materialparametern eingegeben wird. Für eine möglichst realitätsnahe Abbildung

des Bodens wurde das Hardening Soil mit small strain stiffness (HSS) Stoffmodell verwendet. Die dafür notwendigen Bodenparameter für den Ton können Tab. 4.15 entnommen werden und wurden gemäß dem Geotechnischen Gutachten [10] und der Rammsondierung aus Kapitel 4.3.2 abgeleitet. Außerdem wurden in Tab. 4.15 die Bodenparameter des lokalen Bodenaustausches durch das Sand-Kies-Gemisch (0/16) festgelegt [10], [1].

Tab. 4.15: Materialparameter des sandigen Schluffs und des Sand-Kies-Gemisches (0/16) für das HSS Modell [10], [1]

Parameter	Einheit	sandiger Schluff	Sand-Kies-Gemisch (0/16)
Entwässerungsverhalten	[-]	drainiert	drainiert
γ_f	[kN/m ³]	19	22,5
γ_{sat}	[kN/m ³]	21	24,5
E_{50}^{ref}	[kN/m ²]	16 000	30 000
E_{oed}^{ref}	[kN/m ²]	16 000	30 000
E_{ur}^{ref}	[kN/m ²]	80 000	90 000
ν_{ur}	[-]	0,2	0,2
m	[-]	0,5	0,5
p_{ref}	[kN/m ²]	100	100
G_0^{ref}	[kN/m ²]	25 000	100 000
$\gamma_{0,7}$	[-]	0,0002	0,0001
c_{ref}	[kN/m ²]	5	0
ϕ	[°]	25	37,5
ψ	[°]	0	10

Eingabeparameter des Duktilpfahls

Da der Duktilpfahl aus mehreren Komponenten besteht (Betonmörtel, Schleudergussrohr und Mantelverpressung), wurde in Abhängigkeit von den Flächenanteilen, eine gemeinsame Dehnsteifigkeit (EA) gebildet. Für den Duktilpfahl mit Durchmesser 170 mm und der Mantelverpressung ergibt sich ein mittlerer Durchmesser von 270 mm mit den folgenden Komponenten:

- Gusseisen mit Kugelgraphit: $E_G = 170\,000\,000\text{ kN/m}^2$ [22], $A_G = 4552,2\text{ mm}^2$
- Betonmörtel: $E_Z = 30\,500\,000\text{ kN/m}^2$ [22], $A_Z = 52\,703,3\text{ mm}^2$
- Duktilpfahl: $A_{ges} = 57\,255,5\text{ mm}^2$

Die Berechnungen dafür ergeben sich nach den Gleichungen (4.15) (4.16) (4.17).

$$A_G = \frac{D_a^2 \pi}{4} - \frac{D_i^2 \pi}{4} = \frac{170^2 \pi}{4} - \frac{(170 - 2 \cdot 9)^2 \pi}{4} = 4552,2\text{ mm}^2 \quad (4.15)$$

$$A_Z = \frac{D_{ges}^2 \pi}{4} - A_G = \frac{270^2 \pi}{4} - 4552,2 = 52\,703,3\text{ mm}^2 \quad (4.16)$$

$$A_{ges} = \frac{D_{ges}^2 \pi}{4} = \frac{270^2 \pi}{4} = 57\,255,5\text{ mm}^2 \quad (4.17)$$

Somit ergibt sich die gemittelte Dehnsteifigkeit EA_{gem} des Duktilpfahls nach Gleichung (4.18) zu $41\,591\,190\text{ kN/m}^2$.

$$\begin{aligned}
 EA_{gem} &= \frac{E_G A_G + E_Z A_Z}{A_{ges}} \\
 &= \frac{170\,000\,000 \cdot 4552,2 + 30\,500\,000 \cdot 52\,703,3}{57\,255,5} = 41\,591\,190 \text{ kN/m}^2 \quad (4.18)
 \end{aligned}$$

Die Eingabe des Duktilpfahls in PLAXIS erfolgt mit dem „material set“-Befehl und der Definition eines neuen Materials. Für das Material wurde ein linear elastisches Stoffmodell verwendet. Die dafür notwendigen Bodenparameter können Tab. 4.16 entnommen werden.

Eingabeparameter für die Fundamente der Widerlager

Beim Projektstandort Brunn am Gebirge sind, aufgrund der weichen Konsistenz des Bodens im oberen Bereich des Untergrundes, bewehrte Stahlbetonfundamente als lastverteilende Platte hergestellt worden. Die Eingabe der beiden bewehrten Fundamente mit der Betonsorte C25/30 erfolgt in PLAXIS mit dem „material set“-Befehl und der Definition eines neuen Materials. Für das Material wurde ein linear elastisches Stoffmodell verwendet. Die dafür notwendigen Bodenparameter können Tab. 4.16 entnommen werden.

Tab. 4.16: Materialparameter des Duktilpfahls und des Fundaments für das linear-elastische Stoffmodell

Parameter	Einheit	Duktilpfahl	Fundament
γ [22]	[kN/m ³]	25	25
E^{ref}	[kN/m ²]	41 591 190	30 500 000
E_{oed}^{ref}	[kN/m ²]	46 210 000	33 890 000
ν [27]	[-]	0,2	0,2
G^{ref}	[kN/m ²]	17 330 000	12 710 000

Ermittlung der Lasteinwirkung auf den Duktilpfahl und die Widerlager

Das Eigengewicht des Versuchsaufbaus wurde in 4.1.1 berechnet. Die 25 cm starke Betonfundamentplatte wird in PLAXIS modelliert und muss bei der Lastaufstellung daher nicht berücksichtigt werden. Bei dem Projektstandort Brunn am Gebirge wurden bei der Pfahlprüfung mittels Pile HAY-Proof-System[®] die Berechnungsphasen nach Tab. 4.17 durchgeführt.

Tab. 4.17: Definition der Berechnungsphasen in PLAXIS für das Projektgebiet Brunn am Gebirge

Berechnungsstufe	Elemente	Phase	Belastung [kN]
1.	-	Initialphase	-
2.	Duktilpfahl	Herstellung	-
3.	Duktilpfahl	Aushub	-
4.	Duktilpfahl	Verfüllung und Verdichten	-
5.	Duktilpfahl	Belastung	600
6.	-	Initialphase	-
7.	Duktilpfahl und Widerlager	Herstellung	-
8.	Duktilpfahl und Widerlager	Aushub	-
9.	Duktilpfahl und Widerlager	Verfüllung und Verdichten	-
10.	Duktilpfahl und Widerlager	Belastung	600

Somit ergibt sich die Lastaufstellung für 600 kN nach Tab. 4.18.

Tab. 4.18: Lastermittlung bei einer aufgetragenen Kraft von 600 kN

Bauteil bzw. Prüflast	Last [kN]
Presse F_{Presse} [22]	2
Hauptträger $F_{Träger}$	31
Kantholz F_{Holz}	60
Aufgebrachte Kraft F_D	600
Gesamtkraft F_{ges}	693
Gesamtkraft pro Widerlager $F_{Widerlager}$	346,5

Mit der Einzelkraft $F_{Widerlager}$ werden die beiden Widerlager in PLAXIS belastet, um Aussagen über die Hebungen und Spannungen des Duktilpfahls zu erhalten.

Modellierung der Strukturelemente in PLAXIS

Nach Festlegung der erforderlichen Materialparameter ist die Definition der Konstruktionselemente der nächste wesentliche Schritt in der Modellierung. Dabei werden folgende Konstruktionselemente benötigt:

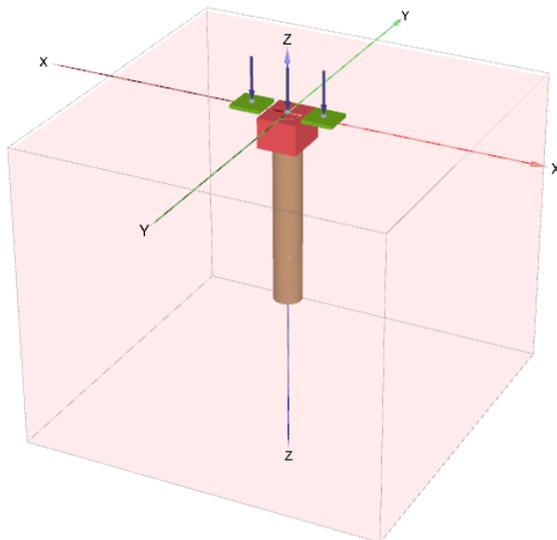
1. Volumenelement zur Modellierung der Bodenverfüllung und -verdichtung
2. Volumenelement zur Modellierung des Duktilpfahls
3. Volumenelement zur Modellierung der beiden lastverteilenden Fundamente der Widerlager
4. Interface zur Berücksichtigung der Verzahnung zwischen Pfahl und umgebenden Boden

Bei der Modellierung der Wiederverfüllung des vorher hergestellten Aushubs wurde eine rechteckige Fläche mit $2,6 \text{ m} \times 2 \text{ m}$ modelliert, welche danach in die negative z -Achse um $1,4 \text{ m}$ ausgeweitet wird, um ein Volumenelement zu erzeugen, welchem die Materialeigenschaften des Sand-Kies-Gemisches (0/16) zugeordnet werden. Der Mittelpunkt der modellierten Fläche bzw. Kubatur

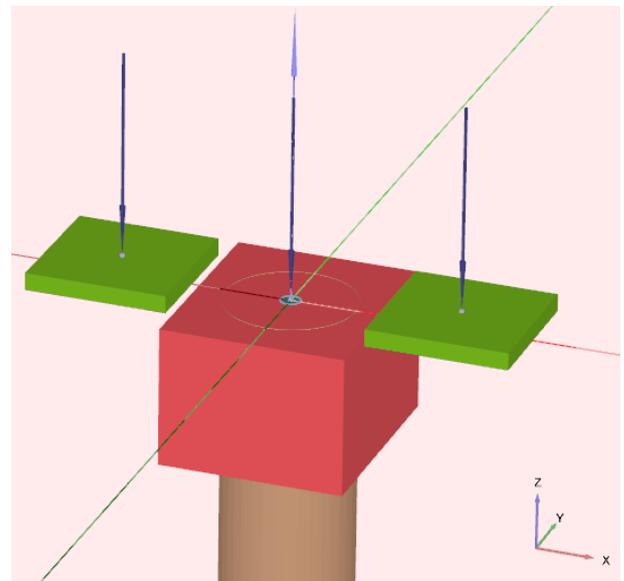
befindet sich im Koordinatenursprung.

Die Modellierung des Duktilpfahls erfolgt so wie in Kapitel 4.1.1. Da der Pfahl eine Länge von 12,7 m aufweist, wurde die Fläche innerhalb des Kreises in die negative z -Achse des Pfahles um 12,7 m ausgeweitet, um ein Volumenelement zu erzeugen, welchem die Materialeigenschaften des Duktilpfahls zugeordnet werden. Der Kreis wird ebenfalls in die negative z -Achse ausgeweitet, um eine Mantelfläche zu erzeugen, welcher ein Interface zugeordnet wird.

Bei der Modellierung der lastverteilenden Fundamente wurde eine quadratische Fläche mit $2\text{ m} \times 2\text{ m}$ modelliert, welche danach in die positive z -Achse ausgeweitet wird, um ein Volumenelement zu erzeugen, welchem die Materialeigenschaften des bewehrten Fundaments zugeordnet werden. Der Mittelpunkt des Fundaments befindet sich auf der y -Achse, die Innenkante 1,5 m und die Außenkante 3,5 m vom Koordinatenursprung entfernt. In Abb. 4.47 ist ersichtlich, wie das Eingabeergebnis in PLAXIS aussieht.



