

Diplomarbeit

Numerische Modellierung der Pfahl-Boden-Interaktion bei Probelastungen – Gegenüberstellung von Messungen und Simulationen

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grads

Diplom-Ingenieur

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

Diploma Thesis

Numerical modeling of pile-soil interaction under load tests – comparison of measurements and numerical simulations

submitted in satisfaction of the requirements for the degree

Diplom-Ingenieur

of the TU Wien, Faculty of Civil and Environmental Engineering

Georg Friedrich, BSc

Matr.Nr.: 01645120

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

Wien, im April 2024

Danksagung

Mit dem Abschluss dieser Arbeit endet nicht nur meine Studienzeit, sondern auch ein sehr wichtiger und prägender Abschnitt in meinem Leben. Aus diesem Grund nutze ich diesen Anlass, um mich bei allen Personen zu bedanken, die mich in den letzten Jahren begleitet und unterstützt haben.

Meinen ersten Dank richte ich an Herrn Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dietmar Adam, der mir ermöglicht hat, an diesem spannenden und innovativen Thema zu arbeiten und mich mit seiner Expertise und seinen Anregungen unterstützt hat. An dieser Stelle danke ich auch Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Franz Tschuchnigg und Dipl.-Ing. Dipl.-Ing. Haris Felic BSc für ihren wertvollen Input, den sie mir während zahlreicher Meetings gegeben haben. Durch ihr Know-how auf diesem Fachgebiet haben sie wesentlich zu der Qualität der Modelle beigetragen.

Ein ganz besonderer Dank gilt meinem Betreuer Proj.Ass. Dipl.-Ing. Adrian Thylbert Brunner BSc. Nicht nur bei dieser Arbeit, sondern auch schon bei der Bachelorarbeit leistete er einen enormen Beitrag durch seine hervorragende und sorgfältige Betreuung. Vielen Dank für all die Anregungen und Besprechungen, die mich glauben ließen, ich sei schon Teil des Büros und für die unzähligen Stunden, die du dieser Arbeit und mir gewidmet hast.

Auf die Zeit als Student blicke ich nicht nur auf lange, intensive Studientage, sondern auch bzw. vor allem an unvergessliche Erlebnisse außerhalb der Universität zurück. An dieser Stelle bedanke ich mich daher bei all den Personen, mit denen ich die Hochs und Tiefs dieser Zeit durchlebt habe und dadurch zu engen Freunden geworden sind. Ganz besonders danke ich meinen Freunden Lorenz, Georg, Julian, Leo, Miriam, Thomas und Christoph für all die schönen Erinnerungen. Danke für die unzähligen Stunden des gemeinsamen Lernens und vor allem für die Tischfußballspiele zwischendurch, bei denen mein Puls oft höher war als bei jeder Prüfung.

Ein großer Dank gilt einer mir sehr wichtigen Person, die ich in dieser Zeit kennen und lieben gelernt habe, meiner Freundin Nina. In den letzten Jahren warst du immer für mich da. Danke für deine Unterstützung und deinen Rückhalt. Dir kann ich mich vollkommen anvertrauen und jeden noch so banalen Gedanken mit dir teilen.

Einen ganz besonderen Dank richte ich an meine gesamte Familie und ganz speziell an meine Eltern. Ihr habt mich immer in allen Lebenslagen und Entscheidungen unterstützt. Durch euch war es mir möglich, meinen eigenen Weg zu gehen und in den Genuss dieser Ausbildung zu kommen. Danke für alles, was ihr mir ermöglicht habt. Ohne euch wäre ich nicht da, wo ich heute bin.

Kurzfassung

In der vorliegenden Diplomarbeit wird das Tragverhalten von Pfählen numerisch simuliert und die Ergebnisse mit real durchgeführten statischen Pfahlprobelastungen verglichen. Die Daten der Pfahlprobelastungen stammen aus dem Forschungsprojekt „Unteres Hausfeld“ (FPUH), bei dem verschiedene Tiefgründungselemente, unter anderem auch Bohrpfähle, im typischen Wiener Baugrund hergestellt und geprüft worden sind. Zwei dieser Pfahlprüfungen, wobei eine in den quartären und die andere in den miozänen Schichten durchgeführt wurde, werden für die Erstellung zwei separater Modelle herangezogen und deren Ergebnisse der Versuchsauswertung mit den Ergebnissen der Modellierung verglichen. Dafür werden zweidimensionale, achsensymmetrische Finite-Elemente-Modelle mit der Software PLAXIS 2D erstellt. Dabei kommen das höherwertige Stoffmodell *Hardening Soil model with small-strain stiffness* und Interface-Elemente zum Einsatz. Die Parameter für Boden und Pfahl werden aus Laborversuchen, Literaturangaben und Erfahrungswerten ermittelt.

Für die Interpretation und den Vergleich der Ergebnisse werden die Widerstand-Verschiebungslinien der Versuchspfähle mit jenen der Modelle gegenübergestellt. Des Weiteren werden die Längskraftverläufe verglichen, sowie die im Boden stattfindenden Prozesse der Pfahl-Boden-Interaktion erläutert. Diese umfassen die volumetrischen Dehnungen der dilatanten quartären Schichten und den durch plastische Spannungspunkte dargestellten Versagensmechanismus der miozänen Schichten. Der Vergleich der Modellergebnisse mit jenen der Versuche zeigt, dass die Widerstand-Verschiebungslinien und Längskraftverlauf des im Miozän geprüften Pfahls sehr gut mit dem Modell abgebildet werden können. Dem Gegenüber sind beim Tragverhalten des in den quartären Schichten geprüften Pfahls große Unterschiede zu den Modellergebnissen feststellbar. So erreicht der Versuchspfahl viel höhere Widerstandswerte als der modellierte Pfahl. Den Abschluss der Arbeit bilden Parameter- und Sensitivitätsstudien, mit denen der Einfluss unterschiedlicher Boden- und Pfahlparameter auf das Tragverhalten von Pfählen analysiert wird.

Abstract

In this diploma thesis, the load-bearing behaviour of piles is simulated numerically, and the results are compared with real static pile load tests. The data of the pile load tests originate from the research project “Unteres Hausfeld” (FPUH), in which various deep foundation elements, including bored piles, were constructed and tested in typical Viennese subsoil. Two of these pile tests, one in the Quaternary and the other in the Miocene layers, are used for the creation of two separate models and their test evaluation results are compared with the modeling results. For this purpose, two-dimensional, axisymmetric finite element models are created using PLAXIS 2D software. The *Hardening Soil model with small-strain stiffness* and interface elements are used. The parameters for the soil and pile are determined from laboratory tests, literature and empirical values.

For the interpretation and comparison of the results, the load-displacement curves of the test piles are compared with those of the models. Furthermore, the axial force curves are compared and the processes of pile-soil interaction taking place in the soil discussed. These include the volumetric strains of the dilatant Quaternary layers and the failure mechanism of the Miocene layers represented by plastic stress points. The comparison of the model results with those of the experiments shows that the load-displacement curves and longitudinal force progression of the pile tested in the Miocene can be reproduced very well with the numerical model. In contrast, the load-bearing behaviour of the pile tested in the Quaternary layers differs significantly from the model calculations. Thus, the test pile achieves much higher resistance values than the modeled pile. The thesis concludes with parameter and sensitivity studies that examine the influence of various soil and pile parameters on the load-bearing behavior of piles.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	11
2	Der axial belastete Einzelpfahl	13
2.1	Pfahlarten	13
2.2	Axiales Tragverhalten	14
2.3	Bemessung	16
2.3.1	Ultimate Limit State – ULS	16
2.3.2	Serviceability Limit State – SLS	18
2.4	Ermittlung der charakteristischen Pfahlwiderstände	18
2.5	Statische Pfahlprobelastung	20
2.5.1	Versuchsaufbau	20
2.5.2	Versuchsdurchführung	22
2.5.3	Auswertung und Beurteilung der Ergebnisse	23
3	Numerik in der Geotechnik	27
3.1	Verschiedene Verfahren	27
3.2	Aufbau eines Modells	29
3.2.1	Berechnungsausschnitt und Diskretisierung	30
3.2.2	Modellwahl 2D/3D	31
3.2.3	Modelle – Erstellung und Berechnungsablauf	31
3.3	Stoffmodelle	32
3.3.1	Mathematischer Hintergrund von Stoffgesetzen	32
3.3.2	Linear-elastisch, ideal-plastisches Stoffmodell – <i>Mohr-Coulomb model</i>	36
3.3.3	Stoffmodell mit isotroper Verfestigung – <i>Hardening Soil model</i>	38
4	Numerische Modellierung von Pfählen in der Literatur	49
4.1	Problemstellungen	49
4.2	Verwendete Programme	50
4.3	Ausgewählte Beispielen aus der Literatur	50
4.3.1	Mechanisch belastete Pfähle	50
4.3.2	Mechanisch und thermisch belastete Pfähle	53
4.4	Status Quo in der Literatur	56
5	Pfahlversuche des FPUH	57
5.1	Motivation und Ziel des Forschungsprojekts	57
5.2	Projektgebiet und Untergrundverhältnisse	57
5.3	Probelastungen der Großbohrpfähle	59
5.3.1	Versuchskörper und Versuchseinrichtung	60
5.3.2	Versuchsablauf	63
6	Aufbau der numerischen Modelle der Großbohrpfähle	65
6.1	Modell des Kiespfahls B.K55	65
6.1.1	Modellgröße	65

6.1.2	Bodenaufbau und Bodenmaterialien	67
6.1.3	Pfahl und Interface	74
6.1.4	Netzgenerierung und Berechnung	77
6.2	Modell des Miozänpfahls B.M5	81
6.2.1	Modellgröße	81
6.2.2	Bodenaufbau und Bodenmaterialien	82
6.2.3	Pfahl und Interface	86
6.2.4	Netzgenerierung und Berechnung	88
7	Vergleich und Analyse der Ergebnisse aus FPUH und Modellierung	91
7.1	Versuchsreihe B.K51 bis B.K55	91
7.2	Vergleich Kiespfahl-Modell mit Versuchsreihe B.K51 bis B.K55	93
7.2.1	Widerstand-Verschiebungsverhalten	93
7.2.2	Längskraftverlauf	96
7.3	Volumetrische Dehnungen des Kiespfahl-Modells	97
7.4	Versuchsreihe B.M1 bis B.M5	99
7.5	Vergleich Miozänpfahl-Modell mit Versuchsreihe B.M1 bis B.M5	101
7.5.1	Widerstand-Verschiebungsverhalten	101
7.5.2	Längskraftverlauf	102
7.6	Versagensmechanismus des Miozänpfahl-Modells	104
8	Parameter- und Sensitivitätsstudie	107
8.1	Kiespfahl-Modell	107
8.1.1	Auswirkungen der Steifigkeiten der Kiesschichten	107
8.1.2	Auswirkungen des Erdruhedruckbeiwerts der Kiesschichten	109
8.1.3	Auswirkungen des Reibungswinkels der Kiesschichten	111
8.1.4	Auswirkungen des Dilatanzwinkels der Kiesschichten	112
8.1.5	Auswirkungen der Porenanteils der Kiesschichten	114
8.1.6	Auswirkungen des Durchmessers des Kiespfahls	114
8.2	Miozänpfahl-Modell	116
8.2.1	Auswirkungen der Steifigkeit der miozänen Schichten	117
8.2.2	Auswirkungen der Kohäsion der miozänen Schichten	119
8.2.3	Auswirkungen des Reibungswinkels der miozänen Schichten	120
8.2.4	Auswirkungen der Vorkonsolidierungsspannung der miozänen Schichten	122
9	Zusammenfassung und Ausblick	125
A	Ergänzungen Modellierung	139
B	Ergänzungen Pfahlversuche des FPUHs	146
C	Energiepfähle des FPUH	176
C.1	Probebelastungen der Energiepfähle	176
C.1.1	Versuchskörper und Versuchseinrichtung	176
C.1.2	Versuchsablauf	179

Kapitel 1

Einleitung

Pfahlgründungen ist die am häufigsten angewendete Tiefgründungsvariante. Ihr Hauptanwendungsgebiet ist vor allem dort, wo Bauwerkslasten durch nicht tragfähigen Untergrund in tiefere tragfähige Schichten abgeleitet werden müssen. Auch für Bauwerke mit großen punktuellen Lasten oder mit hohen Anforderungen an geringe Verformungen stellen Pfahlgründungen eine wirtschaftliche Alternative zu Flachgründungen dar [26]. Da Pfähle im unmittelbaren Kontakt mit dem Erdreich stehen, ist es möglich, sie für geothermische Anwendung zu nutzen. Dafür ist es lediglich notwendig, sogenannte Absorberleitungen in den Fundierungselementen zu verlegen. Vor allem Tiefgründungselemente aus Stahlbeton eignen sich aufgrund ihrer großen Betonvolumina, in Kombination mit den thermischen Eigenschaften von Beton (hohe Wärmespeicherkapazität, hohe Wärmeleitfähigkeit), ihrer großen Fläche zum Austausch mit dem Untergrund und der tiefen Lage (im Vergleich zu Flachkollektoren, nicht aber im Vergleich zu Erdwärmesonden) besonders als Wärmetauscher. Mit ihnen können im Vergleich zu Flachkollektoren tief liegende Bereiche des Erdreichs erschlossen werden, welche unterhalb der Einflusszone der täglichen und jährlichen Temperaturschwankungen liegen. Diese sogenannten „Energie-Geostrukturen“ oder „Massivabsorber“, bei Pfählen wird auch von „Energiepfählen“ gesprochen, stellen eine wirtschaftliche Alternative zu anderen oberflächennahen geschlossenen geothermischen Systemen wie Flachkollektoren, Spiralkollektoren oder Erdwärmesonden dar, zumal ihre Anordnung und Dimensionierung aus rein statischen Anforderungen geschieht und das Einbauen von Absorberleitungen nur einen geringen Mehraufwand bedeutet [4]. Dieser ökonomische Vorteil einer nachhaltigen und umweltfreundlichen Wärmegewinnung und Kühlmöglichkeit hat dazu geführt, dass die Anzahl der eingebauten Energiepfähle in Österreich in den letzten Jahrzehnten stark angestiegen ist [11]. Mittlerweile zählen neben den Fundierungen von Hochhäusern, wie dem *Uniq Tower* in Wien, auch ganze Infrastrukturbauten, wie Stationen der U-Bahnlinie U2 und der *Lainzer Tunnel* in Wien – weltweit erste Geothermie-Nutzung einer Bohrpfahlwand in Deckelbauweise – zu erfolgreich abgeschlossenen Geothermie-Projekten [3]. Obwohl Pfähle und andere Tiefgründungselemente vermehrt als Massivabsorber zur Anwendung kommen, ist die statische Dimensionierung der Bauteile mit thermischer Nutzung noch nicht ausreichend untersucht, geschweige denn normativ geregelt. Richtlinien, wie jene der österreichischen Bautechnik Vereinigung [60], behandeln lediglich die Auslegung der thermischen Anlage und die konstruktiven Ausführung. Auch der Eurocode berücksichtigt weder in seinem derzeit gültigen Grunddokument, EN 1997-1 [55], noch in den weiteren Teildokumenten (z. B. für Pfähle die B 1997-1-3 [48]) die thermische Nutzung in Hinsicht auf das statische Tragverhalten. In der nächsten Auflage des Eurocodes 7, die sich derzeit im Entwurfsstadium befindet, wird der Bemessung thermisch aktivierter Bauteile ein Anhang gewidmet.

Um ein besseres Verständnis für das Tragverhalten thermisch genutzter Gründungselemente zu bekommen, sind im Rahmen des Forschungsprojekts „Unteres Hausfeld“ (FPUH) erstmalig in Österreich Energiepfähle hergestellt und geprüft worden [41]. Das Forschungsprojekt „Unteres Hausfeld“ (FPUH) bezeichnet eine groß angelegte Versuchsreihe bei der, in Kooperation mit dem *Institut für Geotechnik* der *TU Wien*, umfangreiche Untersuchungen an diversen Gründungs-

elementen, wie Düsenstrahlsäulen, Mikropfählen, Großbohrpfählen und auch Energiepfählen durchgeführt worden sind. Die Energiepfähle wurden zunächst mechanisch und thermisch auf Gebrauchslastniveau belastet und im Anschluss durch eine rein mechanische statische Pfahlprobelastung bis zur Versagensgrenze geprüft. Über die statische Pfahlprobelastung war es möglich, einen direkten Vergleich der mechanischen Tragfähigkeit der Energiepfähle zu den unter gleichen Bedingungen hergestellten konventionellen Großbohrpfählen zu bekommen.

Für eine genauere Analyse der während des FPUH gewonnenen Ergebnisse und um ein besseres Verständnis für das mechanische Tragverhalten von Energiepfählen zu bekommen, können numerische Modelle Abhilfe schaffen. Die permanente Leistungssteigerung der Rechenleistung von Computern und die Weiterentwicklung numerischer Programme hat dazu geführt, dass auch in der Geotechnik zunehmend Problemstellungen mit numerischen Modellen gelöst werden. Für die Ermittlung des mechanischen Tragverhaltens von Pfählen werden immer noch analytische Methoden und statische Pfahlprobelastungen bevorzugt [76]. Ein Blick in die Literatur zeigt, dass noch wenige Untersuchungen des mechanischen Tragverhaltens durch numerische Modelle gemacht worden sind. Für die richtige Interpretation des thermischen Einflusses auf die Tragfähigkeit von Energiepfählen ist es allerdings essenziell, zunächst das rein mechanische Tragverhalten zu verstehen.

Das Ziel dieser Diplomarbeit ist es, das mechanische Tragverhalten der im Zuge des FPUH geprüften Bohrpfähle in einem numerischen Modell abzubilden. Dafür wird zunächst der axial belastete Einzelpfahl im Hinblick auf normative Aspekte, Lastabtragungsmechanismen und Bemessungsmöglichkeiten betrachtet. Im Anschluss wird eine kurze Einführung in die Numerik in der Geotechnik und eine Übersicht über Pfahl-Modellierungen aus der Literatur gegeben. Anschließend werden das FPUH und die für diese Arbeit relevanten Pfahlprüfungen an den Bohrpfählen vorgestellt. Bei den für Vergleichszwecke gewählten Bohrpfählen handelt es sich um den *Kiespfahl B.K55* und den *Miozänpfahl B.M5*. Die Prüfstrecke des Kiespfahls liegt in den quartären Sedimenten und jene des Miozänpfahls in den miozänen Sedimenten. Diese Schichten gelten als repräsentativ für den Wiener Baugrund. Die gewählten Bohrpfähle dienen in weiterer Folge als Grundlage für die numerischen Modelle. Für jeden Pfahl wurde ein separates, zweidimensionales, rotationssymmetrisches Modell mit dem Programm PLAXIS 2D erstellt. Als Stoffmodell des Bodens wurde das *Hardening Soil model with small-strain stiffness* (HSS-Modell) gewählt, welches im Kapitel über die Numerik vorgestellt wird. Die gewählten Bodenparameter wurden nach Laborversuchen, Untergrunduntersuchungen, Literaturwerten und Erfahrungswerten bestimmt. Den Abschluss bildet eine Analyse und ein Vergleich der Ergebnisse der Modelle mit jenen des FPUH, sowie eine Parameterstudie zur Evaluierung relevanter Parameter in der Modellierung. Dafür wurden Parameter, die mit Unsicherheit behaftet sind, variiert und die Auswirkungen auf die Ergebnisse analysiert. Zu diesen Parametern zählen Steifigkeitsparameter, Festigkeitsparameter (Reibungswinkel, Kohäsion und Dilatanzwinkel) und auch Größen wie Überkonsolidierung und Erdruchdruckbeiwert. Durch die in dieser Diplomarbeit geschaffenen numerischen Modelle der konventionellen Großbohrpfähle wird die Basis für eine darauf folgende thermo-mechanische Modellierung der Energiepfähle gelegt.

Kapitel 2

Der axial belastete Einzelpfahl

Oftmals eignet sich ein Baugrund aufgrund seiner geotechnischen Eigenschaften nicht für eine Flachgründung. Es kann zu Schrägstellungen, verhältnismäßig großen Setzungen oder Rissen im Bauwerk kommen. Will man den Bauplatz dennoch erschließen, ist eine Tiefgründung oft die einzige Alternative. Gerade bei Bauplätzen im urbanen Bereich oder mit verkehrsrelevanter Bedeutung überwiegt der wirtschaftliche Nutzen die Mehrkosten einer solchen Gründungsart. Eine Variante der Tiefgründung, und zugleich die am häufigsten vorkommende, ist die Pfahlgründung [45]. Pfähle leiten die Belastung in tiefer liegende, tragfähigere Bodenschichten ab. Sie können sowohl als eingerammte oder eingerüttelte Fertigteilepfähle aus Holz, Stahl oder Stahlbeton als auch an Ort und Stelle als Ortbetonpfähle hergestellt werden. Letztere sind unter dem Namen Bohrpfähle bekannt [71].

Pfahlgründungen können sowohl Lasten in axialer Richtung als auch quer zur Achse abtragen. Weiters kann es bei einer Belastung von mehreren Pfählen zu unterschiedlichen Tragmechanismen (Gruppenwirkungen) kommen. Die hohe Komplexität dieser vielfältig einsetzbaren Gründungsart spiegelt sich auch in der normativen Vorgabe wider; Pfahlgründungen sind mindestens in die geotechnische Kategorie 2 einzuordnen. Dieses Kapitel beschränkt sich auf das Tragverhalten eines axial belasteten Einzelpfahls, mit einem Durchmesser von mindestens 30 cm, differenziert nach Zug- und Druckbelastung. Auf Mikropfähle, die Gruppenwirkung, Belastungen quer zur Pfahlachse, Mantelverpressung und Fußaufweitung sowie die Herstellung und verschiedene Herstellungsverfahren wird nicht näher eingegangen.

2.1 Pfahlarten

Je nach Herstellung und Anwendungsmöglichkeit können Pfahlarten in drei unterschiedliche Pfahlssysteme eingeteilt werden. Diese sind:

- Verdrängungspfähle
- Bohrpfähle
- Mikropfähle

Die Einteilung in diese einzelnen Pfahlssysteme hängt vor allem mit der Herstellung und dem Durchmesser der Pfähle zusammen. Der größte Unterschied zwischen Bohrpfählen und Verdrängungspfählen ist jener, dass bei Verdrängungspfählen der Boden überwiegend oder vollkommen verdrängt wird. Dabei kommt es zu keiner Bodenförderung. Bei Bohrpfählen wird der Boden gelöst und anschließend gefördert. Der Bohrpfahl „ersetzt“ den zuvor geförderten Boden. Allerdings können durch Anwendung von unterschiedlich ausgebildeten Bohr- bzw. Verdrängungswerkzeugen auch Mischformen der beiden Pfahlarten hergestellt werden, weshalb eine eindeutige Zuordnung schwierig ist [26]. Die Zuteilung zu Mikropfählen erfolgt aufgrund des Durchmessers. Nach EN 14199 [51, S. 10] wird ein Mikropfahl als „gebohrter Pfahl mit einem Durchmesser kleiner als 300 mm“ definiert.

In Abb. 2.1 sind die beschriebenen Pfahlsysteme sowie Untergruppen ersichtlich. Des Weiteren sind auch die in Deutschland anzuwendenden Ausführungsnormen (DIN EN Normen) der einzelnen Systeme angegeben. Für diese sind auch äquivalente ÖNORM EN Normen vorhanden. Bei Bohrpfählen ist die EN 1536 [52] anzuwenden, bei Verdrängungspfählen die EN 12699 [50] und bei Mikropfählen die EN 14199 [51]. Neben den Normen stellt die Richtlinie „Bohrpfähle“ der österreichischen Bautechnik Vereinigung [59] ein wichtiges Dokument zur Planung und Herstellung von Bohrpfählen in Österreich dar. Die Richtlinie beschränkt sich dabei, anders als die EN 1536, auf Bohrpfähle mit einem kreisrunden Durchmesser von 30 cm bis 300 cm. Sie deckt sowohl Anwendungsbereiche der Konstruktion, Bemessung, Ausführung, Betontechnik als auch Anforderungen an den Bohrpfahlbeton ab.

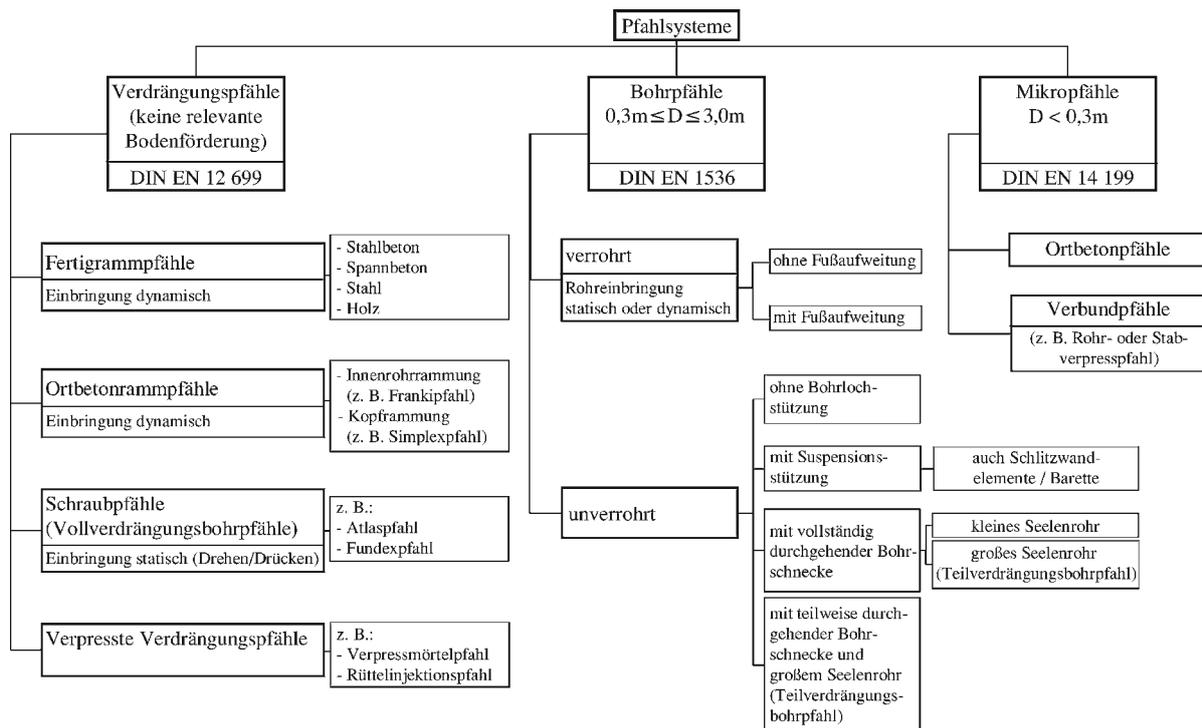


Abb. 2.1: Pfahlsysteme mit zugehörigen Ausführungsnormen nach [26] (zitiert von [14])

2.2 Axiales Tragverhalten

Das axiale Tragverhalten von Pfählen setzt sich aus dem **Mantelwiderstand** (shaft resistance) R_s und dem **Fußwiderstand** (base resistance) R_b zusammen. Je nach dominierendem Widerstand wird entweder von einem Spitzendruckpfahl oder einem Mantelreibungspfahl gesprochen. Bei Druckpfählen resultiert das Tragverhalten aus der Summe der beiden Widerstände (Gleichung (2.1)). Bei Zugpfählen entfällt der Spitzenwiderstand. Deren Tragfähigkeit wird lediglich durch den Mantelwiderstand bestimmt (Gleichung (2.2)).

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

$$R_t = R_s \quad (2.2)$$

Der Spitzenwiderstand ergibt sich aus den Druckspannungen am Pfahlfuß, auch als Spitzendruck q_b bezeichnet, multipliziert mit der Querschnittsfläche des Pfahls A_b . Diese Druckspannungen sind bedingt tiefenabhängig. Sie werden ab einer gewissen Einbindelänge als konstant angenommen. Man spricht dabei von der Grenztiefe. Kempfert und Moormann [26] definieren sie durch ein Einbindelänge-Durchmesser Verhältnis von $(d/D) \approx 15$. Der Spitzenwiderstand des Pfahls hängt von der Mobilisierung der Setzungen ab. Dieser Sachverhalt wird durch eine Widerstand-Setzungs-Linie (WSL) beschrieben. Der Verlauf dieser Linie ist annähernd parabolisch, wodurch kein eindeutiges Versagen feststellbar ist. Der Grenzwert des Spitzenwiderstands wird über eine Grenzsetzung s_g festgelegt. In der meisten Literatur, u.a. ÖNORM B 1997-1-3 [48], entspricht sie einer relativen Setzung von 10 % des Pfahldurchmessers $s_g/D = 0,1$ [26].

Zwischen der Pfahlmantelfläche und dem Boden treten, abhängig von der Relativverschiebung, Schubspannungen, die sogenannte Mantelreibung $q_{s,i}$, auf. Kolymbas [27] sowie Kempfert und Moormann [26] beschreiben diese Spannung in Abhängigkeit von der auftretenden Überlagerungsspannung und verschiedener bodenphysikalischen Größen wie Wandreibungswinkel und undrainierte Scherfestigkeit. Daraus resultiert eine Zunahme der Spannungen mit steigender Tiefe. Dennoch wird in der Praxis für jede einzelne Bodenschicht mit einer konstanten Spannung gerechnet. Über den Pfahlschaft $A_{s,i}$ integriert ergeben sie den Mantelwiderstand. Wie beim Spitzenwiderstand ist auch die Mobilisierung des Mantelwiderstands von den Setzungen des Pfahls abhängig. Die WSL kann als bilineare Kurve approximiert werden. Der maximale Widerstand wird schon nach geringen Setzungen, der Grenzsetzung s_{sg} , erreicht. Anders als beim Spitzenwiderstand kommt es dabei zu einem starken Abfallen der WSL. Darunter wird auch der „Bruch“ des Pfahls verstanden, da eine weitere Laststeigerung nicht mehr möglich ist [26].

Die in Abb. 2.2 dargestellten Widerstand-Setzungs-Linien veranschaulichen die zuvor beschriebenen Verläufe der WSL von Spitzenwiderstand und Mantelwiderstand. Der Gesamtwiderstand eines auf Druck belasteten Pfahls wird über Spitzendruck und Mantelreibung nach Gleichung (2.3) berechnet [45].

$$R_c = R_b + R_s = q_b \cdot A_b + \sum_i q_{s,i} \cdot A_{s,i} \quad (2.3)$$

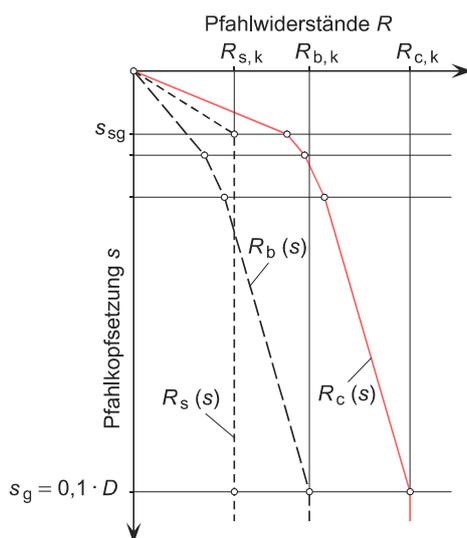


Abb. 2.2: Schematische Darstellung einer Widerstand-Setzungs-Linie (WSL): Gesamtwiderstand $R_c(s)$ in rot, die Anteile Spitzendruck $R_b(s)$ strichliert und Mantelreibung $R_s(s)$ strichpunktiiert [45] (adaptiert)

2.3 Bemessung

Die Bemessung von Pfahlgründungen wird in Österreich im Eurocode 7 behandelt. Der Eurocode 7 umfasst Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik. Die ÖNORM EN 1997-1 [55] beinhaltet die allgemeinen Grundlagen. Darin werden im Abschnitt 7 auch Pfahlgründungen behandelt, mit Hauptaugenmerk auf den allgemeinen Bemessungsregeln. Eine detailliertere Beschreibung der Nachweisführung von Bohrpfählen ist in der ÖNORM B 1997-1-3 [48] enthalten. Die Eurocodes sind das Produkt eines Aktionsprogramms der Europäischen Gemeinschaft, mit dem Ziel der Beseitigung technischer Handelshindernisse und der Harmonisierung technischer Ausschreibungen. Sie haben den Status „Europäische Norm“ (EN) [55]. In der Bemessung wird zwischen Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) und Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) unterschieden.

2.3.1 Ultimate Limit State – ULS

Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit werden von den in der ÖNORM B 1997-1-3 [48] angeführten Nachweisen folgende näher beschrieben:

- Erreichen des äußeren Tragwiderstands von Einzelpfählen, sowohl bei Zug- als auch bei Druckbelastung (GEO)
- Anheben des an Zugpfählen hängenden Bodenkörpers (GEO, UPL)
- Erreichen des inneren Tragwiderstands eines Einzelpfahls (STR)

Zusätzlich ist zu beachten, dass es aufgrund von Differenzsetzungen, Hebungen, Verschiebungen und Verkippen von Pfählen zu einem Versagen des zu gründenden Bauwerks kommen kann. Dies ist durch konstruktive Maßnahmen (z. B. Änderung der Anordnung oder Länge und Durchmesser von Pfählen) zu verhindern [48].

Das Knicken von Pfählen wird nicht näher behandelt. Es sei nur so viel erwähnt, dass ein Knicknachweis im Allgemeinen dann entfallen kann, wenn der umschließende Boden eine charakteristische Scherfestigkeit von $c_u > 10$ kPa im undrained Zustand aufweist [55, S. 94].

Für den Nachweis gegen das Versagen des Baugrundes (GEO) ist das Nachweisverfahren 2 anzuwenden, siehe ÖNORM B 1997-1-1 [47]. Die Teilsicherheitsbeiwerte sind dabei auf die Einwirkungen der resultierenden Belastung und auf die Widerstände des Baugrundes anzuwenden.

Äußere Tragfähigkeit

Axial beanspruchte Pfähle gelten als ausreichend tragfähig, wenn die Bedingungen in Gleichung (2.4) und (2.5) erfüllt sind [48].

$$F_{c;d} \leq R_{c;d} \quad (2.4)$$

$$F_{t;d} \leq R_{t;d} \quad (2.5)$$

$F_{c;d}$ bzw. $F_{t;d}$ Bemessungswert der Druck- bzw. Zugbelastung eines Pfahls

$R_{c;d}$ bzw. $R_{t;d}$ Bemessungswiderstand eines auf Druck bzw. Zug belasteten Pfahls

Der Bemessungswiderstand eines Pfahls ergibt sich durch seinen charakteristischen Widerstand, korrigiert mit den zugehörigen Modellfaktoren und Teilsicherheitsbeiwerten. Die Modellfaktoren η sind von der Methode, welche zur Bestimmung der charakteristischen Pfahlwiderstände gewählt wird, abhängig. Sie sind in *Tabelle A.1* der ÖNORM B 1997-1-3 [48, S. 31] angegeben. Die Teilsicherheitsbeiwerte γ hängen von der Art des Widerstands ab. Die genauen Werte sind in *Tabelle 7* der ÖNORM B 1997-1-1 [47, S. 9] angeführt.

Der charakteristische Widerstand eines auf **Druck belasteten Pfahls** setzt sich aus dem charakteristischen Widerstand des Spitzendrucks $R_{b;k}$ und dem charakteristischen Widerstand der Mantelreibung $R_{s;k}$ zusammen. Für die Ermittlung des Bemessungswiderstands nach [48] können entweder die einzelnen charakteristischen Widerstände mit ihren jeweiligen Modellfaktoren und Teilsicherheitsbeiwerten korrigiert und anschließend addiert werden (Gleichung (2.6)), oder es wird ein Gesamtwiderstand ermittelt, welcher dann mit dem zugehörigen Modellfaktor und Teilsicherheitsbeiwert bereinigt wird (Gleichung (2.7)).

$$R_{c;d} = \frac{R_{b;k}}{\eta_{P;c} \cdot \gamma_b} + \frac{R_{s;k}}{\eta_{P;c} \cdot \gamma_s} \quad (2.6)$$

$$R_{c;d} = \frac{R_{c;k}}{\eta_{P;c} \cdot \gamma_t} \quad (2.7)$$

Bei **Zugpfählen** wird für den Bemessungswiderstand lediglich die Mantelreibung in Rechnung gestellt. Der Bemessungswiderstand ergibt sich nach Gleichung (2.8). Abermals erfolgt die Umrechnung von charakteristischem Wert auf Bemessungswert über Modellfaktoren und Teilsicherheitsbeiwerte.

$$R_{t;d} = \frac{R_{t;k}}{\eta_{P;t} \cdot \gamma_{s;t}} \quad (2.8)$$

Außerdem muss für einen Zugpfahl auch ein *Nachweis gegen das Anheben des an einem Zugpfahl hängenden Bodenkörpers* [48, S. 17] geführt werden. Der angehängte Bodenkörper darf als Zylinder mit einem Durchmesser von $D + \Delta D$ und einem anschließenden Kegelstumpf, dessen kleiner Durchmesser dem Pfahldurchmesser D entspricht, modelliert werden. In der Mantelfläche des sich daraus ergebenden Rotationskörpers dürfen keine Reibungskräfte angesetzt werden. Eine Veranschaulichung des beschriebenen Körpers ist in Abb. 2.3 ersichtlich. Die geometrischen Größen ($D + \Delta D$, φ_k) sind in Abhängigkeit von der Pfahllänge und den Bodenverhältnissen festzulegen [48].

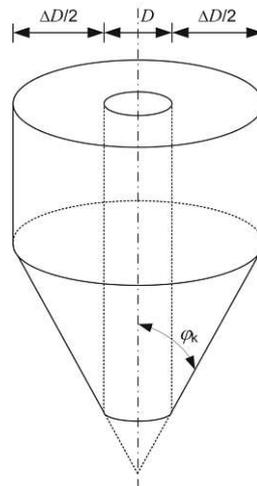


Abb. 2.3: Geometrische Form des an einem Einzelpfahl hängenden Bodenkörpers [48]

Innere Tragfähigkeit

Der Grenzzustand der inneren Tragfähigkeit gilt als erfüllt, wenn folgendes Bemessungskriterium in Gleichung (2.9) nach ÖNORM B 1997-1-3 [48] nachgewiesen wird:

$$E_d \leq R_{m;d} \quad (2.9)$$

E_d Bemessungswert der Beanspruchung. Um jenen zu berechnen, müssen die charakteristischen Schnittgrößen mit den jeweiligen Teilsicherheitsbeiwerten γ_G und γ_Q multipliziert werden. Die Teilsicherheitsbeiwerte sind nach ÖNORM B 1997-1-1 [47] zu bestimmen.

$R_{m;d}$ Bemessungswert des inneren Tragwiderstands. Dieser ergibt sich aus dem gewählten Material und der damit einhergehenden gültigen Bauartnorm.

Zugpfähle sind so zu bemessen, dass die Zugkraft über die gesamte Pfahllänge aufgenommen werden kann.

2.3.2 Serviceability Limit State – SLS

Für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist in ÖNORM EN 1997-1 [55] und ÖNORM B 1997-1-3 [48] folgendes Bemessungskriterium nach Gleichung (2.10) definiert.

$$E_d \leq C_d \quad (2.10)$$

E_d Bemessungswert der Auswirkung der Einwirkung in der Dimension des Gebrauchstauglichkeitskriteriums aufgrund der maßgebenden Einwirkungskombination

C_d Bemessungswert der Grenze für das maßgebende Gebrauchstauglichkeitskriterium

Für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit entspricht der Bemessungswert der Beanspruchung E_d , dem charakteristischen Wert der Beanspruchung E_k . Die Teilsicherheitsbeiwerte und Modellfaktoren werden dabei, sofern für Einzelfälle nicht anders erforderlich, gleich eins gesetzt. Der Bemessungswert C_d entspricht den Grenzen der maßgebenden Gebrauchstauglichkeit. Er wird in der Planungsphase entsprechend den Nutzungsanforderungen, unter Einhaltung der Anforderungen nach ÖNORM EN 1990 [53], mit dem Bauherren vereinbart. Die Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit betreffen in den meisten Fällen Absolutsetzungen oder Setzungsdifferenzen. Dabei sind auch auftretende Verformungen des Pfahls (Stauchungen und Hebungen) zu berücksichtigen. Für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit sind im Falle von Pfahlbelastungsversuchen die zur Belastung E_d zugehörigen Verformungen direkt aus den Versuchsergebnissen abzuleiten. Bei Anwendungsfällen mit vergleichbaren Baugrundverhältnissen können aufgrund von Korrelation die gleichen Werte angewendet werden. Die Setzungen von Druckpfählen dürfen mittels anerkannter Berechnungsmethoden auf Grundlage eines repräsentativen Baugrundmodells abgeschätzt werden. Bei Zugpfählen können die Hebungen nur aus Versuchsergebnissen verlässlich abgeleitet werden [48].

2.4 Ermittlung der charakteristischen Pfahlwiderstände

Für die Ermittlung der charakteristischen Pfahlwiderstände von Bohrpfählen kommen nach ÖNORM B 1997-1-3 [48] folgende Methoden in Frage:

- Statische Pfahlprobebelastung
- Dynamische Pfahlprobebelastung

- Rammformeln
- Tabellenwerte
- Erfahrungswerte

Diese Methoden unterscheiden sich stark hinsichtlich ihres Aufwands und ihrer Kosten. Im Allgemeinen liefern aufwendigere Varianten auch genauere Widerstandswerte. Dieser Sachverhalt wird über die Modellfaktoren abgebildet. Hier gilt, je genauer die Methode, desto kleiner der Faktor. Zudem hat die gewählte Methode auch Einfluss auf die notwendige Baugrunderkundung. Werden die Widerstände z. B. auf Grundlage von Erfahrungswerten ermittelt, so empfiehlt EA-Pfähle [14], die Tiefe der Baugrunduntersuchungen zu erhöhen. Die aufgezählten Methoden werden im Folgenden kurz erläutert, wobei die statische Pfahlprobelastung, aufgrund ihrer Relevanz für diese Arbeit, detailliert in Abschnitt 2.5 beschrieben wird. Für eine umfassende Erläuterung der einzelnen Methoden, sowie deren Anwendung, sei auf geltende Normen ([47, 48, 55]) und weitere Literatur wie [14] verwiesen.

Dynamische Pfahlprobelastung

Bei der dynamischen Probelastung erfolgt die Lastaufbringung durch einen kurzen dynamischen Stoß. Dieser wird entweder durch ein Fallgewicht oder durch das Beschleunigen einer Reaktionsmasse ausgelöst. Auf Grundlage der eindimensionalen Wellentheorie geben die auftretenden Kräfte und Verschiebungen am Pfahlkopf Rückschlüsse auf das Tragverhalten des Pfahls. Der Vorteil einer dynamischen Pfahlprobelastung gegenüber einer statischen Pfahlprobelastung liegt in der einfacheren Ausführung und daher auch schnelleren Durchführung. Somit können in kürzester Zeit eine Vielzahl an Pfählen getestet werden [14].

Laut ÖNORM EN 1997-1 [55] dürfen dynamische Probelastungen nur dann zur Bemessung eines Pfahls herangezogen werden, wenn die Ergebnisse an einer statischen Pfahlprobelastung kalibriert werden. Die Pfähle müssen dabei in Hinsicht auf Länge, Durchmesser, Pfahltyp und Bodenverhältnissen ident zu jenen der statischen Probelastung sein. Weitere Anforderungen an diese Methode werden in der EA-Pfähle [14] ausführlich behandelt.

Rammformeln

Rammformeln stellen einen Unterpunkt der dynamischen Pfahlprüfung dar. Anders als moderne dynamische Pfahlprüfungen beruhen Rammformeln nicht auf der Theorie der Wellenausbreitung, sondern stützen sich auf eine Energiebilanzierung [27]. Das maßgebende Kriterium zur Ermittlung der Tragfähigkeit ist dabei die mittlere Eindringung in den Boden durch einen Schlag bei der letzten Hitze (=10 Schläge). Die eingebrachte Energie des Rammjägers setzt sich dabei aus der Arbeit zur Überwindung des Eindringwiderstandes und den Energieverlusten durch das elastische Verhalten von Pfahl und Boden zusammen [72].

Bei der Anwendung von Rammformeln ist eine Kalibrierung der Ergebnisse durch eine statische Pfahlprüfung vorzusehen. Die ÖNORM EN 1997-1 [55] schreibt dies, neben weiteren Voraussetzungen, sogar vor. Laut EA-Pfähle [14] sollten Rammformeln generell nur noch in Ausnahmefällen zur Anwendung kommen, da herkömmliche dynamische Pfahlprobelastungen mit geringem Mehraufwand eine genauere Methode zur Ermittlung der Widerstände darstellen. Die gleichen Argumente gegen die Anwendung von Rammformeln führt auch die DIN 1054 [15] an.

Tabellenwerte

Eine weitere Möglichkeit zur Bestimmung charakteristischer Widerstände ist jene durch Tabellenwerte. Dabei wird mithilfe von maßgebenden Bodenkenngrößen auf den Pfahlmantel- und Pfahlfußwiderstand geschlossen. Sie kommen vor allem dann zur Anwendung, wenn für einen

konkreten Fall weder eine Pfahlprobelastung durchgeführt wird, noch Erfahrungswerte vorhanden sind, deren Zuverlässigkeit durch eine Probelastung unter vergleichbaren Bedingungen nachgewiesen worden ist [48]. Die Anwendung der Tabellenwerte bedingt eine Vielzahl an Voraussetzungen. Diese beziehen sich auf die Pfahlherstellung, geometrische Abmessungen des Pfahls, bodenmechanische Größen etc. Alle Anforderungen sind in der ÖNORM B 1997-1-3 [48] detailliert angeführt.

Erfahrungswerte

Im Grunddokument des Eurocode 7, ÖNORM EN 1997-1 [55, S. 17], fällt die Bemessung nach Erfahrungswerten in die Kategorie der Ermittlung des Widerstands aufgrund der Ergebnisse von Baugrundversuchen. Dabei wird lediglich auf eine allgemeine Definition für vergleichbare Erfahrungen verwiesen, welche diese als

„dokumentierte oder anderweitig belegte Informationen zum Baugrund, die beim Entwurf, der Berechnung und der Bemessung bei gleichen Boden- oder Felsarten Verwendung finden, soweit vergleichbares geotechnisches Verhalten bei vergleichbaren Bauwerken zu erwarten ist. Als besonders relevant sind dabei örtlich gewonnene Erkenntnisse anzusehen“

beschreibt. Zugelassen sind somit prinzipiell alle vergleichbaren Erfahrungswerte, deren Eignung durch entsprechende Nachweise belegt sind. Das nationale Anwendungsdokument, die ÖNORM B 1997-1-3 [48], gibt keine weiteren Erläuterungen zur Bemessung mittels Erfahrungswerten. Einzig die zugehörigen Modellfaktoren werden im Dokument angeführt. Die DIN 1054 [15] empfiehlt, ergänzend zum Eurocode 7, Erfahrungswerte für Zugpfähle nur in Ausnahmefällen heranzuziehen.

2.5 Statische Pfahlprobelastung

Die genaueste Methode zur Ermittlung der axialen charakteristischen Tragwiderstände ist jene der statischen Pfahlprobelastung. Sie kommt vor allem dann zur Anwendung, wenn im betreffenden Fall keine Erfahrungswerte vorliegen, der Untergrund unzureichende bodenphysikalische Eigenschaften aufweist, beim Abteufen der Pfähle unerwartete Bodenverhältnisse auftreten, oder es sich um überwiegend auf Zug beanspruchte Pfähle handelt [48]. Der hohen Genauigkeit steht allerdings ein hoher Aufwand und damit einhergehende Kosten gegenüber [25]. Ziel einer Pfahlprobelastung ist es, aufgrund der charakteristischen Widerstand-Setzungs- bzw. Widerstand-Hebungslinie auf die Pfahlwiderstandsgrößen $R_{c;k}$ und $R_{t;k}$ zu schließen [14]. Die Widerstand-Setzungslinien, als Ergebnis einer statischen Pfahlprüfung, sind beispielhaft in Abb. 2.6 ersichtlich.

2.5.1 Versuchsaufbau

Probepfähle

Für den Versuch werden eigens hergestellte Probepfähle verwendet. Dabei handelt es sich in der Regel nicht um Bauwerkspfähle, sie sollten diesen aber in Hinsicht auf Herstellungsverfahren, Geometrie, Größe, Baustoffe und Untergrundverhältnissen entsprechen. Ist es aufgrund der Versuchsdurchführung nicht möglich, einen Versuchspfahl mit den Maßen eines Bauwerkpfahls herzustellen, kann der Pfahldurchmesser auf das Verhältnis von 0,5 : 1 reduziert werden. Dabei ist der Durchmesser des Probepfahls $\geq 0,5$ m zu wählen. Diese Reduktion darf allerdings erst ab einem Durchmesser von $\geq 0,8$ m erfolgen [14, S. 170].

Wird nur eine einzige Probelastung durchgeführt, so ist sie an jener Stelle mit den vermeintlich schlechtesten Untergrundverhältnissen anzusetzen. Ist dies nicht möglich, hat unter Einbeziehung eines geotechnischen Sachverständigen ein Abschlag der charakteristischen Widerstände zu erfolgen. Bei der Durchführung von zwei oder mehreren Probelastungen sollten die Versuchsorte repräsentativ für das Baugelände sein. Ein Probepfahl ist dabei an jener Stelle zu wählen, an der vermutlich die ungünstigsten Untergrundverhältnisse vorliegen [14].

Bevor der Probepfahl belastet wird, muss eine gewisse Wartezeit eingehalten werden. Dies ist notwendig, damit der Pfahl eine ausreichende Festigkeit besitzt und die Porenwasserdrücke des Bodens wieder ihren Ausgangswert annehmen [55]. Empfohlene Wartezeiten in Abhängigkeit von Pfahlart und Bodenart laut DIN EN ISO 22477-1 [16] sind in Tab. 2.1 ersichtlich.

Tab. 2.1: Empfohlene Wartezeiten zwischen Einbringen und Prüfung eines Pfahls [16, S. 14]

Bodenart	Pfahlart	Mindestwartezeit in Tagen
grobkörnige Böden	alle	7
feinkörnige Böden	Bohrpfähle	21
	Verdrängungspfähle	28

Prüflast

Die Prüflast ist so groß zu wählen, dass der Grenzzustand der Tragfähigkeit des Pfahls erreicht werden kann. Eine Möglichkeit zur Abschätzung der Prüflast bieten Tabellen- und Erfahrungswerte. Allerdings sollte, aufgrund von statistischen Streuungen und Sicherheiten der Tabellenwerte, eine deutlich größere Prüflast gewählt werden. Für den Nachweis des geforderten charakteristischen Pfahlwiderstands wird die Prüflast durch Multiplikation des Bemessungswerts der Beanspruchung mit dem Teilsicherheitsbeiwert und dem Streuungsfaktor ermittelt [14].

Belastungseinrichtung

Zur Aufbringung der Belastung werden Hydraulikzylinder eingesetzt. Für die Ausführung des notwendigen Widerlagers stehen mehrere Varianten zur Verfügung. Dazu zählen Totlasten, verankerte Traversen und Belastungsstühle (siehe Abb. 2.4). Weiters ist es durch Einbetonieren des Hydraulikzylinders in den Pfahlschaft möglich, den Prüfpfahl selbst oder Teile von ihm als Widerlager zu verwenden [14].

Die Hydraulikzylinder werden auf die aufzubringende Prüflast und die zu erwartende Verformung abgestimmt. Für den notwendigen Kolbenhub sind neben den Setzungen des Pfahls auch die Verformungen des Widerlagersystems zu berücksichtigen. Werden mehrere Hydraulikzylinder verwendet, sollten diese baugleich sein und sind für eine gemeinsame Leistung durch dasselbe Hydraulikaggregat zu versorgen. Es ist darauf zu achten, dass die Belastung zentrisch und axial angreift [14].

Instrumentierung und Messverfahren

Für die genaue Erfassung der Pfahlkopfverschiebungen sollte eine Vielzahl an unabhängigen Systemen gewählt werden. Die Messung der Verschiebung kann dabei mechanisch mittels Messuhren, elektrisch durch Wegaufnehmer und zusätzlich optisch, mithilfe eines Feinnivellement, erfolgen. Das gewählte System darf eine Messunsicherheit von $\pm 0,2$ mm nicht überschreiten. Fixpunkte für das Feinnivellement und Auflagepunkte für die mechanische Messeinrichtung sind außerhalb des Einflussbereiches zu setzen [14].

Die vorherrschende Belastung wird üblicherweise mittels Kraftmessdosen am Pfahlkopf bestimmt. Der Hydraulikdruck wird nur für Kontrollzwecke registriert. Kraftmessdosen kommen

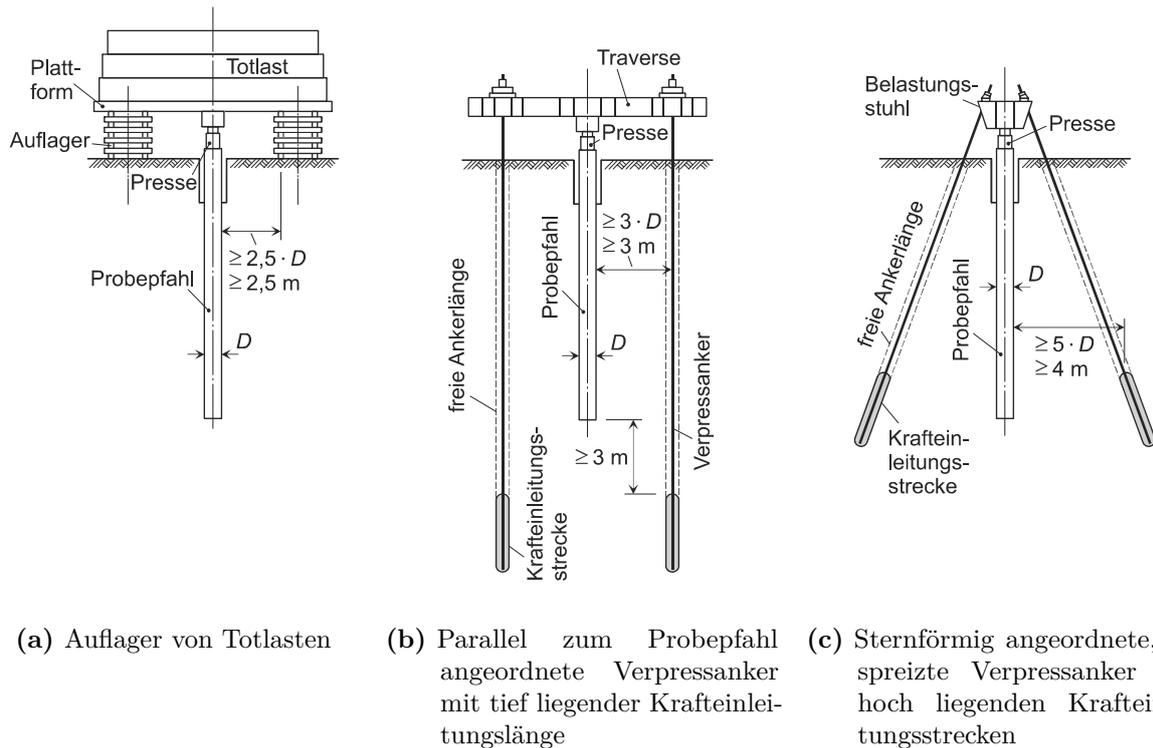


Abb. 2.4: Unterschiedliche Belastungseinrichtungen einer statischen Pfahlprobebelastung [45]

auch bei der Ermittlung des Pfahlfußwiderstandes zum Einsatz. Auf den Pfahlmantelwiderstand kann durch Differenzbildung mit dem Gesamtwiderstand geschlossen werden. Ist es aufgrund von erhöhten Anforderungen notwendig, den Pfahlmantelwiderstand direkt zu bestimmen, so geschieht dies über die Erfassung der Längenänderung des Pfahls unter Berücksichtigung des E-Moduls. Die Längenänderungen können über Extensometer, elektrische Betondehnungsaufnehmer oder mittels Gleitmikrometer aufgenommen werden [14].

2.5.2 Versuchsdurchführung

Belastung durch Lastzyklen

Der Versuch wird üblicherweise in zwei Lastzyklen durchgeführt. Der erste Lastzyklus erfolgt bis zum Erreichen der charakteristischen Pfahlbeanspruchung $F_{c;k}$ oder $F_{t;k}$, der zweite Zyklus bis zur Prüflast P_p . Die Zyklen werden in einzelne Laststufen eingeteilt. Das Aufbringen der Prüflast sollte dabei in mindestens acht Laststufen ablaufen. Zum Festsetzen der Belastungseinrichtung und zur Einrichtung der Verschiebungsmessgeräte ist es ratsam, mit einer geringeren Vorlaststufe zu beginnen. Bei höheren Laststufen und überwiegender Lastabtragung durch Mantelreibung sollte die Belastungssteigerung langsam und behutsam erfolgen. Die Dauer der Belastungssteigerung einer Laststufe sollte drei Minuten nicht unterschreiten [14]. Mit dem Beginn der nächsten Laststufe ist laut ÖNORM B 1997-1-3 [48, S. 33] solange abzuwarten, bis die Zunahme der Pfahlkopfssetzungen $\leq 0,1 \text{ mm}/20 \text{ min}$ beträgt. Während dieses Beobachtungszeitraums wird die Belastung konstant gehalten. Der Beobachtungszeitraum hat die zuvor genannte Bedingung zu erfüllen bzw. die in Abb. 2.5 ersichtlichen Zeiten nicht zu unterschreiten [14].

Sobald die Zyklen ihre maximale Belastung erreicht haben, ist es zweckmäßig, diese für einen längeren Zeitraum beizubehalten, um mögliche Kriechumlagerungen im Untergrund und Langzeitfolgen zu erfassen. Die zwischen den Lastzyklen angeordnete Entlastung wird ebenfalls

in einzelne Laststufen unterteilt und die Pfahlkopfverschiebung dokumentiert. In Abb. 2.5 sind die Lastzyklen und Belastung in Abhängigkeit von der Zeit dargestellt [14].

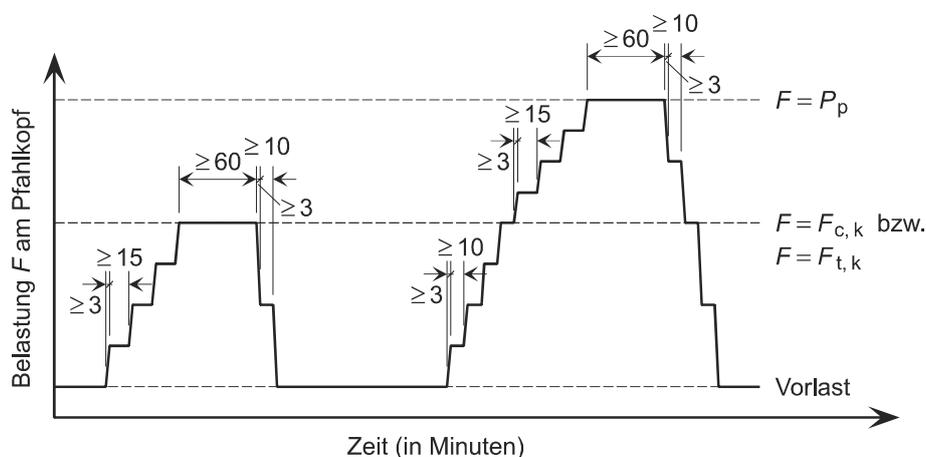


Abb. 2.5: Lastzyklen und Belastung einer statischen Pfahlprobebelastung über die Zeit; P_p = Prüflast [45]

CRP-Versuch

Neben der Belastung durch Lastzyklen kann auch ein weggesteuerter Versuch mit konstanter Verschiebungsgeschwindigkeit (Constant Rate of Penetration, CRP-Versuch) durchgeführt werden. Diese Versuchsausführung kommt vor allem dann zur Anwendung, wenn die Zeit nicht ausreicht, um auf das Abklingen der Bewegung zu warten und bei ausgeprägt plastisch bindigen Böden. Bei einem CRP-Versuch erfolgt die Steuerung und die Erfassung der Daten möglichst automatisch. Gängige Verschiebungsgeschwindigkeiten liegen zwischen 0,25 mm/min bis 1,25 mm/min bei bindigen Böden und 0,75 mm/min bis 2,5 mm/min bei nichtbindigen Böden. Wird der CRP-Versuch mit verschiedenen Verschiebungsgeschwindigkeiten durchgeführt, so kann mithilfe des Zähigkeitsindex die Last-Verschiebungskurve an eine standardisierte Verschiebungsgeschwindigkeit angepasst werden [14].

Erforderliche Messungen

Zur Beurteilung der Pfahlprobebelastung ist es notwendig, die vertikale Pfahlkopfverschiebung in Laststufen nach 0, 2, 5, 10, 20, 40, 80 und 100 min nach Erreichen der jeweiligen Belastung zu messen. Die Messung der horizontalen Verschiebung erfolgt in deutlich größeren Intervallen. Meist reicht schon eine Messung am Anfang und am Ende einer Laststufe. Beim CRP-Versuch werden die Daten möglichst automatisch erfasst. Der zeitliche Abstand der Datenerfassung ist dabei von der Verschiebungsgeschwindigkeit abhängig, sollte aber maximal 60 Sekunden betragen. Das Referenzsystem und die Lage des Pfahlkopfes sind am Anfang und nach Abschluss des Versuchs durch eine „Nullmessung“ und eine „Schlussmessung“ festzuhalten. Dafür kann z. B. ein Feinnivelllement herangezogen werden. Gelten höhere Anforderungen, sind Kontrollmessungen nach Abklingen der Bewegung bei jeder Laststufe notwendig. Neben der Pfahlkopfverschiebung ist auch die tatsächliche Belastung am Pfahlkopf simultan zu messen [14].

2.5.3 Auswertung und Beurteilung der Ergebnisse

Durch das Erfassen der Pfahlkopfverschiebungen über den gesamten Versuch hinweg lässt sich die Widerstand-Setzung- bzw. Widerstand-Hebung-Linie, auch Arbeitslinie genannt, darstellen.

Sie dient als Grundlage zur Ermittlung der charakteristischen Pfahlwiderstände, wobei das maßgebende der folgenden Kriterien ausschlaggebend ist.

- Pfahlkopfsetzungen von 10 % des Pfahlfußdurchmessers
- Stark ausgeprägte Krümmung der Pfahlarbeitslinie
- Kriechwiderstand R_{cr}

Das erste Kriterium kommt vor allem bei Pfählen mit überwiegendem Pfahlfußwiderstand zum Einsatz. Deren Arbeitslinie weist meist nur eine sehr schwache Krümmung auf, wodurch kein eindeutiges Versagen festzustellen ist. Daher wird laut ÖNORM EN 1997-1 [55, S. 82] eine Grenzsetzung von 10 % des Pfahlfußdurchmessers als Versagenskriterium definiert. Der charakteristische Widerstand des Pfahls wird beim Erreichen dieser Grenzsetzung abgelesen.

Pfähle, deren Widerstand sich primär aus jenem der Mantelreibung ergibt, sind durch eine starke Krümmung der Arbeitslinie charakterisiert. Diese Krümmung der Arbeitslinie erfolgt bereits nach geringen Pfahlverschiebungen, noch unterhalb der Grenzsetzung. Hier wird der charakteristische Widerstand im Bereich der auftretenden Krümmung abgelesen. In Abb. 2.6 ist die Widerstand-Setzungslinie eines Pfahls sowie deren Anteile an Spitzendruck und Mantelreibung dargestellt. Gut erkennbar ist die Arbeitslinie der Mantelreibung mit ihrer starken Krümmung sowie jene des Spitzendrucks, an der kein eindeutiges Versagen festgestellt werden kann.

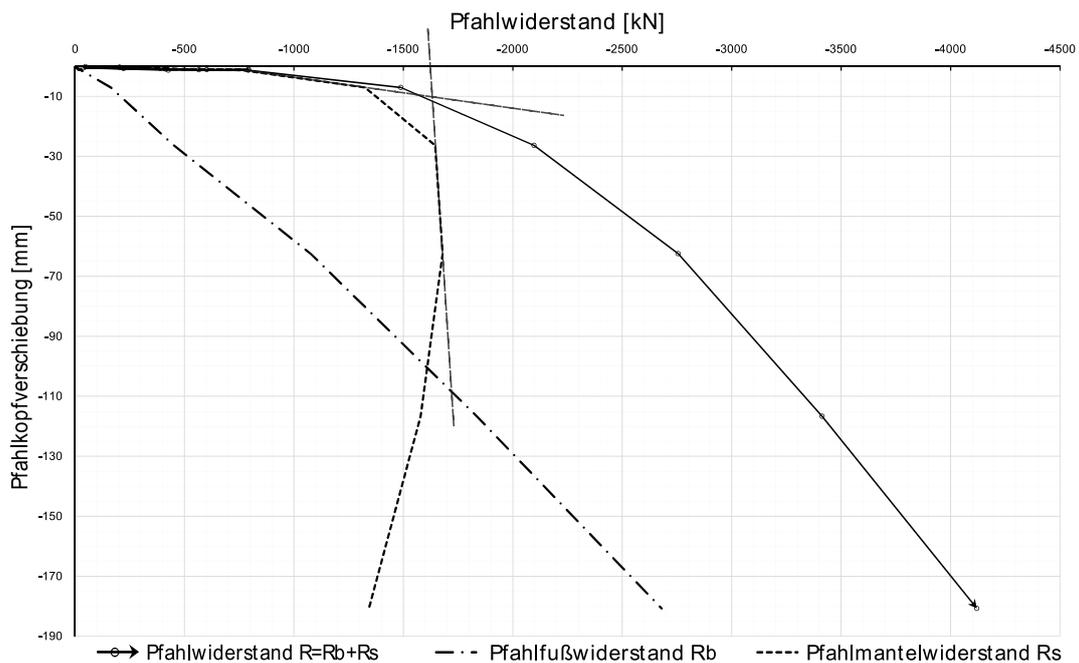


Abb. 2.6: Widerstand-Setzungslinien einer statischen Pfahlprüfung, mit den Anteilen für Spitzendruck und Mantelreibung [42] (adaptiert)

Beim dritten Kriterium wird der Widerstand aufgrund des Kriechverhaltens des Pfahls ermittelt. Dafür werden bei jeder Laststufe die Pfahlverschiebungen in ein Diagramm mit halblogarithmischer Zeitskala aufgetragen. Das Kriechmaß α_y der jeweiligen Laststufe wird anschließend nach Gleichung (2.11) berechnet [48].

$$\alpha_y = \frac{s_2 - s_1}{\log t_2 - \log t_1} \quad (2.11)$$

Das Kriechmaß beschreibt die Differenzsetzung $s_2 - s_1$ gemessen im Intervall $t_2 - t_1$ in mm. Die ÖNORM B 1997-1-3 [48] setzt voraus, dass zur Bestimmung des Kriechmaßes einer Laststufe mindestens die letzten drei Wertepaare auf einer Geraden liegen. Die Kriechmaße der einzelnen Laststufen werden anschließend, abhängig von der Belastung je Laststufe, in ein Diagramm eingetragen. Im Bereich des Krümmungsmaximums der sich daraus ergebenden Kurve wird der Kriechwiderstand R_c abgelesen. Das in Abb. 2.7 dargestellte Diagramm veranschaulicht den Zusammenhang zwischen dem Kriechmaß der einzelnen Laststufen und der zugehörigen Belastung [48].

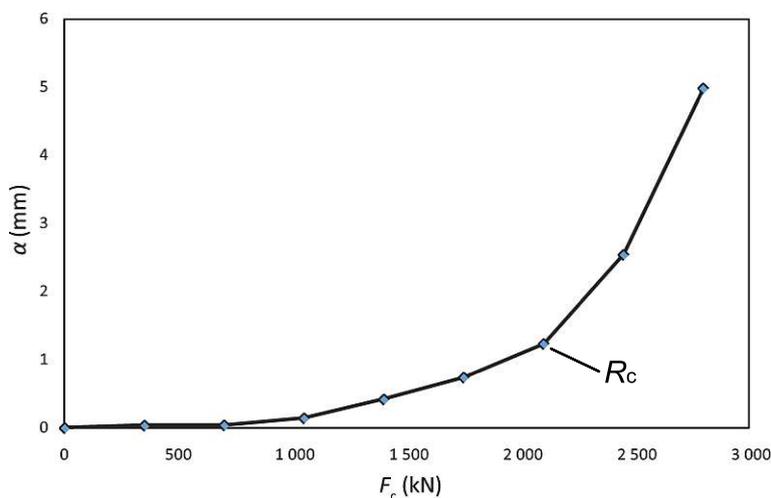


Abb. 2.7: Kriechmaß in Abhängigkeit von der Last [16]

Charakteristische Widerstände

Bei Druckpfählen werden der Pfahlmantelwiderstand $R_{s;k}$ und Spitzenwiderstand $R_{b;k}$, nach Gleichung (2.12) gemäß ÖNORM B 1997-1-3 [48] zu einem Gesamtwiderstand $R_{c;k}$ addiert.

$$R_{c;k} = R_{b;k} + R_{s;k} \quad (2.12)$$

Die Ergebnisse einer Probelastung sind mit gewissen Unsicherheiten behaftet. Daher werden auf den Gesamtwiderstand Streuungsfaktoren angewendet. Die Vorgehensweise ist in Gleichung (2.13) veranschaulicht.

$$R_{c;k} = \min \left\{ \frac{(R_{c;m})_{\text{mitt}}}{\xi_1}; \frac{(R_{c;m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\} \quad (2.13)$$

$R_{c;m}$ gemessener Wert aus Probelastungen

$(R_{c;m})_{\text{mitt}}$ Mittelwert der aus Probelastungen gemessenen Werte

$(R_{c;m})_{\text{min}}$ kleinster Wert von allen Messungen $R_{c;m}$

ξ_1, ξ_2 Streuungsfaktor ξ_i für Pfahlprüfungen

Ist das zu gründende Bauwerk in der Lage, die Lasten von „weichen“ zu „steifen“ Pfählen umzulagern, so dürfen die Streuungsfaktoren durch den Wert 1,1 dividiert werden. Allerdings muss der daraus errechnete Wert die Bedingung $\xi_i/1,1 \geq 1,0$ erfüllen [48]. Die angeführten Streuungsfaktoren sind in *Tabelle 8* der ÖNORM B 1997-1-1 [47, S. 9] ersichtlich. Sie sind von der Anzahl der durchgeführten Probelastungen abhängig. Der Gesamtwiderstand bei Zugpfählen

wird analog zu jenem bei Druckpfählen ermittelt. Allerdings ergeben sich leichte Abweichungen in der Berechnung. Im Unterschied zu Druckpfählen tritt bei Zugpfählen kein Spitzenwiderstand auf. Der Gesamtwiderstand beschränkt sich daher auf den Mantelwiderstand. Ebenso ist eine Anpassung der Streuungsfaktoren nicht erlaubt, unabhängig davon, ob das Bauwerk in der Lage ist, die Lasten von „weichen“ zu „steifen“ Pfählen umzulagern [48].

Kapitel 3

Numerik in der Geotechnik

So wie in anderen Bereichen der Bauingenieurwissenschaften sind auch in der Geotechnik die Aspekte der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit unter Berücksichtigung der Nachhaltigkeit und Wirtschaftlichkeit die Hauptanforderungen bei allen Projekten. Es gilt dabei jedoch zu beachten, dass diese Anforderungen zum einen miteinander konkurrieren können und zum anderen von verschiedenen Projektbeteiligten unterschiedlich bewertet werden und sich auch über die Zeit ändern können. Die einzelnen Aspekte sind oftmals auch schwer bis unmöglich zu quantifizieren. So gibt es beispielsweise keine hundertprozentige Sicherheit, da die vorhandenen Modelle eine Vielzahl an Vereinfachungen beinhalten, um überhaupt angewendet werden zu können.

In der Geotechnik kommt im Vergleich zum konstruktiven Ingenieurbau erschwerend hinzu, dass der inhomogene Untergrund in den meisten Fällen nur punktuell begutachtet und untersucht werden kann, weshalb eine lückenlose Beschreibung des Baufeldes nicht möglich ist. Eine weitere Besonderheit der Geotechnik ist, dass der Baustoff Boden in vielen Fällen gleichzeitig Widerstand und Einwirkung darstellt, die sich gegenseitig (nichtlinear) beeinflussen [82]. Um die Fragen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit trotz der genannten Herausforderungen beantworten zu können und letztendlich sichere, wirtschaftliche und nachhaltige Bauwerke errichten zu können, sind Rechenmodelle zur Beschreibung der Realität notwendig. Vor allem Strukturen mit komplexen Geometrien und Analysen der Verformung hat sich die Nachweisführung durch numerische Methoden mittlerweile etabliert.

Die ÖNORM EN 1997-1 [55] erkennt eine Nachweisführung durch numerische Methoden zwar an, gibt aber keine genaueren Angaben zur Nachweisführung an sich. Für eine genauere Beschreibung der Modellierung muss auf weiterführende Literatur zurückgegriffen werden. Eine davon sind die Empfehlungen der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik [13].

Dieses Kapitel gibt eine kurze Übersicht über die Numerik in der Geotechnik. Dabei werden Inhalte wie verschiedene Verfahren, Aufbau von Modellen und vor allem unterschiedliche Stoffmodelle beschrieben.

3.1 Verschiedene Verfahren

Die Numerik stellt eine große Auswahl an unterschiedlichen Verfahren zur Verfügung. Allgemein können sie in kontinuumsmechanische und diskontinuumsmechanische Verfahren eingeteilt werden. Zur ersten Gruppe zählen unter anderem die Finite-Element-Methode, Finite-Differenzen-Methode und die Randelemente-Methode. Sie eignen sich besonders für bodenmechanische Aufgabenstellungen. Diskontinuumsmechanischen Methoden sind vor allem in der Felsmechanik gängig. Ein relevantes Verfahren dieser Gruppe ist die Diskrete-Element-Methode [80].

Jede Methode hat ihre Stärken und Schwächen. Es obliegt dem:r Nutzer:in, für die jeweilige Aufgabenstellung das geeignete Verfahren zu wählen. Die genannten Methoden werden im Folgenden kurz beschrieben sowie ihre Vor- und Nachteile aufgezählt.

Im Anschluss daran wird im weiteren Verlauf der Arbeit vermehrt auf die Finite-Elemente-Methode (FEM) Bezug genommen. Diese Methode ist nicht nur die am weitesten verbreitete [69], sie wird auch für die Erstellung der in dieser Arbeit beschriebenen Modelle verwendet.

Finite-Elemente-Methode (FEM)

Die Finite-Elemente-Methode gilt als eine der am weitesten verbreiteten numerischen Verfahren. Sie wird in allen Ingenieurdisziplinen, vom konstruktiven Ingenieurbau bis hin zur Biomechanik, eingesetzt. Das Prinzip dieser Methode liegt in der Zerlegung des Kontinuums des Rechenbereichs in eine endliche Anzahl finiter Elemente. Durch Anfangsfunktionen wird die Variation einer unbekanntem Größe (zumeist Verschiebung) der einzelnen Elemente bestimmt. Dadurch kann das Gesamtverhalten ermittelt werden. Die Finite-Elemente-Methode ist universell einsetzbar, sowohl für statische als auch für dynamische Beanspruchungen. Die Grenzen der herkömmlichen FEM (auch als Lagrange-FEM bezeichnet) liegen bei sehr großen Verformungen, welche zu starken Elementverzerrungen und damit zum Abbruch der Berechnung führen [80]. Schweiger [69] nennt folgende Vor- und Nachteile der Finite-Elemente Methode.

- + Nahezu jede komplexe Geometrie modellierbar
- + Bauabschnitte können leicht modelliert werden
- + Anwendung fortgeschrittener konstitutiver Modelle möglich
- + Änderung von Materialeigenschaften während Berechnung möglich
- + Dynamische Analysen, auch Erdbebenanalyse möglich
- Lange Berechnungszeiten bei 3D Modellen
- Die Modellierung des Nachbruchsverhaltens erfordert spezielle Formulierungen und Algorithmen
- Nicht für blockartige Strukturen geeignet (Diskontinuum)
- Standard Formulierungen sind nicht für große Verformungen/große Verzerrungen geeignet

Finite-Differenzen-Methode (FDM)

Bei dieser Methode wird der Differenzialquotient einer Differenzialgleichung durch einen Differenzenquotienten ersetzt. Dadurch wird ein Netz aus diskreten Stützpunkten (Gitternetz) betrachtet. Die sich daraus ergebenden Lösungen des Gleichungssystems sind eine gute Näherung der Integration der Differentialgleichungen. Wie auch bei der Finite-Elemente-Methode ist eine statische und dynamische Berechnung möglich. Außerdem sind auch beliebige Stoffmodelle anwendbar. Mithilfe von erweiterten FDM können durch Netz-„Remashing“ auch große Verformungen betrachtet werden [80]. Die FDM hat nach [69] folgende Vor- und Nachteile.

- + Ähnlich zur FEM
- + Komplexe konstitutive Modelle sind leichter implementierbar als in der FEM
- + Für explizite Lösungsalgorithmen ist kein Gleichungssystem erforderlich
- Volumendiskretisierung erforderlich
- Keine Elemente höherer Ordnung verfügbar
- Die Methode basiert auf Newtons Bewegungsgesetz, daher existiert keine „konvergierte“ Lösung für statische Probleme. Eine künstliche Dämpfung ist erforderlich (gleichzeitig ein Vorteil für instabile Bedingungen).

Randelemente-Methode (BEM)

Bei der Randelemente-Methode, engl. *boundary element method* (BEM), wird im Gegensatz zur FEM und FDM nicht das ganze Volumen diskretisiert, sondern nur die Oberfläche durch Randelemente beschrieben. Dadurch erleichtert sich bei einer dreidimensionalen Modellierung die Generierung des Netzes und die Größe des zugehörigen Gleichungssystems verringert sich um eine Dimension, was zu kürzeren Berechnungszeiten und kleineren Datenmengen führt. Dieser Umstand kann unter bestimmten Voraussetzungen vorteilhaft für geotechnische Fragestellungen sein. Allerdings lassen sich mit dieser Methode nichtlineare Probleme nur bedingt lösen [80]. Eine Zusammenfassung dieser und weiterer Vor- und Nachteile gibt abermals [69].

- + Nur die Oberfläche wird diskretisiert
- + Geringere Anzahl an Unbekannten
- + Diskretisierungsfehler nur an der Oberfläche
- Bedingt geeignet für Modellierung hochgradig nichtlinearer Materialverhalten
- Sogenannte „fundamentale Lösung“ muss bekannt sein
- Kompliziertere Modellierung von Aushubvorgängen

Diskrete-Elemente-Methode (DEM)

Die Diskrete-Elemente-Methode gehört von den beschriebenen Varianten als einzige zu den diskontinuumsmechanischen Verfahren. Diese Verfahren werden vor allem bei Fragestellungen herangezogen, bei denen eine kontinuumsmechanische Betrachtung nicht zielführend ist. Ein bekanntes Anwendungsgebiet ist die Felsmechanik, bei der das mechanische Verhalten von dem Trennflächengefüge dominiert wird [80].

Bei der Diskrete-Elemente-Methode wird das Bodenmaterial durch blockartige Strukturen nachgebildet. Das mechanische Verhalten zeichnet sich durch das Verformungsverhalten der Blöcke und der Kontakteigenschaften zwischen den Blöcken aus. Die Blöcke können beliebige geometrische Formen annehmen und verformen sich zumeist elastisch oder im einfachsten Fall starr. Auch der Kontakt zwischen den Blöcken kann verschiedenartig sein, inklusive vollständigem Verlust und Wiedererhalt. Es sind sowohl 2D als auch 3D Modellierungen möglich. Schweiger [69] verweist auf folgende Vor- und Nachteile dieser Methode.

- + Für explizite Lösungsalgorithmen ist kein Gleichungssystem erforderlich
- + Gut geeignet für die Untersuchung mikromechanischen Verhaltens körniger Materialien
- Bei 3D Modellen lange Berechnungszeiten
- Für statische Probleme simulierte Dämpfung notwendig
- Einfluss verschiedener Eingabeparameter teilweise schwer einzuschätzen

3.2 Aufbau eines Modells

In der ersten Phase der Abbildung eines geotechnischen Systems in einem numerischen Berechnungsmodell muss zunächst festgelegt werden, welche grundlegenden Mechanismen die Berechnung berücksichtigen soll. Dabei ist stets eine Vereinfachung der Geometrie mit dem Ziel einer einfachen und nachvollziehbaren Interpretation der Berechnung anzustreben. Auch um den Aufwand der Datenkontrolle zu reduzieren und die Übersicht der Ein- und Ausgabewerte nicht zu verlieren, sollten nur wesentliche Einflüsse miteinbezogen werden [13].

3.2.1 Berechnungsausschnitt und Diskretisierung

Um die Problemstellungen der Realität in ein numerisches Modell zu übertragen, ist es notwendig den betrachteten Bereich räumlich abzugrenzen. Wie weit die Abmessungen des betrachteten Bereichs gewählt werden müssen, folgt dabei keinen allgemein gültigen Regeln. Vielmehr gilt der Grundsatz, dass die Ergebnisse der Berechnung nicht von den Lagerungsbedingungen und Anfangsbedingungen der Ränder beeinflusst werden sollen. Dieser Umstand sollte im Zuge der Berechnungen auch kontrolliert werden [80].

Generell kann für die Wahl des Berechnungsausschnitts auf Erfahrungswerte aus aktueller Literatur zurückgegriffen werden. So gibt unter anderem die Deutsche Gesellschaft für Geotechnik [13] Empfehlungen für Mindestabmessungen von Berechnungsausschnitten ausgewählter Beispiele. Abb. 3.1 zeigt beispielhaft die empfohlene Größe des Berechnungsausschnittes einer Baugrube mit Verbau im Lockergestein.

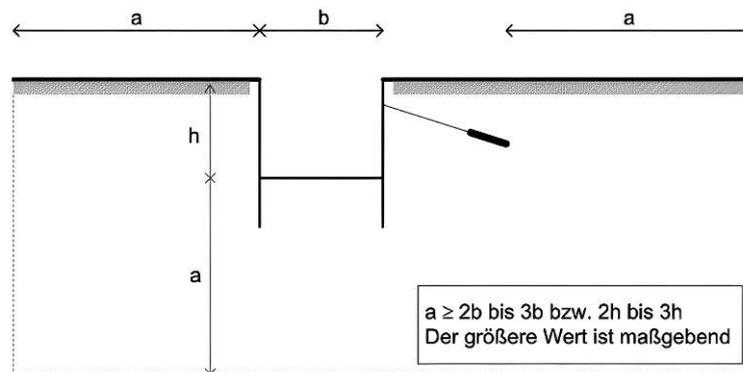


Abb. 3.1: Mindestabmessungen eines numerischen Finite-Elemente-Modells einer Baugrube gemäß Empfehlungen der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik [13]

Wie in Abschnitt 3.1 erwähnt, wird bei der Finite-Elemente-Methode das Gesamtverhalten durch einzelne Elemente beschrieben. Die Ergebnisse einer numerischen Berechnung stimmen daher umso genauer mit der exakten Lösung überein, je kleiner die Elemente und damit feiner das generierte Netz, und je höherwertiger die Ansatzfunktionen der Elemente für die zu lösende physikalische Größe sind. Die Erfordernisse eines feinen Netzes stehen dem großen Nachteil von langen Berechnungszeiten gegenüber. Aus diesem Grund ist eine lokale Verfeinerung bei notwendigen Bereichen anzustreben. Vor allem an Stellen mit hohen Spannungsgradienten ist eine lokale Verfeinerung des Netzes notwendig [13]. Große Spannungsspitzen ergeben sich unter anderem bei:

- Krafteinleitungspunkten
- Bereichen mit kinematischem Zwang (Fundamentecken)
- Stellen mit großen Steifigkeitsübergängen (Boden/Bauwerk)
- Ausbruchsränder

Die Qualität des erstellten Netzes hängt neben der Elementgröße auch von der Form dieser ab. Abhängig vom gewählten Elementtyp, gibt die Deutsche Gesellschaft für Geotechnik [13] Empfehlungen über das Seitenverhältnis der einzelnen Elementabmessungen. So sollte bei einem Viereck-Element das Verhältnis von längster zu kürzester Seite den Wert 5 nicht überschreiten und die Eckwinkel nicht kleiner als 45° sein. Bei Dreieck-Elementen sollte der Außenkreisradius

maximal dem dreifachen des Innenkreisradius entsprechen. Die meisten numerischen Programme, darunter auch PLAXIS [63], bieten die Möglichkeit, die Qualität des generierten Netzes zu überprüfen.

