

Technische Universität Graz  
Fakultät für Bauingenieurwissenschaften  
Institut für Bodenmechanik und Grundbau



**Untersuchungen zu den Effekten des  
Spitzendruckwiderstandes von  
HLV<sup>®</sup>-Pfählen in bindigen,  
überkonsolidierten und steifen bis  
halbfesten Böden**

Masterarbeit

eingereicht von

Mathias Hinterleitner

Erstbetreuer: Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Roman Marte

Zweitbetreuer: Dipl.-Ing. Martin Hayden

*Graz, am 30. Mai 2012*





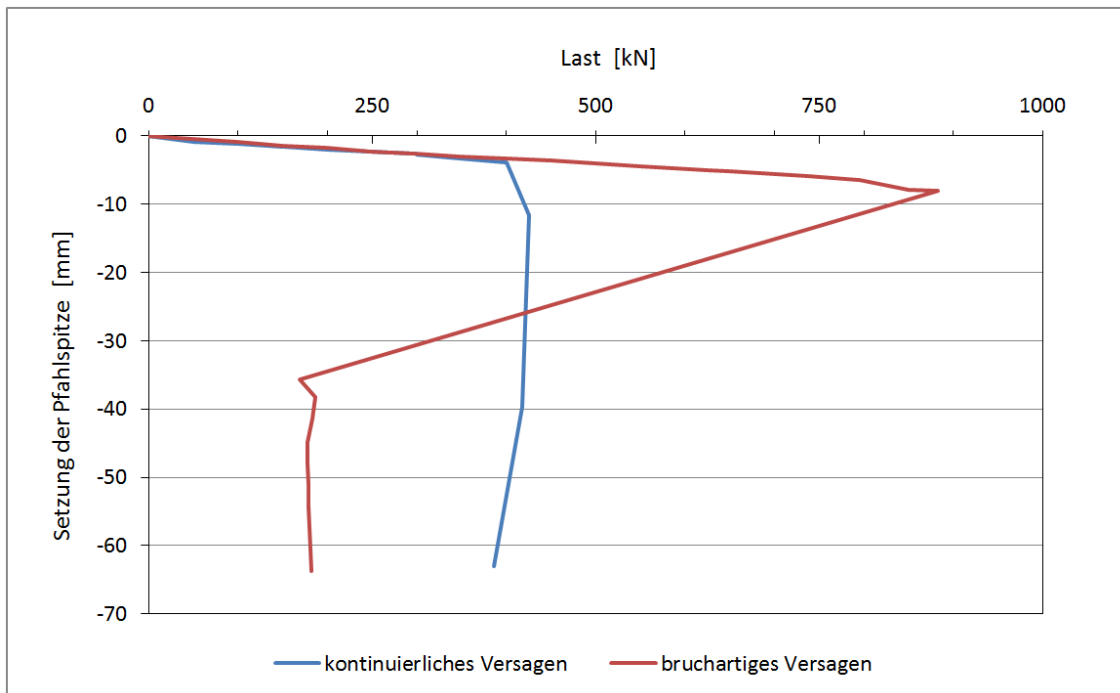
# Einleitung

Bei Pfahlprobelastungen an Hochleistungsverdrängerpfählen<sup>®</sup> (HLV-Pfahl<sup>®</sup> System GPS) in bindigen Böden ist ein ungewöhnliches bruchartiges Versagen des Spitzendruckwiderstandes aufgetreten. Die Pfahlprobelastungen wurden mit dem neuen **Pile HAY-Proof-System<sup>®</sup>** durchgeführt, das eine getrennte Erfassung von Spitzendruckwiderstand und Mantelreibungswiderstand ermöglicht. In der Abbildung 1 sind die Widerstand-Setzungslinien von Probelastungen mit kontinuierlichem Versagen des Spitzenwiderstandes (blaue Linie) und dem ungewöhnlichen bruchartigen Versagen des Spitzenwiderstandes mit anschließender Entfestigung (rote Linie) beispielhaft gegenübergestellt.