(a) Darstellung aller Konstruktionselemente



(b) Detaildarstellung im Bereich des Duktilpfahls, der Verfüllung und der Widerlager

Abb. 4.47: Darstellung der Konstruktionselemente (Duktilpfahl in grau, Fundament in grün, Bodenkörper in rosa, Verfüllung in rot und Interface in braun) in PLAXIS für das Projektgebiet Brunn am Gebirge

Im nächsten Schritt wird mittels des „Generate Mesh“-Befehls ein FE-Netz berechnet. Dabei wird die Netzelementverteilung auf „mittel“ eingestellt. In Abb. 4.48 wird das Ergebnis dieser Einstellungen für die FE-Netzgenerierung in PLAXIS dargestellt. Nach der Erstellung des FE-Netzes müssen die Berechnungsphasen definiert werden. Bei der vorliegenden Modellierung sind in Tab. 4.17 die für die Berechnung notwendigen Phasen ersichtlich und wurden ident dazu in PLAXIS definiert. Dabei ist anzumerken, dass die Initialphase der Eigenspannungszustand des Bodens ohne Belastung und Konstruktionselemente ist.

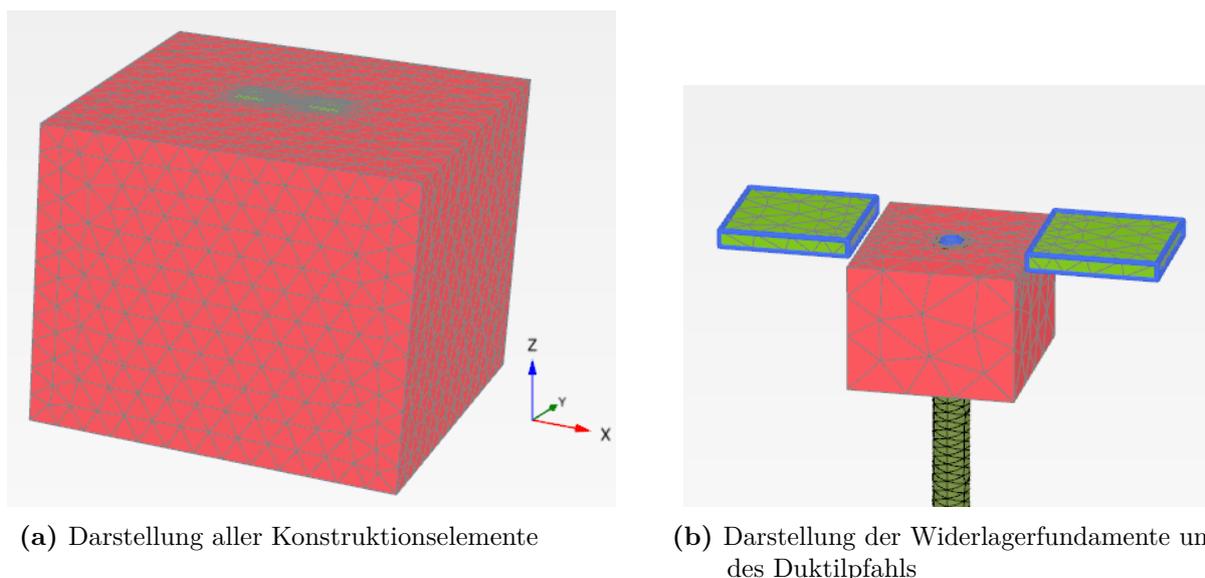


Abb. 4.48: Darstellung der Ergebnisse der FE-Netzgenerierung in PLAXIS für den Projektstandort Brunn am Gebirge

4.3.5 Messwerte der Kraftmessdosen

In Abb. 4.49 ist das Ergebnis der Kraftmessdosen über eine Zeitachse abgebildet. Die Messdosen 1 und 3 wurden jeweils in die Hauptträgerlängsrichtung und Messdose 2 quer zur Hauptträgerlängsrichtung ausgerichtet (vgl. Abb. 4.43). Des Weiteren ist der zugehörige Lastzyklus, mit welchem der Prüfpfahl PP02 belastet wurde, auf der Zeitachse ersichtlich.

Es ist anzumerken, dass es aufgrund des Einbaus der Kraftmessdosen und der nachträglichen Verdichtung zu einer Störung des Bodens gekommen ist. Des Weiteren sind die Kraftmessdosen aufgrund der Kurzfristigkeit des Projektes nicht kalibriert worden. Dadurch kann es möglich sein, dass es zu einer Beeinflussung der Messergebnisse gekommen ist. Eine Beeinflussung ist am Ergebnis erkennbar, da der Ursprung der einzelnen Kräfte zu weit auseinander liegt, um ein vernünftiges Ergebnis abzubilden. Die Sprunghaftigkeit von Kraftmessdose 1 ergibt sich bei der Messung aufgrund eines Kontaktfehlers des Steckers. Jedoch kann erkannt werden, dass der Verlauf von Kraftmessdose 1 und 2 über die Zeit hinweg ähnlich zueinander ist. Außerdem gibt es eine Interaktion der Kraftmessdosen 1 und 2 und des Lastzyklus. Bei der Entlastung der Prüfkraft kommt es zu einer Abnahme der Druckspannungen und bei größer werdender Belastung zu einer Zunahme der Druckspannungen. Der Verlauf der Kraftmessdose 3 nimmt stetig zu, zeigt jedoch, im Gegensatz zu Kraftmessdose 1 und 2, keine Beeinflussung durch den Lastzyklus. Im numerischen Modell in PLAXIS konnte ebenfalls eine Zunahme der Normalspannungen bezogen auf die Pfahllängsachse für die beiden Fälle (mit und ohne Beeinflussung der Widerlager) festgestellt werden. Die Zunahme der Normalspannungen bei der Pfahlprüfung mit Widerlager war etwas größer und somit ergibt sich bei der maximalen Laststufe von 700 kN ein Unterschied zwischen der Pfahlprüfung mit und ohne Widerlager von 8 kN/m^2 . Dieser Unterschied lässt sich durch die zusätzlichen Kräfte der Widerlager begründen. In Abb. 4.50 wird der Verlauf der gemessenen Normalspannungen auf der Zeitachse dargestellt, wobei der Startwert für jede Kraftmessdose im Ursprung gewählt wird.

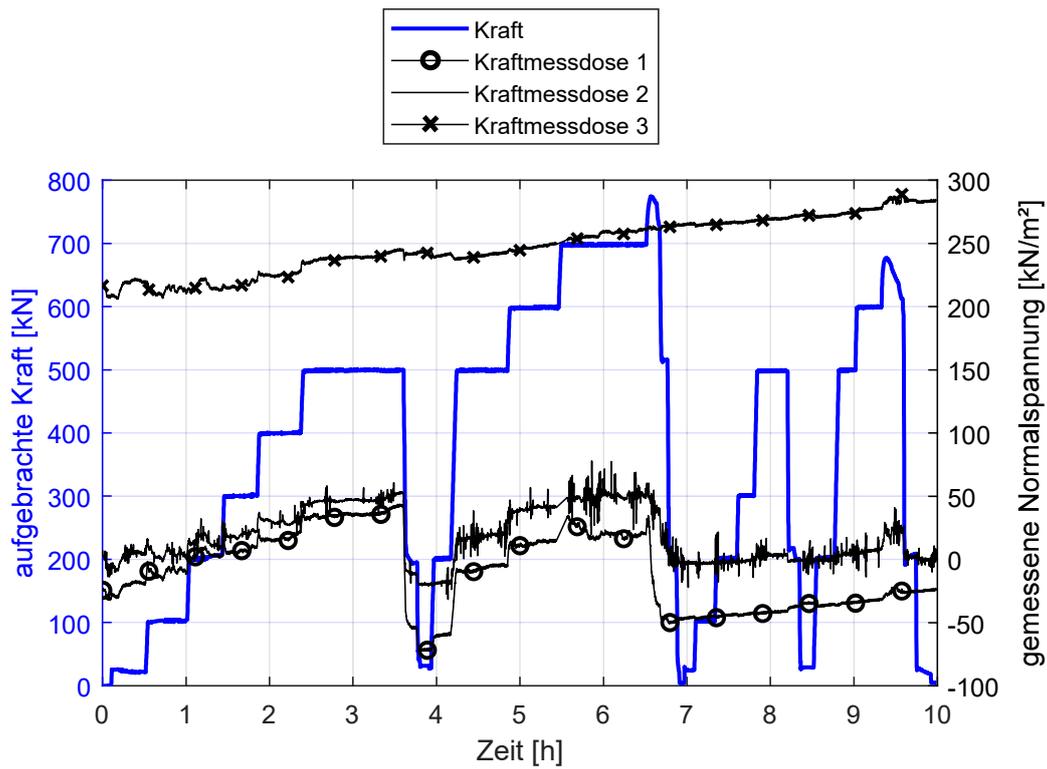


Abb. 4.49: Ergebnis der Kraftmessdosen des Prüfpfahles PP02 mit zugehörigem Verlauf der aufgetragenen Prüfkraft des Projektstandortes Brunn am Gebirge

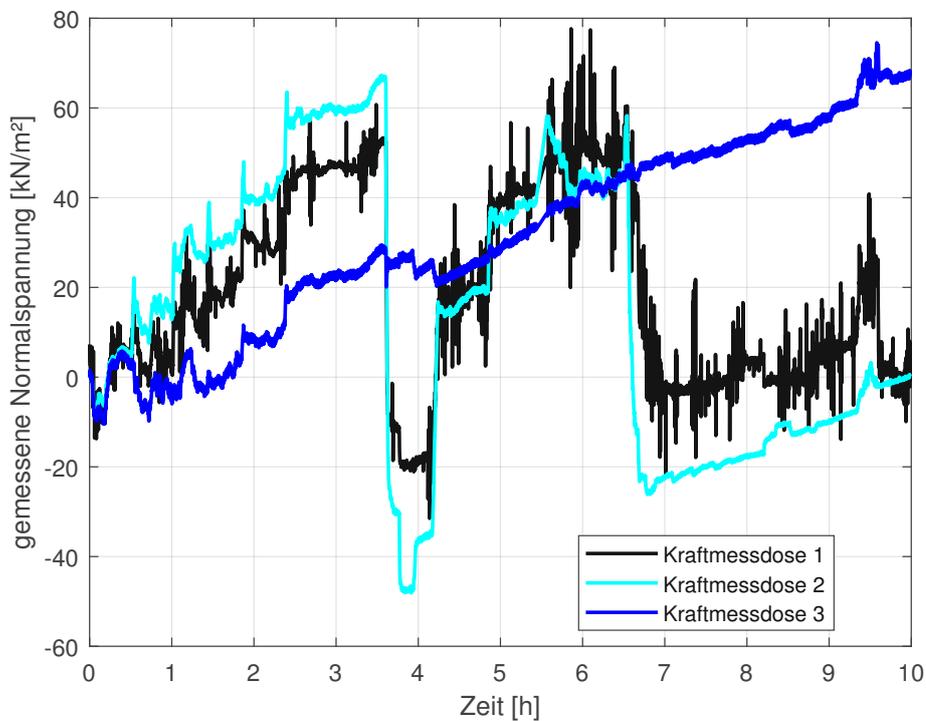


Abb. 4.50: Ergebnis der Kraftmessdosen des Prüfpfahles PP02 des Projektstandortes Brunn am Gebirge, wobei der Startwert im Ursprung gewählt wird

In Abb. 4.50 ist die Ähnlichkeit der Verläufe von Kraftmessdose 1 und 2 nochmals ersichtlich. Des Weiteren kann erkannt werden, dass die kumulierte Beanspruchung der drei Kraftmessdosen ähnlich ist, wobei für Kraftmessdose 1 aufgrund des Kontaktfehlers der Mittelwert der Ausschläge genommen wird (Kraftmessdose 1 $\approx 55 \text{ kN/m}^2$, Kraftmessdose 2 $\approx 60 \text{ kN/m}^2$ und Kraftmessdose 3 $\approx 65 \text{ kN/m}^2$). Diese Ergebnisse stimmen mit dem Verlauf der Normalspannungen aus Abb. 4.13 (b) gut überein, da dort die Normalspannungen in einer Tiefe von 1,4 m unter Geländeoberkante ungefähr 50 kN/m^2 betragen. Jedoch sollte beachtet werden, dass aufgrund der vorher genannten Probleme die gemessenen Ergebnisse und erstellten Auswertungen mit Vorsicht zu betrachten sind und noch weitere Untersuchungen diesbezüglich notwendig sind.