3.2.2 Modellwahl 2D/3D

In der Praxis werden in vielen Fällen 2D Modelle herangezogen. Diese stellen eine große Vereinfachung hinsichtlich der Gegebenheiten wie Geometrie und Bauablauf dar. Wolfersdorff und Schweiger [80] verweisen darauf, dass eine zweidimensionale Modellierung als ebener Deformationszustand eher auf der „sicheren“ Seite liegt. Dennoch kann für wenige Fälle die 2D Modellierung günstige (unsichere) Ergebnisse liefern.

Der große Vorteil einer 2D Modellierung, gegenüber der 3D Modellierung, liegt neben der einfacheren Handhabung auch in einer geringeren Anzahl an Elementen und in Folge dessen an kürzeren Berechnungszeiten. Die Deutsche Gesellschaft für Geotechnik [13] erläutert dahingehend Möglichkeiten, bekannte Symmetrien der Geometrie und Belastung auszunutzen. So können beispielsweise rotationssymmetrische Geometrien durch ein rotationssymmetrisches 2D Modell abgebildet werden, wie dies in Kapitel 6 für die Modellierung von Bohrpfehlen gezeigt wird.

Dennoch gibt es einige Fragestellungen, die aufgrund ihrer Komplexität nur durch ein 3D Modell vollständig beschrieben werden können. In Abb. 3.2 ist ein von Wolfersdorff und Schweiger [80] gezeigtes Beispiel eines dreidimensionalen FE-Modells einer Schleusen-Baugrube dargestellt. Die 2D Modellierung wäre in diesem Fall eine viel zu große Vereinfachung der tatsächlichen Gegebenheiten und daher nicht zielführend. Generell lässt sich beobachten, dass der Anteil an 3D Berechnungen zunimmt. Dieser Trend wird sich auch in Zukunft noch stärker fortsetzen [80].

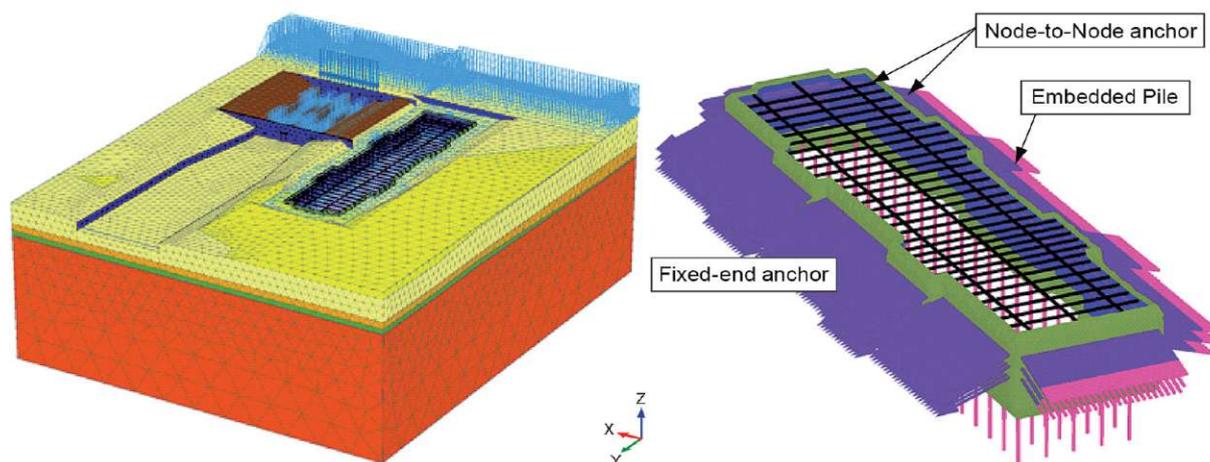


Abb. 3.2: 3D FE-Modell einer Schleusen Baugrube in unmittelbarer Nähe eines vorhandenen Schiffshebewerks adaptiert von [24], links Baugrube und Schiffshebewerk, rechts Schleuse mit Aussteifungssystem

3.2.3 Modelle – Erstellung und Berechnungsablauf

Bevor ein Berechnungsmodell erstellt werden kann, muss zunächst ein geotechnisches Modell auf Grundlage von Bodenerkundungsmaßnahmen entwickelt werden. Dabei ist es wichtig, im Vorhinein das Berechnungsziel festzulegen (z. B. Standsicherheit oder Gebrauchstauglichkeit). Dieses beeinflusst die Wahl des Berechnungsausschnittes, den Grad der Netzverfeinerung und das gewählte Stoffmodell. In weiterer Folge wird die Wahl zwischen 2D- und 3D-Analyse getroffen

und das Berechnungsmodell erstellt. Für die Erstellung des Modells geben Wolffersdorff und Schweiger [80, S. 650] folgende Schritte an:

1. Definition der Größe des Berechnungsausschnitts und anderer geometrischer Randbedingungen (Bodenschichten, Bauzustände etc.).
2. Unterteilung des Berechnungsausschnitts in finite Elemente (Diskretisierung), mit Wahl der Elementtypen für Baugrund und Strukturteile.
3. Zuordnung von Stoffmodellen und Kennwerten für die im Modell definierten Materialien.
4. Definition der Randbedingungen hinsichtlich Verformungen und/oder Spannungen.
5. Definition der Berechnungsschritte infolge Belastung bzw. des Bauablaufs.
6. Lösung des im Allgemeinen nichtlinearen Gleichungssystems für die einzelnen Berechnungsschritte (ggf. ist die Definition von Iterationsparametern bzw. Abbruchkriterien vom Anwender erforderlich).
7. Erhalt der primären Unbekannten (in der Geotechnik meist die Verschiebungen in den Elementknoten) und abgeleitete Größen wie Dehnungen, Spannungen und Schnittgrößen aus der Lösung des Gleichungssystems.
8. Darstellung und sorgfältige Interpretation und Kontrolle der Ergebnisse.

3.3 Stoffmodelle

Sowohl für die Gebrauchstauglichkeit als auch für die Standsicherheit werden heutzutage vermehrt mathematische Simulationen von Bauprozessen und anderen Abläufen herangezogen. Sie helfen die geplanten Baumaßnahmen nachzuweisen, zu optimieren oder auftretende Schäden zu analysieren. Die dafür verwendeten Bilanzgleichungen der Mechanik (Erhalt von Masse und Impuls) sind dabei für geotechnische Fragestellungen nur beschränkt anwendbar. Um das Formverhalten des Bodens besser bzw. genauer beschreiben zu können, sind weitere Gleichungen erforderlich, so genannte **Stoffmodelle**, **Stoffgesetze** (*constitutive equations*) oder **Materialmodelle** [29].

Im Gegensatz zu Bilanzgleichungen, welche die physikalischen Prinzipien exakt ausdrücken, stellen Stoffmodelle nur eine Näherung des mechanischen Verhaltens dar. Sie sind eher als mathematische Versuche zu verstehen. Aus diesem Grund gibt es kein Stoffmodell, das universell für alle geotechnischen Problemstellungen geeignet ist. Um den komplizierten „Stoff“ Boden mathematisch genau abzubilden, müssen vorher ein Stoffmodell gewählt und die zugehörigen Stoffkonstanten bestimmt werden [29].

Aufgrund der Vielzahl an unterschiedlichen Stoffmodellen wird in diesem Kapitel nur auf die für diese Arbeit relevanten und gängigen eingegangen. Eine Übersicht über weitere Stoffmodelle, sowie deren Anwendungsbereiche und Grenzen, ist nach Wolffersdorff und Schweiger [80] am Ende dieses Abschnitts in Tab. 3.4 gegeben.

3.3.1 Mathematischer Hintergrund von Stoffgesetzen

Stoffgesetze sind als mathematische Beziehung zwischen den Spannungen σ und den Dehnungen ε zu sehen. Die einfachste Verknüpfung dieser Größen ist eine funktionale Beziehung in der Form $\sigma = \sigma(\varepsilon)$ bzw. $\varepsilon = \varepsilon(\sigma)$. Kolymbas [28] verweist allerdings auf den Umstand, dass eine Beziehung als Funktion nicht den „*irreversiblen Charakter der Bodenverformung*“ miteinbeziehen würde. Das Formänderungsverhalten von Böden wird aber wesentlich von seiner Geschichte beeinflusst.

Aus diesem Grund empfiehlt [28] die Verknüpfung von Spannung und Dehnungen durch die zugehörigen Inkremente $d\sigma$ und $d\varepsilon$, oder deren Raten $\dot{\sigma} = d\sigma/dt$ und $\dot{\varepsilon} = d\varepsilon/dt$. Dadurch ist es möglich, die Geschichte und Irreversibilität der Bodenverformung zu berücksichtigen. Zugehörige Stoffmodelle basieren unter anderem auf elasto-plastischen Modellen. Eine hierarchische Beschreibung wichtiger mathematischen Grundlagen von häufig verwendeten Stoffmodellen wird im Folgenden gegeben.

Lineare Elastizität

Ein Stoff verhält sich elastisch, wenn die Beziehung zwischen Spannung und Dehnungen funktional beschrieben werden kann. In diesem Fall ist das Verformungsverhalten unabhängig von der Belastungsgeschichte. Die lineare Elastizität ist ein Sonderfall, in der die Funktion zwischen Spannung und Dehnung als Gerade abgebildet wird. Diese lineare Beziehung wird als Hookesches Gesetz bezeichnet [28].

Für isotrope Materialien kann der Zusammenhang von Spannung und Dehnung im dreidimensionalen Raum durch zwei Parameter beschrieben werden. Eine mathematische Beschreibung dieses Zusammenhangs als Vektorschreibweise ist in Gleichung (3.1) ersichtlich. Die verwendeten Parameter sind der Elastizitätsmodul E (Young's modulus) und die Poissonzahl ν (auch Querdehnzahl genannt). Neben diesen Größen können auch andere Materialparameter, wie etwa der Kompressionsmodul, herangezogen werden. Die Umrechnung zwischen den verschiedenen Parametern gibt [28].

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \varepsilon_{12} \\ \varepsilon_{23} \\ \varepsilon_{13} \end{pmatrix} = \frac{1}{E} \begin{pmatrix} 1 & -\nu & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & 1 & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & -\nu & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{23} \\ \sigma_{13} \end{pmatrix} \quad (3.1)$$

Ein linear-elastisches Materialverhalten ist zur Beschreibung von Böden, und damit als Stoffmodell selbst, in der Regel ungeeignet. Dennoch findet es in der Geotechnik Anwendung als Bestandteil von (inkrementell) linear-elastisch, ideal-plastischen Stoffmodellen und zur Beschreibung von Materialien wie Stahl und Beton. Für diese üblichen Baumaterialien ist oftmals eine linear-elastische Betrachtung ausreichend genau [13].

Elastoplastizität – (lineare) Elastizität, ideale Plastizität

Bei Stoffen, die ein elastisch-plastisches Materialverhalten aufweisen, kann die Dehnung in einen elastischen und einen plastischen Anteil aufgeteilt werden. Die Summe der beiden Anteile ergibt nach Gleichung (3.2) die Gesamtdehnung [28].

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (3.2)$$

Dieselbe Trennung gilt nach Aubram [6] auch für die Dehnungsraten (Gleichung (3.3)).

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^p \quad (3.3)$$

Der plastische Anteil der Dehnung wird in der klassischen Plastizitätstheorie auch als *plastisches Fließen* bezeichnet. Aubram [6] verweist darauf, dass es sich beim plastischen Fließen um einen irreversiblen Prozess handelt, welcher von der Materialgeschichte abhängt.

In Gleichung (3.4) wird die Änderung der Spannung in Form von Raten nach [6] durch ein elastisches Materialverhalten beschrieben. Der darin verwendete Steifigkeitstensor \mathbb{C} ist im einfachsten Fall ein linear-elastisch, isotroper Elastizitätstensor. In Abb. 3.3 ist ein Spannungs-

Dehnungsdiagramm mit linear-elastisch, ideal-plastischem Materialverhalten abgebildet. Darin ist gut erkennbar, dass der Zusammenhang von Spannung und Dehnung durch den Elastizitätstensor nur im elastischen Bereich ε^e gilt und es sich bei den plastischen Dehnungen ε^p um bleibende Verformungen handelt. Des weiteren bleibt bei idealer (perfekter) Plastizität die Spannung im plastischen Bereich konstant.

$$\dot{\sigma} = \mathbb{C}(\sigma) : (\dot{\varepsilon} - \dot{\varepsilon}^p) \quad (3.4)$$

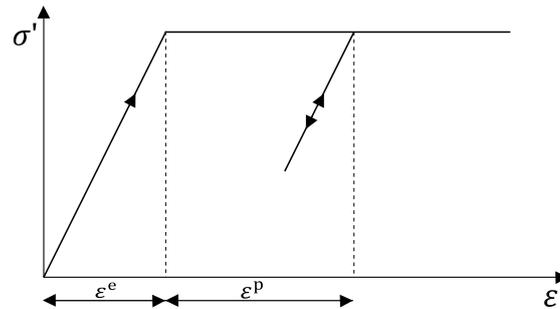


Abb. 3.3: Linear-elastisch, ideal-plastisches Materialverhalten [43]

Zur Definition der im plastischen Bereich auftretenden Fließfläche – welche den elastischen Bereich einschließt – wird eine sogenannte Fließfunktion $f(\sigma, \varepsilon^p)$ eingeführt. Die Fließfunktion f beschreibt die Fließfläche genau dann, wenn sie den Wert 0 erreicht [28].

Bei einer Belastung, die zu plastischen Dehnungen führt ($d\varepsilon^p \neq 0$), sorgt die *Konsistenzbeziehung* (Gleichung (3.5)) dafür, dass der Spannungspunkt auf der Fließfläche wandert [28].

$$df = \frac{\partial f}{\partial \sigma} d\sigma + \frac{\partial f}{\partial \varepsilon^p} d\varepsilon^p \quad (3.5)$$

Durch die Einführung einer weiteren Funktion, genannt plastisches Potential $g(\sigma)$ und einem plastischen Multiplikator λ (*Konsistenzparameter*), kann die „Richtung“ des plastischen Dehnungsincrementes $d\varepsilon^p$ (Längen- und Winkeländerung bei plastischer Dehnung) nach Gleichung (3.6) beschrieben werden. Diese Gleichung wird auch *Fließregel* genannt [28].

$$d\varepsilon^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma} \quad (3.6)$$

Der Spezialfall, in dem der Vektor des plastischen Dehnungsincrementes $d\varepsilon^p$ normal auf die Fließfläche steht, wird als *Normalregel* oder *assozierte Fließregel* bezeichnet. In diesem Fall gleich die Fließfunktion dem plastischen Potential $f = g$ und Gleichung (3.6) kann zu Gleichung (3.7) umgeschrieben werden [40]. Eine schematische Darstellung einer *nicht-assozierten* und einer *assozierten Fließregel* im dreidimensionalen Spannungsraum ist in Abb. 3.4 ersichtlich.

$$d\varepsilon^p = \lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma} \quad (3.7)$$

Mang und Hofstetter [40] halten fest, dass für assoziierte Plastizität die Fließfunktion in Zusammenhang mit dem Konsistenzparameter die in Gleichung (3.8) beschriebenen Bedingungen erfüllen müssen. Diese werden auch *Kuhn-Tucker-Bedingungen* genannt.

$$\lambda \geq 0, \quad f(\sigma) \leq 0, \quad \text{und} \quad \lambda f(\sigma) = 0 \quad (3.8)$$

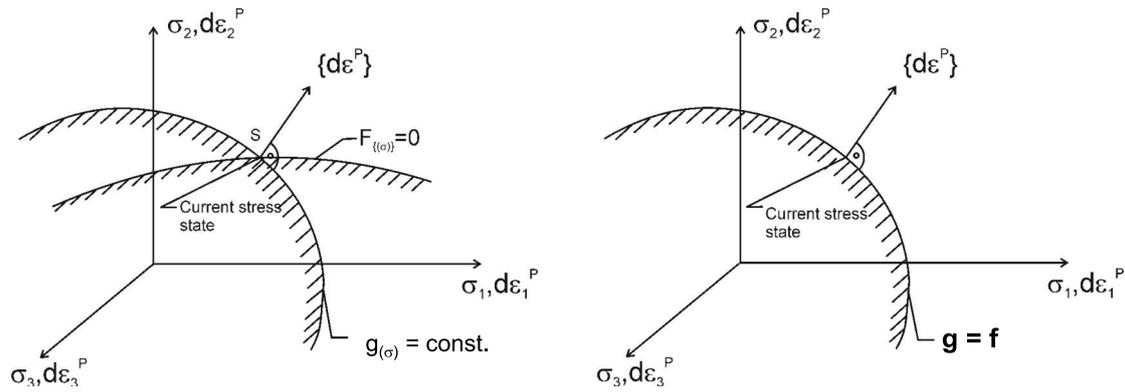


Abb. 3.4: Darstellung einer *nicht-assoziierten Fließregel* $f \neq g$ (links) und *assoziierten Fließregel* $f = g$ (rechts) im dreidimensionalen Spannungsraum [69]

Für diese Bedingungen sind nach [40] die in Gleichung (3.9) beschriebenen Situationen denkbar. Der Zustand $f > 0$ ist per Definition nicht möglich.

$$\begin{aligned}
 f < 0 \quad \lambda = 0 &\rightarrow \text{elastische Belastung bzw. Entlastung} \\
 f = 0 \quad \left\{ \begin{array}{l} \lambda > 0 \rightarrow \text{plastische Belastung} \\ \lambda = 0 \rightarrow \text{neutrale Belastung} \end{array} \right. & \quad (3.9)
 \end{aligned}$$

Aufgrund der Einführung eines Versagenskriteriums stellen linear-elastisch, ideal-plastische Materialmodelle eine Verbesserung zu den einfachen elastischen Modellen dar. Bekannte Vertreter sind nach [70] unter anderem *Mohr-Coulomb* und *Tresca*. Wichtig zu erwähnen ist, dass die assoziierte Fließregel in der Geotechnik nur eine untergeordnete Rolle spielt [28].

Elastoplastizität – Verfestigung

Die Verfestigung ist ein plastisches Materialverhalten, bei der die Spannung – anders als bei der idealen Plastizität – mit zunehmender plastischer Dehnung ebenfalls ansteigt. Dieser Umstand wird von [40] durch die Ungleichung (3.10) beschrieben.

$$d\sigma d\epsilon^P > 0 \quad (3.10)$$

Während bei der idealen Plastizität die Fließfunktion f nur von der Spannung abhängt, haben bei Werkstoffen mit Verfestigung sogenannte „Verfestigungsgesetze“ Einfluss auf die Fließfunktion. Diese Gesetze können die Fließfunktion sowohl in ihrer Größe als auch in ihrer Lage beeinflussen. Generell werden nach [40] folgende drei Arten von Verfestigung unterschieden:

- Isotrop
- Kinematisch
- Kombination aus isotrop und kinematisch

Unter einer **isotropen** Verfestigung wird eine gleichmäßige Expansion der Fließfläche in alle Hauptspannungsrichtungen verstanden. Die Lage der Fließfläche ändert sich dadurch nicht. Eine ursprünglich isotrope Fließfunktion bleibt auch nach der plastischen Verformung isotrop [40]. Eine schematische Darstellung einer isotropen Verfestigung im zweidimensionalen Spannungsraum ist in Abb. 3.5 (links) abgebildet. Darin ist die gleichmäßige Vergrößerung der Fließfläche in alle Richtungen erkennbar.

Bei der **kinematischen** Verfestigung bleibt die Größe der Fließfläche unverändert, sie wird allerdings in ihrer Lage im Hauptspannungsraum verschoben. Eine ursprünglich isotrope Fließfunktion wird nach plastischer Verformung anisotrop. In diesem Fall dürfen die Bezeichnungen der Hauptspannungsrichtungen nicht vertauscht werden [40]. Eine prinzipielle Darstellung einer kinematischen Verfestigung im zweidimensionalen Spannungsraum ist in Abb. 3.5 (rechts) abgebildet.

Eine Kombination aus isotroper und kinematischer Verfestigung vereint beide Mechanismen. Die Fließfunktion erfährt sowohl eine Expansion als auch eine Translation [40].

Das Spannungs-Dehnungsverhalten des Bodens lässt sich durch Stoffmodelle mit Verfestigung genauer abbilden als durch ideal-plastische Modelle. In der Geotechnik wird bei Modellen mit isotroper Verfestigung zwischen Stoffmodellen mit ein und zwei Verfestigungsflächen unterschieden. Bekannte Stoffmodelle mit isotroper Verfestigung sind unter anderem das *Modified Cam-Clay* und *Hardening Soil model*. Modelle mit kinematischer Verfestigung sind sehr komplex, können aber viele Merkmale des Bodenverhaltens wie Anisotropie, Destrukturierung und Effekte der Steifigkeit bei kleinen Dehnungen beschreiben. Die Verwendung dieser Modelle ist noch nicht zum Standard geworden. Ihre Anwendung erfordert ein gutes Verständnis der Spannungsgeschichte des Bodens, da der Anfangszustand großen Einfluss auf die Ergebnisse hat [70].

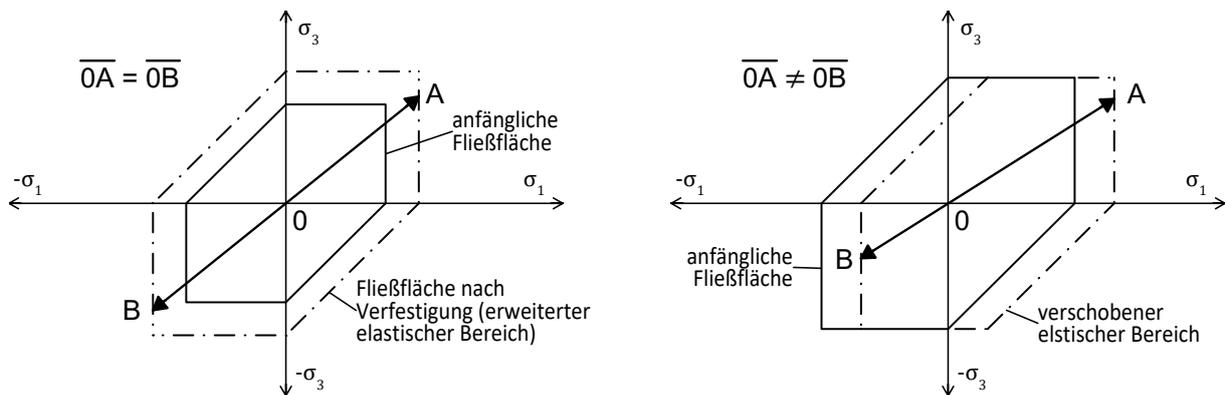


Abb. 3.5: Schematische Darstellung einer isotropen (links) und kinematischen (rechts) Verfestigung im zweidimensionalen Spannungsraum nach [69] (adaptiert)

3.3.2 Linear-elastisch, ideal-plastisches Stoffmodell – *Mohr-Coulomb model*

Das *Mohr-Coulomb model* ist ein linear-elastisch, ideal-plastisches Stoffmodell. Die Fließfläche wird nach [29] durch Gleichung (3.11) beschrieben.

$$f = (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) - (\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \sin \varphi - 2c \cos \varphi \quad (3.11)$$

Darin sind σ_{\max} und σ_{\min} die maximale und minimale Hauptspannungen. In Abb. 3.6 ist die Fließfläche des *Mohr-Coulomb model* im dreidimensionalen Spannungsraum abgebildet. Der sich ergebende sechseckige Kegel wird durch den Reibungswinkel φ und der Kohäsion c definiert [29].

Innerhalb des Kegels ($f < 0$) wird linear-elastisches Materialverhalten angenommen. Die Steifigkeit für elastische Belastung und Entlastung ist konstant. Auf der Kegelfläche ($f = 0$) kann es neben elastischen Dehnungen ε^e auch zu plastischen Dehnungen ε^p kommen. Die plastischen Dehnungen sind von der Fließregel, und diese vom plastischen Potential abhängig. Das plastische Potential wird nach [29] durch Gleichung (3.12) definiert. Der Dilatanzwinkel ψ beeinflusst die Volumenänderung bei plastischen Verformungen. Er erlaubt sowohl eine assoziierte ($\varphi = \psi$) als

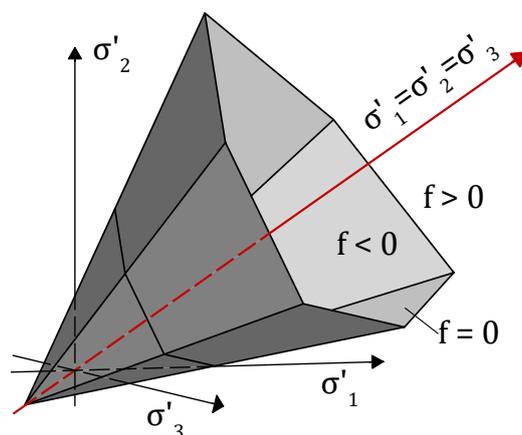


Abb. 3.6: *Mohr-Coulomb* Grenzbedingung im dreidimensionalen effektiven Hauptspannungsraum, adaptiert nach [70]

auch eine nicht assoziierte Fließregel ($\varphi > \psi$). Demnach ist ein dilatantes, kontraktantes und volumentreues Verhalten des Bodens abbildbar. Beide Winkel (φ und ψ) sind spannungs- und dichteunabhängig. Ein Spannungspunkt außerhalb des Kegels $f > 0$ ist per Definition nicht möglich [29].

$$g = (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) - (\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \sin \psi + \text{const.} \quad (3.12)$$

Kolymbas und Herle [29] verweisen auf folgende Nachteile des *Mohr-Coulomb model*:

- Eine Verringerung der Dilatanz bei höheren Spannungen wird nicht modelliert
- Durch die fehlende Kappe ist das Stoffgesetz für Kompressionsrichtungen linear-elastisch, und daher für ödometrische Kompression ungeeignet
- Die Steifigkeiten der Entlastung und Wiederbelastung decken sich mit jener der Erstbelastung
- Bei Entlastung sagt das Modell eine volumetrische Auflockerung infolge Elastizität vorher
- Keine Erhöhung von K_0 durch Vorbelastung möglich
- Überschätzung des Scherwiderstandes bei lockeren und weichen Böden

Prinzipiell ist die Verwendung des *Mohr-Coulomb model* für Standsicherheitsberechnungen und bedingt für Verformungsberechnungen ohne Richtungsumkehr (z. B. Setzungsberechnungen von Dammschüttungen) geeignet. Die Deutsche Gesellschaft für Geotechnik [13] empfiehlt die Modellierung mehrerer Schichten mit tiefenabhängigen Steifigkeiten. Der Dilatanzwinkel sollte, wenn keine experimentelle Werte vorliegen, nach der Näherung in Gleichung (3.13) bestimmt werden. Die Anwendung einer assoziierten Fließbedingung ($\varphi = \psi$), oder eines Dilatanzwinkels ψ größer als der Reibungswinkel, wird nicht empfohlen.

$$\begin{aligned} \psi &= \varphi - 30 \quad \text{für } \varphi \geq 30^\circ \\ \psi &= 0 \quad \quad \text{für } \varphi < 30^\circ \end{aligned} \quad (3.13)$$

In PLAXIS 2D [43] wird das *Mohr-Coulomb model* durch die in Tab. 3.1 ersichtlichen Parameter definiert. Je nachdem ob drainierte oder undrainierte Bedingungen gewählt werden, sind effektive

oder undrainierte Parameter einzugeben. Die Zugfestigkeit (σ_t), auch *tension cut-off* genannt, ermöglicht das Unterbinden von Zugspannungen bei kohäsiven Böden.

Tab. 3.1: Parameter des *Mohr-Coulomb model* in PLAXIS 2D [43]

Parameter der Steifigkeit		
E_{ref}	Young's modulus	[kN/m ²]
ν	Poissonzahl	[-]
Parameter der Festigkeit		
c	Kohäsion	[kN/m ²]
φ	Reibungswinkel	[°]
ψ	Dilatanzwinkel	[°]
σ_t	Zugfestigkeit und Zugfestigkeit cut-off	[kN/m ²]

3.3.3 Stoffmodell mit isotroper Verfestigung – *Hardening Soil model*

Das *Hardening Soil model* (HS-Modell) gehört zu den elasto-plastischen Stoffmodellen mit isotroper Verfestigung. Im Gegensatz zu elastisch, ideal-plastischen Modellen (z. B. *Mohr-Coulomb*) ist die Fließfläche in ihrer Lage im Spannungsraum nicht fest, sondern kann durch Verfestigung bei plastischer Dehnung erweitert werden. Das HS-Modell verfügt dabei – anders als das *Cam-Clay-model* – über zwei Verfestigungsflächen [68].

Eine grundlegende Annahme des HS-Modells ist ein hyperbolischer Verlauf zwischen vertikaler Dehnung ε_1 und deviatorischer Spannung q bei triaxialer Erstbelastung. Die deviatorische Erstbelastung führt zu einer Abnahme der Steifigkeit mit simultan auftretender plastischer Dehnung [68]. Die auftretende Spannungs-Dehnungsbeziehung wird in PLAXIS [43] durch Gleichung (3.14) beschrieben.

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad \text{für } q < q_f \quad (3.14)$$

Der Parameter E_i steht für die Anfangssteifigkeit. Die Anfangssteifigkeit wird nach [43] in Gleichung (3.15) über die spannungsabhängige Steifigkeit für Erstbelastung E_{50} und dem Versagensverhältnis R_f berechnet.

$$E_i = \frac{2E_{50}}{2 - R_f} \quad (3.15)$$

Der Parameter q_a definiert die Asymptote der Scherfestigkeit. Der Parameter q_f spiegelt das Versagenskriterium von *Mohr-Coulomb* wider und wird in Gleichung (3.16) durch die Festigkeitsgrößen Reibungswinkel φ und Kohäsion c definiert. Sobald $q = q_f$ vorliegt, ist die Grenzwertbedingung erfüllt und ideal-plastisches Materialverhalten tritt auf. Das Verhältnis von q_f zu q_a in Gleichung (3.17) ergibt den Wert des Versagensverhältnisses R_f . Bei der Formulierung von q_f ist wichtig zu beachten, dass σ'_3 aufgrund von Druckbelastung ein negatives Vorzeichen hat [43].

$$q_f = (c \cot \varphi - \sigma'_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (3.16)$$

$$R_f = \frac{q_f}{q_a} \quad (3.17)$$

In Abb. 3.7 ist das Materialverhalten des *Hardening Soil model* in einem Spannungs-Dehnungsdiagramm abgebildet. Auf der Ordinate wird die deviatorische Spannung q aufgetragen. Die Spannungen σ'_2 und σ'_3 sind im Falle des Triaxialversuchs gleich groß und konstant ($\sigma'_2 = \sigma'_3$). Daraus folgt eine deviatorische Spannung von $q = |\sigma_1 - \sigma_3|$. Die zugehörigen Dehnungen in axialer Richtung ($-\varepsilon_1$) werden auf der Abszisse aufgetragen. Da es sich um Kompression handelt ist das Vorzeichen der axialen Dehnung negativ [43].

Weiters ist in Abb. 3.7 eine erhöhte Steifigkeit für Entlastung/Wiederbelastung ersichtlich. Diese wird durch die Materialparameter E_{ur} und ν_{ur} beschrieben [43]. Der auftretende Spannungs-Dehnungsverlauf wird nach [13] im HS-Modell elastisch abgebildet. Für den beschriebenen Fall des (drainierten) Triaxialversuchs bleibt der Steifemodul E_{ur} konstant und die elastischen Dehnungen für Ent- und Wiederbelastung ergeben sich nach Gleichung (3.18) und (3.19).

$$\varepsilon_1^e = \frac{q}{E_{ur}} \quad (3.18)$$

$$\varepsilon_2^e = \varepsilon_3^e = \nu_{ur} \frac{q}{E_{ur}} \quad (3.19)$$

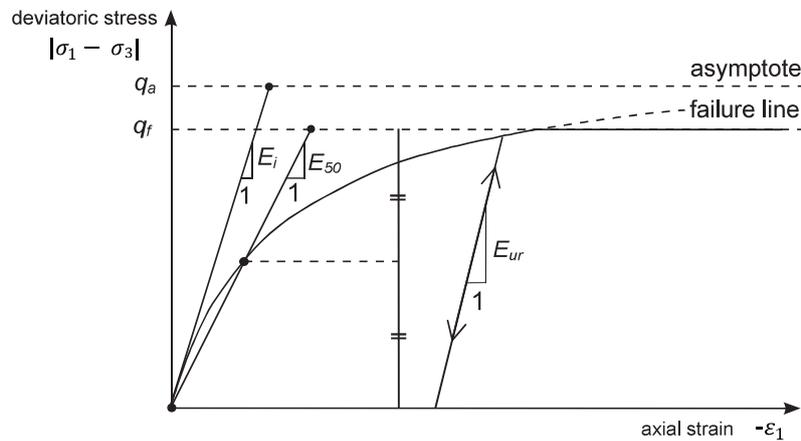


Abb. 3.7: Hyperbolische Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Erstbelastung eines Triaxialversuchs des HS-Modells nach PLAXIS [43]

Im Gegensatz zu elastischen Modellen beinhaltet das HS-Modell keine feste Beziehung zwischen der (drainierten) triaxialen Steifigkeit E_{50} und der Ödometer-Steifigkeit E_{oed} für eindimensionale Kompression. Aus diesem Grund muss die Ödometer-Steifigkeit unabhängig von den anderen Steifemoduln festgelegt werden [43].

Steifigkeit des HS-Modells

In Summe sind für das *Hardening Soil model* drei unterschiedliche, spannungsabhängige Steifemoduln zur Unterscheidung verschiedener Belastungsvorgänge definiert. Einen Steifemodul für deviatorische Erstbelastung E_{50} (Gleichung (3.20)), einen für kompressive Erstbelastung E_{oed} (Gleichung (3.21)), und einen für Ent- und Wiederbelastung E_{ur} (Gleichung (3.22)) [21].

$$E_{50} = E_{50}^{\text{ref}} \left(\frac{c' \cos \varphi' - \sigma'_1 \sin \varphi'}{c' \cos \varphi' + p^{\text{ref}} \sin \varphi'} \right)^m \quad (3.20)$$

$$E_{oed} = E_{oed}^{\text{ref}} \left(\frac{c' \cos \varphi' - \sigma'_3 \sin \varphi'}{c' \cos \varphi' + p^{\text{ref}} \sin \varphi'} \right)^m \quad (3.21)$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{\text{ref}} \left(\frac{c' \cos \varphi' - \sigma'_3 \sin \varphi'}{c' \cos \varphi' + p^{\text{ref}} \sin \varphi'} \right)^m \quad (3.22)$$

Die in den Gleichung (3.20) bis (3.22) angeführten Referenzsteifigkeiten E^{ref} beziehen sich auf den dazugehörigen Referenzdruck p^{ref} . Der Exponent m definiert die Steifigkeit in Abhängigkeit vom vorherrschenden Spannungszustand [68]. Er wird vor allem von der Bodenart beeinflusst und variiert in der Größenordnung $0,5 < m < 1,0$. Schweiger [69] empfiehlt für nichtbindige Böden wie Sand eine Wert von $m \approx 0,5$ und für bindige Böden wie Ton $m \approx 0,9 - 1,0$. Für schluffige Böden empfiehlt Tschuchnigg (persönliche Kommunikation, Jänner 22, 2024) einen Wertebereich zwischen $m \approx 0,7 - 0,9$.

Die Referenzsteifigkeiten können mithilfe von bekannten Laborversuchen ermittelt werden. Aus einem drainierten Triaxialversuch lassen sich die Steifemoduln E_{50}^{ref} und $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ bestimmen und der Ödometermodul $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ aus einem Ödometerversuch. In Abb. 3.8 sind Spannungs-Dehnungsbeziehungen mit Definition der Referenzsteifigkeiten der genannten Versuche ersichtlich. E_{50}^{ref} ist als Sekantenmodul bei 50% maximaler deviatorischen Spannung und E_{ur} als Sekantenmodul der Ent- und Wiederbelastung definiert. Der Ödometermodul E_{oed} ergibt sich aus dem Ödometerversuch als Tangentenmodul bei einer zugehörigen axialen Spannung von $-\sigma'_1 = \sigma'_3 / K_0^{\text{nc}} = p^{\text{ref}}$.

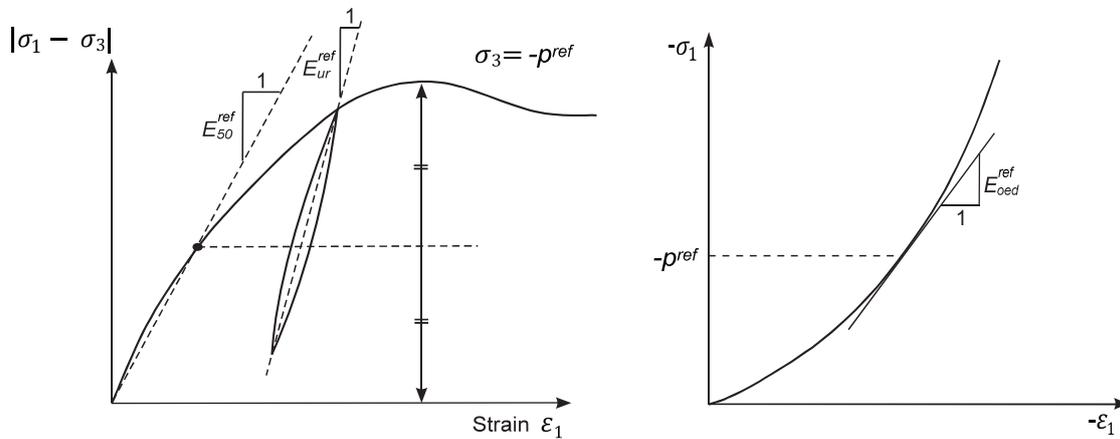


Abb. 3.8: Definition der Referenzsteifigkeiten E_{50}^{ref} und $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ aus Ergebnissen eines drainierten Triaxialversuchs (links) und $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ aus Ergebnissen eines Ödometerversuchs (rechts) nach [43]

Wie eingangs erwähnt, zeichnet sich das *Hardening Soil model* durch zwei Fließflächen aus. Eine deviatorische Fließfläche f^s und eine Kappenfließfläche f^c . Die Fließflächen sind im p'/q -Diagramm in Abb. 3.9 (links) abgebildet. Die isotrope Hauptspannung p' und die Deviatorspannung q sind für den allgemeinen Fall nach Gleichung (3.23) und (3.24) definiert.

$$p' = \frac{1}{3} (\sigma'_{xx} + \sigma'_{yy} + \sigma'_{zz}) \quad (3.23)$$

$$q = \sqrt{\frac{1}{2} \left((\sigma'_{xx} - \sigma'_{yy})^2 + (\sigma'_{yy} - \sigma'_{zz})^2 + (\sigma'_{zz} - \sigma'_{xx})^2 + 6 (\sigma_{xy}^2 + \sigma_{yz}^2 + \sigma_{zx}^2) \right)} \quad (3.24)$$

Für triaxiale Spannungszustände vereinfachen sich die Gleichungen (3.23) und (3.24) zu den Gleichungen (3.25) und (3.26) [21].

$$p' = \frac{1}{3} (\sigma'_1 + 2\sigma'_3) \quad (3.25)$$

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (3.26)$$

Innerhalb der Fließflächen befindet sich der Bereich für Ent- und Wiederbelastung. Das Materialverhalten ist rein elastisch und wird über die Parameter E_{ur} und ν_{ur} definiert. Führt ein Spannungspfad aus diesen Bereich über die Fließflächen hinaus, erfolgt eine Erstbelastung mit elastischen und plastischen Dehnungen. Die Fließflächen werden nach außen verschoben.

Die Kappenfließfläche f^c beschreibt die plastischen Dehnungen bei isotroper Belastung. Spannungspunkte auf dieser Fließfläche zeichnen sich durch gleiche volumetrische Dehnungen ε_v aus. Ihr zugehöriger Steifemodul ist der Ödometermodul E_{oed} . Durch die deviatorische Fließfläche f^s werden plastische Schubverzerrungen γ^p infolge von deviatorischer Erstbelastung hervorgerufen. Gemäß ihrer Definition sind die plastischen Schubverzerrungen konstant. Für die deviatorische Erstbelastung gilt der Steifemodul E_{50} . Auch ein Spannungspfad über beide Fließflächen ist möglich. In diesem Fall setzt sich die Steifigkeit aus beiden Erstbelastungsmoduln zusammen [21]. In Abb. 3.9 (rechts) sind die Konturen der beiden Fließflächen des HS-Modells im dreidimensionalen Spannungsraum abgebildet.

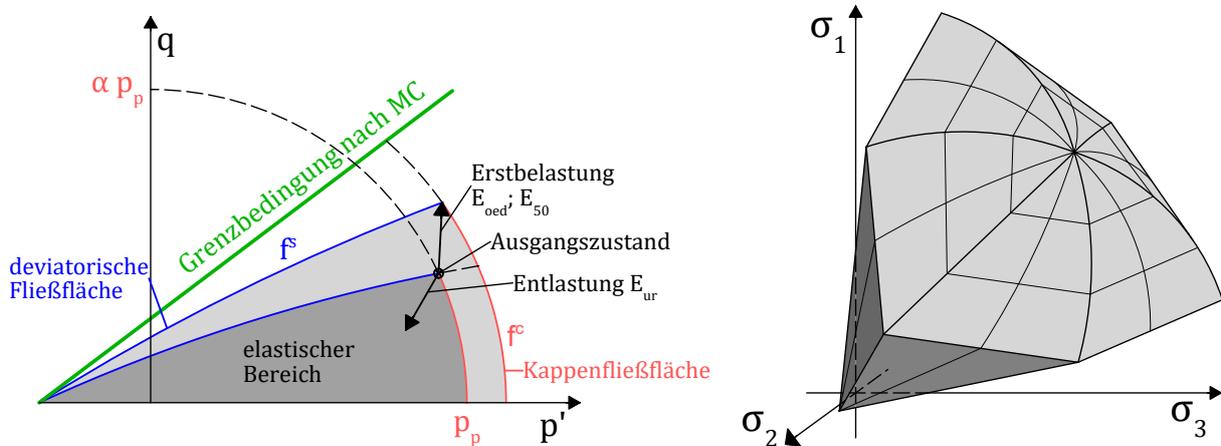


Abb. 3.9: Deviatorische Fließfläche und Kappenfließfläche im p'/q -Diagramm adaptiert nach [21] (links), Konturen der Fließflächen im dreidimensionalen Spannungsraum adaptiert nach [43] (rechts)

Die Ausgangslage der Kappenfließfläche f^c wird durch den Parameter p_p und den Faktor α festgelegt. Der Faktor α ist zum einen von K_0^{nc} (Erdruchdruckbeiwert für normalkonsolidierte Böden) und zum anderen vom Verhältnis zwischen E_{oed}^{ref} und E_{50}^{ref} abhängig. Der Parameter p_p wird als *Verfestigungsparameter* bezeichnet und entspricht der isotropen Vorkonsolidierungsspannung [21].

Das HS-Modell, bzw. weitere in PLAXIS [43] integrierte *advanced models*, bieten folglich die Möglichkeit der Berücksichtigung von Primärspannungszuständen durch geologische Vorbelastung. Dafür kann die Vorkonsolidierung in PLAXIS auf zwei unterschiedliche Arten eingegeben werden. Einerseits über die so-genannte „overconsolidation ratio“ *OCR*, und andererseits über den „pre-overburden pressure“ *POP*. *OCR* (Gleichung (3.27)) ist das Verhältnis der historisch höchsten Vertikalspannung σ_p zur derzeit vorherrschenden effektiven Vertikalspannung σ_{yy}^0 (bei 3D Modell ist die vertikale Spannung in z -Richtung definiert).

$$OCR = \frac{\sigma_p}{\sigma_{yy}^0} \quad (3.27)$$

POP (Gleichung (3.28)) ist als Differenz zwischen der historische höchsten und der derzeitigen effektiven Vertikalspannung definiert. In dieser Beschreibung bezeichnet der Index „ yy “ die vertikale und „ xx “ die horizontale Richtung eines zweidimensionalen Raums.

$$POP = |\sigma_p - \sigma_{yy}^{i0}| \quad (3.28)$$

Die Auswirkungen der beiden Größen OCR und POP auf die vertikale und folglich horizontale Spannung wird in PLAXIS [43] mathematisch durch Gleichung (3.29) und graphisch durch Abb. 3.10 beschrieben.

$$\begin{aligned} K_{0,x} &= \frac{\sigma_{xx}^{i0}}{\sigma_{yy}^{i0}} = K_0^{nc} OCR - \frac{\nu_{ur}}{1 - \nu_{ur}} (OCR - 1) \\ \sigma_{xx}^{i0} &= K_0^{nc} \sigma_p - \frac{\nu_{ur}}{1 - \nu_{ur}} POP \end{aligned} \quad (3.29)$$

Dabei ist klar ersichtlich, dass durch die OCR die vertikale Spannung um den Faktor der OCR , und damit der Erdruhedruckbeiwert $K_{0,x}$ erhöht wird. Der POP hingegen erhöht die vertikale Spannung um einen konstanten Betrag. Dadurch ändert sich die Steigung der vertikalen Spannung nicht. Der in Gleichung (3.29) verwendete Erdruhedruckbeiwert für normalkonsolidierte Böden K_0^{nc} wird beim HSS-Modell standardmäßig nach Gleichung (3.30) berechnet.

$$K_0^{nc} = 1 - \sin \varphi \quad (3.30)$$

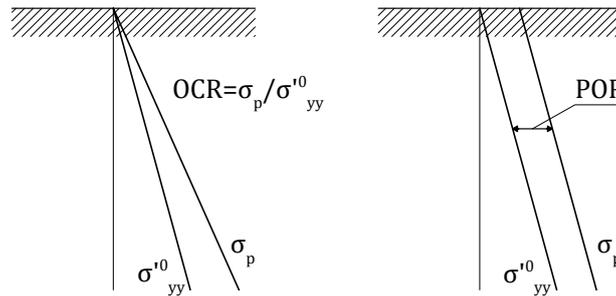


Abb. 3.10: Historisch höchste Spannung σ_p in Relation zur vorherrschenden Spannung σ_{yy}^{i0} bei OCR (links) und POP (rechts) nach [43]

Fließregel und plastische volumetrische Dehnungen

Die Beziehung zwischen den plastischen Scher-Dehnungsraten $\dot{\gamma}^p$ und den plastischen volumetrischen Dehnungsraten $\dot{\epsilon}_v^p$ wird im HS-Modell in PLAXIS 2D [44] als lineare, nicht assoziierte Fließregel nach Gleichung (3.31) definiert.

$$\dot{\epsilon}_v^p = \dot{\gamma}^p \sin \psi_m \quad (3.31)$$

Maßgebender Parameter der Fließregel ist der mobilisierte Dilatanzwinkel ψ_m . Dieser wird beim HS-Modell nach Gleichung (3.32) bis (3.35) bestimmt.

$$\sin \varphi_m < 3/4 \sin \varphi \quad \rightarrow \psi_m = 0 \quad (3.32)$$

$$\sin \varphi_m \geq 3/4 \sin \varphi \text{ und } \psi > 0 \quad \rightarrow \sin \psi_m = \max \left\{ \begin{array}{l} 0 \\ \frac{\sin \varphi_m - \sin \varphi_{cv}}{1 - \sin \varphi_m \sin \varphi_{cv}} \end{array} \right. \quad (3.33)$$

$$\sin \varphi_m \geq 3/4 \sin \varphi \text{ und } \psi \leq 0 \quad \rightarrow \psi_m = \psi \quad (3.34)$$

$$\varphi = 0 \quad \rightarrow \psi_m = 0 \quad (3.35)$$

Der mobilisierte Dilatanzwinkel ist demnach von zwei weiteren Winkeln abhängig. Dem mobilisierten Reibungswinkel φ_m und dem *critical state* Reibungswinkel φ_{cv} , der nach Schanz und Vermeer [67] eine Materialkonstante, unabhängig der Dichte, darstellt. Die beiden Winkel werden beim HS-Modell durch Gleichung (3.36) und (3.37) über den Reibungswinkel φ und den Dilatanzwinkel ψ definiert.

$$\sin \varphi_m = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3 - 2c \cot \varphi} \quad (3.36)$$

$$\sin \varphi_{cv} = \frac{\sin \varphi - \sin \psi}{1 - \sin \varphi \sin \psi} \quad (3.37)$$

Die Gleichungen (3.32) bis (3.35) sind eine geringfügige Anpassung der Spannungs-Dilatanz-Theorie nach Rowe [65]. Bei großen Werten des mobilisierten Reibungswinkels folgt der mobilisierte Dilatanzwinkel Rowe's Theorie, solange der resultierende mobilisierte Dilatanzwinkel positiv ist. Für kleine Werte des mobilisierten Reibungswinkels und für negative mobilisierte Dilatanzwinkel (bei positiv definierten Dilatanzwinkel ψ) hat der mobilisierte Dilatanzwinkel den Wert null. Ebenso wenn der Reibungswinkel φ den Wert null hat. Die essentielle Annahme der Spannungs-Dilatanz-Theorie ist, dass das Material bei kleinen Spannungszuständen $\varphi_m < \varphi_{cv}$ ein kontraktantes Verhalten und bei hohen Spannungszuständen $\varphi_m > \varphi_{cv}$ ein dilatantes Verhalten aufweist [44].

Dilatanz Cut-off

Beim Auftreten großer Scherprozesse erreichen dilatierende Materialien einen Zustand kritischer Dichte, in dem die Dilatanz zum Stillstand gekommen ist. Dieses Verhalten kann im *Hardening Soil model* über den so genannten Dilatanz „cut-off“ abgebildet werden (Abb. 3.11). Dafür ist es notwendig, die initiale Porenzahl e_{init} und die maximale Porenzahl e_{max} als Parameter zu definieren. Der mobilisierte Scherwinkel ψ_m wird, im Bereich in der die Porenzahl kleiner als die maximale Porenzahl ist, nach Gleichung (3.38) berechnet, wobei der *critical state* Reibungswinkel nach Gleichung (3.37) ermittelt wird. Sobald das Material den Zustand kritischer Dichte erreicht und die Porenzahl dem Wert der maximalen Porenzahl entspricht oder überschreitet, wird der mobilisierte Dilatanzwinkel ψ_m auf null gesetzt (Gleichung (3.39)).

$$e < e_{max} \quad \rightarrow \quad \sin \psi_m = \frac{\sin \varphi_m - \sin \varphi_{cv}}{1 - \sin \varphi_m \sin \varphi_{cv}} \quad (3.38)$$

$$e \geq e_{max} \quad \rightarrow \quad \psi_m = 0 \quad (3.39)$$

Der Zusammenhang zwischen Porenzahl und volumetrischen Dehnungen wird im HS-Modell nach Gleichung (3.40) definiert, wobei das Inkrement von e_v bei dilatentem Verhalten positiv definiert ist.

$$-(\varepsilon_v - \varepsilon_v^{init}) = \ln \left(\frac{1 + e}{1 - e_{init}} \right) \quad (3.40)$$

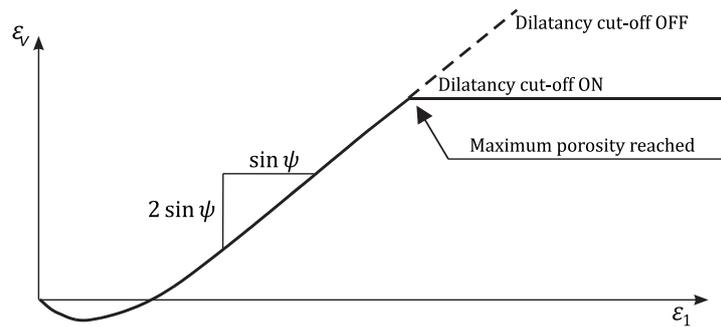


Abb. 3.11: Resultierende Dehnungskurve eines drainierten Triaxial-Tests mit Dilatanz „cut-off“ [43]

Für eine genauere Erläuterung der beschriebenen und weiteren Parameter des *Hardening Soil model* sei auf [43] verwiesen. Eine Auflistung aller notwendigen Parameter zur vollständigen Beschreibung des HS-Modells gibt Tab. 3.2. Auch in diesem Fall sind effektive oder undrainierte Parameter zu definieren, je nach Drainage-Bedingungen.

Tab. 3.2: Parameter des *Hardening Soil model* in PLAXIS 2D [43]

Parameter der Steifigkeit		
E_{50}^{ref}	Sekantensteifigkeit im drainierten Triaxialversuch	[kN/m ²]
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	Tangentensteifigkeit für Erstbelastung im Ödometerversuch	[kN/m ²]
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	Belastung-/Entlastungssteifigkeit	[kN/m ²]
m	Exponent für spannungsabhängige Steifigkeit	[-]
Erweiterte Parameter		
ν_{ur}	Poissonzahl für Entlastung/Wiederbelastung	[-]
p^{ref}	Referenzspannung für Steifigkeit	[°]
K_0^{nc}	Erdruhedruckbeiwert für normalkonsolidierte Böden	[-]
R_f	Verhältnis des Versagens q_f/q_a	[-]
Parameter der Festigkeit		
c	Kohäsion	[kN/m ²]
φ	Reibungswinkel	[°]
ψ	Dilatanzwinkel	[°]
σ_t	Zugfestigkeit und Zugfestigkeit cut-off	[kN/m ²]

Hardening Soil model with small-strain stiffness

Die Steifigkeit von Böden wird nicht nur im Bereich großer, sondern auch kleiner Dehnungen maßgeblich von diesen beeinflusst. Dabei kann die Steifigkeit bei kleinen Dehnungen, im englischen als „small-strain stiffness“ bezeichnet, ein Vielfaches der Steifigkeit bei großen Dehnungen betragen [21]. Trägt man die Steifigkeit in Bezug zur logarithmisch abgetragenen Scherdehnung γ_s auf, ergibt sich die in Abb. 3.12 ersichtliche S-förmige Reduktionskurve. Darin lassen sich Bereiche mit höherer Steifigkeit bei kleinen und sehr kleinen Dehnungen erkennen, wobei jener Bereich mit sehr kleinen Dehnungen als elastisch mit annähernd konstanter Steifigkeit betrachtet werden kann [10]. Da kleine Dehnungen oft bei dynamischer Beanspruchung auftreten, wird diese Steifigkeit auch als „dynamische Steifigkeit“ bezeichnet [21].

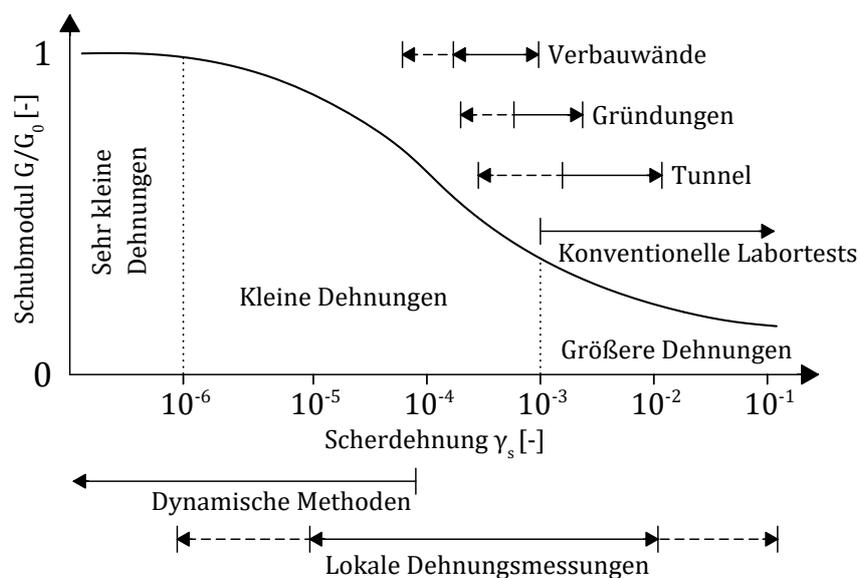


Abb. 3.12: Bodensteifigkeit in Abhängigkeit von der logarithmisch aufgetragenen Scherdehnung nach [10]

Wie ebenfalls in Abb. 3.12 ersichtlich, lässt sich die Steifigkeit bei kleinen und sehr kleinen Dehnungen nicht durch konventionelle Testmethoden ermitteln. Fillibeck [21] und Benz et al. [10] weisen darauf hin, dass die Nichtberücksichtigung von hohen Steifigkeiten bei kleinen Dehnungen zu rechnerisch großen Setzungen und Wandverschiebungen in der Berechnung führen kann. Gegebenenfalls sollten aus diesem Grund immer, mit dem Ziel realistischere und wirtschaftlichere Ergebnisse zu erzielen, hohe Steifigkeiten bei kleinen Dehnungen berücksichtigt werden [10].

PLAXIS bietet mit der Erweiterung des *Hardening Soil model* zum *Hardening Soil model with small-strain stiffness* (HSsmall oder HSS-Modell) die Möglichkeit hohe Steifigkeiten bei kleinen und sehr kleinen Dehnungen miteinzubeziehen. Die Beziehung zwischen Steifigkeit und Scherdehnung wird dabei durch einen hyperbolischen Verlauf nach Santos und Correia [66] in Gleichung (3.41) beschrieben.

$$\frac{G_s}{G_0} = \frac{1}{1 + a \left| \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}} \right|} \quad \text{mit} \quad a = 0,385 \quad (3.41)$$

Per Definition beträgt der Sekantenmodul des Schubmoduls G_s bei einer Scherdehnung von $\gamma = \gamma_{0.7}$ ca. 70% des initialen Schubmoduls G_0 . Durch Umformen und Ableiten ergibt sich aus Gleichung (3.41) der Tangentenmodul des Schubmoduls G_t (Gleichung (3.42)) [43].

$$G_t = \frac{G_0}{\left(1 + 0,385 \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}}\right)^2} \quad (3.42)$$

Die Reduktionskurve des Schubmoduls reicht weit in den plastischen Bereich hinein. Im HS- und auch im HSS-Modell wird die Änderung der Steifigkeit bei großen plastischen Dehnungen über das Verfestigungsverhalten abgebildet [43]. Aus diesem Grund sinkt der Schubmodul nicht unter einen Grenzwert, welcher den Wert für elastische Steifigkeit von größeren Entlastungs- und Wiederbelastungsvorgängen G_{ur} darstellt. Ab diesem Grenzwert wird der Ansatz für kleine Dehnungen deaktiviert und das Modell arbeitet mit den Verfestigungsregeln des HS-Modells. Erst bei Änderung der Belastungsrichtung wird das Materialverhalten für kleine Dehnungen

wieder aktiviert [10]. In Abb. 3.13 ist die Reduktionskurve des Schubmoduls mit Grenzwert in Abhängigkeit von der normierten Scherdehnung ersichtlich. PLAXIS [43] verwendet für die Einführung des Grenzwertes den Tangentenmodul des Schubmoduls G_t . Der elastische Schubmodul für Entlastungs- und Wiederbelastungsvorgänge G_{ur} kann nach Gleichung (3.43) über den zugehörigen Steifemodul E_{ur} und die Querdehnungszahl ν_{ur} berechnet werden.

$$G_{ur} = \frac{E_{ur}}{2(1 + \nu_{ur})} \quad (3.43)$$

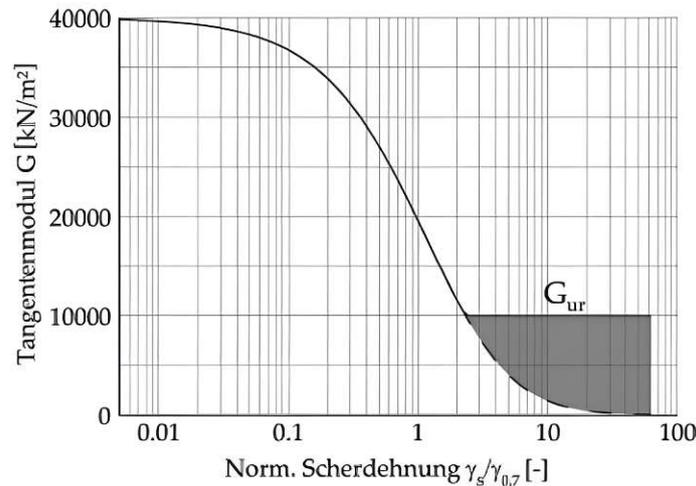


Abb. 3.13: Reduktionskurve des Tangentenmoduls G_t mit unterem Grenzwert für elastische Entlastungs- und Wiederbelastung nach [10]

Für die Erweiterung des *Hardening Soil model* auf das *Hardening Soil model with small-strain stiffness* sind lediglich zwei zusätzliche Parameter zu definieren. Die Scherdehnung $\gamma_{0,7}$ bei 70 % des initialen Schubmoduls und der Referenzwert des initialen Schubmoduls G_0^{ref} . Alle weiteren Parameter werden von dem HS-Modell übernommen (siehe Tab. 3.2). Wie auch schon bei vorherigen Steifigkeitsparametern wird auch beim Schubmodul im HSS-Modell auf den vorherrschenden Spannungszustand Bezug genommen (Gleichung (3.44)). Eine übersichtliche Beschreibung der beiden zusätzlichen Parameter des HSS-Modells gibt Tab. 3.3.

$$G_0 = G_0^{\text{ref}} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{\text{ref}} \sin \varphi} \right)^m \quad (3.44)$$

Tab. 3.3: Zusätzliche Parameter des *Hardening Soil model with small-strain stiffness* in PLAXIS 2D [43]

G_0^{ref}	Initialer Referenzschubmodul bei sehr kleinen Dehnungen ($\varepsilon < 10^{-6}$)	[kN/m ²]
$\gamma_{0,7}$	Scherdehnung bei $G_s \approx 0,7G_0$	[-]

Tab. 3.4: Anwendungsbereiche gängiger Stoffmodelle nach [80]

Stoffmodell:	Anwendungsbereich:						
	Bestimmung des Grenzzustandes	Monotone Belastung auf steifem Boden	Monotone Belastung auf weichem Boden	Aushubvorgänge	Kriechen	Dynamische Beanspruchungen	Verflüssigungsvorgänge
Linear-elastisch, ideal-plastisch z. B. <i>Mohr-Coulomb model</i>	X	(X)	-	-	-	-	-
„small-strain stiffness“ + ideal-plastisch z. B. <i>Mohr-Coulomb model</i> mit nichtlinearer Elastizität	X	X	-	X*	-	-	-
Elasto-plastisch mit einfacher Verfestigung (volumetrisch) z. B. <i>Modified Cam-Clay model, Soft soil model</i>	X	-	X	(X)	-	-	-
Elasto-plastisch mit zweifacher Verfestigung (volumetrisch und deviatorisch) z. B. <i>Hardening Soil model, Plastic hardening model</i>	X	X	X	X	-	-	-
Elasto-plastisch mit zweifacher Verfestigung + „small-strain stiffness“ z. B. <i>Hardening Soil model with small-strain stiffness</i>	X	X	X	X	-	(X)	-
Elasto-plastisch mit kinematischer Verfestigung z. B. sogenannte „Bubble“ Modelle	X	X	X	X	-	X	(X)
Hypoplastisches Modell mit intergranularer Dehnung für nichtbindige Böden	-	X	X	X	-	X	X
Hypoplastisches Modell mit intergranularer Dehnung für bindige Böden, auch mit Anisotropie	-	X	X	X	-	X	X
Elasto-plastisch mit einfacher Verfestigung + Kriechen z. B. <i>Soft Soil Creep model</i>	X	X	X	(X)	X	-	-

X geeignet

(X) bedingt geeignet

- nicht geeignet

* nur bei stark überkonsolidierten Böden



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 4

Numerische Modellierung von Pfählen in der Literatur

Die permanente Leistungssteigerung der Rechenleistung von Computern und die Weiterentwicklung numerischer Programme hat dazu geführt, dass auch in der Geotechnik zunehmend Problemstellungen mit numerischen Modellen gelöst werden [7]. Sie ermöglichen die differenzierte Betrachtung der Probleme und eine genaue Analyse der Ergebnisse. Gerade bei komplexeren Strukturen können Nachweise der Gebrauchstauglichkeit nur mithilfe numerischer Modelle geführt werden. Auch der Nachweis der Tragfähigkeit wird zunehmend mit numerischen Methoden geführt [13].

Das folgende Kapitel gibt einen Überblick über die Modellierung von mechanisch und thermisch belasteten Pfählen. Konkret werden Beispiele aus der Literatur vorgestellt und erläutert. Dabei wird auf die Problemstellungen, gewählte Programme, die Vorgangsweise der Modellierung und Ergebnisse näher eingegangen.

4.1 Problemstellungen

Numerische Modelle können unter anderem helfen, das Tragverhalten real durchgeführter Projekte zu untersuchen und die gewählten Parameter zu validieren. Krasiński und Wiszniewski [30] analysierten auf Grundlage eines Modells die Pfahl-Boden Interaktion einer statischen Pfahlprüfung. Dieses, an der Probelastung kalibrierten Modell sollte in weiterer Folge zu einer besseren Interpretation von Ergebnissen einer Probelastung verhelfen. Auch Lozovyi und Zahoruiko [38] versuchten die Ergebnisse einer statischen Pfahlprüfung nachzumodellieren, um anschließend die Pfahlgeometrien einer Gründung zu optimieren. Neben Einzelpfählen werden auch oft Pfahlgruppen, auch in Kombination mit einer Fundamentplatte (genannt KPP), untersucht. Tschuchnigg und Schweiger [74] analysierten das Tragverhalten der Fundierung der Vienna DC Towers. Dabei wurde auch die gegenseitige Beeinflussung des Setzungsverhaltens untersucht. Banerjee et al. [8] nahmen sich der Optimierung, mit Fokus auf Pfahlanzahl und Anordnung, einer solchen Kombinierten-Pfahl-Plattengründung an. Beim Thema Optimierung sei auch noch auf Al-Abboodi und Sabbagh [1] verwiesen. Sie versuchten ein besseres Verständnis der Einflussparameter, einer durch Bodenbewegung lateral belasteten Pfahlgruppe, zu bekommen.

In Hinblick auf das Tragverhalten thermisch belasteter Pfähle ist die Arbeit von Laloui und Loria [31] zu erwähnen. Sie haben versucht, das Tragverhalten und Setzungsverhalten eines thermo-mechanische belasteten Energiepfahls mithilfe von analytischen und semi-analytischen Berechnungsansätzen zu charakterisieren. Einer ähnlichen Problemstellung nehmen sich auch Ma et al. [39] an. In ihrem Modell sollen neben der Analyse des thermisch-mechanischem Tragverhalten von Pfählen auch die Reaktion des umgebenden Bodens genauer untersucht und mit Messdaten eines realen Pfahls verglichen werden. Ding et al. [17] stellen sich die Frage, welche Auswirkungen zyklische Temperaturänderungen bei gleichzeitiger Wirkung unterschiedlicher mechanischer Laststufen auf das Verhalten von Pfählen hat. Einer Untersuchung des thermo-

mechanischen Verhaltens eines verbauten Energiepfahls haben sich Laloui et al. [32] angenommen. Ziel war es, die Mehrbelastung des Pfahls aufgrund der thermischen Belastung zu bestimmen und die gemessenen Ergebnisse mit einem Finite-Elemente-Modell zu reproduzieren.

4.2 Verwendete Programme

Um geotechnische Problemstellungen mithilfe numerischer Simulationen zu lösen stellt sich als erstes die Frage nach einer geeigneten Software. Den Nutzer*innen stehen eine Vielzahl an unterschiedlichen Programmen zur Verfügung. Im Folgenden werden vor allem jene Programme vorgestellt, welche in Bezug auf die Modellierung von mechanisch und thermisch belasteten Pfählen sehr häufig in der Literatur zur Anwendung kommen.

Plaxis

Eines der gängigsten und weit verbreitetsten numerischen Programme für geotechnische Anwendungen ist PLAXIS. PLAXIS ist ein Finite-Element-Programm, welches bei komplexen Problemstellungen oft zur Anwendung kommt und beispielsweise von Al-Abboodi und Sabbagh [1], Krasiński und Wiszniewski [30] und Tschuchnigg und Schweiger [74] für ihre Aufgabenstellungen verwendet wurde. Je nach Anforderung an das Modell haben Anwender*innen die Wahl, zwischen einer 2D und 3D Modellierung. Ein großer Vorteil von PLAXIS sind die integrierten erweiterten Stoffmodelle, welche eine realitätsnahe Abbildung des mechanischen Verhaltens des Bodens ermöglichen. Nachteil dieser Stoffmodelle ist die Vielzahl an geforderten Steifigkeits- und Festigkeitsparametern [13].

Comsol

Werden Gründungselemente thermisch aktiviert und somit geothermisch genutzt, ist der Temperatureinfluss auf die Bauteile und ihr mechanisches Verhalten zu berücksichtigen. Die Anforderungen an das Modellierungsprogramm erweitern sich um die Möglichkeit, Temperaturänderungen mit einbeziehen zu können. Darüber hinaus ist nicht nur der stationäre, sondern auch eine periodische thermische Nutzung mit sich ändernden klimatischen Bedingungen von Interesse. COMSOL ist ein gängiges Finite-Element-Programm, welches die genannten Anforderungen erfüllt. In der Literatur findet das Programm unzählige Anwendung bei Fragestellungen rund um Energiepfähle. Li et al. [34] analysierten den Einfluss des Heiz- und Kühlbetriebs eines Energiepfahls auf dessen Tragverhalten. Auch Li et al. [35] und Yang et al. [81] bedienen sich einem Modell in COMSOL um das Verhalten von Energiepfählen näher zu untersuchen.

4.3 Ausgewählte Beispielen aus der Literatur

Wie eine Modellierung von Pfählen im Detail aussehen kann, sollen die folgenden gewählten Modelle beispielhaft zeigen. Bei der Auswahl der Beispiele wurde darauf geachtet, dass die beschriebenen Programme PLAXIS und COMSOL verwendet wurden. Zunächst wird die Modellierung von rein mechanisch belasteten Pfählen erläutert, anschließend mit mechanischer und thermischer Belastung.

4.3.1 Mechanisch belastete Pfähle

Statische Pfahl-Probekbelastung von Krasiński und Wiszniewski

Ein Beispiel für die Modellierung eines axial belasteten Einzelpfahls liefern Krasiński und Wiszniewski [30]. Sie haben die Ergebnisse einer statischen Pfahlprobekbelastung mit den Ergebnissen

eines numerischen Modells verglichen und versucht auf Grundlage dessen eine genauere Interpretation der Pfahl-Boden-Interaktion zu bekommen. Um die Daten des Versuches genau mit jenen des Modells abgleichen zu können, wurde mithilfe von eingebauten Dehnmessstreifen die während des Versuchs wirkende Spannung berechnet, und dadurch die Traglast auf Mantelreibung und Spitzendruck aufgeteilt.

Für die Erstellung des numerischen Modells wurde in diesem Fall PLAXIS 2D verwendet. Inhalte des Modells waren der Pfahl und umgebende Boden. Als Stoffmodell wurde für alle Bodenschichten das in PLAXIS integrierte *Hardening Soil model* (HS-Modell) verwendet. Im Gegensatz zu Modellen wie *Mohr-Coulomb* liegt dem HS-Modell ein hyperbolischer Spannungs-Dehnungsverlauf zu Grunde, was dem tatsächlichen Verhalten des Bodens näher kommt. Für den Pfahlbeton wurde ein linear-elastischen Materialverhalten gewählt.

Um auch den Herstellungsprozess des Pfahls in das Modell miteinzubeziehen, erfolgt die Modellierung in einzelnen Phasen. In der ersten Phase besteht der Pfahl aus noch nicht erhärtetem Beton. Damit sollen auch die Auswirkungen des hydrostatischen Drucks auf den umliegenden Boden mitberücksichtigt werden. Realisiert wird das mithilfe eines im Bohrloch aufgebracht Drucks, der jenem des flüssigen Betons entspricht. In der zweiten Phase werden dem Pfahlbeton seine erhärteten, linear-elastischen Materialparameter zugewiesen. Des Weiteren wird das „Interface“, die Interaktion zwischen Pfahl und umliegenden Boden, aktiviert. Die dritte und letzte Phase besteht aus der mechanischen Belastung des Pfahls. Da diese in mehreren Stufen von 0 bis 11 200 kN aufgebracht wurde, ist diese Phase nochmals in einzelne Schritte unterteilt. In Abb. 4.1 ist das numerische Modell mit den beschriebenen Phasen zu sehen. Außerdem sind die umgebenden Bodenschichten und gewählte Geometrien ersichtlich.

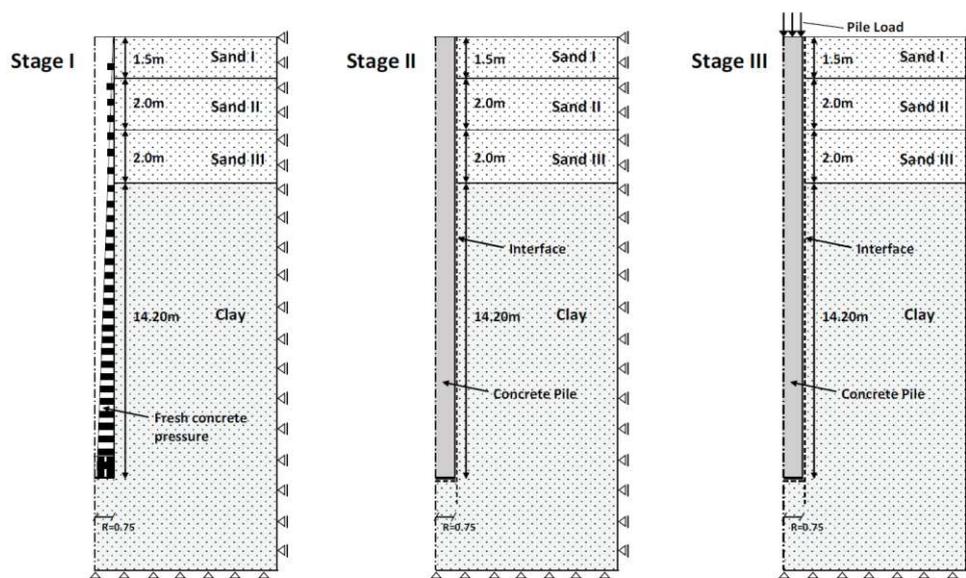


Abb. 4.1: Phasen der Modellierung eines axial belasteten Einzelpfahls von Krasiński und Wiszniewski [30]

Die mithilfe des Modells gewonnen Ergebnisse werden von Krasiński und Wiszniewski [30] mit den Messungen der statischen Probelastung verglichen. Ein Fokus liegt dabei auf der Mantelreibung und dem Spitzendruck der einzelnen Belastungsstufen, sowie die totale Pfahlkopfsetzung. Dabei stellt sich heraus, dass die Zusammensetzung der Traglast aus Spitzendruck und Mantelreibung vom Pfahlversuch zu jener des Modells abweicht. Auch die totalen Pfahlkopfsetzungen weisen geringe Differenzen auf.

Vergleich verschiedener Modellierungsansätze einer Pfahl-Plattengründung von Tschuchnigg und Schweiger

Eine umfangreichere Fragestellung beinhaltet die Arbeit von Tschuchnigg und Schweiger [74]. Sie haben sich mit den Gründungen der Vienna DC Tower, deren Setzungen und möglichen Alternativen des Gründungskonzepts auseinandergesetzt. Des Weiteren haben sie unterschiedliche Modellierungsansätze verglichen und diskutiert.

Im ersten Teil ihrer Arbeit beschäftigen sie sich mit den unterschiedlichen Modellierungsansätzen einer kombinierten Pfahl-Plattengründung. Dabei werden zwei Aspekte näher betrachtet. Einerseits der Einfluss des Pfahlabstands auf die Mobilisierung der Mantelreibung, und andererseits die Pfahlmodellierung selbst. Die Analyse des Pfahlabstandes wird mithilfe eines in PLAXIS erstellten 3D Modells bewerkstelligt. Für das Stoffmodell des Bodens wird das *Hardening Soil model* gewählt. Um das 3D Modell mit einem achssymmetrischen 2D Modell vergleichen zu können, wird das Prinzip einer Einheitszelle (Abb. 4.2) angewendet. Die Modellierung des Pfahls geschieht zum einen als Volumen- und Flächenelement, zum anderen als *embedded pile*. Der *embedded pile* ist ein in PLAXIS integriertes Element. Diesem können Spitzendruck und verschiedene Mantelreibungsverteilungen zugewiesen werden. Im Falle von Tschuchnigg und Schweiger wird eine konstante Verteilung der Mantelreibung einer multilinearen Verteilung gegenübergestellt. Ein Vergleich der drei Methoden zeigt, dass sich die Verteilung der Mantelreibung zwischen dem 3D und achssymmetrischen 2D Modell nur geringfügig unterscheiden, jene des *embedded pile* allerdings sehr von den beiden anderen abweicht. Einzig die Gesamtsetzung ist für alle Methoden annähernd gleich. Daraus schließen Tschuchnigg und Schweiger, dass sich der *embedded pile* für eine globale Betrachtung der Setzungen eignet, für eine realistische Abschätzung der Mantelreibungsverteilung aber unzureichend ist.

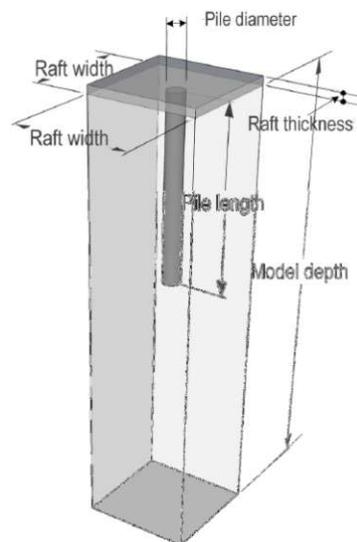


Abb. 4.2: Geometrie der vereinfachten KPP Einheitszelle [74]

Im zweiten Teil ihrer Arbeit beschäftigen sich Tschuchnigg und Schweiger [74] mit der Art der Fundamente der Vienna DC Tower und alternativen Layouts der Gründung. Diese sind, ähnlich zu einer KPP, auf einer Fundamentplatte und darunter liegenden Schlitzwänden gegründet. Dabei greifen sie auf das Volumensmodell und auf das Konzept des *embedded pile* zurück. Abermals wird PLAXIS für die Modellierung herangezogen. Diesmal kommt das *Hardening Soil model with small-strain stiffness* (HSS-Modell) als Stoffmodell des Bodens zur Anwendung. Durch die höhere Steifigkeit bei kleineren Dehnungen werden die Verschiebungen in größeren Tiefen reduziert, was zu

einer genaueren Einschätzung der Setzungen beiträgt. Im ersten Layout beträgt der Pfahlabstand das sechsfache des Pfahldurchmessers. Modelliert wird diese Variante als Volumensmodell (Abb. 4.3a) und auch durch *embedded piles*. Im zweiten Layout wird der Pfahlabstand verringert und nur noch mit *embedded piles* modelliert. Eine Untersicht des Modells des zweiten Layouts ist in Abb. 4.3b abgebildet. Die Analyse der Ergebnisse zeigt, dass beide Modellierungsansätze des ersten Layouts zu ähnlichen Setzungenwerten führen, diese aber inakzeptabel groß sind. Die Setzungen des zweiten Layouts sind dagegen im Rahmen, weshalb diese Variante eine mögliche Alternative zur Gründung durch Schlitzwände bietet.

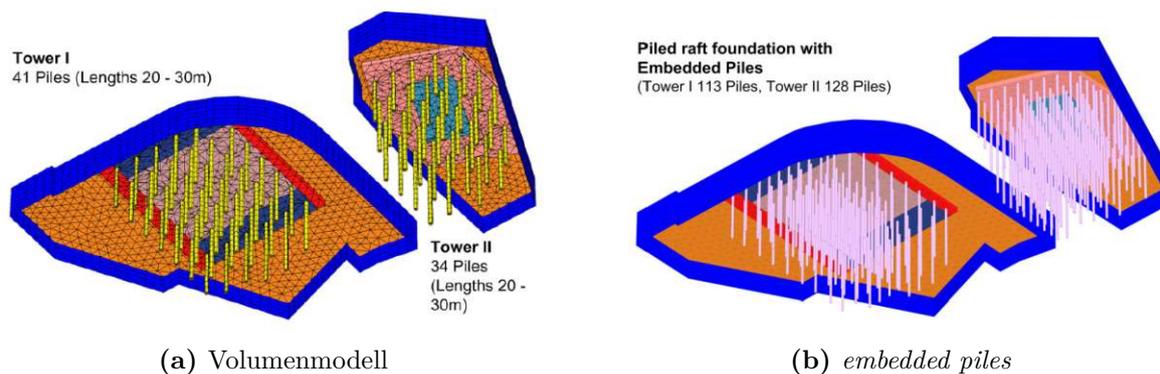


Abb. 4.3: Verschiedene Layouts der Gründung der DC-Tower als 3D Modelle von Tschuchnigg und Schweiger [74]

4.3.2 Mechanisch und thermisch belastete Pfähle

Wird ein Pfahl zusätzlich zur mechanischen Auflast auch thermisch belastet, stellt sich die Frage, wie sich dies auf die Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit des Pfahls auswirkt. Dabei ist zum einen die rein thermische Simulation von Interesse, um die Effizienz und Leistung von thermisch aktivierten Gründungselementen zu untersuchen und zu optimieren. Hier werden beispielsweise diverse Randbedingungen oder Bemessungsparameter wie die Anordnung der Wärmetauscherschläuche (sogenannte Absorber) in den Pfählen, die Materialien der Absorber sowie der Pfähle, Abstände einzelner Energiepfähle zueinander etc. untersucht [37]. Zum anderen wird das kombinierte thermo-mechanische (bzw. teilweise thermo-hydro-mechanische) sowie das daraus resultierende geomechanische Verhalten von Energiepfählen untersucht. Dies dient insbesondere der sicheren Bemessung, da es aufgrund der im Vergleich zu konventionellen Pfählen zusätzlichen thermischen Belastung zu erhöhten Spannungen und Verformungen kommen kann [36]. Diese beiden Aspekte sind miteinander gekoppelt – so müssen durch die aufgebrachten Temperaturlasten entweder erhöhte Schnittgrößen, erhöhte Pfahlfuß- und bzw. oder Pfahlkopfverschiebungen oder Kombinationen davon berücksichtigt werden. Bei Pfahlausdehnungen (im Falle eines Kühlbetriebs im Sommer) kann es in oberen Pfahlbereichen zur Umkehrung der Verschiebungsrichtungen sowie der mobilisierten Mantelreibung kommen, während dies bei Pfahlstauchungen (im Falle eines Heizbetriebs im Winter) im unteren Pfahlbereich möglich ist [5]. Die genannten Besonderheiten von Energiepfählen sind durch die zyklischen Beanspruchungen und sich möglicherweise über die Zeit ändernden Randbedingungen (wie beispielsweise sich ändernden Bodentemperaturen oder sich änderndes Nutzerverhalten) oftmals schwer gesamtheitlich einzuschätzen. Die meisten wissenschaftlichen Untersuchungen behandeln daher einzelne Aspekte isoliert, um die grundlegenden Effekte beschreiben zu können. Neben sehr aufwändigen und spärlich vorhandenen großmaßstäblichen Versuchen sowie kleinmaßstäblichen Laborversuchen

spielen hier numerische Modellierungen eine wichtige Rolle [37]. Die folgenden Beispiele erläutern mögliche Fragestellungen und Herangehensweisen im Bezug auf mechanisch und thermisch belastete Pfähle.

Thermisch und mechanisch belasteter Einzelpfahl von Yang et al.

Eine Analyse des Setzungsverhaltens eines thermo-mechanisch belasteten Einzelpfahls bietet die Arbeit von Yang et al. [81]. Mithilfe eines numerischen Modells wird der Einfluss von unterschiedlichen Faktoren auf die Setzungen eines Pfahls untersucht. Für die Modellierung wird das Programm COMSOL verwendet. Bestandteil des physischen Modells sind der Energiepfahl, mit einer als U-Schleife ausgeführten vertikalen Absorberleitung, und der umgebenden Boden. In Abb. 4.4 ist eine isometrische Darstellung des Modells abgebildet. Sowohl für das Pfahlmaterial als auch den Boden wird ein linear-thermo-elastisches, isotropes Materialverhalten angenommen. Als Stoffmodell des Bodens wurde das *Mohr-Coulomb model* gewählt. Auf Grundlage der vorgenommenen Vereinfachungen lässt sich der Wärmeaustausch durch drei Prozesse beschreiben. Der Konvektion zwischen Absorberflüssigkeit und Absorberleitung, der Wärmeleitung zwischen Absorberleitung und Pfahlbeton sowie der Wärmeleitung zwischen Pfahlbeton und Boden. Außerdem wird eine Grundwasserströmung nach Darcy's Gesetz modelliert, welche zu einem konvektiven Wärmetransport im Boden selbst führt. Der Absorberbetrieb wurde intermittierend mit 10 h Betrieb über den Tag und 14 h ohne Betrieb in der Nacht simuliert. Dieser Rhythmus ist typisch für ein Gebäudebetrieb. Durch Variation verschiedener Parameter wie mechanische Auflast, Flüssigkeitstemperatur, Bodenmaterial etc. kann deren Einfluss auf das Setzungsverhalten für den Energiepfahl im Winter und Sommer berechnet werden.