Zu Beginn der Pfahlprobelastung (lastgesteuert) stellte sich beim Spitzenwiderstand ein annähernd lineares Setzungsverhalten ein. Bei der Erhöhung der Last auf eine höhere Belastungsstufe kam es zu diesem ungewöhnlichen Versagen des Spitzenwiderstandes. Dabei traten die Setzungen der Pfahlspitze so schnell ein, dass die Hydraulikanlage den Pressendruck nicht aufrecht halten konnte und sich somit auch die Prüflast um bis zu 70 % reduzierte. Die Prüflast reduzierte sich bis auf eine Restfestigkeit des Pfahlspitzenwiderstandes, was in weiterer Folge mit einem kontinuierlichen Versagen der Pfahlspitze einherging. Dieses Versagen tritt innerhalb weniger Minuten auf und ist mit einer konventionellen Pfahlprobelastung ohne getrennter Erfassung der Pfahlwiderstände nicht messbar.

Bei konventionellen Probelastungen werden die Anteile des Spitzenwiderstandes und des Mantelreibungswiderstandes oft nicht getrennt von einander gemessen, da erforderliche Messtechnik sehr aufwendig und teuer ist. Somit wird nur der resultierende Gesamtpfahlwiderstand gemessen. Bei bindigen Böden wird der Anteil des Spitzenwiderstandes in der Regel vernachlässigt und der gemessene Gesamtpfahlwiderstand wird rein auf den Pfahlmantelreibungswiderstand umgelegt. Das führt in weiterer Folge zu einer Überbewertung der Pfahlmantelreibung und somit zu einem Sicherheitsrisiko bei der Pfahlbemessung. Die tatsächliche Pfahlmantelreibung ist auf jeden Fall kleiner, als die aus einer konventionellen Pfahlprobelastung errechnete Pfahlmantelreibung. Die tatsächlichen Pfahlwiderstände sind nur mit einer getrennten Erfassung von Spitzendruckwiderstand und Mantelreibungswiderstand und einer ingenieurmäßige Ausarbeitung und Interpretation ermittelbar.

Durch den geringen Aufwand und den wesentlich geringeren Kosten für eine Pfahlprobelastung mit dem neuen **Pile HAY-Proof-System<sup>®</sup>** wurden in den letzten Jahren vermehrt Pfahlprobelastungen durchgeführt. Somit konnte das Phänomen des ungewöhnlich bruchartigen Versagens des Spitzendruckwiderstandes bei Rammpfählen in bindigen



**Abbildung 1:** Schematisches Beispiel für Versagen des Spitzenwiderstandes in bindigen Böden

Böden mehrfach nachgewiesen werden.

Aus einer überschlagsmäßigen Voranalyse dieser Pfahlprobelastungen und der zugehörigen Böden konnte das Phänomen des bruchartigen Versagens des Spitzenwiderstandes auf bindige Böden eingegrenzt werden. Im Speziellen sind es gering feinsandige Tone und Schluffe, teils überkonsolidiert und von steifer bis halbfester Konsistenz. Diese Art von Böden ist eines der Haupteinsatzgebiete für Rammpfähle.

Das Fachgebiet der Rammpfähle wird seit vielen Jahren ausführlich und intensiv erforscht (siehe [2]). Dieses bruchartige Versagen des Spitzenwiderstandes wurde jedoch weder wissenschaftlich noch experimentell in irgendeiner Form beobachtet und beschrieben. Erste Ansätze, welche die Ursachen und den Verlauf dieses Phänomen mit den bekannten Techniken zu beschreiben versuchten, scheiterten daran, dass selbst der tatsächlich eintretende Bruchmechanismus gänzlich unbekannt ist. Selbst die Einflüsse auf den Boden durch die Pfahlherstellung sind nicht konkret erklärt. Solange diese beiden Unbekannten nicht gelöst sind, ist eine eindeutige Beschreibung des Phänomens des bruchartigen Versagens des Spitzenwiderstandes mit anschließender Entfestigung nicht möglich.