4.3.6 Bodenhebungen um den Prüfpfahl

Für den Prüfpfahl PP01 wurden wie schon in Abschnitt 4.3.3 beschrieben, die Bodenhebungen um den Probepfahl gemessen, um eine Aussage über die potenzielle Beeinflussung durch die Widerlager auf den Herausziehwiderstand des Probepfahls treffen zu können. Dafür wurden Holzpflocke mit Messplaketten quer zur Hauptträgerlängsrichtung in einem Abstand von $\pm 0,5 \text{ m}$, $\pm 1 \text{ m}$, $\pm 1,5 \text{ m}$, $\pm 2 \text{ m}$, $\pm 2,5 \text{ m}$ und $+ 3 \text{ m}$ zum Pfahlmittelpunkt eingebracht, um die Hebungen des Bodens um den Pfahl bestimmen zu können. In Hauptträgerlängsrichtung wurden die Holzpflocke nur auf einer Seite in einem Abstand von $- 0,5 \text{ m}$ und $- 1 \text{ m}$ eingebracht, da auf der anderen Seite der Platz für die Instrumentierung des Pile HAY-Proof-System[®]-Versuches gebraucht wurde. Die Lage der Messpunkte ist in Abb. 4.51 ersichtlich.

In Abb. 4.52 ist einerseits der Verlauf der Pfahlkopfhebungen und der Bodenhebungen für den Primärversuch (ohne Beeinflussung der Widerlager) und den Sekundärversuch (mit Beeinflussung der Widerlager) quer zur Hauptträgerlängsrichtung ersichtlich. Der Abstand zum Pfahl von 0 m sind die Messwerte der Pfahlkopfhebung. In Abb. 4.52 ist ersichtlich, dass die Pfahlkopfhebungen am größten sind und die Bodenhebungen nach außen hin stark abnehmen. In einem Abstand von $\pm 0,5 \text{ m}$ betragen die gemessenen Bodenhebungen bei der größten Laststufe von 740 kN ungefähr $2,1 \text{ mm}$, dies sind $20,6 \%$ der gemessenen Pfahlkopfhebungen ($10,2 \text{ mm}$). In einem Abstand von $\pm 1 \text{ m}$ betragen die Bodenhebungen bei der Laststufe von 740 kN ungefähr $1,3 \text{ mm}$, dies sind $12,7 \%$ der Pfahlkopfhebungen. In einem Abstand von $\pm 1,5 \text{ m}$ betragen die Bodenhebungen bei der Laststufe von 740 kN ungefähr $0,6 \text{ mm}$, dies sind $5,9 \%$ der Pfahlkopfhebungen. Bei größeren Abständen als $\pm 1,5 \text{ m}$ betragen die Hebungen $\leq 0,2 \text{ mm}$ und sind daher von geringerer Bedeutung.

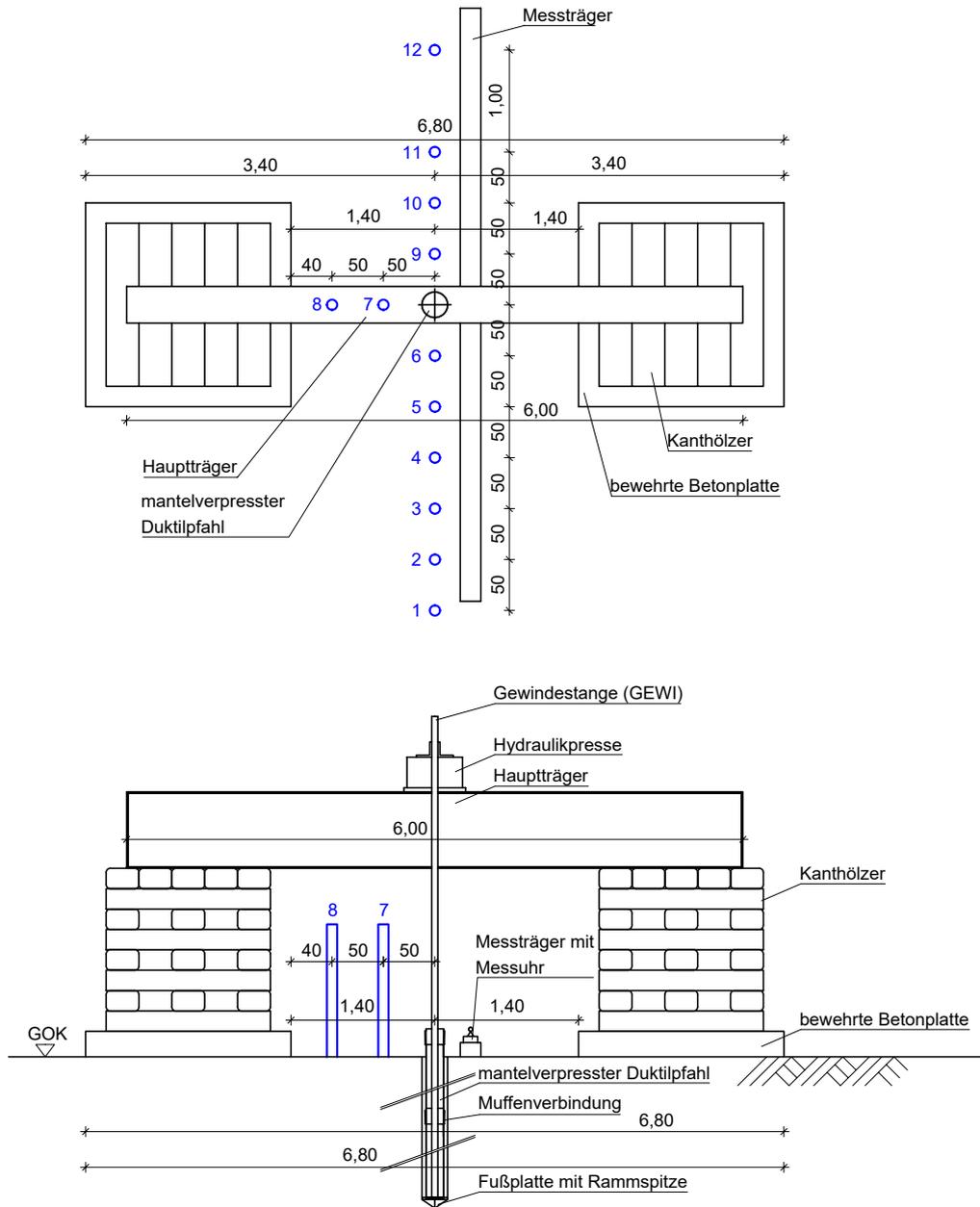


Abb. 4.51: Messpunktlage für die Messung der Bodenhebungen in blau markiert des Prüfpfahles PP01 vom Projektstandort Brunn am Gebirge

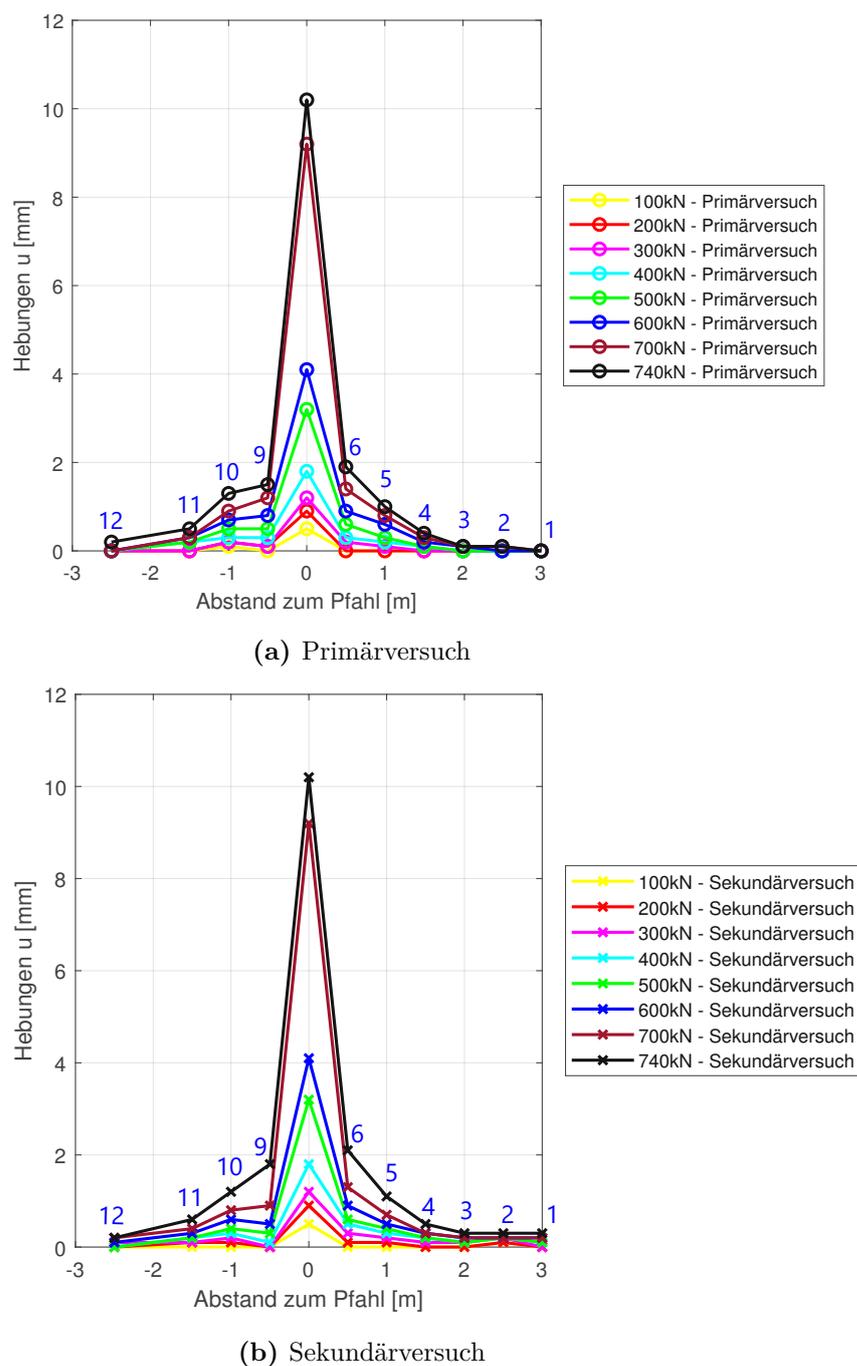


Abb. 4.52: Gemessene Pfahlkopfhebungen und Bodenhebungen quer zur Hauptträgerlängsrichtung in Abhängigkeit vom Abstand des Prüfpfahles PP01 am Projektstandort Brunn am Gebirge, wobei in blauer Schrift die Messpunktnummer dargestellt ist

Des Weiteren werden in Abb. 4.53 die beiden Verläufe gemeinsam dargestellt, damit erkannt werden kann, ob eine Beeinflussung der Bodenhebungen quer zur Hauptträgerlängsrichtung durch die Widerlager vorhanden ist.