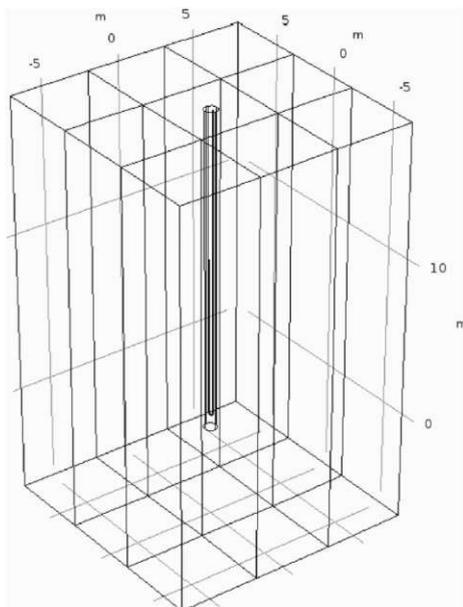


Abb. 4.4: Schematische Darstellung des physischen Modells eines Energiepfahls [81]

Der Einfluss folgender Faktoren auf das Pfahlsetzungsverhalten wird untersucht:

- Temperatur der Absorberflüssigkeit
- Einfluss einer thermo-mechanisch gekoppelten Last
- Größe der mechanischen Last
- Geschwindigkeit der Grundwasserströmung

- Bodenart und Schichtaufbau
- Heiz- und Kühlzyklus

Die Autoren kommen zum Ergebnis, dass für größere Temperaturdifferenzen zwischen Absorberflüssigkeit und Pfahl/Boden auch mit größeren Setzungen zu rechnen ist. Betrachtet man die Änderung der Gesamtsetzung bezogen auf die Sofortsetzungen des thermo-mechanisch belasteten Pfahls, so verringert sich der Einfluss temperaturbedingter Setzungen mit größerer mechanischer Belastung. Dies ist darauf zurückzuführen, dass mit steigender mechanischer Last dessen Anteil an der Gesamtsetzung steigt und sich jener der thermischen Belastung sinkt. Weiters hat sich gezeigt, dass die auftretenden Setzungen des thermo-mechanisch belasteten Pfahls geringer sind als jene Setzungen, die sich aus einer algebraischen Superposition der Einzelbelastungen ergeben.

Thermo-hydro-mechanisches Pfahlverhalten von Reiter et al.

In der Arbeit von Reiter et al. [64] wird zusätzlich zu dem thermo-mechanischen Verhalten von Energiepfählen auch eine temperaturabhängige hydraulische Durchlässigkeit betrachtet. Ziel ist es, den Einfluss der Temperaturänderungen auf den Porenwasserdruck, und folglich auf das Tragverhalten des Pfahls zu ermitteln.

Die Studie ist einem real durchgeführten Projekt vorausgeleitet. Aus diesem Grund konnte auf einen tatsächlichen Bodenaufbau mit geprüften Parametern zurückgegriffen werden. Der Untergrund besteht aus gesättigten Gletscherablagerungen mit einer sehr niedrigen Durchlässigkeit (10^{-8} m/s). Laut den Autoren ist der Temperatureinfluss auf die Durchlässigkeit bei gering durchlässigen Böden signifikant, während er bei gut durchlässigen Böden gering bis vernachlässigbar ist. Daher eignet sich der gewählte Untergrund für ihre Untersuchung.

Um die Problemstellung zu lösen, wurde ein numerisches Modell in COMSOL erstellt. Gegenstand dieses Modells waren der Pfahl, die installierten Absorberrohre und der umliegende Boden. Der Boden wurde als poröses Medium mit einem linear-elastischem Materialverhalten angenommen. Die einzelnen Bodenschichten wurden mit einer temperaturabhängigen Durchlässigkeit definiert. Die Zusammenhänge zwischen der Durchlässigkeit und Temperatur basieren auf zuvor durchgeführten Laborversuchen an entnommenen Bodenproben. In Abb. 4.5 ist das Modell in isometrischer und frontaler Ansicht ersichtlich. Simuliert wurde sowohl ein Wärmeeintrag als auch ein Wärmeentzug, für einen Zeitraum von 100 Tagen. Die mechanisch Auflast von 3 MPa wurde über die gesamte Dauer der Simulation konstant gehalten.

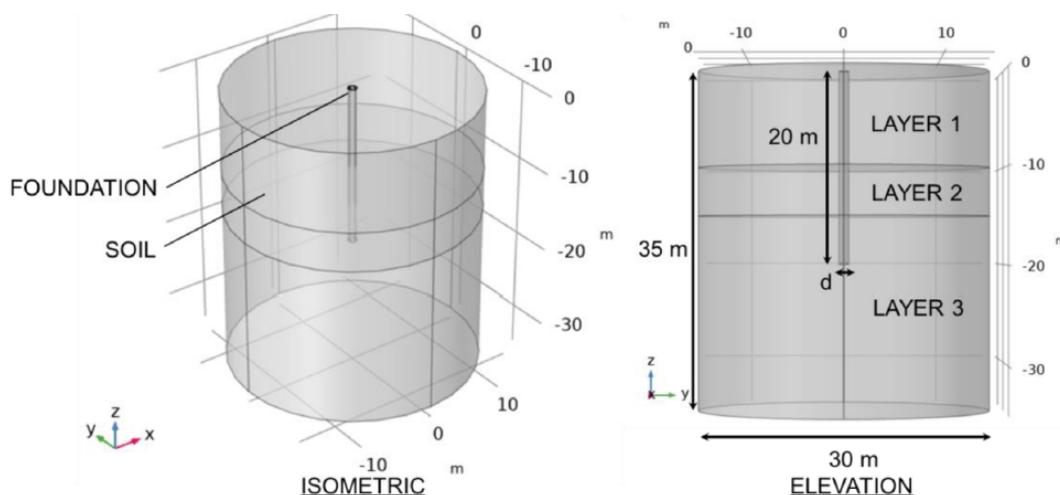


Abb. 4.5: Numerisches Modell in isometrischer und frontaler Ansicht [64]

In der Analyse haben Reiter et al. unter anderem die temperaturbedingten Auswirkungen auf die Verformungen des Pfahls, den Porenwasserdruck, axiale Spannungen sowie Mantelreibung diskutiert. Dabei kommen sie zum Ergebnis, dass sich der Pfahl bei Wärmeeintrag um den „Null-Punkt“ ausdehnt. Der „Null-Punkt“ beschreibt dabei jene Stelle, die in vertikalen Lage unverändert bleibt. Im gegenständigen Fall befindet er sich in der unteren Hälfte des Pfahls. Zu Beginn des Wärmeeintrags steigen die Porenwasserdrücke um den Pfahl stark an. Es bilden sich Porenwasserüberdrücke. Diese bauen sich mit der Zeit ab, was durch die temperaturbedingt steigende Durchlässigkeit begünstigt wird. Betrachtet man die auftretenden Normalspannungen bei Wärmeeintrag, zeigt sich eine Zunahme im mittleren Bereich des Pfahls. Dieses Verhalten deckt sich mit der simultan auftretenden Abnahme der Mantelreibung im oberen Bereich des Pfahls. Im unteren Pfahlabschnitt ist der Gradient der axialen Spannung gestiegen. Auch dieser Verlauf spiegelt sich in der Zunahme der Mantelreibung wider. Die Stelle, an der die Mantelreibung von Abnahme auf Zunahme wechselt, gleicht dem „Null Punkt“. Die Autoren schließen auf einen Zusammenhang zwischen der Ausdehnung des Pfahls und den auftretenden Spannungen sowie den Einfluss der Porenwasserüberdrücke auf diese. Im Falle des Wärmeeintrags haben sich alle genannten Prozesse konträr verhalten. Die hier numerisch erhaltenen Ergebnisse des „Nullpunkts“ und dessen Auswirkungen decken sich mit der von Amatya et al. [5] vorgeschlagenen (analytischen) Modellbildung für Energiepfähle.

4.4 Status Quo in der Literatur

Eine umfangreiche Literaturrecherche hat gezeigt, dass sich schon viele Autoren mit der numerischen Simulation von mechanisch und thermisch belasteten Pfählen auseinandergesetzt haben. Die zuvor vorgestellten Beispiele veranschaulichen mögliche Problemstellungen und Herangehensweisen der Modellierung. Trotz unterschiedlicher Fragestellungen lassen sich durchaus Parallelen in deren Lösung und Modellierung erkennen.

Im Falle der rein mechanisch belasteten Pfähle findet sich in der Literatur oft die gleiche Wahl an Stoffmodellen und Parametern. Dabei stellt das in PLAXIS integrierte *Hardening Soil model* die am häufigsten gewählte Variante dar. Im Vergleich zu herkömmlichen Stoffmodellen überzeugt es durch seine realitätsnahe Abbildung des Bodenverhaltens. Einen Vergleich verschiedener Stoffmodelle, im Bezug auf Pfahlgründungen, bieten Vermeer und Wehnert [76]. Auch sie sind zu dem Ergebnis gekommen, dass das HS-Modell am geeignetsten ist, das Tragverhalten eines Pfahls abzubilden. Nachteil dieses Modells ist der Umfang an geforderten Parametern, welche sich aus einfachen Bodengutachten oft nicht genau ableiten lassen und daher aufwendigere Bodenuntersuchungen notwendig werden, oder auf Erfahrungswerte und Korrelationen zurückgegriffen wird.

Für die Analyse thermo-mechanisch belasteter Pfähle werden von verschiedenen Autoren unterschiedliche Stoffmodelle gewählt [33]. Oft wird dem Boden ein linear-elastisches, ideal-plastisches Materialverhalten zugeordnet (z. B. *Mohr-Coulomb model*). Daran anknüpfend beschäftigt sich ein Großteil der Literatur mit dem Pfahlverhalten bei variierender thermischer Belastung, während die mechanische konstant gehalten wird. Das Hauptaugenmerk liegt bei der temperaturbedingten Veränderung von Größen wie Verformungen, Spannungen und Boden- bzw. Pfahltemperatur. Des Weiteren wurden unterschiedliche Heiz- und Kühlbetriebe umfassend untersucht.

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass, obwohl das Tragverhalten eines thermo-mechanisch belasteten Pfahls schon umfassend modelliert und untersucht wurde, weitere Analysen zu einem besseren Verständnis verhelfen und daher notwendig sind. In der Komplexität des Themengebiets an sich ist jede Fragestellung sowie das zugehörige Modell einzigartig und liefert einen Mehrwert an Erkenntnis.

Kapitel 5

Pfahlversuche des FPUH

Dieses Kapitel beschäftigt sich mit real ausgeführten Pfahlversuchen an den Großbohr- und Energiepfählen. Diese Versuche wurden im Zuge des Forschungsprojekts „Unteres Hausfeld“ durchgeführt. Sie dienen in weiterer Folge als Grundlage der numerischen Modelle und stellen die Referenzobjekte dar. Inhaltlich wird kurz das Projekt an sich vorgestellt und anschließend die Versuche der Großbohrpfähle und Energiepfähle genauer erläutert.

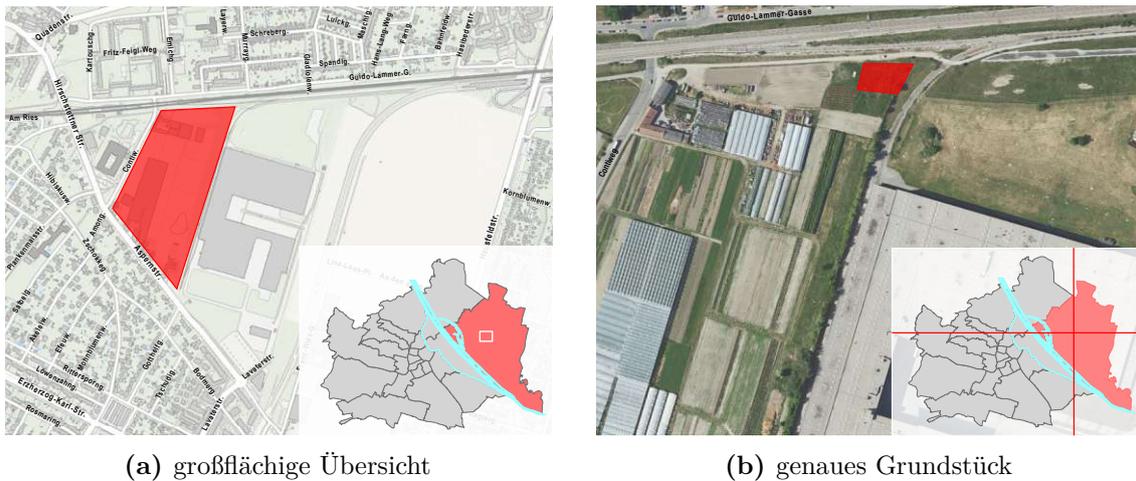
5.1 Motivation und Ziel des Forschungsprojekts

Das Forschungsprojekt „Unteres Hausfeld“ (kurz FPUH) bezeichnet eine von der Stadt Wien als Auftraggeber groß angelegte Untersuchung verschiedenster Tiefgründungselemente. Die Motivation des Projekts bestand darin, Baugrundwiderstände von Tiefgründungselementen im typischen Wiener Baugrund zu erhalten. Diese können für zukünftige Bauvorhaben als Grundlage herangezogen werden, vorausgesetzt die Vergleichbarkeit der Bodenverhältnisse wird durch einen Sachverständigen für Geotechnik geprüft. Der Bodenaufbau des gewählten Standortes gilt als repräsentativ für das Wiener Stadterweiterungsgebiet (21. und 22. Bezirk). Die angetroffenen Bodenverhältnisse können großräumig als sehr homogen bezeichnet werden. Im Rahmen des Projekts wurden Gründungselemente wie Großbohrpfähle, Mikropfähle, Düsenstrahl-Gründungssäulen, Mikropfähle als Verankerungen in Düsenstrahl-Dichtsohlen und Großbohrpfähle mit kombinierter (vertikaler und horizontaler) Beanspruchung hergestellt und geprüft. Zwei Großbohrpfähle wurden auch als Energiepfähle ausgeführt [79].

5.2 Projektgebiet und Untergrundverhältnisse

Das Projektgebiet befindet sich im 22. Wiener Gemeindebezirk. Es liegt östlich des Contiweges, nördlich der Aspernstraße und südlich der Ostbahn Strecke 117. In Abb. 5.1a ist das Areal großräumig in rot markiert. Das Grundstück, auf dem sich die Prüffelder des Projekts befinden, gehört der Stadt Wien und wurde von der Magistratsabteilung 29 – Brückenbau und Grundbau (MA29) zur Verfügung gestellt. Es liegt nordöstlich im zuvor beschriebenen Areal und grenzt direkt an die Ostbahn-Strecke 117 (Abb. 5.1b) [79].

Geomorphologisch liegt das Gebiet des Prüffeldes am Rand der Donauniederungen zum Marchfeld und geologisch betrachtet liegt es im Wiener Becken und den Talalluvionen der Donau, im Bereich der Praterterrasse. Das Projektgebiet wurde durch nacheiszeitliche Ablagerungen der Donau geprägt. Durch die Entfernung zur Donau war es weder von regelmäßigen Überschwemmungen noch dem damaligen Netz aus Altarmen betroffen. Dennoch kann von einzelnen Überschwemmungen bei Hochwässern ausgegangen werden. Die kiesig-sandigen Ablagerungen sind dem Quartär/Holozän zuzurechnen. Unterhalb folgen die miozänen Sedimente des Wiener Beckens [79]. Im Projektgebiet ist mit folgendem Schichtaufbau zu rechnen:



(a) großflächige Übersicht

(b) genaues Grundstück

Abb. 5.1: Lage des Forschungsfeldes, Auszüge aus dem *Baugrundkataster Wien* [9] (adaptiert)

Schicht A Je nach Lage ist im obersten Bereich des Bodens eine Anschüttung oder der Mutterboden anzutreffen.

Schicht B Unterhalb der ersten Schicht befinden sich Ausedimente (Aulehme und Ausande). Diese können mehrere Meter mächtig sein. Ihre Zusammensetzung reicht von schluffigen Feinsanden bis Schluff, mit einer geringen Lagerungsdichte bzw. weicher Konsistenz.

Schicht C Diese Schicht besteht aus den quartären Sedimenten, auch „Donauschotter“ genannt. Dabei handelt es sich vor allem um sandige Kiese. Die Lagerungsdichte der Kiese kann auf Grund der durchgeführten Rammsondierungen als locker bis mitteldicht bezeichnet werden. Die Schicht ist wasserführend, mit einem freien Grundwasserhorizont.

Schicht D In der untersten aufgeschlossenen Lage befinden sich die miozänen Sedimente des Wiener Beckens. Die Höhenlage der Schichtgrenze zwischen Donauschotter und Miozän ist nicht eben, sondern folgt einem gewissen Relief. Dies hat zur Folge, dass die Oberkante der miozänen Sedimente im Bereich der Prüffelder um bis zu 3 m schwankt. Das Miozän besteht aus einzelnen Schichten von wechselgelagerten Sanden und leicht plastischen bis mittelpastischen Schluffen und Tonen. Unterhalb finden sich mehrere Meter mächtige Fein- bis Mittelsande. Konsistenz und Lagerungsdichte der Schichten variieren stark, wobei eine tiefenabhängige Zunahme der Lagerungsdichte festzustellen ist. Die miozänen Schichten haben eine grundwasserstauende Wirkung, sind aber nicht als absolute Stauer anzusehen. In den sandigen Schichten des Miozäns wurde gespanntes Grundwasser angetroffen, dessen Horizont bis zum freien Grundwasserspiegel der Donauschotter reicht.

Die beschriebenen Schichten, ihre Mächtigkeiten und Eigenschaften leiten sich aus den Baugrunduntersuchungen ab. Im Zuge dieser Untersuchungen wurden Kernbohrungen, Schürfe, schwere Rammsondierungen, Grundwassermessungen und auch Laboruntersuchungen durchgeführt. Für den Bodenaufbau der Energiepfähle und untersuchten Großbohrpfähle werden die Kernbohrungen KB-Z1 (Abb. B.3) und KB-Z3 (Abb. B.4) herangezogen. Zwar weisen die Bohrungen denselben Schichtaufbau auf, allerdings weichen die Höhen der Schichtgrenzen voneinander ab, was bei der Auswertung und Interpretation der Ergebnisse zu berücksichtigen ist [41]. Die

nächstgelegenen Rammsondierungen sind die DPH-01 und DPH-03, ihre Auswertungen sind im Anhang in Abb. B.1 und Abb. B.2 abgebildet. Abb. 5.2 zeigt die Lage der relevanten Kernbohrungen und Rammsondierung auf dem Grundstück. Die weiteren Kernbohrungen KB-Z2 und KB-13 und die schere Rammsondierung DPH-03 wurden für diese Arbeit nicht weiter herangezogen. Ihre Lage ist in Abb. 5.3 ersichtlich.

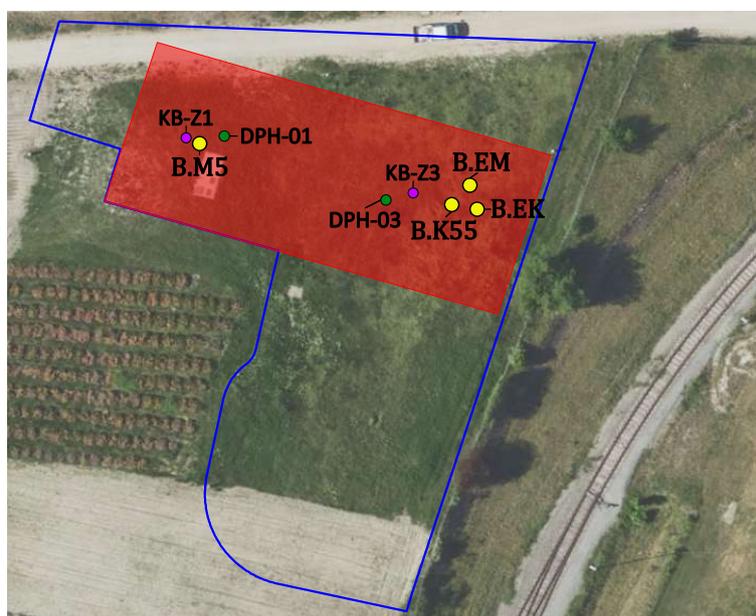


Abb. 5.2: Lage der Energiepfähle, relevanten Großbohrpfähle, Kernbohrungen und Rammsondierung am Grundstück, Auszug aus dem *Baugrunderkennungskataster Wien* [9] (adaptiert)

5.3 Probelastungen der Großbohrpfähle

Die Pfahlprobelastungen an Großbohrpfählen umfassen Versuche an 24 Pfählen im quartären und miozänen Untergrund, welche entweder verrohrt mit dem Kelly-Bohrverfahren oder mit dem SOB-Verfahren hergestellt wurden. Für eine umfassende Erläuterung und Auswertung der gesamten Großbohrpfahlversuche sei auf die Arbeiten von Wagner [78] und Wagner et al. [79] verwiesen. In Abb. 5.3 ist der Grundriss der Testfelder mitsamt den geprüften Pfählen und auch Bodenaufschlüssen ersichtlich.

Für die vorliegende Arbeit sind die konventionellen, verrohrt mit dem Kelly-Bohrverfahren hergestellten Pfähle von Interesse. Für die Betrachtung des Kiespfahls in den quartären Sedimenten sind dies die Pfähle B.K51 bis B.K55, während für die Betrachtung des Miozänpfahls die Pfähle B.M1 bis B.M5 relevant sind (siehe Abb. 5.3). Diese jeweils fünf Bohrpfähle wurden in unmittelbarer Nähe zueinander in gleicher Art und Weise hergestellt. Der Grund dafür ist, dass die ÖNORM B 1997-1-1 [47] ab 5 Pfahlprobelastungen einen Streufaktor ξ zur Ableitung charakteristischer Werte aus statischen Pfahlprobelastungen für alle Bemessungssituationen von 1,0 vorsieht. Wie die Auswertung der jeweils fünf Pfahlprobelastungen (siehe Kapitel 7) zeigt, sind jedoch trotz der gleichen Herstellungsbedingungen und der örtlichen Nähe gewisse Unterschiede in den Ergebnissen vorhanden.

Um die Parameter der numerischen Modelle des Kies- und Miozänpfahls nachvollziehbar zu definieren und einen direkten Vergleich (auch zu den Energiepfählen) zu ermöglichen, wurde aus den jeweils fünf konventionellen Pfählen jeweils ein repräsentativer Vergleichspfahl ausgesucht.

Für den Kiespfahl wurde aufgrund der unmittelbaren Nähe zum Energiepfahl B.EK von nur 3,5 m der Pfahl **B.K55** gewählt. Für den Miozänpfahl wurde der Pfahl **B.M5** als Vergleichspfahl ausgewählt, da dieser unmittelbar neben der Kernbohrung KB-Z1 liegt und aufgrund der Lage im Testfeld 1 ohnehin alle Miozänpfähle eine Entfernung von 25 m bis 37 m zum Energiepfahl B.EM im Testfeld 2 haben.

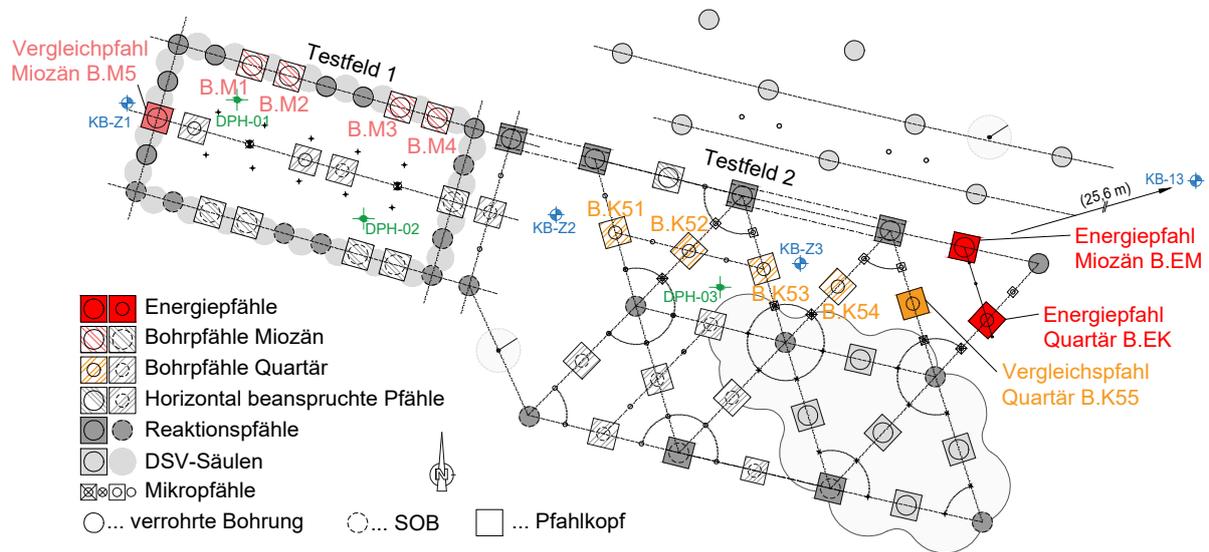


Abb. 5.3: Grundriss der Testfelder, sowie Lage der einzelnen Bohrpfähle und Aufschlüsse

5.3.1 Versuchskörper und Versuchseinrichtung

Die Versuchseinrichtung umfasst neben den beiden Pfählen auch die Instrumentierung und Belastungseinrichtung. Im Folgenden werden die einzelnen Komponenten kurz beschrieben und vorgestellt.

Pfähle

Bei den beiden Pfählen B.M5 und B.K55 handelt es sich um Ortbeton-Bohrpfähle, welche mit dem Kelly-Bohrverfahren mit verrohrter Bohrung hergestellt wurden. Die Abkürzungen „M“ und „K“ der Pfähle bezieht sich auf den Boden, in dem das Tragverhalten des jeweiligen Pfahls geprüft wird. Das Kürzel „M“ steht für Miozän, und das „K“ für Kies (Donauschotter). Der Pfahl B.M5 (Miozänpfahl) hat einen Durchmesser von 0,90 m und eine Pfahllänge von 17,00 m. Seine Prüfstrecke misst 6,14 m. Der Pfahl B.K55 (Kiespfahl) weist einen planmäßigen Durchmesser von 0,60 m auf. Allerdings hatte die Verrohrung einen Außendurchmesser von 0,64 m, weshalb dieser Durchmesser für die Auswertung von Wagner et al. [79] herangezogen wurde. Bei Ausgrabungen der Pfähle BK.1 und BK.2 (Abb. 5.4), welche die gleichen Abmessungen und die gleiche Herstellung wie die Pfähle der Versuchsreihe B.K51 bis B.K55 aufweisen, wurde ein mittlerer Außendurchmesser von 0,68 m gemessen. Aus diesem Grund wird ein Durchmesser von 0,68 m für die Modellierung in Kapitel 6 herangezogen. Die Pfahllänge des Kiespfahls beträgt 6,00 m, wovon 4,14 m die Prüfstrecke bilden. Als Prüfstrecke wird jener Pfahlabschnitt bezeichnet, der zur Lastabtragung durch Mantelreibung beiträgt. Um sicherzustellen, dass das Tragverhalten der Pfähle nur durch der ihnen zugeschriebenen Böden bestimmt wird, sind auf Höhe der darüber liegenden Böden Doppelwandrohre angeordnet [79]. Die Doppelwandrohre (zu sehen am Bewehrungskorb in Abb. 5.5) bestehen aus zwei ineinander gesteckte Stahlrohre, die durch den zwischen liegenden Luftraum voneinander entkoppelt sind. Zur Sicherstellung des Luftraumes

wurden an beiden Enden der Rohre Stahlbleche als Abdeckung angebracht. Die Geometrien, Höhenkoten, sowie wesentliche Parameter der beiden Großbohrpfähle sind in Tab. 5.1 angegeben.



Abb. 5.4: Ausgegrabene Kiespfähle B.K1 und B.K2 (Foto: ARGE – FPUH)



Abb. 5.5: Bewehrungskorb eines Miozänpfahls mit Doppelwandrohr und Druckmessdose (Foto: ARGE – FPUH)

Messinstrumente

Um die Verformungen, Verschiebungen und wirkenden Kräfte der Pfähle während des Versuchs zu dokumentieren, wurden um und in den Pfählen Messinstrumente installiert. Dabei wird das gesamte Messsystem in zwei „Messwertfassungssysteme“ geteilt. Das Messwertfassungssystem I umfasst alle Messinstrumente am Pfahlkopf. Das Messwertfassungssystem II beinhaltet die Messeinrichtung zur Erfassung des Pfahlmantel- und Pfahlfußwiderstands. Im Folgenden werden die einzelnen Komponenten der Messwertfassungssysteme erläutert. Das Messwertfassungssystem I besteht aus folgenden Instrumenten:

- Kraftmessdose
- Temperaturfühler
- Wegaufnehmer horizontal und vertikal
- Überwachung der Messbrücke

Die Kraftmessdose befindet sich am Pfahlkopf zwischen Pfahl und Presse. Mit ihr wird die Prüfkraft kontinuierlich gemessen und überprüft. Der Temperaturfühler befindet sich ebenfalls bei

Tab. 5.1: Herstellparameter der Großbohrpfähle [79]

	Großbohrpfahl Miozän	Großbohrpfahl Kies
Bezeichnung	B.M5	B.K55
Prüfboden	Miozän	Kies
Pfahldurchmesser planmäßig	90 cm	60 cm
Pfahldurchmesser ausgeführt	90 cm	64 cm
Pfahldurchmesser innerhalb Doppelwandrohr	69,8 cm	44,4 cm
Pfahlkopf-OK (aufbetoniert)	156,74 m ü. A.	156,84 m ü. A.
Pfahl-OK	155,97 m ü. A.	156,07 m ü. A.
Pfahl-UK	138,97 m ü. A.	150,07 m ü. A.
Pfahlgesamtlänge	17,77 m	6,77 m
Pfahllänge mit Mantelreibung (Prüfstrecke)	6,14 m	4,14 m
Betongüte; Bewehrungsstahl	C25/30; B550B	
Prüfungsdatum	13.06.2017	12.07.2017

der Presse, er misst die Außentemperatur. Zur Erfassung der horizontalen und vertikalen Pfahlkopfverschiebung wurden induktive Wegaufnehmer verwendet. Es wurden zwei Wegaufnehmer (Abb. 5.6a) in horizontaler Richtung und drei in vertikaler Richtung angeordnet, ihre Datenerfassung erfolgt kontinuierlich. Zu Beginn und Ende jeder Laststufe wird die Vertikalverschiebung des Pfahlkopfs mit einer mechanischen Messuhr (Abb. 5.6b) kontrolliert. Die Wegaufnehmer wurden auf einer eigens aufgebauten Messbrücke angebracht. Die Verformungen der Messbrücke, als auch der Reaktionspfähle wurden mit einem Präzisionsnivellement kontrolliert. Der Aufbau dieser Messbrücke ist in Abb. 5.6c abgebildet. Zusätzlich wurde in jeder Laststufe eine Verformungsmessung der Belastungseinrichtung mit einem Nivelliergerät durchgeführt [79].



(a) Wegaufnehmer



(b) Mechanische Messuhr



(c) Messbrücke (blau)

Abb. 5.6: Komponenten des Messwerterfassungssystem I (Fotos: ARGE – FPUH)

Das Messwerterfassungssystem II umfasst die (direkte oder indirekte) Messung von Pfahlmantel- und Pfahlfußwiderstand. Dafür wurden Sohldruckmessdosen, Dehnungsaufnehmer und Kettenextensometer verwendet. In Tab. 5.2 ist ersichtlich, mit welchen Messinstrumenten die beiden Pfähle B.M5 und B.K55 ausgestattet sind. Mithilfe des Sohldrucks kann die eingeleitete Prüfkraft direkt in Mantel- und Fußwiderstand unterteilt werden. Herstellungsbedingt wurden jedoch nicht bei allen Pfählen Sohldruckmessdosen eingebaut, weshalb die Aufteilung der Prüfkraft

bei allen Pfählen durch die vorhandenen Verformungsdaten des Kettenextensometers berechnet wurde und die Sohldruckmessdosen und Längsdehnungssensoren zur redundanten Überprüfung herangezogen wurden. Bei der Versuchsreihe B.K51 bis B.K55 wurden Sohldruckmessdosen und Längsdehnungssensoren bei den Pfählen B.K51, B.K52 und B.K52 und bei der Versuchsreihe B.M1 bis B.M5 bei den Pfählen B.M1, B.M2 und B.M5 eingebaut [79].

Tab. 5.2: Instrumentierung des Messwerterfassungssystems II der Pfähle BM.5 und BK.55 [79]

	Sohldruckmessdose	Längsdehnungssensoren	Kettenextensometer
B.M5	✓	✓	✓
B.K55	–	–	✓

Die Sohldruckmessdose des BM.5 (Abb. 5.5) besteht aus zwei Edelstahlplatten, deren Zwischenraum mit Hydrauliköl gefüllt ist und mit zwei Schwingsaitenaufnehmer verbunden sind. Um einen vollflächigen Kontakt der Druckmessdose mit dem darunter liegenden Boden zu gewährleisten, wurde sie bei der Vorbereitung mit einer Betonplombe versehen. Mit dem Kettenextensometer wurden die Längsverformungen gemessen. Es befindet sich in der Pfahlachse und ist in fünf Abschnitte unterteilt. Der oberste Abschnitt ist für die rechnerische Ermittlung des Pfahlbeton E-Moduls im Bereich des Doppelwandrohres (ohne Mantelreibung) angeordnet. Die restlichen Abschnitte verteilen sich gleichmäßig auf die Prüfstrecke. Als Längsdehnungssensoren wurden beim BM.5 sogenannte „Sister Bars“ verwendet. Diese sind an der Längsbewehrung befestigt, weshalb sie in [79] auch als Bewehrungssensoren bezeichnet werden und wurden paarweise an gegenüberliegenden Bewehrungsstäben angeordnet. Ein Paar stellt einen Messhorizont dar. Die gegenüberliegende paarweise Anordnung war für die Ermittlung des Einflusses der Biegung auf die Verformung essenziell. Insgesamt wurden in jedem Pfahl fünf Messhorizonte ausgebildet. Der erste liegt im Bereich des Doppelwandrohres (ohne Mantelreibung), abermals zur Berechnung des Pfahlbeton E-Moduls. Die restlichen vier sind gleichmäßig auf der Prüfstrecke verteilt [79].

Belastungseinrichtung

Die Belastung der Pfähle „B.M5“ und „B.K55“ war rein mechanisch. Zur Aufbringung der Last wurde eine hydraulische Presse des Typs *ZPE 1000* verwendet. Diese leitete die Kraft in den darüber liegenden Prüfträger, und dieser in die vorgesehenen Reaktionspfähle ab. Der ganze Versuchsablauf wurde kraftgesteuert durchgeführt, weshalb zwei Hydraulikaggregate zum Einsatz gekommen sind. Das erste Aggregat verfügt über eine große Förderleistung. Es dient der Laststeigerung auf die nächste Laststufe. Das zweite Aggregat, mit einer geringeren Förderleistung, wurde verwendet, um die Last während einer Laststufe konstant zu halten. Insgesamt konnte mit den vorgesehenen Drücken eine Prüfkraft von 6000 kN realisiert werden. Die Presse selbst, zu sehen in Abb. 5.7, verfügt über einen Hub von bis zu 200 mm. Dieser Hub ist notwendig um einerseits eine Pfahlkopferschiebung der Prüfpfähle bis zur Grenzsetzung zu erreichen, andererseits die Verformungen des Prüfträgers und der Reaktionspfähle zu kompensieren [79].

5.3.2 Versuchsablauf

Wie im vorherigen Abschnitt erwähnt, wurde der Versuch kraftgesteuert durch Lastzyklen durchgeführt. Der Versuchsablauf orientiert sich an jenen empfohlenen nach [14]. Eine genaue Beschreibung des Versuchsablaufs einer statischen Pfahlprobelastung wird in Abschnitt 2.5.2 gegeben. Abweichend davon sind für die Pfahlversuche des FPUHs andere Setzungsgeschwindigkeiten festgelegt worden. Bis zur Gebrauchslast muss die Setzungsgeschwindigkeit auf unter 0,1 mm/20 min abfallen, bis zur Prüflast auf 0,1 mm/5 min. Für den Fall des Pfahlversagens



Abb. 5.7: Hydraulische Presse der Belastungseinrichtung (Foto: ARGE – FPUH)

($s_g > 0,1 \cdot D$ [14]) kann die Setzungsgeschwindigkeit auf 0,5 mm/5 min erhöht werden [79]. Die Mindestbeobachtungszeit ist auf der höchsten Laststufe eines Zyklus auf 180 min beim Miozänpfahl und 60 min beim Kiespfahl ausgedehnt worden. Ziel dieser Ausdehnung war die Erfassung von Langzeitverhalten und Kriechumlagerungen im Untergrund.

Sowohl beim Miozänpfahl als auch der Kiespfahl beträgt die charakteristische Gebrauchslast 800 kN, und die Vorlast 50 kN. Allerdings unterscheiden sie sich bei der festgelegten Prüfkraft. Beim Miozänpfahl war eine Prüfkraft von 4050 kN und beim Kiespfahl 6000 kN vorgesehen [79]. Für weitere Informationen sei an dieser Stelle auf [79] verwiesen. Eine Beschreibung der Energiepfähle „B.EM“ und „B.EK“ ist in Anhang C ersichtlich.

Kapitel 6

Aufbau der numerischen Modelle der Großbohrpfähle

Dieses Kapitel befasst sich mit den numerischen 2D Modellen. Dabei werden Aufbau, gewählte Materialien, Parameter und alle weiteren Annahmen der Modelle im Detail beschrieben. In einer ersten Näherung gilt es das mechanische Tragverhalten ohne Temperaturbelastung der Pfähle zu modellieren und die Ergebnisse zu analysieren. Zu diesem Zweck wird versucht, das Tragverhalten der Großbohrpfähle B.K55 und B.M5 mit den numerischen Modellen abzubilden. Die Grundlage dafür sind die in den vorherigen Kapitel erläuterten Untergrundverhältnisse und Pfahlprobebelastungen des Forschungsprojekts „Unteres Hausfeld“. Für die Bestimmung des Bodenprofils, Bodenparameter usw. wurden die Bodenaufschlüsse und Ergebnisse der Laboruntersuchungen [18] herangezogen. In Abb. 6.1 ist ein übersichtlicher Schnitt der Bohrpfähle B.K55 und B.M5, der Kernbohrungen KB-Z1 und KB-Z3 sowie der relevanten Bodenproben samt ihrer Entnahmetiefen ersichtlich.

Für alle in diesem Kapitel beschriebenen Modelle wurde das Programm PLAXIS 2D in der Version 2023.2 verwendet.

6.1 Modell des Kiespfahls B.K55

Zunächst wird auf die Modellierung des Kiespfahls B.K55 eingegangen. Dieser ist im Rahmen des Forschungsprojekts „Unteres Hausfeld“ einer statischen Pfahlprobebelastung unterzogen worden. Ziel dieses Modells ist es, die mechanische Tragfähigkeit des Pfahls während der Prüfung abzubilden, um auf Grundlage der Ergebnisse die gewählten Parameter zu verifizieren.

6.1.1 Modellgröße

Bei den generellen Optionen wurden 15-knotige Elemente und ein achssymmetrisches Modell gewählt. Die achssymmetrische Modellierung ist durch den radialsymmetrischen Pfahlquerschnitt, die rein vertikale gleichmäßige Belastung am Pfahlkopf sowie den Umstand, dass räumliche Effekte wie eine definierte Grundwasserströmung für den vorhandenen Fall nicht relevant sind, gerechtfertigt.

Die Größe des Modells wurde nach den Empfehlungen der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik [13] so gewählt, dass die Ergebnisse nicht von den Rändern bzw. Randbedingungen beeinflusst werden. Für Tiefgründungen wird dafür ein horizontaler Abstand zwischen Bauwerk und vertikalem Rand von zumindest dem zweifachen der Gründungstiefe empfohlen. Auch die vertikale Abmessung des Modells sollte der zwei- bis dreifachen Gründungstiefe entsprechen. Beim vorliegenden Pfahl entspricht die Gründungstiefe der Länge von Pfahl-OK bis Pfahl-UK (siehe Tab. 5.1). Abzüglich des aufbetonierten Pfahlkopfes ergibt sich eine Gründungstiefe von 6,0 m. Daraus ergeben sich Mindestabmessungen des Modells in horizontaler und vertikaler Richtung von ca. 12 m.

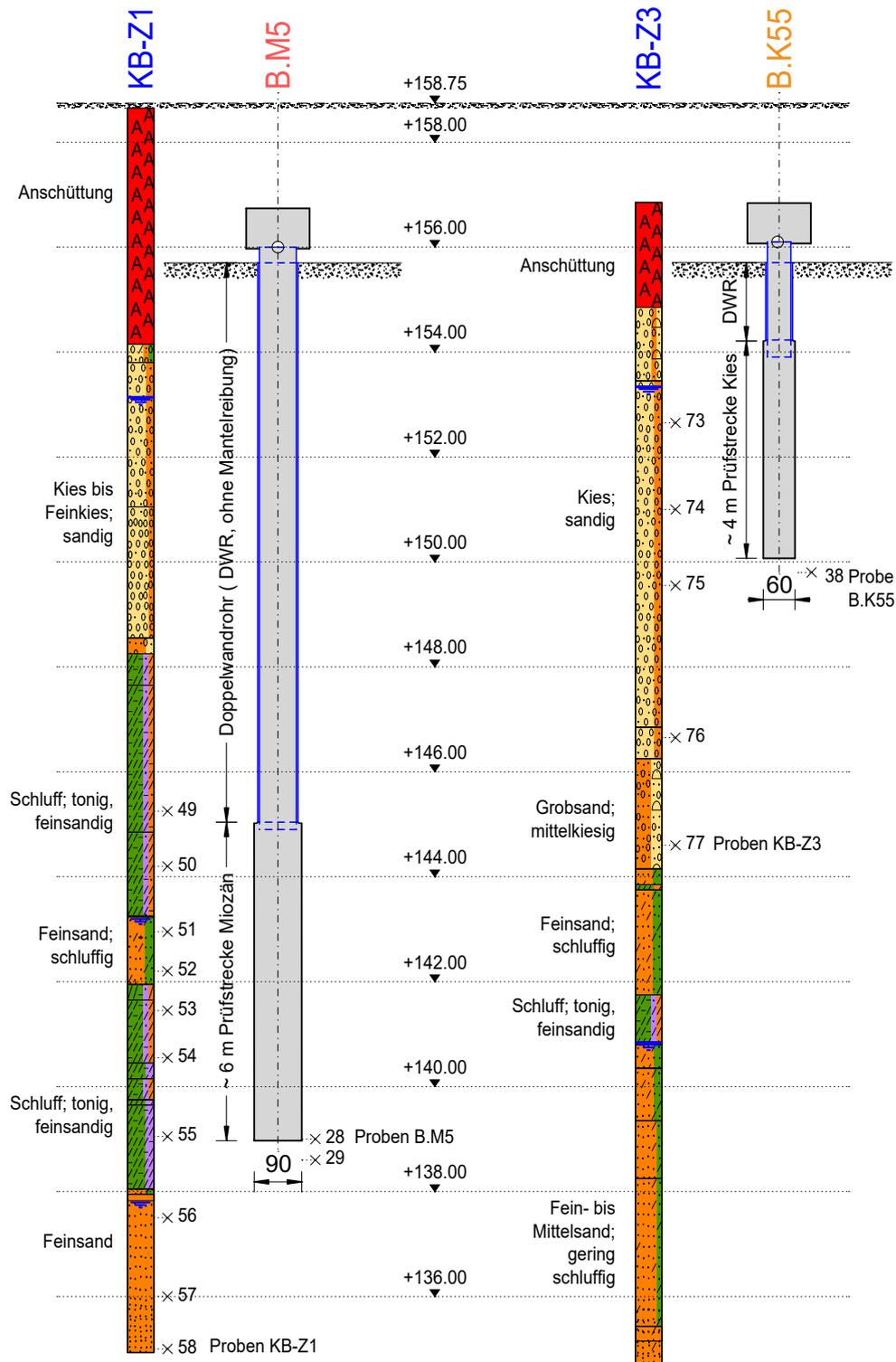


Abb. 6.1: Schnitt durch die Pfähle B.K55 und B.M5, sowie Kernbohrungen und Entnahmetiefen der relevanten Proben

Wie in Abb. 6.2 ersichtlich betragen die Abmessungen des Kiespfahl-Modells sowohl in vertikaler als auch horizontaler Richtung 13 m, wobei die obere Begrenzung die Oberkante des Pfahls darstellt. Damit sind die Empfehlungen von [13] bezüglich der Modellgröße erfüllt.

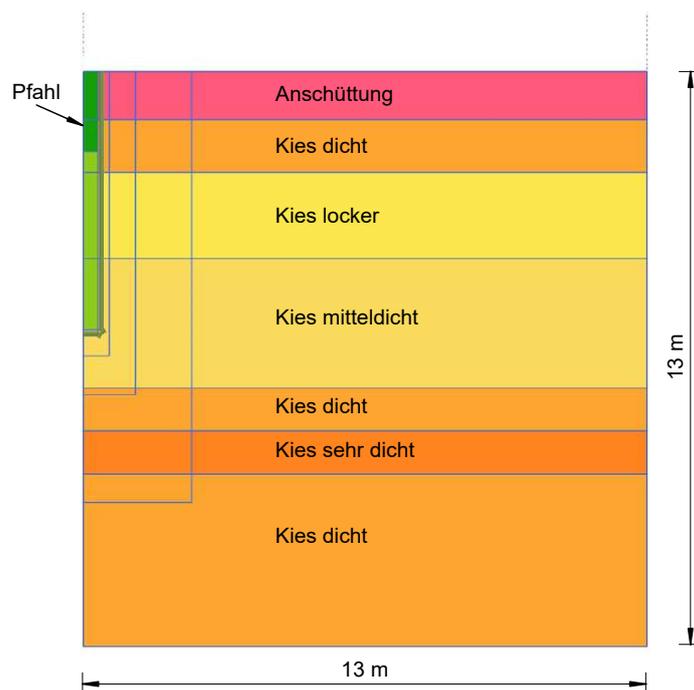


Abb. 6.2: Abmessungen des Kiespfahl-Modells B.K55, sowie definierte Schichtbezeichnungen

6.1.2 Bodenaufbau und Bodenmaterialien

Im ersten Schritt war es notwendig, die vorliegenden Bodenschichten und Materialparameter zu definieren. Für die Klassifizierung des Bodens wurden die im Kapitel 5 erwähnten Kernbohrungen und Sondierungen herangezogen. Aufgrund der unmittelbaren Nähe des Kiespfahls zur Kernbohrung KB-Z3 (Abb. B.4) wurde der Schichtverlauf dieser Bohrung ohne Interpolation zu anderen Bohrungen direkt übernommen.

Ein Vergleich der Schichtbeschreibung in Abb. 6.1 der Kernbohrung KB-Z3 mit den Höhenkoten des Kiespfahls B.K55 (Tab. 5.1) zeigt, dass es sich bei sämtlichen Schichten bis zur doppelten Gründungstiefe um quartäre Sedimente („Donauschotter“) handelt. Dieser Umstand hat sich aus der Anforderung ergeben, das Tragverhalten dieses Pfahls nur in Donauschotter zu prüfen.

Parameter der Bodenmaterialien

Als Stoffmodell des Bodens wurde das *Hardening Soil model with small-strain Stiffness* (HSS-Modell) gewählt. Eine Erklärung dieses Modells wird in Kapitel 3 ausführlich gegeben. Im Gegensatz zum Stoffmodell wie *Mohr-Coulomb* ist es beim HS-Modell möglich, Verfestigungsvorgänge zu berücksichtigen. Dafür verfügt es über zwei Verfestigungsflächen (z. B. *Cam-Clay model* nur eine Verfestigungsfläche). Außerdem ist es nur beim HS-Modell oder HSS-Modell möglich, das Dilatanz „Cut-off“ zu aktivieren. Aufgrund der genannten und weiteren Vorteile eignet sich HSS-Modell am Besten dafür, das mechanische Tragverhalten des Pfahls abzubilden.

Für die Werte der Bodenparameter wurden die Ergebnisse der Laboruntersuchung [18] der Donauschotter herangezogen. Dabei ist wichtig zu erwähnen, dass der Reibungswinkel φ' über einen Großrahmenscherversuch an einer Mischprobe aller Kiesschichten bestimmt worden ist. Hinzu kommt, dass der Scherversuch nicht bei maximaler Scherspannung (wie von PLAXIS [43] gefordert), sondern bei minimalem Porenvolumen ausgewertet wurde (Abb. A.1). Aus diesem Grund kann der berechnete Reibungswinkel als untere Grenze betrachtet werden. Die Auswertung bei maximaler Scherspannung führt, aufgrund der Prüfbedingungen, allerdings zu unrealistisch

großen Werten (Abb. A.2). Für einen realistischen Wert des Reibungswinkels wurde auf Erfahrungswerte des Instituts für Geotechnik der TU Wien zurückgegriffen. Bei einer Abschätzung des Reibungswinkels grobkörniger Böden nach Brinch Hansen und Lundgren [12] (zitiert nach [46]) liegt der Reibungswinkel im vorliegenden Fall (abgerundeter, gut gestufter, mitteldicht gelagerter Kies) ebenfalls beim Erwartungswert von $\varphi' = 36^\circ$. Die Kohäsion c' wurde direkt vom durchgeführten Scherversuch (Auswertung bei minimalem Porenvolumen, Abb. A.1) übernommen, auch wenn bei grobkörnigen Böden im Regelfall keine Kohäsion zu erwarten ist und der erhaltene Wert sowohl von der Versuchsdurchführung als auch der Auswertung abhängig ist. Grund dafür ist, dass durch das Ansetzen einer geringen Kohäsion teilweise die numerische Stabilität erhöht werden kann. Während viele Autoren dafür eine Kohäsion von $0,1 \text{ kN/m}^2$ (siehe z. B. [75]) oder 1 kN/m^2 (siehe z. B. [43, S. 224]) ansetzen, wurde hier das Ergebnis des durchgeführten Scherversuchs herangezogen, da dieser Wert ausreichend klein ist und keine nennenswerten Einflüsse auf die Ergebnisse hat. Für den Porenanteil n wurde ein Mittelwert des gesamten Bodenaufbaus herangezogen. Mit diesem Wert wurden die Wichten und Schubmoduln berechnet. Allerdings wurde für den initialen Porenanteil, bedingt durch Auflockerungsvorgänge bei der Pfahlherstellung, ein höherer Wert als in Tab. 6.1 angenommen. Eine genaue Erläuterung wird nachfolgend bei der Beschreibung des Dilatanz „Cut-off“ gegeben. Die beschriebenen und weitere Bodenparameter sind in Tab. 6.1 ersichtlich. Da sich diese Werte aus den Ergebnissen einer Mischprobe aller Schichten ergeben, wurden diese Parameter für alle im Modell vorkommenden Schichten verwendet. Die modellierten Schichten unterscheiden sich allerdings durch ihre Steifigkeitsparameter.

Tab. 6.1: Bodenparameter des Donauschotter nach Wagner et al. [79]

w_n	ρ_s	φ'	c'	n
4,1 %	2,70 g/cm ³	36°	3,4 kN/m ²	0,22

Durch Umrechnen der in Tab. 6.1 angeführten Größen ergeben sich die in Gleichung (6.1) berechneten Werte für gesättigte und ungesättigte Wichte.

$$\begin{aligned}
 \rho &= (1 - n) (1 + w_n) \rho_s = 2,192 \text{ g/cm}^3 \\
 \rho_{\text{sat}} &= (1 - n) \rho_s + n \rho_w = 2,326 \text{ g/cm}^3 \\
 \gamma &\approx 10\rho = 21,92 \text{ kN/m}^3 \\
 \gamma_{\text{sat}} &\approx 10\rho_{\text{sat}} = 23,26 \text{ kN/m}^3
 \end{aligned} \tag{6.1}$$

Die Steifigkeitparameter des Donauschotter sind bei den durchgeführten Laborversuchen nicht explizit erfasst worden. Grund dafür ist zum einen, dass aufgrund der vorhandenen Kornverteilungen mit zum Teil sehr großem Größtkorn die zur Verfügung stehenden Laborgeräte nicht geeignet für die Versuchsdurchführung sind. So gibt beispielsweise die EN ISO 17892-5 [57] vor, dass der mittlere Durchmesser des Größtkorns in einem Probekörper weniger als ein Fünftel der Höhe des Ödometerrings sein sollte, was bei einem Größtkorn von bis zu 91 mm (Probennummer 77 bei KB-Z3) einer Versuchshöhe von fast einem halben Meter entspricht. Auch beim Triaxialversuch gibt es ähnliche Einschränkung – hier sollte laut EN ISO 17892-9 [58] das Größtkorn 1/6 des Durchmessers des Probekörpers nicht überschreiten. Zusätzlich zu diesen versuchstechnisch begründeten Einschränkungen sind für den Donauschotter jedoch auch zahlreiche Erfahrungswerte der Steifigkeitsparameter vorhanden. Im Folgenden wird zunächst eine Ableitung der Steifigkeitparameter aus Ergebnissen der schweren Rammsondierung durchgeführt.

Die zum Kiespfahl B.K55 nächstgelegene Rammsondierung ist die DPH-03 (Abb. B.2). Ein genauerer Aufschluss der Schlagzahlen, sowie eine Mittelung der Schlagzahlen für jeden Meter, ist in Tab. 6.2 ersichtlich.

Tab. 6.2: Ergebnisse der schweren Rammsondierung DPH-01 [79]

	bis Tiefe in [cm]										Durchschnitt
	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	
0	0	2	6	6	14	11	14	16	14	14	9,7
1	15	16	20	19	24	25	23	17	14	15	18,8
2	11	7	6	5	4	5	4	5	4	4	5,5
3	5	5	5	4	3	3	2	3	4	7	4,1
4	6	6	7	7	9	9	8	7	8	5	7,2
5	4	5	6	7	9	9	15	17	10	10	9,2
6	9	8	10	10	12	17	17	16	18	18	13,5
7	18	22	25	35	21	14	17	29	34	39	25,4
8	33	24	18	18	37	86	54	30	14	12	32,6
9	12	16	22	30	22	15	12	13	24	20	18,6
10	21	22	22	28	24	27	32	31	22	15	24,4
11	27	21	24	18	16	14	22	46	34	15	23,7
12	17	28	17	15	16	13	16	20	18	18	17,8
13	21	43	44	30	25	22	26	21	22	100	35,4
14	100										100,0

Mit der durchschnittlichen Schlagzahl jeden Meters wurde die Lagerung des Bodens klassifiziert. Dafür wurde der Zusammenhang zwischen Schlagzahl der schweren Rammsondierung und der Lagerung von nichtbindigen Böden aus *Tabelle 4* der ÖN-B-5016 [49] herangezogen (Tab. A.1). Auch Wagner et al. [79] hatten nach Vorgabe der MA29 den Boden nach dieser Norm klassifiziert.

Des Weiteren wurde über die Mittelung der Schlagzahlen jeden Meters die zugehörige bezogene Lagerungsdichte I_D berechnet. Die verwendete Gleichung (6.2) wurde dem *Anhang G* der ÖN-EN-1997-2 [56] entnommen.

$$I_D = -0,14 + 0,550 \log N_{10} \quad (6.2)$$

Zwar gilt diese Formel nur für Sande und Kiese über Grundwasser, wurde aber dennoch herangezogen, da es die einzige gegebene Korrelation für weitgestufte Kornverteilungen ist ($C_u > 6$). Wie im Laborbericht [18] ersichtlich, haben die vorliegenden Sande und Kiese eine Ungleichförmigkeitszahl von 13,4 bis 57,2. Anschließend wurde für alle Schichten gleicher Lagerung ein Mittelwert der bezogene Lagerungsdichte berechnet.

Mit den Mittelwerten der bezogenen Lagerungsdichte wurden schließlich die Tangentenmoduln des Ödometersversuchs $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ berechnet. Die Korrelation zwischen bezogener Lagerungsdichte und Tangentenmodul des Ödometersversuchs nach Schweiger [69] wird in Gleichung (6.3) angegeben.

$$E_{\text{oed}}^{\text{ref}} \approx I_D \cdot 60 \text{ MPa} \quad (6.3)$$

Da es sich bei Gleichung (6.3) um eine Näherung handelt, und weil ein zu hohes Maß an Genauigkeit nicht zielführend für die Fragestellung ist, wurde in einem letzten Schritt die Tangentenmoduln der Ödometersversuchs auf die tausendste Stelle gerundet. In Tab. 6.3 sind alle

Ergebnisse der beschriebenen Berechnungsschritte auf Basis der gemittelten Schlagzahlen sowie die gemittelten Schlagzahlen selbst aufgeführt.

Tab. 6.3: Lagerung und Tangentenmoduln der Kiesschichten auf Grundlage der schweren Rammsondierung DPH-03

Durchschnitt Schläge je Meter	Lagerung	bez. Lagerungsd. I_D	Mittelwert	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ gerundet [kN/m ²]
9,7	mitteldicht	0,403	0,402	24.090	24.000
18,8	dicht	0,561	0,590	35.386	35.000
5,5	locker	0,267	0,232	13.927	14.000
4,1	locker	0,197	0,232	13.927	14.000
7,2	mitteldicht	0,332	0,402	24.090	24.000
9,2	mitteldicht	0,390	0,402	24.090	24.000
13,5	mitteldicht	0,482	0,402	24.090	24.000
25,4	dicht	0,633	0,590	35.386	35.000
32,6	sehr dicht	0,692	0,692	41.536	42.000
18,6	dicht	0,558	0,590	35.386	35.000
24,4	dicht	0,623	0,590	35.386	35.000
23,7	dicht	0,616	0,590	35.386	35.000
17,8	dicht	0,548	0,590	35.386	35.000
35,4	sehr dicht	0,712	0,788	47.284	47.000
100,0	sehr dicht	0,960	0,788	47.284	47.000

Aufgrund der Berechnungen in Tab. 6.3 kann der Boden durch vier Schichten mit unterschiedlichen Lagerungen, nämlich *locker*, *mitteldicht*, *dicht* und *sehr dicht*, beschrieben werden. Die Werte der ermittelten Steifigkeiten $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$, welche für das numerische Modell herangezogen wurden, sind in Tab. 6.4 nochmals übersichtlich angegeben.

Tab. 6.4: Abgeleitete Tangentenmoduln der einzelnen Kiesschichten

Lagerung	locker	mitteldicht	dicht	sehr dicht
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	14 000	24 000	35 000	47 000

Die durch die schwere Rammsondierung abgeleiteten Steifigkeitsparameter sind im Vergleich zu Erfahrungswerten des Instituts für Geotechnik der TU Wien sehr gering. Dies könnte daran liegen, dass geringe Steifigkeitswerte in vielen Fällen konservative Annahmen sind. Es gilt außerdem zu beachten, dass es sich bei der Herangehensweise um rudimentäre Korrelationen zwischen Bodenaufschlüssen und Bodenparametern handelt. Die abgeleiteten Parameter wurden aus diesen Gründen mit dem Faktor zwei multipliziert. Die daraus resultierenden Steifigkeiten je Lagerungsdichte entsprechen in ihrer Größenordnung den vorhandenen Erfahrungswerten besser und wurden, um eine möglichst realitätsnahe Modellierung zu ermöglichen, im Folgenden verwendet (siehe Tab. 6.5).

Mithilfe der Tangentenmoduln wurde anschließend für jede Lagerung die Steifigkeitsparameter E_{50}^{ref} und $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ berechnet. Wie schon erwähnt, war es aufgrund der Kornverteilung der Proben nicht

Tab. 6.5: Verwendete Tangentenmoduln der einzelnen Kiesschichten nach Erfahrungswerten

Lagerung	locker	mitteldicht	dicht	sehr dicht
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	28 000	48 000	70 000	94 000

möglich, einen Triaxialversuch durchzuführen. Für die Bestimmung der Steifigkeitsparameter wurde daher auf die Näherungsformeln Gleichung (6.4) und (6.5) von [69] zurückgegriffen.

$$E_{50}^{\text{ref}} \approx E_{\text{oed}}^{\text{ref}} \quad (6.4)$$

$$E_{\text{ur}}^{\text{ref}} \approx 3E_{\text{oed}}^{\text{ref}} \quad (6.5)$$

Für alle weiteren Steifigkeitsparameter des HS-Modells wurden bis auf den Wert des Exponenten m – Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit – die voreingestellten Werte übernommen. Der Wert des Exponenten m basiert auf den Empfehlungen für Kiese von Schweiger [69]. Die Werte der in Tab. 6.6 angegebenen Parameter gelten für alle Bodenmaterialien des numerischen Modells.

Tab. 6.6: Übernommene und voreingestellte Steifigkeitsparameter des Kiespfahl-Modells

ν_{ur}	m	p^{ref}	R^f
0,2	0,55	100 kN/m ²	0,9

Für die Erweiterung des HS-Modells auf das HSS-Modell sind zusätzlich zwei weitere Parameter der Steifigkeit notwendig. Zum einen der Schubmodul G_0^{ref} bei kleinen Schubverzerrungen, und zum anderen die Referenzscherdehnung $\gamma_{0.7}$. Der Schubmodul kann für nicht-bindigen Boden nach [69] mittels Gleichung (6.6) berechnet werden.

$$G_0^{\text{ref}} = \frac{(2,97 - e)^2}{1 + e} \cdot 33 \text{ MPa} \quad (6.6)$$

Um den Schubmodul zu berechnen, muss daher die Porenzahl e bekannt sein. Diese kann durch den in Tab. 6.1 angegebenen Porenanteil nach Gleichung (6.7) berechnet werden [2].

$$e = \frac{n}{1 - n} = \frac{0,22}{1 - 0,22} = 0,282 \quad (6.7)$$

Der Porenanteil aus Tab. 6.1 gilt, aufgrund fehlender genauere Untersuchungen, näherungsweise für alle Schichten der quartären Sedimente (Donauschotter). Aus diesem Grund wurde für alle Kiesschichten, sprich alle Bodenmaterialien des Modells Kiespfahl B.K55, der Schubmodul nach Gleichung (6.8) festgelegt.

$$G_0^{\text{ref}} = \frac{(2,97 - 0,282)^2}{1 + 0,282} \cdot 33 = 186 \text{ MPa} \quad (6.8)$$

Für die Referenzscherdehnung wurde ein für Kies empfohlener Wert nach [69] von $\gamma_{0.7} = 1 \cdot 10^{-4}$ herangezogen. Dieser Wert kam bei allen Schichten zur Anwendung.

Der letzte Parameter zur vollständigen Definition des mechanischen Verhaltens des Boden ist der Dilatanzwinkel ψ . Der Dilatanzwinkel ψ kann allgemein nach Gleichung (6.9) der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik [13] berechnet werden.

$$\begin{aligned} \text{für } \varphi < 30^\circ &\rightarrow \psi = 0 \\ \text{für } \varphi > 30^\circ &\rightarrow \psi = \varphi - 30 \end{aligned} \quad (6.9)$$

Bei hohen Reibungswinkeln führt diese Herangehensweise aber zu hohen Dilatanzwinkeln, welche bei großen Verschiebungswegen eine Volumenvergrößerung und folglich eine Verspannung des Pfahles bewirkt. Gerade bei dieser Aufgabenstellung führt dies zu einer Überschätzung der Tragfähigkeit. Aus diesem Grund wird von Tschuchnigg (persönliche Kommunikation, Jänner 22, 2024) für den Dilatanzwinkel ein maximaler Wert von $\psi = 5^\circ$ empfohlen. Da bei Donauschotter allerdings ein sehr dilatantes Verhalten zu erwarten ist, wurde für den gesamten Bodenaufbau der maximale Wert herangezogen.

Um zu verhindern, dass es in Folge von Dilatanz zu einer unrealistischen Volumenvergrößerung und somit Verspannung des Pfahls kommt, wurde das in PLAXIS integrierte Dilatanz „Cut-off“ verwendet. Die Wirkungsweise dieses Prinzips wurde im Kapitel 3 erklärt. Für dessen Anwendung ist es notwendig, den minimalen, maximalen und initialen Porenanteil sowie die Scherbanddicke zu definieren. Für den minimalen und maximalen Porenanteil wurde der größte und kleinste Wert der Proben der KB-Z3 (Probennummer 73-77) herangezogen und für alle Schichten konstant angenommen. Auch der initiale Porenanteil wurde aufgrund fehlender Daten für alle Schichten gleich angenommen. Der verwendete Wert ist höher als der in Tab. 6.1 angegeben. Mit dem höheren Wert wird die Auflockerung des Bodens bei der Herstellung des Pfahl berücksichtigt. Die Scherbanddicke wurde über eine Näherung von Rattez et al. [62] mit dem Zehnfachen des d_{50} Korns abgeschätzt. Die dafür verwendete Korngrößenverteilung entstammt der Probe 38 beim Kiespfahl. Diese Korngrößenverteilung hat einen d_{50} Wert von $d_{50} = 1,545$ mm. Somit ergibt sich die Scherbanddicke zu $\delta_{\text{inter}} = 1,5$ cm. Die Scherbanddicke wird im Tabsheet *Interface* der Bodenschichten angegeben. Genauere Informationen über das Interface-Element wird im Abschnitt 6.1.3 gegeben. Alle beschriebenen Parameter des Dilatanz „Cut-off“ sind in Tab. 6.7 ersichtlich. Es sei darauf hingewiesen, dass in PLAXIS die maximale und minimale Porenzahl anstatt eines Porenanteils anzugeben ist.

Tab. 6.7: Parameter des Dilatanz „Cut-off“ im Kiespfahl Modell B.K55

n_{\min}	n_{\max}	n_{init}	δ_{inter}
0,17	0,38	0,27	1,5 cm

Abgesehen von den Kiesschichten beinhaltet der Bodenaufbau des Modells auch eine „Anschüttung“. Diese Schicht beschreibt den Mutter- bzw. Oberboden. Da sie für die Ermittlung des Pfahl-Tragverhaltens aufgrund der Doppelwandrohre, die eine Mantelreibung in diesem Bereich verhindern, irrelevant ist, sind auch die mechanischen Parameter dieses Bodenmaterials nebensächlich für die Ergebnisse des Modells. Aus diesem Grund wurde für das Bodenmaterial „Anschüttung“ nicht das HSS-Modell, sondern das HS-Modell gewählt. Die Bodenparameter, welche das mechanische Verhalten beschreiben, wurden von der darunter liegenden Schicht „Kies locker“ übernommen. Die einzig relevanten Größen sind jene der Wichten. Diese wurden, analog zu jenen der kiesigen Schichten, mit den Eingangsgrößen laut Laboruntersuchungen nach [79] berechnet. Die Werte des Porenvolumens und Korndichte gleichen jenen der Kiese. Der natürliche Wassergehalt weist einen Wert von ca. $w_n = 2,3\%$ vor.

Die Ergebnisse aller in diesem Kapitel angeführten Parameter der Bodenmaterialien sind in Tab. A.3 übersichtlich zusammengefasst. Darin sind auch die Einstellungen für die Interface-Elemente angegeben. Diese sind für die Interaktion Boden-Pfahl notwendig und werden im Kapitel 6.1.3 erläutert.

Schichtung des Bodens

Die Grundlage der einzelnen Bodenschichten bilden das angrenzende Bohrprofil KB-Z3 (Abb. 6.1), die Höhenkoten des Kiespfahls B.K55 (Tab. 5.1) und die ermittelten Lagerungen der schweren Rammsondierung (Tab. 6.3). In PLAXIS wird der Aufbau des Untergrunds mittels Bohrprofilen, denen die einzelnen Bodenschichten zugewiesen werden, definiert. Dabei können verschiedene Verläufe der einzelnen Schichtgrenzen festgelegt werden. Im vorliegenden Modell wurde eine horizontal verlaufende Schichtung gemäß der eingangs erwähnten Grundlagen festgelegt. Dafür reichte die Definition eines einzelnen Bohrprofils aus. Dieses ist in Abb. 6.3 abgebildet.

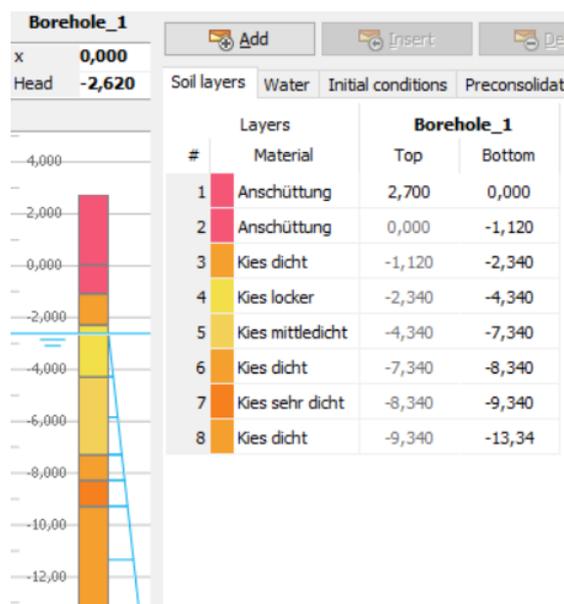


Abb. 6.3: Definiertes Bohrprofil des Kiespfahl-Modells B.K55

Als Nullniveau des Modells wurde die Oberkante des Pfahls auf einer Seehöhe von 156,07 m ü. A. gewählt (Tab. 5.1). Der aufbetonierte Pfahlkopf wurde im gesamten Modell sowohl als geometrisches Objekt und auch Belastung vernachlässigt. Der weitere Schichtaufbau des Untergrunds bezieht sich auf die Pfahloberkante.

Zunächst wurde die Schicht „Anschüttung“ und der Grundwasserspiegel definiert. Sowohl die Höhenkote der unteren Schichtgrenze „Anschüttung“, als auch die Höhenkote des Grundwasserspiegels sind im Bohrprofil ersichtlich. In Abb. 6.1 sind die Schichten der KB-Z3 in Relation zum Kiespfahl dargestellt. Darin ist auch eine Anschüttung über dem Nullniveau erkennbar. Diese wird durch ein von Wagner et al. [79, S. 29] beschriebenes ursprüngliches Gelände mit einer Höhenkote von ca. 158,75 m ü. A. begründet.

Unterhalb der Anschüttung schließen die quartären Sedimente an. Das Bohrprofil KB-Z3 lässt aufgrund seiner Charakteristik keinen Rückschluss auf weitere Schichtgrenzen zu. Daher wurde für eine genauere Unterteilung der Donauschotter nach Lagerungsdichte die Ergebnisse der schweren Rammsondierung DPH-03 herangezogen.

Die Klassifizierung der Schichten in ihre Lagerungen ist in Tab. 6.3 ersichtlich. Allerdings fehlt für die Zuordnung zum Bohrprofil noch der Bezug zur Höhe. Die Höhenkote der Rammsondierung ist in Abb. B.2 angegeben. Der Vergleich mit den Höhenkoten der Kernbohrung zeigt, dass der erste Meter der Rammsondierung fast zur Gänze in der Anschüttung liegt und daher für das Modell vernachlässigt wurde. Bei der Einteilung der Schichtgrenzen wurde so vorgegangen, dass die in Tab. 6.3 zusammenliegende idente Lagerungen zu einer Schicht zusammengefasst wurden. Dadurch ergeben sich Schichten unterschiedlicher Mächtigkeit.

Es wurden alle Schichten gemäß der schweren Rammsondierung modelliert. Die sich daraus ergebende Unterkante des Modells entspricht der in Kapitel 6.1.1 erläuterten Mindestabmessungen.

6.1.3 Pfahl und Interface

Anschließend an die Definition des Bodenaufbaus und der Bodenmaterialien erfolgte die Modellierung des Pfahls. Dabei wurden neben der Pfahlgeometrie auch das Pfahlmaterial, die Interface-Elemente und die Belastung des Pfahls festgelegt.

Pfahlgeometrie

Die Geometrie des Pfahls wurde großteils von Wagner et al. [79] übernommen und ist in Tab. 5.1 ersichtlich. Einzig der Durchmesser wurde in Anlehnung an die real gemessenen Durchmesser der freigelegten Bohrpfähle B.K1 und B.K2 (siehe Abschnitt 5.3.1) mit $D = 0,68\text{ m}$ gewählt. Bei der Modellierung wurde auf den aufbetonierten Pfahlkopf verzichtet, da dieser lediglich für die Lasteinleitung bei der Pfahl-Probebelastung und nicht für das Tragverhalten des Pfahls relevant ist, weshalb sich die Abmessungen des Pfahls von Oberkante (156,07 m ü. A.) bis Unterkante (150,07 m ü. A.) erstrecken. Dies entspricht einer Gesamtlänge von 6,0 m. Weiters wurde der Pfahl in zwei unterschiedliche Abschnitte geteilt – in den Abschnitt der Prüfstrecke mit Mantelreibung (4,14 m) und einen Abschnitt ohne Mantelreibung. Diese Bereiche unterscheiden sich aufgrund des Doppelwandrohrs in ihrem Durchmesser.

Für eine vereinfachte Modellierung wurde der Durchmesser im Modell konstant über die gesamte Pfahllänge angenommen. Dieser entspricht jenem Pfahldurchmesser des Bereichs mit Mantelreibung $D = 0,68\text{ m}$. Diese Abweichung von der realen Pfahlgeometrie wird durch angepasste Steifigkeitseigenschaften des Pfahlmaterials kompensiert. Da es sich um ein achssymmetrisches 2D Modell handelt, war es ausreichend, nur den halben Pfahl zu modellieren.

Pfahlmaterial

Aufgrund der vereinfachten Modellierung der Pfahlgeometrie ist es notwendig, zwei Materialsets, eines für den Pfahlabschnitt mit Mantelreibung und eines für den Pfahlabschnitt ohne Mantelreibung, zu definieren. Diese Materialien unterscheiden sich in ihren Wichten und Steifigkeiten. Generell wurde für das Pfahlmaterial ein linear-elastisches Stoffmodell gewählt. Der Vorteil dieses Materialmodells liegt an einer geringen Anzahl an Parametern, gegenüber der Definition als Beton.

Die Wichte für den Pfahlabschnitt mit Mantelreibung wurde mit einem für Stahlbeton üblichen Wert von 25 kN/m^3 festgelegt. Für den Pfahlabschnitt ohne Mantelreibung beträgt die Wichte einen minimalen Wert von $0,1\text{ kN/m}^3$. Der Porenraum wurde bei beiden Materialsets auf ein Minimum reduziert. Mit diesem reduzierten Eigengewicht des Pfahls und dem vernachlässigten aufbetonierten Pfahlkopf soll der Umstand abgebildet werden, dass das Doppelwandrohr nicht zur Gänze reibungsfrei ist, sondern einen Teil des Eigengewichts – bzw. das Pfahlgewicht im Doppelwandrohr – über Reibung abträgt. Es ist anzumerken, dass die Messungen während des Versuchs erst nach dem Erhärten erfolgt sind und daher das Pfahleigengewicht auch in den Modellergebnissen herausgerechnet werden muss.

Die Steifigkeit des Pfahlmaterials wird beim linear-elastischen Material über den E-Modul E'_{ref} und die Querdehnungszahl ν definiert. Die Querdehnungszahl wurde für beide Materialsets, mit einem nach der ÖN-EN-1992-1-1 [54] für rein druckbelasteten Beton empfohlen Wert von $\nu = 0,2$ angenommen. Die Ermittlung des E-Moduls basiert nicht auf Materialkenngrößen, sondern der Versuchsauswertung der Probebelastung. Diese Vorgangsweise erweist sich als naheliegend, da der E-Modul des gesamten Pfahlquerschnitts (Zusammenwirken von Beton und Bewehrung) im Zuge der Versuchsauswertung bestimmt worden ist. Wagner [78] hat den E-Modul des Kiespfahls B.K55 auf Basis eines Spannungs-Dehnungsdiagramms ermittelt. Der Wert des E-Moduls, und in

weiterer Folge des Parameters im numerischen Modell, beträgt $E'_{\text{ref}} = 45\,010\text{ N/mm}^2$. Dieser Wert wurde im Modell jenem Pfahlabschnitt zugewiesen, der dem realen Pfahldurchmesser entspricht (Abschnitt mit Mantelreibung).

Der Durchmesser des Pfahlabschnitts ohne Mantelreibung weicht im numerischen Modell von jenem des realen Pfahls ab. Aus diesem Grund war es notwendig, die Steifigkeit des Materials zu adaptieren. Ziel der Anpassung war es, die Dehnsteifigkeit des realen Pfahls zu erhalten. Die Umrechnung des E-Moduls, sowie der im Modell verwendete Rechenwert ist in Gleichung (6.10) ersichtlich.

$$\begin{aligned}
 E_{\text{Modell}} \cdot A_{\text{Modell}} &= E_{\text{Pfahl}} \cdot A_{\text{Pfahl}} \\
 E_{\text{Modell}} \cdot \frac{D_{\text{Modell}}^2 \cdot \pi}{4} &= E_{\text{Pfahl}} \cdot \frac{D_{\text{Pfahl}}^2 \cdot \pi}{4} \\
 E_{\text{Modell}} &= E_{\text{Pfahl}} \cdot \frac{D_{\text{Pfahl}}^2}{D_{\text{Modell}}^2} \\
 E_{\text{Modell}} &= 45\,010 \cdot \frac{0,4444^2}{0,68^2} \\
 E_{\text{Modell}} &= 19\,200\text{ N/mm}^2
 \end{aligned} \tag{6.10}$$

In Tab. 6.8 sind die gewählten und beschriebenen Parameter der beiden Pfahl-Materialsets noch einmal übersichtlich dargestellt.

Tab. 6.8: Parameter der Pfahlmaterialien, Kiespfahl B.K55

	Stoffmodell	γ	e_{init}	E'_{ref}	ν
Beton _{Pfahl}	linear-elastisch	25 kN/m ³	$1 \cdot 10^{-9}$	45 010 N/mm ²	0,2
Beton _{Mantel}	linear-elastisch	0,1 kN/m ³	$1 \cdot 10^{-9}$	19 200 N/mm ²	0,2

Interface-Elemente

Das Interface ist ein in PLAXIS integriertes strukturelles Element. Es wird in der Schnittstelle Boden-Bauwerk angewendet. Mithilfe von Interface-Elementen kann die Reibung zwischen Pfahl und Boden abgebildet und adaptiert werden. Außerdem erhöhen Interface-Elemente die Flexibilität des Finite-Elemente-Netzes und helfen dadurch, Spannungsspitzen an Ecken steifer Bauteile abzuflachen [63].

In PLAXIS 2D werden Interface-Elemente als Linienobjekte modelliert. Das Interface erscheint als Linie, parallel zu der geometrisch gezeichneten Linie (Abb. 6.4). Die Seite, an der die parallele Linie des Interface-Elements liegt, ist jene, an der die Wechselwirkung mit dem Boden stattfindet. Die Materialeigenschaften des Interface-Elements können über den *Material Mode* zugewiesen werden. PLAXIS [63] unterscheidet zwei verschiedene Auswahlmöglichkeiten:

- From adjacent soil Die Eigenschaften des Interface-Elements werden vom angrenzenden Boden/Material übernommen.
- Custom Dem Interface-Element wird ein Material zugewiesen

Je nachdem, welche Einstellung vorgenommen wird, werden die Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften entweder vom angrenzenden Boden oder von einem zugewiesenen Material

übernommen. Generell liegt dem Interface-Element ein elastisch-plastisches Materialverhalten nach den *Mohr-Coulomb*-Kriterien zugrunde. Daher ergeben sich die maximalen, im Interface-Element auftretenden Schubspannungen τ im elastischen Fall nach Gleichung (6.11) und bei plastischem Verhalten nach Gleichung (6.12), wobei σ_n die im Interface-Element wirkenden Normalspannungen bezeichnet [63].

$$|\tau| < -\sigma_n \tan(\varphi_i) + c_i \quad (6.11)$$

$$|\tau| = -\sigma_n \tan(\varphi_i) + c_i \quad (6.12)$$

Für jede definierte Bodenschicht können Interface-Einstellungen im Tabsheet *Interface* vorgenommen werden. Der maßgebende Parameter ist dabei R_{inter} . Dieser definiert die Festigkeit und Steifigkeit des Interface-Elements in Abhängigkeit vom gewählten Stoffmodell und der Bodenparameter [63]. Die Festigkeitseigenschaften der Interface-Elemente werden über R_{inter} durch Gleichung (6.13) bis (6.15) definiert.

$$c_i = R_{\text{inter}} c_{\text{soil}} \quad (6.13)$$

$$\tan(\varphi_i) = R_{\text{inter}} \tan(\varphi_{\text{soil}}) \leq \tan(\varphi_{\text{soil}}) \quad (6.14)$$

$$\psi_i = 0 \text{ für } R_{\text{inter}} < 1, \text{ sonst } \psi_i = \psi_{\text{soil}} \quad (6.15)$$

Im gegenständigen Modell des Kiespfahls B.K55 wurden die Interface-Elemente sowohl für eine genauere Abbildung der Mantelreibung, als auch zum Abbau der im Pfahlfuß auftretenden Spannungsspitzen verwendet. Wie auch schon beim Pfahlmaterial war es auch bei den Interface-Elementen notwendig, mehrere verschiedene Abschnitte zu definieren.

Der erste Abschnitt liegt entlang des Pfahls mit Doppelwandrohr. In diesem Bereich kommt es zwischen Pfahl und Boden zu keiner Reibung. Dieser Umstand wurde mit einem Interface-Element mit eigens definiertem Material erfüllt. Der Reibungswinkel des Materials hat einen Wert von $\varphi' = 0^\circ$ und eine Kohäsion von $c' = 0,1 \text{ kN/m}^2$. Die restlichen Parameter gleichen jenen des Materials „Anschüttung“, weshalb dieses Interface-Material den Namen „Anschüttung Doppelwand“ trägt.

Der zweite Abschnitt bezieht sich auf den Bereich des Pfahls mit Mantelreibung. Für die Interface-Elemente in diesem Bereich wurde der *Material Mode*: „From adjacent soil“ gewählt. Dadurch definieren die Interface-Einstellungen der angrenzenden Bodenschichten die Eigenschaften des Interface-Elements. Die Reibung zwischen den Strukturelementen und dem angrenzenden Boden wird somit maßgebend von R_{inter} beeinflusst. Für das vorliegende Modell wurde der Wert von R_{inter} anhand von Literaturwerten abgeschätzt. So gibt Potyondy [61] Reibungsbeiwerte unterschiedlicher Böden zu verschiedenen Materialien. Aufgrund der Grobkörnigkeit der Donauschotter, mit Bezug auf die in [61] publizierten Ergebnissen, wurde der Wert von R_{inter} für alle Kiesschichten mit $R_{\text{inter}} = 0,99$ angenommen. Dabei gilt zu beachten, dass aufgrund der unterschiedlichen Versagenskriterien von Interface-Element und Boden bei hohen R_{inter} -Werten ein Versagen des Bodens noch vor dem Versagen der Interface-Elemente auftreten kann [75]. Dies gilt es im Allgemeinen zu vermeiden, da das Versagen bei Bohrpfählen nach Tschuchnigg (persönliche Kommunikation, Jänner 22, 2024) in der Kontaktfläche zwischen Pfahl und Boden erwartet wird. Dennoch wurde für dieses Modell ein hoher Wert für R_{inter} gewählt, um die maximalen Widerstandswerte der Mantelreibung zu erreichen. Die Interface-Einstellungen der einzelnen Bodenschichten sind in Tab. A.3 angegeben.

Der letzte Abschnitt ist jener des Pfahlfußes und der über die Ecken verlängerte Interface-Elemente. Da es in diesem Bereich zu keiner Verringerung der Steifigkeit und Festigkeit kommen soll, ist die Verwendung der Interface-Einstellungen der angrenzenden Bodenschichten nicht zielführend. Aus diesem Grund wurde für den Pfahlfuß und die auskragenden Interface-Enden, über

den *Material Mode*: „Custom“ ein eigens erstelltes Material zugewiesen. Dieses Material gleicht in seinen Parametern jenen des am Pfahlfuß angrenzenden Materials, dem „Kies mitteldicht“ und trägt daher den Namen „Kies mitteldicht Interface“. Einziger Unterschied ist die Einstellung „Rigid“ im Interface-Tabsheet.