# Zusammenfassung

Das Ziel dieser Masterarbeit war es, Untersuchungen durchzuführen, welche für eine wissenschaftliche Beschreibung der Ausbildung des Spitzenwiderstandes von HLV-Pfählen<sup>®</sup> in bindigen Böden erforderlich sind. Diese Untersuchungen gliedern sich in zwei Bereiche. Der erste Teil der Untersuchungen ist eine Gegenüberstellung und Analyse von bereits durchgeführten Pfahlprobelastungen mit dem neuen **Pile HAY-Proof-System**<sup>®</sup> an HLV-Pfählen<sup>®</sup>. Anhand dieser Analyse ist es möglich, einige vermutete Ursachen für das Phänomen des bruchartigen Versagens des Spitzenwiderstandes mit anschließender Entfestigung, welches bei einzelnen Pfahlprobelastungen beobachtet wurde, auszuschließen und eine genauere Aussage über die Bodenart zu treffen, bei dem dieses Phänomen auftritt. Der zweite Teil der Untersuchungen ist die Planung und die Durchführung von einem umfangreichen Feldversuchsprogramm. Die bei der Analyse von durchgeführten Probelastungen ausgearbeiteten Bodenparameter waren dabei die Grundlage für die Auswahl eines geeigneten Versuchsfeldes. Auf diesem Versuchsfeld wurden insgesamt 21 Probepfähle mit einer Länge von bis zu 10 m hergestellt. Am Versuchsfeld und an diesen Probepfählen wurden folgende Erkundungsmaßnahmen, Versuche und Pfahlprobelastungen durchgeführt:

- 40 Rammsondierungen (DPH) vor bzw. nach der Pfahlherstellung, insgesamt 135 lfm
- 3 Drucksondierungen (CPT), insgesamt 30 lfm
- 1 Falchdilatometermessung bis 2 m Tiefe
- 21 Probepfähle, gegliedert in 7 Versuchsreihen zu je 3 Pfählen
  - Versuch mit Bodenaustausch
  - Versuch mit Rammsondierungen (DPH) nach der Pfahlherstellung
  - Kontrollgruppe mit und ohne Spitzendruckprobelastungen
  - Temperaturversuch mit und ohne Spitzendruckprobelastungen
  - HLV-Pfähle für Probelastungen mit dem neuen **Pile HAY-Proof-System**<sup>®</sup>
- 6 Spitzendruckprobelastungen
- 3 Probelastungen mit dem neuen **Pile HAY-Proof-System**<sup>®</sup> (bruchartigen Versagen des Spitzenwiderstandes mit anschließender Entfestigung ist aufgetreten)

- 3 Sekundäre Pfahlzugversuche

Anschließend wurden 14 Probepfähle bis zu einem Meter unter den Pfahlspitze freigelegt und dargestellt. Mit In-situ Messgeräten wurde dabei aus den Bereichen um die Pfahlspitze eine große Menge an verschiedensten Daten gewonnen. Zusätzliche wurden gestörte und ungestörte Bodenproben entnommen, an denen in Anschluss an den Feldversuch verschiedenste bodenmechanische Laborversuche durchgeführt wurden.

Bei diesen sehr umfangreichen Untersuchungen zu den Effekten des Spitzenwiderstandes von HLV-Pfählen<sup>®</sup> in bindigen Böden konnten sehr viele Daten und Erkenntnisse gewonnen werden. Mehr als im Rahmen einer Masterarbeit hätten bearbeitet werden können. Deshalb kann im Rahmen dieser Masterarbeit noch keine eindeutige wissenschaftliche Erklärung für das Phänomen des bruchartigen Versagens des Spitzendrucks abgegeben werden. Dazu sind noch detaillierte Ausarbeitungen der am Versuchsfeld gewonnenen Daten notwendig und dementsprechend weiterführende, detailliertere und spezielle Recherchen.

# Summary

The aim of this master thesis was to scientifically analyse the base resistance of HLV<sup>®</sup>-piles in cohesive, over-consolidated and stiff up to semisolid soils. The investigation was undertaken in two parts.

Firstly, a comparison and analysis of existing HLV<sup>®</sup>-piles load tests on the new **Pile HAY-Proof-System<sup>®</sup>** was undertaken. As a result of this analysis it was possible to eliminate some suspected causes for the phenomenon of fracture-like failure of base resistance and subsequent softening, while also being able to specify the type of soil in which such failure occurs.

The second part of the investigation involved the planning and execution of an extensive field trial. The soil parameters which were identified in the previous analysis provided the criteria for the selection of a suitable area for the trial. 21 test piles up to 10 m in length were produced on site. The following explorations, trials and pile load tests were conducted:

- 40 Dynamic probing heavy (DPH) before and after pile construction, totalling 135m
- 3 Cone penetration test (CPT), totalling 30 m
- 1 In-situ-Test by flat dilatometer up to 2 meter deep
- 21 test piles (HLV<sup>®</sup>-piles), organised in 7 rows with 3 piles per row
  - Experiment with soil replacement
  - Experiment with dynamic probing heavy (DPH) after pile construction
  - Control group with and without base resistance load test
  - Temperature test on piles with and without base resistance load test
  - HLV<sup>®</sup>-piles for load test with the new **Pile HAY-Proof-System<sup>®</sup>**
- 6 base resistance load tests
- 3 load tests with the new **Pile HAY-Proof-System<sup>®</sup>** (fracture-like failure of base resistance with subsequent softening occurred)
- 3 secondary tension load tests

Subsequently 14 test piles were exposed up to one meter below the tip. In-situ measuring instruments delivered a large amount of data from the area around the piles' tips. Disturbed and non-disturbed soil samples were also taken and used for soil mechanical laboratory tests at a later stage.