In Abb. 4.53 ist ersichtlich, dass die Verläufe des Primär- und Sekundärversuches für fast jede Laststufe übereinstimmen. Nur für die Laststufe von 740 kN gibt es bei einem Pfahlabstand

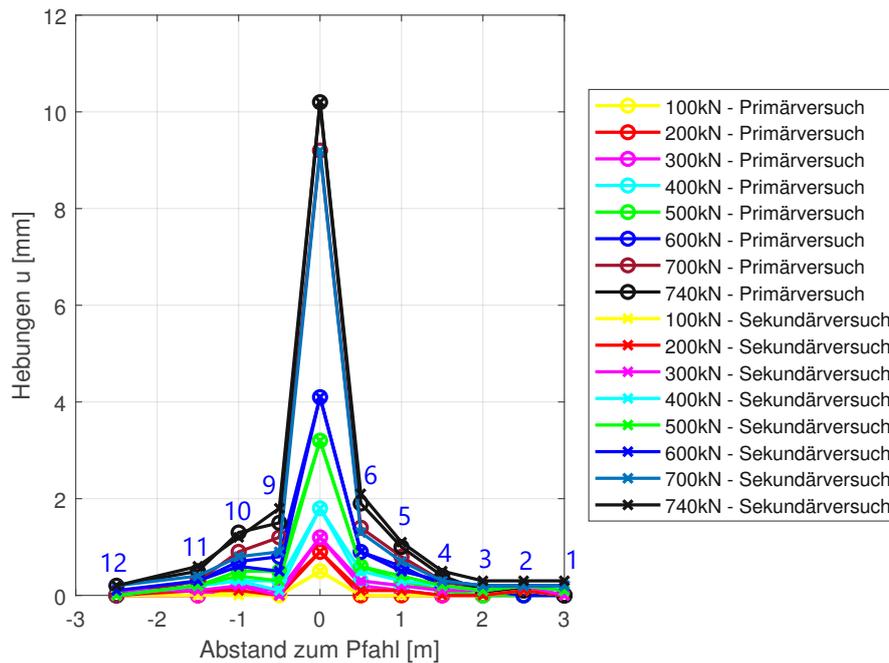
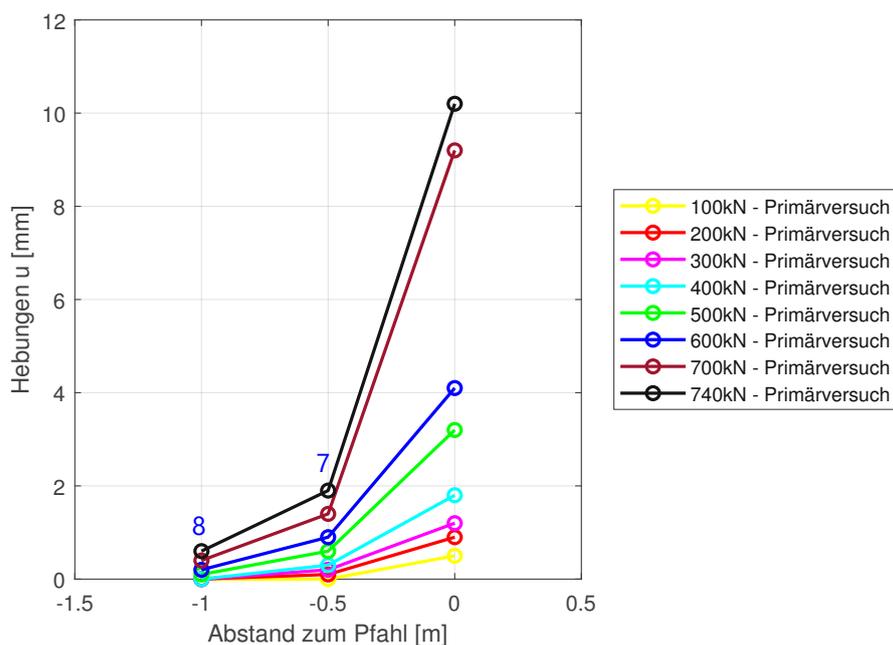


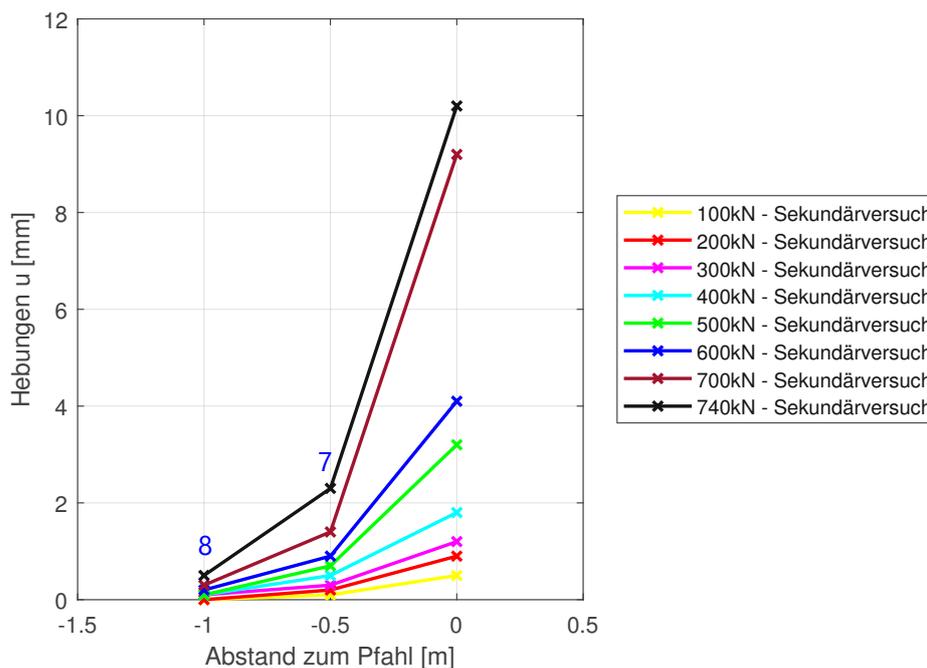
Abb. 4.53: Vergleich der gemessenen Pfahlkopfhebungen und Bodenhebungen quer zur Hauptträgerlängsrichtung des Primär- und Sekundärversuches des Prüfpfahles PP01 am Projektstandort Brunn am Gebirge, wobei in blauer Schrift die Messpunktnummer dargestellt ist

von $-0,5$ m eine verhältnismäßig größere Abweichung von $0,3$ mm ($1,5$ mm des Primärversuches zu $1,8$ mm des Sekundärversuches). Da diese Abweichung nur bei einem Messwert auftritt und relativ klein ($0,3$ mm) ist, kann von einer Ungenauigkeit während des Messvorganges ausgegangen werden. Da die Hebungsmessungen während des Primär- und Sekundärversuches fast ident sind, kann eine Beeinflussung des Herausziehwiderstandes durch die Widerlager in Querrichtung des Hauptträgers ausgeschlossen werden.

Außerdem wurden in Hauptträgerlängsrichtung in einem Abstand von $-0,5$ m und -1 m die Bodenhebungen und Pfahlkopfhebungen gemessen. Für $+0,5$ m und $+1$ m konnten keine Bodenhebungen gemessen werden, da dort die Messeinheit für den Pile HAY-Proof-System[®]-Versuch aufgebaut war (vgl. Kap. 4.3.3 und Abb. 4.42 (a)). In Abb. 4.54 sind einerseits der Verlauf der Pfahlkopfhebungen und der Bodenhebungen für den Primärversuch (ohne Beeinflussung der Widerlager) und andererseits die Bodenhebungen des Sekundärversuches (mit Beeinflussung der Widerlager) in Hauptträgerlängsrichtung ersichtlich. Der Abstand zum Pfahl von 0 m sind die Messwerte der Pfahlkopfhebung.



(a) Primärversuch



(b) Sekundärversuch

Abb. 4.54: Gemessene Pfahlkopfhebungen und Bodenhebungen in Hauptträgerlängsrichtung in Abhängigkeit vom Abstand des Prüfpfahles PP01 am Projektstandort Brunn am Gebirge, wobei in blauer Schrift die Messpunktnummer dargestellt ist

In Abb. 4.52 ist ersichtlich, dass die Hebungen des Pfahlkopfs am größten sind und die Bodenhebungen nach außen hin stark abnehmen. In einem Abstand von $-0,5\text{ m}$ betragen die gemessenen Bodenhebungen bei der größten Laststufe von 740 kN $2,3\text{ mm}$, dies sind $22,5\%$ der gemessenen Pfahlkopfhebungen ($10,2\text{ mm}$). In einem Abstand von -1 m betragen die Bodenhebungen bei

der Laststufe von 740 kN 0,6 mm, dies sind 5,9 % der Pfahlkopfhebungen.

Des Weiteren werden in Abb. 4.55 die beiden Verläufe (Primär- und Sekundärversuch) gemeinsam dargestellt, damit erkannt werden kann, ob eine Beeinflussung der Bodenhebungen in Hauptträgerlängsrichtung durch die Widerlager vorhanden ist.