An allen Ecken wurden die Interface-Linien mit einer Überlänge von ca. ein Viertel des Pfahldurchmessers modelliert. Diese Art der Modellierung hilft, wie bereits erwähnt, die Flexibilität des Finite-Elemente-Netzes zu erhöhen und Spannungsspitzen abzubauen. Alle Strukturelemente, bestehend aus Pfahl- und Interface-Elementen, sind in Abb. 6.4 ersichtlich. Darin ist auch die Definitionen der unterschiedlichen Interface-Materialien erkennbar. Das Interface-Element mit zugewiesenem Material „Anschüttung Doppelwand“ hat die Farbe rosa, das Interface-Element mit den Materialeigenschaften der angrenzenden Böden die Farbe dunkelgrün und das Interface-Element mit dem Material „Kies mitteldicht Interface“ die Farbe hellblau.

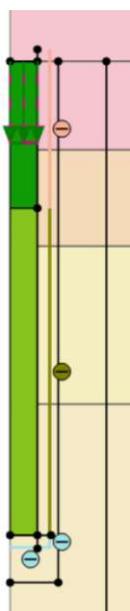


Abb. 6.4: Strukturelemente des Kiespfahl-Modells B.K55

Belastung

Anders als bei der statischen Pfahlprobelastung und dem Modell des Miozänpfahls wird der Kiespfahl im Modell nicht kraftgesteuert, sondern weggesteuert belastet. Diese Art der Lastaufbringung war notwendig, da im Falle der kraftgesteuerten Belastung nicht alle Laststufen erreicht werden konnten. Aus diesem Grund wurde im Modell eine eingeprägte Linierverschiebung am Pfahlkopf modelliert. Die Werte der Verschiebungen orientieren sich an den gemessenen Pfahlkopfverschiebungen der statischen Pfahlprobelastung. Eine Darstellung der eingepprägten Linierverschiebung ist in Abb. 6.4 ersichtlich. Die Ergebnisse jener Laststufen, die mit einer kraftgesteuerten Belastung berechnet werden konnten, werden in Abschnitt 7.2 den Ergebnissen der weggesteuerten Belastung verglichen.

6.1.4 Netzgenerierung und Berechnung

Nachdem der Boden und die Bauwerksstrukturen definiert und modelliert sind, folgt die Einstellungen der Berechnung des Modells. Darunter fallen die Größe des Finite-Elemente-Netzes und die Konstruktionsphasen.

Des Weiteren können auch Strömungsbedingungen des Grund- und Oberflächenwassers definiert werden. Obwohl im vorliegenden Modell ein Grundwasserhorizont im betrachteten Abschnitt vorhanden ist, wurde die Grundwasserströmung vernachlässigt und in der Berechnung nicht angesetzt. Dieser Umstand ergibt sich aus der Wahl des Modelltyps. Durch die Verwendung eines achssymmetrischen Modells ist es nicht möglich, die Strömung abzubilden. Anders als bei der in der Zukunft geplanten Modellierung der Energiepfähle ist im vorliegenden Fall jedoch von keiner Beeinflussung des Last-Setzungsverhaltens durch die Grundwasserströmung auszugehen.

Finite-Elemente-Netz

Für eine akkurate und flüssige Berechnung muss nach PLAXIS [63] das Finite-Elemente-Netz eine Reihe von Anforderungen erfüllen. Zunächst sollte es über eine ausreichend gute Qualität verfügen. Das bedeutet, dass die Elemente des Netzes nicht unproportional lang oder dünn sein sollten. In Bereichen mit großen Spannungs- oder Verzerrungsänderungen muss das Netz eine ausreichend feine Auflösung haben, damit diese Änderungen genau genug abbildet werden können. Diese Umstände sprechen für eine relativ kleine Elementgröße. Der Nachteil kleiner Elemente ist die daraus resultierende große Anzahl und folglich längerer Berechnungszeit. Das Ziel der Netzgenerierung ist daher, ein ausreichend feines Netz mit akzeptabler Berechnungsdauer zu generieren.

Damit das Netz des Kiespfahl-Modells den Anforderungen entspricht, wurde das Netz in unterschiedliche Bereiche eingeteilt. Diese unterscheiden sich hinsichtlich ihrer Netzdichte. Sie wurden als rechteckige Felder um den Pfahl modelliert. Dabei gilt, je näher das Feld dem Pfahl ist, desto feiner ist das generierte Netz. Der Bereich mit der kleinsten Elementgröße, und somit mit dem feinsten Netz, ist der Pfahl selbst. Die Verfeinerung erfolgte über die *Refine mesh* Option. Dabei wird den einzelnen Bereichen ein „Grobheitsfaktor“ zugewiesen. Die Größe der Elemente dieser Bereiche ergibt sich dann durch Multiplikation der globalen Elementgröße mit dem Faktor. In Tab. 6.9 sind die Abmessungen der Rechtecke mit den zugehörigen Faktoren angegeben. Alle Rechtecke haben einen gemeinsamen linken oberen Eckpunkt an der Symmetrieachse, auf Höhe der Pfahloberkante. Außerhalb dieser Rechtecke wird die Netzdichte durch die Element-Verteilung des automatisch generierten Netzes definiert. Die Elementgröße l_e wird in PLAXIS 2D [63, S. 309] nach Gleichung (6.16) berechnet. Der Parameter der *Element distribution* r_e ergibt sich aus der Wahl der Netzverteilung. Im vorliegenden Modell wurde die Verteilung „Medium“ gewählt, was einem Elementverteilungswert von $r_e = 1,0$ entspricht.

$$l_e = 0,06r_e \sqrt{(x_{\max} - x_{\min})^2 + (y_{\max} - y_{\min})^2} \quad (6.16)$$

Tab. 6.9: Abmessungen der Bereiche mit Netzverfeinerung und zugehörigen Grobheitsfaktoren des Kiespfahl-Modells

Rechteckgröße (b × h)	Grobheitsfaktor
2,5 m × 10 m	0,5
1,2 m × 7,5 m	0,25
0,6 m × 6,6 m	0,125
Pfahl	0,08834

Ein Ausschnitt des generierten Netzes ist in Abb. 6.5 abgebildet. Darin sind die verfeinerten, einzelnen rechteckigen Bereiche ersichtlich. Außerdem lassen sich die Interface-Elemente als Unterbrechungen des Netzes an den Pfahl Außenkanten erkennen.

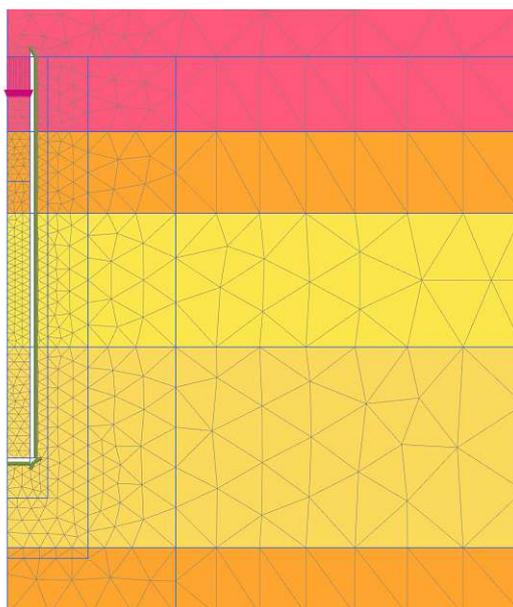


Abb. 6.5: Generiertes Netz des Kiespfahl

Konstruktionsphasen

In PLAXIS kann die Berechnung in einzelne Konstruktionsphasen unterteilt werden. Dadurch ist es möglich, die verschiedenen Bauphasen abzubilden. Außerdem können Ergebnisse aus vorherigen Phasen übernommen und auf ihnen aufbauend weiter gerechnet werden. Diese Unterteilung erlaubt eine vollständige Einbeziehung der Belastungs- und Verformungshistorie [63].

Im Modell des Kiespfahls werden vier verschiedene Konstruktionsphasen unterschieden:

1. Initialphase
2. Abtragung Boden
3. Pfahlherstellung
4. Belastung

Alle vier Phasen sind in Abb. 6.6 dargestellt. Die Initialphase (Abb. 6.6a) beschreibt den Anfangszustand. Sie dient der Ermittlung von initialen Vertikal- und Horizontalspannungen. PLAXIS verfügt über eine Auswahl an unterschiedlichen Arten, diese zu berechnen. Im vorliegenden Modell wurden die initialen Spannungen mit der Option der K_0 procedure bestimmt. Mit der K_0 procedure werden die horizontalen Spannungen über den Erdruchdruckbeiwert K_0 berechnet. Dieser kann entweder automatisch nach Gleichung (3.30) berechnet, oder manuell als Materialparameter im Tabsheet *Initial* eingestellt werden. Bei höherwertigen Stoffmodellen ist es auch möglich, Vorkonsolidierungsspannungen zu berücksichtigen. Nähere Informationen über diese und weitere Methoden der Initialphase gibt [63].

Im nächsten Schritt wurde der Abtrag des Bodens simuliert (Abb. 6.6b). Wie in Abschnitt 6.1.2 beschrieben, war die Geländeoberkante des ursprünglichen Geländes über der Pfahloberkante gelegen. Diese ursprüngliche Anschnittung hat immer noch Einfluss auf die Spannungsverhältnisse des Bodens und muss daher berücksichtigt werden.

Die dritte Phase behandelt die Pfahlherstellung. In dieser Phase wurde jenen geometrischen Bereichen, die dem Pfahl zuzuschreiben sind, die Pfahlmaterialien zugewiesen (Abb. 6.6c).

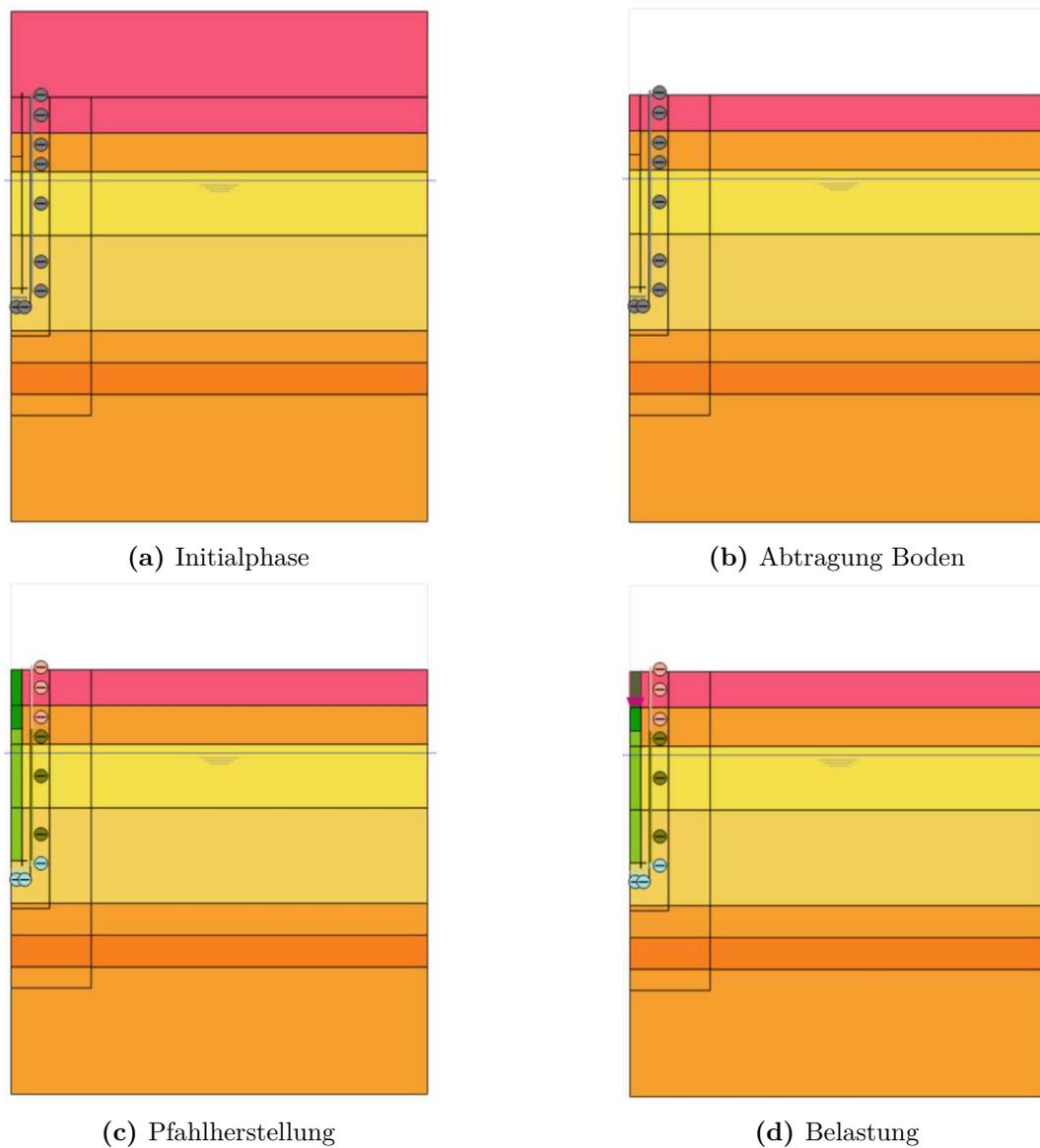


Abb. 6.6: Konstruktionsphasen des Kiespfahl-Modells B.K55

Außerdem wurden die Interface-Elemente aktiviert. In dieser Phase kommt es noch zu keiner äußeren Belastung der Pfähle.

In der letzten Phase wurde der Pfahl entsprechend der Pfahlprüfung belastet. Dies erfolgt über Aktivierung der eingepprägten Linienverschiebung am Pfahlkopf (Abb. 6.6d). Während der Pfahlprüfung wurde die Last nicht konstant gehalten, sondern schrittweise erhöht, reduziert und wieder bis zur Versagenslast gesteigert. Um diesen Sachverhalt im Modell wiederzugeben, wurde die Phase „Belastung“ vervielfacht und die Verschiebungswerte der einzelnen Phasen dem Versuch angepasst. Die zugehörigen Werte sind in Tab. A.4 angegeben. Sie entsprechen den gemessenen Pfahlkopfverschiebungen der Versuchsauswertung des B.K55 nach Wagner [78].

In Abb. 6.7 ist ein Ausschnitt der Konstruktionsphasen ersichtlich. Darin sind auch die Symbole der gewählten Berechnungsart, Belastungsart und die Art der Berechnung von Porenwasserdrücken und Temperatur abgebildet. In der ersten Phase, der „Initial Phase“, wurde als Berechnungsart die schon beschriebene Methode der *K0 procedure* gewählt. Für die Berechnungsart aller weiteren

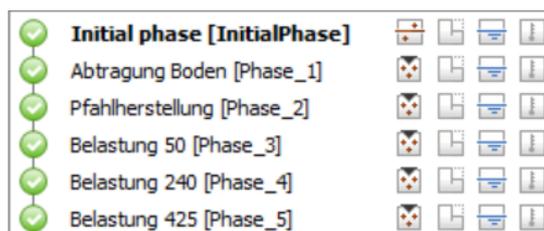


Abb. 6.7: Berechnungseinstellungen der Konstruktionsphasen des Kiespfahl-Modells B.K55

Phasen wurde eine plastische Berechnung (*Plastic*) mit stufenweiser Lasterhöhung (*Staged Construction*) gewählt. Bei dieser Art werden die elastisch-plastischen Verformungen ohne Berücksichtigung der Porendrücke analysiert. Für die Berechnung der Porenwasserdrücke wurde für alle Phasen die Option *Phreatic* gewählt. Dabei werden die Porenwasserdrücke ausgehend vom globalen Wasserstand ermittelt. Die Temperatur wurde in allen Phasen ignoriert. Für eine genauere Beschreibung der gewählten und weiteren Analysearten sei auf [63] verwiesen.

In den ersten drei Phasen wurden die Verschiebungen und Verzerrungen zurückgesetzt. Diese Einstellungen erfolgte in den *Deformation control parameters*. Damit wird sichergestellt, dass das Pfahleigengewicht keine Auswirkungen auf die gemessenen Pfahlkopfverschiebungen hat. Bei allen Belastungsphasen wurde im Reiter *Numerical control parameter* die maximale Anzahl an Entlastungsschritten auf den Wert 50 erhöht. Der Wert des Lastanteils pro Schritt wurde, mit Ausnahme der Entlastungsstufen, auf 0,1 reduziert. Die Erhöhung der Entlastungsschritte war notwendig, da es durch den Wechsel des mechanischen Tragverhaltens von Mantelreibung auf Spitzendruck kurzzeitig zu einem Abfall des Tragverhaltens kommt. Die Reduktion des Lastanteils pro Schritt führt zu realistischeren Ergebnissen. Für alle weiteren Einstellungen wurden die voreingestellten Werte beibehalten. Eine ausführliche Erläuterungen der Einstellungen gibt [63].

6.2 Modell des Miozänpfahls B.M5

Der Miozänpfahl B.M5 ist ebenfalls im Rahmen des FPUH einer statischen Pfahlprobelastung unterzogen worden. Im Folgenden wird die Modellierung dieses Pfahls beschrieben. Die Gliederung und der Aufbau der Beschreibung richtet sich nach dem zuvor beschriebenen Modell des Kiespfahls B.K55.

6.2.1 Modellgröße

Das Modell des Miozänpfahls B.M5 wurde analog zu jenem des Kiespfahls B.K55 mit PLAXIS 2D erstellt. Des Weiteren wurde aus den gleichen Gründen (radialsymmetrischer Querschnitt und gleichmäßige, rein vertikale Belastung, etc.) ebenfalls 15 knotige Elemente und ein achssymmetrisches Modell gewählt.

Auch in diesem Modell richten sich die Modellabmessungen in horizontaler und vertikaler Richtung nach der Gründungstiefe des Pfahls. Bei einer Gründungstiefe des B.M5 von 17 m (Tab. 5.1) ergeben sich nach den Empfehlungen von [13] eine minimale Breite und Höhe des Modells von 34 m. Die Gründungstiefe wird abermals von der Pfahl-OK bis zur Pfahl-UK, ohne den aufbetonierten Pfahlkopf gemessen. In Abb. 6.8 sind die gewählten Abmessungen des Modells ersichtlich, wobei die Höhe von der Oberkante des Pfahls gemessen wird.

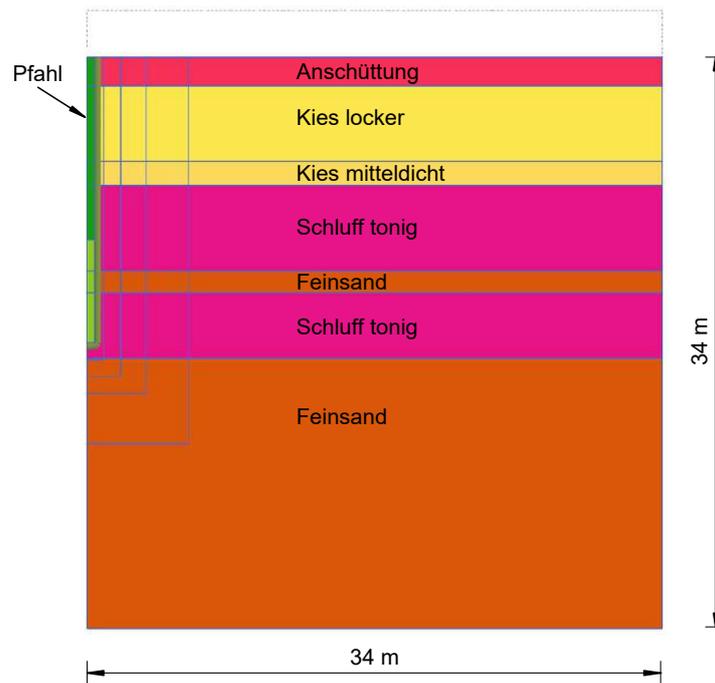


Abb. 6.8: Abmessungen und Schichtaufbau des Miozänpfahl-Modells B.M5

6.2.2 Bodenaufbau und Bodenmaterialien

Aufgrund der unmittelbaren Nähe des Miozänpfahls B.M5 zur Kernbohrung KB-Z1 (siehe Abb. 5.2) wurde der Schichtaufbau dieser Bohrung direkt, ohne Interpolation, im Modell übernommen. Der Vergleich mit den Höhenkoten des Pfahls zeigt (siehe Abb. 6.1), dass dieser in den miozänen Sedimenten gründet. Mithilfe eines Doppelwandrohres ist die Mantelreibung oberhalb der miozänen Sedimente unterbunden worden. Analog zum Kiespfahl ergibt sich das Tragverhalten des Pfahls, wie gefordert, ausschließlich durch Widerstandswerte der miozänen Sedimente.

Für das Miozänpfahl-Modell war es notwendig, alle Schichten des Schichtaufbaues, von der Anschüttung bis zu den miozänen Sedimenten, zu modellieren. Die Werte der Bodenparameter wurden den Laboruntersuchungen [18] der Kernbohrung KB-Z1 entnommen. Für das Modell können die miozänen Sedimente in zwei Schichten, nämlich „Schluff tonig“ und „Feinsand“, unterteilt werden. Die Parameter dieser miozänen Schichten sind in Tab. 6.10 ersichtlich. Die Parameter der darüber liegenden Donauschotter wurden von dem Kiespfahl-Modell übernommen, sie sind in Tab. A.5 angeführt. Aus den in Tab. 6.10 angegebenen Parametern kann die gesättigte Wichte der Schichten „Schluff tonig“ (Gleichung (6.17)) und „Feinsand“ (Gleichung (6.18)) berechnet werden.

Tab. 6.10: Bodenparameter des Miozäns nach [18]

Schicht	ρ	ρ_s	n
Schluff tonig	1,97 g/cm ³	2,77 g/cm ³	0,44
Feinsand	2,18 g/cm ³	2,18 g/cm ³	0,32

$$\begin{aligned}\rho_{\text{sat,Schluff}} &= (1 - n) \rho_s + n \rho_w = 1,99 \text{ g/cm}^3 \\ \gamma_{\text{sat,Schluff}} &= 10 \rho_{\text{sat}} = 19,90 \text{ kN/m}^3\end{aligned}\quad (6.17)$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{sat,Feinsand}} &= (1 - n) \rho_s + n \rho_w = 2,20 \text{ g/cm}^3 \\ \gamma_{\text{sat,Feinsand}} &= 10 \rho_{\text{sat}} = 22,00 \text{ kN/m}^3\end{aligned}\quad (6.18)$$

Festigkeits- und Steifigkeitsparameter

Als Stoffmodell wurde für die miozänen Sedimente jene Schichten, welche die Tragfähigkeit des Pfahls beeinflussen, das *Hardening Soil model with small-strain stiffness* gewählt. Für die darüber liegenden Schichten – Donauschotter und Anschüttung – wurde das *Hardening Soil model* verwendet. Alle Festigkeits- und Steifigkeitsparameter der Donauschotter und Anschüttung wurden vom Kiespfahl-Modell übernommen. Einzige Ausnahme ist der Reibungswinkel φ' , welcher vom Großrahmenscherversuch mit $\varphi' = 33^\circ$ festgelegt wurde. Die Lagerung der Donauschotter wurde anhand der schweren Rammsondierung DPH-03 und der Norm B 5016 [49] klassifiziert.

Die Festigkeitseigenschaften der miozänen Sedimente, genauer der Schichten „Schluff tonig“ und „Feinsand“, wurden aus den Ergebnissen der Laboruntersuchungen [18] abgeleitet. Im Zuge dieser Laboruntersuchungen sind direkte Scherversuche in mehreren Tiefen der Kernbohrungen in Form von „Wiener Routinescherversuchen“ mit konstantem Porenvolumen durchgeführt worden. Die aus diesen Scherversuchen resultierenden Reibungswinkel φ sind, in Bezug zur Tiefe, in welcher die Probe entnommen worden sind, in Tab. 6.11 gegeben. Außerdem ist die in dieser Tiefe antreffende Schicht ebenfalls angegeben. Entnahmestelle der Proben war die Kernbohrung KB-Z1. Die Entnahmetiefen der Proben in Bezug zur KB-Z1 sind in Abb. 6.1 übersichtlich dargestellt. Für das Modell des Miozänpfahls B.M5 wurde lediglich eine Schicht „Schluff tonig“ und eine Schicht „Feinsand“ definiert. Die Reibungswinkel dieser beiden Schichten ergeben sich nach Gleichung (6.19) und (6.20) als Mittelwert der Reibungswinkeln aus Tab. 6.11.

Tab. 6.11: Ergebnisse der Scherversuche der miozänen Sedimente aus Proben der Kernbohrung KB-Z1 nach [18]

Proben-Nr.	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58
Tiefe abs. [m]	145,3	144,2	143,0	142,2	141,5	140,6	139,1	137,5	136,0	135,0
φ [°]	23,0	24,5	25,0	33,5	26,0	27,5	27,0	27,0	29,5	31,5
Schicht	Schluff tonig		Feinsand		Schluff tonig			Feinsand		

$$\varphi_{\text{Schluff}} = \frac{23,0 + 24,5 + 26,0 + 27,5 + 27,0}{5} = 25,6^\circ \quad (6.19)$$

$$\varphi_{\text{Feinsand}} = \frac{25,0 + 33,5 + 27,0 + 29,5 + 31,5}{5} = 29,3^\circ \quad (6.20)$$

Durch die Versuchsdurchführung der direkten Scherversuche als „Wiener Routinescherversuche“, bei denen aufbereitete Proben (kraftgesteuert bei konstantem Porenvolumen) abgeschert werden, ist eine Angabe der Kohäsion nicht möglich. Eine Rückrechnung mithilfe der durchgeführten einaxialen Druckversuche unter Berücksichtigung der Reibungswinkel aus den Scherversuchen ergab unrealistische Werte der Kohäsion mit einer großen Streuung – so sind bei den Proben

49 bis 51 und 53 bis 56 Kohäsionswerte von 27 kN/m^2 bis 218 kN/m^2 bei einem Mittelwert von 122 kN/m^2 berechnet worden. Daher wurde für die Kohäsion der miozänen Sedimente auf Erfahrungswerte des Instituts für Geotechnik der TU Wien zurückgegriffen. Für die Schicht „Schluff tonig“ wurde die Kohäsion mit einem Wert von $c = 15 \text{ kN/m}^2$ und für die Schicht „Feinsand“ mit einem Wert von $c = 5 \text{ kN/m}^2$ angenommen. Der Dilatanzwinkel wurde nach den Empfehlungen von [13] nach Gleichung (6.9) bestimmt. Da sowohl der Reibungswinkel der Schicht „Schluff tonig“, als auch der Schicht „Feinsand“ kleiner als 30° ist ($\varphi < 30^\circ$), wurde der Dilatanzwinkel für beide Schichten mit null angenommen ($\psi = 0^\circ$). Somit entfällt auch die Anwendung des Dilatanz „Cut-off“.

Die Steifigkeitsparameter der modellierten Bodenschichten können über die Kompressionsversuche ermittelt werden. In Tab. 6.12 sind die Ergebnisse der Kompressionsversuche angegeben. Des weiteren ist in der Tabelle ersichtlich, aus welcher Schicht die Proben der einzelnen Versuche entnommen wurden. Während für die Schicht „Schluff tonig“ drei Versuchsergebnisse vorliegen, gibt es für die Schicht „Feinsand“ nur Ergebnisse eines Versuchs. Die Ergebnisse der Probe 54 weichen stark von den Ergebnissen der beiden anderen Versuche dieser Schicht ab. Aus diesem Grund wurden die Ergebnisse dieses Versuchs bei der Festlegung der Parameterwerte nicht weiter berücksichtigt. Für das Modell wurden die Steifigkeitsparameter $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ und E_{50}^{ref} der Schicht „Schluff tonig“ als Mittelwert der Erstbelastungsmoduln ermittelt. Daraus errechnet sich ein Wert von ca. 17 MN/m^2 . Die Steifigkeit für Ent- und Wiederbelastung $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ dieser Schicht wurden nach Gleichung (6.5) berechnet. Dieser Wert befindet sich auch in der Größenordnung der Versuchsergebnisse. Bei der Schicht „Feinsand“ wurden die Werte des Versuchs übernommen.

Tab. 6.12: Ergebnisse der Kompressionsversuche im Miozän aus Proben der Kernbohrung KB-Z1 [18]

Schicht	E_{oed1} [MN/m ²]	E_{oed2} [MN/m ²]	$\sigma_{\text{v,max}}$ [kN/m ²]	$\sigma'_{\text{ü}}$ [kN/m ²]	OCR	Proben-Nr.
Schluff tonig	13,6	54,2	580	270	2,1	49
	40,3	42,6	1242	374	3,3	54
	21,2	41,1	872	349	2,2	55
Feinsand	25,4	57,3	860	425	2,0	56

Alle weiteren Steifigkeitsparameter wurden auf die gleiche Weise wie beim Kiespfahl bestimmt. Einzig der Steifigkeitsexponent m unterscheidet sich von jenem des Kiespfahl-Modells. Dieser wurde, nach Angaben von Schweiger [69] und Tschuchnigg (persönliche Kommunikation, Jänner 22, 2024), für die Schicht „Schluff tonig“ mit $m = 0,7$ und für die Schicht „Feinsand“ mit $m = 0,5$ gewählt. Die Werte der erweiterten Steifigkeitsparameter sind in Tab. 6.13 ersichtlich.

Tab. 6.13: Erweiterte Steifigkeitsparameter des Miozänmodells

Schicht	ν_{ur}	m	p^{ref}	R^{f}
Schluff tonig	0,2	0,7	100 kN/m ²	0,9
Feinsand	0,2	0,5	100 kN/m ²	0,9

Die initiale Schubsteifigkeit wurde, ebenfalls wie beim Kiespfahl, über das Porenvolumen nach Gleichung (6.6) berechnet. Für die Referenzscherdehnung wurde auf die Korrelation nach Stokoe

et al. [73] zurückgegriffen. Demzufolge wird die Referenzscherdehnung in Gleichung (6.21) über den Plastizitätsindex und Überkonsolidierungsgrad berechnet.

$$\gamma_{0,7} = (\gamma_{0,7})_{\text{ref}} + 5 \cdot 10^{-6} \cdot I_P \cdot (OCR)^{0,3} \quad (6.21)$$

Der darin enthaltene Referenzwert der Referenzscherdehnung $(\gamma_{0,7})_{\text{ref}}$ wird laut Vucetic und Dobry [77] (zitiert nach [10]) mit einem Wert von $1 \cdot 10^{-4}$ angenommen. Der Plastizitätsindex wurde dem Laborbericht [18] entnommen und hat für alle miozänen Sedimente einen Wert von 11,3. Ebenfalls aus den Laboruntersuchungen, genauer den Kompressionsversuchen, kann der *OCR* („overconsolidation ratio“) abgelesen werden. Die Werte der einzelnen Versuche sind in Tab. 6.13 ersichtlich und ergeben einen gemittelt Wert von 2,1. Für die Referenzscherdehnung $\gamma_{0,7}$ des Miozänmodells ergibt sich schlussendlich der in Gleichung (6.22) berechnete Wert.

$$\gamma_{0,7} = 1 \cdot 10^{-4} + 5 \cdot 10^{-6} \cdot 11,3 \cdot 2,1^{0,3} = 1,71 \cdot 10^{-4} \quad (6.22)$$

Im Gegensatz zu den Kiesschichten sind die miozänen Sedimente durch historische Überlagerungen vorbelastet worden und sind somit überkonsolidiert [79]. Das für die Modellierung verwendete Stoffmodell HSS ermöglicht, wie schon in Kapitel 3 beschrieben, die Berücksichtigung einer historischen Überlagerung. Diese kann entweder über *OCR* oder *POP* angegeben werden. Für das gegenständige Modell wurde die Überkonsolidierung über den *POP* berücksichtigt. Dieser entspricht, aufgrund der über die Tiefe konstanten Überlagerungsspannung, nach Tschuchnigg (persönliche Kommunikation, Jänner 22, 2024) genauer den realen Bedingungen. Über die Differenz zwischen den in Tab. 6.12 angegebenen Werten der geologischer Vorbelastung ($\sigma_{v,\text{max}}$) und derzeitiger Überlagerungsspannungen ($\sigma'_{\text{ü}}$) konnte der *POP* beider Schichten berechnet werden. Es wird davon ausgegangen, dass die Überlagerungsspannung für beide Schichten gleich groß war, weshalb keine Trennung in die einzelnen Schichten vorgenommen wurde. Für beide Schichten ergibt sich ein gemittelter Wert der Überlagerungsspannung nach Gleichung (6.23). Auch in diesem Fall wurde die Probe 54 mit stark abweichenden Werten nicht berücksichtigt.

$$POP = \frac{(580 - 270) + (860 - 452) + (872 - 349)}{3} = 414 \text{ kN/m}^2 \quad (6.23)$$

Alle Parameter zur vollständigen Definition der Stoffmodelle, sowohl der Kiesschichten, Miozänschichten als auch der Interfac-Elemente, sind in Tab. A.5 angegeben.

Schichtung des Bodens

Für die Erstellung des Schichtverlaufes wurden die Schichtgrenzen der Kernbohrung KB-Z1 (Abb. B.3) mit den Höhenkoten des Miozänpfahls (Tab. 5.1) in Bezug gesetzt (siehe Abb. 6.1) Daraus ergibt sich das im Modell definierte Bohrprofil (Abb. 6.9). Wie schon beim Kiespfahl wurden auch hier horizontale Schichtgrenzen angenommen.

Als Nullniveau des Bohrprofils wurde die Pfahloberkante ohne den aufbetonierten Pfahlkopf gewählt. Die zugehörige absolute Kote ist in Tab. 5.1 ersichtlich und beträgt 155,97 m ü. A. Von diesem Punkt aus wurden alle weiteren Schichtgrenzen festgelegt.

Eine weitere Unterteilung der Kiesschichten wurde, ebenso wie beim Kiespfahl, über die Lagerungsdichte getroffen. Grundlage für diese Unterteilung ist beim Miozänpfahl die schwere Rammsondierung DPH-01 (Abb. B.1). Die Vorgehensweise gleicht dabei jener des Kiespfahls. Eine genaue Aufschlüsselung der Rammsondierung, mit einer Einteilung der Lagerung jeden Meters, ist in Tab. A.2 angegeben.

Obwohl die Kernbohrung KB-Z1 nur bis zu einer Tiefe von ca. 25 m reicht, wurde das Bohrprofil im Modell bis zu 34 m tief modelliert. Diese tiefere Definition war aus den Anforderungen der Mindestabmessungen erforderlich. Als Bodenschicht wurde die unterste der Kernbohrung –

„Feinsand“ – in die Tiefe extrapoliert. Als Niveau des Grundwassers wurde jenes der Kiesschichten herangezogen.

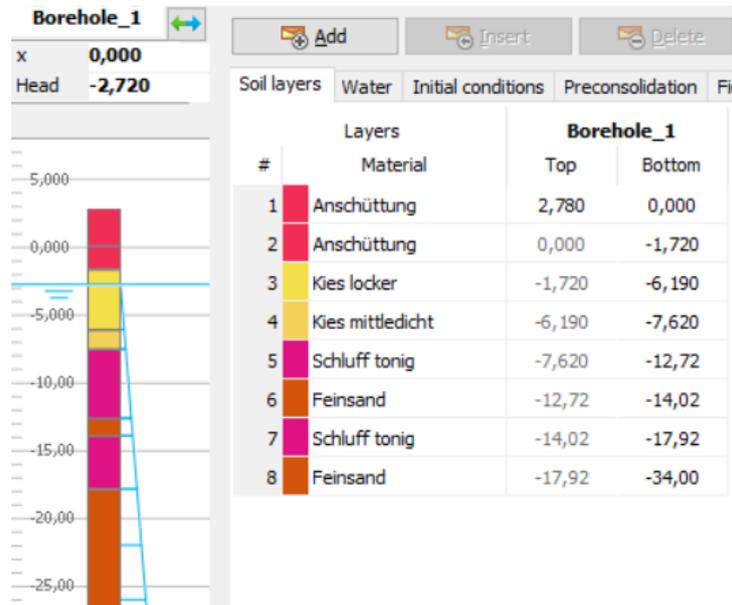


Abb. 6.9: Definiertes Bohrprofil des Miozänpfahls B.M5

6.2.3 Pfahl und Interface

Im folgenden Abschnitt werden die Modellierung des Pfahls, seine Geometrie als auch Materialien beschrieben. Des weiteren werden die verwendeten Interface-Elemente und die Belastung auf den Pfahl erläutert.

Pfahlgeometrie

Die von Wagner et al. [79] übernommenen Abmessungen des Miozänpfahls können aus Tab. 5.1 entnommen werden. Der Pfahl im Modell wurde von der Pfahl-OK mit 155,97 m ü. A. bis zur Pfahl-UK 138,97 m ü. A. modelliert. Auf den aufbetonierten Pfahlkopf wurde bei der Modellierung verzichtet. Somit ergibt sich die Gesamtlänge des Pfahls zu 17 m. Der untere Abschnitt mit Mantelreibung, ebenfalls in Tab. 5.1 ersichtlich, hat beim Miozänpfahl eine Länge von 6,14 m. Im Bereich mit Mantelreibung hat der Miozänpfahl einen Durchmesser von $d = 90$ cm, welcher analog zum Kiespfahl über die gesamte Pfahllänge als konstant angenommen wurde.

Pfahlmaterial

Bei der Definition der Pfahlmaterialien wurde analog zu jener des Kiespfahls vorgegangen. Demnach wurden zwei verschiedene Materialsets mit elastischem Material definiert. Sie unterscheiden sich hinsichtlich ihrer Wichte und ihres E-Moduls, welcher aufgrund der abweichenden Modellierung des Durchmessers adaptiert werden muss. Die Steifigkeit im Pfahlabschnitt mit Mantelreibung hat nach den Versuchsauswertungen der Probelastung laut [79] einen Wert von $E'_{\text{ref}} = 42\,220 \text{ N/mm}^2$. Für den Abschnitt mit Doppelwandrohr errechnet sich der E-Modul des Materials nach Gleichung (6.24) über Gleichsetzen der Dehnsteifigkeit.

$$\begin{aligned}
 E_{\text{Modell}} \cdot A_{\text{Modell}} &= E_{\text{Pfahl}} \cdot A_{\text{Pfahl}} \\
 E_{\text{Modell}} \cdot \frac{D_{\text{Modell}}^2 \cdot \pi}{4} &= E_{\text{Pfahl}} \cdot \frac{D_{\text{Pfahl}}^2 \cdot \pi}{4} \\
 E_{\text{Modell}} &= E_{\text{Pfahl}} \cdot \frac{D_{\text{Pfahl}}^2}{D_{\text{Modell}}^2} \\
 E_{\text{Modell}} &= 42\,220 \cdot \frac{0,6894^2}{0,90^2} \\
 E_{\text{Modell}} &= 25\,420 \text{ N/mm}^2 \tag{6.24}
 \end{aligned}$$

Alle übrigen Parameter für die Definition der Pfahlmaterialien entsprechen jenen des Kiespfahls. Ebenso die verminderte Wichte des Betons im Abschnitt der Doppelwandrohre. Die Werte der einzelnen Materialparameter des Miozänpfahls sind in Tab. 6.14 ersichtlich.

Tab. 6.14: Parameter der Pfahlmaterialien, Miozänpfahl B.M5

	Stoffmodell	γ	e_{init}	E'_{ref}	ν
Beton _{Pfahl}	linear-elastisch	25 kN/m ³	$1 \cdot 10^{-9}$	42 220 N/mm ²	0,2
Beton _{Mantel}	linear-elastisch	0,1 kN/m ³	$1 \cdot 10^{-9}$	25 420 N/mm ²	0,2

Interface

Die Interface-Elemente des Miozänpfahls wurden in den gleichen Bereichen und mit denselben Einstellung wie beim Kiespfahl modelliert. Das Interface-Element des ersten Abschnitts im Bereich des Doppelwandrohres hat ein zugewiesenes Material mit sehr geringen Festigkeitswerten. Diese Werte gleichen jenen des Interface Materials „Anschüttung Doppelwand“ des Kiespfahls, weshalb auch das Material dieses Modells diesen Namen trägt. Im Bereich mit Mantelreibung werden die Interface Einstellungen über die angrenzenden Bodenschichten definiert und im Bereich des Pfahlfußes und die überstehenden Interface-Elementen über ein zugewiesenes Material. Dieses Material gleicht, bis auf die Interface-Einstellung *starr*, der am Pfahlfuß angrenzenden Bodenschicht und trägt daher den Namen „Schluff tonig Inter“. Aus denselben Gründen wie beim Kiespfahl wurden auch beim Miozänpfahl die Interface-Elemente an den Pfahlfußaußenecken um ca. ein Viertel des Pfahldurchmessers verlängert. Die Interface-Elemente sind in Abb. 6.10 ersichtlich. Das rosafarbene Interface-Element des Doppelwandrohres ist auf der linken Seite, und das Interface-Element von Pfahlfuß in blau und im Bereich mit Mantelreibung in dunkelgrün auf der rechten Seite abgebildet.

Belastung

Anders als im Modell des Kiespfahls erfolgt die Belastung in diesem Modell, wie auch bei der Pfahlprobelastung, kraftgesteuert. Dafür wurde eine Linienlast am Pfahlkopf in der Einheit kN/m/m aufgebracht. Zur Bestimmung der Größe dieser Linienlast müssen die Einzellasten der Probelastung in die Linienlast umgerechnet werden. Dies erfolgt nach Gleichung (6.25) durch Division der Last durch die Querschnittsfläche des Pfahls. Eine Darstellung der Belastung im Modell ist in Abb. 6.10 auf der linken Seite abgebildet.

$$q = \frac{F}{A_{\text{Pfahl}}} = \frac{F}{\frac{D_{\text{Pfahl}}^2 \cdot \pi}{4}} = \frac{F}{\frac{0,90^2 \cdot \pi}{4}} = \frac{F}{0,636 \text{ m}^2} \tag{6.25}$$

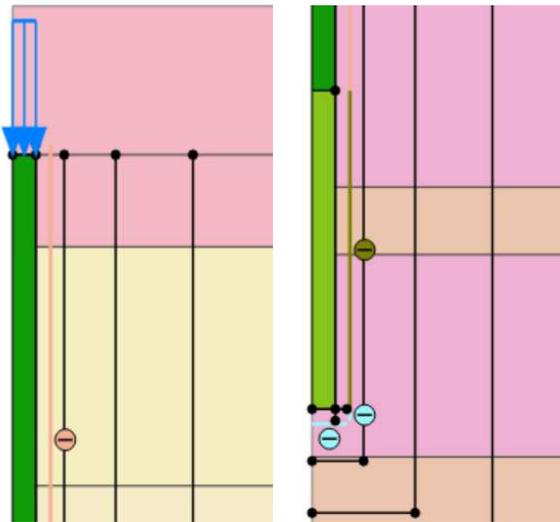


Abb. 6.10: Strukturelemente des Miozänpfahl-Modells, Bereich beim Pfahlkopf links und Bereich beim Pfahlfuß rechts

6.2.4 Netzgenerierung und Berechnung

Die letzten Einstellungen und Modellierungsschritte umfassen die Netzgenerierung und Konstruktionsphasen. Auch diese Abschnitte gleichen jenen des Kiespfahl-Modells, weshalb sie nicht ausführlich beschrieben, sondern lediglich die Unterschiede zum Kiespfahl-Modell angegeben werden.

Finite-Elemente Netz

Für das Finite-Elemente-Netz des Miozänpfahl-Modells wurde eine Verteilung von *Medium* gewählt. Die sich daraus ergebende Elementgröße wird von PLAXIS nach Gleichung (6.16) berechnet. Bei einer Verteilung von *Medium* beträgt der Wert $r_e = 1,0$. Aufgrund der größeren Abmessungen des Miozänpfahl-Modells im Vergleich zum Kiespfahl-Modell folgt eine größere vordefinierte Elementgröße. Daher wurde auch hier in sukzessiv kleiner werdenden Bereichen um den Pfahl die Elementgröße verringert. Die Abmessungen der einzelnen Bereiche sowie die zugewiesenen „Grobheitsfaktoren“ sind in Tab. 6.15 angegeben. Ein Vergleich der Grobheitsfaktoren mit jenen des Kiespfahl-Modells zeigt, dass die Faktoren des Miozänpfahl-Modells, aufgrund der größeren vordefinierten Elementgröße, kleiner gewählt wurden. Dies ergibt sich aus der Anforderung einer hohen Netzdichte in und um den Pfahl. In Abb. 6.11 ist ein Ausschnitt des generierten Netzes um den Miozänpfahl abgebildet. Neben den einzelnen verfeinerten Bereichen sind darin auch die Interface-Elemente als Fuge zwischen Pfahl und Boden erkennbar.

Tab. 6.15: Abmessungen der Bereiche mit Netzverfeinerung und zugehörigen Grobheitsfaktoren des Miozänpfahl-Modells

Rechteckgröße (b × h)	Grobheitsfaktor
6,0 m × 23,0 m	0,5
3,5 m × 20,0 m	0,25
2,0 m × 19,0 m	0,125
1,0 m × 18,0 m	0,0625
Pfahl	0,04419

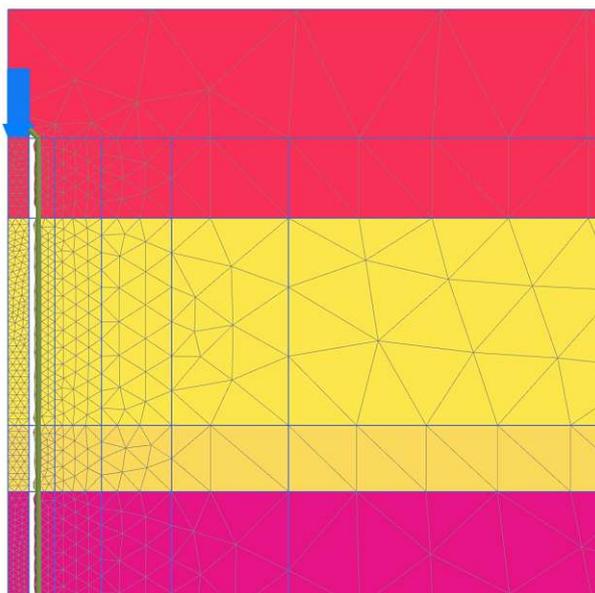


Abb. 6.11: Generiertes Netz des Miozänpfahl-Modells

Konstruktionsphasen

Für des Miozänpfahl-Modell wurden dieselben Konstruktionsphasen wie für das Kiespfahl-Modell definiert. Die unterschiedlichen Phasen lauten wie folgt:

1. Initialphase
2. Abtragung Boden
3. Pfahlherstellung
4. Belastung

Die Reihenfolge und alle Einstellungen der Konstruktionsphasen des Miozänpfahl-Modells entsprechen jenen des Kiespfahl-Modells. So wurden in der ersten Phase die initialen Spannungen über die K_0 procedure berechnet, danach folgen der Bodenabtrag und die Pfahlherstellung über Aktivierung aller Strukturelemente. Auch in diesem Modell besteht die letzte Phase aus mehreren einzelnen Phasen, die sich nur durch die Größe der Belastung unterscheiden. Im Gegensatz zum Kiespfahl Modell wird die Belastung beim Miozänmodell durch eine Linienlast hervorgerufen. Die Werte jeder einzelnen Belastungsstufe sind in Tab. A.6 angegeben. Die vier unterschiedlichen Konstruktionsphasen sind in Abb. 6.12 abgebildet.

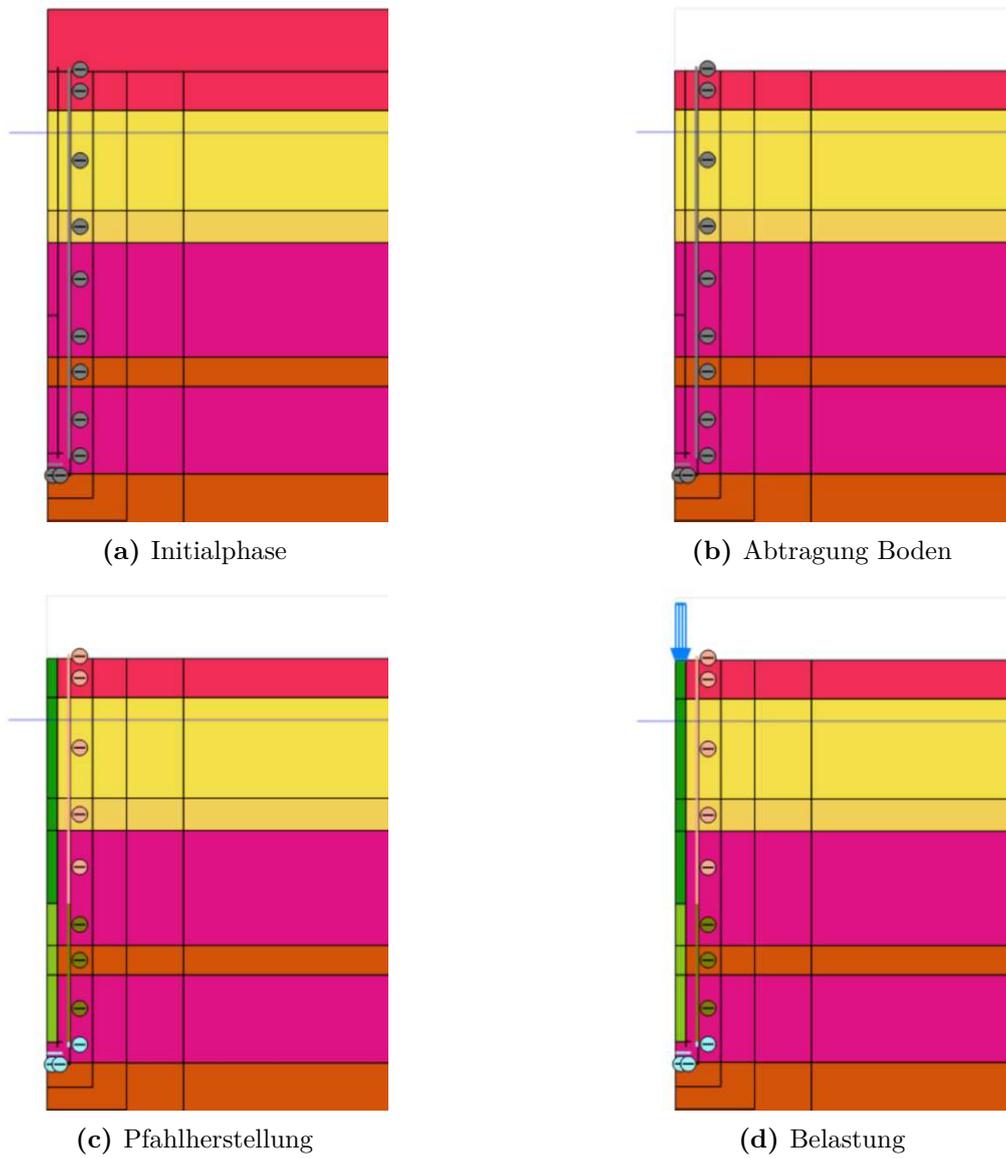


Abb. 6.12: Konstruktionsphasen des Miozänpfahl-Modells B.M5

Kapitel 7

Vergleich und Analyse der Ergebnisse aus FPUH und Modellierung

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse der Pfahlprobelastungen der konventionellen, verrohrten mit dem Kelly-Verfahren hergestellten Bohrpfähle des FPUH mit den Ergebnissen der numerischen Modellierungen verglichen. Anschließend erfolgt eine genauere Analyse und Interpretation der Modell-Ergebnisse. Aus Gründen der Übersichtlichkeit und Konsistenz ist das Kapitel in derselben Anordnung von „Kiespfahl“ und „Miozänpfahl“, wie auch schon das Kapitel 6, aufgebaut. Auf die Ergebnisse des FPUH wird nur in dem für diese Arbeit notwendigen Ausmaß eingegangen. Für eine umfangreiche Erläuterung der Ergebnisse des FPUH sei auf Wagner et al. [79] und Wagner [78] verwiesen.

7.1 Versuchsreihe B.K51 bis B.K55

In Kapitel 5 wurde das Forschungsprojekt „Unteres Hausfeld“ (FPUH) vorgestellt und beschrieben. Dabei wurde detailliert auf die Pfahlprüfungen der Referenzpfähle, welche für die Modellierung herangezogen wurden, eingegangen. Der Referenzpfahl der miozänen Sedimente ist der Prüfpfahl B.K55. Dieser Pfahl ist Teil der Versuchsreihe B.K51 bis B.K55. Alle Pfähle dieser Versuchsreihe gleichen sich in ihren Abmessungen und ihrem Herstellungsverfahren. Die Ergebnisse der statischen Pfahl-Probelastungen dieser Versuchsreihe zeigen trotz gleicher Bedingungen und örtlichen Nähe zueinander gewisse Streuungen im Widerstand-Verschiebungsverhalten auf. Dies kann zum einen an unterschiedlichen Bodeneigenschaften liegen – bei den Kiespfählen zeigen beispielsweise die Kornverteilungslinien (Abb. A.3), dass in manchen Bereichen ausgeprägte „Sandnasen“ vorhanden sind. Zum anderen können Unterschiede in den Ergebnissen auf unterschiedliche Herstellungsbedingungen zurückzuführen sein. Ein Beispiel dafür sind die Sohldruckmessdosen, die in drei der fünf Pfähle zur Anwendung gekommen sind. Wagner et al. [79] beschreibt beispielsweise, dass die Pfähle B.K51, B.K52 und B.K53 mit eingebauter Sohldruckmessdose höhere Pfahlfußwiderstände aufweisen als die Pfähle B.K54 und B.K55 (siehe Abb. 7.1). Als mögliche Erklärung wird eine potenzielle Pfahlfußaufweitung bei der Pfahlherstellung genannt, da zur Lastverteilung unterhalb der Sohldruckmessdose frischer Beton eingebracht wurde, der durch das nachträgliche Gewicht des Bewehrungskorbes und Doppelwandrohrs eventuell seitlich verdrängt wurde. Für die Interpretation der Ergebnisse der Modellierung ist es daher von Vorteil, nicht nur den Referenzpfahls, sondern die gesamten Versuchsreihe heranzuziehen. Aus diesem Grund werden zunächst die Ergebnisse der gesamten Versuchsreihe B.K51 bis B.K55 vorgestellt und analysiert.

Bei der Versuchsreihe B.K51 bis B.K55 handelt es sich um Großbohrpfähle, welche mit dem Kelly-Verfahren in verrohrter Bohrung hergestellt worden sind. Die Strecke der Lastabtragung befindet sich für jeden Pfahl der Versuchsreihe in den Donauschottern. Der Durchmesser jedes Pfahls beträgt laut Wagner [78] $D = 0,64$ m und die Länge der Prüfstrecke 4,14 m. Wie das Freilegen der Pfähle B.K1 und B.K2 gezeigt hat, kann von einem größeren Durchmesser als

ausgeführt ausgegangen werden. Aus diesem Grund wurde die Auswertung der Versuchsreihe B.K51 bis B.K55 in Abb. 7.1 mit einem geänderten Durchmesser von $D = 0,68$ m vorgenommen. Dieser vergrößerte Durchmesser wurde auch bei der Modellierung herangezogen.

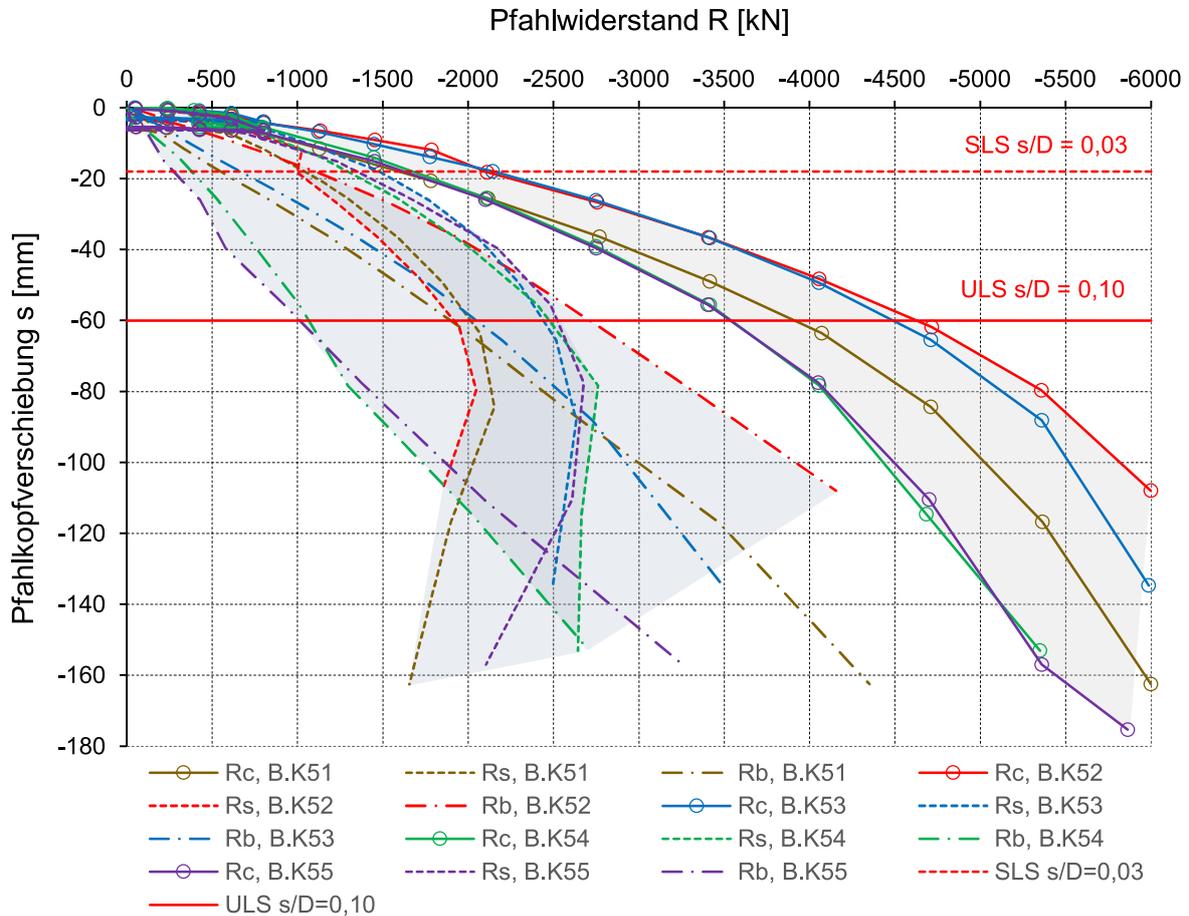


Abb. 7.1: Widerstand-Verschiebungslinien der Versuchsreihe B.K51 bis B.K55

In Abb. 7.1 sind die Ergebnisse der Versuchsreihe B.K51 bis B.K55 des FPUH, als Widerstand-Verschiebungslinien ersichtlich. Auf der x -Achse sind die einzelnen Widerstände und auf der y -Achse die gemessenen Verschiebungen am Pfahlkopf aufgetragen. Der Gesamtwiderstand (R_c) eines jeden Pfahls – in Abb. 7.1 als Volllinien abgebildet – ist weiter in die einzelnen Widerstände Pfahlfußwiderstand (R_b , strichpunktirt) und Pfahlmantelwiderstand (R_s , strichliert) unterteilt. Außerdem sind in der Abbildung die bezogene Pfahlkopfsetzung für Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit eingezeichnet. Die bezogene Pfahlkopfsetzung der Gebrauchstauglichkeit (SLS) wurde entsprechend Wagner [78] mit $s/D = 0,03$ ($s = 18,0$ mm) gewählt. Für die bezogene Pfahlkopfsetzung der Tragfähigkeit (ULS) wurde ebenfalls der von [78] verwendete Wert der Grenzsetzung, entsprechend den Empfehlungen von [14] und [48], mit $s_g = s_{ult} = 0,1 \cdot D$ gewählt. Daraus ergibt sich eine Grenzsetzung im ULS von $s = 60$ mm. Wie von Wagner [78] wurde für den Referenzwert des Durchmessers der planmäßige mit $D = 0,60$ m herangezogen. Für den späteren Vergleich der Modellergebnisse mit den Ergebnissen der Versuchsreihe wurden die Bereiche zwischen minimalen und maximalen Widerständen mit grauen Füllflächen hinterlegt.

Vergleich man die Gesamtwiderstandslinien, ist gut zu erkennen, dass die einzelnen Linien nahe beieinander liegen. Dabei haben jene Pfähle die höchsten Gesamttragfähigkeit, bei denen eine Sohldurchmesserdose eingebaut worden ist. Diese höhere Tragfähigkeit der Pfähle mit

Sohldruckmessdose, im Vergleich zu den Pfählen ohne Sohldruckmessdose, ist eindeutig auf den erhöhten Pfahlfußwiderstand zurückzuführen. Dieser Umstand stützt Wagner [78] Theorie, dass der Pfahlfuß durch das Einbringen des Bewehrungskorbs mit Druckmessdose aufgeweitet worden ist. Die Ergebnisse der Pfahlfußwiderstände streuen von allen Widerstandslinien am stärksten. Dennoch weisen alle Pfahlfußwiderstandslinien den für diesen Widerstand charakteristischen duktilen Verlauf auf. Auch die Pfahlmantelwiderstände sind bei allen Pfählen in etwa gleich groß und obwohl die Verläufe ebenfalls ähnlich sind, haben sie für Pfahlmantelwiderstände ein sehr untypisches Verhalten. Im Gegensatz zur erwarteten bilinearen Kurve ist auch beim Mantelwiderstand ein duktiler Verlauf erkennbar. So nimmt der Pfahlmantelwiderstand bei allen Pfählen mit zunehmenden Setzungen weiter zu. Erst bei sehr großen Verschiebungen – schon über die Grenzsetzung der Tragfähigkeit hinaus – erreichen die Widerstandslinien ihr Maximum. Bei genauerer Betrachtung der Widerstandslinien fällt auf, dass die Pfähle mit hohem Spitzenwiderstand geringere Mantelwiderstände und Pfähle mit geringem Spitzenwiderstand hohe Mantelwiderstände aufweisen.

An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass der Gesamtwiderstand durch die aufgebrauchte Prüflast und die Pfahlkopfverschiebungen direkt am Pfahlkopf gemessen wurden und somit, mit Ausnahme der üblichen Messtoleranzen, nicht von Unsicherheiten betroffen sind. Für die Aufteilung des Pfahlwiderstands in Mantelreibung und Spitzendruck sind hingegen Umrechnungen und auch Annahmen notwendig. Wie bereits in Kapitel 5 beschrieben, wurden nur bei drei von fünf Prüfpfählen Pfahlsohldruckmessdosen und Längsdehnungssensoren verbaut. Aus diesem Grund wurden diese Sensoren in der vorliegenden Arbeit nur zur redundanten Überprüfung verwendet. Die Aufteilung des Pfahlwiderstandes in Mantelreibung und Spitzendruck erfolgte bei allen Pfählen mit den verfügbaren Kettenextensometern. Außerdem gehen in die Auswertungen weitere Parameter wie die rechnerisch abgeleitete Steifigkeit ein.

7.2 Vergleich Kiespfahl-Modell mit Versuchsreihe B.K51 bis B.K55

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse des Kiespfahl-Modells mit jenen des Prüfpfahls B.K55 bzw. der gesamten Versuchsreihe verglichen. Bei dem Kiespfahl-Modell handelt es sich um jenen modellierten Pfahl aus Abschnitt 6.1, dessen Modellierung sich am Referenzpfahl B.K55 orientiert. Es werden sowohl das Widerstand-Verschiebungsverhalten im Grenzzustand der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit verglichen und analysiert.

7.2.1 Widerstand-Verschiebungsverhalten

In Abb. 7.2 ist das Widerstand-Verschiebungsverhalten des Kiespfahl-Modells (Grundmodell), des Prüfpfahls B.K55 und in grau hinterlegt auch der gesamten Versuchsreihe B.K51 bis B.K55 ersichtlich. Des Weiteren ist auch das Widerstand-Verschiebungsverhalten eines zusätzlichen Modellpfahls (Grund. Belast.) abgebildet. Dieser Modellpfahl ist nahezu identisch zum Grundmodell, mit dem Unterschied, dass die Belastung bei diesem Modell nicht weggesteuert, sondern kraftgesteuert aufgebracht wurde. Der Aufbau des Diagramms gleicht jenem der gesamten Versuchsreihe.

Anders als der Prüfpfahl und die Versuchsreihe wurde der Modellpfahl durch eine eingeprägte Linienverschiebung belastet. Um festzustellen, welchen Einfluss die Art der Lastaufbringung auf die Ergebnisse hat, wurde ein zusätzliches kraftgesteuertes Modell (Grundm. Belast.) mit sonst denselben Bedingungen und Aufbau modelliert und die Ergebnisse in Abb. 7.2 geplottet. Dabei zeigt sich, dass die Widerstand-Verschiebungslinien der beiden Modellvarianten annähernd identisch sind. Demnach ist es für die Auswertung und Interpretation der Ergebnisse irrelevant, welche Belastungsart bei der Modellierung herangezogen wird. Die Wahl der Belastungsart hat

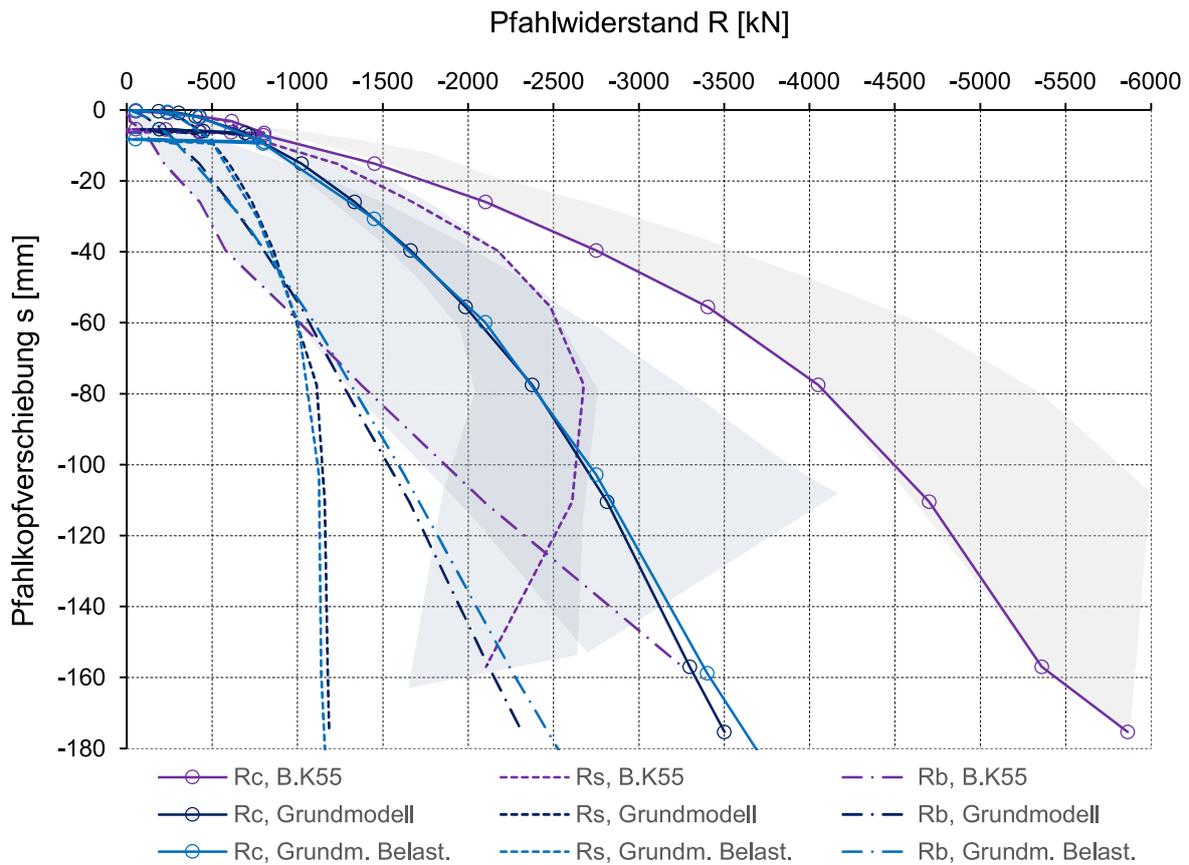


Abb. 7.2: Gegenüberstellung der Widerstand-Verschiebungslinien des Kiespfahl-Modells und dem Pfahl B.K55

allerdings einen großen Einfluss auf die Berechnungsdauer der Modelle. So ist die Rechenzeit des weggesteuerten Modells um ein Vielfaches geringer als jene des kraftgesteuerten. Hinzu kommt, dass die Modellpfähle bei weitem nicht die Tragfähigkeit der Versuchsreihe erreichen. Die zu hohen Laststufen des kraftgesteuerten Modells konnten nicht mehr berechnet werden und führten dadurch zu einem Abbruch der Berechnung.

Beim Vergleich der Gesamtwiderstandslinien des Modellpfahls mit dem Prüfpfahl B.K55 ist sofort erkennbar, dass die Gesamttragfähigkeit des Prüfpfahls deutlich höher ist als jene des Modellpfahls. Dabei ist die Differenz der Gesamttragfähigkeiten bei kleinen Verschiebungen noch relativ gering, vergrößert sich aber mit zunehmenden Verschiebungen. Auch die einzelnen Widerstandslinien des Modellpfahls weisen weit kleinere Widerstandswerte auf. Der Pfahlfußwiderstand des Modellpfahls befindet sich bei kleinen Verschiebungen noch in der Größenordnung der Versuchsreihe. Im Bereich großer Verschiebungen ist der Pfahlfußwiderstand – bedingt durch den steileren Verlauf – geringer als jene des Prüfpfahls und der gesamten Versuchsreihe. Noch deutlicher ist der Unterschied beim Pfahlmantelwiderstand. Dieser ist beim Modellpfahl viel kleiner als beim Prüfpfahl und der Versuchsreihe. Schon bei verhältnismäßig geringer Verschiebung ist eine große Differenz erkennbar, die bis zum maximalen Mantelwiderstand weiterhin ansteigt.

Vergleicht man die Verläufe, lassen sich dennoch Parallelen feststellen. Sowohl beim Modellpfahl als auch beim Prüfpfahl weist der Pfahlfußwiderstand den charakteristischen duktilen Verlauf auf. Auch die Verläufe der Pfahlmantelwiderstände sind sehr ähnlich. Bei beiden Pfählen ist keine bilineare Kurve, sondern eine stetige Zunahme des Mantelwiderstandes bis zu großen Verschiebungen ersichtlich. Des Weiteren erreichen beide Pfähle ihren maximalen Pfahlmal-

telwiderstand erst bei sehr großen Verschiebungen. Eine Erklärung für dieses Verhalten beim Modellpfahl ist die Volumenvergrößerung durch Dilatanz. Dadurch erhöht sich mit zunehmender Verschiebung die Normalspannung am Pfahlschaft, was nach dem *Mohr-Coulomb*-Kriterium nach Gleichung (6.12) zu einem Anstieg der Scherspannungen in den Interface-Elementen führt. Erst bei großen Verschiebungen kommt es durch Einsetzen des Dilatanz „Cut-off“ zu keinen weiteren Volumenvergrößerungen und damit zu keiner Erhöhung der Normal- und Scherspannungen. An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass es aufgrund des hohen Wertes für R_{inter} nach [75] zu einem Versagen des Bodens und nicht der Interface-Elemente kommen kann. Daher hat der Dilatanzwinkel einen größeren Einfluss auf die Widerstandswerte, da durch das Fließen des Bodens das Volumen vergrößert wird.

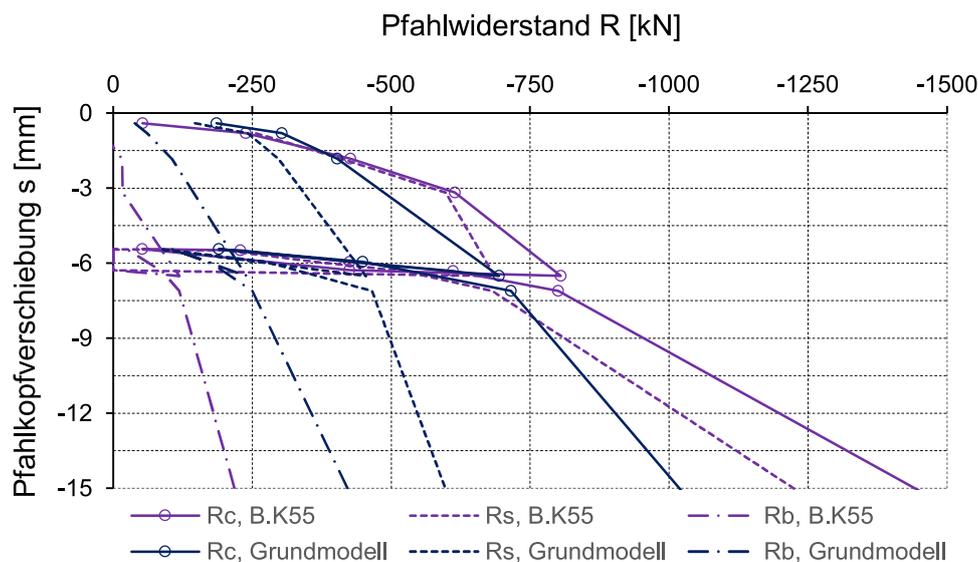


Abb. 7.3: Gegenüberstellung der Widerstand-Verschiebungslinien des Kiespfahl-Modells und Prüfpfahls B.K55 im Bereich der charakteristischen Belastung

Für eine genauere Analyse des Pfahlverhaltens bei niedrigen Laststufen ist in Abb. 7.3 das Widerstand-Verschiebungsdigramm in vergrößerter Darstellung des Bereichs der charakteristischen Belastung (Gebrauchstauglichkeit) abgebildet. In diesem Widerstand-Verschiebungsdigramm sind die Widerstandslinien des Prüfpfahls B.K55 und des Kiespfahl-Modells mit weggesteuerter Belastung ersichtlich. Bei Belastungen bis zur charakteristischen Gebrauchslast (≤ 800 kN) haben der Prüfpfahl und Modellpfahl einen nahezu gleichen Gesamtwiderstand. Allerdings unterscheiden sich die Gesamtwiderstandslinien in ihrer Aufteilung auf Mantelwiderstand und Pfahlfußwiderstand. Der Prüfpfahl trägt die Last im charakteristischen Lastbereich fast ausschließlich über Mantelreibung ab. Beim Modellpfahl ist der Pfahlfuß von Beginn weg an der Lastabtragung beteiligt. Aufgrund dieser Unterschiede ist die Übereinstimmung der Gesamtwiderstandslinien als zufällig zu betrachten, wobei der Gesamtwiderstand und die zugehörige Pfahlkopfverschiebung die einzig gemessenen Größen sind. Die Verläufe des Pfahlfußwiderstands und des Mantelwiderstands ergeben sich beim Prüfpfahl aus Annahmen der Steifigkeit, Pfahldurchmessers und Extensometermessungen.

Bei genauerer Betrachtung der Widerstandslinien des Prüfpfahls vor und nach der Ent- und Wiederbelastung fällt auf, dass das Tragverhalten des Pfahls von der Belastungsschleife beeinflusst wird. So reagiert der Pfahl nach der Belastungsschleife wesentlich steifer als unmittelbar vor der Entlastung. Dieses Verhalten ist auch bei den vier weiteren, hier nicht dargestellten Prüfpfählen zu beobachten. Beim Modellpfahl ist so ein Verhalten nicht feststellbar. Die Widerstandslinien nach

der Schleife schließen nahezu nahtlos an jene davor an. Obwohl die Ent- und Wiederbelastung bei statischen Pfahlprüfungen nach [14] Stand der Technik ist, verweisen Fellenius und Nguyen [20] darauf, dass eine Pfahlprüfung zur Bestimmung der Lastübertragung in einer kontinuierlichen Bewegungsrichtung ohne Unterbrechungen durchgeführt werden sollte.

Ein weiterer Einflussfaktor, der vor allem beim vorliegenden Fall einer statischen Pfahlprüfungen eine Rolle spielt, sind die Widerlager und Reaktionspfähle. So verweist Henke [23] auf ein geändertes Tragverhalten aufgrund der Beeinflussung durch die Reaktionspfähle, trotz Einhaltung der Mindestabstände nach [14]. Auch Granitzer et al. [22] dokumentiert eine Änderung der Widerstandswerte aufgrund angrenzender Lasteinleitung durch Widerlager. Fellenius und Nguyen [20] erwähnen außerdem, dass nicht nur die Reaktionspfähle, sondern auch benachbarte passive Pfähle das Tragverhalten beeinflussen können. Bei der Modellierung wurden Reaktionspfähle und auch benachbarte Pfähle vernachlässigt. Aufgrund der Wahl eines achssymmetrischen Modells war die Berücksichtigung von Reaktionspfählen und auch benachbarter Pfähle nicht möglich. Welchen Einfluss die Reaktionspfähle und auch angrenzende passive Pfähle auf das Tragverhalten haben, sollte Teil weiterer Untersuchungen sein.

7.2.2 Längskraftverlauf

In Abb. 7.4 sind die Längskraftverläufe des Kiespfahl-Modells und Prüfpfahls B.K55 bei verschiedenen Belastungsstufen abgebildet. Beim Modellpfahl handelt es sich um das kraftgesteuerte Grundmodell. Auf der Abszisse ist die Prüflast und auf der Ordinate die relative Höhe, bezogen auf die Pfahlkopf-Oberkante, aufgetragen. Jede einzelne Linie bildet den Längskraftverlauf von Pfahlkopf bis Pfahlfuß einer Belastungsstufe ab.

Im Vergleich zur Auswertung durch Wagner [78] wurden nach näherer Betrachtung ein paar Parameter angepasst. Erstens wurde, wie bereits in Kapitel 6 beschrieben, der Pfahldurchmesser D an die Durchmesser der ausgegrabenen Pfähle B.K1 und B.K2 angepasst. Zweitens wurden die Flächen der Bewehrung bzw. der Stahlbauteile (Doppelwandrohrs und Führungsrohr des Extensometers) nach oben korrigiert, und drittens wurde der rückgerechnete E-Modul leicht reduziert. Letzteres basiert auf einer Rückrechnung der Spannungs-Dehnungsbeziehung im obersten Messquerschnitt des Kettenextensometers (MQ1), bei dem angenommen wird, dass die volle Prüfkraft wirkt. Wie Fellenius [19] bereits zeigen konnte, ist der E-Modul des Pfahls spannungsabhängig und nimmt mit zunehmender Stauchung ab. Die genannten Punkte verdeutlichen, dass die Rückrechnung der Aufteilung der Prüfkraft in Mantelreibung und Spitzendruck keine triviale Aufgabe ist und eine Vielzahl an meist nur näherungsweise bekannte Parameter diese beeinflussen. Es sei daher auch an dieser Stelle betont, dass die gezeigten Verläufe in Abb. 7.4 auf diversen Vereinfachungen beruhen und daher als Näherungslösungen zu betrachten sind.

An den Linien des Kiespfahl-Modells ist gut erkennbar, dass auf Höhe der Doppelwandrohre keine Last abgetragen wird. Erst ab dem Beginn der Prüfstrecke (bei $-1,86$ m) wird die Last über Mantelreibung und schließlich am Pfahlfuß über Spitzendruck abgetragen. Auch beim Prüfpfahl war das Ziel der Doppelwandrohre, die Mantelreibung in diesem Bereich zu unterbinden, sodass die gesamte Lastübertragung in einer homogenen Schicht, in diesem Fall Kies, stattfindet. Jedoch lassen die abrupten Lastverringerungen am Pfahlkopf darauf schließen, dass die Doppelwandrohre beim Prüfpfahl nicht zur Gänze reibungsfrei sind. Die Messdaten lassen auf einen zum Teil beträchtlichen Unterschied zwischen der aufgebrachten Prüflast und dem ersten Messquerschnitt schließen. Diese Verringerung der Last ist bei allen Laststufen erkennbar. Gerade bei den niedrigen Laststufen wird dadurch das Tragverhalten des Prüfpfahls erheblich beeinflusst. Es sei an dieser Stelle jedoch erneut betont, dass die gezeigten Längskraftverläufe stark von den gewählten bzw. rückgerechneten Parametern wie der Pfahlsteifigkeit abhängen.

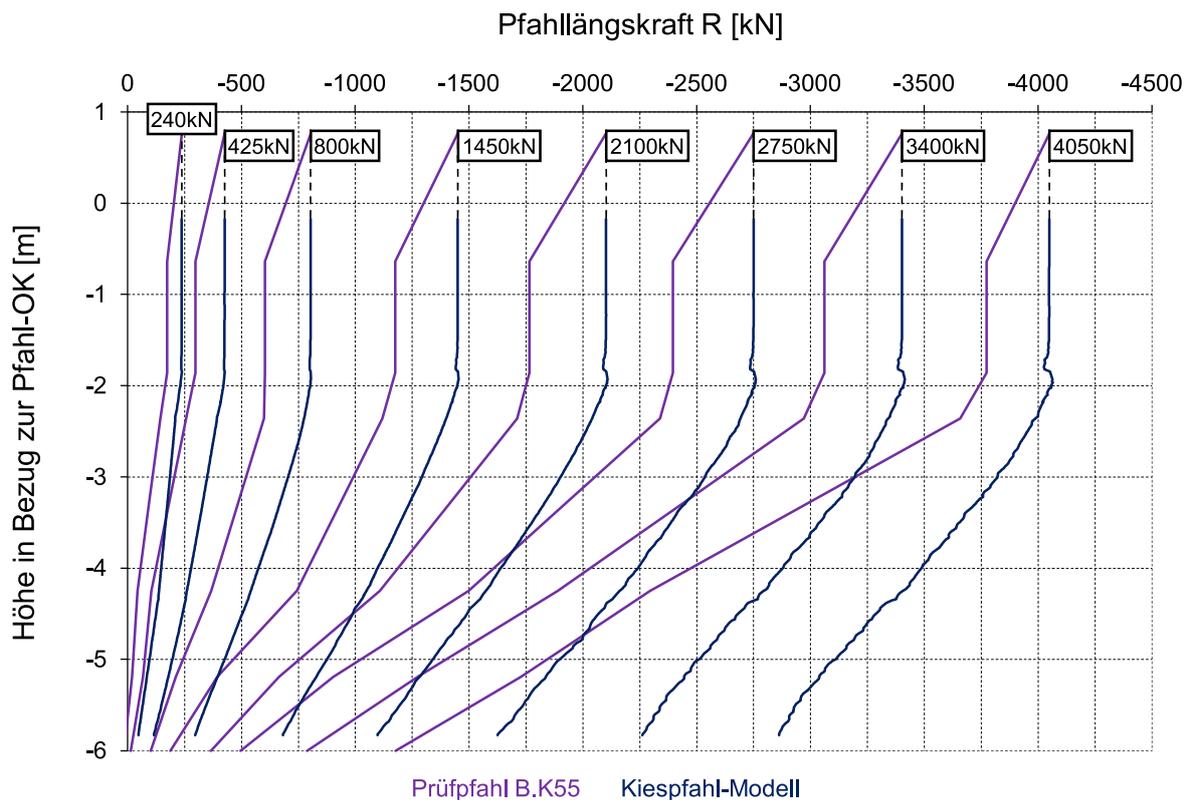


Abb. 7.4: Längskraftverläufe des Kiespfahl-Modells und Prüfpfahls B.K55 bei einzelnen Belastungsstufen

Vergleicht man die Längskraftverläufe der beiden Pfähle, zeigt sich, dass die Linien in den unteren Laststufen annähernd parallel verlaufen, was für gleich große Werte der Mantelwiderstände spricht. Bei höheren Laststufen weichen die Verläufe zunehmend voneinander ab. So werden die Linien des Prüfpfahls immer flacher, was für einen zunehmenden Mantelwiderstand spricht. Zwar ist auch bei den Linien des Modellpfahls eine Änderung der Steigung und damit ein Anstieg des Mantelwiderstands erkennbar, allerdings in einem viel geringeren Ausmaß als beim Prüfpfahl. Diese Schlussfolgerung deckt sich mit den Ergebnissen des Widerstand-Verschiebungsdiagramms in Abb. 7.2.

7.3 Volumetrische Dehnungen des Kiespfahl-Modells

Die in Abschnitt 7.2 gezeigten Widerstand-Verschiebungslinien des Prüfpfahls B.K55 und des Kiespfahl-Modells lassen darauf schließen, dass die quartären Sedimente („Donauschotter“) ein dilatantes Verhalten aufweisen. Dieses Verhalten wird im Modell über den definierten Dilatanzwinkel ψ und die Fließregel nach Gleichung (3.31) des HS-Modells hervorgerufen. Dadurch kommt es bei plastischen Verzerrungen zu einer Volumenvergrößerung im Boden, welche die Normalspannungen am Pfahlschaft und folglich die Mantelreibung erhöhen. Dieser Abschnitt beschäftigt sich mit dem genauen Auftreten der volumetrischen Dehnungen und welchen Einfluss sie auf das Tragverhalten des Pfahles haben.

In Abb. 7.5 sind die volumetrischen Dehnungen ε_v des Kiespfahl-Modells bei unterschiedlichen Laststufen ersichtlich. Auf der rechten Seite der Abbildung ist eine Farbskala zur quantitativen Einordnung der auftretenden Dehnungen abgebildet. Die Skala reicht von $1 \cdot 10^{-3}$ bis $200 \cdot 10^{-3}$,

weshalb nur positive Werte (Volumenvergrößerung) dargestellt werden. Aus Gründen der Übersichtlichkeit wurde auf die Darstellung der Materialien verzichtet und nur die Konturlinien des FE-Netzes wurden abgebildet. Die Konturen des Pfahls sind durch die dunkelgrünen Linien der Interface-Elemente erkennbar. Lineale am oberen und linken Rand der Abbildung stellen den Bezug zur Pfahloberkante und Symmetrieachse her. Alle Ausschnitte des Pfahls beschränken sich auf den Bereich, in dem es zu volumetrischen Dehnungen kommt (Prüfstrecke). Für die Analyse wurde das Modell mit weggesteuerter Belastung herangezogen. Die in der Bildbeschriftung angeführten Verschiebungen s bezeichnen die eingeprägte Pfahlkopfverschiebung der jeweiligen Belastungsstufe.

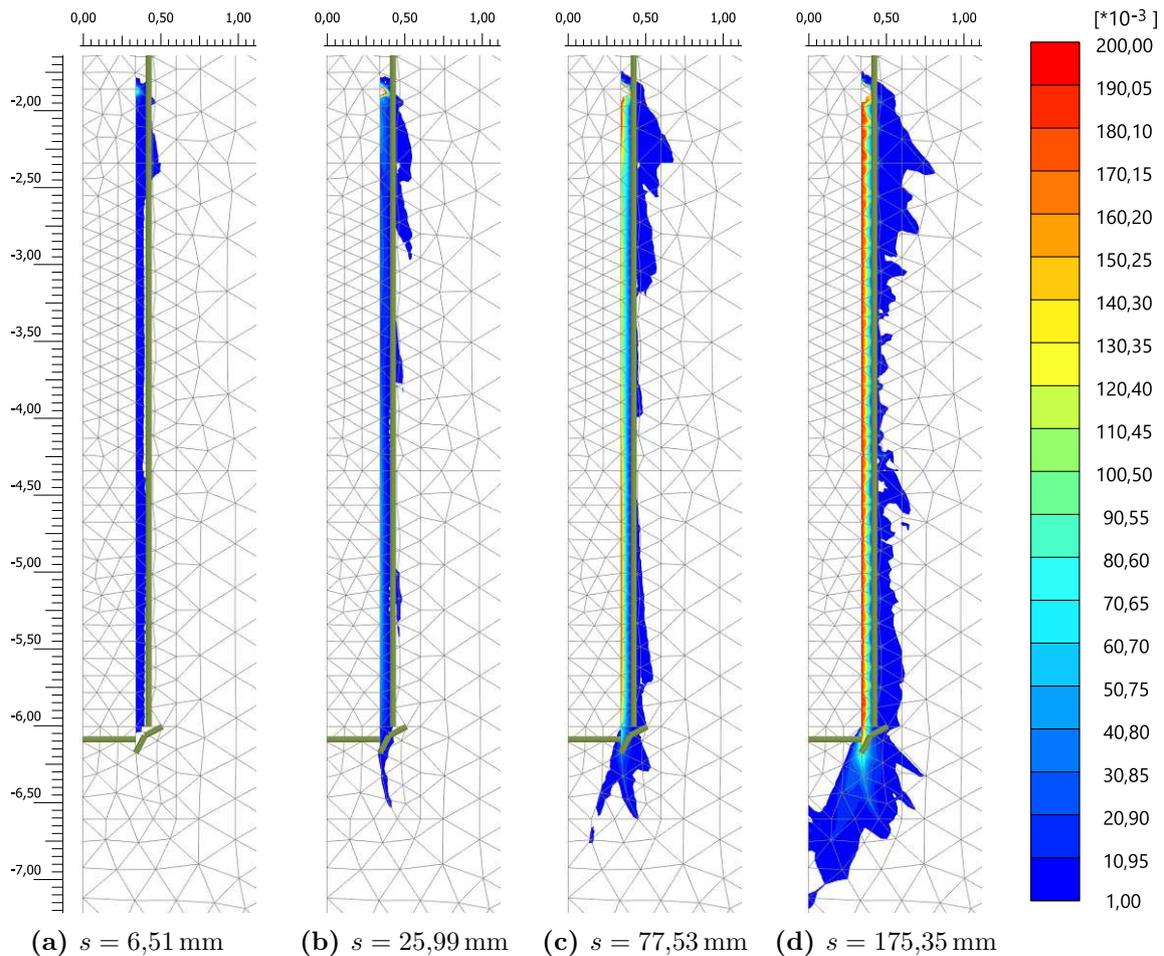


Abb. 7.5: Volumetrische Dehnungen ε_v des Kiespfahl-Modells bei unterschiedlichen Laststufen (Pfahlkopfverschiebungen s)

In Abb. 7.5a wird der Pfahl mit einer eingepprägten Verschiebung von $s = 6,51 \text{ mm}$ belastet. Diese Verschiebung tritt beim Prüfpfahl B.K55 bei einer Belastung von 800 kN auf, also der maximalen charakteristischen Last. Obwohl sich diese Belastung noch im Gebrauchstauglichkeitsniveau befindet, sind am Pfahlschaft schon erste volumetrische Dehnungen erkennbar. Diese Dehnungen lassen auf plastische Verzerrungen schließen. Somit wird das Tragverhalten des Pfahls im charakteristischen Lastbereich nicht nur von elastischen, sondern auch von plastischen Effekten bestimmt. Die in dieser Belastungsstufe auftretenden volumetrischen Dehnungen sind noch sehr niedrig und nehmen nur einen schmalen Bereich beim Pfahlschaft ein. Auffallend ist, dass sich der Bereich über die gesamte Länge des Pfahlschafts zieht. Durch die auftretenden

volumetrischen Dehnungen kommt es zu einem Anstieg der Horizontalspannung, welche wiederum die Normalspannung am Pfahlschaft erhöht. Die gestiegene Normalspannung führt nach dem *Mohr-Coulomb*-Kriterium nach Gleichung (6.12) zu einer Zunahme der Scherspannungen. Aus diesem Grund wird trotz Auftretens platischer Dehnungen die maximale Mantelreibung noch nicht erreicht.

Die nächste dargestellte Laststufe in Abb. 7.5b hat eine eingeprägte Verschiebung von $s = 25,99$ mm, was einer Belastung von 2100 kN des Prüfpfahls entspricht. Dieses Lastniveau liegt bereits außerhalb der charakteristischen Belastung. Der Bereich der volumetrischen Dehnungen hat sich zur vorherigen Laststufe nicht stark verändert. Einzelne Fahnen und eine geringe Verbreiterung deuten auf einen Zuwachs der betroffenen Region volumetrischer Dehnungen hin. Die Größe der volumetrischen Dehnungen ist etwas höher als in der Laststufe zuvor. Erste volumetrische Dehnungen über den Pfahlfuß hinaus sind erkennbar. Aufgrund des Anwachsens der Fläche der volumetrischen Dehnungen kann von einer Zunahme der Horizontalspannung ausgegangen werden, welche die Manteltragfähigkeit weiterhin erhöht.

In der dritten in Abb. 7.5c abgebildeten Laststufe wird der Pfahl mit einer eingepprägten Verschiebung von $s = 77,53$ mm belastet. Diese Verschiebung tritt beim Prüfpfahl bei einer Belastung von 4050 kN auf. Im Vergleich zur vorherigen Laststufe ist die Fläche, in der die volumetrischen Dehnungen auftreten, nicht sonderlich angewachsen. Bei genauerer Betrachtung ist allerdings erkennbar, dass die volumetrischen Dehnungen sich stark vergrößert haben. Diese Vergrößerung tritt vor allem an der Kontaktfläche zwischen Pfahlschaft und Bodenmaterial auf und nimmt mit zunehmendem Abstand vom Pfahl stark ab. Auch in diesem Fall führt die Vergrößerung der volumetrischen Dehnungen zu einem Anwachsen der Horizontalspannung.

Im letzten Abschnitt (Abb. 7.5d) wird der Modellpfahl mit einer eingepprägten Verschiebung von $s = 175,35$ mm belastet. Beim Prüfpfahl wird diese Verschiebung von der maximalen Prüflast von 5865 kN hervorgerufen. Die volumetrischen Dehnungen haben ihren maximalen Wert erreicht. Dieser tritt an der Kontaktfläche am Pfahlschaft auf und nimmt abermals mit zunehmendem Abstand signifikant ab. Eine weitere Ausdehnung des Bereichs, in dem es zu volumetrischen Dehnungen kommt, im Vergleich zur vorherigen Laststufe, ist nicht erkennbar. Einzig am Pfahlfuß bilden sich neue Felder volumetrischer Dehnungen. Diese sind auf das Auftreten von plastischen Verzerrungen zurückzuführen.

Die in Abb. 7.5 gezeigte Entwicklung der volumetrischen Dehnungen ist eine gute Veranschaulichung des Verhaltens dilatanter Böden. So treten die größten volumetrischen Dehnungen genau dort auf, wo auch die größten plastischen Verzerrungen stattfinden, an der Kontaktfläche zum Pfahlschaft. Weiterhin ist zu beobachten, dass der Bereich, in dem die volumetrischen Dehnungen auftreten, nur sehr schmal entlang des Pfahlschafts liegt.

7.4 Versuchsreihe B.M1 bis B.M5

Der Referenzpfahl B.M5, mit der Prüfstrecke in den miozänen Sedimenten, entstammt der Versuchsreihe B.M1 bis B.M5. Bei den Pfählen dieser Versuchsreihe handelt es sich ebenfalls um verrohrte mit dem Kelly-Verfahren gebohrte Großbohrpfähle. Der Durchmesser der Pfähle beträgt 0,90 m und die Länge der Prüfstrecke 6,14 m [78].

Die Ergebnisse der Widerstand-Verschiebungslinien dieser Versuchsreihe sind in Abb. 7.6 dargestellt. Dabei sind die Widerstandswerte auf der Abszisse und die gemessenen Pfahlkopfverschiebungen auf der Ordinate abgetragen. Es sind sowohl der Gesamtwiderstand R_c (durchgezogene Linien), als auch die Anteile an Spitzendruck R_b (strichpunktierte Linien) und Mantelreibung R_s (strichlierte Linien) abgebildet. Die zusammengehörigen Widerstände der einzelnen Pfähle

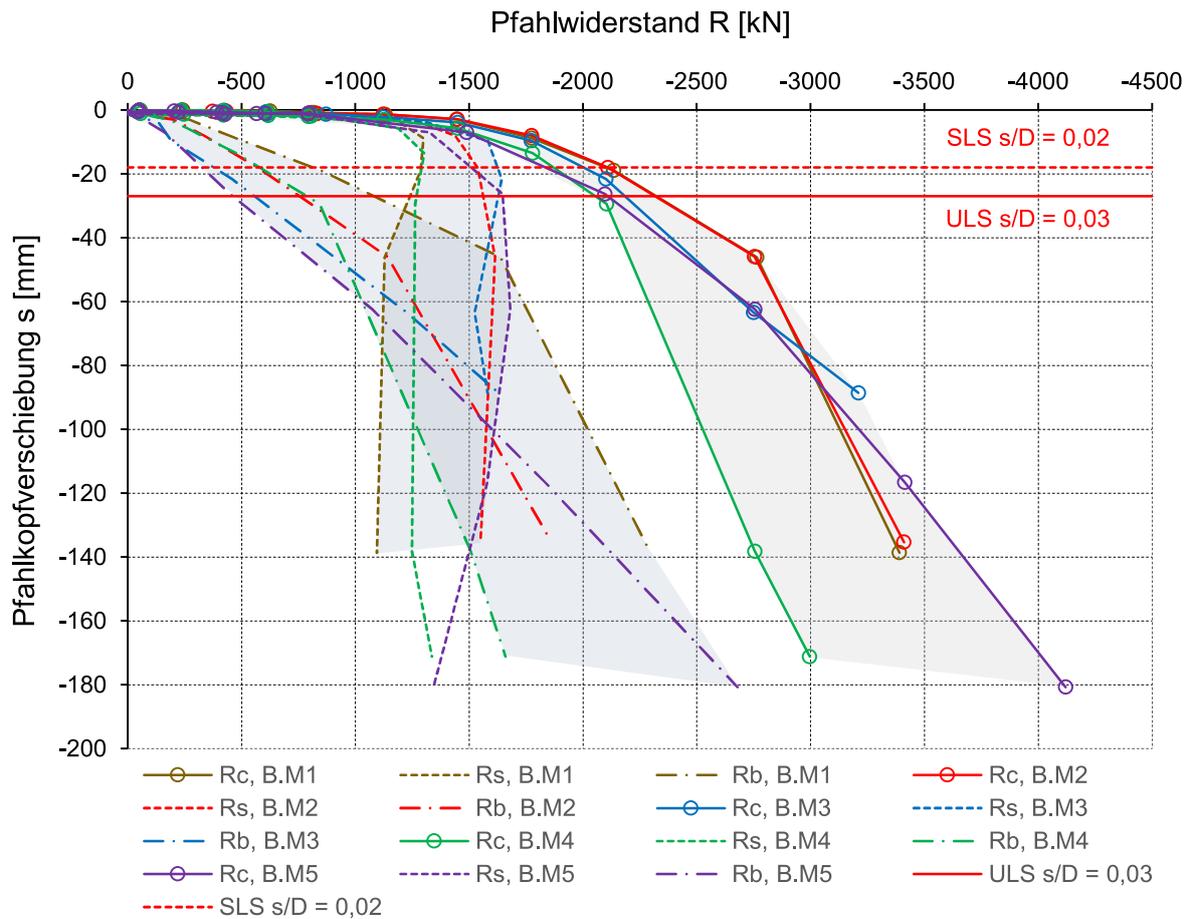


Abb. 7.6: Widerstand-Verschiebungslinien der Versuchsreihe B.M1 bis B.M5

sind farblich gekennzeichnet. Die Bereiche zwischen den minimalen und maximalen Werten der einzelnen Widerstandslinien sind abermals mit grauen Füllflächen hinterlegt.

Neben den Pfahlwiderständen sind in der Abb. 7.6 auch die Grenzsetzungen der Tragfähigkeit (ULS) und der Gebrauchstauglichkeit (SLS) eingezeichnet. Die bezogene Pfahlkopfsetzung der Tragfähigkeit, mit einem Verhältnis von $s/D = 0,03$ ($s = 27$ mm), ist als rote, durchgezogene Linie ersichtlich und die Grenzsetzung der Gebrauchstauglichkeit, mit einem Verhältnis von $s/D = 0,02$ ($s = 19$ mm) als rote strichlierte Linie. Für eine genauere Erläuterung der Wahl der Verhältnisswerte von s/D für ULS und SLS sei auf Wagner [78] verwiesen.

Die Widerstandslinien der Versuchsreihe B.M1 bis B.M5 haben einen zu erwartenden und nachvollziehbaren Verlauf. Der Spitzendruck zeigt das für ihn typische duktile Verhalten und steigt mit zunehmender Verschiebung weiter an. Die Mantelreibung erreicht bereits bei kleinen Verschiebungen ihr Maximum und bleibt anschließend konstant bzw. verringert sich sogar. Bei fast allen Pfählen wird die Mantelreibung, noch vor Erreichen der Grenzsetzung der Gebrauchstauglichkeit, voll mobilisiert. Die Linien der Gesamttragfähigkeit liegen eng beieinander. Einzig der Pfahl B.M4 weicht, bedingt durch den Knick im Spitzendruckverlauf bei den hohen Laststufen, stärker von den restlichen Gesamttragfähigkeits-Linien ab. Es fällt auf, dass Pfähle mit einem hohen Spitzendruckanteil einen geringeren Mantelreibungsanteil und Pfähle mit geringem Spitzendruckanteil einen hohen Mantelreibungsanteil haben. Dadurch ergeben sich die großen Streuungen der Spitzendruck- und Mantelwiderstandslinien, im Vergleich zur geringen Streuung der Gesamtwiderstandslinien. Anders als der Gesamtwiderstand sind die Aufteilung in Man-

telreibung und Spitzendruck (wie zuvor beim Kiespfahl) keine direkt gemessenen Ergebnisse, sondern mithilfe der Kettenextensometer rückgerechnete Verläufe. In die Aufteilung fließen somit Parameter wie die rechnerisch abgeleitete Pfahlsteifigkeit, die in diesem Fall dehnungsunabhängig als konstant über alle Laststufen und auch Pfahltiefe angesetzt wurde, ein.

7.5 Vergleich Miozänpfahl-Modell mit Versuchsreihe B.M1 bis B.M5

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse des Miozänpfahl-Modells (Grundmodell) mit jenen des Miozänpfahls B.M5, als auch der gesamten Versuchsreihe B.M1 bis B.M5 verglichen. Bei dem Modellpfahl handelt es sich um jenes beschriebene Modell aus Abschnitt 6.2, dessen Modellierung sich an dem Miozänpfahl B.M5 orientiert. Es werden sowohl das Widerstand-Verschiebungsverhalten, als auch die Längskraftverläufe unterschiedlicher Laststufen der Pfähle gegenübergestellt und analysiert.

7.5.1 Widerstand-Verschiebungsverhalten

In Abb. 7.7 ist das Widerstand-Setzungsverhalten des Miozänpfahl-Modells (Grundmodell) und Prüfpfahls B.M5 abgebildet. Das Diagramm ist dabei identisch zu dem Diagramm der gesamten Versuchsreihe aufgebaut. Da für alle Pfähle der Versuchsreihe B.M1 bis B.M5 ähnliche Untergrundverhältnisse vorliegen, die Herstellungsbedingungen sich allerdings wie bei den Kiespfählen aufgrund der installierten Instrumentierung unterscheiden, werden die Widerstand-Verschiebungslinien des Modellpfahls auch in diesem Fall mit jenen der gesamten Versuchsreihe verglichen. Zu diesem Zweck sind abermals die grauen Füllflächen, zwischen den minimalen und maximalen Werten von Gesamtwiderstand, Spitzendruck und Mantelreibung, der Versuchsreihe dargestellt.

Der Vergleich zwischen den Widerstand-Verschiebungslinien von Miozänpfahl-Modell und Prüfpfahl zeigt, dass der Gesamtwiderstand des Modellpfahls im Allgemeinen höher ist als jener des Prüfpfahls. So treten bei gleicher Belastungsstufe beim Modellpfahl geringere Verschiebungen als beim Prüfpfahl auf. Dabei ist gut erkennbar, dass diese Verschiebungsdifferenzen im Bereich zwischen 1500 kN und 2100 kN am stärksten zunehmen. Im weiteren Verlauf der Gesamtwiderstandslinien verringert sich die Zunahme der Verschiebungsdifferenzen. Bei den höchsten Laststufen sind die Gesamtwiderstandslinien annähernd parallel, was auf keine weitere Zunahme der Verschiebungsdifferenzen schließen lässt.

Die Widerstandslinien der Mantelreibung sind sowohl in ihrer Charakteristik als auch in ihrem Wertebereich sehr ähnlich. Bei beiden Pfählen wird die Mantelreibung schon bei geringen Verschiebungen voll mobilisiert und steigt danach kaum bis gar nicht mehr. Dieses Verhalten lässt sich durch das Scherversagen des Bodens an der Mantelfläche und der anschließenden Umlagerung der Last auf den Pfahlfuß erklären.

Der Spitzendruck beider Pfähle zeigt das typische duktile Verhalten. Im Gegensatz zur Mantelreibung weichen die Verläufe des Spitzendrucks mitunter stark voneinander ab. Die Spitzendrucklinie des Modellpfahls hat anfänglich einen deutlich flacheren Anstieg als jene des Prüfpfahls. Erst bei hohen Laststufen flacht die Kurve des Modellpfahls wieder ab und nähert sich jener des Prüfpfahls. Diese hat über den gesamten Verlauf hinweg eine annähernd konstante Steigung.

Der Vergleich der einzelnen Widerstandslinien zeigt, dass vor allem der Spitzendruck maßgeblich zu den anfänglich beschriebenen Verschiebungsdifferenzen beiträgt. Während der Spitzendruck des Prüfpfahls in den unteren Belastungsstufen wenig bis keinen Anteil der Last übernimmt, ist der Pfahlfuß des Modellpfahls von Beginn weg merklich an der Lastabtragung beteiligt. In der Gesamtwiderstandslinie ist dieser Unterschied vor allem im Lastbereich zwischen 1500 kN und 2100 kN erkennbar. Ab dieser Belastung ist die Mantelreibung beider Pfähle voll mobilisiert

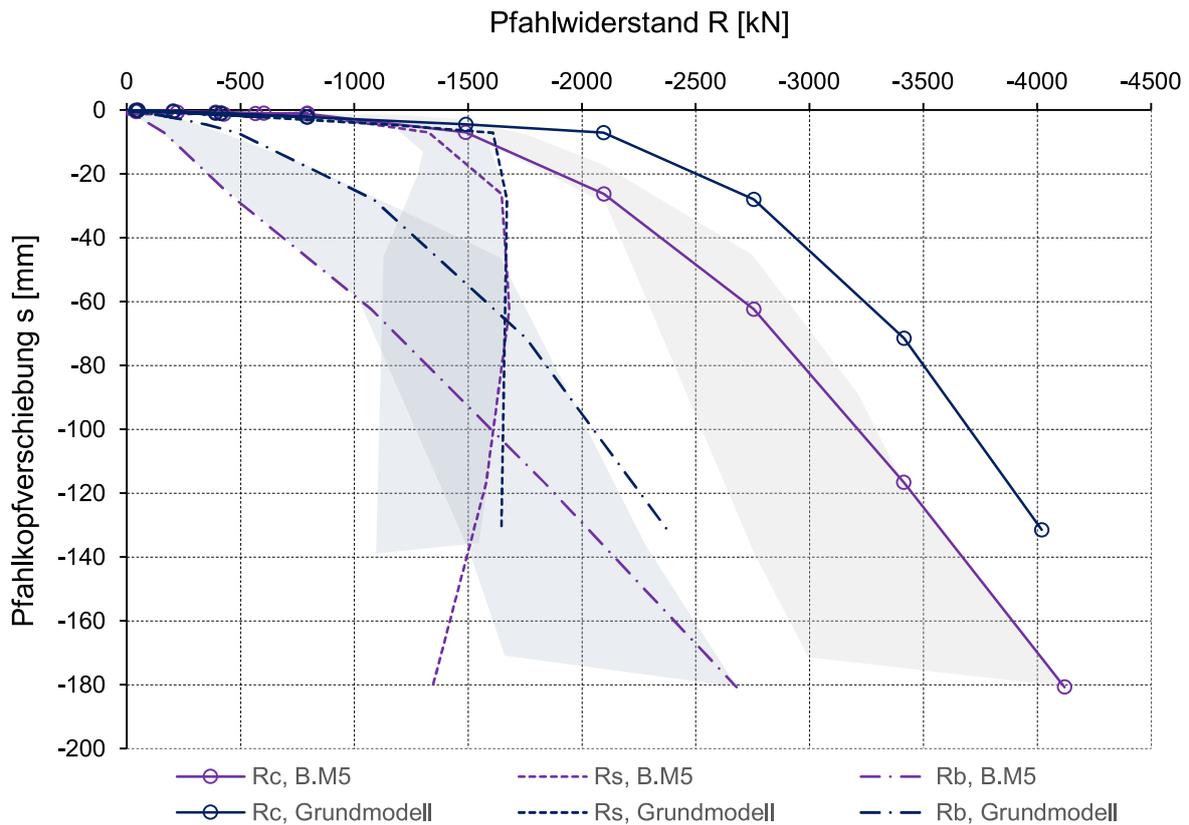


Abb. 7.7: Gegenüberstellung der Widerstand-Verschiebungslinien des Miozänpfahl-Modells und dem Pfahl B.M5

und das weitere Tragverhalten hängt einzig vom Spitzendruck ab. Eine mögliche Erklärung für die unterschiedlichen Spitzendruckverläufe sind Auflockerungsvorgänge bei der Pfahlherstellung. Dadurch hat der angrenzende Boden im Pfahlfuß eine geringere Anfangssteifigkeit, welche erst mit ausreichenden Setzungen kompensiert wird. Im Gegensatz dazu hat der Modellpfahl keine Auflockerung im Pfahlfußbereich erfahren. Dadurch ist der Pfahlfuß des Modellpfahls von Beginn weg an der Lastabtragung beteiligt.

In Abb. 7.8 ist das Widerstand-Verschiebungsdiagramm noch einmal vergrößert im Lastbereich der Gebrauchstauglichkeit dargestellt. Obwohl die Pfahlkopfverschiebungen des Modellpfahls bei charakteristischer Belastung (800 kN) ca. doppelt so groß sind wie jene des Prüfpfahls, bewegen sich beide in demselben kleinen Wertebereich. Dabei wird beim Prüfpfahl B.M5 die Last fast ausschließlich über Mantelreibung abgetragen, während der Modellpfahl schon einen Teil über Pfahlfußwiderstand abträgt. Eine vergleichbare Lastaufteilung ist auch bei den vorher beschriebenen Kiespfählen zu erkennen. Auch in diesem Fall wird das Tragverhalten des Prüfpfahls von der Ent- und Wiederbelastung beeinflusst. Jedoch ist das Tragverhalten des Pfahl nach der Belastungsschleife deutlich weicher. Beim Modellpfahl ist keine Beeinflussung des Tragverhaltens durch die Schleife erkennbar. Der nahezu lineare Verlauf aller Widerstandslinien lässt darauf schließen, dass ein rein elastisches Verhalten vorliegt.

7.5.2 Längskraftverlauf

In Abb. 7.9 sind die Längskraftverläufe des Miozänpfahl-Modells und Prüfpfahls B.M5 bei verschiedenen Belastungsstufen abgebildet. Auf der Abszisse ist die Prüflast und auf der Ordinate

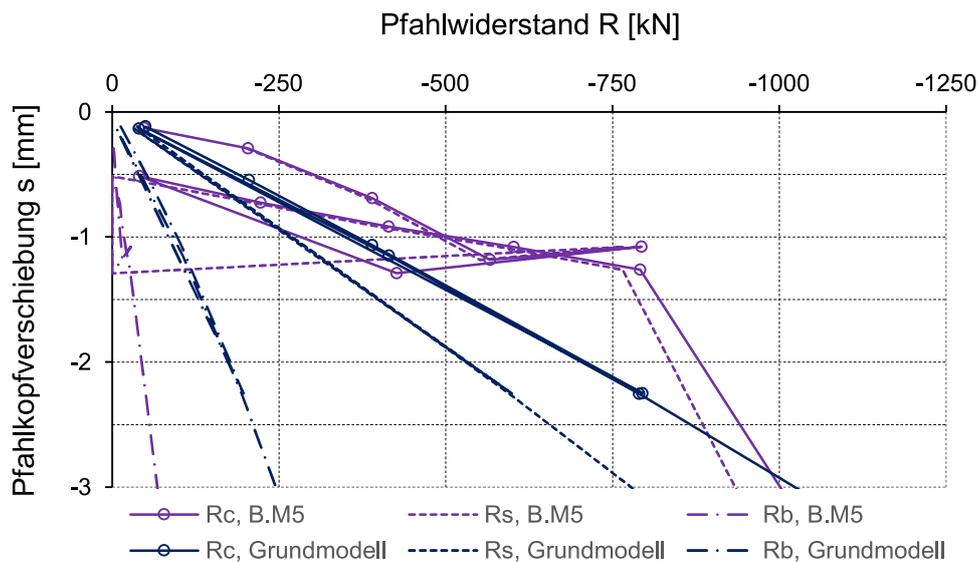


Abb. 7.8: Gegenüberstellung der Widerstand-Verschiebungslinien des Miozänpfahl-Modells und Prüfpfahls B.M5 im Bereich der charakteristischen Belastung

die relative Höhe, bezogen auf die Pfahlkopf-Oberkante, aufgetragen. Jede einzelne Linie bildet den Längskraftverlauf von Pfahlkopf bis Pfahlfuß einer Belastungsstufe ab.

Bei genauerer Betrachtung der Längskraftverläufe des Modellpfahls ist klar erkennbar, dass auf der Länge des Doppelwandrohrs keine Last abgetragen wird. Erst ab dem oberen Punkte der Prüfstrecke, bei $-10,86$ m, wird die Last bis zum Pfahlfuß, bei $-17,0$ m, über Mantelreibung und dann über Spitzendruck abgetragen. Wie schon beim Prüfpfahl B.K55 lassen die abrupten Lastverringerungen am Pfahlkopf darauf schließen, dass auch beim Prüfpfahl B.M5 die Doppelwandrohre nicht 100-prozentig reibungsfrei sind, sondern eine gewisse Lastreduktion verursachen. Auch die auffallend starken Lastabnahmen am Beginn der Prüfstrecke deuten darauf hin, dass auf Höhe der Doppelwandrohre sehr wohl eine gewisse Mantelreibung stattgefunden hat, welche in der Auswertung nicht beachtet wurde. Diese Vernachlässigung der Mantelreibung hat vor allem bei niedrigen Laststufen einen nicht unerheblichen Einfluss. Bei höheren Laststufen ist diese durch die Doppelwandrohre bedingte Lastverringerung nicht erkennbar.

Vergleicht man die Längskraftverläufe von Prüfpfahl und Modellpfahl, sind vor allem in den niedrigen Laststufen Unterschiede zu erkennen. Während der Prüfpfahl von Anfang an Mantelreibung mobilisieren kann und sogar einen überwiegenden Anteil der anfänglichen Belastung über Mantelreibung abträgt, wird beim Modellpfahl in den niedrigen Laststufen auch Last über Spitzendruck abgetragen. Eine mögliche Erklärung dieser Diskrepanz der Längskraftverläufe ist die Vernachlässigung der Mantelreibung der Doppelwandrohre des Prüfpfahls, wodurch der Prüfpfahl eine geringere Last entlang seiner Prüfstrecke abtragen muss. Eine weitere Erklärung liegt in der zuvor getroffenen Annahme des aufgelockerten Bodens bei der Herstellung des Prüfpfahls. Dadurch leistet der Spitzendruck erst nach größeren Verformungen einen Beitrag zur Lastabtragung. Im Fall vom Modellpfahl wird der Spitzendruck sofort aktiviert und trägt zur Lastabtragung bei. Erst mit höheren Laststufen wird auch die Mantelreibung im Modellpfahl mobilisiert. Je höher die Laststufe, desto mehr gleichen sich die Längskraftverläufe von Prüfpfahl und Modellpfahl. Bei einer Laststufe von ca. 2100 kN Gesamtbelastung ist die Mantelreibung sowohl beim Prüfpfahl als auch beim Modellpfahl voll mobilisiert. Die Mantelwiderstände haben ihren maximalen Wert erreicht. In Abb. 7.9 zeichnet sich dieser Umstand durch eine annähernd parallele Linienführung bei höheren Laststufen ab.

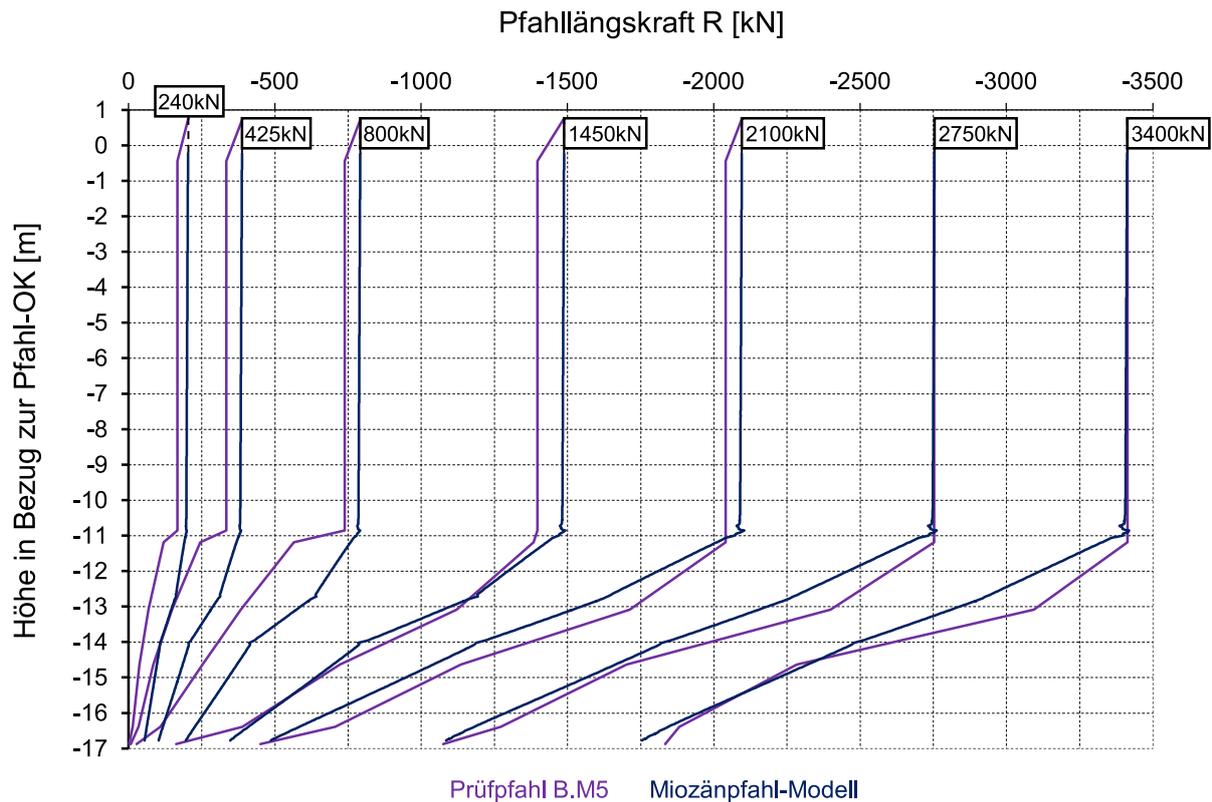


Abb. 7.9: Längskraftverläufe des Miozänpfahl-Modells und Prüfpfahls B.M5 bei einzelnen Belastungsstufen

Bei genauerer Betrachtung der Längskraftverläufe des Modellpfahls fällt auf, dass die Linien im Bereich mit Mantelreibung in drei unterschiedliche Abschnitte verschiedener Steigungen unterteilt sind, wobei der obere und untere Abschnitt eine ähnliche Steigung aufweisen. Im Vergleich dazu ist die Linie des mittleren Abschnitts bei allen Laststufen flacher, was auf eine größere Lastabtragung schließen lässt. Bei höheren Belastungsstufen nimmt der Unterschied der Steigungen zunehmend ab. Die Erklärung dieser Abschnitte liegt in dem definierten Schichtaufbau der miozänen Sedimente. Demnach definieren die Steifigkeits- und Festigkeitseigenschaften der Bodenmaterialien einerseits, und die Interface-Einstellungen andererseits, die Scherfestigkeit der Mantelfläche. Der höhere Reibungswinkel und die höhere Steifigkeit der Bodenschicht „Feinsand“ resultieren in einer anfänglich größeren Scherspannung. Des Weiteren wird die maximale Scherfestigkeit beim „Feinsand“ durch die Steifigkeit und Interface-Einstellungen früher mobilisiert als beim „Schluff tonig“.

7.6 Versagensmechanismus des Miozänpfahl-Modells

Neben den vorgestellten quantitativen Ergebnissen des Miozänpfahl-Modells können mithilfe von numerischen Modellen auch das Verformungsverhalten untersucht und Versagensmechanismen identifiziert werden. Im Folgenden wird das Versagensverhalten des Miozänpfahl-Modells vorgestellt und analysiert.

In Abb. 7.10 sind Ausschnitte des Miozänpfahl-Modells bei unterschiedlichen Laststufen abgebildet. Diese Ausschnitte beschränken sich auf den untere Pfahlabschnitt mit Mantelreibung (Prüfstrecke) und sind wenige Meter breit. Die Lineale am linken und oberen Rand der Abbildung

stellen einen Bezug zur Pfahloberkante und Symmetrieachse her. Jeder Ausschnitt setzt sich aus den Begrenzungslinien der Schichten und Strukturelementen, den Konturlinien des FE-Netzes und den dunkelgrünen Linien der Interface-Elementen zusammen. Auf die Darstellung der Materialien wurde aufgrund der Übersichtlichkeit verzichtet. Ebenfalls in den Abschnitten ersichtlich sind die verschiedenen *Plastic points* des HS-Modells, mit denen das Versagen analysiert wird.

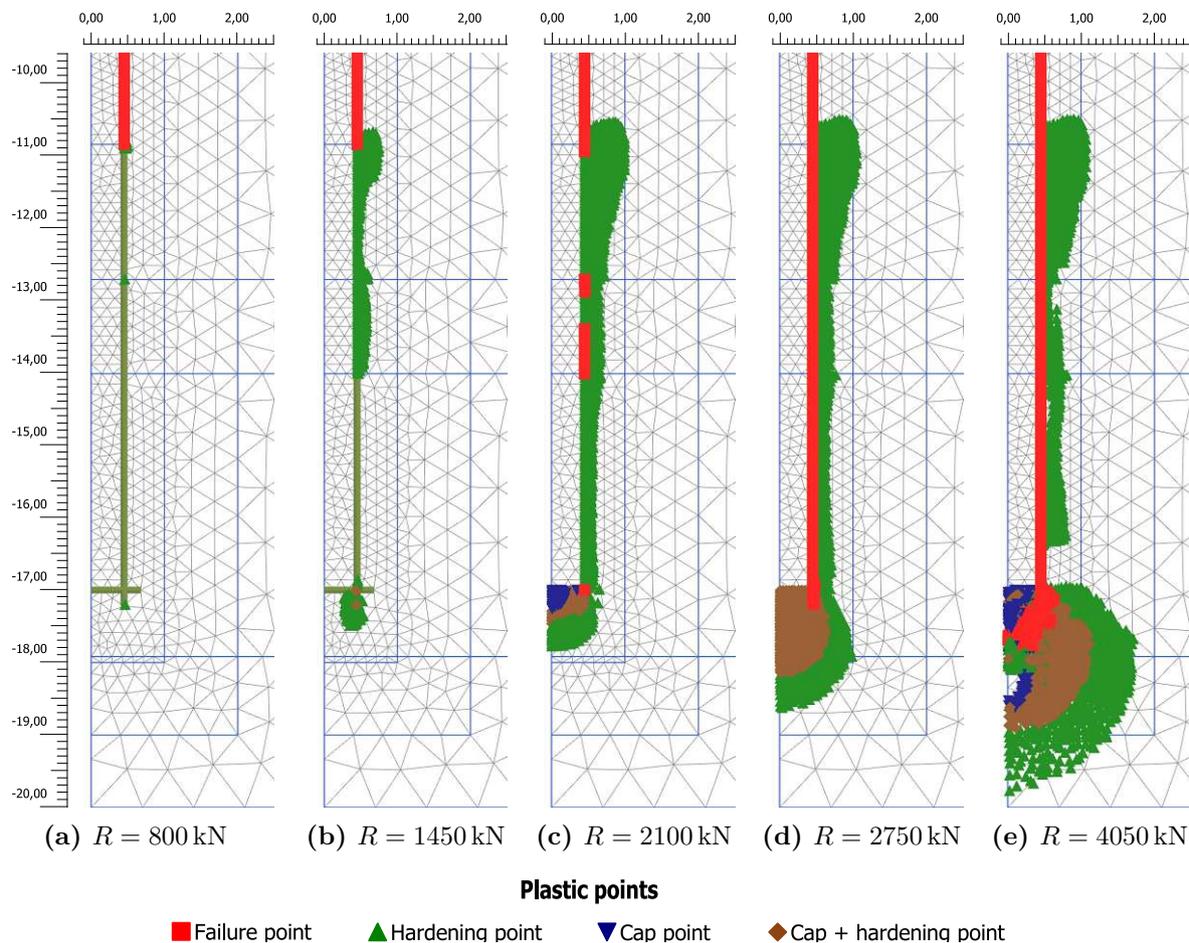


Abb. 7.10: Versagensmechanismus des Miozänpfahl-Modells bei unterschiedlichen Laststufen

In Abb. 7.10a wird der Pfahl mit einer Kraft von 800 kN belastet. Dabei handelt es sich um die Belastungsstufe im zweiten Belastungszyklus. In dieser Laststufe treten noch fast keine *Plastic Points* auf. Das gesamte System verhält sich überwiegend elastisch. Einzig an der oberen Mantelfläche treten rote Punkte, welche als rote Linie erkennbar sind, auf. Diese Punkte sind in PLAXIS [63] als *Failure points* definiert. Dort, wo sie auftreten, wurde die *Mohr-Coulomb'sche* Grenzbedingung erreicht und es liegt ideal plastisches Verhalten vor. Das Versagen der oberen Mantelfläche schon bei geringer Belastung ist beabsichtigt. Auf diesem Pfahlabschnitt befindet sich beim realen Prüfpfahl das Doppelwandrohr. Diese Mantelfläche soll weder im Versuch noch im Modell eine Mantelreibung aufweisen, weshalb dieser Mantelfläche im Modell ein Interface-Element mit sehr geringer Festigkeit zugewiesen wurde.

Bei der nächst höheren Belastungsstufe (Abb. 7.10b), mit einer Kraft von 1450 kN, treten neben den *Failure points* am Doppelwandrohr auch grüne *Plastic Points* auf der Mantelfläche mit Mantelreibung und im Eckbereich des Pfahlfußes auf. Diese grünen Punkte werden als *Hardening Points* bezeichnet. In diesen Bereich kommt es zu einer Verfestigung durch Scherbeanspruchung.

Das bedeutet, dass der Spannungspfad über die deviatorische Fließfläche f^s hinausführt und diese verschiebt. Es fällt auf, dass diese Verfestigung nicht auf der gesamten Mantelfläche eintritt sondern nur in den oberen zwei Abschnitten. Genau jene Abschnitte, in denen die obere Schicht „Schluff tonig“ und die Schicht „Feinsand“ liegen. Für den Feinsand liegt die Begründung in seiner höheren Steifigkeit, wodurch dieser früher mobilisiert wird. Beim tonigen Schluff ist eine Erklärung, dass die geringeren Horizontalspannungen in der oberen Schicht zu einer früheren Verfestigung führen. Die Verfestigung im Eckbereich des Pfahlfußes ist auf die geometrisch bedingte Scherbelastung zurückzuführen.

Im nächsten Belastungsschritt (Abb. 7.10c) – mit einer Kraft von 2100 kN – treten deutlich mehr *Plastic Points* auf. Die deviatorische Verfestigung an der Mantelfläche ist weiter fortgeschritten und hat bereits die ganze Pfahllänge eingenommen. Zusätzlich beginnt die Schicht „Feinsand“ an der Mantelfläche stellenweise zu versagen. Dies untermauert die zuvor getroffene Annahme, dass die Schicht „Feinsand“ aufgrund ihrer höheren Steifigkeit früher mobilisiert wird und ihre maximale Tragfähigkeit erreicht. Auch am Pfahlfuß sind weitere *Plastic Points* dazu gekommen. Die am Pfahlfuß direkt anschließenden blauen Punkte werden als *Cap points* bezeichnet. Sie deuten auf Verfestigung aufgrund isotroper Kompression hin. Die Spannungspunkte in diesem Bereich führen über die Kappenfließfläche f^c und erweitern diese. Unter den blauen Punkten sind braune, so genannte *Cap + hardening points* ersichtlich. Die Verfestigung in diesem Bereich erfolgt aufgrund einer Kombination von Scherbeanspruchung und isotroper Kompression. In diesem Fall werden sowohl deviatorische, als auch Kappenfließfläche verschoben.

Bei einer Belastung von 2750 kN (Abb. 7.10d) ist ein Versagen der gesamten Mantelfläche erkennbar. Das bedeutet, dass die Mantelreibung ihren maximalen Wert erreicht hat und die Mantelfläche keinen weiteren Beitrag zur Lastabtragung leistet. Alle weiteren Belastungen werden ausschließlich über den Spitzendruck abgetragen. Dementsprechend ist auch ein vergrößerter Verfestigungsbereich unterhalb des Pfahlfußes erkennbar.

Der Versagensmechanismus der höchsten Laststufe ist in Abb. 7.10e abgebildet. Der Pfahl wird dabei mit einer Last von 4050 kN belastet. Vergleicht man diese Laststufe mit der vorherigen, fällt auf, dass es bei der Mantelfläche zu wenig bis keinen Veränderungen gekommen ist. Das liegt daran, dass die Mantelfläche schon in der letzten Laststufe versagt hat und daher keine zusätzliche Last mehr über den Mantel abgetragen worden ist. Jede weitere Last ist nur über den Pfahlfuß abgetragen worden. Diese Änderung des Tragverhaltens spiegelt sich im noch ausgeprägteren Verfestigungsbereich am Pfahlfuß wider. Der Bereich ist von unterschiedlichen Verfestigungsvorgängen geprägt. Direkt beim Pfahl kommt es abermals zur isotropen, am äußeren Rand zur deviatorischen und dazwischen zur isotropen und deviatorischen Verfestigung. Zusätzlich bilden sich unter dem Pfahlfuß Stellen, in denen der Boden versagt. All diese Vorgänge führen zu einer Abnahme der Steifigkeit und folglich zum Verlust der Tragfähigkeit des Pfahls.

Kapitel 8

Parameter- und Sensitivitätsstudie

Im Zuge der Auswertung der numerischen Modelle wurden einzelne Parameter der Grundmodelle variiert. Die Ergebnisse werden in diesem Kapitel vorgestellt und analysiert. Ziel dieser Parameter- und Sensitivitätsstudie ist es, die Auswirkungen einzelner Parameter auf die Ergebnisse zu erfassen. Damit kann der Einfluss einzelner Parameter auf die Ergebnisse bestimmt und ihre Relevanz festgelegt werden.

Alle Studien haben denselben Aufbau. Zunächst werden die zu variierenden Parameter mit ihren geänderten Werten angeführt. Dabei wird immer ein Bezug zum Grundmodell des jeweiligen Modellpfahls hergestellt. Alle anderen Parameter gleichen jenen des Grundmodells. Anschließend werden die Ergebnisse der Modelle mit geänderten Parametern mit jenen des Grundmodells in einem Widerstand-Verschiebungsdiagramm verglichen und analysiert. Wie schon Kapitel 6 ist auch dieses Kapitel in die Untergruppen „Kiespfahl“ und „Miozänpfahl“ aufgeteilt.

8.1 Kiespfahl-Modell

Für das Kiespfahl-Modell wurden folgende Parameter variiert und deren Auswirkungen auf die Ergebnisse untersucht:

- Steifigkeit
- Erdruchdruckbeiwert
- Reibungswinkel
- Dilatanzwinkel
- Initialer Porenanteil
- Pfahldurchmesser

Die genannten Parameter wurden nur für die kiesigen Schichten variiert. Grundlage für die Parameterstudie ist das in Abschnitt 6.1 beschriebene Modell des Kiespfahls (Grundmodell). Die Ergebnisse dieses Grundmodells wurden ausführlich in Kapitel 7 präsentiert und analysiert. Für die Analyse der Ergebnisse der Modelle mit geänderten Parametern werden die Widerstand-Verschiebungslinien dieser Modelle mit jenen des Kiespfahl-Modells (Grundmodell) verglichen. Zusätzlich werden die Widerstand-Verschiebungslinien des Referenzpfahls B.K55 sowie der gesamten Versuchsreihe B.K51 bis B.K55 als grau hinterlegte Füllflächen dargestellt. Somit kann ein Vergleich nicht nur zum Grundmodell, sondern auch zu den Versuchspfählen gezogen werden.

8.1.1 Auswirkungen der Steifigkeiten der Kiesschichten

Wie in Kapitel 6 erläutert, wurden die Steifigkeitswerte der kiesigen Schichten nicht auf Grundlage von Laboruntersuchungen, sondern Erfahrungswerten bestimmt. Die Ableitung der Steifigkeitswerte auf Basis einer Rammsondierung lieferte verhältnismäßig geringe Werte, weswegen auf

Erfahrungswerte zurückgegriffen wurde. Aus diesem Grund unterliegen die Steifigkeitswerte einer gewissen Unsicherheit, was die Frage aufwirft, welchen Einfluss die Steifigkeiten auf die Ergebnisse haben bzw. wie groß dieser Einfluss ist. Um zu untersuchen, welche Auswirkungen die Steifigkeit auf die Ergebnisse haben, wurden Modelle mit oberen und unteren Grenzwerten der Steifigkeit berechnet und ausgewertet. Die Werte der unteren Grenze richtet sich nach den von der Rammsondierung abgeleiteten Werten. Die Werte der oberen Grenze wurden so gewählt, dass die Differenz von den Werten des Grundmodells zu beiden Grenzen gleich groß ist. Die Steifigkeitswerte der beiden Grenzen und des Grundmodells sind in Tab. 8.1 ersichtlich.

Tab. 8.1: Variation der Steifigkeit der kiesigen Schichten

		Kiesschichten			
		locker	mitteldicht	dicht	sehr dicht
Untere Grenze	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	14 000	24 000	35 000	47 000
	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	14 000	24 000	35 000	47 000
	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	42 000	72 000	105 000	141 000
Grundmodell	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	28 000	48 000	70 000	94 000
	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	28 000	48 000	70 000	94 000
	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	84 000	144 000	210 000	282 000
Obere Grenze	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	42 000	72 000	105 000	141 000
	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	42 000	72 000	105 000	141 000
	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	126 000	216 000	315 000	423 000

In Abb. 8.1 sind die Widerstand-Verschiebungslinien der Modelle unterschiedlicher Steifigkeiten dargestellt. Vergleich man die Gesamtsetzungslinien der verschiedenen Modelle, ist eindeutig erkennbar, dass das Modell mit der höchsten Steifigkeit die höchste Tragfähigkeit aufweist. Die Verschiebungen sind bei diesem Modell bei gleicher Laststufe am geringsten. Dem gegenüber hat das Modell mit den kleinsten Steifigkeiten die größten Verschiebungen bei gleicher Laststufe. Die Unterschiede zwischen den einzelnen Modellen sind bei niedrigen Laststufen noch relativ klein, vergrößern sich aber mit zunehmender Belastung. Auffallend ist auch der Unterschied der Modelle zum Prüfpfahl bzw. zu der gesamten Versuchsreihe. Selbst das Modell mit hohen Steifigkeiten liegt weit unter der Tragfähigkeit des Prüfpfahls und der Versuchsreihe. Auch bei den einzelnen Widerstandslinien weist das Modell mit den höchsten Steifigkeitswerten die größeren Widerstandswerte auf. Vor allem beim Pfahlfußwiderstand vergrößert sich mit zunehmender Verschiebung die Differenz der einzelnen Widerstandslinien der Modelle. Beim Mantelwiderstand fällt dieser Unterschied weit geringer aus. Auch auf die Mobilisierung der Mantelreibung hat die Steifigkeit einen geringen Einfluss. Bei dem Modell mit der höchsten Steifigkeit wird die Mantelreibung am frühesten voll mobilisiert.

Die Widerstand-Verschiebungslinien der einzelnen Modelle lassen darauf schließen, dass die Steifigkeit der Bodenschichten einen großen Einfluss vor allem auf den Pfahlfußwiderstand hat. Gerade bei hohen Laststufen, bei denen das Tragverhalten vom Pfahlfußwiderstand dominiert wird, ergeben sich so die größten Differenzen der Widerstandslinien. Der Einfluss der Steifigkeit auf den Mantelwiderstand ist weitaus geringer. Dennoch hat das Modell mit der höchsten Steifigkeit die größten Widerstandswerte. Eine mögliche Erklärung ist, dass aufgrund des dilatanten Verhaltens des Bodens höhere Steifigkeitswerte zu einer höheren Normalspannung am Pfahlschaft, und somit nach dem *Mohr-Coulomb*-Kriterium nach Gleichung (6.12) zu einer höheren Scherspannung führen. Obwohl für die obere Grenze sehr hohe Steifigkeitswerte herangezogen wurden, liegt

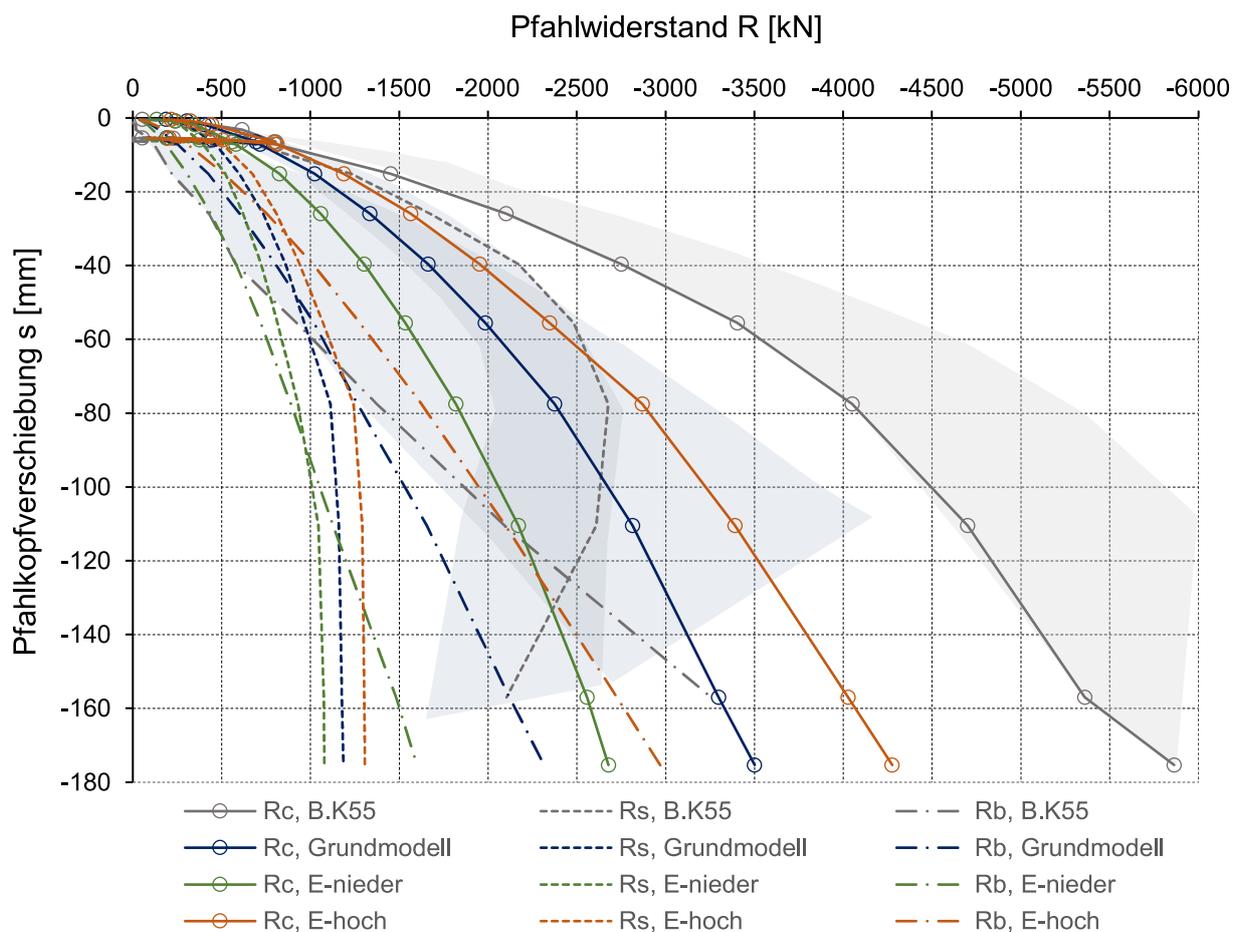


Abb. 8.1: Gegenüberstellung der Widerstand-Verschiebungslinien des Grundmodells-Kiespfahl und den Modellen mit variiertem Steifigkeit

die Tragfähigkeit dieses Modells noch deutlich unter jener des Prüfpfahls und der gesamten Versuchsreihe. Lediglich der Pfahlfußwiderstand liegt in den niedrigen Belastungsstufen im Bereich der Versuchsreihe. Die Pfahlmantelwiderstände sind bei allen Modellen weit geringer als jene der Prüfpfähle und können über höhere Steifigkeiten nicht merklich erhöht werden.

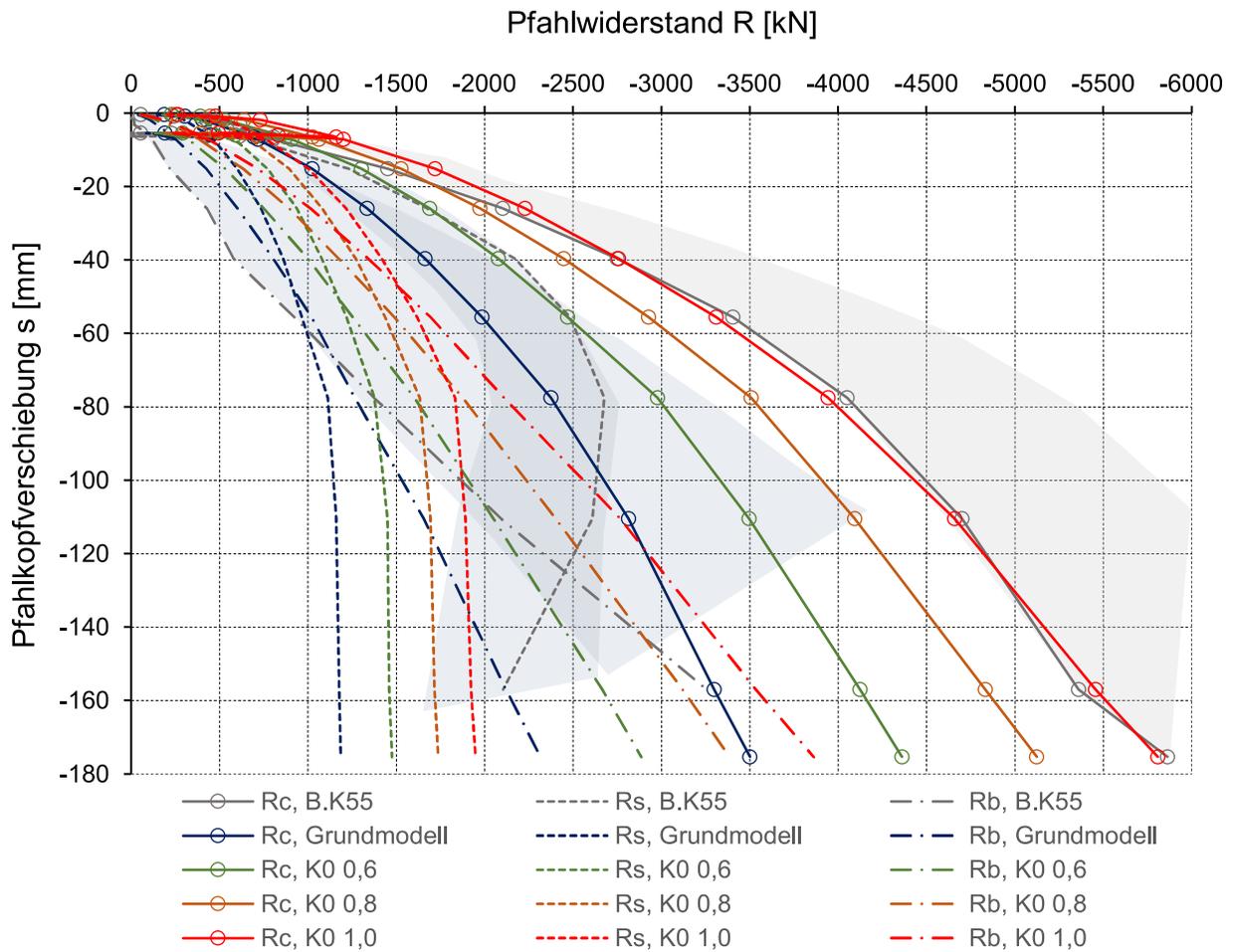
8.1.2 Auswirkungen des Erdruchdruckbeiwerts der Kiesschichten

Der nächste variierte Parameter ist jener des Erdruchdruckbeiwerts K_0 . Für das Grundmodell wurde dieser automatisch berechnet und ist somit vom Reibungswinkel abhängig. Um zu untersuchen, welche Auswirkungen der Erdruchdruckbeiwert auf die Ergebnisse hat, wurden Modelle mit manuell definierten Werten modelliert und die Ergebnisse ausgewertet. Die Erdruchdruckbeiwerte der einzelnen Modelle und die Definition des automatisch berechneten Werts des Grundmodells sind in Tab. 8.2 angegeben. Bei einem Reibungswinkel von $\varphi' = 36^\circ$ des Grundmodells ergibt sich der automatisch berechnete Erdruchdruckbeiwert zu $K_0 = 0,41$. Alle übrigen Parameter der Modelle gleichen jenen des Grundmodells.

Die Ergebnisse der Modelle unterschiedlicher Erdruchdruckbeiwerte sind in Abb. 8.2 als Widerstand-Verschiebungslinien ersichtlich. Betrachtet man die Gesamttragfähigkeit der einzelnen Modelle, ist klar erkennbar, dass der Erdruchdruckbeiwert einen wesentlichen Einfluss auf das Last-Verschiebungsverhalten hat. Dabei weist jenes Modell mit dem höchsten K_0 -Beiwert

Tab. 8.2: Variation des Erdruhedruckbeiwerts K_0 der Kiesschichten

Grundmodell	Variante		
	1.	2.	3.
$K_0 [-]$	$1 - \sin \varphi' = 0,41$	0,6	0,8 1,0

**Abb. 8.2:** Gegenüberstellung der Widerstand-Verschiebungslinien des Grundmodells-Kiespfahl und den Modellen mit variierten Erdruhedruckbeiwerten

die höchste Tragfähigkeit, bzw. die geringsten Verschiebungen bei gleicher Laststufe auf. Diese erhöhte Tragfähigkeit ist schon bei niedrigen Laststufen im Bereich der Gebrauchstauglichkeit (≤ 800 kN) feststellbar und setzt sich bei den höheren Laststufen weiter fort. Die Gesamtwiderstandslinie des Modells mit einem Erdruhedruckbeiwert von $K_0 = 1,0$ gleicht annähernd jener des Prüfpfahls B.K55. Auch bei den Linien der Pfahlfuß- und Mantelwiderständen ist eine höhere Tragfähigkeit bei größeren Erdruhedruckbeiwerten erkennbar. Bei den Pfahlfußwiderständen äußert sich dies durch geringere Steigungen der Linien der Modelle mit höheren K_0 -Werten. Während die Linien der Pfahlfußwiderstände verschiedene Steigungen aufweisen, unterscheiden sich die Pfahlmantelwiderstände um einen annähernd konstanten Betrag, was in einer parallelen Linienführung resultiert. Auf die Mobilisierung der Mantelreibung hat der Erdruhedruckbeiwert augenscheinlich keinen Einfluss. Auch wenn die Gesamttragfähigkeit des Modells mit einem Erdruhedruckbeiwert von $K_0 = 1,0$ annähernd jener des Prüfpfahls entspricht, stimmen die Linien

der einzelnen Widerstandswerte nicht überein. Der Pfahlfußwiderstand des Modells ist höher als jener des Prüfpfahls und liegt mittig im Bereich der Versuchsreihe. Der Pfahlmantelwiderstand hingegen ist niedriger als jener des Prüfpfahls und der Versuchsreihe.

Die Begründung in der höheren Tragfähigkeit der Modelle mit größeren Erdruchdruckbeiwerten liegt in den daraus resultierenden höheren horizontalen Spannungen. Dadurch wird die Normalspannung am Pfahlschaft vergrößert, was nach Gleichung (6.12) zu einer höheren Scherspannung und folglich zu einem höheren Mantelwiderstand führt. Auch auf den Pfahlfußwiderstand hat die vergrößerte Horizontalspannung insofern einen Einfluss, als beim HS-Modell die Steifigkeiten spannungsabhängig definiert sind. Ein höherer initialer Spannungszustand führt demnach zu einem steiferen Verhalten des Bodens. Da diese erhöhten horizontalen Spannungen von Beginn an vorherrschen, lässt sich eine gesteigerte Tragfähigkeit schon in den niedrigen Laststufen erkennen.

8.1.3 Auswirkungen des Reibungswinkels der Kiesschichten

Der Reibungswinkel ist ein wichtiger Festigkeitsparameter der quartären Schichten. Anders als beim Großrahmenscherversuch bestimmt (Abb. A.1), wurde der Reibungswinkel beim Grundmodell für alle Kiesschichten unabhängig von der Lagerungsdichte mit $\varphi' = 36^\circ$ angenommen. Um festzustellen, welchen Einfluss die Größe des Reibungswinkels auf die Ergebnisse hat, wurden zwei weitere Modelle mit einem unteren und einem oberen Grenzwert des Reibungswinkels modelliert. Beim unteren Grenzwert handelt es sich um den beim Großrahmenscherversuch (Abb. A.1) ermittelten Wert. Der obere Grenzwert wurde nach Erfahrungswerten für Donauschotter des Instituts für Geotechnik der TU Wien festgelegt. Eine Vergleich der Erfahrungswerte des unteren und oberen Grenzwerts des Reibungswinkels mit den empirischen Korrelationen nach Brinch Hansen und Lundgren [12] (zitiert nach [46]) zeigt wie zuvor beim Grundmodell eine gute Übereinstimmung. Die einzelnen Werte der Reibungswinkel dieser Grenzen und des Grundmodells sind in Tab. 8.3 ersichtlich. Bei allen Modellen wurde vereinfacht ein einheitlicher Wert des Reibungswinkels für alle Kiesschichten angenommen.

Tab. 8.3: Variation des Reibungswinkels φ' der Kiesschichten

	Untere Grenze	Grundmodell	Obere Grenze
Reibungswinkel φ'	33°	36°	40°

In Abb. 8.3 sind die Ergebnisse des Grundmodells und der Modelle mit variierten Reibungswinkeln als Widerstand-Verschiebungslinien abgebildet. Die Gesamtwiderstandslinien der Modelle sind in den niedrigen Laststufen nahezu identisch. Erst bei höheren Laststufen und größeren Verschiebungen differieren sie zunehmend, wenn auch nur gering. Dabei weist das Modell mit dem höchsten Reibungswinkel die höchsten Widerstandswerte auf. Bei genauerer Betrachtung der einzelnen Widerstandslinien ist klar erkennbar, dass die Unterschiede bei den Gesamtwiderständen merklich vom Pfahlfußwiderstand herrühren. Die Pfahlmantelwiderstände sind bei allen Modellen annähernd identisch, weswegen sie keinen nennenswerten Einfluss auf die Differenzen der Gesamtwiderstandslinien haben. Die Widerstandslinien aller Modelle sind weit geringer als jene der Prüfpfähle. Dies gilt sowohl für den Gesamtwiderstand, als auch die Pfahlmantelwiderstände. Nur die Pfahlfußwiderstände liegen zumindest in den unteren Laststufen noch im Bereich der Versuchsreihe.

Der Reibungswinkel nimmt an mehreren Stellen Einfluss auf die Ergebnisse. Zum einen ist er ein Festigkeitsparameter, der nach dem *Mohr-Coulomb*-Kriterium (Gleichung (6.12)) Auswirkungen auf die vorherrschende Scherspannung am Pfahlschaft hat. Demnach sollte ein höherer Reibungswinkel auch zu einer höheren Mantelreibung führen. Dem gegenüber steht

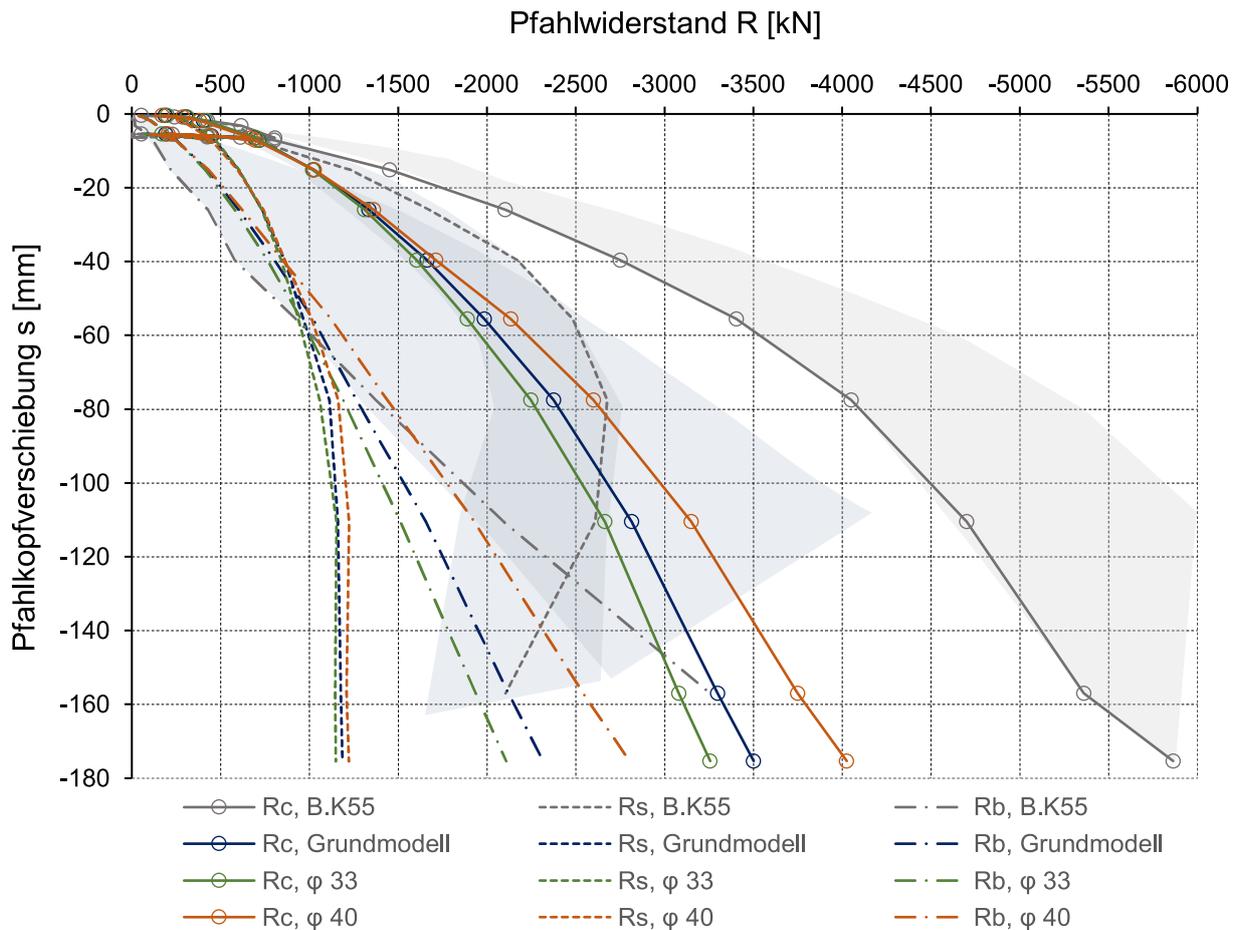
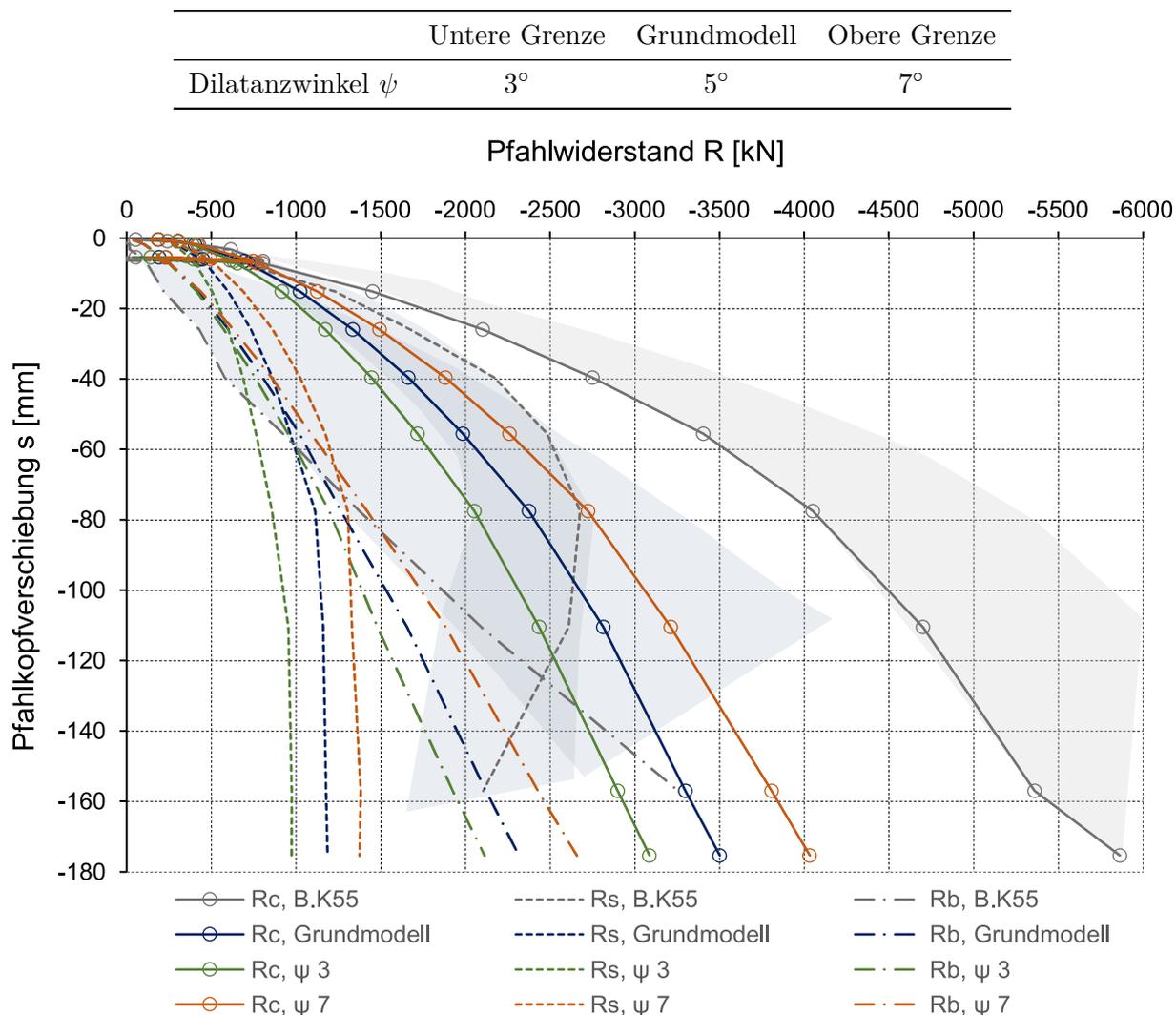


Abb. 8.3: Gegenüberstellung der Widerstand-Verschiebungslinien des Grundmodells-Kiespfahl und den Modellen mit variierten Reibungswinkeln

allerdings die Definition des automatisch berechneten Erdruhedruckbeiwerts. Dieser nimmt mit höherem Reibungswinkel ab und verringert somit die initiale Horizontalspannung im Boden, was zu einer niedrigeren Normalspannung am Pfahlschaft und (abermals nach Gleichung (6.12)) verringerten Scherspannung führt. Somit bleibt der Pfahlmantelwiderstand bei Variation des Reibungswinkels annähernd unverändert. Eine größeren Einfluss hat der Reibungswinkel auf den Pfahlfußwiderstand. Dabei wirkt sich der Reibungswinkel nach Gleichung (3.16) auf die Grenzbedingung des HS-Modells aus. Ein höherer Reibungswinkel führt so zu einer höheren Festigkeit des Bodens, wodurch dieser erst bei höheren Lasten versagt. Dadurch verhält sich der Boden beim Pfahlfuß steifer.

8.1.4 Auswirkungen des Dilatanzwinkels der Kiesschichten

Ein weiterer Festigkeitsparameter, der vor allem bei den grobkörnigen Sedimenten eine Rolle spielt, ist der Dilatanzwinkel. Um festzustellen, welche Auswirkungen dieser auf das Tragverhalten des Modellpfahls hat, wurden auch in diesem Fall Modelle mit einem oberen und unteren Grenzwert berechnet. Die Grenzwerte richten sich nicht nach Literaturwerten, sondern wurden abgeschätzt. Der obere und untere Grenzwert haben zum Grundmodell dieselbe Differenz. Die verwendeten Grenzwerte sowie der Dilatanzwinkel des Grundmodells sind in Abb. 8.4 ersichtlich.

Tab. 8.4: Variation des Dilatanzwinkels ψ der Kiesschichten**Abb. 8.4:** Gegenüberstellung der Widerstand-Verschiebungslinien des Grundmodells-Kiespfahl und den Modellen mit variierten Dilatanzwinkeln

Die Ergebnisse der Modelle unterschiedlicher Dilatanzwinkel sind in Abb. 8.4 als Widerstand-Verschiebungslinien abgebildet. Es zeigt sich, dass ein höherer Dilatanzwinkel zu einer höheren Tragfähigkeit führt. Dieses Verhalten ist sowohl in der Gesamtwiderstandslinie als auch bei Pfahlfußwiderstand und Mantelwiderstand erkennbar. Umgekehrt führt ein kleinerer Dilatanzwinkel zu geringeren Widerstandswerten bei gleichen Verschiebungswegen. Zu Beginn sind die Widerstandswerte der einzelnen Modelle nahezu identisch, erst mit zunehmender Verschiebung entfernen sich die Linien immer mehr voneinander. Auch auf die Mobilisierung der Mantelreibung hat der Dilatanzwinkel einen Einfluss. So wird beim Modell mit dem größten Dilatanzwinkel die Mantelreibung am frühesten voll mobilisiert.

Eine Begründung für die höhere Tragfähigkeit bei größerem Dilatanzwinkel liegt in der daraus resultierenden Volumenvergrößerung. Die Volumenvergrößerung wird durch die Fließregel (Gleichung (3.31)) des HS-Modells hervorgerufen. Mit zunehmender Verschiebung und der daraus resultierenden Volumenzunahme kommt es zu einem Anstieg der horizontalen Spannungen.

Ähnlich zum Erdruchdruckbeiwert beeinflussen diese horizontalen Spannungen sowohl die Mantelreibung als auch den Spitzendruck, mit dem Unterschied, dass die Spannungen nicht initial vorherrschen, sondern erst mit zunehmender Verschiebung hervorgerufen werden. Auf die Mobilisierung der Mantelreibung hat der Dilatanzwinkel insofern einen Einfluss, als ein größerer Dilatanzwinkel zu einer stärkeren Volumenzunahme führt, wodurch das Dilatanz „Cut-off“ früher erreicht wird.

8.1.5 Auswirkungen der Porenanteils der Kiesschichten

Der initiale Porenanteil ist insofern interessant, als er direkte Auswirkungen auf das Dilatanz „Cut-off“ hat und im Grundmodell für alle Kiesschichten als konstant angenommen wurde. Des Weiteren beruht der im Kiespfahl-Modell herangezogene Wert des initialen Porenanteils auf der Annahme eines herstellungsbedingten aufgelockerten Bodens. Aus diesem Grund wurde auch für diesen Parameter ein Modell mit einem oberen und unteren Grenzwert modelliert und die Ergebnisse gegenüber gestellt. Die gewählten Grenzwerte des initialen Porenanteils sowie der Wert des Grundmodells sind in Tab. 8.5 angeführt. Bei der Wahl der Grenzwerte wurde darauf geachtet, dass sie innerhalb der physikalischen Grenzen (n_{\min} und n_{\max}) liegen und dennoch eine große Bandbreite abdecken.

Tab. 8.5: Variation des Porenanteils n_{init} der Kiesschichten

	Untere Grenze	Grundmodell	Obere Grenze
Porenanteil n_{init} [-]	0,20	0,27	0,34

In Abb. 8.5 sind die Ergebnisse der Variation des initialen Porenanteils als Widerstand-Verschiebungslinien abgebildet. Ein Vergleich der Gesamtwiderstandslinien zeigt, dass der Porenanteil nur eine geringe Auswirkung auf das Tragverhalten hat. Dabei hat das Modell mit dem geringsten Porenanteil den höchsten Gesamtwiderstand. Beim Vergleich der einzelnen Widerstandslinien ist klar erkennbar, dass nur der Mantelwiderstand vom Porenanteil beeinflusst wird. So wird die Mantelreibung beim Modell mit dem höchsten Porenanteil am frühesten voll mobilisiert und weist den niedrigsten Mantelwiderstand auf. Im Gegensatz dazu zeigt das Modell mit dem geringsten Porenanteil die größten Verschiebungen bis zur vollen Mobilisierung. Bei genauerer Betrachtung der Verläufe der Mantelwiderstandslinien fällt auf, dass alle Linien bis zur vollen Mobilisierung deckungsgleich sind. Bei den Linien des Pfahlfußwiderstands ist kein Unterschied feststellbar.

Wie zuvor erwähnt ist der Porenanteil ein maßgebender Parameter für das Dilatanz „Cut-off“. Beim Erreichen dieses Kriteriums wird nach Gleichung (3.39) der Dilatanzwinkel auf null gestellt wodurch es zu keiner weiteren Volumenzunahme im Boden kommt. Dies hat zur Folge, dass die Horizontalspannung im Boden und damit die Normalspannung am Pfahlschaft nicht weiter ansteigt, weswegen die maximale Mantelreibung erreicht ist. Dabei zeigt sich, je höher der initiale Porenanteil desto früher wird der Wert des maximalen Porenanteils erreicht und das Dilatanz „Cut-off“ aktiviert.