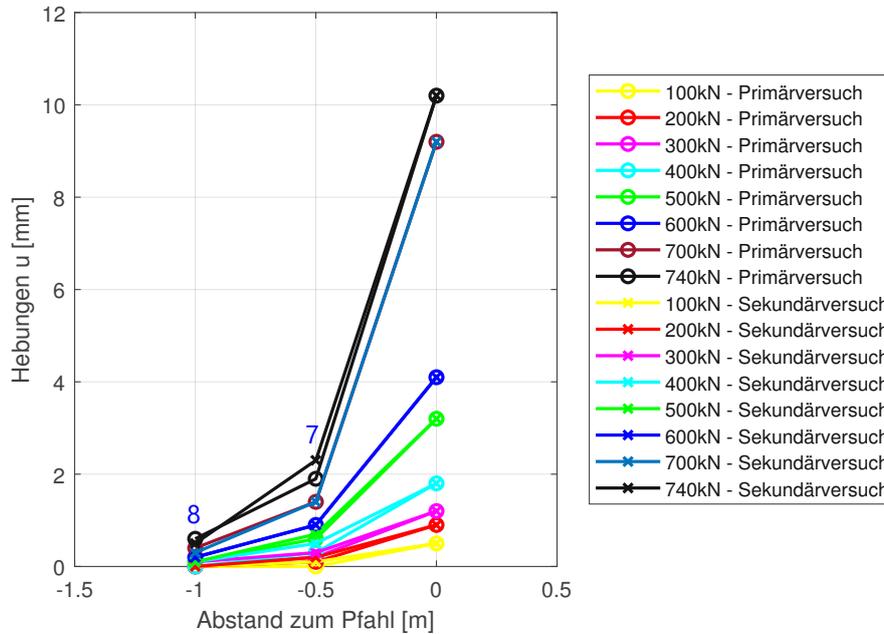


Abb. 4.55: Vergleich der gemessene Pfahlkopfhebungen und Bodenhebungen in Hauptträgerlängsrichtung des Primär- und Sekundärversuches des Prüfpfahles PP01 am Projektstandort Brunn am Gebirge, wobei in blauer Schrift die Messpunktnummer dargestellt ist

In Abb. 4.55 ist ersichtlich, dass die Verläufe des Primär- und Sekundärversuches für jede Laststufe gut übereinstimmen. Nur für die Laststufe von 740 kN gibt es bei einem Pfahlabstand von $-0,5$ m eine verhältnismäßig größere Abweichung von 0,4 mm (1,9 mm des Primärversuches zu 2,3 mm des Sekundärversuches). Da diese Abweichung nur bei einem Messwert auftritt und relativ klein ist, kann von einer Ungenauigkeit während des Messvorganges ausgegangen werden. Da die Hebungsmessungen während des Primär- und Sekundärversuches fast ident sind, kann eine Beeinflussung des Herauszieh Widerstandes durch die Widerlager in Hauptträgerrichtung ausgeschlossen werden. Jedoch sei anzumerken, dass es bei beiden Richtungen (in und quer zur Hauptträgerlängsrichtung) nur bei der Laststufe von 740 kN und einem Abstand zum Prüfpfahl von 0,5 m zu einer verhältnismäßig größeren Abweichung gekommen ist.

In Abb. 4.56 werden die gemessenen Pfahlkopfhebungen und Bodenhebungen des Primärversuches für die Laststufe von 740 kN dreidimensional dargestellt. Dabei werden die beiden Hauptträgerachsen in Meter angegeben, die Hebungssachse hingegen in Zentimeter, da sonst die Hebungen kaum erkennbar wären (vgl. Abb. 4.56). Für die Visualisierung wurden die gemessenen Hebungen der Hauptträgerlängsrichtung in negativer Achsenrichtung, auch in die positive Achsenrichtung aufgetragen. Für diese Richtung gibt es aufgrund der Messtechnik keine Messwerte. Die blau markierten Messpunkte sind die tatsächlich gemessene Hebungen, die rot markierten sind die

angenommenen Messwerte. Die grün markierten Flächen stellen die $2\text{ m} \times 2\text{ m}$ großen Widerlagerfundamente da, wobei der Abstand zwischen Pfahlmittelpunkt zu Widerlagerinnenkante $1,4\text{ m}$ beträgt.

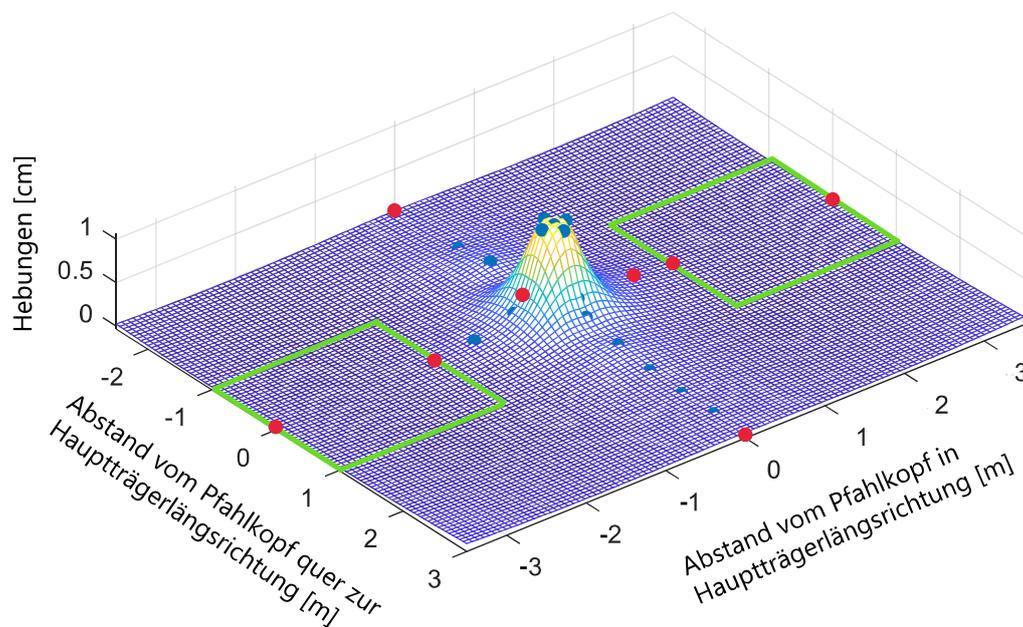


Abb. 4.56: Dreidimensionale Darstellung der gemessenen Pfahlkopfhebungen und Bodenhebungen des Prüfpfahles PP01 am Projektstandort Brunn am Gebirge, wobei die Bereiche der Widerlager in grün, die gemessenen Hebungen in blau und die angenommenen Hebungen in rot gekennzeichnet sind



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

Kapitel 5

Zusammenfassung und Ausblick

In der vorliegenden Diplomarbeit wurde der Einfluss der Widerlager auf die Mantelreibung von Duktilpfählen während der Zug-Probepbelastung numerisch untersucht. Für den Versuchsaufbau einer Zug-Probepbelastung werden Widerlager benötigt, um die bei der Probepbelastung auftretenden Kräfte in den Boden ableiten zu können. Nach einer grundlegenden Einführung und Klassifizierung der Duktilpfähle erfolgt eine numerische Modellierung und Auswertung von Zugversuchen in PLAXIS, wobei das Hardening Soil mit small strain stiffness Stoffmodell verwendet wird. Als Grundlage für diese Untersuchung dienen Messdaten der beiden Projektstandorte Hagen und Brunn am Gebirge, welche von der Firma KELLER GRUNDBAU GES.MBH. zur Verfügung gestellt wurden. Bei diesen Projektstandorten wurde der Zugversuch als Sekundärversuch des Pile HAY-Proof-System[®], einem bi-direktionalen Pfahlprüfsystem, durchgeführt. Für den Versuchsaufbau des Pile HAY-Proof-System[®]-Zugversuches werden rechts und links vom Prüfpfahl jeweils eine lastverteilende Platte mit darüber befindlichem Kantholzturm, die dem Widerlager entsprechen, benötigt. Auf den beiden Widerlagern liegt ein 6 m langer Hauptträger, welcher die Lasten der Presse gleichmäßig auf beide Widerlager aufteilt.

Zu Beginn wurde in PLAXIS ein dreidimensionales Modell erstellt, wobei der Pfahl sowohl ohne den Versuchsaufbau als auch mit dem Versuchsaufbau des Pile HAY-Proof-System[®]-Zugversuches in PLAXIS für einen allgemeinen Fall (Sand) modelliert wurde. Im numerischen Modell wurden die Parameter wie Pfahllänge, Prüfkraft und Abstand zwischen Widerlagerinnenkante und Pfahlmittelpunkt variiert, um eine mögliche Beeinflussung durch die Widerlager erkennen zu können. Das numerische Modell hat bis zur Grenzverformung s_{grenz} beim Pile HAY-Proof-System[®]-Zugversuch kaum eine Beeinflussung der Pfahlkopfhebung und der Normalspannungen, bezogen auf den Pfahlmantel, durch die Widerlager erkennen lassen. Bei der Variation des Abstandes zwischen Widerlagerinnenkante und Pfahlmittelpunkt war ersichtlich, dass die Pfahlkopfhebungen bis zu einem Abstand von 1,5 m geringfügig größer wurden. Ab einem Abstand von 1,5 m wurden diese wieder kleiner und näherten sich der Pfahlkopfhebung für den Fall ohne Widerlager an. Die Unterschiede im Bereich von 0 m - 2 m sind jedoch gering und können sich aufgrund der Numerik ergeben haben. Eine weitere Erkenntnis war, dass der Dilatanzwinkel ψ bei der Modellierung einen, im Vergleich zu den beiden Widerlagern, großen Einfluss auf die Last-Hebungslinie hat. Die Ableitung der Bodenparameter aus dem Geotechnischen Gutachten ist für die Modellbildung somit relevant und kann die Ergebnisse stark beeinflussen. Außerdem ist das Bewusstsein über die Unsicherheiten bei der Bestimmung der Bodenparameter im Feld wichtig.

Für den Projektstandort HA3 in Hagen wurde ein 11 m langer mantelverpresster Duktilpfahl hergestellt. Die Pfahlprobepbelastung wurde mit dem Pile HAY-Proof-System[®] durchgeführt. Dabei wurde mit dem Pile HAY-Proof-System[®] ein konventioneller Zugversuch ausgeführt, um den Pfahlmantelwiderstand bestimmen zu können. Das vorgesehene Belastungsschema legt das Aufbringen der maximalen Prüflast in zwei Lastzyklen fest, wobei der Pfahlmantelwiderstand beim zweiten Lastzyklus eine Belastung von 600 kN nicht mehr aufnehmen konnte und somit

zwischen den Laststufen von 500 kN und 600 kN versagt hat. Ein Vergleich der berechneten Last-Hebungslinie mit der gemessenen Last-Hebungslinie zeigt bis 400 kN eine sehr gute Übereinstimmung des Modells mit der Realität, jedoch nehmen ab 400 kN die Hebungen im Modell stärker zu als in der Realität. Dies kann einerseits daran liegen, dass FEM-Modellierungen im Bereich großer Verformungen Schwächen aufweisen [2], andererseits an der Entfestigung des Bodens, welche mit dem Hardening Soil mit small strain stiffness Stoffmodell nicht berücksichtigt werden kann. Daher wäre ein anderes Stoffmodell für die Berechnungen besser geeignet gewesen, als das Hardening Soil mit small strain stiffness Stoffmodell. Die beiden Last-Hebungslinien aus dem numerischen Modell – mit Berücksichtigung der Widerlager und ohne Berücksichtigung der Widerlager – sind fast deckungsgleich und haben somit keine Beeinflussung der Mantelreibung durch die Widerlager erkennen lassen. Eine Möglichkeit, um den Einfluss der Widerlager für den vorliegenden Projektstandort umfassender zu untersuchen, wäre es, eine experimentelle, und damit sicherlich aufwändige Parameterstudie durch Variation des Abstandes zwischen Widerlagerinnenkante und Pfahlachse durchzuführen. Dadurch könnte festgestellt werden, wie sich der Einfluss der Widerlager bei Variation des Abstandes für den Projektstandort verändert. Für den Projektstandort Hagen wurden des Weiteren die Bodenhebungen um den Pfahl gemessen. Durch die Messungen konnte festgestellt werden, dass die Bodenhebungen im Vergleich zur Pfahlkopfhebung sehr stark abnehmen. Je weiter die Messpunkte der Bodenhebungen vom Probepfahl entfernt waren, umso kleiner waren die Messwerte.