8.1.6 Auswirkungen des Durchmessers des Kiespfahls

Die quartären Sedimente („Donauschotter“) besitzen aufgrund ihrer Grobkörnigkeit (siehe Abb. A.3) eine sehr hohe Durchlässigkeit. Aus diesem Grund ist es denkbar, dass der flüssige Beton bei der Pfahlherstellung sich in den großen Porenraum des Bodens ausbreitet und der reale Pfahldurchmesser größer ist als der ausgeführte. Dieser Beobachtung wurde beispielsweise

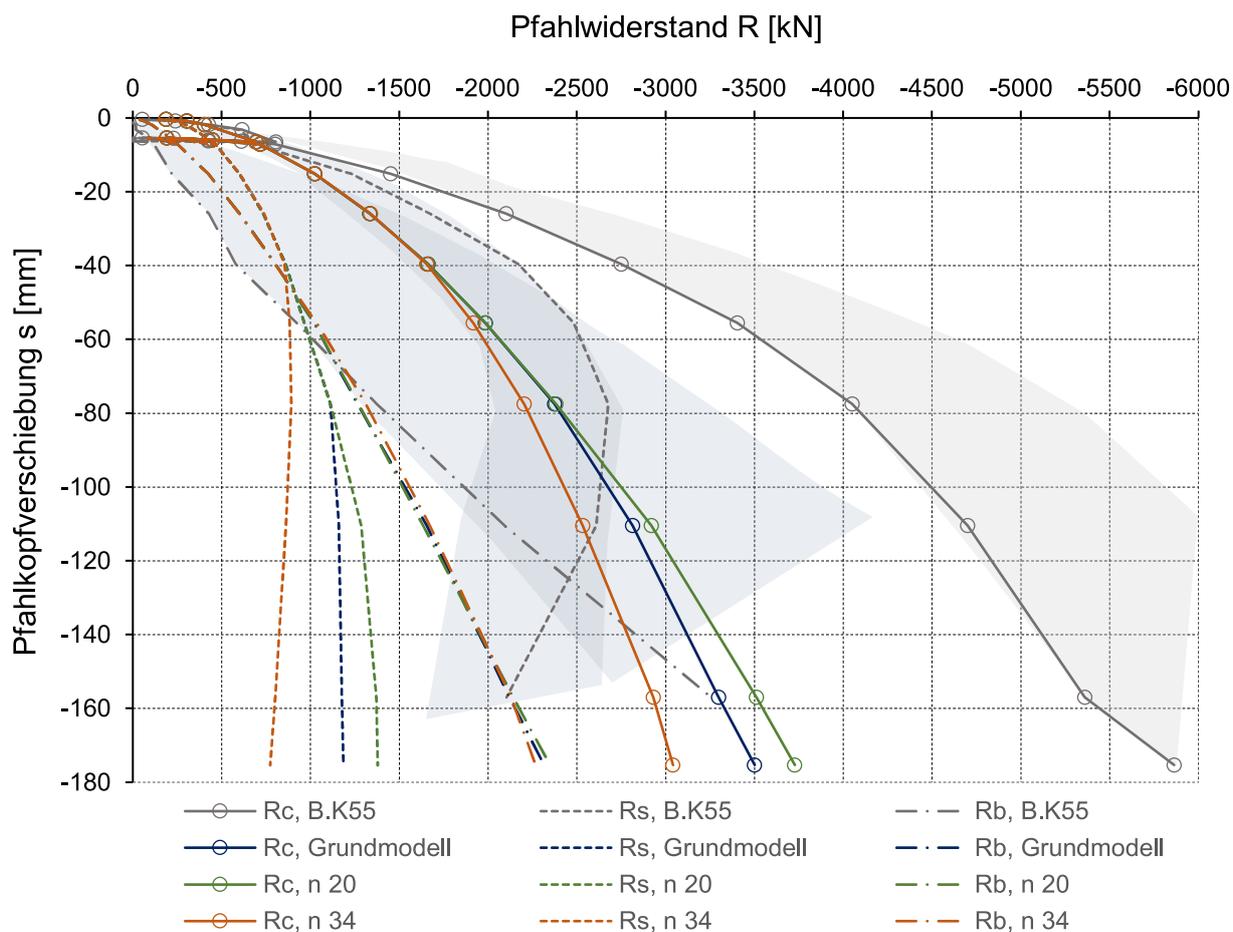


Abb. 8.5: Gegenüberstellung der Widerstand-Verschiebungslinien des Grundmodells-Kiespfahl und den Modellen mit variierten Porenanteil

bei den Kiespfählen B.K1 und B.K2 gemacht. Deren Durchmesser war um 4 cm größer als der ausgeführte. Aus diesem Grund wurde bei der Modellierung des Kiespfahl-Modells ein größerer Durchmesser verwendet. Allerdings wurden die Pfähle der Versuchsreihe B.K51 bis B.K55 nicht ausgegraben, weshalb die Annahme des vergrößerten Durchmessers nicht überprüft werden konnte. Eine mögliche Abweichung des realen Durchmessers vom geplanten legt nahe, den Einfluss des Durchmessers im Zuge der Parameterstudie zu analysieren. Für diesen Zweck wurden Modelle mit unteren und oberen Grenzwerten des Durchmessers modelliert und ausgewertet. Als unterer Grenzwert wurde der ausgeführte Durchmesser von $D = 0,64$ m herangezogen (ein geringerer Wert ist nicht möglich). Der obere Grenzwert wurde so gewählt, dass die Differenz beider Grenzwerte zum Grundmodell gleich groß ist. Alle Werte des Durchmessers sind in Tab. 8.6 ersichtlich

Tab. 8.6: Variation des Durchmessers D des Kiespfahls

	Untere Grenze	Grundmodell	Obere Grenze
Durchmesser D	0,64 m	0,68 m	0,72 m

Die Ergebnisse der Variation des Durchmessers sind in Abb. 8.6 als Widerstand-Verschiebungslinien abgebildet. Es zeigt sich, dass ein größerer Durchmesser zu höheren Widerstandswerten führt. Dieses Verhalten lässt sich bei den Linien des Pfahlfußwiderstands beobachten, nicht allerdings

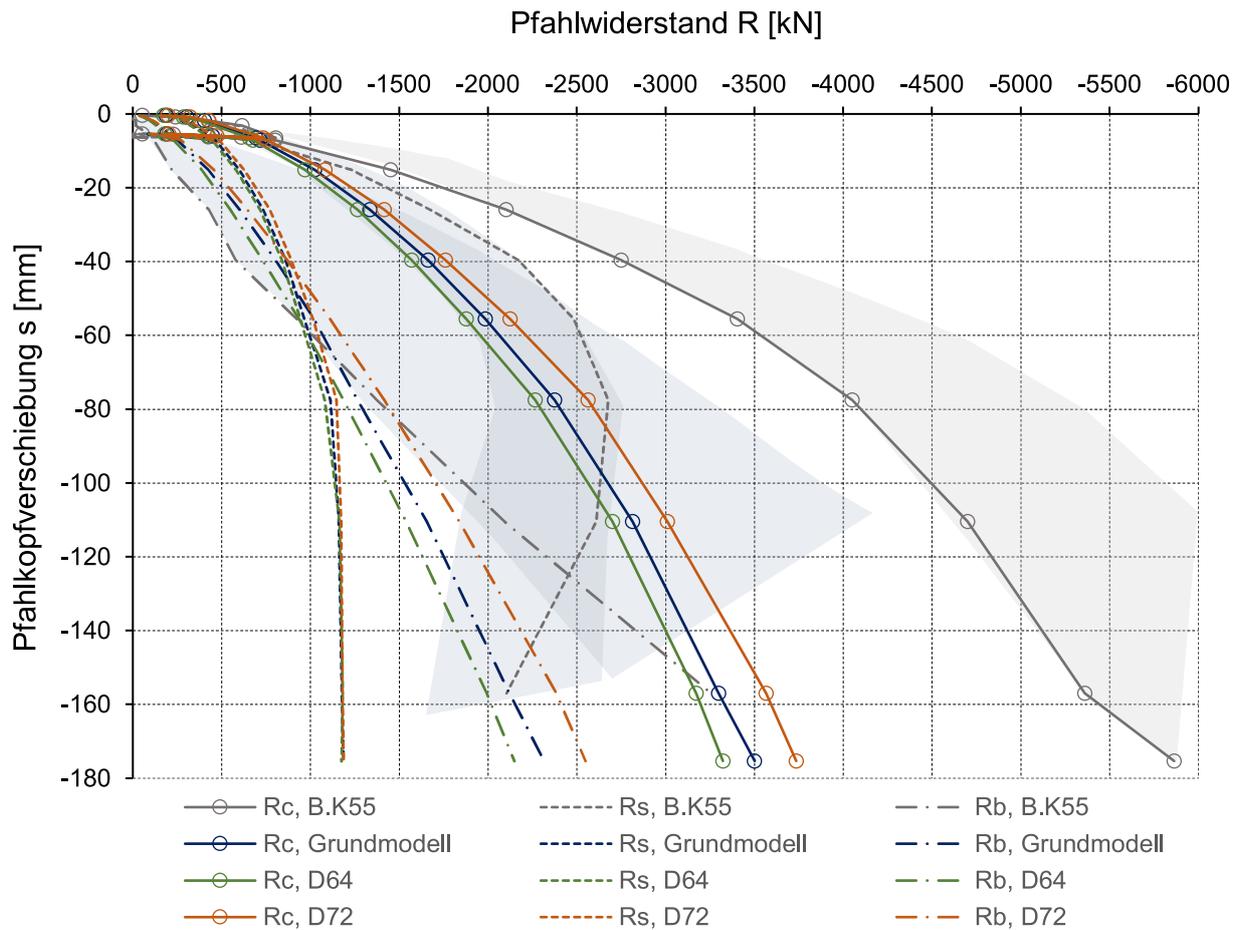


Abb. 8.6: Gegenüberstellung der Widerstand-Verschiebungslinien des Grundmodells-Kiespfahl und den Modellen mit variierten Durchmessern

beim Pfahlmantelwiderstand. Der Pfahlmantelwiderstand ist bei allen Modellen annähernd gleich, sowohl beim maximalen Widerstandswert als auch bei der notwendigen Verschiebung bis zur vollen Mobilisierung. Somit sind die Unterschiede im Tragverhalten allein auf den Pfahlfußwiderstand zurückzuführen. Die Differenzen der Pfahlfußwiderstandslinien sind zu Beginn noch gering und vergrößern sich mit fortschreitender Verschiebung.

Die Ergebnisse dieser Parameterstudie sind nicht intuitiv. Obwohl ein größerer Durchmesser die Mantelfläche vergrößert, ist kein Anstieg des Mantelwiderstands feststellbar. Nur die Widerstandswerte des Pfahlfußes werden durch den vergrößerten Durchmesser erhöht. Eine Erklärung ist, dass sich die Fläche des Pfahlfußes bei geändertem Durchmesser prozentuell wesentlich mehr ändert als die Mantelfläche. Dadurch werden Änderungen des Tragverhaltens vor allem durch den Pfahlfuß bestimmt. Eine andere Begründung ist eine Änderung der Lastverteilung aufgrund der geänderten Geometrie. Die Vergrößerung des Pfahlfußes würde dazu führen, dass mehr Spitzendruck (Pfahlfußspannung) entsteht, während der Pfahlmantel weniger Mantelreibung erfährt, weswegen sich die Zunahme des Widerstands nur im Pfahlfußwiderstand widerspiegelt.

8.2 Miozänpfahl-Modell

Für das Miozänpfahl-Modell wurden folgende Parameter variiert und deren Auswirkungen auf die Ergebnisse untersucht:

- Steifigkeit
- Kohäsion
- Reibungswinkel
- Vorkonsolidierung

Die genannten Parameter wurden nur für die miozänen Schichten („Schluff tonig“ und „Feinsand“) variiert. Grundlage für die Parameterstudie ist das in Abschnitt 6.2 beschriebene Modell des Miozänpfahls (Grundmodell). Die Ergebnisse dieses Grundmodells wurden ausführlich in Kapitel 7 präsentiert und analysiert. Für die Analyse der Ergebnisse der Modelle mit geänderten Parametern werden die Widerstand-Verschiebungslinien dieser Modelle mit jenen des Miozänpfahl-Modells (Grundmodell) verglichen. Zusätzlich werden die Widerstand-Verschiebungslinien des Referenzpfahls B.M5 sowie der gesamten Versuchsreihe B.M1 bis B.M5 als grau hinterlegte Füllflächen dargestellt. Somit kann ein Vergleich nicht nur zum Grundmodell, sondern auch zum Prüfpfahl und der Versuchsreihe gezogen werden.

8.2.1 Auswirkungen der Steifigkeit der miozänen Schichten

Für die Untersuchung, welche Auswirkungen die Steifigkeit der miozänen Sedimente auf das Tragverhalten des Miozänpfahls hat, wurden das Modell mit oberen und unteren Grenzwerten der Steifigkeit berechnet. Die Grenzwerte richten sich nach den von Adam [2] empfohlenen Werten der Steifigkeit für Wiener Tegel von 10 000 kN/m² bis 40 000 kN/m². Diese Werte wurden als obere und untere Grenze für die Steifigkeitsparameter $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ und E_{50}^{ref} der Schicht „Feinsand“ eingesetzt. Die Grenzwerte für den Parameter $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ sowie für die gesamte Schicht „Schluff tonig“ wurden jeweils mit dem gleichen Faktor reduziert oder erhöht. Die einzelnen Werte der Steifigkeitsparameter der oberen und unteren Grenze und auch des Grundmodells sind in Tab. 8.7 angegeben.

Tab. 8.7: Variation der Steifigkeit der miozänen Schichten

		miozäne Schichten	
		Schluff tonig	Feinsand
Untere Grenze	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	6 800	10 000
	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	6 800	10 000
	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	20 000	24 000
Grundmodell	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	17 000	25 000
	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	17 000	25 000
	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	50 000	60 000
Obere Grenze	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	27 200	40 000
	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	27 200	40 000
	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	80 000	96 000

Die Auswirkungen der Variation der Steifigkeiten sind in Abb. 8.7 als Widerstand-Verschiebungslinien ersichtlich. Betrachtet man die Gesamtwiderstandslinien, fällt auf, dass höhere Steifigkeiten zu geringeren Verschiebungen des Pfahls führen. Dieser Unterschied in den Gesamtwiderstandslinien ist bei niedrigeren Laststufen noch gering, vergrößert sich allerdings mit

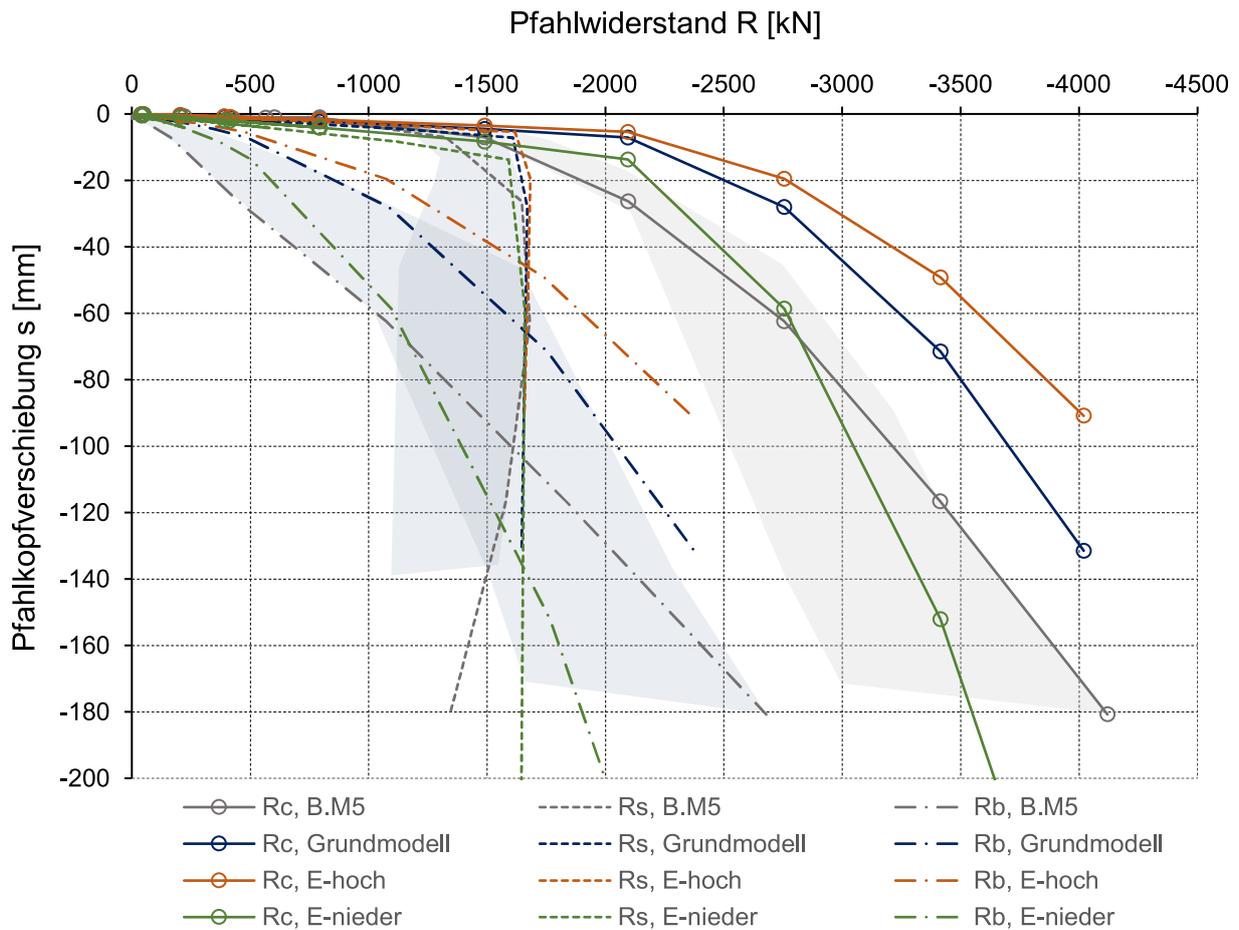


Abb. 8.7: Gegenüberstellung der Widerstand-Verschiebungslinien des Grundmodells-Miozänpfahl und den Modellen mit variiertem Steifigkeit

zunehmender Belastung stetig. Des Weiteren ist die Differenz der Verschiebung zwischen Grundmodell und Modell mit oberem Grenzwert bei hohen Laststufen viel geringer als jene zwischen Grundmodell und Modell mit unterem Grenzwert. Die Maximalwerte der Mantelwiderstände sind bei allen drei Modellen annähernd identisch. Sie unterscheiden sich lediglich im Verschiebungsweg bis zur vollen Mobilisierung. Das Modell mit der geringsten Steifigkeit braucht die größten Verschiebungen bis zur vollen Mobilisierung, das Modell mit der höchsten Steifigkeit die geringsten. Vergleicht man den Spitzendruck der einzelnen Modelle ergibt sich ein ähnliches Bild wie beim Gesamtwiderstand. Zu Beginn liegen die Linien eng beieinander, entfernen sich mit zunehmender Belastung aber immer mehr. Abermals hat das Modell mit den höchsten Steifigkeiten die geringsten Verschiebungen.

Die Ergebnisse lassen darauf schließen, dass die Steifigkeit einen hohen Einfluss auf den Spitzendruck aber nur geringen Einfluss auf die Mantelreibung hat. Damit ergeben sich die größten Unterschiede der einzelnen Modelle bei hohen Laststufen, in denen der Spitzendruck das Tragverhalten bestimmt. Vergleicht man die Ergebnisse der Modelle mit jenen des Prüfpfahls BM.5 bzw. der Versuchsreihe, fällt auf, dass alle Modelle geringere Verschiebungen bei niedrigen Laststufen aufweisen. Dies liegt an der frühen Lastübernahme des Pfahlfußes der Modelle, im Gegensatz zu den Versuchspfählen. Erst bei höheren Laststufen nähert sich vor allem das Modell mit niedrigen Steifigkeiten den Ergebnissen der Versuchsreihe an. Allerdings unterscheiden sich die

Spitzendrucklinien von Prüfpfahl zu Modellpfahl mit niedrigen Steifigkeiten bei hohen Laststufen in ihren Steigungen, was auf unterschiedliche Steifigkeiten schließen lässt.

8.2.2 Auswirkungen der Kohäsion der miozänen Schichten

Um zu untersuchen, welche Auswirkungen die Kohäsion der miozänen Sedimente auf die Ergebnisse des Miozänpfahl-Modells hat, wurden Modelle mit oberen und unteren Grenzwerten der Kohäsion berechnet und ausgewertet. Die Werte der einzelnen Modelle sind in Tab. 8.8 angegeben. Für den oberen Grenzwert wurde für beide Schichten der Wert des Grundmodells verdoppelt und für den unteren Grenzwert auf null gesetzt. Mit der simultanen Änderung der Kohäsion beider Schichten werden die Auswirkungen auf das Gesamtverhalten des Pfahls, nicht aber der Einfluss der einzelnen Schichten untersucht.

Tab. 8.8: Variation der Kohäsion c' der miozänen Schichten

	miozäne Schichten	Untere Grenze	Grundmodell	Obere Grenze
Kohäsion c'	Schluff tonig	0 kN/m ²	10 kN/m ²	30 kN/m ²
	Feinsand	0 kN/m ²	5 kN/m ²	10 kN/m ²

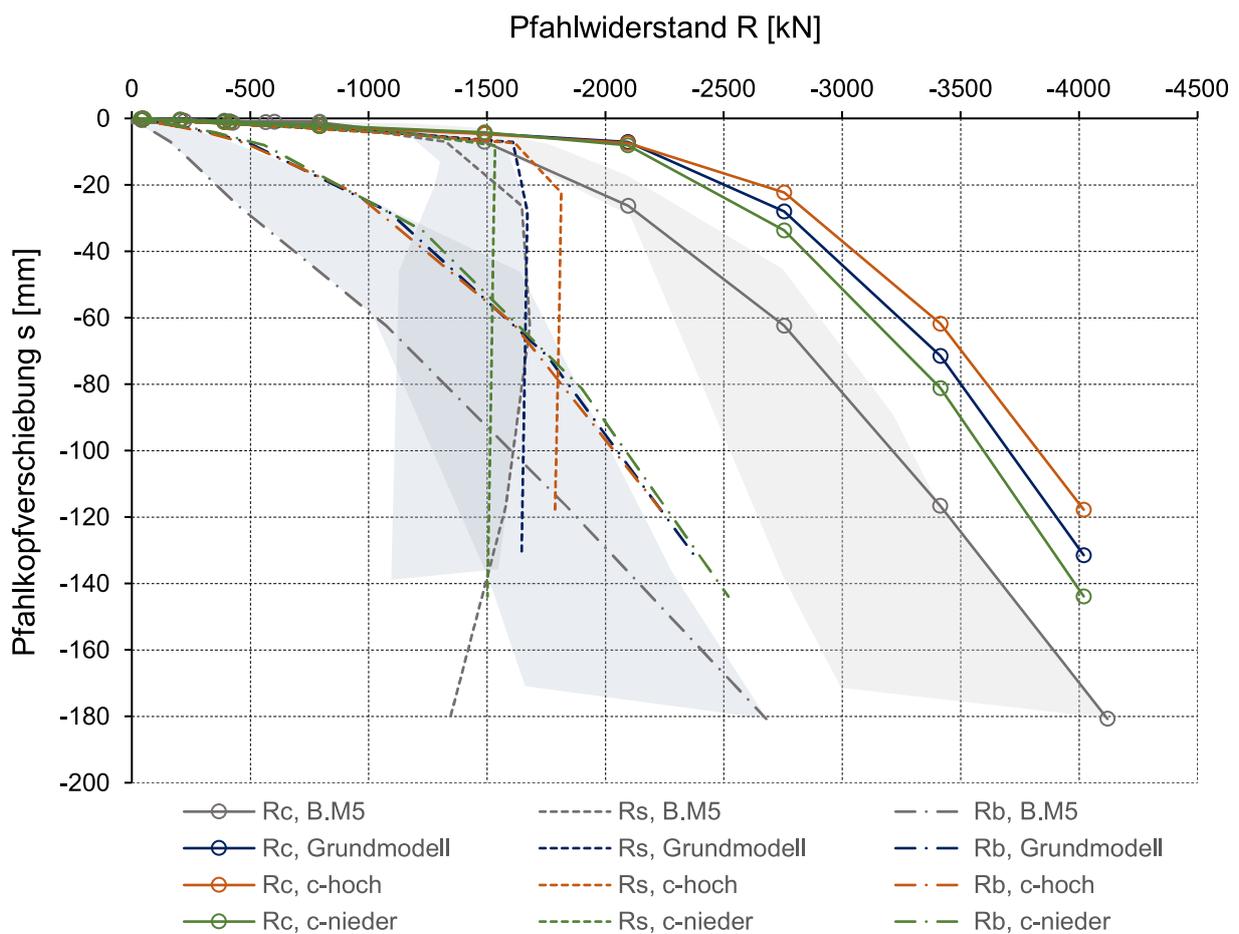


Abb. 8.8: Gegenüberstellung der Widerstand-Verschiebungslinien des Grundmodells-Miozänpfahls und der Modelle mit variiertem Kohäsionswert

Die Ergebnisse der Modelle mit unterschiedlicher Kohäsion sind in Abb. 8.8 als Widerstand-Verschiebungslinien ersichtlich. Bis zu einer Laststufe von 2100 kN sind die Gesamtwiderstandslinien nahezu identisch. Danach teilen sie sich, wobei die Linien bei hohen Laststufen parallel verlaufen. Das Modell mit der höchsten Kohäsion weist bei gleicher Laststufe die geringsten Verschiebungen auf und das mit der niedrigsten Kohäsion die höchsten Verschiebungen. Der Verlauf der Gesamtwiderstandslinien lässt sich über die Verläufe der Mantelwiderstände erklären. Der Mantelwiderstand wird bei allen Modellen beim annähernd gleichem Verschiebungsweg voll mobilisiert. Allerdings unterscheiden sich die einzelnen Widerstände in ihrem maximalen Wert. Das Modell mit der höchsten Kohäsion hat den größte Mantelwiderstand und umgekehrt. Die Linien des Spitzendrucks sind bei allen Modellen nahezu identisch.

Die Erklärung für den Verlauf der Mantelwiderstandslinien ist, dass die Kohäsion – als Festigkeitsparameter – den Scherwiderstand zwischen Pfahl und Boden nach Gleichung (6.12) als Konstante erhöht oder verringert. Auf die Mobilisierung des Mantelwiderstands hat sie augenscheinlich keinen Einfluss. Auch der Einfluss auf den Spitzendruck ist vernachlässigbar gering. Zwar wirkt sich die Kohäsion auch auf das Versagenskriterium nach *Mohr-Coulomb* aus (Gleichung (3.16)), aber nur in kleinem Ausmaß. Aus diesem Grund decken sich die Gesamtwiderstandslinien bis zur Mobilisierung der Mantelreibung, und verlaufen nach der vollen Mobilisierung parallel. Der Vergleich der Modellergebnisse mit jenen der Versuchsreihe zeigt, dass die Werte der Mantelwiderstände in der Größenordnung der Versuchsreihe liegen. Da die Kohäsion fast keine Änderung des Spitzendrucks verursacht, liegen die Spitzendrucklinien der Modelle weiterhin über jenen der Versuche. Die Erklärung liegt abermals in der anfänglichen Lastübernahme des Pfahlfußes.

8.2.3 Auswirkungen des Reibungswinkels der miozänen Schichten

Ein weiterer Festigkeitsparameter, der variiert wurde, ist der Reibungswinkel. Die untersuchten Grenzwerte liegen dabei jeweils ca. 5° unter und über den Reibungswinkeln des Grundmodells. Abermals wurde der Parameter bei beiden Schichten, „Feinsand“ und „Schluff tonig“, geändert, um eine Aussage über die Auswirkungen auf das Gesamttragverhalten des Pfahls zu bekommen. Allerdings kann daher keine Aussage über den Einfluss einzelner Schichten getroffen werden. Die einzelnen Werte des Reibungswinkels der oberen und unteren Grenze, sowie des Grundmodells sind in Tab. 8.9 angegeben.

Tab. 8.9: Variation des Reibungswinkels φ' der miozänen Schichten

	miozäne Schichten	Untere Grenze	Grundmodell	Obere Grenze
Reibungswinkel φ'	Schluff tonig	20°	$25,6^\circ$	30°
	Feinsand	25°	$29,3^\circ$	35°

In Abb. 8.9 sind die Ergebnisse der Modelle unterschiedlicher Reibungswinkel als Widerstand-Verschiebungslinien ersichtlich. Die verhältnismäßig kleinsten Verschiebungen, und damit die höchste Gesamttragfähigkeit, weist das Modell mit hohen Reibungswinkeln auf. Beim Grundmodell treten vergleichsweise größere Verschiebungen auf. Deutlich größer sind die Unterschiede zum Modell mit geringen Reibungswinkeln. Vor allem in den hohen Laststufen ist eine große Differenz der Gesamtwiderstandslinie des Modells mit kleineren Reibungswinkeln zu den anderen beiden ersichtlich. Bei geringen Laststufen lässt sich kein Unterschied zwischen den einzelnen Linien feststellen. Vergleicht man die Mantelreibung, liegen die Verläufe alle sehr nahe beieinander. Der maximale Mantelwiderstand ist beim Grundmodell und Modell mit hohen Reibungswinkeln nahezu identisch, jener mit kleinen Reibungswinkeln etwas geringer. Die Verläufe des Spitzen-

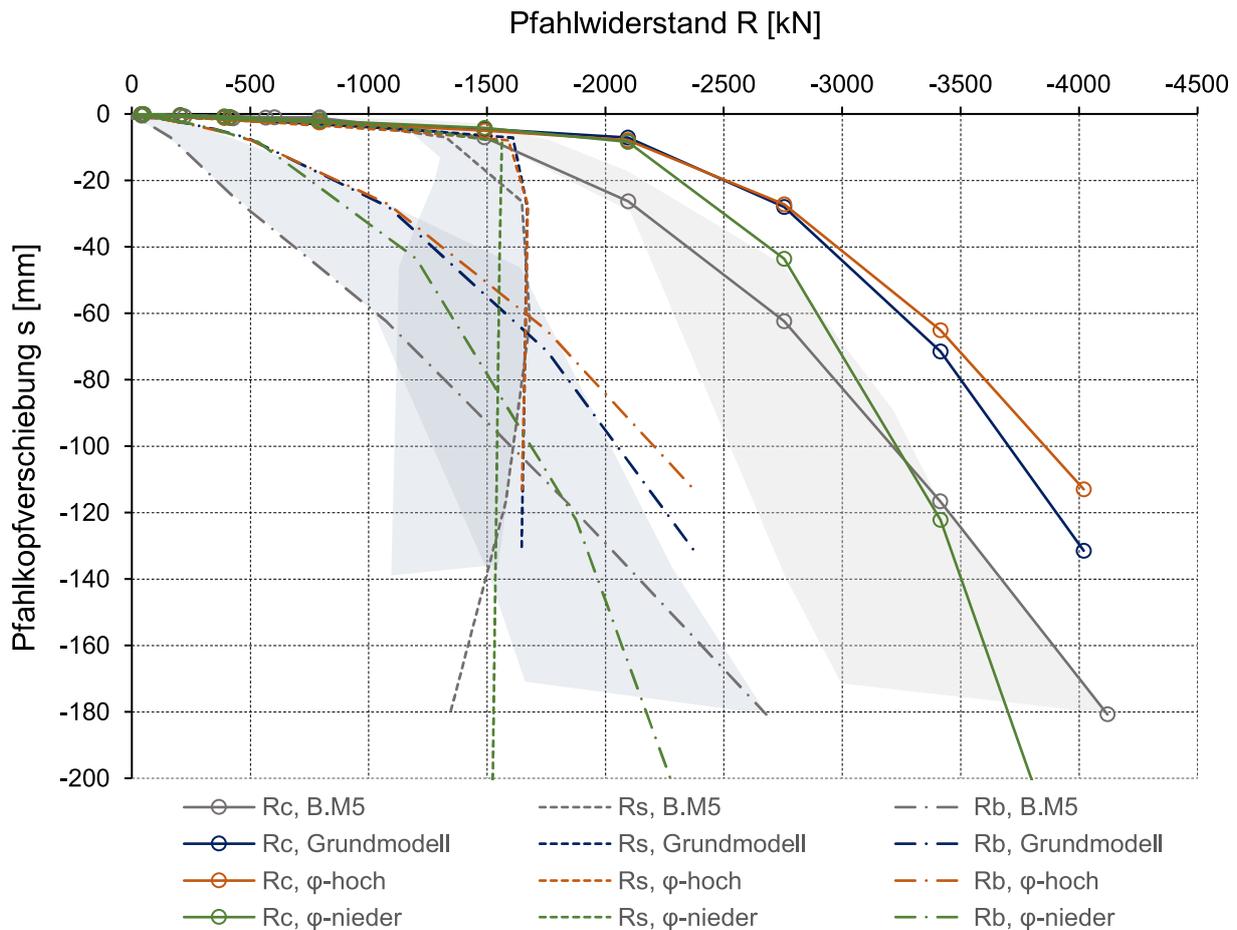


Abb. 8.9: Gegenüberstellung der Widerstand-Verschiebungslinien des Grundmodells-Miozänpfahls und der Modelle mit variierten Reibungswinkeln

drucks ähneln jenen des Gesamtwiderstandes. Zunächst decken sich die einzelnen Linien und entfernen sich zunehmend mit steigender Belastung. Auch hier liegen die Linien von Grundmodell und Modell mit hohem Reibungswinkel viel näher beieinander. Der Pfahlfußwiderstand des Modells mit geringen Reibungswinkeln fällt bei hohen Laststufen stark ab, was sich im Verlauf der Gesamtwiderstandslinie widerspiegelt.

Wie in Abb. 8.9 ersichtlich, beeinflusst der Reibungswinkel in vielerlei Hinsicht das Tragverhalten des Pfahls. Ähnlich wie die Kohäsion ist der Reibungswinkel ein Festigkeitsparameter, der nach Gleichung (6.12) die Scherfestigkeit zwischen Pfahl und Boden beeinflusst. Ein höherer Reibungswinkel bedeutet demnach eine höhere Scherfestigkeit. Dennoch kann dieser Schlussfolgerung nicht eindeutig aus den Mantelreibungswiderständen abgeleitet werden. Der Grund liegt im Einfluss des Reibungswinkels am initialen Spannungszustand. Wird das K_0 -Profil des Bodens nicht manuell eingestellt, sondern wie in diesem Fall automatisch nach Gleichung (3.29) und Gleichung (3.30) berechnet, folgt aus einem höheren Reibungswinkel eine geringere Horizontalspannung. Die reduzierte Horizontalspannung verringert ebenfalls den Scherwiderstand und damit die Mantelreibung. Auch auf den Spitzendruck hat der Reibungswinkel einen erheblichen Einfluss, der sich vor allem bei hohen Laststufen bemerkbar macht. Die Begründung liegt im Versagenskriterium nach *Mohr-Coulomb*, welches nach Gleichung (3.16) bei kleineren Reibungswinkeln zu einem früheren Plastizieren des Bodens führt. Der Vergleich der Widerstandslinien der Modelle, mit jenen der Versuchsreihe, führt zu derselben Schlussfolgerung wie bei den vorherigen Parameterstudien. Die

Mantelreibung befindet sich in der selben Größenordnung wie die Versuche, der Spitzendruck der Modelle hat in den ersten Laststufen eine vergleichsweise zu große Steifigkeit.

8.2.4 Auswirkungen der Vorkonsolidierungsspannung der miozänen Schichten

Der letzte Parameter, der beim Miozän-Modell variiert wird, ist der „pre-overburden pressure“, kurz *POP*. Dieser Parameter definiert die Vorkonsolidierungsspannung. Als unteren Grenzwert wird davon ausgegangen, dass die Vorkonsolidierung nicht berücksichtigt wird und damit der Wert von *POP* bei null liegt. Als oberen Grenzwert wird der *POP*-Wert des Grundmodells annähernd verdoppelt. Da der *POP* für beide miozänen Schichten gleich groß ist, wird er für beide im selben Ausmaß verringert bzw. erhöht. Die genauen Werte, welche für die Modelle verwendet wurden, sind in Tab. 8.10 angeführt.

Tab. 8.10: Variation der Vorkonsolidierungsspannung der miozänen Schichten

	miozäne Schichten	Untere Grenze	Grundmodell	Obere Grenze
<i>POP</i>	Schluff tonig	0 kN/m ²	414 kN/m ²	800 kN/m ²
	Feinsand	0 kN/m ²	414 kN/m ²	800 kN/m ²

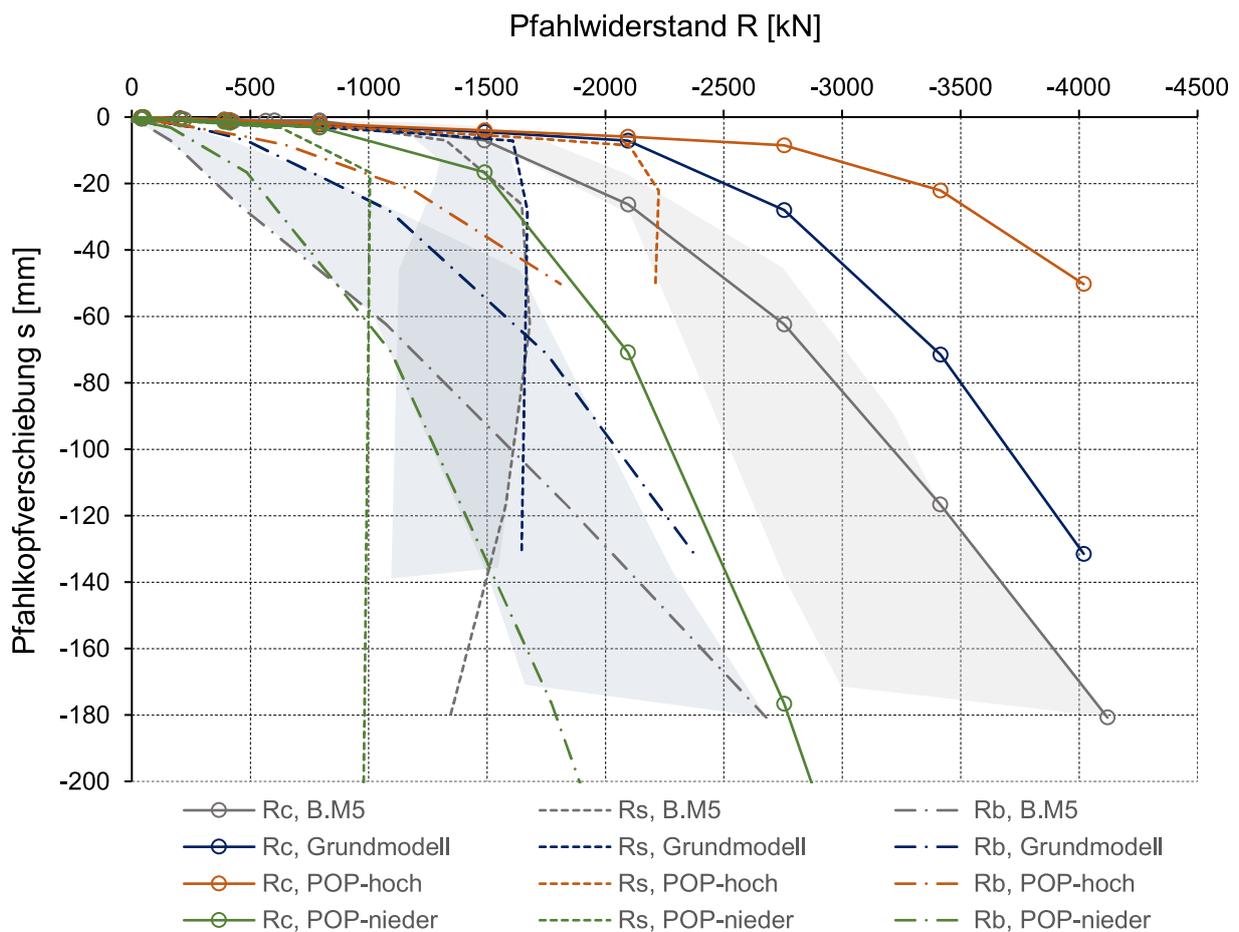


Abb. 8.10: Gegenüberstellung der Widerstand-Verschiebungslinien des Grundmodell-Miozän-pfahl und den Modellen mit variierte Vorkonsolidierung

Die Ergebnisse der Modelle mit geänderter Vorkonsolidierungsspannung sind als Widerstand-Verschiebungslinien in Abb. 8.10 ersichtlich. Wie in den vorherigen Abbildungen sind auch die Ergebnisse des Grundmodells und der Versuchsreihe abgebildet. In diesem Fall unterscheiden sich die Gesamtwiderstandslinien markant. Die Differenzen sind schon bei kleinen Laststufen erkennbar und steigen bis zur höchsten Laststufe auf ein Vielfaches. Das Modell mit den geringsten Verschiebungen ist jenes mit der höchsten Vorkonsolidierungsspannung, und das mit den größten Verschiebungen jenes ohne Vorkonsolidierungsspannung. Auch die Mantelreibungslinien weisen sehr große Unterschiede auf – nicht nur in ihrem maximalen Wert, sondern auch bei den Verschiebungen bis zu ihrer vollen Mobilisierung. So wird die Mantelreibung beim Modell mit hohem *POP* früher mobilisiert und hat den höchsten Widerstand. Das Modell ohne Vorkonsolidierung benötigt die größten Verschiebungen zur vollen Mobilisierung, bei geringstem Mantelwiderstand. Ein ähnliches Bild zeigt sich auch beim Spitzendruck. Den geringsten Widerstand leistet das Modell ohne Vorkonsolidierungsspannung. Mit zunehmender Belastung erhöht sich der Abstand der einzelnen Spitzendrucklinien.

Die Auswirkungen der Vorkonsolidierungsspannung sind sowohl auf den Spitzendruck als auch auf die Mantelreibung bedeutend. Der *POP* wirkt sich nach Gleichung (3.29) auf den initialen Spannungszustand im Boden aus. Damit beeinflusst er die Horizontalspannung und folglich nach Gleichung (6.12) den Scherwiderstand zwischen Pfahl und Boden. Außerdem legt der *POP* die Lage der Fließflächen im HS-Model fest und verändert so die Steifigkeitseigenschaften der Bodenschichten. Ein geringerer *POP* bewirkt somit eine reduzierte Mantelreibung bei größeren notwendigen Verschiebungen für die volle Mobilisierung. Des Weiteren zeigt der Spitzendruck ein weicherer Verhalten. Beim Vergleich der Widerstand-Verschiebungslinien der Modelle mit jenen der Pfahlversuche fällt auf, dass die Linien der Mantelreibung der Modelle mit niedriger oder hoher Vorkonsolidierungsspannung weit außerhalb des Bereichs der Versuche liegen. Bei den Verläufen des Spitzendrucks liegt nur jener ohne Vorkonsolidierungsspannung in der Größenordnung der Versuche. Allerdings unterscheiden sich die Steigungen der Spitzendrucklinien von Prüfpfahl und Modellpfahl bei hohen Laststufen.

Kapitel 9

Zusammenfassung und Ausblick

Die vorliegende Diplomarbeit beschäftigt sich mit der numerischen Modellierung der Pfahl-Boden-Interaktion von Ortbeton-Bohrpfählen bei statischen Pfahlprobelastungen. Dafür wurde zunächst eine Einführung in das Tragverhalten axial belasteter Pfähle und die normative Bestimmung von Widerstandswerten gegeben. Anschließend wurde die Rolle der Numerik in der Geotechnik erläutert, sowie Studien vorgestellt, die sich mit der Simulation des mechanischen und thermo-mechanischen Verhaltens von Pfählen auseinandergesetzt haben. Im Zentrum dieser Arbeit steht die Modellierung von zwei Pfählen, die im Rahmen des Forschungsprojekts „Unteres Hausfeld“ (FPUH) hergestellt und einer statischen Pfahlprobelastung unterzogen wurden.

Bei den beiden Pfählen, welche als Vergleichspfähle für die Modellierung herangezogen wurden, handelt es sich um die Prüfpfähle B.K55 (Kiespfahl) und B.M5 (Miozänpfahl). Beide Pfähle wurden verrohrt mit dem Kelly-Bohrverfahren hergestellt. Die Prüfstrecke des Prüfpfahl B.K55 liegt in den quartären Sedimenten („Donauschotter“, sandige Kiese) und die Prüfstrecke des B.M5 in den miozänen Sedimenten (schluffige Sande bis tonige Schluffe). In Bezug auf Abmessungen, Untergrundverhältnissen und Herstellungsverfahren entsprechen diese Pfähle den ebenfalls im Rahmen des FPUH hergestellten und geprüften Energiepfählen. Die statische Pfahlprobelastung wurde gemäß den Empfehlungen von [14] und [48] durchgeführt und ausgewertet. Die charakteristische Belastung beträgt bei beiden Pfählen 800 kN.

Für die Modellierung wurde die Software PLAXIS 2D [63] in der Version 2023.2 verwendet. Es wurde jeweils ein rotationssymmetrisches 2D Modell sowohl für den Kiespfahl B.K55 (Kiespfahl-Modell) als auch für den Miozänpfahl B.M5 (Miozänpfahl-Modell) erstellt. Als Stoffmodell der Bodenmaterialien wurde das in PLAXIS integrierte *Hardening Soil model with small-strain stiffness* (HSS-Modell) herangezogen. Dabei handelt es sich um ein höherwertiges Stoffmodell, welches in der Lage ist, über die Definition von zwei Fließflächen elasto-plastisches Verformungsverhalten abzubilden. Für den Pfahlbeton wurde ein elastisches Stoffmodell gewählt. An der Kontaktfläche zwischen Pfahl und Boden wurden Interface-Elemente angeordnet. Die Bodenparameter des Stoffmodells wurden aus Laborversuchen des FPUH [18], Bodenuntersuchungen und auch aus Literatur und Erfahrungswerten abgeleitet. Die Steifigkeit des linearen Modells des Pfahlbetons basiert auf Versuchsauswertungen von [79]. Die Belastung des Miozänpfahl-Modells wurde kraftgesteuert und des Kiespfahl-Modells weggesteuert aufgebracht.

Für die Interpretation und Analyse der Modellergebnisse erfolgte eine Gegenüberstellung mit den Ergebnissen der Pfahlprobelastungen. Dafür wurden die Widerstand-Verschiebungslinien der Modellpfähle mit jenen der zugehörigen Prüfpfähle und den Versuchsreihen, aus welchen die Prüfpfähle stammen, verglichen. Diese Gegenüberstellung wurde sowohl im Lastbereich der Tragfähigkeit als auch der Gebrauchstauglichkeit durchgeführt. Des Weiteren wurden die Längskraftverläufe der Modellpfähle mit jenen der Prüfpfähle verglichen. Für eine genauere Analyse der während der Pfahlbelastung im Boden auftretenden Prozesse wurden beim Kiespfahl-Modell die Entwicklung der volumetrischen Dehnungen und beim Miozänpfahl-Modell der Versagensmechanismus dargestellt. Den Abschluss bildet eine bei beiden Pfahlmodellen durchgeführte

Parameterstudie zur Feststellung des Einflusses von einzelnen mit Unsicherheit behafteten Boden- und Pfahlparametern.

Die Auswertung der Ergebnisse des Kiespfahl-Modells hat gezeigt, dass die Tragfähigkeit des Prüfpfahls B.K55 und der gesamten Versuchsreihe weit über jener des Modellpfahls liegt. Im charakteristischen Lastbereich (≤ 800 kN) entsprechen die Gesamtwiderstandswerte des Modellpfahls annähernd jenen des Prüfpfahls. Allerdings ist beim Prüfpfahl eine Änderung im Tragverhalten nach dem Ent- und Wiederbelastungszyklus zu erkennen, welche beim Modell nicht auftritt. Nach dieser Belastungsschleife reagiert der Prüfpfahl und auch die gesamte Versuchsreihe wesentlich steifer. Der Modellpfahl erreicht im Falle der Tragfähigkeit weder beim Spitzendruck noch bei der Mantelreibung ähnlich hohe Widerstandswerte wie die Versuchsreihe. Über die Definition von Dilatanz konnte ein ähnlicher Verlauf der Pfahlfuß- und Mantelwiderstandslinien abgebildet werden. Der Effekt der Dilatanz führt im Modell zu einer Volumenvergrößerung entlang des Pfahlschafts, was in der Darstellung der volumetrischen Dehnungen wiedergegeben wird. Auch die Längskraftverläufe des Modellpfahls und des Prüfpfahls zeigen wenig bis keine Übereinstimmung. Wobei dieser beim Prüfpfahl erheblich von der Versuchsauswertung und der vernachlässigten (aber dennoch vorhanden) Reibung des Doppelwandrohrs beeinflusst wird. Eine Erklärung für die Unterschiede der Ergebnisse zwischen Versuchen und Simulation ist, dass nichtbindige Böden sich nicht wie ein Kontinuum verhalten, was vor allem bei den „Donauschottern“ aufgrund ihrer Ungleichförmigkeit eine plausible Begründung ist. Auch das geänderte Tragverhalten der Versuchspfähle aufgrund der Lastschleife lässt auf Prozesse schließen, die mit einem kontinuumsmechanischen Modell nicht abbildbar sind. Aus diesem Grund empfehlen Fellenius und Nguyen [20] für die Bestimmung der Lastabtragung von Pfählen, die Belastungsrichtung beizubehalten. Des Weiteren haben äußere Faktoren wie die Reaktionspfähle und auch benachbarte passive Pfähle einen Einfluss auf das Tragverhalten. Diese Faktoren sind mit einem rotationssymmetrischen Modell nicht abbildbar und daher bei weiterführenden Untersuchungen zu thematisieren.

Die Tragfähigkeit des Miozänpfahl-Modells ist sehr ähnlich zu jener des Prüfpfahls B.M5 sowie der gesamten Versuchsreihe. Sowohl im Lastbereich der Gebrauchstauglichkeit als auch der Tragfähigkeit wurden bei gleicher Belastung ähnlich hohe Pfahlkopfverschiebungen hervorgerufen. Die beste Übereinstimmung weist dabei der Mantelwiderstand auf. Dieser ist beim Modellpfahl in Größe und Verschiebung bis zur vollen Mobilisierung nahezu identisch zu jenem des Prüfpfahls und der Versuchsreihe. Beim Pfahlfußwiderstand treten beim Modellpfahl geringere Verschiebungen als beim Prüfpfahl bei gleicher Belastung auf. Dieser Unterschied im Verschiebungsverhalten des Pfahlfußwiderstands resultiert in der Differenz der Gesamtwiderstandslinien. Die Analyse der Längskraftverläufe zeigt, dass die Aufteilung der Last auf Pfahlmantelreibung und Spitzendruck bei beiden Pfählen annähernd gleich ist. Nur in den niederen Laststufen sind geringe Unterschiede erkennbar, welche zum Teil auf die im Zuge der Auswertung vernachlässigte Reibung des Doppelwandrohrs zurückzuführen sind. Einen großen Mehrwert an Information gibt die Darstellung des Versagensmechanismus des Pfahls. Durch diesen Mechanismus lässt sich eindeutig das Widerstand-Verschiebungsverhalten von Pfahlfuß und Pfahlmantel erklären. Eine Erklärung für die Unterschiede der Pfahlfußwiderstände von Prüfpfahl zu Modellpfahl sind mögliche Auflockerungsvorgänge bei der Pfahlherstellung. Dadurch benötigt der Prüfpfahl eine größere Verschiebung, bis der Pfahlfußwiderstand mobilisiert wird, was im Modell nicht der Fall ist. Die genauere Übereinstimmung der Ergebnisse von Versuchspfählen und Simulation lässt darauf schließen, dass sich bindige Böden eher wie ein Kontinuum verhalten. Daher lässt sich das Tragverhalten der Miozänpfähle besser mit kontinuumsmechanischen Modellen abbilden.

Die durchgeführte Parameterstudie hat gezeigt, dass vor allem Parameter, die den initialen Spannungszustand im Boden definieren, großen Einfluss auf das Tragverhalten von Pfählen haben. Im Falle des Kiespfahl-Modells ist das der Erdruchdruckbeiwert K_0 und beim Miozänpfahl-Modells der „pre-overburden pressure“ POP . Die Steifigkeit des Bodens hat ebenfalls einen großen

Einfluss auf Tragverhalten, vor allem auf den Pfahlfußwiderstand. Beim Pfahlmantelwiderstand ist eine Änderung aufgrund geänderter Steifigkeitswerte nur bei dilatanten Böden beobachtbar. Erheblichen Einfluss, sowohl auf Spitzendruck als auch auf Mantelreibung, hat der Dilatanzwinkel. Einen vergleichsweise geringeren Einfluss haben die Festigkeitsparameter Reibungswinkel und Kohäsion. Der Reibungswinkel beeinflusst vor allem den Pfahlfußwiderstand, die Kohäsion den Pfahlmantelwiderstand. Variationen des Pfahldurchmessers zeigen keine Auswirkungen auf den Pfahlmantelwiderstand, lediglich der Pfahlfußwiderstand wird in geringem Maße vom Durchmesser beeinflusst.

Die Ergebnisse der im Zuge dieser Diplomarbeit erstellten Simulationen haben gezeigt, dass das Tragverhalten von Pfählen mithilfe numerischer Modelle gut abbildbar ist. Dabei können numerische Modelle nicht nur für den Vergleich mit Messergebnissen, sondern auch für die Interpretation auftretender Prozesse bei der Pfahl-Boden-Interaktion wie Volumenvergrößerung und Versagensmechanismen herangezogen werden. Trotz der zum Teil sehr guten Übereinstimmung zu den gemessenen Daten ist es notwendig, weitere Einflussfaktoren zu untersuchen und deren Auswirkungen zu bestimmen. Diese sind unter anderem die Unsicherheit der Bodenparameter, Herstellungsbedingungen, Herstellungsarten, Versuchsdurchführung und auch die Versuchsauswertung. Die korrekte Abbildung des rein mechanischen Tragverhaltens der Pfähle ist das Fundament für die zukünftige Implementierung thermischer Belastung und die Interpretation dessen Einflusses.

Literaturverzeichnis

Literatur

- [1] I. Al-Abboodi und T. T. Sabbagh. „Numerical Modelling of Passively Loaded Pile Groups“. In: *Geotechnical and Geological Engineering* 37.4 (Jan. 2019), S. 2747–2761. DOI: 10.1007/s10706-018-00791-z.
- [2] D. Adam. *Grundbau und Bodenmechanik*. Vorlesungsskript. Technische Universität Wien. Institut für Geotechnik, 2019.
- [3] D. Adam und R. Markiewicz. „Energy from earth-coupled structures, foundations, tunnels and sewers“. In: *Géotechnique* 59.3 (Apr. 2009), S. 229–236. ISSN: 1751-7656. DOI: 10.1680/geot.2009.59.3.229.
- [4] D. Adam und R. Markiewicz. „Nutzung der Geothermie mittels Erdwärmeabsorber und Grundwasserbrunnen“. In: *Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft* 62.5 (Juni 2010), S. 77–85. DOI: 10.1007/s00506-010-0183-4.
- [5] B. Amatya, K. Soga, P. Bourne-Webb, T. Amis und L. Laloui. „Thermo-mechanical behaviour of energy piles“. In: *Géotechnique* 62.6 (Juni 2012), S. 503–519. DOI: 10.1680/geot.10.p.116.
- [6] D. Aubram. *Numerische Verfahren in der Geotechnik*. Skript. Technische Universität Berlin. Fakultät VI Planen Bauen Umwelt, 2016.
- [7] M. Baca, A. L. Ivannikov und J. Rybak. „Numerical Modelling of Various Aspects of Pipe Pile Static Load Test“. In: *Energies* 14.24 (Dez. 2021), S. 8598. DOI: 10.3390/en14248598.
- [8] R. Banerjee, S. Bandyopadhyay, A. Sengupta und G. R. Reddy. „Settlement behaviour of a pile raft subjected to vertical loadings in multilayered soil“. In: *Geomechanics and Geoengineering* 17.1 (Apr. 2020), S. 282–296. DOI: 10.1080/17486025.2020.1739754.
- [9] *Baugrunderkater Wien*. URL: <https://www.wien.gv.at/baugk/public/> (Zugriff am 10.07.2023).
- [10] T. Benz, R. Schwab und P. Vermeer. „Zur Berücksichtigung des Bereichs kleiner Dehnungen in geotechnischen Berechnungen“. In: *Bautechnik* 84.11 (Nov. 2007), S. 749–761. ISSN: 1437-0999. DOI: 10.1002/bate.200710063.
- [11] H. Brandl. „Energy foundations and other thermo-active ground structures“. In: *Géotechnique* 56.2 (2006), S. 81–122. ISSN: 0016-8505.
- [12] J. Brinch Hansen und H. Lundgren, Hrsg. *Geotechnik*. Kopenhagen: Teknisk Forlag, 1958.
- [13] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik. *Empfehlungen des Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik – EANG*. Ernst & Sohn Verlag für Architektur und Technische, Wilhelm, 2014. ISBN: 9783433604519.
- [14] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik. *Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“: EA-Pfähle*. 2nd ed. Berlin: Ernst & Sohn, 2012. ISBN: 3433601550.

- [17] X. Ding, D. Zhang, A. Bouazza, C. Wang und G. Kong. „Thermo-mechanical behaviour of energy piles in overconsolidated clay under various mechanical loading levels and thermal cycles“. In: *Renewable Energy* 201 (Dez. 2022), S. 594–607. DOI: 10.1016/j.renene.2022.10.128.
- [19] B. H. Fellenius. *From Strain Measurements to Load in an Instrumented Pile*. 2001. URL: <https://api.semanticscholar.org/CorpusID:37872213>.
- [20] B. H. Fellenius und B. N. Nguyen. „Common Mistakes in Static Loading-test Procedures and Result Analyses“. In: *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA* 50.3 (Sep. 2019), S. 20–31.
- [21] J. Fillibeck. „Oberflächensetzungen beim Tunnelvortrieb im Lockergestein“. Diss. Technische Universität München, 2012.
- [22] A. Granitzer, M. Rebhan und F. Tschuchnigg. „Influence of Reaction System on Uplift Behaviour of Micropiles Subjected to Static Pullout“. In: *11th International Symposium on Field Monitoring in Geomechanics*. Imperial College, London, UK, Sep. 2022.
- [23] S. Henke. „Numerische Untersuchungen zum Einfluss von Reaktionspfählen auf statische Pfahlprobelastungen“. In: *geotechnik* 44.1 (Dez. 2020), S. 14–23. DOI: 10.1002/gete.202000017.
- [24] S. Henke, P. Hao, U. Matthiesen und R. Rother. „Numerische Untersuchungen zur Baugrube Schleuse Lüneburg unter Berücksichtigung des benachbarten Schiffshebewerks“. In: *BAWMitteilungen* 98 (2015). Hrsg. von Bundesanstalt für Wasserbau, S. 141–160. URL: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/102529>.
- [25] R. Hofmann und H. Breymann. „Pfahlbemessungen mit Tabellenwerten, Pfahlprobelastungen und Erfahrungswerten – Eine wirtschaftliche Betrachtung“. In: *Tiefgründungskonzepte: vom Mikropfahl zum Großbohrpfahl ; Beiträge zum 28. Christian Veder Kolloquium ; 4. und 5. April 2013, Graz*. Hrsg. von M. Dietzel. Technische Universität Graz, Gruppe Geotechnik, 2013.
- [26] H.-G. Kempfert und C. Moormann. „Pfahlgründungen“. In: *Grundbau-Taschenbuch – Teil 3*. Hrsg. von K.-J. Witt. 8. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn, 2017. Kap. 3.2, S. 79–306.
- [27] D. Kolymbas. *Pfahlgründungen*. Berlin [u.a.]: Springer, 1989. ISBN: 3540512810.
- [28] D. Kolymbas. „Stoffgesetze und Simulationen“. In: *Geotechnik*. Springer Berlin Heidelberg, 2018, S. 249–267. ISBN: 9783662584729. DOI: 10.1007/978-3-662-58472-9_16.
- [29] D. Kolymbas und I. Herle. „Stoffgesetze für Böden“. In: *Grundbau-Taschenbuch – Teil 1*. Hrsg. von K.-J. Witt. 8. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn, 2017. Kap. 1.7, S. 457–510.
- [30] A. Krasiński und M. Wiszniewski. „Static Load Test on Instrumented Pile – Field Data and Numerical Simulations“. In: *Studia Geotechnica et Mechanica* 39.3 (Sep. 2017), S. 17–25. DOI: 10.1515/sgem-2017-0026.
- [31] L. Laloui und A. F. R. Loria. „Analytical modelling of capacity and deformation of single energy piles“. In: *Analysis and Design of Energy Geostructures*. Elsevier, 2020, S. 457–565. DOI: 10.1016/b978-0-12-816223-1.00010-2.
- [32] L. Laloui, M. Nuth und L. Vulliet. „Experimental and numerical investigations of the behaviour of a heat exchanger pile“. In: *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 30.8 (2006), S. 763–781. DOI: 10.1002/nag.499.

- [33] L. Laloui, G. Olgun, M. Sutman, J. McCartney, C. Coccia, H. Abuel-Naga und G. Bowers. „Issues involved with thermoactive geotechnical systems: Characterization of thermomechanical soil behavior and soil-structure interface behavior“. In: *DFI Journal: The Journal of the Deep Foundations Institute* 8 (Okt. 2014), S. 108–120. DOI: 10.1179/1937525514Y.0000000010.
- [34] Q. Li, S. You und H. Ji. „Numerical Modelling of Structural Response Characteristics of Energy Piles under Long-term coupled Thermo-Mechanical Loads“. In: *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science* 861.7 (Okt. 2021), S. 072121. DOI: 10.1088/1755-1315/861/7/072121.
- [35] Q. Li, L. Chen, H. Ma und C.-H. Huang. „Enhanced Heat Transfer Characteristics of Graphite Concrete and Its Application in Energy Piles“. In: *Advances in Materials Science and Engineering* (2018), S. 1–12. DOI: 10.1155/2018/8142392.
- [36] A. F. R. Loria. „Energy geostructures: Theory and application“. In: *E3S Web of Conferences* 205 (2020). Hrsg. von J. McCartney und I. Tomac, S. 01004. DOI: 10.1051/e3sconf/202020501004.
- [37] F. Loveridge, J. S. McCartney, G. A. Narsilio und M. Sanchez. „Energy geostructures: A review of analysis approaches, in situ testing and model scale experiments“. In: *Geomechanics for Energy and the Environment* 22 (Mai 2020), S. 100173. DOI: 10.1016/j.gete.2019.100173.
- [38] S. Lozovyi und E. Zahoruiko. „Plaxis Simulation of Static Pile Tests and Determination of Reaction Piles Influence“. In: *Scientific and Technical Journal: New Technologies in Construction* (2012).
- [39] X. Ma, G. Qiu und J. Grabe. „Zur thermisch-hydraulisch-mechanisch gekoppelten Simulation eines Energiepfahls“. In: *geotechnik* 34.4 (Dez. 2011), S. 264–275. DOI: 10.1002/gete.201100008.
- [40] H. A. Mang und G. Hofstetter. „Grundlagen der Plastizitätstheorie“. In: *Festigkeitslehre*. Springer Berlin Heidelberg, 2013, S. 421–442. ISBN: 9783642407529. DOI: 10.1007/978-3-642-40752-9_13.
- [43] *Material Models Manual 2D*. Version Plaxis 2D 2023.2. Bentley Advancing Infrastructure. Juni 2023.
- [44] *Material Models Manual 2D*. Version Plaxis 2D 2024.1. Bentley Advancing Infrastructure. Nov. 2023.
- [45] G. Möller. *Geotechnik: Grundbau*. 2nd ed. Bauingenieur-Praxis. Berlin: Ernst & Sohn, 2012. ISBN: 343360200X.
- [46] R. Obrzud und A. Truty. *The hardening soil model: a practical guidebook*. Techn. Ber. Report 100701. revised 2.01.2020. ZSoil for geotechnics & structures, 2020.
- [61] J. G. Potyondy. „Skin Friction between Various Soils and Construction Materials“. In: *Géotechnique* 11.4 (Dez. 1961), S. 339–353. ISSN: 1751-7656. DOI: 10.1680/geot.1961.11.4.339.
- [62] H. Rattetz, Y. Shi, A. Sac-Morane, T. Klaeyle, B. Mielniczuk und M. Veveakis. „Effect of grain size distribution on the shear band thickness evolution in sand“. In: *Géotechnique* 72.4 (2022), S. 350–363. DOI: 10.1680/jgeot.20.P.120. eprint: <https://doi.org/10.1680/jgeot.20.P.120>. URL: <https://doi.org/10.1680/jgeot.20.P.120>.
- [63] *Reference Manual 2D*. Version Plaxis 2D 2023.2. Bentley Advancing Infrastructure. Juni 2023.

- [64] M. B. Reiter, J. Jello und T. Baser. „Thermo-hydro-mechanical behavior of energy foundations in saturated glacial tills“. In: *Geothermics* 108 (Feb. 2023), S. 102614. DOI: 10.1016/j.geothermics.2022.102614.
- [65] P. W. Rowe. „The Stress-Dilatancy Relation for Static Equilibrium of an Assembly of Particles in Contact“. In: *Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences* 269.1339 (1962), S. 500–527. ISSN: 00804630.
- [66] J. Santos und A. Correia. „Reference threshold shear strain of soil. Its application to obtain an unique strain-dependent shear modulus curve for soil“. In: *15th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Istanbul, Jan. 2001, S. 267–270.
- [67] T. Schanz und P. A. Vermeer. „Angles of friction and dilatancy of sand“. In: *Géotechnique* 46.1 (März 1996), S. 145–151. ISSN: 1751-7656. DOI: 10.1680/geot.1996.46.1.145.
- [68] T. Schanz, P. Vermeer und P. Bonnier. „The hardening soil model: Formulation and verification“. In: *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*. Routledge, Jan. 2019, S. 281–296. ISBN: 9781315138206. DOI: 10.1201/9781315138206-27.
- [69] H. Schweiger. *Numerical Geotechnics*. Vorlesungsskript. Technische Universität Wien. Institut für Geotechnik, 2023.
- [70] H. F. Schweiger. „The Role of Advanced Constitutive Models in Geotechnical Engineering“. In: *Geomechanics and Tunnelling* 1.5 (2008), S. 336–344. DOI: <https://doi.org/10.1002/geot.200800033>.
- [71] J. M. Seitz und H.-G. Schmidt. *Bohrpfähle*. Berlin: Ernst, 2000. ISBN: 343301308X.
- [72] K. Simmer, J. Gerlach, M. Pulsfort und B. Walz. *Grundbau: 2. Baugruben und Gründungen*. 18., vollst. überarb. Auflage. Stuttgart: Teubner, 1999. ISBN: 351935232X.
- [73] K. H. Stokoe, M. B. Darendeli, R. B. Gilbert, F.-Y. Menq und W. K. Choi. „Development of a New Family of Normalized Modulus Reduction and Material Damping Curves“. In: *International Workshop on Uncertainties in Nonlinear Soil Properties and their Impact on Modeling Dynamic Soil Response* (2004).
- [74] F. Tschuchnigg und H. Schweiger. „Comparison of Deep Foundation Systems using 3D Finite Element Analysis Employing Different Modeling Techniques“. In: *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA* 44.3 (2013).
- [75] F. Tschuchnigg. „3D Finite Element Modelling of Deep Foundations Employing an Embedded Pile Formulation“. Diss. Technische Universität Graz, 2012.
- [76] P. Vermeer und M. Wehnert. „Numerical analyses of load tests on bored piles“. In: *Numerical Models in Geomechanics*. Taylor & Francis, Aug. 2004, S. 505–511. DOI: 10.1201/9781439833780.ch72.
- [77] M. Vucetic und R. Dobry. „Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response“. In: *Journal of Geotechnical Engineering* 117.1 (Jan. 1991), S. 89–107. DOI: 10.1061/(asce)0733-9410(1991)117:1(89).
- [80] P.-A. von Wolfersdorff und H. F. Schweiger. „Numerische Verfahren in der Geotechnik“. In: *Grundbau-Taschenbuch – Teil 1*. Hrsg. von K.-J. Witt. 8. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn, 2017. Kap. 1.10, S. 633–720.
- [81] W. Yang, L. Zhang, H. Zhang, F. Wang und X. Li. „Numerical investigations of the effects of different factors on the displacement of energy pile under the thermo-mechanical loads“. In: *Case Studies in Thermal Engineering* 21 (Okt. 2020), S. 100711. DOI: 10.1016/j.csite.2020.100711.

- [82] M. Ziegler. „Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau“. In: *Grundbau-Taschenbuch – Teil 1*. Hrsg. von K.-J. Witt. 8. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn, 2017. Kap. 1.1, S. 1–44.

Normen, Richtlinien, Gesetze

- [15] *DIN 1054:2021 04: Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1*. Berlin: DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Apr. 2021.
- [16] *DIN EN ISO 22477-1:2019 12: Geotechnische Erkundungen und Untersuchungen – Prüfung von geotechnischen Bauwerken und Bauwerksteilen – Teil 1: Statische axiale Pfahlprobebelastungen auf Druck*. Berlin: DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Dez. 2019.
- [47] *ÖNORM B 1997-1-1:2021 06: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln*. Wien: Austrian Standards, Juni 2021.
- [48] *ÖNORM B 1997-1-3:2015 08: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1-3: Pfahlgründungen*. Wien: Austrian Standards, Aug. 2015.
- [49] *ÖNORM B 5016:2018 11: Erdarbeiten für Rohrleitungen des Siedlungs- und Industriewasserbaus*. Wien: Austrian Standards, Nov. 2018.
- [50] *ÖNORM EN 12699:2015 09: Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Verdrängungspfähle*. Wien: Austrian Standards, Sep. 2015.
- [51] *ÖNORM EN 14199:2016 10: Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Mikropfähle*. Wien: Austrian Standards, Okt. 2016.
- [52] *ÖNORM EN 1536:2015 10: Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Bohrpfähle*. Wien: Austrian Standards, Dez. 2015.
- [53] *ÖNORM EN 1990:2013 03: Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung*. Wien: Austrian Standards, März 2013.
- [54] *ÖNORM EN 1992-1-1:2021 10: Eurocode 2 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1: Allgemeine Regeln*. Wien: Austrian Standards, Okt. 2021.
- [55] *ÖNORM EN 1997-1:2014 11: Eurocode 7 – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln*. Wien: Austrian Standards, Nov. 2014.
- [56] *ÖNORM EN 1997-2:2010 08: Eurocode 7 – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds*. Wien: Austrian Standards, Aug. 2010.
- [57] *ÖNORM EN ISO 17892-5:2023 02: Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Laborversuche an Bodenproben – Teil 5: Ödometerversuch mit stufenweiser Belastung*. Wien: Austrian Standards, Feb. 2023.
- [58] *ÖNORM EN ISO 17892-9:2018 07: Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Laborversuche an Bodenproben – Teil 9: Konsolidierte triaxiale Kompressionsversuche an wassergesättigten Böden*. Wien: Austrian Standards, Juli 2018.
- [59] *Österreichische Bautechnik Vereinigung – Richtlinie Bohrpfähle: öbv*. Wien, Nov. 2013.
- [60] *Österreichische Bautechnik Vereinigung – Richtlinie Erdwärmennutzung mit Massivabsorbern: öbv*. Wien, Okt. 2019.

Projektbezogene Unterlagen

- [18] *Ergebnisse der Bodenphysikalischen Untersuchungen*. Techn. Ber. Forschungsprojekt Unteres Hausfeld. Erdbaulaboratorium, Technische Universität Wien, 2019.
- [41] R. Markiewicz und D. Adam. *Forschungsprojekt Unteres Hausfeld: Teil 3 – Energiepfahlversuche*. Hrsg. von D. Adam. Mitteilungen des Institutes für Geotechnik Heft 8. Wien: Institut für Geotechnik, 2020. ISBN: 978-3-9501738-9-5.
- [42] C. Marzy. „Großmaßstäbliche Versuche zum Last-Verformungsverhalten von Großbohrpfählen, Düsenstrahlsäulen und der Rückverankerung von Düsenstrahlsohlen im typischen Wiener Baugrund“. Diplomarbeit. Technische Universität Wien, 2012.
- [78] J. Wagner. „Großmaßstäbliche axiale Belastungsversuche an Großbohrpfählen im typischen Wiener Baugrund“. Diplomarbeit. Technische Universität Wien, 2019.
- [79] J. Wagner, M. Dafert und D. Adam. *Forschungsprojekt Unteres Hausfeld: Teil 1 – Forschungsbericht*. Hrsg. von D. Adam. Mitteilungen des Institutes für Geotechnik Heft 6. Wien: Institut für Geotechnik, 2020. ISBN: 978-3-9501738-7-1.

Abbildungsverzeichnis

2.1	Pfahlsysteme mit zugehörigen Ausführungsnormen nach [26] (zitiert von [14]) . .	14
2.2	Schematische Darstellung einer Widerstand-Setzungslinie (WSL): Gesamtwiderstand $R_c(s)$ in rot, die Anteile Spitzendruck $R_b(s)$ strichliert und Mantelreibung $R_b(s)$ strichpunktirt [45] (adaptiert)	15
2.3	Geometrische Form des an einem Einzelpfahl hängenden Bodenkörpers [48] . . .	17
2.4	Unterschiedliche Belastungseinrichtungen einer statischen Pfahlprobebelastung [45]	22
2.5	Lastzyklen und Belastung einer statischen Pfahlprobebelastung über die Zeit; P_P =Prüflast [45]	23
2.6	Widerstand-Setzungslinien einer statischen Pfahlprüfung, mit den Anteilen für Spitzendruck und Mantelreibung [42] (adaptiert)	24
2.7	Kriechmaß in Abhängigkeit von der Last [16]	25
3.1	Mindestabmessungen eines numerischen Finite-Elemente-Modells einer Baugrube gemäß Empfehlungen der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik [13]	30
3.2	3D FE-Modell einer Schleusen-Baugrube in unmittelbarer Nähe eines vorhandenen Schiffshebewerks von [24]	31
3.3	Linear-elastisch, ideal-plastisches Materialverhalten [43]	34
3.4	Darstellung einer <i>nicht-assoziierten Fließregel</i> $f \neq g$ (links) und <i>assoziierten Fließregel</i> $f = g$ (rechts) im dreidimensionalen Spannungsraum [69]	35
3.5	Schematische Darstellung einer isotropen (links) und kinematischen (rechts) Verfestigung im zweidimensionalen Spannungsraum nach [69] (adaptiert)	36
3.6	<i>Mohr-Coulomb</i> Grenzbedingung im dreidimensionalen effektiven Hauptspannungsraum, adaptiert nach [70]	37
3.7	Hyperbolische Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Erstbelastung eines Triaxialversuchs des HS-Modells nach PLAXIS [43]	39
3.8	Definition der Referenzsteifigkeiten E_{50}^{ref} und $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ aus Ergebnissen eines drainierten Triaxialversuchs (links) und $E_{\text{oad}}^{\text{ref}}$ aus Ergebnissen eines Ödometersversuchs (rechts) nach [43]	40
3.9	Deviatorische Fließfläche und Kappenfließfläche im p'/q -Diagramm adaptiert nach [21] (links), Konturen der Fließflächen im dreidimensionalen Spannungsraum adaptiert nach [43] (rechts)	41
3.10	Historisch höchste Spannung σ_p in Relation zur vorherrschenden Spannung σ_{yy}^0 bei <i>OCR</i> (links) und <i>POP</i> (rechts) nach [43]	42
3.11	Resultierende Dehnungskurve eines drainierten Triaxial-Tests mit Dilatanz „cut-off“ [43]	44
3.12	Bodensteifigkeit in Abhängigkeit von der logarithmisch aufgetragenen Scherdehnung nach [10]	45
3.13	Reduktionskurve des Tangentenmoduls G_t mit unterem Grenzwert für elastische Entlastung- und Wiederbelastung nach [10]	46
4.1	Phasen der Modellierung eines axial belasteten Einzelpfahls von Krasiński und Wiszniewski [30]	51

4.2	Geometrie der vereinfachten KPP Einheitszelle [74]	52
4.3	Verschiedene Layouts der Gründung der DC-Tower als 3D Modelle von Tschuchnigg und Schweiger [74]	53
4.4	Schematische Darstellung des physischen Modells eines Energiepfahls [81]	54
4.5	Numerisches Modell in isometrischer und frontaler Ansicht [64]	55
5.1	Lage des Forschungsfeldes, Auszüge aus dem <i>Baugrunderkater Wien</i> [9] (adaptiert)	58
5.2	Lage der Energiepfähle, relevanten Großbohrpfähle, Kernbohrungen und Rammsondierung am Grundstück, Auszug aus dem <i>Baugrunderkater Wien</i> [9] (adaptiert)	59
5.3	Grundriss der Testfelder, sowie Lage der einzelnen Bohrpfähle und Aufschlüsse .	60
5.4	Ausgegrabene Kiespfähle B.K1 und B.K2 (Foto: ARGE – FPUH)	61
5.5	Bewehrungskorb eines Miozänpfahls mit Doppelwandrohr und Druckmessdose (Foto: ARGE – FPUH)	61
5.6	Komponenten des Messwerterfassungssystem I (Fotos: ARGE – FPUH)	62
5.7	Hydraulische Presse der Belastungseinrichtung (Foto: ARGE – FPUH)	64
6.1	Schnitt durch die Pfähle B.K55 und B.M5, sowie Kernbohrungen und Entnahmetiefen der relevanten Proben	66
6.2	Abmessungen des Kiespfahl-Modells B.K55, sowie definierte Schichtbezeichnungen	67
6.3	Definiertes Bohrprofil des Kiespfahl-Modells B.K55	73
6.4	Strukturelemente des Kiespfahl-Modells B.K55	77
6.5	Generiertes Netz des Kiespfahl	79
6.6	Konstruktionsphasen des Kiespfahl-Modells B.K55	80
6.7	Berechnungseinstellungen der Konstruktionsphasen des Kiespfahl-Modells B.K55	81
6.8	Abmessungen und Schichtaufbau des Miozänpfahl-Modells B.M5	82
6.9	Definiertes Bohrprofil des Miozänpfahls B.M5	86
6.10	Strukturelemente des Miozänpfahl-Modells, Bereich beim Pfahlkopf links und Bereich beim Pfahlfuß rechts	88
6.11	Generiertes Netz des Miozänpfahl-Modells	89
6.12	Konstruktionsphasen des Miozänpfahl-Modells B.M5	90
7.1	Widerstand-Verschiebungslinien der Versuchsreihe B.K51 bis B.K55	92
7.2	Gegenüberstellung der Widerstand-Verschiebungslinien des Kiespfahl-Modells und dem Pfahl B.K55	94
7.3	Gegenüberstellung der Widerstand-Verschiebungslinien des Kiespfahl-Modells und Prüfpfahls B.K55 im Bereich der charakteristischen Belastung	95
7.4	Längskraftverläufe des Kiespfahl-Modells und Prüfpfahls B.K55 bei einzelnen Belastungsstufen	97
7.5	Volumetrische Dehnungen ε_v des Kiespfahl-Modells bei unterschiedlichen Laststufen (Pfahlkopfverschiebungen s)	98
7.6	Widerstand-Verschiebungslinien der Versuchsreihe B.M1 bis B.M5	100
7.7	Gegenüberstellung der Widerstand-Verschiebungslinien des Miozänpfahl-Modells und dem Pfahl B.M5	102
7.8	Gegenüberstellung der Widerstand-Verschiebungslinien des Miozänpfahl-Modells und Prüfpfahls B.M5 im Bereich der charakteristischen Belastung	103
7.9	Längskraftverläufe des Miozänpfahl-Modells und Prüfpfahls B.M5 bei einzelnen Belastungsstufen	104
7.10	Versagensmechanismus des Miozänpfahl-Modells bei unterschiedlichen Laststufen	105

8.1	Gegenüberstellung der Widerstand-Verschiebungslinien des Grundmodells-Kiespfahl und den Modellen mit variierter Steifigkeit	109
8.2	Gegenüberstellung der Widerstand-Verschiebungslinien des Grundmodells-Kiespfahl und den Modellen mit variierten Erdruchdruckbeiwerten	110
8.3	Gegenüberstellung der Widerstand-Verschiebungslinien des Grundmodells-Kiespfahl und den Modellen mit variierten Reibungswinkeln	112
8.4	Gegenüberstellung der Widerstand-Verschiebungslinien des Grundmodells-Kiespfahl und den Modellen mit variierten Dilatanzwinkeln	113
8.5	Gegenüberstellung der Widerstand-Verschiebungslinien des Grundmodells-Kiespfahl und den Modellen mit variierten Porenanteil	115
8.6	Gegenüberstellung der Widerstand-Verschiebungslinien des Grundmodells-Kiespfahl und den Modellen mit variierten Durchmessern	116
8.7	Gegenüberstellung der Widerstand-Verschiebungslinien des Grundmodells-Miozänpfahl und den Modellen mit variierter Steifigkeit	118
8.8	Gegenüberstellung der Widerstand-Verschiebungslinien des Grundmodells-Miozänpfahl und den Modellen mit variierter Kohäsion	119
8.9	Gegenüberstellung der Widerstand-Verschiebungslinien des Grundmodells-Miozänpfahl und den Modellen mit variierten Reibungswinkeln	121
8.10	Gegenüberstellung der Widerstand-Verschiebungslinien des Grundmodells-Miozänpfahl und den Modellen mit variierte Vorkonsolidierung	122
A.1	Großrahmenscherversuch der Mischprobe der quartären Sedimente – Auswertung bei minimaler Porenzahl [18]	142
A.2	Großrahmenscherversuch der Mischprobe der quartären Sedimente – Auswertung bei maximaler Scherspannung [18]	143
A.3	Korngrößenverteilungen der quartären Sedimente [18]	144
A.4	Korngrößenverteilung der miozänen Sedimente [18]	145
B.1	Ergebnisse der schweren Rammsondierung DPH-01 [79]	146
B.2	Ergebnisse der schweren Rammsondierung DPH-03 [79]	147
B.3	Kernbohrung KB-Z1 [79]	148
B.4	Kernbohrung KB-Z3 [79]	149
C.1	Bewerkungskörbe der Energiepfähle mit montierten Absorberleitungen [41]	177
C.2	Messinstrumente im Kiespfahl, Darstellung in Ansicht und Querschnitt, [41] (adaptiert)	179
C.3	Mechanische Belastungseinrichtung [41]	180
C.4	Versuchsablauf der Energiepfahlversuche [41]	182

Tabellenverzeichnis

2.1	Empfohlene Wartezeiten zwischen Einbringen und Prüfung eines Pfahls [16, S. 14]	21
3.1	Parameter des <i>Mohr-Coulomb model</i> in PLAXIS 2D [43]	38
3.2	Parameter des <i>Hardening Soil model</i> in PLAXIS 2D [43]	44
3.3	Zusätzliche Parameter des <i>Hardening Soil model with small-strain stiffness</i> in PLAXIS 2D [43]	46
3.4	Anwendungsbereiche gängiger Stoffmodelle nach [80]	47
5.1	Herstellparameter der Großbohrpfähle [79]	62
5.2	Instrumentierung des Messwerterfassungssystems II der Pfähle BM.5 und BK.55 [79]	63
6.1	Bodenparameter des Donauschotter nach Wagner et al. [79]	68
6.2	Ergebnisse der schweren Rammsondierung DPH-01 [79]	69
6.3	Lagerung und Tangentenmoduln der Kiesschichten auf Grundlage der schweren Rammsondierung DPH-03	70
6.4	Abgeleitete Tangentenmoduln der einzelnen Kiesschichten	70
6.5	Verwendete Tangentenmoduln der einzelnen Kiesschichten nach Erfahrungswerten	71
6.6	Übernommene und voreingestellte Steifigkeitsparameter des Kiespfahl-Modells	71
6.7	Parameter des Dilatanz „Cut-off“ im Kiespfahl Modell B.K55	72
6.8	Parameter der Pfahlmaterialien, Kiespfahl B.K55	75
6.9	Abmessungen der Bereiche mit Netzverfeinerung und zugehörigen Grobheitsfaktoren des Kiespfahl-Modells	78
6.10	Bodenparameter des Miozäns nach [18]	82
6.11	Ergebnisse der Scherversuche der miozänen Sedimente aus Proben der Kernbohrung KB-Z1 nach [18]	83
6.12	Ergebnisse der Kompressionsversuche im Miozän aus Proben der Kernbohrung KB-Z1 [18]	84
6.13	Erweiterte Steifigkeitsparameter des Miozänmodells	84
6.14	Parameter der Pfahlmaterialien, Miozänpfahl B.M5	87
6.15	Abmessungen der Bereiche mit Netzverfeinerung und zugehörigen Grobheitsfaktoren des Miozänpfahl-Modells	88
8.1	Variation der Steifigkeit der kiesigen Schichten	108
8.2	Variation des Erdruchdruckbeiwerts K_0 der Kiesschichten	110
8.3	Variation des Reibungswinkels φ' der Kiesschichten	111
8.4	Variation des Dilatanzwinkels ψ der Kiesschichten	113
8.5	Variation des Porenanteils n_{mit} der Kiesschichten	114
8.6	Variation des Durchmessers D des Kiespfahls	115
8.7	Variation der Steifigkeit der miozänen Schichten	117
8.8	Variation der Kohäsion c' der miozänen Schichten	119
8.9	Variation des Reibungswinkels φ' der miozänen Schichten	120
8.10	Variation der Vorkonsolidierungsspannung der miozänen Schichten	122

A.1	Schlagzahlen für die schwere Rammsonde (DPH) – Richtwerte [49]	139
A.2	Ergebnisse der schweren Rammsondierung DPH-01 [79]	139
A.3	Parameter der Bodenmaterialien des Kiespfahlmodells B.K55	140
A.4	Verschiebungswerte der eingepprägten Linienverschiebung des Modellpfahls-Kies nach den Pfahlkopfverschiebungen des Prüfpfahls B.K55	140
A.5	Parameter der Bodenmaterialien des Miozänpfahlmodells B.M5	141
A.6	Berechnung der Belastungswerte des Modellpfahls-Miozän nach den Prüflasten vom Prüfpfahl B.M5	141
C.1	Herstellparameter der Energiepfähle [41]	177

Anhang A

Ergänzungen Modellierung

Tab. A.1: Schlagzahlen für die schwere Rammsonde (DPH) – Richtwerte [49]

Schlagzahl je 10cm Eindringtiefe n_{10} (DPH)	Bodenzustand		Relative Dichte bezogen auf Proctordichte D_{Pr} %
	nichtbindiger schwach bindiger Boden	bindiger Boden	
bis 2	sehr locker	weich	bis 90
3 bis 7	locker	steif	über 90 bis unter 95
8 bis 12	mitteldicht	halbfest	ab 95 bis unter 97
13 bis 15			ab 97 bis unter 98
16 bis 30	dicht	halbfest	ab 98 bis unter 100
über 30	sehr dicht	fest	ab 100

Tab. A.2: Ergebnisse der schweren Rammsondierung DPH-01 [79]

	bis Tiefe in [cm]										Durchschnitt	Lagerung
	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90		
0	0	1	1	2	3	3	3	4	3	2	2,2	locker
1	4	2	2	2	2	2	3	3	3	3	2,6	locker
2	4	3	3	3	4	3	3	4	3	3	3,3	locker
3	4	4	6	6	7	8	4	6	9	8	6,2	locker
4	8	8	7	5	6	8	11	11	11	14	8,9	mitteldicht
5	19	23	35	86	58	21	20	22	21	17	32,2	sehr dicht
6	14	10	10	12	13	15	14	15	15	16	13,4	mitteldicht
7	16	15	14	15	16	16	17	19	20	20	16,8	dicht
8	23	25	26	29	31	31	30	29	29	28	28,1	dicht
9	29	32	33	36	36	43	46	47	46	51	39,9	sehr dicht
10	53	55	66	71	90	100	100				76,4	sehr dicht