Für den Projektstandort Brunn am Gebirge wurden zwei mantelverpresste Duktülpfähle PP01 (12,7 m Pfahllänge) und PP02 (7,2 m Pfahllänge) hergestellt. Die Pfahlprobebelastung wurde mit dem Pile HAY-Proof-System[®] durchgeführt. Dabei wurde in einem ersten Durchgang ein Primärversuch, bis zum Versagen des Pfahlfußwiderstands durchgeführt. Der Primärversuch des Pile HAY-Proof-System[®] benötigt keine Widerlager und daher kommt es dabei zu keiner Beeinflussung der Mantelreibung. Um jedoch den Bruchzustand des Pfahlmantelwiderstands bestimmen zu können, wurde ein nachträglicher Zugversuch bzw. Sekundärversuch ausgeführt, bei welchem Widerlager notwendig sind. Das vorgesehene Belastungsschema sah das Aufbringen der maximalen Prüflast in zwei Lastzyklen vor, wobei der Pfahlmantelwiderstand für PP01 und PP02 zwischen den beiden Laststufen von 700 kN und 800 kN versagt hat. Für den Prüfpfahl PP01 wurden die Bodenhebungen um den Prüfpfahl während des Primär- und Sekundärversuches der einzelnen Laststufen gemessen, um eine eventuelle Beeinflussung durch die Widerlager erkennen zu können. Durch einen Vergleich der Bodenhebungen zwischen dem Primär- und Sekundärversuch konnte festgestellt werden, dass die Bodenhebungen der beiden Versuche fast ident zueinander sind. Für den Prüfpfahl PP02 wurden in einer Tiefe von 1,4 m unter Geländeoberkante Kraftmessdosen angebracht, um eine mögliche Beeinflussung der Normalspannungen des Pfahlmantels durch die Widerlager feststellen zu können. Die Versuchsherstellung für die Messung von PP02 war eine Herausforderung. Der Ausgangszustand des Bodens sollte durch das Anbringen der Kraftmessdosen am Pfahl so wenig wie möglich gestört werden, da es sonst zu einer Beeinflussung der Messergebnisse gekommen wäre. Nach dem Einbau der Kraftmessdosen wurde der Pfahl mit einem Sand-Kies-Gemisch (0/16) lagenweise verdichtet. Der Verdichtungsprozess war wichtig, da der Boden sonst eine, im Vergleich zum Ausgangszustand, geringere Steifigkeit aufgewiesen hätte und die Messergebnisse verfälscht hätte. Wird jedoch zu stark verdichtet, führt dies ebenfalls zu einer Beeinflussung der Messergebnisse. Es wurden beim Verlauf der Kraftmessdosen Ähnlichkeiten festgestellt. Aufgrund der Einbauschwierigkeiten und der fehlenden Kalibrierung sind die Ergebnisse jedoch wenig aussagekräftig. Eine Möglichkeit, um den Ausgangszustand des Bodens besser nachzubilden, wäre, die genaue Steifigkeit im Ausgangszustand des Bodens zu bestimmen. Somit könnte nach dem Einbau der Kraftmessdosen die Verdichtung beendet werden, wenn die

selbe Steifigkeit, wie im Ausgangszustand des Bodens, erreicht ist.

Abschließend kann gesagt werden, dass im Bereich hoher Verformungen das erstellte Berechnungsmodell die Realität nicht hinreichend genau abgebildet hat. Daher konnten weder qualitativ noch quantitativ aussagekräftige Berechnungsergebnisse für Bereiche, welche über der Grenzverformung s_{grenz} liegen, erzielt werden. Eine Möglichkeit, um diesen Bereich zu modellieren, wäre, ein Stoffmodell zu verwenden, welches die Entfestigung des Bodens berücksichtigt. Dadurch könnte das Berechnungsmodell, im Bereich hoher Verformungen, eine bessere Übereinstimmung mit der gemessenen Last-Hebungslinie erzielen.



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

Literatur

- [1] D. Adam. *Grundbau und Bodenmechanik, Studienunterlagen zur Vorlesung*. Institut für Geotechnik, Forschungsbereich Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Wien, 2019.
- [2] D. Aubram. „Über die Berücksichtigung großer Bodendeformationen in numerischen Modellen“. In: *Aktuelle Themen der Geotechnik*. Hrsg. von B. für Wasserbau. Karlsruhe: Herle, Ivo, 2014, S. 109. URL: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/102376>.
- [3] Bauer Spezialtiefbau GmbH. *Zulassung für Bauer DUKI Pfahl*. 2017. URL: https://www.bauer.de/export/shared/documents/pdf/bst/print/905_020_1_Duktilpfahl.pdf (Zugriff am 13.08.2023).
- [4] Baugrund Wien. *Geotechnischer Bericht über die Baugrunderkundungen für 20 Windenergieanlagen im Windpark Hagen*. 2012.
- [5] T. Benz. *Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences*. Univ. Stuttgart, Inst. f. Geotechnik, Stuttgart, 2007.
- [6] E. M. Comodromos, C. T. Anagnostopoulos und M. K. Georgiadis. *Numerical assessment of axial pile group response based on load test*. Bd. 30. 6. 2003, S. 505–515. DOI: [https://doi.org/10.1016/S0266-352X\(03\)00017-X](https://doi.org/10.1016/S0266-352X(03)00017-X).
- [7] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik. *Empfehlungen des Arbeitskreises "Numerik in der Geotechnik- EANG*. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 2014. ISBN: 978-3-43303-080-6.
- [8] DGGT Deutsche Gesellschaft für Geotechnik. Arbeitskreis Pfähle. „Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“: EA - Pfähle“. In: Berlin, 2012.
- [9] A.-C. Dziwok. „Versuche zum Last-Verformungsverhalten mantelverpresster Duktülpfähle im typischen Wiener Baugrund“. Diplomarbeit. Wien: TU Wien, 2023. DOI: <https://doi.org/10.34726/hss.2023.108261>.
- [10] GDP Ziviltechniker GmbH. *Geotechnischer Stellungnahme für das Bauvorhaben Golfen in Brunn am Gebirge*. 2023.
- [11] Geologische Bundesanstalt. *Geologische Karte: KM200–GE Niederösterreich*. 2023. URL: https://gisgba.geologie.ac.at/gbaviewer/?url=https://gisgba.geologie.ac.at/arcgis/rest/services/KM200/AT_GBA_KM200_NIED_GE/MapServer (Zugriff am 20.04.2023).
- [12] A. Granitzer, M. Rebhan und F. Tschuchnigg. *Influence of Reaction System on Uplift Behaviour of Micropiles Subjected to Static Pullout*. 2022. URL: https://www.issmge.org/uploads/publications/80/112/6._Granitzer_et.al.pdf (Zugriff am 09.07.2023).
- [13] Grund-, Pfahl- und Sonderbau GmbH. *Zulassung für HLV®-Pfahl Hochleistungsverdrängungspfahl System GPS*. 2011.
- [14] B. Hardin und W. Black. *Closure to vibration modulus of normally consolidated clays*. 1969, S. 1531–1537.
- [15] B. Hardin und V. Drnevich. *Shear modulus and damping in soils: design equations and curves*. 1972.

- [16] M. Hayden, J. Chalmovski, T. Kirchmayer, C. Monsberger, H. Neumann und V. Racansky. „Neueste Entwicklungen der Qualitätssicherung bei der Duktillpfahlherstellung“. In: Beiträge zum 13. ÖGT. Österreich. 2022, S. 79–97.
- [17] M. Hayden und T. Kirchmayer. „Pile HAY-Proof-System® (Pile HPS) - Neuartiges System für statische Probelastungen an schlanken Pfählen“. In: Beiträge zum 25. Christian Veder Kolloquium. Bd. 22. 2010.
- [18] C. Hellmich. *Ingenieurmechanik, Studienunterlagen zur Vorlesung*. Institut für Mechanik der Werkstoffe und Strukturen, Forschungsbereich Festigkeitslehre und Biomechanik, Technische Universität Wien, 2022.
- [19] S. Helwany. *Applied soil mechanics with ABAQUS applications*. John Wiley & Sons, 2007. ISBN: 978-0-471-79107-2. DOI: 10.1002/9780470168097.
- [20] S. Henke. *Numerische Untersuchungen zum Einfluss von Reaktionspfählen auf statische Pfahlprobelastungen*. Bd. 44. 1. 2021, S. 14–23. DOI: <https://doi.org/10.1002/gete.202000017>.
- [21] N. Janbu. „Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests“. In: Proceedings of European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ECSMFE), Wiesbaden. 1963, S. 19–25. URL: <https://eurekamag.com/research/020/036/020036635.php>.
- [22] Keller Grundbau GmbH. *Interne Unterlagen: Statik für die Pile HAY-Proof-System® Pfahlprüfung*. 2020.
- [23] Keller Grundbau GmbH. *KDP – Anwendungsbereich*. 2010. URL: <https://www.kellergrundbau.at/expertise/verfahren/keller-duktillpfahl-kdp> (Zugriff am 19.02.2023).
- [24] Keller Grundbau GmbH. *Zulassung für Keller Duktill-Pfahl (KDP) Rammfähle aus duktilen Gusseisenrohren*. 2015. URL: <https://www.bmk.gv.at/dam/jcr:f77167db-%20bed7-%204910-%20b90aaae20f5b55f/Keller-Duktillpfahl.pdf> (Zugriff am 10.01.2023).
- [25] H.-G. Kempfert und C. Moormann. „Pfahlgründungen. Teil 3: Gründungen und geotechnische Bauwerke“. In: *Grundbau-Taschenbuch*. 8. Aufl. John Wiley & Sons, Ltd, 2018. Kap. 3.2, S. 79–323. ISBN: 9783433607350. DOI: <https://doi.org/10.1002/9783433607350.ch2>.
- [26] P. Kitiyodom, T. Matsumoto und N. Kanefusa. „Influence of reaction piles on the behaviour of test pile in static load testing“. In: Canadian Geotechnical Journal. Bd. 41. 2011. DOI: 10.1139/t03-098.
- [27] J. Kolleger. *Betonbau 1, Studienunterlagen zur Vorlesung*. Institut für Tragkonstruktionen, Forschungsbereich Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau, Technische Universität Wien, 2019.
- [28] D. Kolymbas und I. Herle. „Stoffgesetze für Böden“. In: *Grundbau Taschenbuch*. John Wiley & Sons, Ltd. 2017. Kap. 1.7, S. 457–509. ISBN: 9783433607275. DOI: <https://doi.org/10.1002/9783433607275.ch7>.
- [29] J. Latotzke, D. König und H. Jessberger. „Effects of reaction piles in axial pile tests“. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Hamburg, Germany, 1999. ISBN: 90-5410-891-6.
- [30] C. Monsberger, W. Lienhart und M. Hayden. „Distributed fiber optic sensing along driven ductile piles: Design, sensor installation and monitoring benefits“. In: Journal of Civil Structural Health Monitoring. Bd. 10. 2020, S. 627–637.