Tab. A.3: Parameter der Bodenmaterialien des Kiespfahlmodells B.K55

	Anschüttung	Kies			
		locker	mitteldicht	dicht	sehr dicht
Soil model	HS	HSS	HSS	HSS	HSS
γ	21,5	21,9	21,9	21,9	21,9
γ_{sat}	23,26	23,26	23,26	23,26	23,26
E_{50}^{ref}	14 000	14 000	24 000	35 000	47 000
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	14 000	14 000	24 000	35 000	47 000
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	42 000	42 000	72 000	105 000	141 000
ν_{ur}	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
m	0,55	0,55	0,55	0,55	0,55
p^{ref}	100	100	100	100	100
G_0^{ref}	-	186 000	186 000	186 000	186 000
$\gamma_{0.7}$	-	$1 \cdot 10^{-4}$	$1 \cdot 10^{-4}$	$1 \cdot 10^{-4}$	$1 \cdot 10^{-4}$
c'	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4
φ'	36	36	36	36	36
ψ	5	5	5	5	5
Dilatanz „Cut-off“	-	aktiv	aktiv	aktiv	aktiv
n_{init}	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27
n_{min}	-	0,17	0,17	0,17	0,17
n_{max}	-	0,38	0,38	0,38	0,38
δ_{inter}	-	1,5 cm	1,5 cm	1,5 cm	1,5 cm
Strength det.	Manual	Manual	Manual	Manual	Rigid
R_{inter}	0,99	0,99	0,99	0,99	-

Tab. A.4: Verschiebungswerte der eingepprägten Linienverschiebung des Modellpfahls-Kies nach den Pfahlkopferschiebungen des Prüfpfahls B.K55

Belastung F Soll [kN]	Verschiebung Versuch [mm]	Verschiebung PLAXIS 2D [mm]
-50	-0,41	-0,41
-240	-0,81	-0,81
-425	-1,83	-1,83
-800	-6,51	-6,51
-50	-5,44	-5,44
-425	-5,95	-5,95
-800	-7,12	-7,12
-1450	-15,12	-15,12
-2100	-25,99	-25,99
-2750	-39,63	-39,63
-3400	-55,52	-55,52
-4050	-77,53	-77,53
-4700	-110,47	-110,47
-5360	-156,99	-156,99
-5865	-175,35	-175,35
-80	-166,41	-166,41

Tab. A.5: Parameter der Bodenmaterialien des Miozänpfahlmodells B.M5

	Anschüttung	locker	Kies mitteldicht	Schluff tonig	Feinsand
Soil model	HS	HS	HS	HSS	HSS
γ	21,5	21,9	21,9	19,7	21,8
γ_{sat}	23,26	23,26	23,26	19,9	22,0
n_{init}	0,22	0,22	0,22	0,44	0,32
E_{50}^{ref}	9000	9000	23 000	17 000	25 000
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	9000	9000	23 000	17 000	25 000
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	27 000	27 000	69 000	50 000	60 000
ν_{ur}	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
m	0,55	0,55	0,55	0,70	0,50
p_{ref}	100	100	100	100	100
G_0^{ref}	-	-	-	84 040	140 200
$\gamma_{0.7}$	-	-	-	$1,71 \cdot 10^{-4}$	$1,71 \cdot 10^{-4}$
c'	3,4	3,4	3,4	15	5
φ'	33	33	33	25,6	29,3
ψ	0	0	0	0	0
Strength det.	Rigid	Rigid	Rigid	Manual	Manual
R_{inter}	-	-	-	0,66	0,90
POP	-	-	-	414	414

Tab. A.6: Berechnung der Belastungswerte des Modellpfahls-Miozän nach den Prüflasten vom Prüfpfahl B.M5

Belastung F Soll [kN]	Prüfkraft F IST [kN]	Belastung q Plaxis 2D [kN/m/m]
-50	-47,82	-75
-238	-203,93	-320
-425	-389,64	-610
-800	-793,46	-1245
-50	-40,46	-65
-425	-414,58	-650
-800	-791,79	-1245
-1450	-1488,43	-2340
-2100	-2096,65	-3295
-2750	-2755,61	-4330
-3400	-3413,56	-5365
-4050	-4022,11	-6320
-50	-81,50	-130

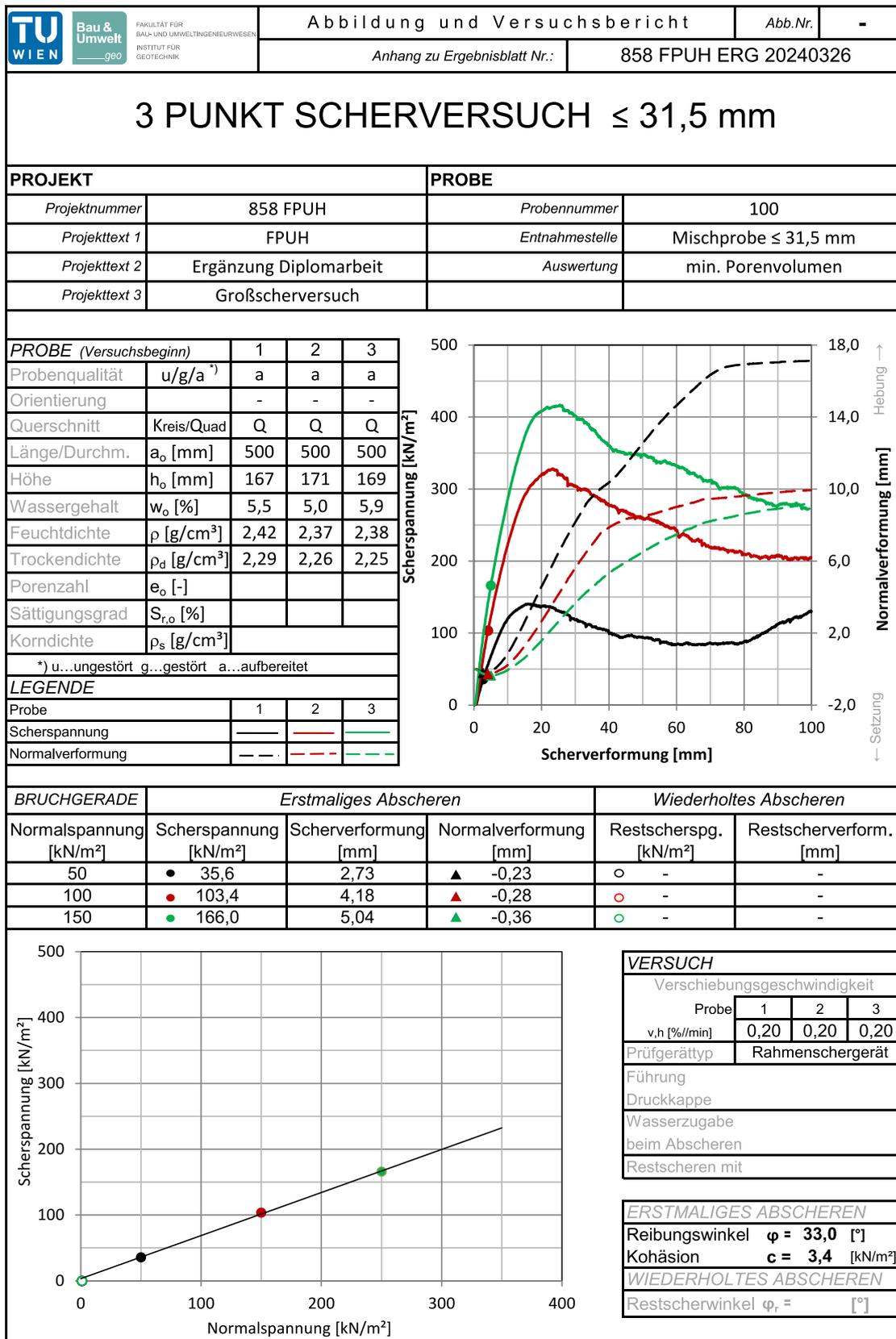


Abb. A.1: Großrahmenscherversuch der Mischprobe der quartären Sedimente – Auswertung bei minimaler Porenzahl [18]

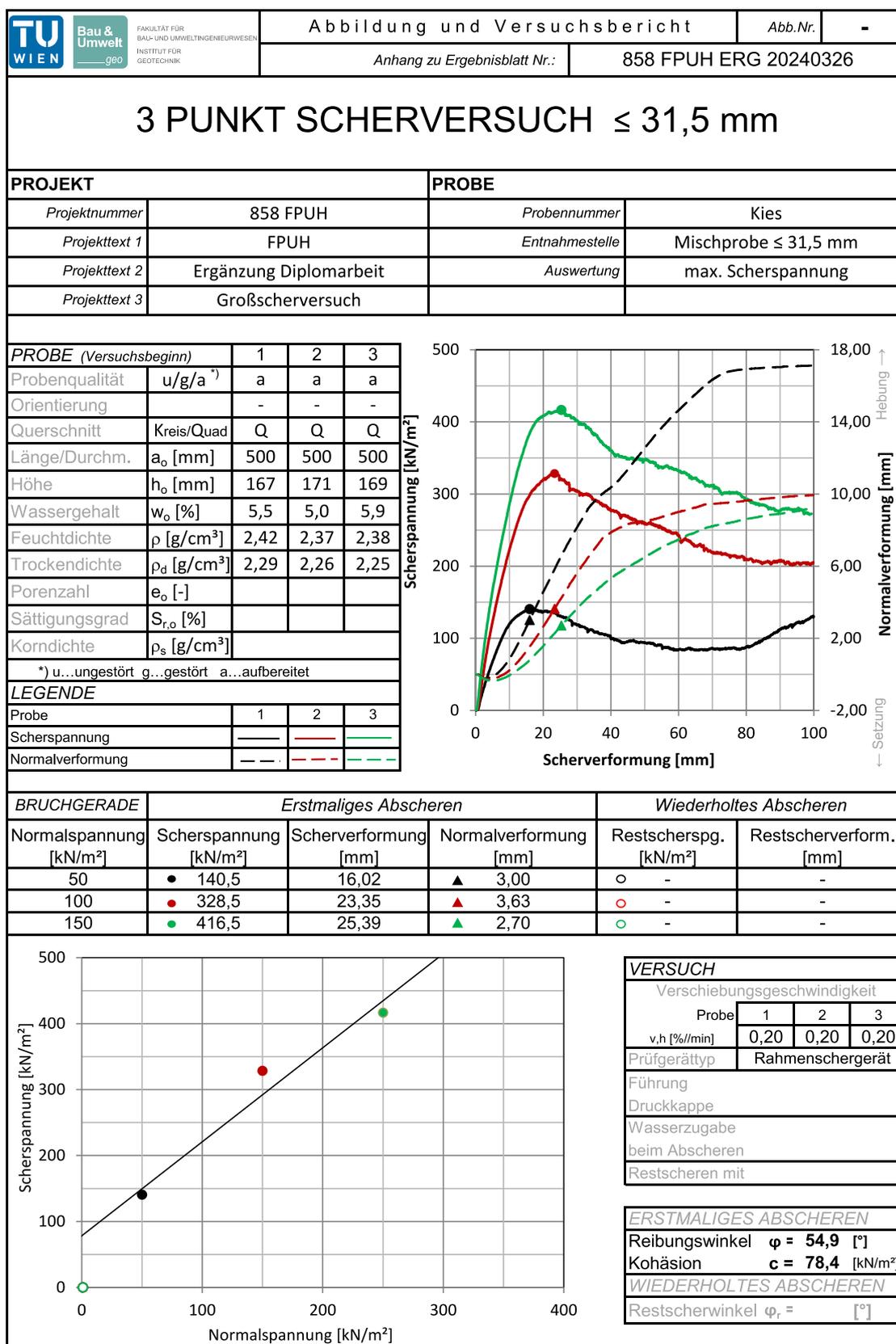


Abb. A.2: Großrahmenscherversuch der Mischprobe der quartären Sedimente – Auswertung bei maximaler Scherspannung [18]

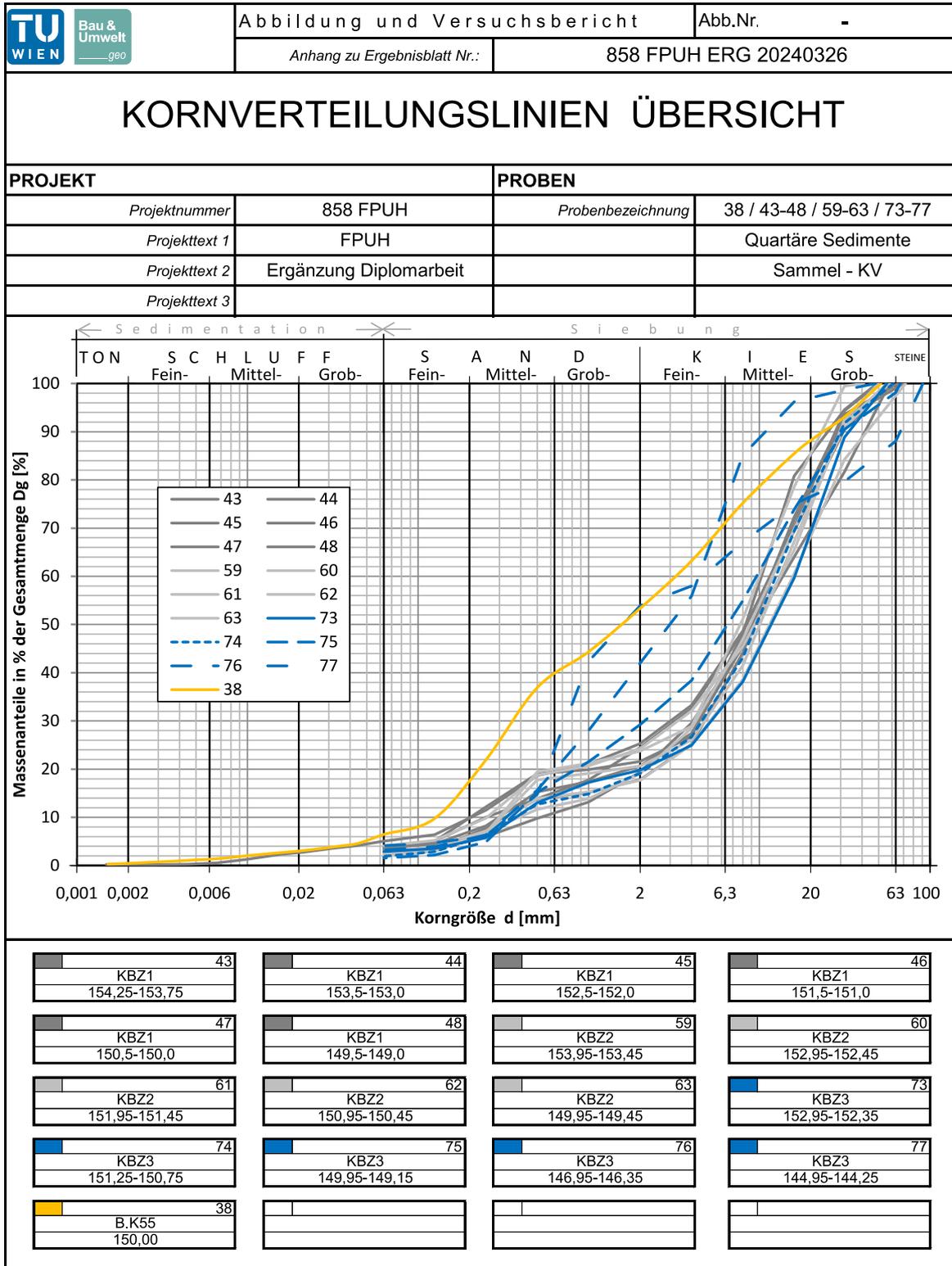


Abb. A.3: Korngrößenverteilungen der quartären Sedimente [18]

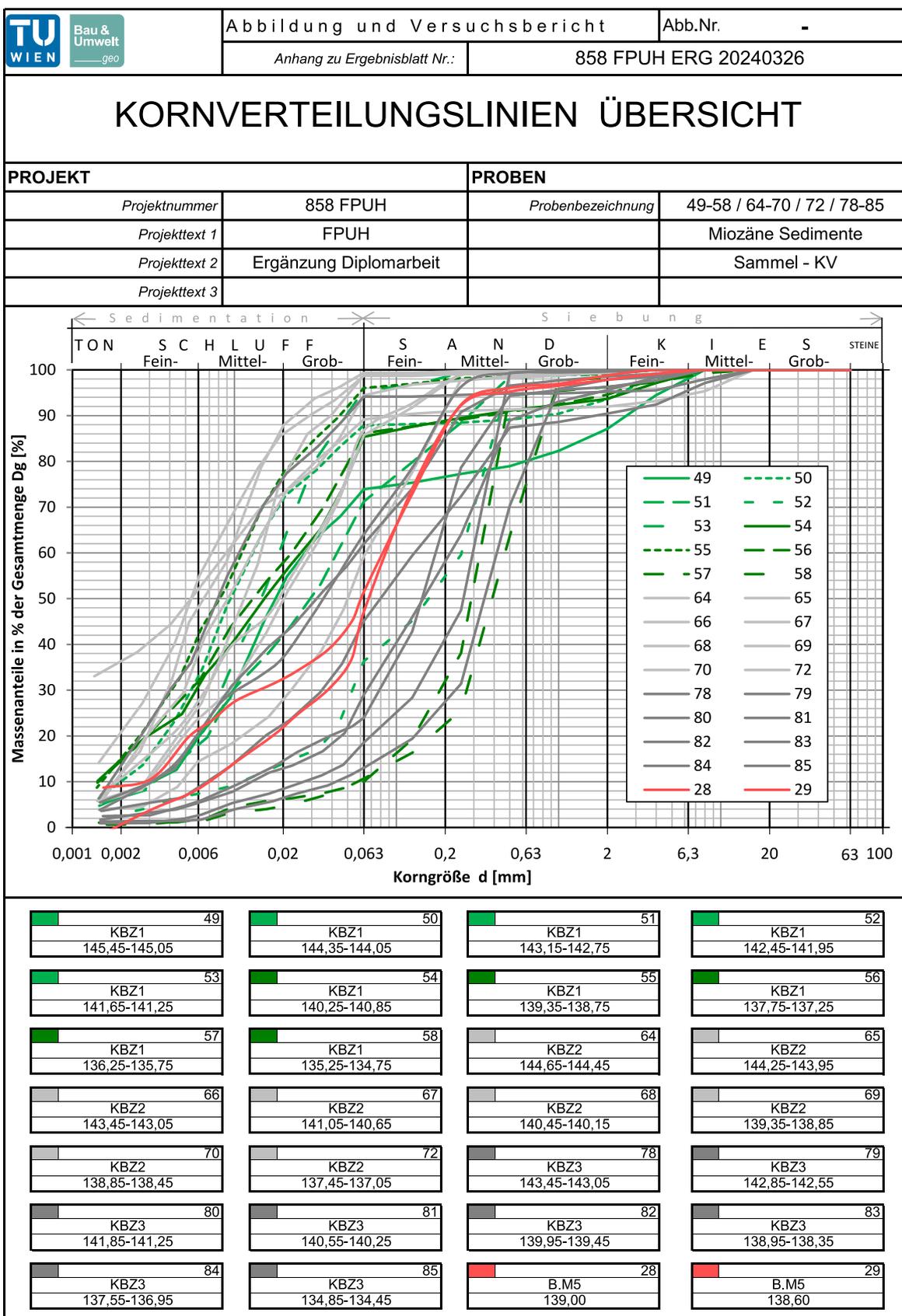


Abb. A.4: Korngrößenverteilung der miozänen Sedimente [18]

Anhang B

Ergänzungen Pfahlversuche des FPUHs

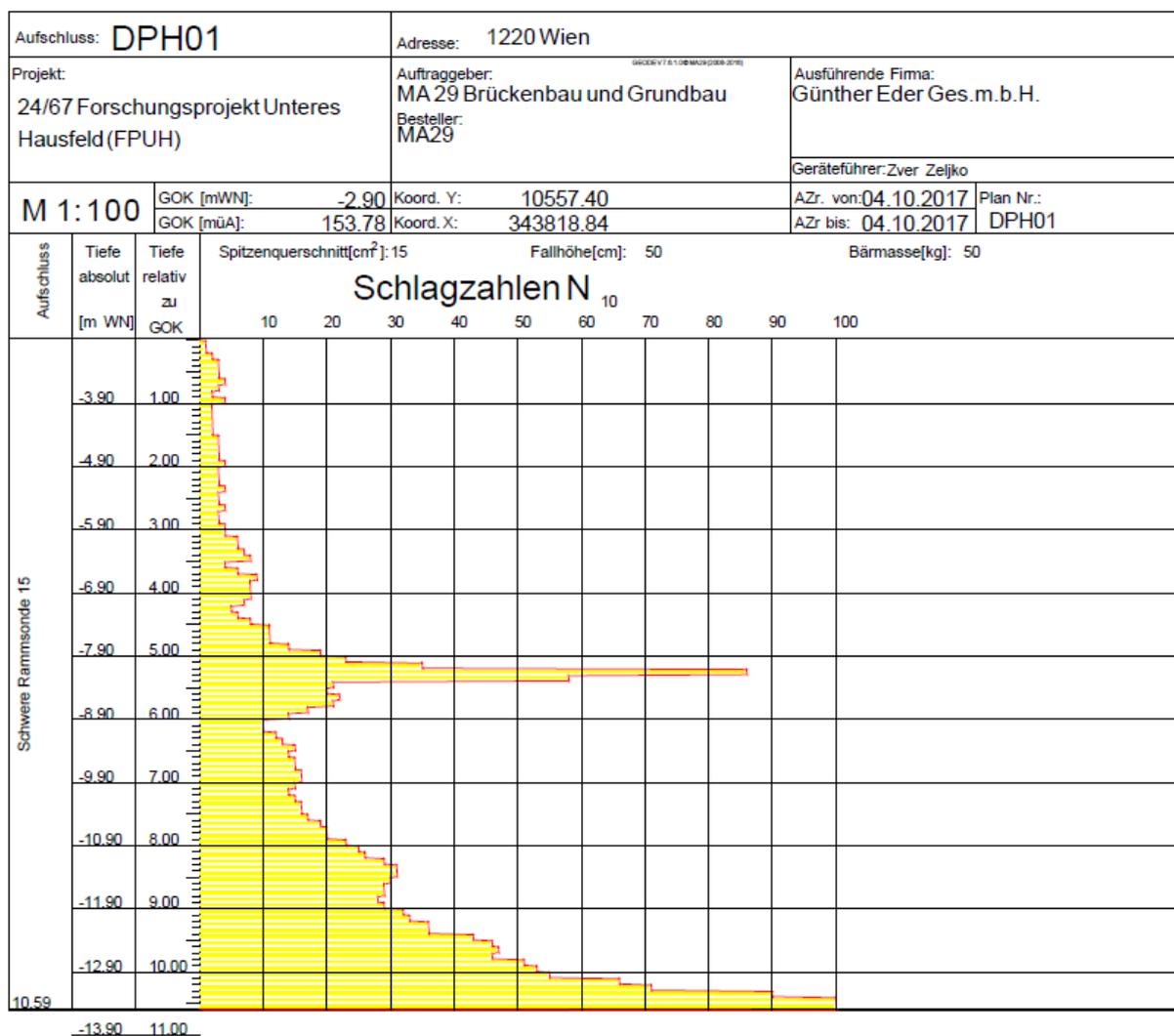


Abb. B.1: Ergebnisse der schweren Rammsondierung DPH-01 [79]

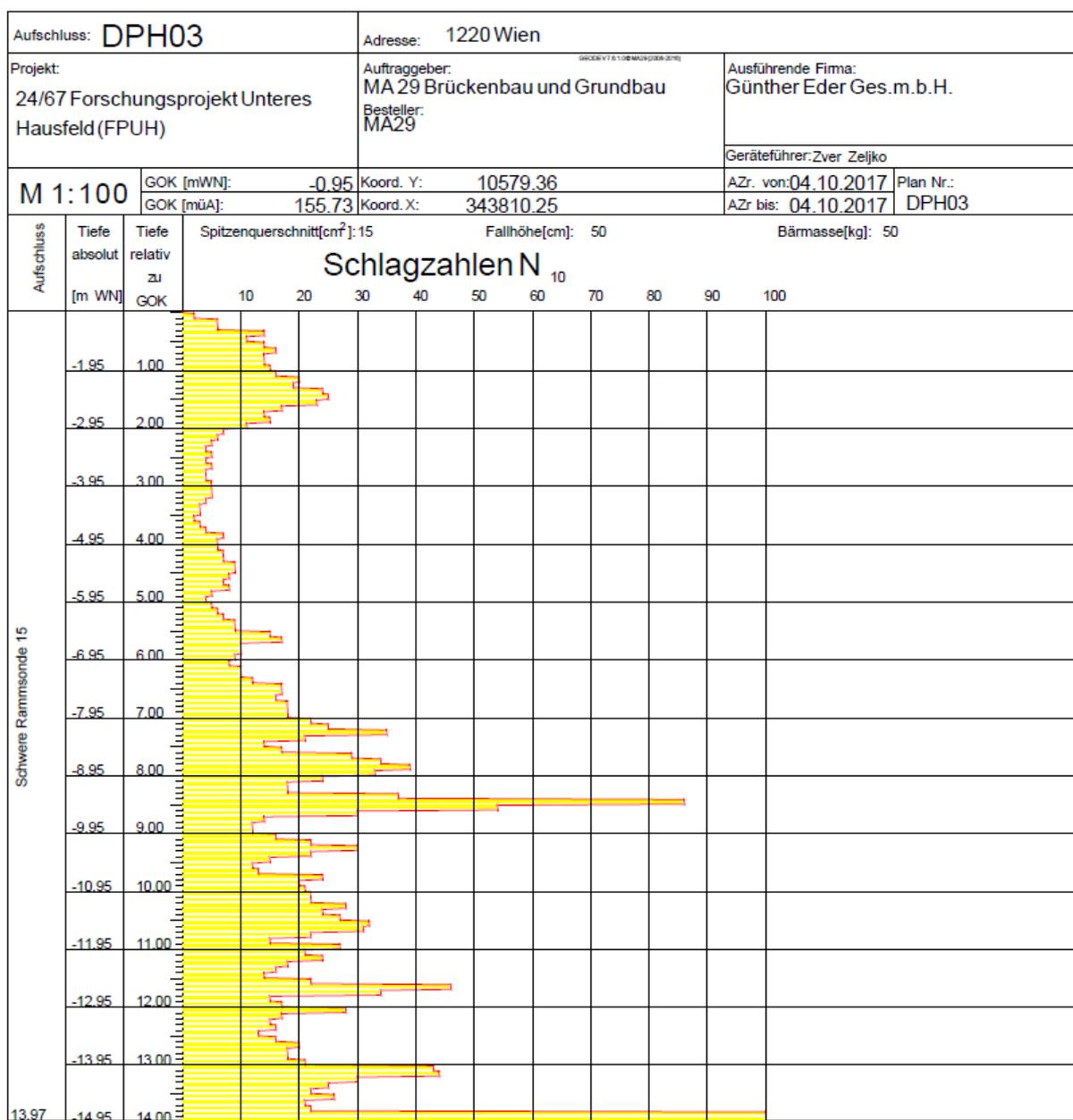


Abb. B.2: Ergebnisse der schweren Rammsondierung DPH-03 [79]

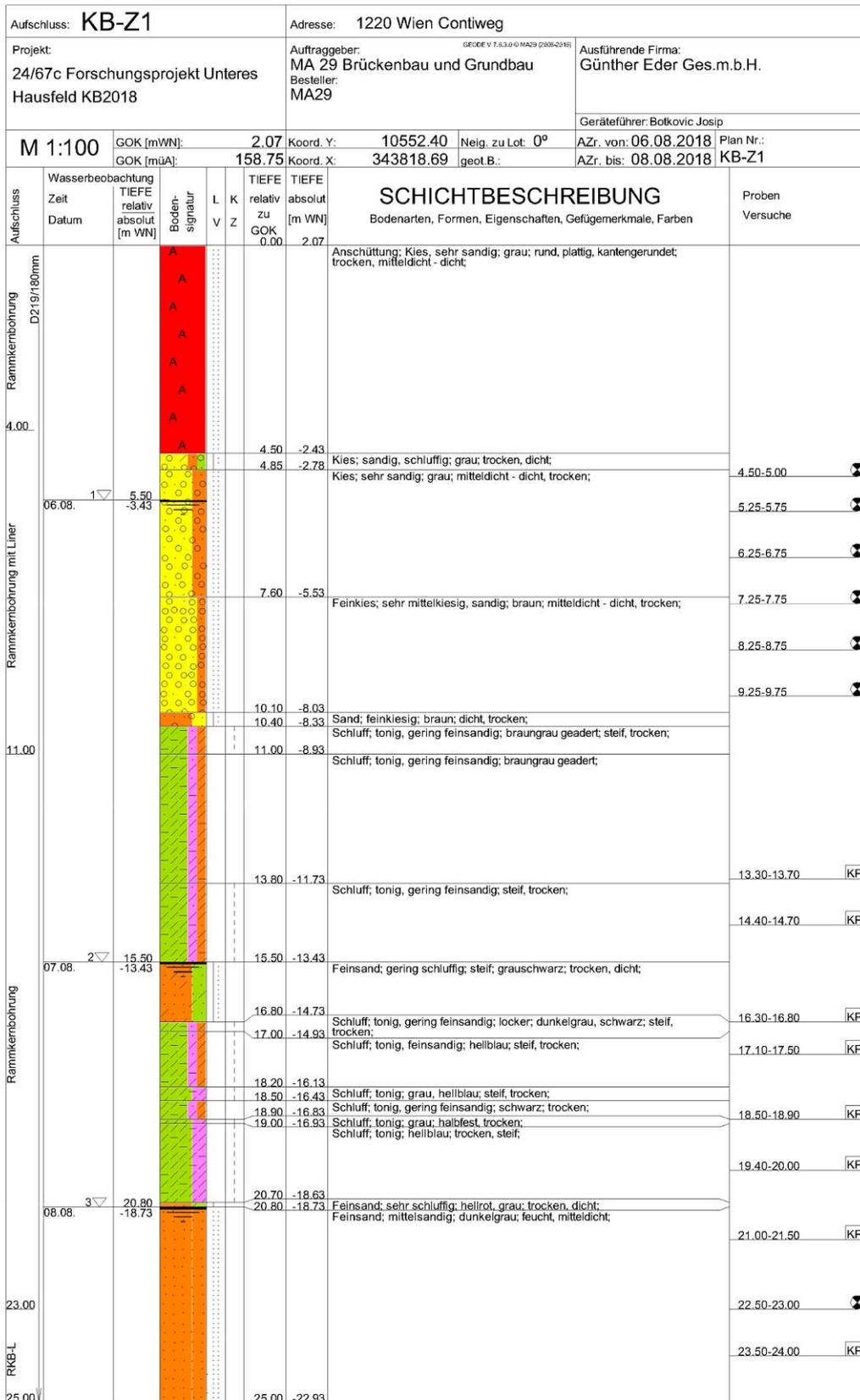


Abb. B.3: Kernbohrung KB-Z1 [79]

Forschungsprojekt "Unteres Hausfeld"

VERSUCHSAUSWERTUNG

der statischen Pfahlprobebelastung gemäß EA-Pfähle

Status: **Endfassung** Stand: **05.03.2019**

Allgemeine Angaben:

Prüfkörper:	B.K55
Prüffeld:	2
Versuch:	Großbohrpfahl Druck
Bodenschicht Prüfstrecke:	Kies
Herstellungsverfahren:	verrohrter Bohrfahl

Versuchsdaten:

Prüfung Nr.:	7
Prüfdatum:	12.07.2017
Versuchsbeginn:	07:49 Uhr
Versuchsende:	23:03 Uhr
Wetterbedingungen:	7:00 Uhr: 24°C heiter
besondere Versuchsbedingungen:	



Geometrie Prüfkörper:

Pfahldurchmesser D=	640,00 mm
Querschnittsfläche des Pfahls A=	321699,09 mm ²
OK Pfahlkopf (Messniveau GBP, DSV) :	156,84 müA
Messniveau Mikropfahl:	- müA
OK Pfahl bzw. Gelände-OK (GOK):	156,07 müA
OK Prüfstrecke (PS):	154,21 müA
UK Pfahl:	150,07 müA
Länge ohne Mantelreibung:	2,63 m
Länge Prüfstrecke:	4,14 m
Pfahllänge:	6,00 m

Pfahlinstrumentierung (MWES II):

Kettenextensometer (KEX...):	ja		
Bewehrungssensoren (BS...):	nein		
Sohldruckmessdose (SDMD):	nein		
Sensornummer: Sensorhöhe:			
OK Pfahl	KEX1 156,68 müA		
GOK			
keine Mantelreibung	MQ1		
	OK PS	KEX2 154,18 müA	
	Prüfstrecke	MQ2	KEX3 153,24 müA
		MQ3	KEX4 152,29 müA
		MQ4	KEX5 151,35 müA
MQ5			
UK Pfahl			
Status der Sensoren:			
in Ordnung	fehlerhaft	defekt	

Materialkennwerte:

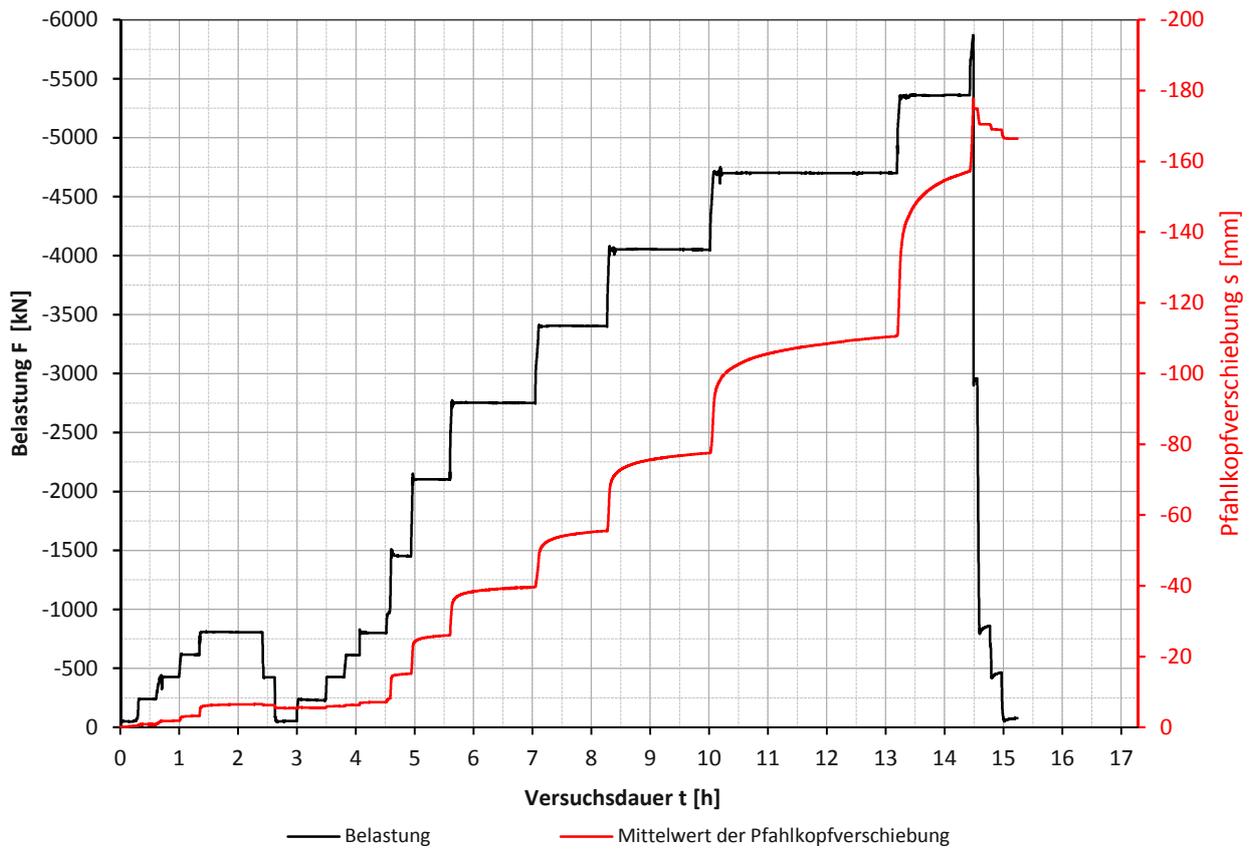
Betongüte:	C25/30/BS-TB1/GK16	
Zement:	-	
W/B-Wert Zementsuspension:	-	
E-Modul Beton / Zementstein E _C =	27,33	kN/mm ²
Typ, Güte Stabstahl (Mikropfahl):	-	
Nennquerschnitt Stabstahl A _{SS} =	-	mm ²
E-Modul Stabstahl E _{SS} =	-	kN/mm ²
Güte Bewehrungsstahl:	B 550B	
Gesamtquerschnitt Bewehrung A _{BS} =	variiert	mm ²
E-Modul Bewehrungsstahl E _{BS} =	200,00	kN/mm ²
Güte Baustahl:	S235	
Gesamtquerschnitt Stahl A _S =	variiert	mm ²
E-Modul Baustahl E _S =	210,00	kN/mm ²

Anmerkungen:

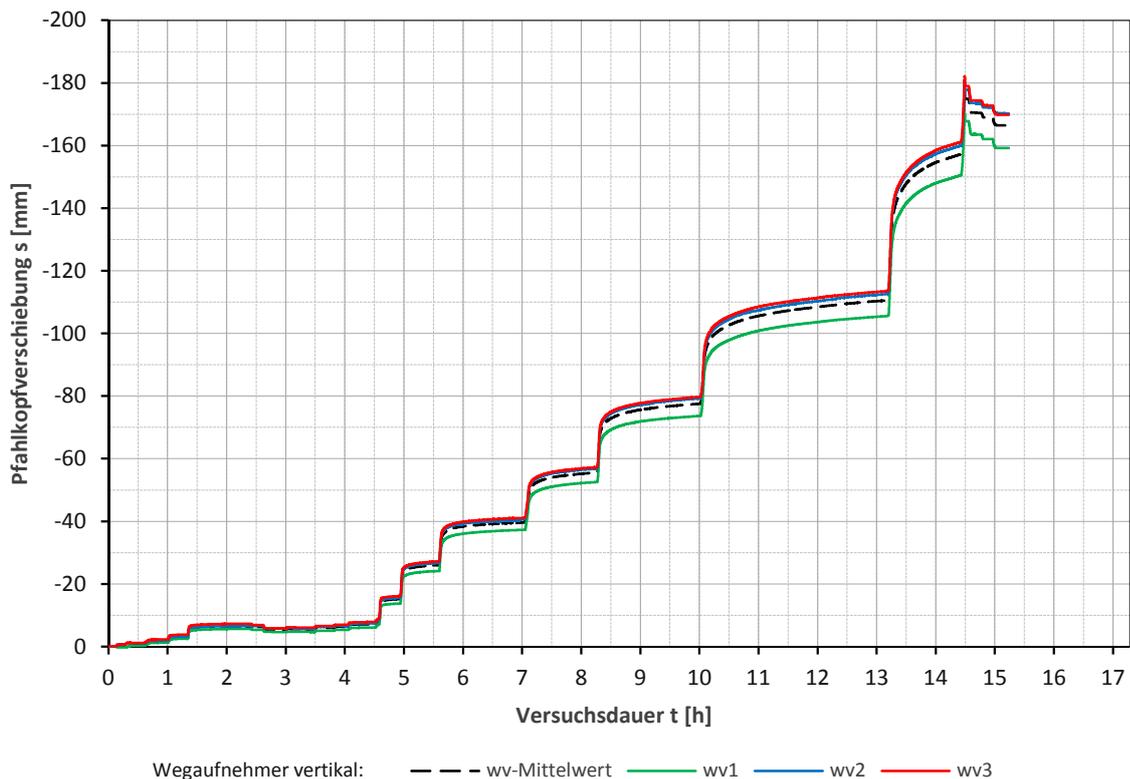
Längskraftverlauf:
 -Die Werte im MQ3 wurden zwischen MQ2 und MQ4 interpoliert.

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.

Prüfkörper: **B.K55** Belastungsstufen, Pfahlkopfverschiebung
(Großbohrpfahl \varnothing 0,6m Kies-Druck)



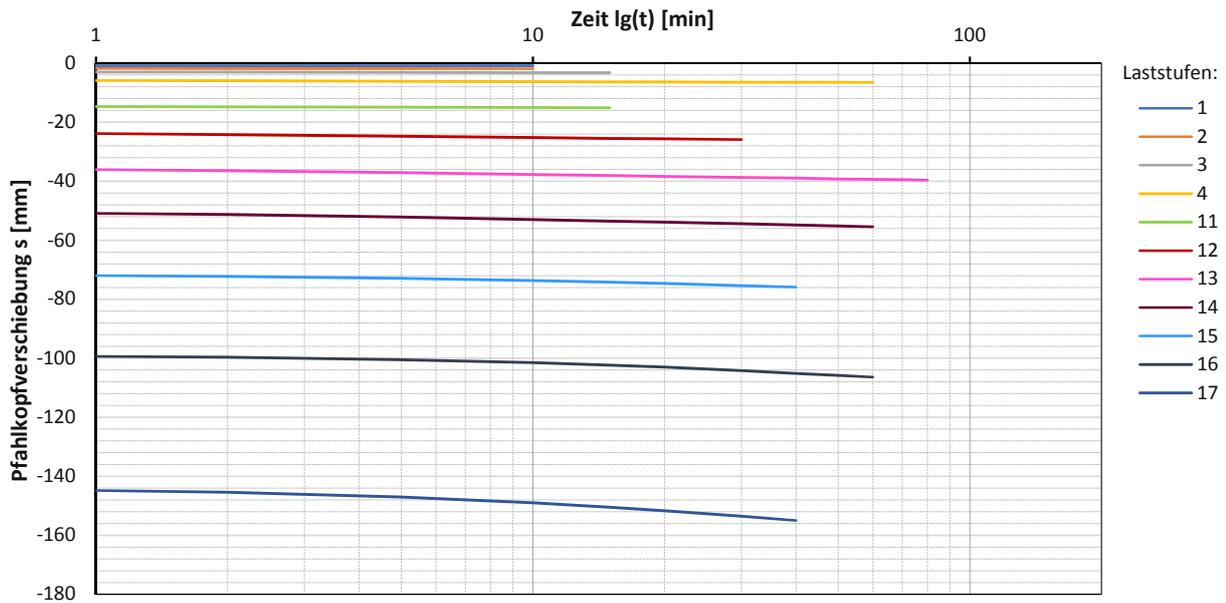
Prüfkörper: **B.K55** Pfahlkopfverschiebung: Messwerte und Mittelwert
(Großbohrpfahl \varnothing 0,6m Kies-Druck)



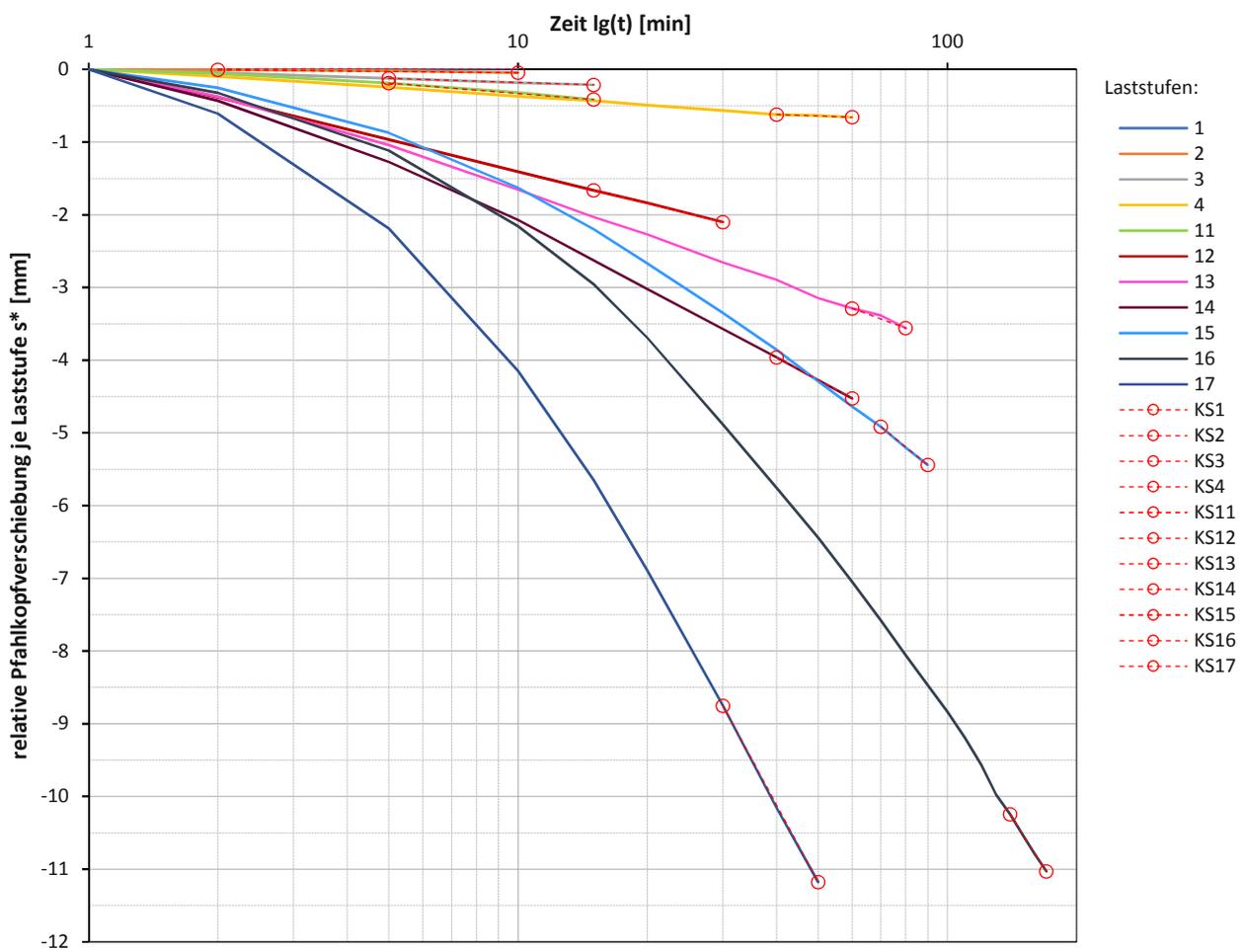
Prüfkörper: B.K55 (Großbohrpfahl ø 0,6m Kies-Druck)

Laststufen		Belastung & Verschiebung		Mittelwert der Vertikalverformung ab Beginn der Laststufe + Δt [min]																Berechnung Kriechmaß							
LS	LS Beginn [hh:mm]	LS Ende [hh:mm]	F Soll [kN]	F Ist [kN]	W _{v,mw} [mm]	Δt	1 min	2 min	5 min	10 min	15 min	20 min	30 min	60 min	120 min	150 min	160 min	170 min	180 min	Δt	Δt 1 [min]	Δt 2	W _{v,t1} [mm]	W _{v,t2} [mm]	Kriechmaß α _v [mm]		
0	07:49	08:05	-50	-53	-0,41																	2	10		-0,83	-0,82	0,02
1	08:09	08:24	-238	-239	-0,81	-0,83	-0,83	-0,83	-0,83	-0,82												2	10		-1,77	-1,81	-0,06
2	08:32	08:47	-425	-427	-1,83	-1,77	-1,77	-1,79	-1,81	-1,81												5	15		-3,09	-3,18	-0,19
3	08:51	09:07	-613	-615	-3,19	-2,97	-3,02	-3,09	-3,16	-3,18												40	60		-6,48	-6,52	-0,21
4	09:11	10:12	-800	-805	-6,51	-5,86	-5,95	-6,10	-6,23	-6,29	-6,35	-6,42	-6,52														
5	10:15	10:25	-425	-425	-6,28	-6,27	-6,26	-6,26	-6,26																		
6	10:29	10:44	-50	-52	-5,44	-5,48	-5,47	-5,45	-5,39																		
7	10:50	11:15	-238	-229	-5,50	-5,62	-5,62	-5,60	-5,57	-5,48	-5,54											10	20		-5,57	-5,54	0,09
8	11:19	11:35	-425	-426	-5,95	-5,94	-5,94	-5,95	-5,95	-5,95												5	15		-5,95	-5,95	0,01
9	11:39	11:51	-613	-611	-6,32	-6,31	-6,31	-6,32	-6,32													2	10		-6,31	-6,32	-0,01
10	11:53	12:18	-800	-800	-7,12	-6,90	-6,93	-6,99	-7,05	-7,08	-7,11											10	20		-7,05	-7,11	-0,18
11	12:27	12:43	-1450	-1451	-15,12	-14,69	-14,75	-14,87	-15,00	-15,10												5	15		-14,87	-15,10	-0,47
12	12:47	13:23	-2100	-2102	-25,99	-23,78	-24,17	-24,75	-25,19	-25,44	-25,62	-25,88										15	30		-25,44	-25,88	-1,46
13	13:28	14:50	-2750	-2751	-39,63	-36,07	-36,44	-37,11	-37,72	-38,10	-38,34	-38,73	-39,36									60	80		-39,36	-39,63	-2,17
14	14:57	16:04	-3400	-3403	-55,52	-50,86	-51,29	-52,13	-52,93	-53,49	-53,88	-54,43	-55,39									40	60		-54,82	-55,39	-3,22
15	16:14	17:49	-4050	-4050	-77,53	-71,99	-72,24	-72,87	-73,62	-74,19	-74,66	-75,34	-76,63									70	90		-76,91	-77,43	-4,82
16	18:02	20:56	-4700	-4701	-110,47	-99,35	-99,67	-100,46	-101,51	-102,30	-103,04	-104,23	-106,40	-108,91	-109,88	-110,15	-110,38					140	170		-109,59	-110,38	-9,29
17	21:12	22:12	-5350	-5361	-156,99	-144,82	-145,43	-147,01	-148,97	-150,47												30	50		-153,57	-156,00	-10,93
18	22:15	22:18	-6000	-5863	-175,35	-160,67	-166,89																				
20	22:25	22:35	-800	-860	-170,46	-170,50	-170,50	-170,49																			
21	22:37	22:45	-425	-461	-168,98	-169,02	-169,00	-168,99																			
22	22:47	23:03	-50	-78	-166,41	-167,48	-166,85	-166,47	-166,43	-166,42																	

Prüfkörper: **B.K55** **Zeitverformung**
(Großbohrpfahl \varnothing 0,6m Kies-Druck)

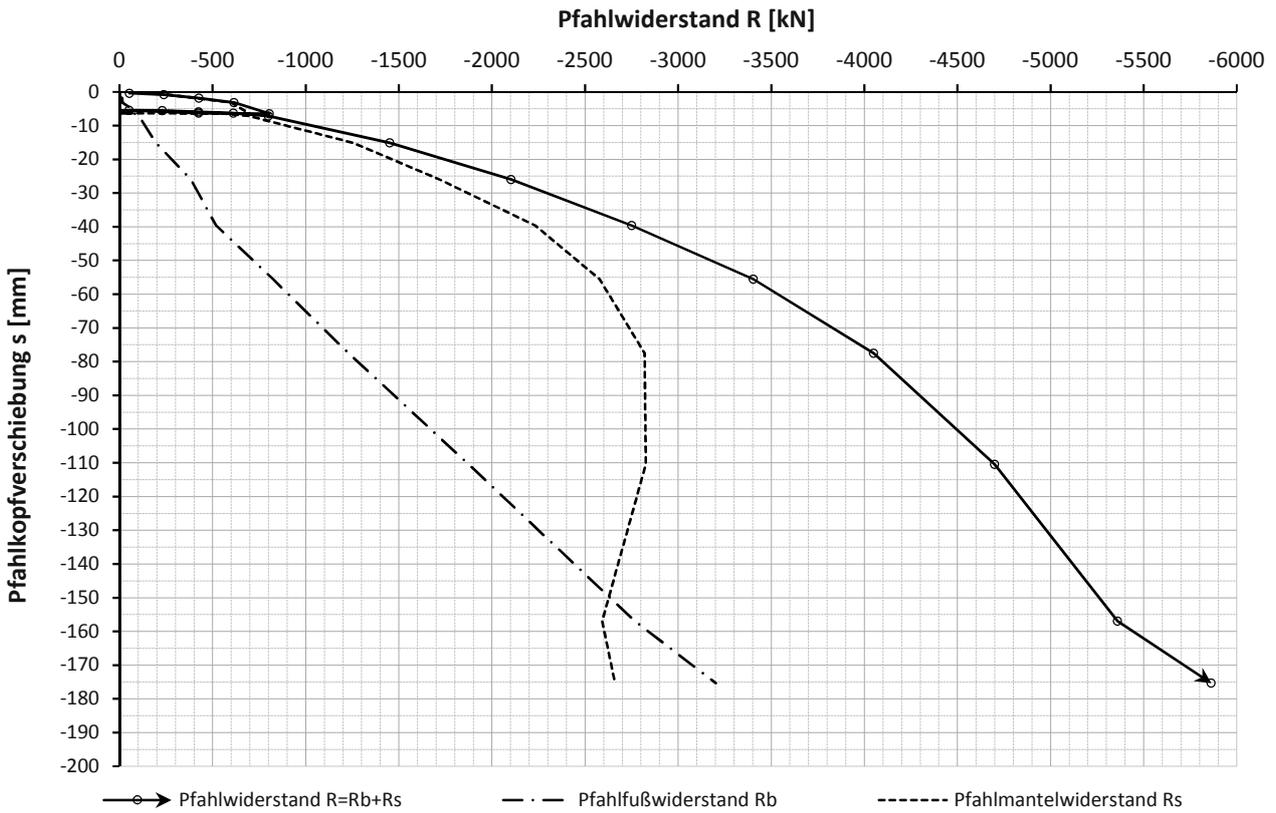


Prüfkörper: **B.K55** **relative Zeitverformung je Laststufe**
(Großbohrpfahl \varnothing 0,6m Kies-Druck)

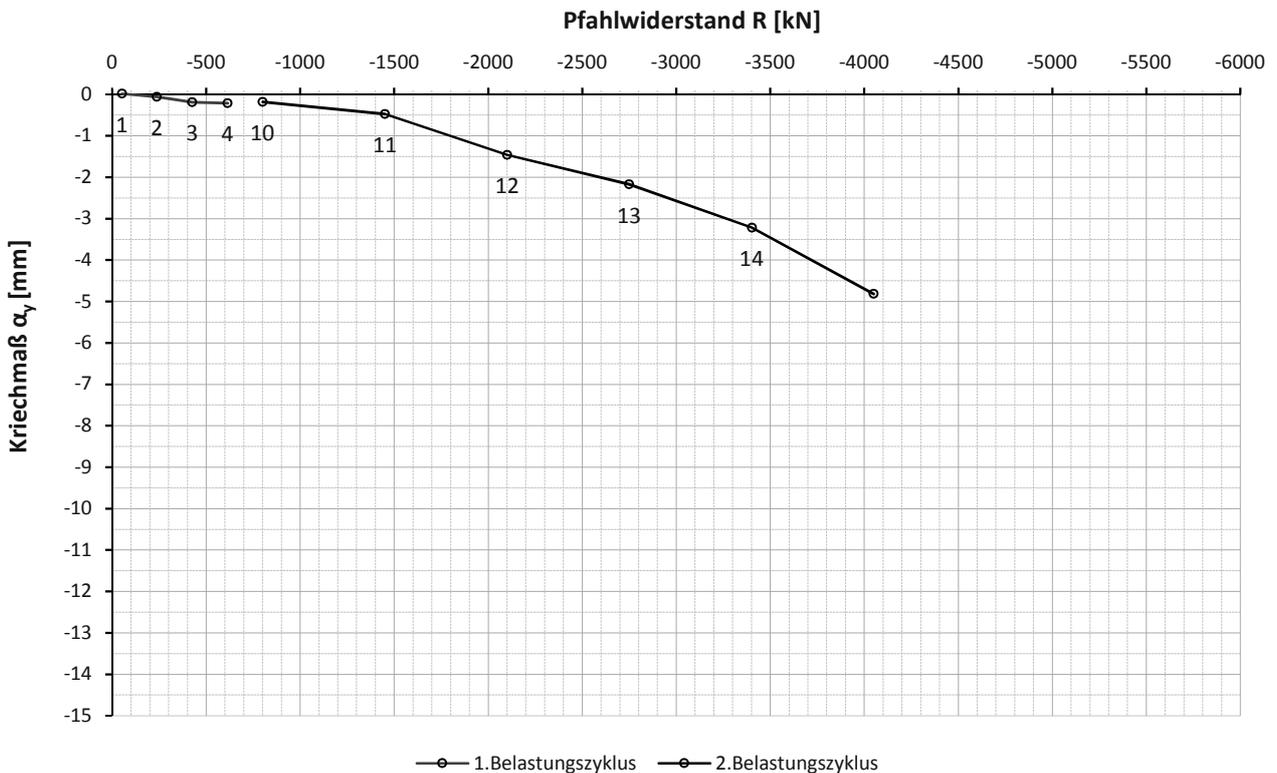


KS...zur Bestimmung des Kriechmaß festgelegte Steigungsgerade

Prüfkörper: **B.K55** **Widerstands-Verschiebungslinie**
(Großbohrpfahl \varnothing 0,6m Kies-Druck)



Prüfkörper: **B.K55** **Widerstands-Kriechmaßlinie**
(Großbohrpfahl \varnothing 0,6m Kies-Druck)



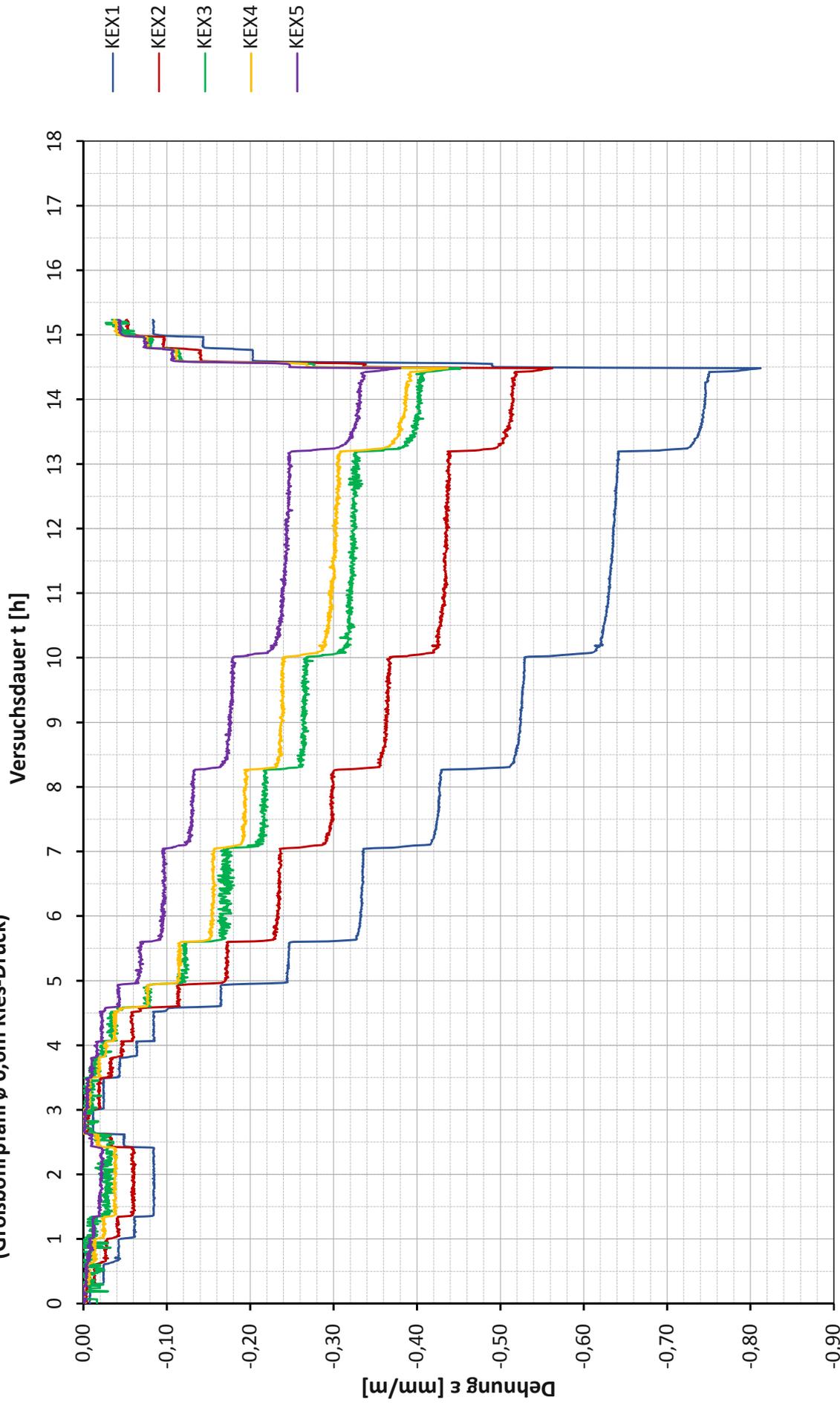
Prüfkörper: B.K55 (Großbohrpfahl ø 0,9m Miozän - Druck)

Laststufen		Messwerte - Kettenextensometer					korrigierte Messwerte - Kettenextensometer					
LS	LS Ende	F	$\epsilon_{m,KEX1}$ [mm/m]	$\epsilon_{m,KEX2}$ [mm/m]	$\epsilon_{m,KEX3}$ [mm/m]	$\epsilon_{m,KEX4}$ [mm/m]	$\epsilon_{m,KEX5}$ [mm/m]	$\epsilon_{m,KEX1}$ [mm/m]	$\epsilon_{m,KEX2}$ [mm/m]	$\epsilon_{m,KEX3}^*$ [mm/m]	$\epsilon_{m,KEX4}$ [mm/m]	$\epsilon_{m,KEX5}$ [mm/m]
Nr.	[hh:mm]	[kN]	H: 155,43 m	H: 153,71 m	H: 152,77 m	H: 151,82 m	H: 150,88 m	H: 155,43 m	H: 153,71 m	H: 152,77 m	H: 151,82 m	H: 150,88 m
1	08:24	-239	-0,0243	-0,0145	-0,0202	-0,0045	-0,0020	-0,0243	-0,0145	-0,0202	-0,0045	-0,0020
2	08:47	-427	-0,0418	-0,0260	0,0087	-0,0109	-0,0071	-0,0418	-0,0260	0,0087	-0,0109	-0,0071
3	09:07	-615	-0,0604	-0,0402	-0,0143	-0,0248	-0,0104	-0,0604	-0,0402	-0,0143	-0,0248	-0,0104
4	10:12	-805	-0,0845	-0,0605	-0,0266	-0,0384	-0,0222	-0,0845	-0,0605	-0,0266	-0,0384	-0,0222
5	10:25	-425	-0,0482	-0,0321	-0,0330	-0,0172	-0,0092	-0,0482	-0,0321	-0,0330	-0,0172	-0,0092
6	10:44	-52	-0,0117	-0,0056	0,0274	0,0029	-0,0020	-0,0117	-0,0056	0,0274	0,0029	-0,0020
7	11:15	-229	-0,0246	-0,0195	-0,0103	-0,0066	-0,0064	-0,0246	-0,0195	-0,0103	-0,0066	-0,0064
8	11:35	-426	-0,0440	-0,0332	-0,0128	-0,0194	-0,0118	-0,0440	-0,0332	-0,0128	-0,0194	-0,0118
9	11:51	-611	-0,0648	-0,0464	-0,0245	-0,0258	-0,0168	-0,0648	-0,0464	-0,0245	-0,0258	-0,0168
10	12:18	-800	-0,0841	-0,0577	-0,0387	-0,0392	-0,0215	-0,0841	-0,0577	-0,0387	-0,0392	-0,0215
11	12:43	-1451	-0,1649	-0,1130	-0,0772	-0,0776	-0,0412	-0,1649	-0,1130	-0,0772	-0,0776	-0,0412
12	13:23	-2102	-0,2474	-0,1728	-0,1233	-0,1158	-0,0695	-0,2474	-0,1728	-0,1233	-0,1158	-0,0695
13	14:50	-2751	-0,3359	-0,2361	-0,1716	-0,1565	-0,0946	-0,3359	-0,2361	-0,1716	-0,1565	-0,0946
14	16:04	-3403	-0,4291	-0,3000	-0,2160	-0,1974	-0,1332	-0,4291	-0,3000	-0,2160	-0,1974	-0,1332
15	17:49	-4050	-0,5288	-0,3693	-0,2694	-0,2398	-0,1807	-0,5288	-0,3693	-0,2694	-0,2398	-0,1807
16	20:56	-4701	-0,6416	-0,4405	-0,3253	-0,3042	-0,2472	-0,6416	-0,4405	-0,3253	-0,3042	-0,2472
17	22:12	-5361	-0,7492	-0,5197	-0,4063	-0,3892	-0,3351	-0,7492	-0,5197	-0,4063	-0,3892	-0,3351
18	22:18	-5863	-0,8123	-0,5624	-0,4476	-0,4371	-0,3801	-0,8123	-0,5624	-0,4476	-0,4371	-0,3801
20	22:35	-860	-0,2028	-0,1379	-0,1143	-0,1085	-0,1075	-0,2028	-0,1379	-0,1143	-0,1085	-0,1075
21	22:45	-461	-0,1438	-0,0978	-0,0779	-0,0754	-0,0745	-0,1438	-0,0978	-0,0779	-0,0754	-0,0745
22	23:03	-78	-0,0834	-0,0524	-0,0341	-0,0372	-0,0419	-0,0834	-0,0524	-0,0341	-0,0372	-0,0419

Prüfkörper: B.K55

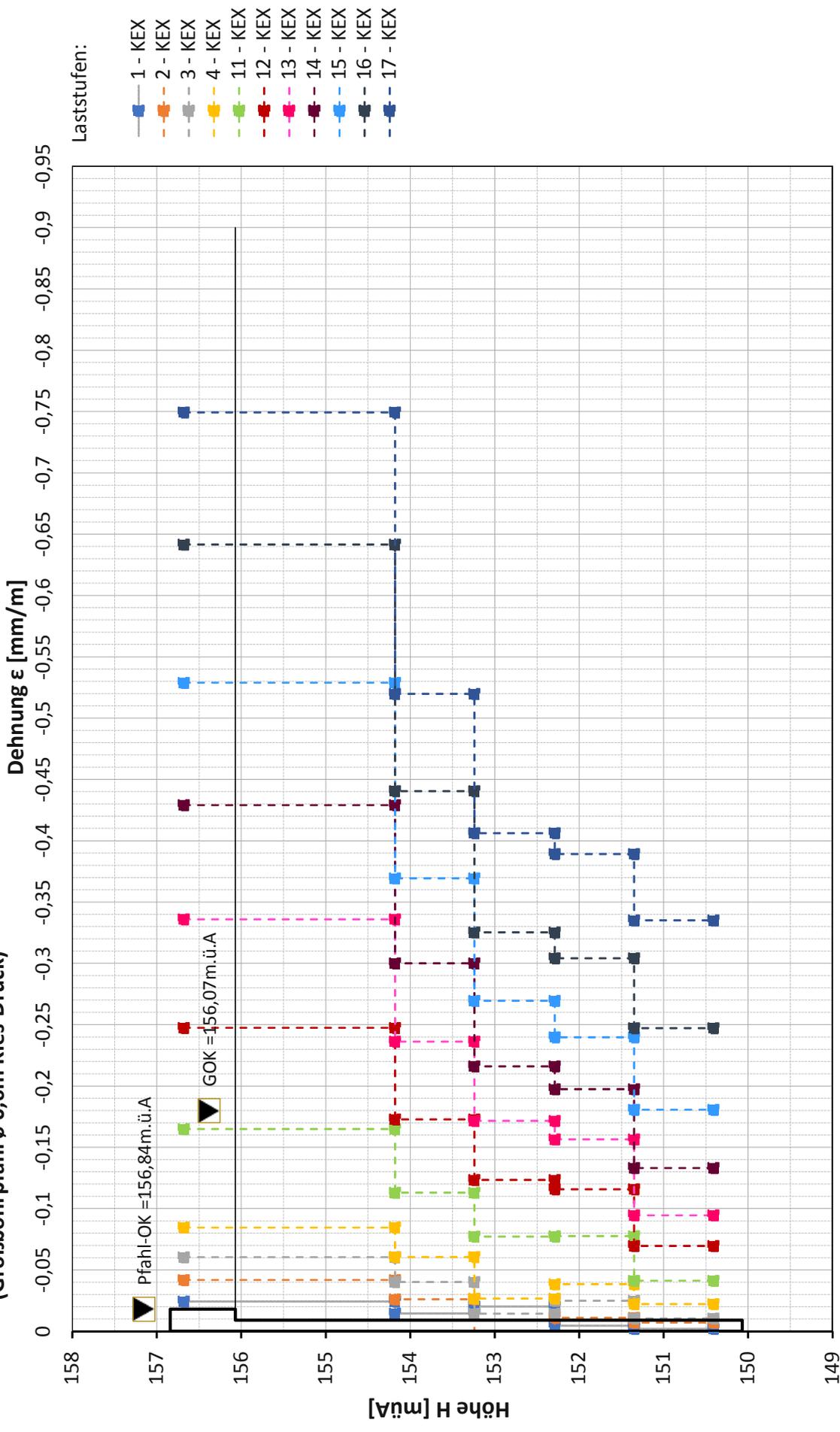
(Großbohrpfahl \varnothing 0,6m Kies-Druck)

Messwerte Kettenextensometer



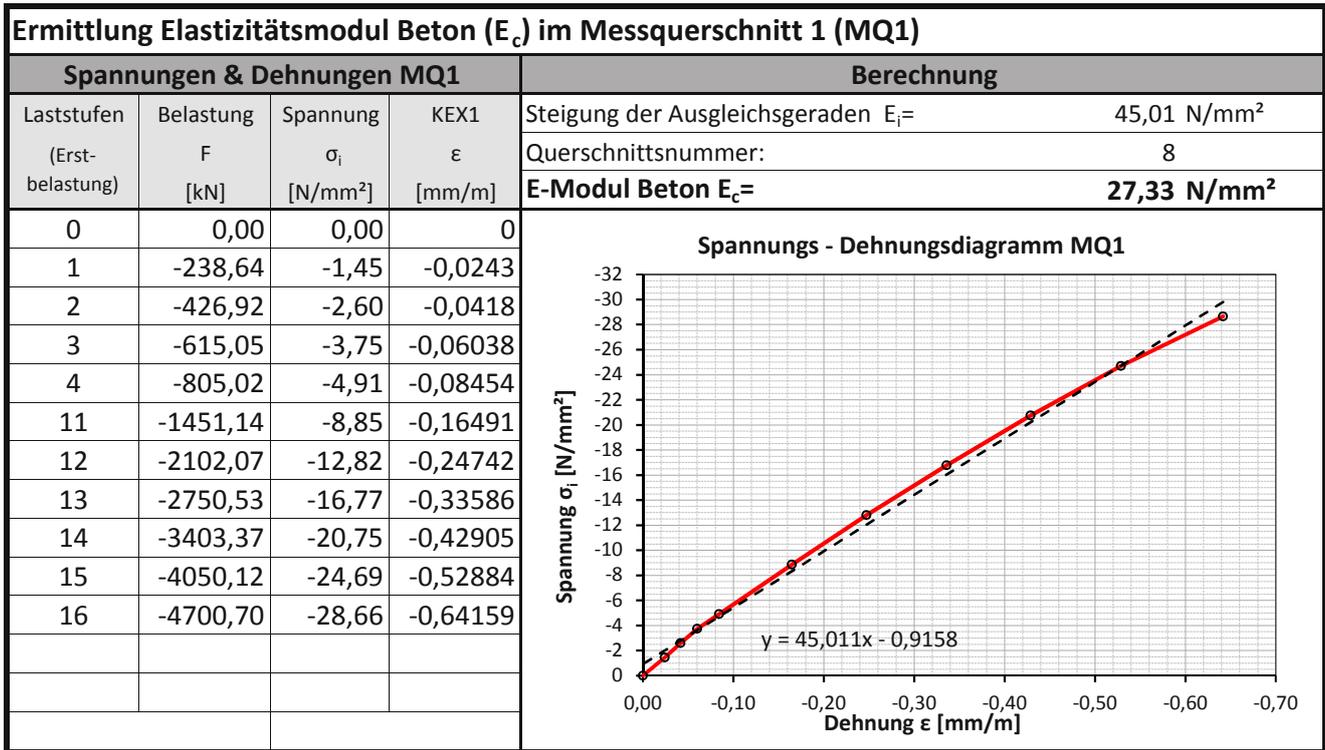
KEX(1)... Kettenextensometer (Messabschnittsnummer)

Prüfkörper: B.K55
Verlauf der axialen Längenänderung je Laststufe
 (Großbohrpfahl \varnothing 0,6m Kies-Druck)



KEX...Kettenextensometer

Prüfkörper: B.K55 (Großbohrpfahl ø 0,6m Kies-Druck)



Querschnittswerte								
Bereiche					Flächenanteile			
QS-Nr.	Bezeichnung	ϕ [mm]	OK [müA]	UK [müA]	A_{SS} [mm ²]	A_{BS} [mm ²]	A_S [mm ²]	A_C [mm ²]
1	ohne Mantelreibung	457	156,07	154,21	0,00	8256,00	8712,88	147060,74
2	Prüfstrecke	640	154,21	150,07	0,00	8256,00	0,00	313443,09
8	mittel KEX1	457	156,68	154,18	0,00	7577,33	8712,88	147739,41
9	mittel KEX2	640	154,18	153,24	0,00	8256,00	492,88	312950,20
10	mittel KEX3	640	153,24	152,29	0,00	7596,91	492,88	313609,29
11	mittel KEX4	640	152,29	151,35	0,00	6372,00	492,88	314834,20
12	mittel KEX5	640	151,35	150,41	0,00	6372,00	492,88	314834,20

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.

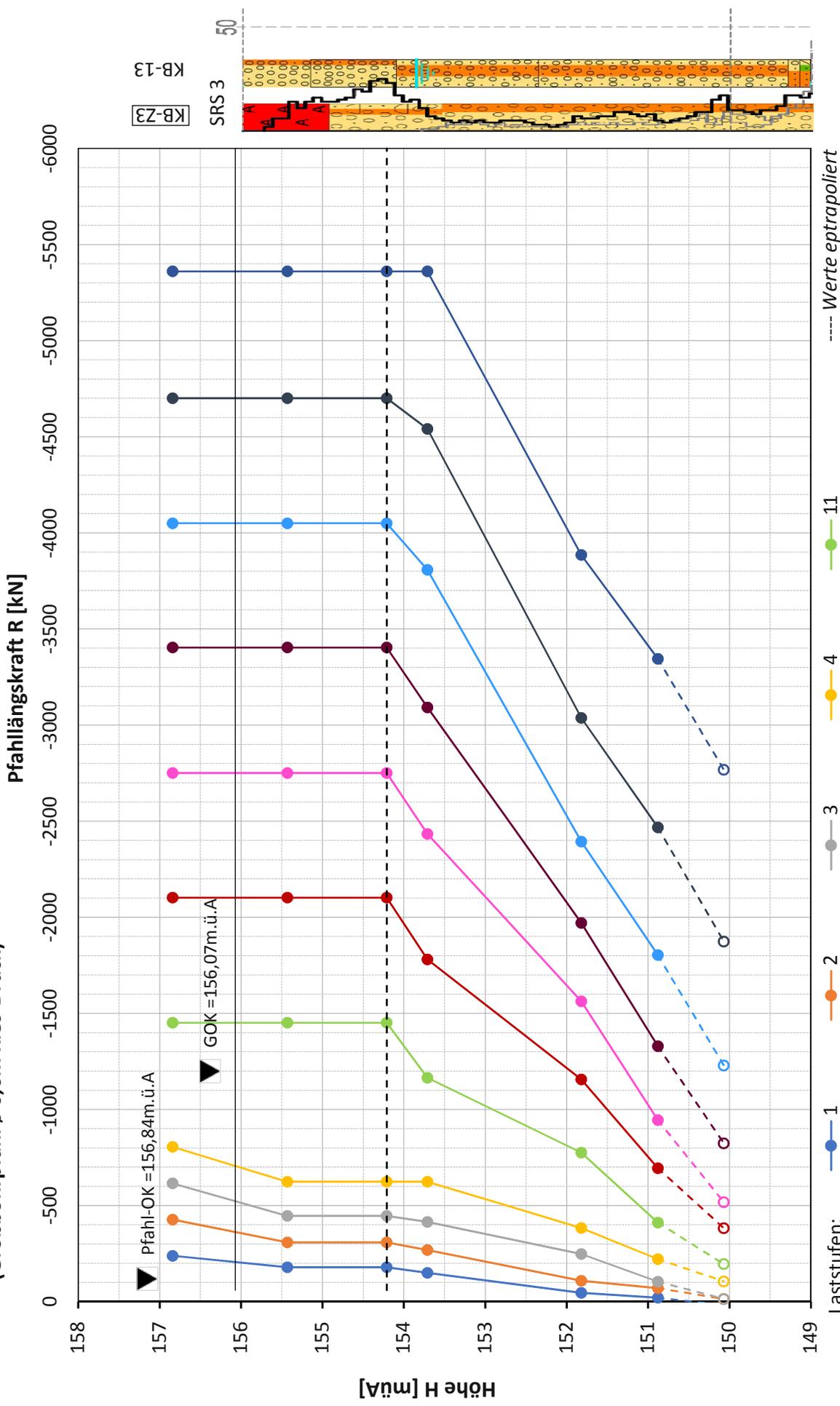
Prüfkörper: B.K55 (Großbohrpfahl ø 0,9m Miozän - Druck)

Laststufen		Längskräfte							Pfahlwiderstände		
LS	LS	F _{m,Pfahlkopf} [kN]	F _{m,MQ1} [kN]	F _{m,OK-PS} [kN]	F _{m,MQ2} [kN]	F _{m,MQ3} [kN]	F _{m,MQ4} [kN]	F _{m,MQ5} [kN]	R _{b,m} [kN]	R _{s,m} [kN]	
Nr.	[hh:mm]	H: 156,84 m	H: 155,43 m	H: 154,21 m	H: 153,71 m	H: 152,77 m	H: 151,82 m	H: 150,88 m	H: 150,07 m		
1	0	-239	-179	-179	-150		-45	-20	17	-256	
2	0	-427	-309	-309	-268		-109	-71	-14	-413	
3	0	-615	-446	-446	-415		-248	-104	-15	-600	
4	0	-805	-624	-624	-624		-384	-221	-106	-699	
7	0	-229	-229	-229	-201		-66	-64	-25	-204	
8	0	-426	-426	-426	-342		-194	-118	-54	-372	
9	0	-611	-611	-611	-479		-258	-167	-78	-533	
10	1	-800	-800	-800	-595		-392	-215	-106	-694	
11	1	-1.451	-1.451	-1.451	-1.165		-775	-412	-196	-1.255	
12	1	-2.102	-2.102	-2.102	-1.781		-1.156	-694	-383	-1.719	
13	1	-2.751	-2.751	-2.751	-2.434		-1.563	-944	-518	-2.233	
14	1	-3.403	-3.403	-3.403	-3.092		-1.971	-1.329	-825	-2.579	
15	1	-4.050	-4.050	-4.050	-3.807		-2.394	-1.804	-1.230	-2.820	
16	1	-4.701	-4.701	-4.701	-4.540		-3.037	-2.468	-1.874	-2.826	
17	1	-5.361	-5.361	-5.361	-5.361		-3.885	-3.345	-2.768	-2.592	

Prüfkörper: B.K55

Längskraftverlauf je Laststufe

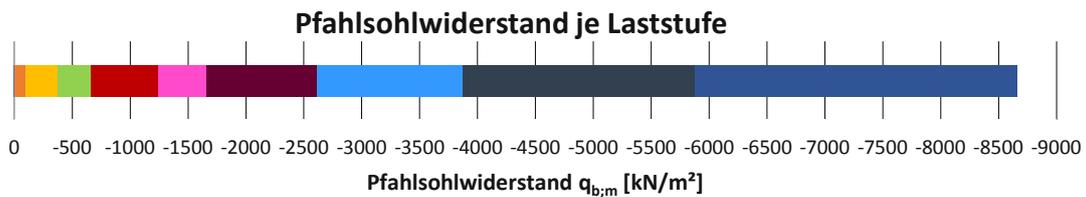
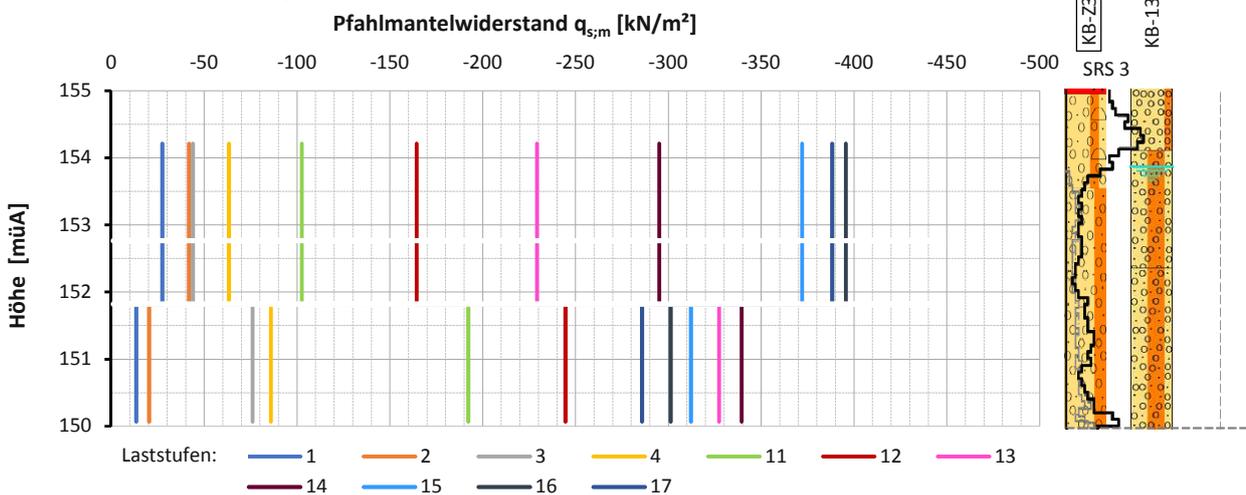
(Großbohrpfahl \varnothing 0,6m Kies-Druck)



Prüfkörper: **B.K55** (Großbohrpfahl \varnothing 0,6m Kies-Druck)

Ergebnisse Pfahlwiderstände								
Laststufe	Belastung	Pfahlkopf- setzung	Bezogene Pfahl- kopfsetzung	Pfahlmantelwiderstände bei \varnothing 0,64 m				Pfahlsohl- widerstand
				abschnittsweise			gemittelt	
	F [kN]	s [mm]	s/D _b	q _{s,m,MQ2-3} [kN/m ²]	q _{s,m,MQ3-4} [kN/m ²]	q _{s,m,MQ4-5} [kN/m ²]	q _{s,m,MQ2-5} [kN/m ²]	q _{b,m} [kN/m ²]
1	-238,64	-0,81	-0,0013	-27	-27	-13	-23	53
2	-426,92	-1,83	-0,0029	-42	-42	-20	-35	-44
3	-615,05	-3,19	-0,0050	-44	-44	-76	-55	-47
4	-805,02	-6,51	-0,0102	-63	-63	-86	-71	-330
5	-424,76	-6,28	-0,0098					
6	-52,12	-5,44	-0,0085					
7	-228,95	-5,50	-0,0086	-36	-36	-1	-24	-78
8	-425,85	-5,95	-0,0093	-39	-39	-40	-39	-168
9	-611,27	-6,32	-0,0099	-58	-58	-48	-55	-243
10	-800,41	-7,12	-0,0111	-53	-53	-94	-67	-330
11	-1451,14	-15,12	-0,0236	-103	-103	-192	-132	-609
12	-2102,07	-25,99	-0,0406	-164	-164	-245	-191	-1.190
13	-2750,53	-39,63	-0,0619	-229	-229	-327	-262	-1.609
14	-3403,37	-55,52	-0,0868	-295	-295	-339	-310	-2.564
15	-4050,12	-77,53	-0,1211	-372	-372	-312	-352	-3.823
16	-4700,70	-110,47	-0,1726	-396	-396	-301	-364	-5.827
17	-5360,51	-156,99	-0,2453	-388	-388	-286	-354	-8.605
18	-5863,24	-175,35	-0,2740					
20	-860,28	-170,46	-0,2663					
21	-460,85	-168,98	-0,2640					
22	-78,19	-166,41	-0,2600					

Prüfkörper: **B.K55** Pfahlmantelwiderstände je Laststufe
(Großbohrpfahl \varnothing 0,6m Kies-Druck)



Forschungsprojekt "Unteres Hausfeld"

VERSUCHSAUSWERTUNG

der statischen Pfahlprobebelastung gemäß EA-Pfähle

Status: Endfassung Stand: **21.09.2019**

Allgemeine Angaben:

Prüfkörper:	B.M5
Prüffeld:	1
Versuch:	Großbohrpfahl Druck
Bodenschicht Prüfstrecke:	Miozän
Herstellungsverfahren:	verrohrter Bohrfahl

Versuchsdaten:

Prüfung Nr.:	1
Prüfdatum:	13.06.2017
Versuchsbeginn:	06:55 Uhr
Versuchsende:	23:55 Uhr
Wetterbedingungen:	6.00 Uhr: heiter, 20.5°C
besondere Versuchsbedingungen:	Neue Nullung aufgrund Umsetzen der Weg-aufnehmer bei LS 6



Geometrie Prüfkörper:

Pfahldurchmesser D=	900,00 mm
Querschnittsfläche des Pfahls A=	636172,51 mm ²
OK Pfahlkopf (Messniveau GBP, DSV) :	156,74 müA
Messniveau Mikropfahl:	- müA
OK Pfahl bzw. Gelände-OK (GOK):	155,97 müA
OK Prüfstrecke (PS):	145,11 müA
UK Pfahl:	138,97 müA
Länge ohne Mantelreibung:	11,63 m
Länge Prüfstrecke:	6,14 m
Pfahllänge:	17,00 m

Pfahlinstrumentierung (MWES II):

Kettenextensometer (KEX...):		ja
Bewehrungssensoren (BS...):		ja
Sohldruckmessdose (SDMD):		ja
Sensornummer:		Sensorhöhe:
OK Pfahl	KEX1	156,51 müA
GOK	BS1.1 BS2.1	155,53 müA
keine Mantelreibung OK PS	MQ1	
	KEX2	145,03 müA
	BS2.1 BS2	144,78 müA
	KEX3	143,61 müA
	BS3.1 BS3.2	142,88 müA
Prüfstrecke	MQ3	
	KEX4	142,19 müA
	BS4.1 BS4.2	141,33 müA
UK Pfahl	MQ4	
	KEX5	140,77 müA
MQ5	BS5.1 BS5.2	139,58 müA
MQ5	SDMD	139,10 müA
Status der Sensoren:		
in Ordnung	fehlerhaft	defekt

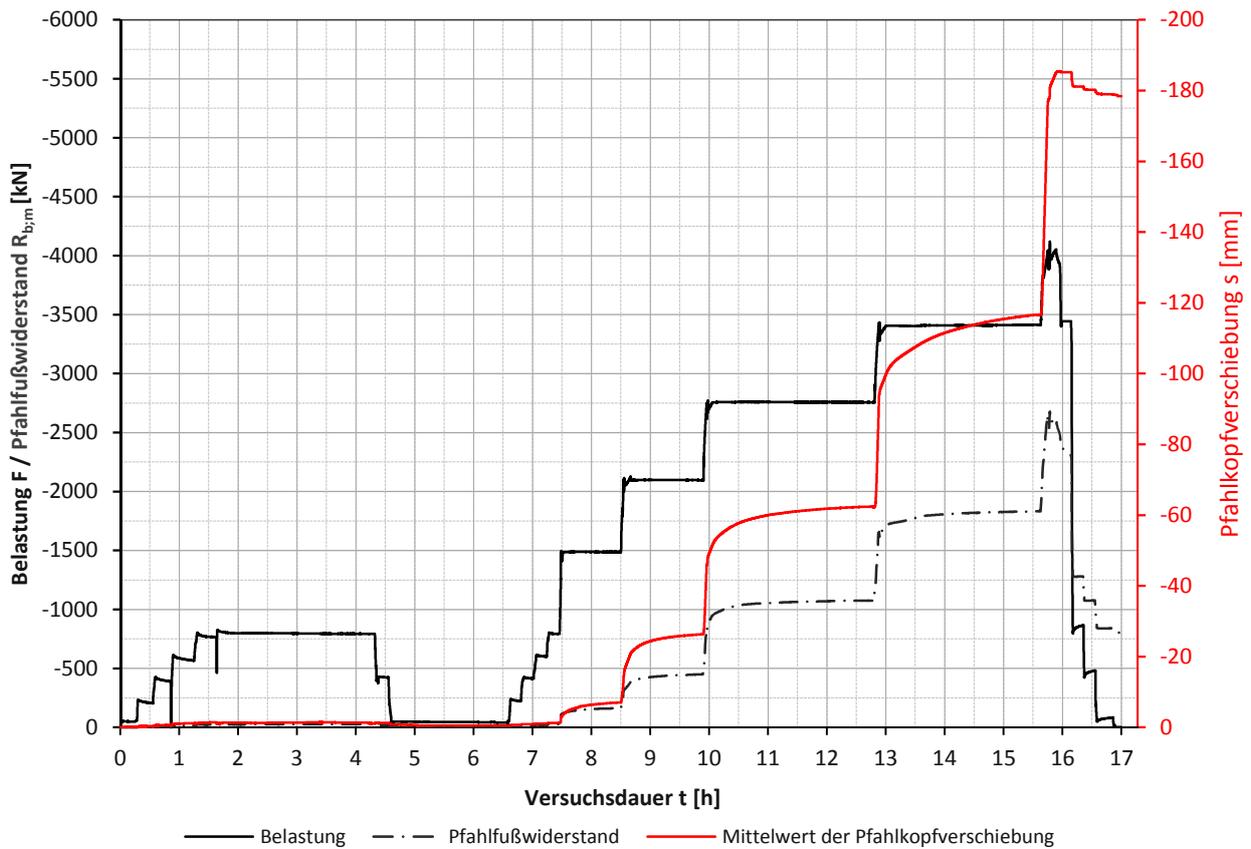
Materialkennwerte:

Betongüte:	C25/30 / BS-TB1	
Zement:	-	
W/B-Wert Zementsuspension:	-	
E-Modul Beton / Zementstein E _C =	34,25	kN/mm ²
Typ, Güte Stabstahl (Mikropfahl):	-	
Nennquerschnitt Stabstahl A _{SS} =	-	mm ²
E-Modul Stabstahl E _{SS} =	-	kN/mm ²
Güte Bewehrungsstahl:	B 550B	
Gesamtquerschnitt Bewehrung A _{BS} =	variiert	mm ²
E-Modul Bewehrungsstahl E _{BS} =	200,00	kN/mm ²
Güte Baustahl:	S235	
Gesamtquerschnitt Stahl A _S =	variiert	mm ²
E-Modul Baustahl E _S =	210,00	kN/mm ²

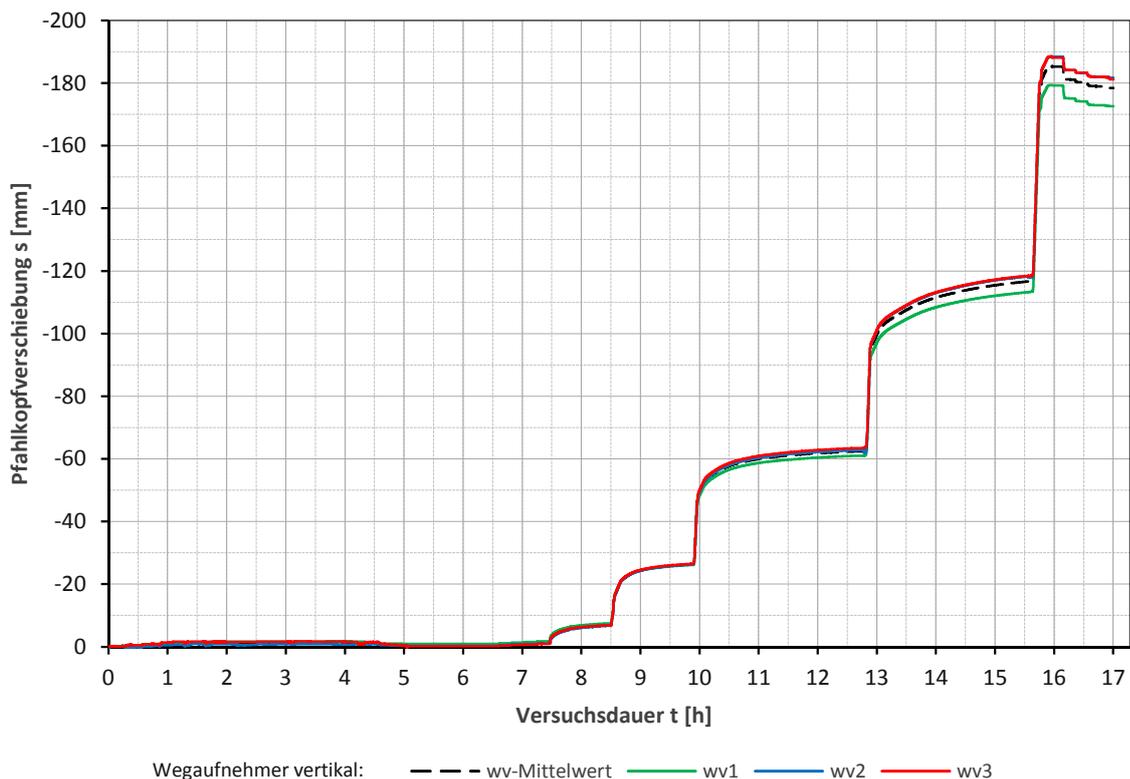
Anmerkungen:

--

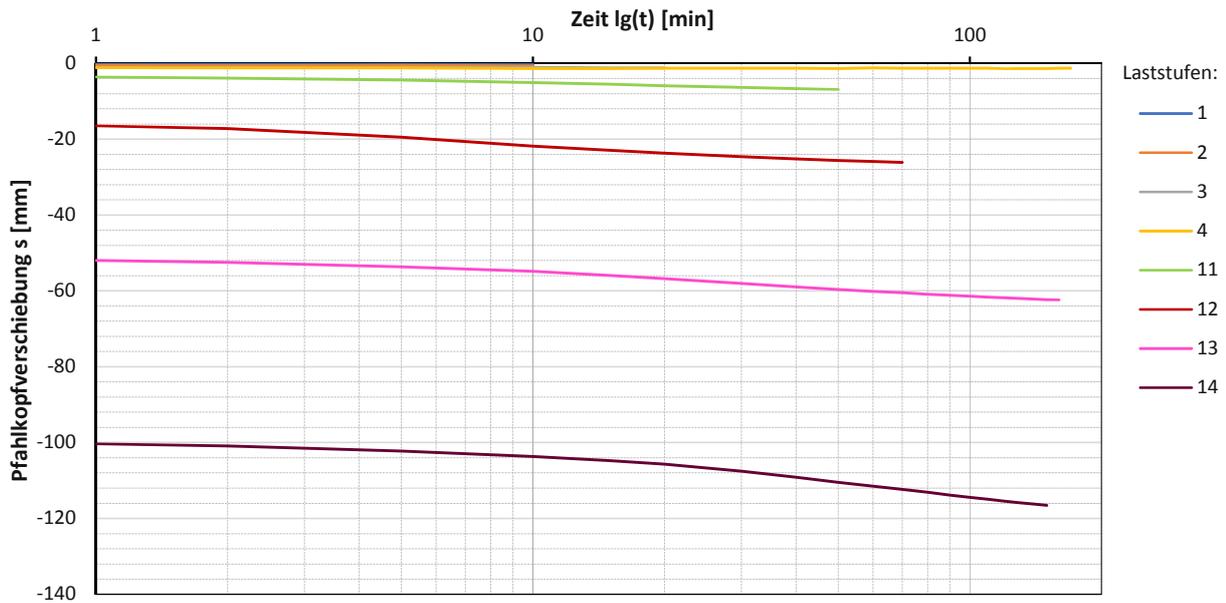
Prüfkörper: **B.M5** Belastungsstufen, Pfahlkopfverschiebung und Pfahlfußwiderstand
(Großbohrpfahl \varnothing 0,9m Miozän-Druck)



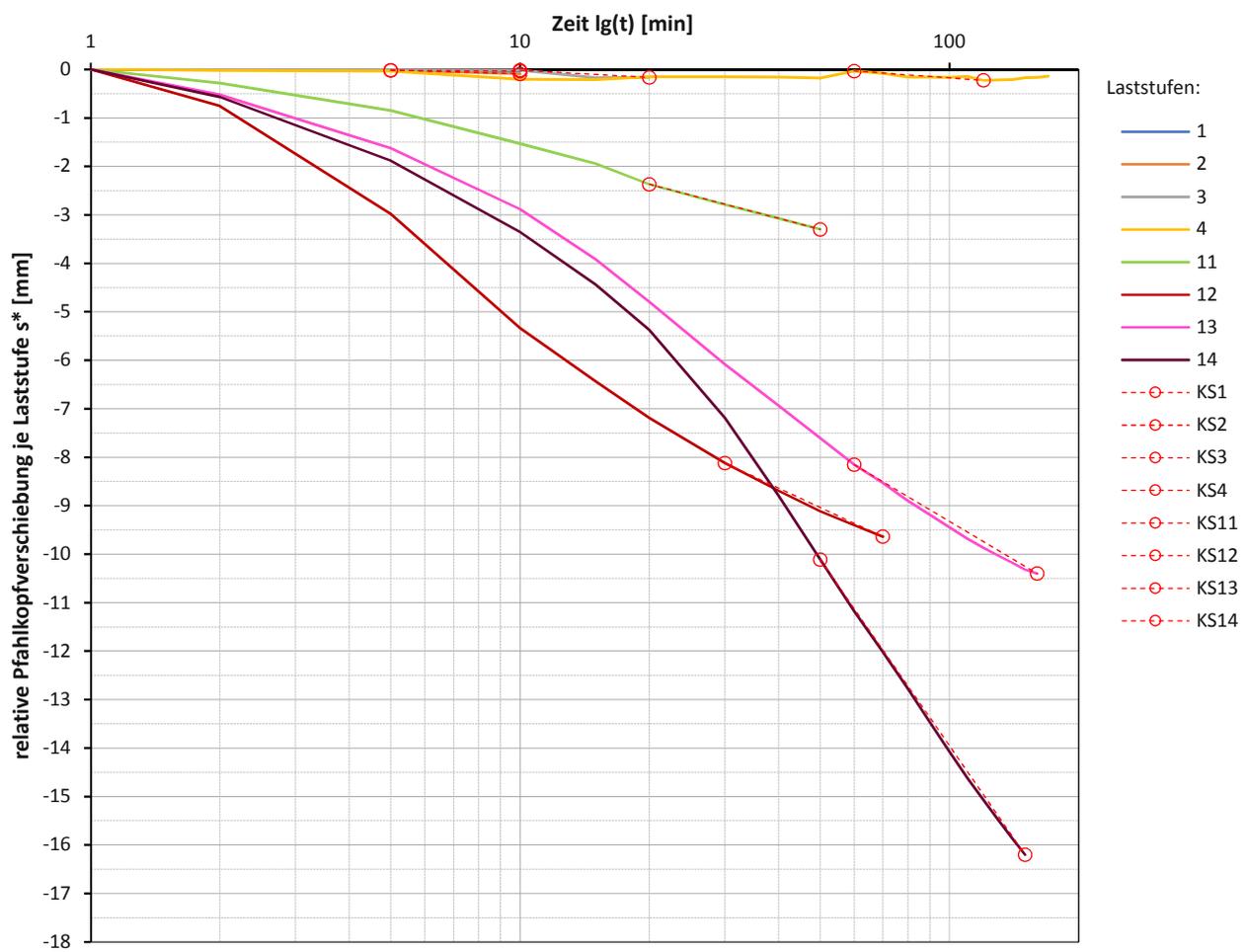
Prüfkörper: **B.M5** Pfahlkopfverschiebung: Messwerte und Mittelwert
(Großbohrpfahl \varnothing 0,9m Miozän-Druck)



Prüfkörper: **B.M5** **Zeitverformung**
(Großbohrpfahl \varnothing 0,9m Miozän-Druck)

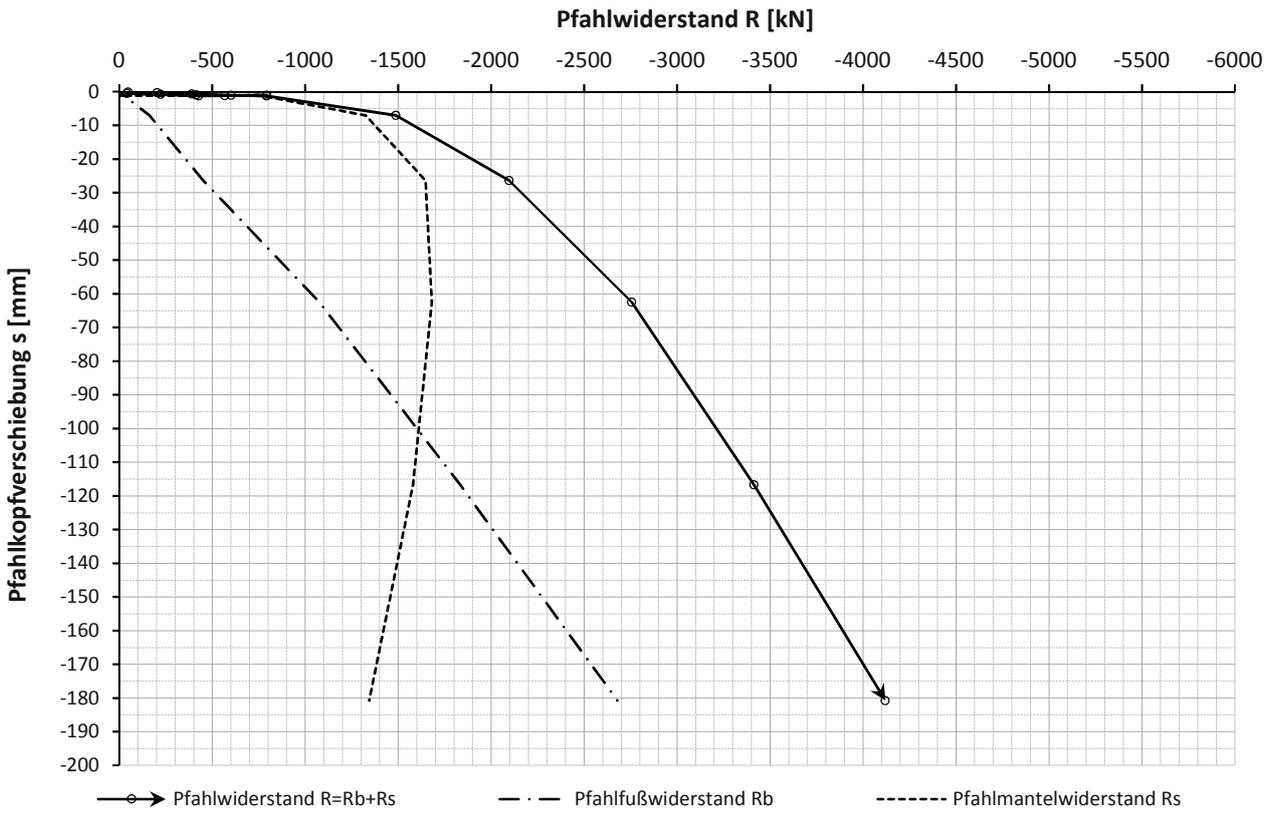


Prüfkörper: **B.M5** **relative Zeitverformung je Laststufe**
(Großbohrpfahl \varnothing 0,9m Miozän-Druck)

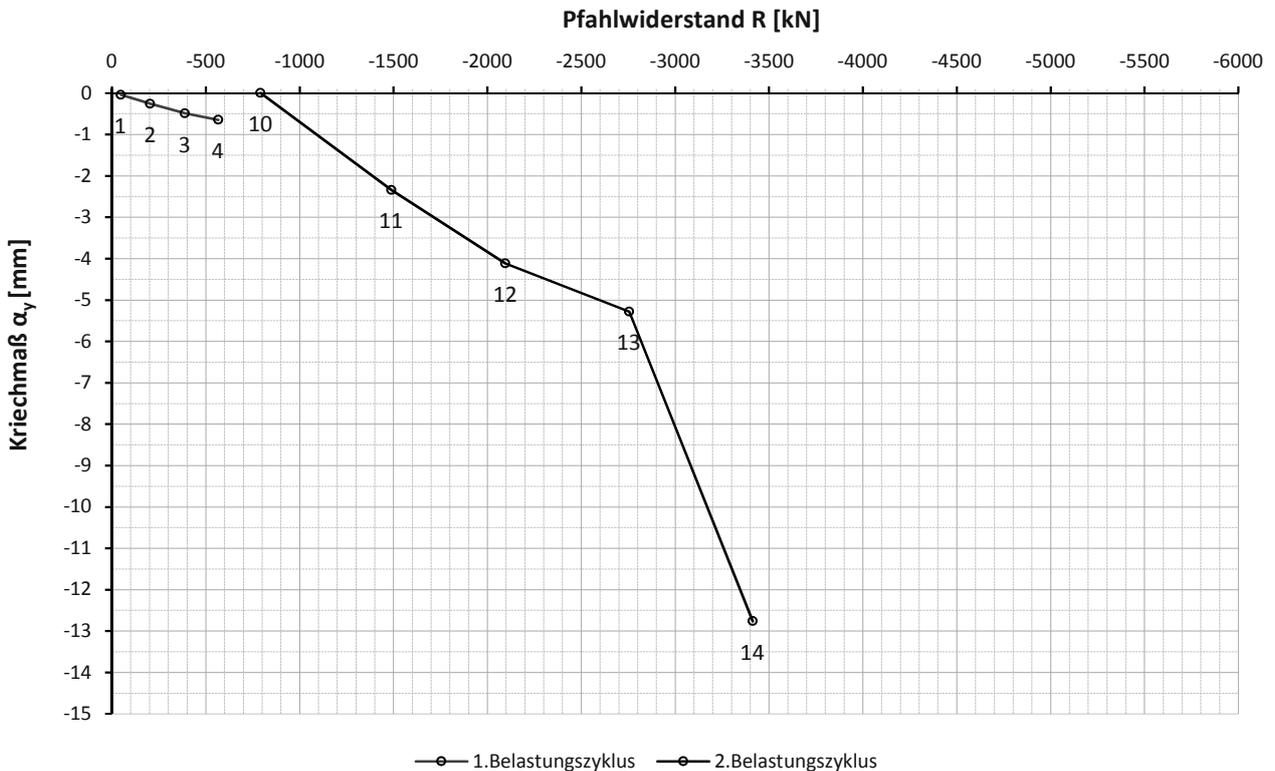


KS...zur Bestimmung des Kriechmaß festgelegte Steigungsgerade

Prüfkörper: **B.M5** **Widerstands-Verschiebungslinie**
(Großbohrpfahl \varnothing 0,9m Miozän-Druck)



Prüfkörper: **B.M5** **Widerstands-Kriechmaßlinie**
(Großbohrpfahl \varnothing 0,9m Miozän-Druck)



Prüfkörper: B.M5 (Großbohrpfahl ø 0,9m Miozän - Druck)

Laststufen		Messwerte - Kettenextensometer					korrigierte Messwerte - Kettenextensometer					
LS	LS Ende	F	$\epsilon_{m,KEX1}$ [mm/m]	$\epsilon_{m,KEX2}$ [mm/m]	$\epsilon_{m,KEX3}$ [mm/m]	$\epsilon_{m,KEX4}$ [mm/m]	$\epsilon_{m,KEX5}$ [mm/m]	$\epsilon_{m,KEX1}$ [mm/m]	$\epsilon_{m,KEX2}$ [mm/m]	$\epsilon_{m,KEX3}$ [mm/m]	$\epsilon_{m,KEX4}$ [mm/m]	$\epsilon_{m,KEX5}$ [mm/m]
Nr.	[hh:mm]	[kN]	H: 150,77 m	H: 144,32 m	H: 142,90 m	H: 141,48 m	H: 140,06 m	H: 150,77 m	H: 144,32 m	H: 142,90 m	H: 141,48 m	H: 140,06 m
1	07:28	-204	-0,0092	-0,0044	-0,0015	-0,0039	-0,0004	-0,0092	-0,0044	-0,0015	-0,0039	-0,0004
2	07:46	-390	-0,0189	-0,0093	-0,0047	-0,0073	-0,0007	-0,0189	-0,0093	-0,0047	-0,0073	-0,0007
3	08:10	-566	-0,0292	-0,0155	-0,0074	-0,0102	-0,0027	-0,0292	-0,0155	-0,0074	-0,0102	-0,0027
4	11:13	-793	-0,0407	-0,0237	-0,0156	-0,0136	-0,0050	-0,0407	-0,0237	-0,0156	-0,0136	-0,0050
5	11:28	-427	-0,0240	-0,0120	-0,0092	-0,0092	-0,0045	-0,0240	-0,0120	-0,0092	-0,0092	-0,0045
6	13:29	-40	-0,0041	-0,0048	-0,0058	-0,0038	-0,0037	-0,0041	-0,0048	-0,0058	-0,0038	-0,0037
7	13:43	-223	-0,0112	-0,0058	-0,0059	-0,0076	-0,0024	-0,0112	-0,0058	-0,0059	-0,0076	-0,0024
8	13:56	-415	-0,0208	-0,0138	-0,0083	-0,0085	-0,0019	-0,0208	-0,0138	-0,0083	-0,0085	-0,0019
9	14:09	-602	-0,0304	-0,0167	-0,0108	-0,0104	-0,0051	-0,0304	-0,0167	-0,0108	-0,0104	-0,0051
10	14:22	-792	-0,0396	-0,0225	-0,0151	-0,0146	-0,0062	-0,0396	-0,0225	-0,0151	-0,0146	-0,0062
11	15:25	-1488	-0,0793	-0,0595	-0,0451	-0,0381	-0,0215	-0,0793	-0,0595	-0,0451	-0,0381	-0,0215
12	16:48	-2097	-0,1152	-0,0847	-0,0691	-0,0589	-0,0359	-0,1152	-0,0847	-0,0691	-0,0589	-0,0359
13	19:43	-2756	-0,1558	-0,1121	-0,0953	-0,0875	-0,0632	-0,1558	-0,1121	-0,0953	-0,0875	-0,0632
14	22:32	-3414	-0,1981	-0,1434	-0,1243	-0,1149	-0,0931	-0,1981	-0,1434	-0,1243	-0,1149	-0,0931
15	22:42	-4022	-0,2352	-0,1736	-0,1490	-0,1417	-0,1209	-0,2352	-0,1736	-0,1490	-0,1417	-0,1209
19	23:03	-3443	-0,2065	-0,1493	-0,1342	-0,1257	-0,1087	-0,2065	-0,1493	-0,1342	-0,1257	-0,1087
20	23:16	-865	-0,0657	-0,0512	-0,0563	-0,0609	-0,0579	-0,0657	-0,0512	-0,0563	-0,0609	-0,0579
21	23:28	-482	-0,0422	-0,0352	-0,0397	-0,0461	-0,0495	-0,0422	-0,0352	-0,0397	-0,0461	-0,0495
22	23:45	-81	-0,0190	-0,0163	-0,0242	-0,0337	-0,0364	-0,0190	-0,0163	-0,0242	-0,0337	-0,0364

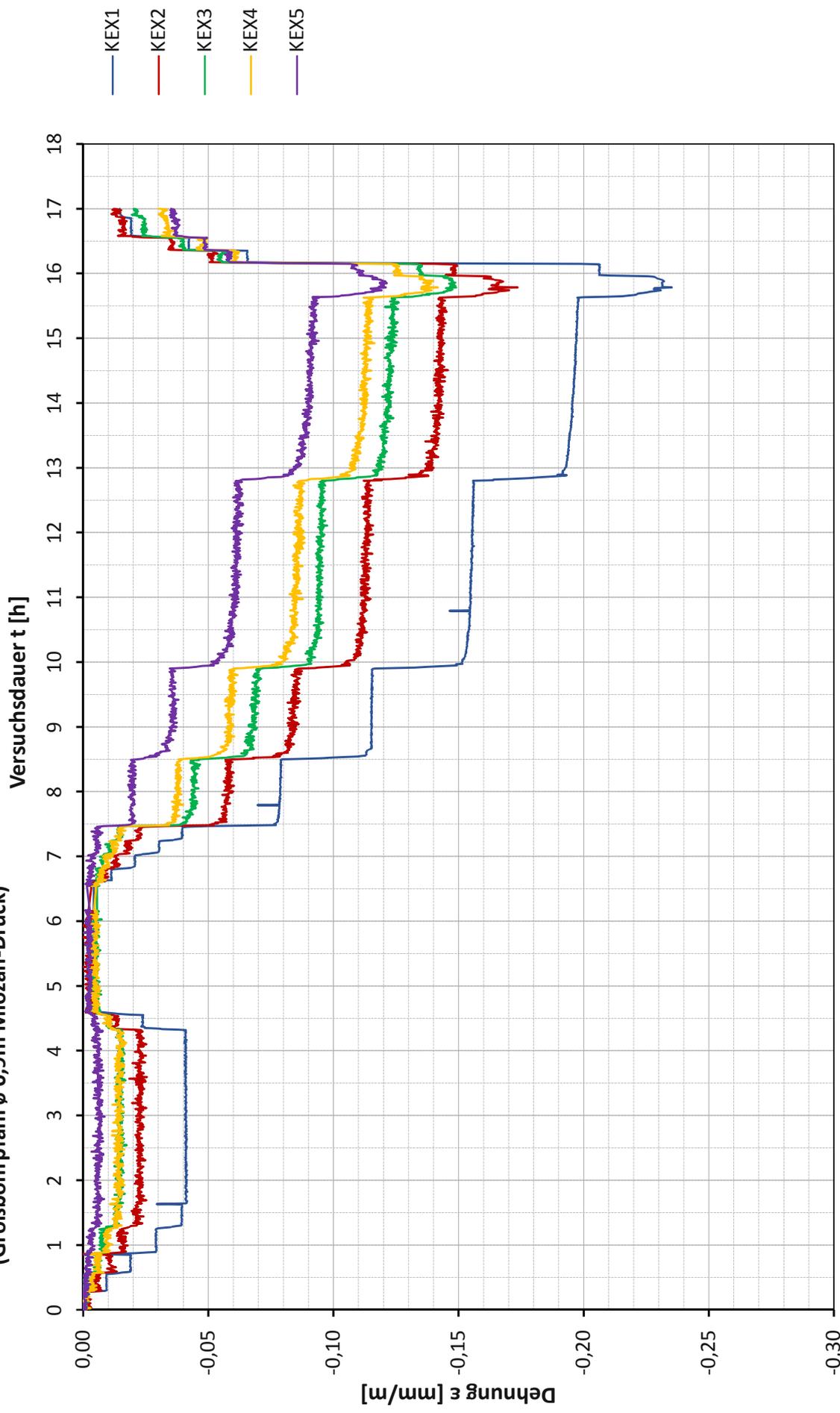
Prüfkörper: B.M5 (Großbohrpfahl ø 0,9m Miozän - Druck)

Laststufen		Messwerte - Bewehrungssensoren														korrigierte Messwerte - Bewehrungssensoren je MQ				
		$\epsilon_{m,BS1.1}$ [mm/m]	$\epsilon_{m,BS1.2}$ [mm/m]	$\epsilon_{m,BS2.1}$ [mm/m]	$\epsilon_{m,BS2.2}$ [mm/m]	$\epsilon_{m,BS3.1}$ [mm/m]	$\epsilon_{m,BS3.2}$ [mm/m]	$\epsilon_{m,BS4.1}$ [mm/m]	$\epsilon_{m,BS4.2}$ [mm/m]	$\epsilon_{m,BS5.1}$ [mm/m]	$\epsilon_{m,BS5.2}$ [mm/m]	$\epsilon_{m,BS1}$ [mm/m]	$\epsilon_{m,BS2}$ [mm/m]	$\epsilon_{m,BS3}$ [mm/m]	$\epsilon_{m,BS4}$ [mm/m]	$\epsilon_{m,BS5}$ [mm/m]				
LS	F																			
Ende	[hh:mm]																			
Nr.	[kN]	H: 155,53 m	H: 144,78 m	H: 144,78 m	H: 144,78 m	H: 142,88 m	H: 142,88 m	H: 141,33 m	H: 141,33 m	H: 139,58 m	H: 139,58 m	H: 155,53 m	H: 144,78 m	H: 142,88 m	H: 141,33 m	H: 139,58 m				
1	07:28	-204	-0,0156	-0,0044	-0,0049	-0,0028	-0,0027	-0,0016	-0,0017	-0,0006	-0,0006	-0,0100	-0,0049	-0,0028	-0,0017	-0,0006				
2	07:46	-390	-0,0273	-0,0126	-0,0097	-0,0102	-0,0061	-0,0038	-0,0038	-0,0016	-0,0014	-0,0200	-0,0100	-0,0060	-0,0038	-0,0015				
3	08:10	-566	-0,0381	-0,0218	-0,0150	-0,0161	-0,0098	-0,0071	-0,0068	-0,0031	-0,0025	-0,0300	-0,0155	-0,0101	-0,0069	-0,0028				
4	11:13	-793	-0,0510	-0,0371	-0,0229	-0,0230	-0,0148	-0,0115	-0,0110	-0,0054	-0,0043	-0,0441	-0,0230	-0,0156	-0,0112	-0,0049				
5	11:28	-427	-0,0288	-0,0207	-0,0140	-0,0134	-0,0096	-0,0079	-0,0075	-0,0038	-0,0029	-0,0248	-0,0137	-0,0101	-0,0077	-0,0033				
6	13:29	-40	-0,0042	-0,0030	-0,0040	-0,0021	-0,0034	-0,0036	-0,0035	-0,0017	-0,0013	-0,0036	-0,0031	-0,0038	-0,0036	-0,0015				
7	13:43	-223	-0,0139	-0,0121	-0,0085	-0,0074	-0,0061	-0,0052	-0,0052	-0,0025	-0,0020	-0,0130	-0,0079	-0,0065	-0,0052	-0,0022				
8	13:56	-415	-0,0242	-0,0224	-0,0131	-0,0131	-0,0090	-0,0073	-0,0070	-0,0034	-0,0029	-0,0233	-0,0131	-0,0096	-0,0071	-0,0031				
9	14:09	-602	-0,0345	-0,0316	-0,0177	-0,0183	-0,0118	-0,0093	-0,0090	-0,0042	-0,0034	-0,0331	-0,0180	-0,0124	-0,0092	-0,0038				
10	14:22	-792	-0,0459	-0,0408	-0,0222	-0,0236	-0,0146	-0,0116	-0,0113	-0,0055	-0,0043	-0,0433	-0,0229	-0,0157	-0,0115	-0,0049				
11	15:25	-1488	-0,0941	-0,0727	-0,0507	-0,0618	-0,0424	-0,0330	-0,0313	-0,0178	-0,0168	-0,0834	-0,0563	-0,0456	-0,0321	-0,0173				
12	16:48	-2097	-0,1386	-0,1022	-0,0746	-0,0912	-0,0670	-0,0575	-0,0435	-0,0329	-0,0299	-0,1204	-0,0829	-0,0696	-0,0505	-0,0314				
13	19:43	-2756	-0,1912	-0,1321	-0,1028	-0,1208	-0,0949	-0,0912	-0,0601	-0,0581	-0,0550	-0,1616	-0,1118	-0,0975	-0,0756	-0,0565				
14	22:32	-3414	-0,2429	-0,1628	-0,1319	-0,1510	-0,1214	-0,1190	-0,0841	-0,0810	-0,0863	-0,2029	-0,1415	-0,1257	-0,1015	-0,0837				
15	22:42	-4022	-0,2847	-0,1949	-0,1574	-0,1791	-0,1509	-0,1444	-0,1083	-0,0997	-0,1189	-0,2398	-0,1682	-0,1513	-0,1264	-0,1093				
19	23:03	-3443	-0,2479	-0,1673	-0,1385	-0,1564	-0,1354	-0,1298	-0,0943	-0,0878	-0,1060	-0,2076	-0,1474	-0,1349	-0,1121	-0,0969				
20	23:16	-865	-0,0813	-0,0482	-0,0521	-0,0520	-0,0628	-0,0686	-0,0396	-0,0444	-0,0594	-0,0647	-0,0521	-0,0600	-0,0541	-0,0519				
21	23:28	-482	-0,0545	-0,0288	-0,0386	-0,0343	-0,0498	-0,0565	-0,0295	-0,0358	-0,0499	-0,0416	-0,0364	-0,0465	-0,0430	-0,0428				
22	23:45	-81	-0,0264	-0,0076	-0,0232	-0,0152	-0,0355	-0,0277	-0,0182	-0,0251	-0,0383	-0,0170	-0,0192	-0,0316	-0,0305	-0,0317				

Prüfkörper: B.M5

Messwerte Kettenextensometer

(Großbohrpfahl \varnothing 0,9m Miozän-Druck)

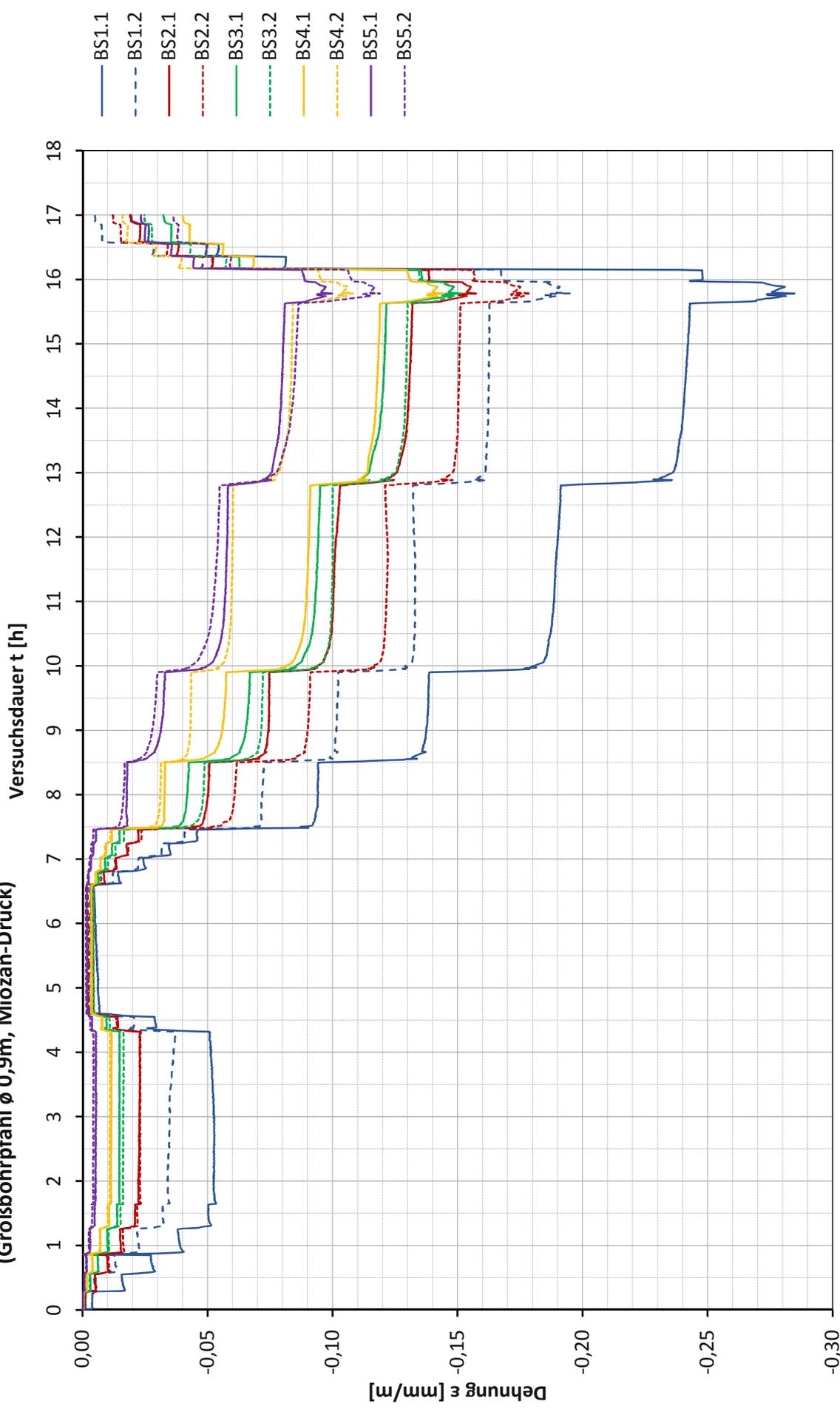


KEX(1).... Kettenextensometer (Messabschnittsnummer)

Prüfkörper: B.M5

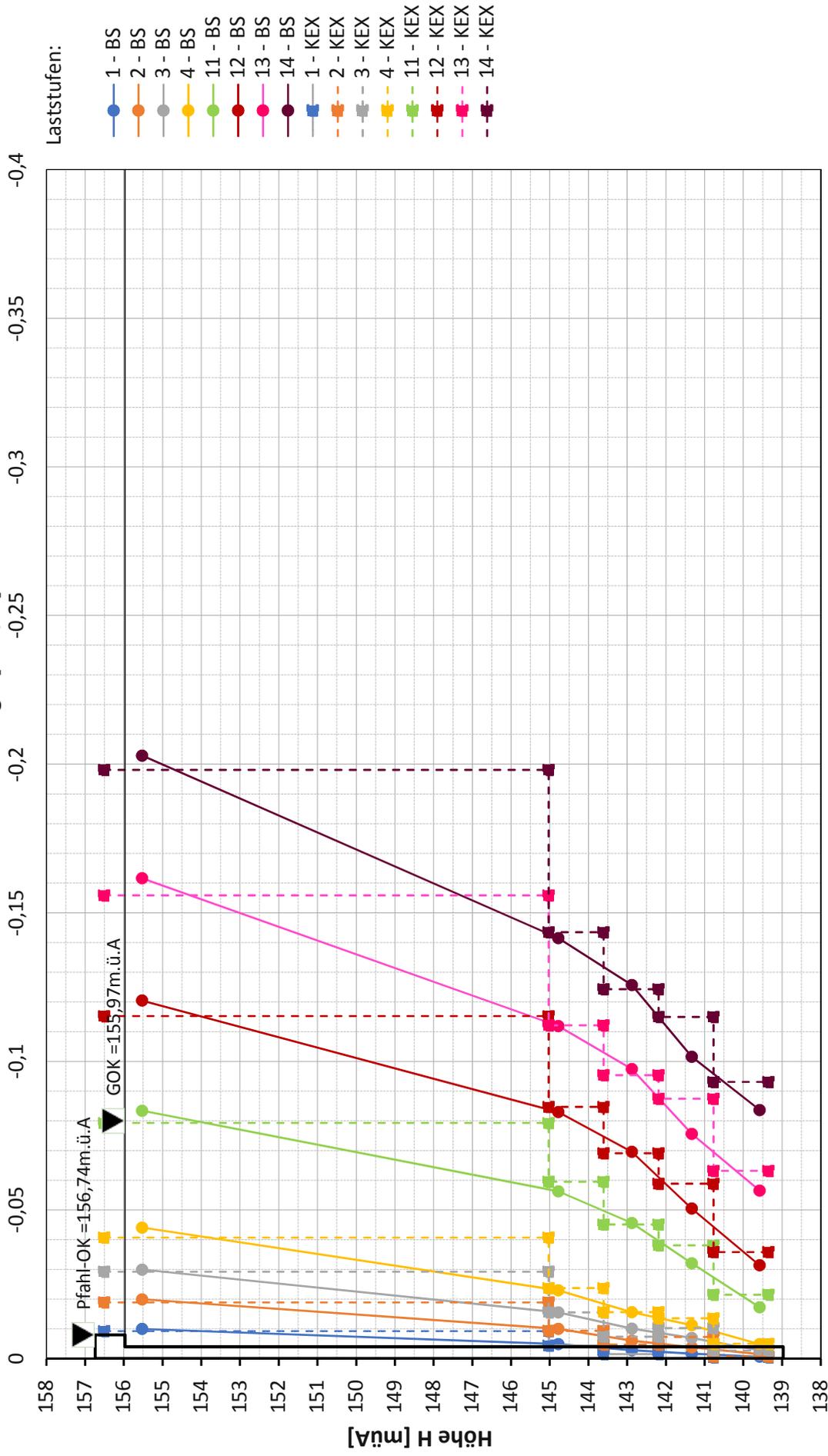
Messwerte Bewehrungssensoren

(Großbohrpfahl \varnothing 0,9m, Miozän-Druck)



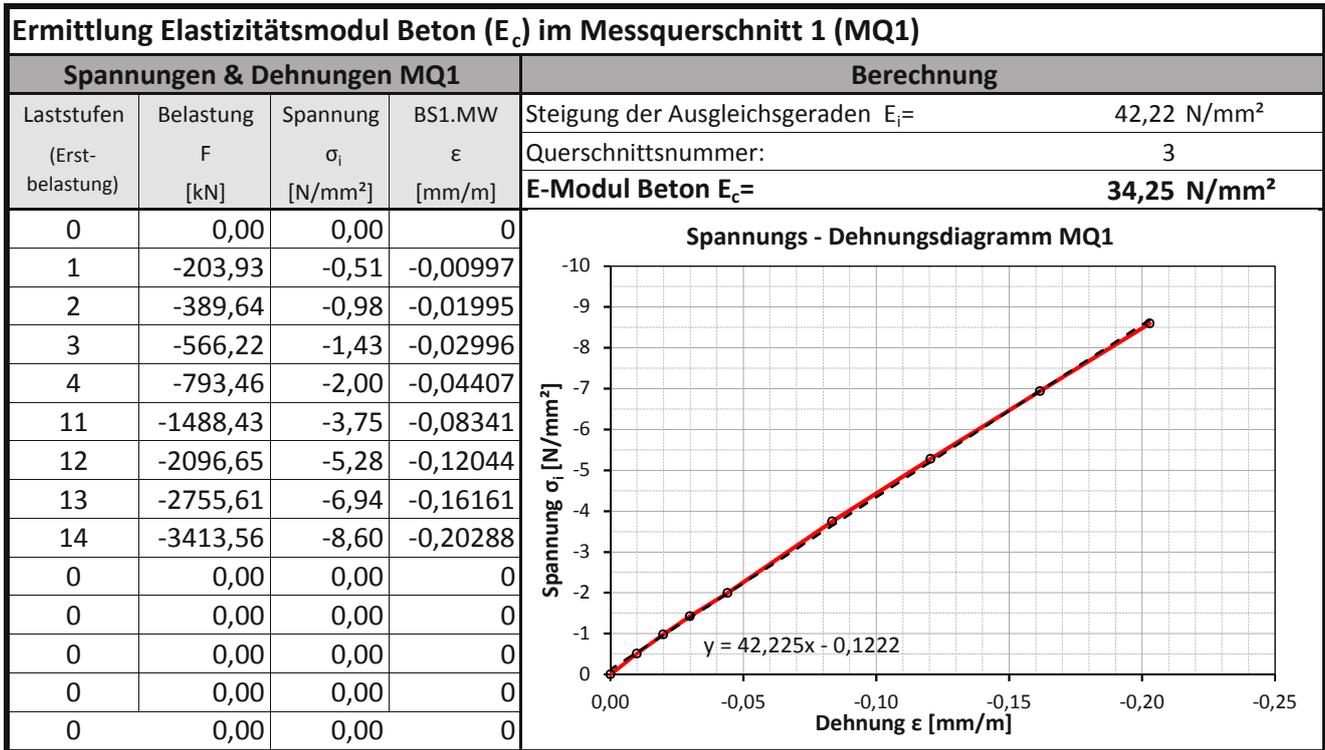
BS(1.1)... Bewehrungssensoren (Messquerschnittsnummer.Sensornummer)

Prüfkörper: B.M5
Verlauf der axialen Längenänderung je Laststufe
(Großbohrpfahl ϕ 0,9m Miozän-Druck)



BS....Bewehrungssensoren KEX...Kettenextensometer

Prüfkörper: B.M5 (Großbohrpfahl ø 0,9m Miozän - Druck)



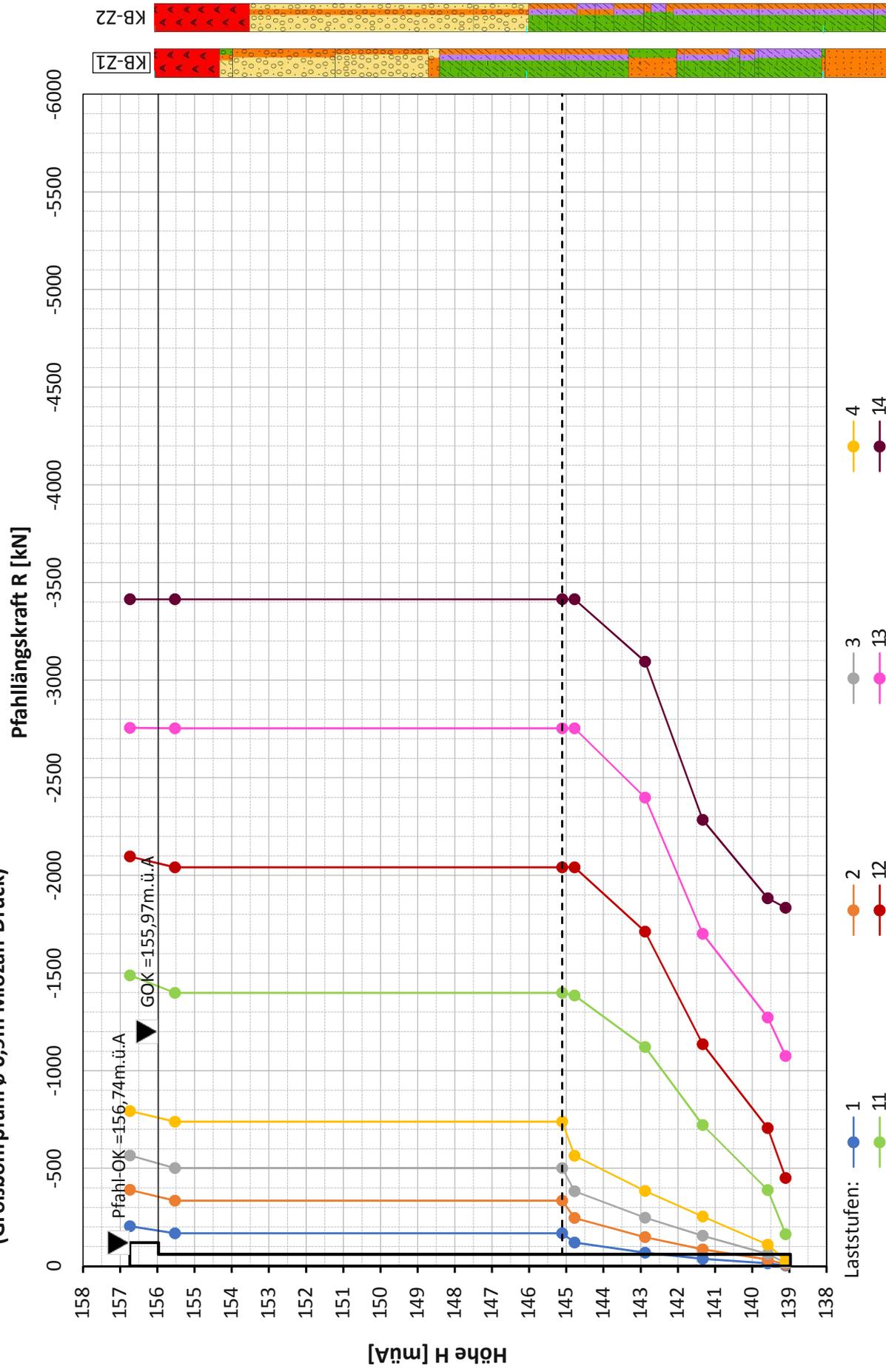
Querschnittswerte								
Bereiche					Flächenanteile			
QS-Nr.	Bezeichnung	ϕ [mm]	OK [müA]	UK [müA]	A_{SS} [mm ²]	A_{BS} [mm ²]	A_S [mm ²]	A_C [mm ²]
1	ohne Mantelreibung	711	155,97	145,11	0,00	9543,00	14440,33	373051,93
2	Prüfstrecke	900	145,11	138,97	0,00	10798,00	492,88	624881,63
3	BS1	711	155,53	155,53	0,00	3769,91	14440,33	378825,02
4	BS2	900	144,78	144,78	0,00	16512,21	492,88	619167,42
5	BS3	900	142,88	142,88	0,00	16512,21	492,88	619167,42
6	BS4	900	141,33	141,33	0,00	3769,91	492,88	631909,72
7	BS5	900	139,58	139,58	0,00	3769,91	492,88	631909,72
8	mittel KEX1	711	156,51	145,03	0,00	9543,00	14440,33	373051,93
9	mittel KEX2	900	145,03	143,61	0,00	16512,00	492,88	619167,63
10	mittel KEX3	900	143,61	142,19	0,00	13641,00	492,88	622038,63
11	mittel KEX4	900	142,19	140,77	0,00	6959,00	492,88	628720,63
12	mittel KEX5	900	140,77	139,35	0,00	6080,00	492,88	629599,63

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.

Prüfkörper: B.M5 (Großbohrpfahl ø 0,9m Miozän - Druck)

Berechnung der Pfahlängskräfte													
Laststufen		Längskräfte								Pfahlwiderstände			
LS	LS	F _{m,Pfahlkopf} [kN]	F _{m,MQ1} [kN]	F _{m,OK-PS} [kN]	F _{m,MQ2} [kN]	F _{m,MQ3} [kN]	F _{m,MQ4} [kN]	F _{m,MQ5} [kN]	R _{b,m} [kN]	R _{s,m} [kN]			
Nr.	[hh:mm]	H: 156,74 m	H: 155,53 m	H: 145,11 m	H: 144,78 m	H: 142,88 m	H: 141,33 m	H: 139,58 m	H: 139,10 m				
1	07:28	-204	-167	-167	-120	-69	-37	-14	-2	-202			
2	07:46	-390	-334	-334	-246	-148	-85	-34	-7	-382			
3	08:10	-566	-502	-502	-382	-248	-155	-62	-15	-551			
4	11:13	-793	-739	-739	-565	-384	-253	-109	-27	-766			
7	13:43	-223	-218	-218	-196	-161	-117	-51	-11	-212			
8	13:56	-415	-390	-390	-323	-237	-160	-71	-15	-399			
9	14:09	-602	-554	-554	-442	-305	-206	-86	-20	-582			
10	14:22	-792	-726	-726	-564	-386	-258	-109	-27	-765			
11	15:25	-1488	-1398	-1398	-1385	-1122	-722	-389	-163	-1326			
12	16:48	-2097	-2041	-2041	-2041	-1713	-1136	-706	-450	-1646			
13	19:43	-2756	-2753	-2753	-2753	-2399	-1702	-1272	-1075	-1681			
14	22:32	-3414	-3414	-3414	-3414	-3094	-2284	-1882	-1834	-1580			

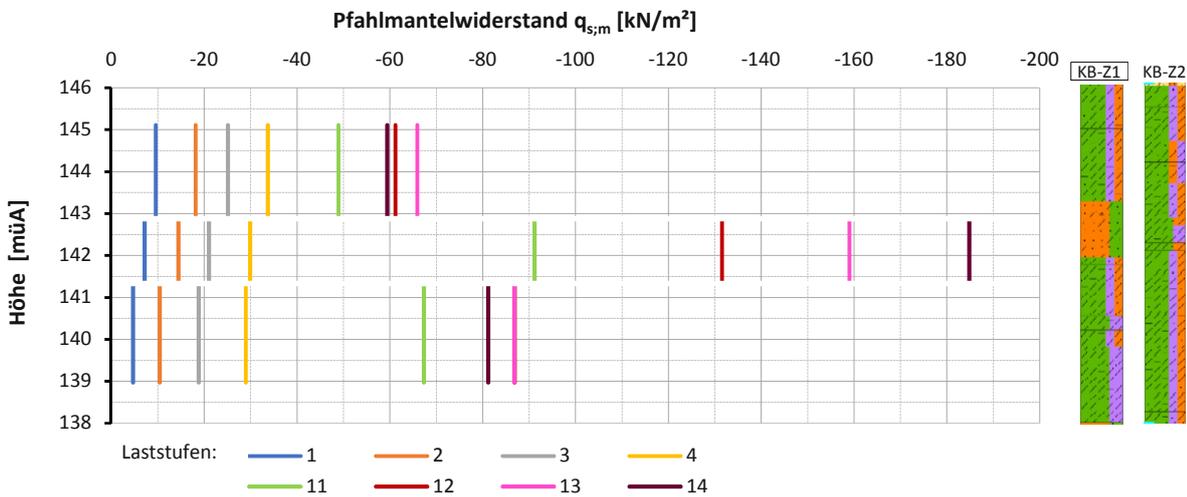
Prüfkörper: B.M5
Längskraftverlauf je Laststufe
(Großbohrpfahl \varnothing 0,9m Miozän-Druck)



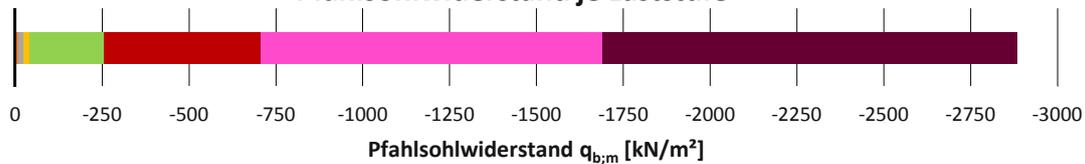
Prüfkörper: **B.M5** (Großbohrpfahl \varnothing 0,9m Miozän-Druck)

Ergebnisse Pfahlwiderstände								
Laststufe	Belastung	Pfahlkopf- setzung	Bezogene Pfahl- kopfsetzung	Pfahlmantelwiderstände bei \varnothing 0,90 m			Pfahlsohl- widerstand	
				abschnittsweise				gemittelt
	F [kN]	S [mm]	S/D _b	q _{s,m,MQ2-3} [kN/m ²]	q _{s,m,MQ3-4} [kN/m ²]	q _{s,m,MQ4-5} [kN/m ²]	q _{s,m,MQ2-5} [kN/m ²]	q _{b,m} [kN/m ²]
1	-203,93	-0,29	-0,0003	-10	-7	-5	-7	-4
2	-389,64	-0,69	-0,0008	-18	-14	-10	-14	-11
3	-566,22	-1,18	-0,0013	-25	-21	-19	-22	-23
4	-793,46	-1,08	-0,0012	-34	-30	-29	-31	-43
5	-426,56	-1,29	-0,0014					
6	-40,46	-0,51	-0,0006					
7	-222,70	-0,73	-0,0008	-6	-10	-13	-10	-17
8	-414,58	-0,92	-0,0010	-16	-18	-18	-17	-24
9	-601,91	-1,08	-0,0012	-26	-23	-24	-24	-31
10	-791,79	-1,26	-0,0014	-33	-29	-30	-31	-42
11	-1488,43	-7,04	-0,0078	-49	-91	-67	-68	-256
12	-2096,65	-26,33	-0,0293	-61	-132	-87	-91	-708
13	-2755,61	-62,44	-0,0694	-66	-159	-87	-101	-1.690
14	-3413,56	-116,66	-0,1296	-59	-185	-81	-104	-2.883
15	-4022,11	-180,74	-0,2008					
19	-3443,16	-185,24	-0,2058					
20	-865,37	-181,09	-0,2012					
21	-482,32	-180,21	-0,2002					
22	-81,50	-178,93	-0,1988					

Prüfkörper: **B.M5** Pfahlmantelwiderstände je Laststufe
(Großbohrpfahl \varnothing 0,9m Miozän-Druck)



Pfahlsohlwiderstand je Laststufe



Anhang C

Energiepfähle des FPUH

C.1 Probelastungen der Energiepfähle

Im Rahmen des Forschungsprojekts FPUH wurden Versuche an zwei Energiepfählen durchgeführt. Ein Pfahl mit Prüfstrecke im kiesigen Untergrund (B.EK) und einer im Miozän (B.EM). Beide Pfähle wurden im Prüffeld 2 abgeteuft. In Abb. 5.2 und Abb. 5.3 ist ihre Lage am Grundstück ersichtlich. In ihrer Herstellung und Geometrie gleichen sie den ebenfalls geprüften Großbohrpfählen. Im Unterschied zu den konventionellen Pfählen wurden die Energiepfähle sowohl mechanisch als auch thermisch belastet. Die thermische Belastung wurde durch die im Inneren der Pfähle verlaufende Absorberrohre initiiert [41].

C.1.1 Versuchskörper und Versuchseinrichtung

Die Beschreibung der Versuchskörper und Versuchseinrichtung gliedert sich in Anlehnung an jene der Großbohrpfähle. Die Erläuterungen wurden um die thermische Komponente des Versuchs adaptiert und erweitert.

Energiepfähle

Bei den beiden Energiepfählen handelt es sich ebenfalls um Bohrpfähle. Sie wurden verrohrt mit dem Kelly-Bohrverfahren hergestellt. Wie auch schon bei den Großbohrpfählen bezieht sich die Bezeichnung der Pfähle auf den Boden, in dem das Tragverhalten des Pfahls geprüft wird. Der Pfahl „B.EM“ (Energie-Miozänpfahl) weist einen Durchmesser von 0,90 m und eine Länge von 16,80 m auf, dessen Prüfstrecke 6,14 m lang ist. Der Pfahl „B.EK“ (Energie-Kiespfahl) hat einen Durchmesser von 0,60 m und eine Länge von 5,80 m. Die Länge der Prüfstrecke dieses Pfahls beträgt 4,14 m [41]. Ein Vergleich der Energiepfähle zu den oben beschriebenen Großbohrpfählen zeigt identische geometrische Abmessungen der Pfähle „B.M5“ zu „B.EM“ und „B.K55“ zu „B.EK“. Die Geometrien, Höhenkoten, sowie wesentliche Parameter der beiden Energiepfähle sind in Tab. C.1 angegeben.

Absorber

Als Absorber werden jene Rohre bzw. Schläuche bezeichnet, in der die Absorberflüssigkeit zur thermischen Aktivierung der Pfähle fließt. Oftmals werden, wie auch im Rahmen des FPUH, Absorber aus Polyethylen (hier PE-Xa) eingesetzt und als Absorberflüssigkeit reines Wasser verwendet. Die Absorberleitungen wurden in beiden Pfählen schlaufenartig verlegt. Der Pfahl im Miozän hat in seinem Querschnitt acht Absorberrohre. Diese verlaufen innerhalb des Bewehrungskorbs. Der Pfahl im kiesigen Boden hat aufgrund seines geringeren Durchmessers nur sechs außerhalb des Bewehrungskorbs laufende Absorber pro Querschnitt. In Abb. C.1 sind die Bewehrungskörbe mit den montierten Absorberleitungen abgebildet. Die Länge der Absorberleitung misst beim Pfahl im Miozän ca. 80 m, beim Pfahl im Kies ca. 37 m. Die Schlaufen wurden nicht auf der gesamten Pfahllänge verlegt, sondern nur in jenem Bereich der zur Lastabtragung durch Mantelreibung beiträgt [41].

Tab. C.1: Herstellparameter der Energiepfähle [41]

	Energiepfahl Miozän	Energiepfahl Kies
Bezeichnung	B.EM	B.EK
Prüfboden	Miozän	Kies
Pfahldurchmesser	90 cm	60 cm
Pfahldurchmesser innerhalb Doppelwandrohr	69,8 cm	44,4 cm
Pfahlkopf-OK (aufbetoniert)	156,60 m ü. A.	156,60 m ü. A.
Pfahl-OK	155,80 m ü. A.	155,80 m ü. A.
Pfahl-UK	139,00 m ü. A.	150,00 m ü. A.
Pfahlgesamtlänge	16,80 m	5,80 m
Pfahllänge mit Mantelreibung (Prüfstrecke)	6,14 m	4,14 m
Betongüte; Bewehrungsstahl	C25/30; B550B	
Herstellungsdatum	11.04.2017	10.04.2017



(a) Bewehrungskorb-Miozänpfahl



(b) Bewehrungskorb-Kiespfahl

Abb. C.1: Bewehrungskörbe der Energiepfähle mit montierten Absorberleitungen [41]

Messinstrumente

Für eine umfangreiche Datenerfassung wurde eine Vielzahl an unterschiedlichen Messinstrumenten in und um die Pfähle installiert. Es wurden sowohl mechanische Größen wie Dehnungen und Kraft, als auch Temperatur kontinuierlich oder periodisch gemessen. Die folgende Aufzählung gibt einen Überblick über die eingebauten Messinstrumente:

1. Mechanische Messeinrichtungen am Pfahlkopf
 - Kraftmessdose zwischen Last und Pfahl
 - Wegaufnehmer vertikal
 - Wegaufnehmer horizontal
 - Manometer (hydraulischer Druck der Presse)
 - Mechanische Messuhr
 - Nivellement
2. Mechanische Messeinrichtungen im Pfahl
 - Dehnungsaufnehmer längs (Sister Bars)

- Dehnungsaufnehmer radial
- Kettenextensometer
- Glasfaserkabel zur Dehnungsmessung (nur B.EM)

3. Thermische Messeinrichtungen

- Temperaturfühler am Pfahlkopf
- Temperatursensoren im Pfahl
- Glasfaserkabel für Temperaturmessung im Pfahl (nur B.EM)
- Temperaturmessung in Zusatzbohrungen
- Temperatursensoren in Reaktionspfählen
- Temperaturmessung Vor-/Rücklauf-temperatur der Absorberflüssigkeit
- Temperaturmessung Außenluft

Die am Pfahlkopf eingebaute mechanische Instrumentierung dient sowohl zur Aufnahme messrelevanter Daten, als auch zur Überwachung der festgelegten Parametern. Während die Kraftmessdose und Wegaufnehmer kontinuierlich Daten erfassen, werden mit dem Manometer mechanische Messuhr und Nivellement periodische Kontrollen durchgeführt. Mit dem Nivellement wurden die Verformungen der Messbrücke und Reaktionspfähle, und die Relativverformung zwischen Reaktionspfahl und Prüfbalken gemessen [41].

Für eine bessere Interpretation der Ergebnisse war es erforderlich, auch die im Pfahl auftretenden Verformungen zu erfassen. Diese wurden mit den zuvor gelisteten Instrumenten gemessen. Pro Pfahl befand sich ein Kettenextensometer in Pfahlachse, dieser teilt sich in fünf Messabschnitte. Die Dehnungsaufnehmer wurden auf so genannte Messhorizonte aufgeteilt. Der erste Horizont befindet sich am Pfahlkopf beinhaltet nur zwei Dehnungsaufnehmer längs (Sister Bars). Die anderen Horizonte bestehen aus zwei Längsdehnungsaufnehmer (Sister Bars) und vier radialen Dehnungsaufnehmern. Diese Horizonte sind gleichmäßig auf jene Pfahllänge aufgeteilt, die zur Lastabtragung mittels Mantelreibung beiträgt. In Abb. C.2 sind die mechanischen Messinstrumente des Pfahls BE.K in Längsachse und Querschnitt abgebildet. Darin ist zu erkennen, dass die Längsdehnungsaufnehmer (Sister Bars) gegenüber und die radialen Dehnungsaufnehmer im Viertelkreis liegen. Im Miozänpfahl wurde zusätzlich auch ein Glasfaserkabel zur Messung der Dehnung und Stauchung eingebaut [41].

Neben den mechanischen Parametern wurde auch die Temperatur in und um die Pfähle gemessen. Dafür wurden die Pfähle mit einem Temperaturfühler am Pfahlkopf und Temperatursensoren im Inneren ausgestattet. Ähnlich zu den mechanischen Messhorizonten sind die Temperatursensoren hauptsächlich im Bereich des Pfahls mit Mantelreibung verteilt. Die Temperatursensoren befinden sich sowohl in der Pfahlachse, als auch am Anfang, dem Ende und in Mitte der Absorberleitung. Im Miozänpfahl (B.EM) wurde außerdem ein Glasfaserkabel zur Temperaturmessung eingebaut. Um das Temperaturfeld des umliegenden Boden zu messen, wurden nahe gelegene Zusatzbohrungen und die Reaktionspfähle mit Temperatursensoren ausgestattet. Des weiteren wurde die Temperatur der Außenluft sowie Vorlauf- und Rücklauf-temperatur der Absorberflüssigkeit gemessen. Dies geschah durch eine von der Wien Energie bereit gestellte Energiezentrale. Die Energiezentrale hat auch den Durchfluss und Wärmemenge der Absorberleitungen gemessen [41].

Belastungssituation

Die Belastungseinrichtung umfasst sowohl die mechanische als auch die thermische Belastung. Anders als bei den konventionellen Tiefgründungen wurde die mechanische Last nicht ausschließlich durch hydraulische Pressen, sondern für manche Versuchsphasen mit einer Totlast aufgebracht [41].

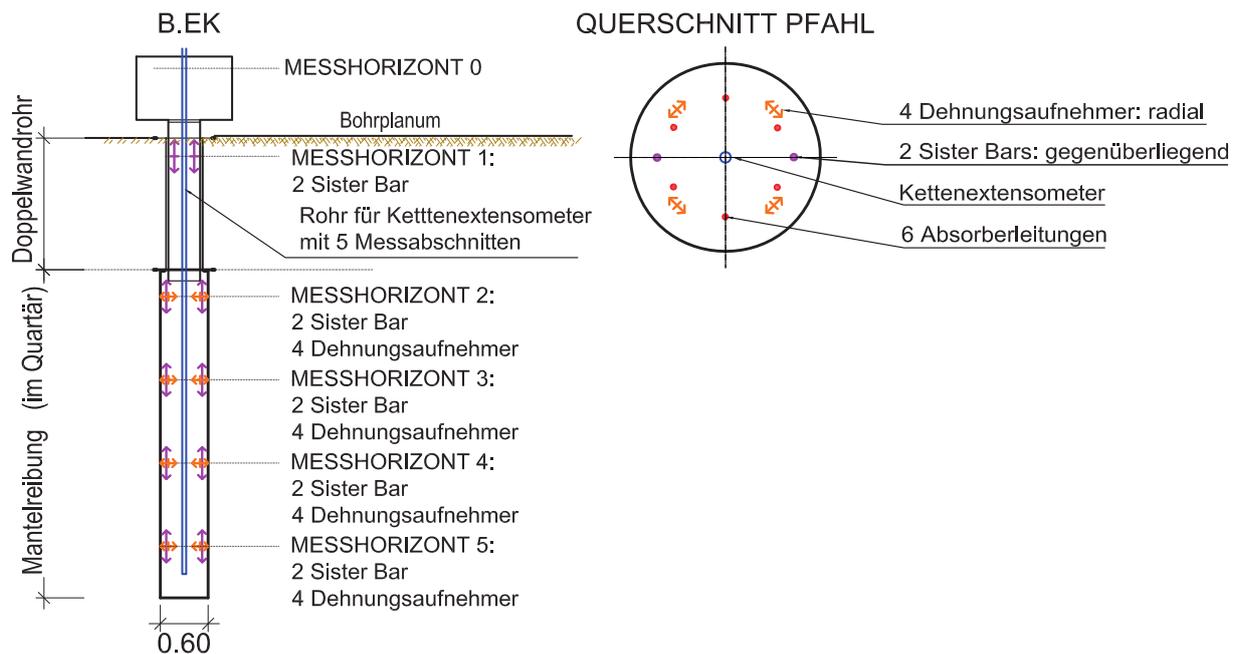


Abb. C.2: Messinstrumente im Kiespfahl, Darstellung in Ansicht und Querschnitt, [41] (adaptiert)

Während der ersten Versuchsphasen war es notwendig, die mechanische Last über lange Zeit konstant zu halten. Diese Anforderung konnte mit den hydraulischen Pressen nicht erfüllt werden, weshalb eine Totlast verwendet wurde. Die Totlast selbst umfasst Betonblöcke und eine Belastungskonstruktion zur konzentrierten Lasteinleitung in den Pfahl. Mithilfe der Reaktionspfähle wurde die Konstruktion stabilisiert. Die Größe der Auflast wurde durch die Anzahl der Betonblöcke gesteuert. In Abb. C.3a ist der Aufbau der mechanischen Belastung mittels Totlast abgebildet. Die Abdeckplane dient als Witterungsschutz der Messeinrichtungen [41].

Die hydraulischen Pressen wurden in der letzten Versuchsphase verwendet. Gegenstand dieser Belastungseinrichtung waren der Prüfbalken und Reaktionspfähle als Widerlager [41]. Der Aufbau der Konstruktion ist in Abb. C.3b ersichtlich.

Die thermische Belastung wurde durch die im Pfahl integrierten Absorber aufgebracht. Durch Änderung der Flüssigkeitstemperatur konnte ein Heiz- und auch ein Kühlbetrieb simuliert werden. Beim Heizbetrieb hat die Solltemperatur $35\text{ }^{\circ}\text{C}$, und beim Kühlbetrieb $2\text{ }^{\circ}\text{C}$ betragen. Dabei wurde die Strömungsgeschwindigkeit so geregelt, dass der Temperaturunterschied zwischen Vorlauf und Rücklauf $\leq 2\text{ }^{\circ}\text{C}$ beträgt. Ziel war es, den Pfahl möglichst gleichmäßig abzukühlen bzw. aufzuheizen, damit keine hohen Temperaturunterschiede im Pfahl auftreten. Als Absorberflüssigkeit wurde Wasser verwendet. Die gesamte Steuerung geschah durch eine von der Wien Energie zur Verfügung gestellten hydraulischen Anlage (Energiezentrale) [41].

C.1.2 Versuchsablauf

Ziel der Pfahlversuche war es, den Einfluss der thermischen Belastung (Heizen, Kühlen) auf das Tragverhalten der Pfähle zu untersuchen. Dafür war es notwendig, die Pfähle sowohl thermisch als auch mechanisch zu belasten. Mithilfe konventioneller Methoden (Tabellenwerten aus der Norm) wurde vorab die charakteristische Gebrauchslast der Pfähle ermittelt. Für beide Pfähle beträgt sie $P_k = 800\text{ kN}$. Diese Last gilt als Ausgangswert für die mechanische Belastung mittels Totlast. In weiterer Folge wurden die Versuche in einzelne Phasen unterteilt, in denen jeweils



(a) Totlast



(b) Hydraulische Pressen

Abb. C.3: Mechanische Belastungseinrichtung [41]

die mechanische und thermische Belastung variieren. Einen Überblick und zeitlichen Verlauf der Versuche bietet Abb. C.4. Darin sind die schematischen Abläufe beider Energiepfahlversuche ersichtlich [41].

Phase 0 – Referenzfälle, rein mechanische Belastung

Die erste Phase umfasst die Arbeitsschritte EM1 bis EM8 und EK1 bis EK8. In diesen Schritten wurden die Pfähle ausschließlich mechanisch mittels Totlast belastet. Diese Phase soll die Bauwerkslasten während der Herstellung simulieren. Ausgehend von der Vorlast, bestehend aus dem Eigengewicht der Belastungskonstruktion (ca. 30 % der Gebrauchslast), wurden die Belastung auf 75 %, 100 % und 125 % der charakteristischen Gebrauchslast gesteigert. Danach erfolgte eine Entlastung auf Vorlastniveau und anschließend eine erneute Belastung auf dieselben Laststufen. Die Laststufen 75 % (600 kN) und 100 % (800 kN) gelten als Referenzfälle für die nachfolgenden Schritte mit thermischer Belastung. Alle Arbeitsschritte in der ersten Phase wurden innerhalb eines Tages durchgeführt [41].

Phase 1-1 – Heizen bei 600 kN

Diese Phase beschreibt die Arbeitsschritte EM9 bzw. EK9. Dabei wurden die Pfähle mechanisch und auch thermisch belastet. Die mechanische Belastung wurde konstant bei 75 % (600 kN) der Gebrauchslast gehalten. Mit der thermischen Belastung sollte eine Gebäudekühlung simuliert werden. Dafür wurden die Pfähle, ausgehend von der Ausgangstemperatur (ca. 12–14 °C), auf 35 °C aufgeheizt. Ziel war es, die Pfähle im Lastabtragungsbereich und den umliegenden Boden auf 35 °C zu erwärmen. Dieser Zustand wurde so lange gehalten, bis keine nennenswerte Temperatursteigerung festzustellen war (ca. $\leq 0,1$ °C/12 h). Somit dauerte diese Phase beim Miozänpfahl 21 Tage, beim Kiespfahl 15 Tage [41].

Phase 1-2 – Mechanischer Lastzyklus

Nach der Aufheizphase erfolgte ein mechanischer Lastzyklus in den Schritten EM10–EM12 und EK10–EK12. Bei dem Lastzyklus wurde die mechanische Belastung abermals auf 100 % und 125 % der Gebrauchslast gesteigert. Die Temperatur wurde konstant bei 35 °C gehalten. Der Lastzyklus wurde jeweils innerhalb eines Tages durchgeführt [41].

Phase 2-1 – Kühlen bei 600 kN

In der Kühlphase (EM13 und EK13) wurden die Pfähle, ähnlich zur Aufheizphase, bei konstanten mechanischen Belastungen abgekühlt. Auch in diesem Fall betrug die mechanische Belastung 75 % der Gebrauchslast. Die Pfähle und der umliegende Boden wurden auf eine Temperatur von 2 °C heruntergekühlt. Die Abkühlphase wurde so lange betrieben, bis keine nennenswerten Temperaturänderungen mehr stattfand. Beim Miozänpfahl dauerte die Abkühlphase 20 Tage, beim Kiespfahl 13 Tage. Um ein mögliches Gefrieren der Absorberflüssigkeit zu verhindern, wurde die Abkühlung schrittweise durchgeführt. Dafür wurde der Absorberbetrieb im Miozänpfahl kurzzeitig ausgesetzt und anschließend für ein paar Tage mit 8 °C betrieben. Auch beim Kiespfahl erfolgte eine Zwischenstufe mit 8 °C [41].

Phase 2-2 – Mechanischer Lastzyklus

Der nach der Abkühlphase, in den Arbeitsschritten EM14–EM16 bzw. EK14–EK16, durchgeführte Lastzyklus glich jenem nach der Aufheizphase. Einziger Unterschied war die Temperatur, welche in dieser Phase bei 2 °C gehalten wurde. Abermals wurde der Lastwechsel pro Pfahl innerhalb eines Tages durchgeführt [41].

Phase 3 und 4 – Heizen und Kühlen bei 800 kN

In den Arbeitsschritten EM17–EM20 und EK17–EK20 wurde ein thermischer Wechselbetrieb durch ein Aufheizen und anschließendes Abkühlen simuliert. Während dieser Phase wurde die mechanische Last konstant bei 100 % Gebrauchslast gehalten. Die Temperatur betrug beim Aufheizen abermals 35 °C und beim Abkühlen 2 °C. Insgesamt nahm diese Phase 29 Tage beim Miozänpfahl (15 Tage Aufheizen und 15 Tage Abkühlen), und 26 Tage beim Kiespfahl (12 Tage Aufheizen und 14 Tage Abkühlen) in Anspruch. Zwischen der ersten Abkühl- und zweiten Aufheizphase wurde beim Kiespfahl der Absorberbetrieb für eine natürliche Erwärmung zunächst ausgesetzt. Außerdem sorgte ein Stromausfall für eine kurzzeitige Unterbrechung der zweiten Aufheizphase [41].

Phase 5 – Vorbereitung für Probelastung

Um das Tragverhalten der Energiepfähle mit jenem der konventionellen Bohrpfähle vergleichen zu können, wurden die Energiepfähle im Zuge einer statischen Pfahlprobelastung bis zum Bruch belastet. Die Arbeitsschritte EM21–EM23 und EK21–EK23 umfassen die Anpassung der Randbedingungen und Umbau der Belastungskonstruktion von Totlast auf hydraulische Pressen. Dafür wurde die Temperatur der Pfähle und Boden auf ihren Ausgangszustand von 12 °C bis 14 °C, zunächst mithilfe der Absorber und anschließend mit natürlicher Regeneration, gebracht. Die Vorbereitungen dauerten beim Miozänpfahl 6 Tage und beim Kiespfahl 5 Tage [41].

Phase 6 – Probelastung und Dichtheitsprüfung

Die letzten Arbeitsschritte setzen sich aus den Pfahlprobelastungen (EM24/EK24) und einer Dichtheitsprobe der Absorberleitung (EM25/EK25) zusammen. Die Pfahlprobelastungen wurden am Ende der Versuche durchgeführt. Sie glichen jenen der Großbohrpfähle B.M5 und B.K55. Für eine detaillierte Beschreibung des Versuchsablaufs sei auf Kap. 5.3.2 und Wagner et al. [79] verwiesen. Ziel war es, Vergleichswerte der Tragfähigkeit (Mantelreibung, Spitzendruck etc.) zu den übrigen durchgeführten Probelastungen des Forschungsprojekts zu erhalten. Während dieses Arbeitsschritts herrschte kein Absorberbetrieb. Am Ende des gesamten Versuchs wurde eine Dichtheitsprobe der Absorberleitungen vorgenommen. Diese ergab, dass alle Leitungen, auch nach der Belastung bis zum Bruch, dicht waren [41].

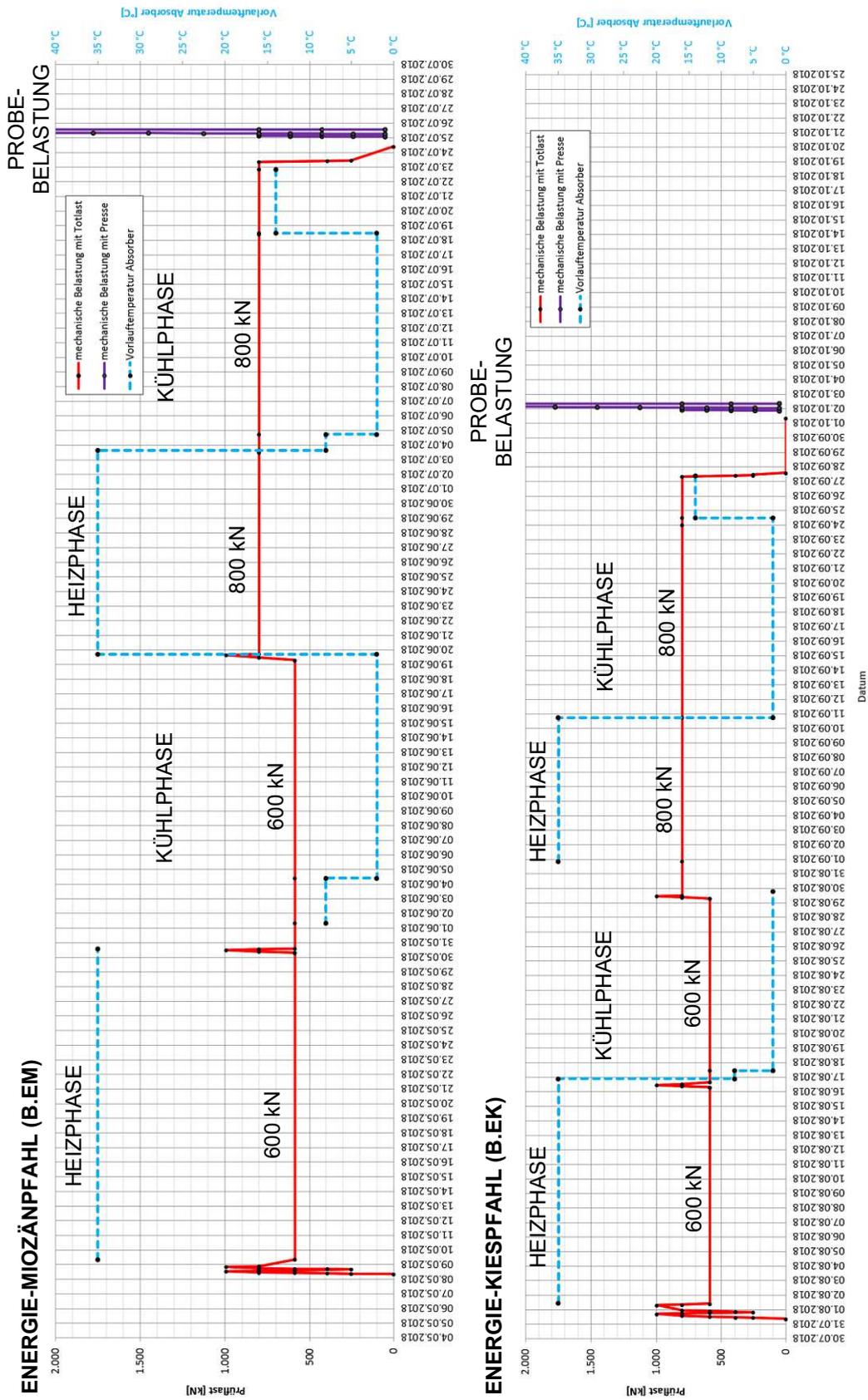


Abb. C.4: Versuchsablauf der Energiepfahlversuche [41]