- [31] ÖNORM B 1997-1-1:2021 06 01: *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1997-1 und nationale Ergänzungen*. Wien: Austrian Standards, Juni 2021.
- [32] ÖNORM B 1997-1-3:2015 08 01: *Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1-3: Pfahlgründungen*. Wien: Austrian Standards, Aug. 2015.
- [33] ÖNORM B 2567:2018 08 15: *Pfähle aus duktilem Gusseisen - Anforderungen an die Bauteile, deren Bemessung und Einbau*. Wien: Austrian Standards, Aug. 2018.
- [34] ÖNORM EN 12699:2015 09 01: *Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau - Verdrängungspfähle*. Wien: Austrian Standards, Sep. 2015.
- [35] ÖNORM EN 1997-1:2022 10 01: *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln*. Wien: Austrian Standards, Okt. 2022.
- [36] ÖNORM EN 1997-2:2010 08 15: *Eurocode 7 – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds*. Wien: Austrian Standards, Aug. 2010.
- [37] ÖNORM EN ISO 22476-2:2012 06 15: *Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Felduntersuchungen - Teil 2: Rammsondierungen*. Wien: Austrian Standards, Juni 2012.
- [38] ÖNORM EN ISO 22476-2:2012 10 15: *Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Felduntersuchungen - Teil 1: Drucksondierungen mit elektrischen Messwertaufnehmern und Messeinrichtungen für den Porenwasserdruck*. Wien: Austrian Standards, Okt. 2013.
- [39] ÖNORM EN ISO 22477-1:2019 06 15: *Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Prüfung von geotechnischen Bauwerken und Bauwerksteilen - Teil 1: Pfahlprobelastungen durch statische axiale Druckbelastungen*. Wien: Austrian Standards, Juni 2019.
- [40] ÖNORM EN ISO 22477-2:2022 05 15: *Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Prüfung von geotechnischen Bauwerken und Bauwerksteilen - Teil 2: Statisch axiale Pfahlprobelastung auf Zug*. Wien: Austrian Standards, Mai 2022.
- [41] Plaxis, Bentley Systems. *Plaxis 3D: 2-Reference Manual*. 2023. URL: https://communities.bentley.com/cfs-file/__key/communityserver-wikis-components-files/00-00-00-05-58/PLAXIS_5F00_3D_5F00_2023.2_5F00_3D_5F00_2_5F00_Reference-Manual.pdf (Zugriff am 10.06.2023).
- [42] Plaxis, Bentley Systems. *Plaxis 3D: 3-Material Models Manual*. 2023. URL: https://communities.bentley.com/cfs-file/__key/communityserver-wikis-components-files/00-00-00-05-58/PLAXIS_5F00_3D_5F00_2023.2_5F00_3D_5F00_3_5F00_Material-Models-Manual.pdf (Zugriff am 09.06.2023).
- [43] T. Schanz, P. Vermeer und P. Bonnier. „The hardening soil model: formulation and verification“. In: *Beyond 2000 in computational geotechnics*. 1999, S. 281–296.
- [44] H. Schweiger. „Results from the ERTC7 benchmark exercise“. In: *Numerical Methods in Geotechnical Engineering, European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering*. 2006, S. 3–8.
- [45] Tiroler Rohre GmbH. *Zulassung TRM Pfahlssystem*. 2020. URL: <https://www.bmk.gv.at/dam/jcr:83a8af7b-c9d0-4cdf-add2-cacba4c698f8/TRM-Duktilrammpfahl.pdf> (Zugriff am 19.02.2023).
- [46] P.-A. Wolffersdorff und H. F. Schweiger. „Numerische Verfahren in der Geotechnik“. In: *Grundbau-Taschenbuch: Teil 1: Geotechnische Grundlagen*. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 2017, S. 633–719. ISBN: 978-3-433-03151-3.



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

Tabellenverzeichnis

2.1	Übersicht der handelsüblichen Duktilpfahltypen in Österreich [45]	18
2.2	Auflistung relevanter Normen, Richtlinien, Regelwerke und Zulassungen bei der Planung, Herstellung und Prüfung von Duktilpfählen in Österreich ([9], adaptiert)	19
3.1	Zusammenfassung der wichtigsten Parameter für das Hardening Soil Modell . . .	40
3.2	Zusammenfassung der wichtigsten Parameter für das Hardening Soil Modell mit small strain stiffness	42
4.1	Materialparameter der Bodenschicht Sand für das HSS Modell [1], [41]	44
4.2	Materialparameter des Duktilpfahls und des Fundaments für das linear-elastische Stoffmodell	46
4.3	Lastermittlung bei einer aufgetragenen Kraft von 1000 kN bzw. 2000 kN	47
4.4	Parameter R_{inter} zur Definition des „Interface“-Elements [41]	48
4.5	Vergleich der zugehörigen Pfahlkopfhebungen der Laststufen von 500 kN, 1000 kN und 2000 kN zwischen den Pfahllängen von 5 m, 10 m und 15 m für die Fälle ohne Widerlager (oW) und mit Widerlager (mW)	51
4.6	Vergleich der zugehörigen Pfahlkopfhebungen der Laststufen von 1000 kN und 2000 kN für unterschiedliche Abstände zwischen Widerlagerinnenkante und Pfahlmittelpunkt, wobei oW für ohne Widerlager steht	51
4.7	Ergebnisse der beiden Rammsondierungen DPH1 und DPH2 für das Projektgebiet Hagen	61
4.8	Belastungsstufen und die zugehörigen Hebungsmesswerte und das Wiederbelastungskriterium des Projektgebiets Hagen	64
4.9	Materialparameter des schwach sandigen Ton für das HSS Modell	66
4.10	Spitzenwiderstandswerte q_c und zugehörige α -Werte in Abhängigkeit des Bodens nach <i>ÖNORM EN 1997-2:2010</i> [36]	67
4.11	Materialparameter des Duktilpfahls und der Stahlplatte für das linear-elastische Stoffmodell	69
4.12	Definition der Berechnungsphasen in PLAXIS für das Projektgebiet Hagen	70
4.13	Lastermittlung für das Projektgebiet Hagen unter Berücksichtigung des aufgetragenen Lastzyklus	71
4.14	Vergleich der Pfahlkopfhebungen mit den zugehörigen Laststufen für die Fälle mit Widerlager (mW) und ohne Widerlager (oW)	76
4.15	Materialparameter des sandigen Schluffs und des Sand-Kies-Gemisches (0/16) für das HSS Modell [10], [1]	89
4.16	Materialparameter des Duktilpfahls und des Fundaments für das linear-elastische Stoffmodell	90
4.17	Definition der Berechnungsphasen in PLAXIS für das Projektgebiet Brunn am Gebirge	91
4.18	Lastermittlung bei einer aufgetragenen Kraft von 600 kN	91



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

Abbildungsverzeichnis

1.1	Last-Verschiebungslinien (Pfahlfußwiderstand und Pfahlmantelwiderstand) eines mittels Pile HAY-Proof-System® geprüften Duktilpfahls ([17], adaptiert)	12
1.2	Mögliche Ausführungsvarianten der Widerlagerkonstruktion bei der Pfahlprobebelastungen durch statisch axiale Druckbelastungen [39]	13
1.3	Mögliche Ausführungsvarianten der Widerlagerkonstruktion bei der Pfahlprobebelastung durch statisch axiale Zugbelastung [40]	14
2.1	Schematische Darstellung einer Muffenverbindung, wobei der Zapfen bzw. das Rohrsegment die grüne Schnittfläche und die Muffe die rote Schnittfläche darstellt [3]	17
2.2	Schematische Darstellung der häufigsten Anwendungsbereiche von Duktilpfählen [33]	18
2.3	Schematische Darstellung der Ausführungsmöglichkeiten des Rammschuhs ([24], adaptiert)	20
a	Rammschuh für unverpresste Pfähle, wobei rechts die Ausführung mit Rammdorn dargestellt ist	20
b	Rammschuh für verpresste Pfähle, wobei rechts die Ausführung mit Rammdorn dargestellt ist	20
2.4	Ausführungsvarianten von Duktilpfählen, wobei links ein unverpresster Duktilpfahl (Spitzendruckpfahl) und rechts ein verpresster Duktilpfahl (Mantelreibungspfahl) dargestellt ist ([3], adaptiert)	21
2.5	Mögliche Ausführungsvariante einer lastverteilenden Kopfplatte eines Druckpfahles ([24], adaptiert)	21
2.6	Mögliche Ausführungsvariante einer lastverteilenden Kopfplatte eines Zugpfahles, wobei links die Zugbewehrung mit Bewehrungsseisen und rechts mit GEWT®-Stahl ausgeführt ist ([24], adaptiert)	22
2.7	Möglichkeiten des axialen Tragverhaltens von Pfählen ([25], adaptiert)	23
a	Spitzendruckpfahl auf Druck	23
b	Mantelreibungspfahl auf Druck	23
c	Mantelreibungspfahl auf Zug	23
2.8	Widerstands-Setzungslinie eines auf Druck beanspruchten Pfahles, wobei die beiden Widerstandsanteile $R_s(s)$ und $R_b(s)$ strichliert und der Gesamtwiderstand $R_c(s)$ in blau dargestellt ist ([25], adaptiert)	24
2.9	Versuchsaufbau des statischen Druckprobeversuchs mit Reaktionspfählen bzw. Zugankern ([17], adaptiert)	26
2.10	Versuchsaufbau des statischen Zugprobeversuchs mit Widerlagern ([17], adaptiert)	27
2.11	Messträger aus Holz beim statischen Zugprobeversuch	28
2.12	Aufbau des Pile HAY-Proof-System®-Sekundärzugversuchs mit unterschiedlichen lastverteilenden Platten (Foto: KELLER GRUNDBAU GES.MBH.)	30
a	25 cm starke Stahlbetonplatte	30
b	5 cm starke Stahlplatte	30

2.13	Aufbau des Pile HAY-Proof-System [®] (links); Bi-direktionale Wirkungsweise des Pile HAY-Proof-System [®] (rechts); die auf Druck bzw. Zug belasteten Bauteile sind rot bzw. grün eingefärbt [9]	31
2.14	Wirkungsweise des Kraftflusses des Pile HAY-Proof-System [®] -Pfahlbelastungsversuchs; die auf Druck bzw. Zug belasteten Bauteile sind rot bzw. grün eingefärbt [9]	32
2.15	Last-Hebungs- und Last-Setzungslinie des Pile HAY-Proof-System [®] -Versuchs, wobei in blau die zugehörigen Kraftgrößen bei einer Verschiebung von 10 mm gekennzeichnet sind ([17], adaptiert)	33
2.16	Äquivalente Last-Verschiebungslinie des Pile HAY-Proof-System [®] -Versuchs, wobei in blau die zugehörige Kraftgröße bei einer Verschiebung von 10 mm gekennzeichnet ist ([17], adaptiert)	33
3.1	Mohr-Coulomb Modell: Versagensfläche f in Abhängigkeit der Kohäsion c und des Reibungswinkels φ (links); plastisches Potential in Abhängigkeit des Dilatanzwinkels ψ (rechts) [1], [19]	37
3.2	Beziehung zwischen den Vertikalverformungen und deviatorischen Spannungen eines drainierten Triaxialversuch [42]	37
3.3	Definition des E_{oed} Moduls [42]	38
3.4	Darstellung der Fließflächen in der p - q -Ebene für das Hardening Soil Modell [5]	39
3.5	Schematische Darstellung der Fließflächen eines kohäsionslosen Bodens [13]	39
	a Fließflächen im Hauptspannungsraum [13]	39
	b Schnitt durch die Fließflächen im p - q -Raum [13]	39
3.6	Zusammenhang der Scherdehnung γ_s (logarithmische Darstellung) und der Bodensteifigkeit G/G_0 [5]	41
4.1	Abmessungen des Pile HAY-Proof-System [®] -Zugversuchs für den allgemeinen Fall ([17], adaptiert)	44
4.2	Darstellung der maximalen Verschiebungen bei einer Pfahllänge von 15 m und einer Zugbelastung von 2000 kN unter Berücksichtigung des Randeinflusses	45
4.3	Darstellung der Konstruktionselemente (Duktilpfahl in grau, Fundament in grün, Bodenkörper in weiß und Interface in blau) in PLAXIS	48
	a Darstellung aller Konstruktionselemente	48
	b Detaildarstellung im Bereich des Duktilpfahls und der Widerlager	48
4.4	Darstellung der Einstellmöglichkeit des FE-Netzes in PLAXIS	48
4.5	Darstellung der Ergebnisse der FE-Netzgenerierung in PLAXIS	49
	a Darstellung aller Konstruktionselemente	49
	b Darstellung der Widerlagerfundamente und des Duktilpfahls	49
4.6	Last-Hebungslinien für einen 15 m langen Pfahl mit und ohne Widerlager bis zur maximalen Prüflast von 2000 kN	50
4.7	Last-Hebungslinien für einen 15 m langen Pfahl mit und ohne Widerlager bis zur maximalen Prüflast von 2000 kN mit Variation des Abstandes zwischen Widerlager und Prüfpfahl	52
4.8	Definition des Dilatanzwinkels ψ [1]	52
4.9	Last-Hebungslinien bei Variation des Dilatanzwinkels ψ zwischen 0° und 5° und einem Abstand zwischen Widerlagerinnenkante und Pfahlmittelpunkt von 0,75 m	53
4.10	Last-Hebungslinien bei Variation des Dilatanzwinkels ψ zwischen 0° und 5° und einem Abstand zwischen Widerlagerinnenkante und Pfahlmittelpunkt von 1 m	54
4.11	Last-Hebungslinien bei Variation des Dilatanzwinkels ψ zwischen 0° und 5° und einem Abstand zwischen Widerlagerinnenkante und Pfahlmittelpunkt von 1,25 m	54

4.12	Last-Hebungslinien bei Variation des Dilatanzwinkels ψ zwischen 0° und 5° und einem Abstand zwischen Widerlagerinnenkante und Pfahlmittelpunkt von 1,5 m	55
4.13	Vergleich der Normalspannungsverteilung über die Pfahllänge bei der Pfahlprüfung mit und ohne Widerlager	56
a	Pfahlprüfung ohne Widerlager	56
b	Pfahlprüfung mit Widerlager und einer Belastung von 1000 kN	56
c	Pfahlprüfung mit Widerlager und einer Belastung von 4800 kN, wobei in gelb die mittleren Normalspannungen gekennzeichnet sind	56
4.14	Darstellung der einzelnen Standorte der Windkraftanlagen im Projektgebiet Hagen [4]	57
4.15	Geologische Karte von Niederösterreich [11], wobei der rote Kreis den Projektstandort markiert	58
4.16	Kernbohrung für den Projektstandort HA3 [4]	59
4.17	Drucksondierung für den Projektstandort HA3 [4]	60
4.18	Darstellung der beiden Rammsondierungen am Projektstandort HA3 [4]	61
a	DPH 1	61
b	DPH 2	61
4.19	Projektstandort HA3 in Hagen (Foto: KELLER GRUNDBAU GES.MBH.)	62
a	Für den Pfahlprobeversuch vorbereitetes Baufeld	62
b	Lagerung der duktilen Gusseisenrohre	62
4.20	Einrammen der einzelnen Rohrsegmente des Projektstandorts HA3 in Hagen (Foto: KELLER GRUNDBAU GES.MBH.)	62
4.21	Hergestellter Probepfahl mit eingebautem Zugrohr des Projektstandorts HA3 in Hagen (Foto: KELLER GRUNDBAU GES.MBH.)	63
4.22	Aufbau des Pile HAY-Proof-System [®] -Zugversuchs des Projektstandorts HA3 in Hagen (Foto: KELLER GRUNDBAU GES.MBH.)	63
4.23	Belastungsschema des Projektstandorts HA3 in Hagen	64
4.24	Gemessene Last-Hebungslinie am Projektstandort HA3	65
4.25	Verlauf des Steifemoduls E_{oed} über die Tiefe z in Abhängigkeit vom Spitzenwiderstand q_c und α	67
4.26	Verlauf des Steifemoduls E_{oed} über die Tiefe z in Abhängigkeit vom Referenzsteifemodul E_{oed}^{ref} und vom Exponenten m	68
4.27	Darstellung der Konstruktionselemente (Duktilpfahl in grau, Stahlplatte in rot, Bodenkörper in türkis und Interface in braun) in PLAXIS für das Projektgebiet Hagen	72
a	Darstellung aller Konstruktionselemente	72
b	Detaildarstellung im Bereich des Duktilpfahls und der Widerlager	72
4.28	Darstellung der Ergebnisse der FE-Netzgenerierung in PLAXIS für den Projektstandort Hagen	72
a	Darstellung aller Konstruktionselemente	72
b	Darstellung der Widerlagerfundamente und des Duktilpfahls	72
4.29	Vergleich zwischen den gemessenen Hebungen und der in PLAXIS berechneten Last-Hebungslinie im Projektgebiet Hagen für den Fall mit Widerlager (mW)	73
4.30	Vergleich zwischen den gemessenen Hebungen und der in PLAXIS berechneten Last-Hebungslinie im Bereich ohne Entfestigung für das Projektgebiet Hagen für den Fall mit Widerlager (mW)	74
4.31	Vergleich zwischen den in PLAXIS berechneten Last-Hebungslinien für das Projektgebiet Hagen für die Fälle mit Widerlager und ohne Widerlager	75

4.32	Messpunktlage für die Messung der Bodenhebungen in blau markiert für den Projektstandort Hagen	77
4.33	Gemessene Pfahlkopfhebungen und Bodenhebungen quer zur Hauptträgerlängsrichtung des Projektstandortes Hagen, wobei in blauer Schrift die Messpunktnummer dargestellt ist	78
4.34	Dreidimensionale Darstellung der gemessenen Pfahlkopfhebungen und Bodenhebungen des Projektstandortes Hagen, wobei die Bereiche der Widerlager in grün, die gemessenen Hebungen in blau und die angenommenen Hebungen in rot gekennzeichnet sind	78
4.35	Lage des Projektstandortes Brunn am Gebirge, wobei die Baufeldbegrenzungslinie in rot und das Baufeld in gelb gekennzeichnet sind [10]	79
4.36	Geologische Karte des Projektstandortes Brunn am Gebirge, wobei das Baufeld in rot gekennzeichnet ist [10]	80
4.37	Lageplan zu den durchgeführten Bodenaufschlüssen des Projektstandortes Brunn am Gebirge [10]	81
4.38	Kernbohrung für den Projektstandort Brunn am Gebirge [10]	82
	a 0 m–10 m	82
	b 10 m–15 m	82
4.39	Maßgebende Rammkern- und Rammsondierung RKS2/RS2 für den Projektstandort Brunn am Gebirge [10]	83
4.40	Lage der beiden Prüfpfähle PP01 und PP02 am Projektstandort Brunn am Gebirge ([10], adaptiert)	84
4.41	Einrammen des Pfahles und Ausschalen der Fundamente des Projektstandortes Brunn am Gebirge	85
4.42	Prüfpfahl PP01 des Projektstandortes Brunn am Gebirge	86
	a Versuchsaufbau des Prüfpfahls mit den Holzpflocken	86
	b Holzpflock mit darauf angebrachter Messplakette	86
4.43	Ausrichtung der einzelnen Kraftmessdosen des Prüfpfahles PP02 des Projektstandortes Brunn am Gebirge, wobei die Widerlager in grün, der Duktilpfahl in blau und die Kraftmessdosen in rot dargestellt sind	86
4.44	Abstemmen des Verpressbetons des Prüfpfahles PP02 des Projektstandortes Brunn am Gebirge	87
4.45	Einbauschritte der Kraftmesssensoren am Prüfpfahl PP02 des Projektstandortes Brunn am Gebirge	87
	a Anbringen der Grundplatten mit zwei Schellen	87
	b Einbau der Kraftmessdosen an die Grundplatten	87
	c Fertiger Pfahl mit Vlies umwickelt	87
4.46	Verfüllen der Baugrube für die Herstellung des Prüfpfahles PP02 des Projektstandortes Brunn am Gebirge	88
	a Lageweises Verdichten des Sand-Kies-Gemisches (0/16)	88
	b Fertiggestelltes, verdichtetes Planum	88
4.47	Darstellung der Konstruktionselemente (Duktilpfahl in grau, Fundament in grün, Bodenkörper in rosa, Verfüllung in rot und Interface in braun) in PLAXIS für das Projektgebiet Brunn am Gebirge	92
	a Darstellung aller Konstruktionselemente	92
	b Detaildarstellung im Bereich des Duktilpfahls, der Verfüllung und der Widerlager	92

4.48	Darstellung der Ergebnisse der FE-Netzgenerierung in PLAXIS für den Projektstandort Brunn am Gebirge	93
a	Darstellung aller Konstruktionselemente	93
b	Darstellung der Widerlagerfundamente und des Duktilpfahls	93
4.49	Ergebnis der Kraftmessdosen des Prüfpfahles PP02 mit zugehörigem Verlauf der aufgetragenen Prüfkraft des Projektstandortes Brunn am Gebirge	94
4.50	Ergebnis der Kraftmessdosen des Prüfpfahles PP02 des Projektstandortes Brunn am Gebirge, wobei der Startwert im Ursprung gewählt wird	94
4.51	Messpunktlage für die Messung der Bodenhebungen in blau markiert des Prüfpfahles PP01 vom Projektstandort Brunn am Gebirge	96
4.52	Gemessene Pfahlkopfhebungen und Bodenhebungen quer zur Hauptträgerlängsrichtung in Abhängigkeit vom Abstand des Prüfpfahles PP01 am Projektstandort Brunn am Gebirge, wobei in blauer Schrift die Messpunktnummer dargestellt ist	97
a	Primärversuch	97
b	Sekundärversuch	97
4.53	Vergleich der gemessenen Pfahlkopfhebungen und Bodenhebungen quer zur Hauptträgerlängsrichtung des Primär- und Sekundärversuches des Prüfpfahles PP01 am Projektstandort Brunn am Gebirge, wobei in blauer Schrift die Messpunktnummer dargestellt ist	98
4.54	Gemessene Pfahlkopfhebungen und Bodenhebungen in Hauptträgerlängsrichtung in Abhängigkeit vom Abstand des Prüfpfahles PP01 am Projektstandort Brunn am Gebirge, wobei in blauer Schrift die Messpunktnummer dargestellt ist	99
a	Primärversuch	99
b	Sekundärversuch	99
4.55	Vergleich der gemessene Pfahlkopfhebungen und Bodenhebungen in Hauptträgerlängsrichtung des Primär- und Sekundärversuches des Prüfpfahles PP01 am Projektstandort Brunn am Gebirge, wobei in blauer Schrift die Messpunktnummer dargestellt ist	100
4.56	Dreidimensionale Darstellung der gemessenen Pfahlkopfhebungen und Bodenhebungen des Prüfpfahles PP01 am Projektstandort Brunn am Gebirge, wobei die Bereiche der Widerlager in grün, die gemessenen Hebungen in blau und die angenommenen Hebungen in rot gekennzeichnet sind	101