A large quantity of data and findings were obtained from this rather extensive exploration of the effects of pile base resistance of HLV<sup>®</sup> - piles in cohesive soils. So large in fact that it could not all be analysed in this master thesis. This explains why there was no clear scientific conclusion reached about the phenomenon of fracture-like base failure. Further field research would be required to determine the precise cause of this complex problem.

# Danksagung

Mein Dank gilt allen Personen, die mich bei der Erstellung dieser Masterarbeit unterstützt haben.

Besonders danke ich zunächst meinem Betreuer Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Roman Marte für die kompetente wissenschaftliche Begleitung und die vielen hilfreichen Diskussionen.

Mein Dank gilt insbesondere meinem Mitbetreuer Dipl.-Ing. Martin Hayden, der mich seitens der Firma *Grund-, Pfahl- und Sonderbau GmbH* seit mehreren Jahren bei diversen Praktika und Studienarbeiten unterstützt hat. Erst durch sein Engagement und der technischen und finanziellen Unterstützung seitens der Firma *Grund-, Pfahl- und Sonderbau GmbH* war es möglich, einen derartig umfangreichen Feldversuch durchzuführen. Danke für das entgegengebrachte Vertrauen und die umfangreiche Unterstützung.

An dieser Stelle bedanke ich mich auch bei Herrn Herbert Metzger, der als Grundbesitzer sein Feld zur Verfügung gestellt hat und somit einen sehr wichtigen Beitrag für das Gelingen des Feldversuches leistete.

Bei meinem Vater August Hinterleitner bedanke ich mich für die Unterstützung am Versuchsfeld. Er verbrachte einen Teil seines Urlaubs damit, die Pfähle fast archäologisch freizulegen und die Bodenprofile in einer außerordentlichen Qualität darzustellen.

Ich bedanke mich sehr herzlich bei meinen Freunden, allen voran Herrn Dipl.-Ing. Florian Kaineder und Herrn DDipl.-Ing. Johannes Wall. Sie waren mir in den vergangenen Jahren treue Freunde, sind mir stets zur Seite gestanden und haben mich auch beim Feinschliff dieser Masterarbeit tatkräftig unterstützt.

Meiner Familie danke ich dafür, dass sie mich über viele Jahre motiviert und fest an mich geglaubt haben.





# Eidesstattliche Erklärung

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

30. Mai 2012

.....

*Datum*



.....

*Unterschrift*



# Inhaltsverzeichnis

<b>Einleitung</b>	<b>iii</b>
<b>Zusammenfassung</b>	<b>v</b>
<b>Summary</b>	<b>vii</b>
<b>Danksagung</b>	<b>ix</b>
<b>Eidesstattliche Erklärung</b>	<b>xi</b>
<b>1 Einführung in die Thematik</b>	<b>1</b>
1.1 Axiales Tragverhalten von Einzelpfählen . . . . .	1
1.2 Bestimmung der Pfahlwiderstände . . . . .	3
1.2.1 Pfahlprobelastungen . . . . .	3
1.2.2 Das <b>Pile HAY-Proof-System</b> <sup>®</sup> . . . . .	8
1.3 Der Hochleistungsverdrängungspfahl (HLV <sup>®</sup> - Pfahl System GPS) . . . . .	15
1.4 Versagensmechanismen des Pfahlspitzenwiderstandes . . . . .	17
<b>2 Gegenüberstellung der Pfahlprobelastungen</b>	<b>23</b>
2.1 Beschreibung der gesammelten Daten . . . . .	24
2.1.1 Allgemeine Angaben zu den Probepfählen und deren Herstellung	24
2.1.2 Daten aus den geotechnischen Stellungnahmen bzw. Baugrund- gutachten der jeweiligen Bauvorhaben . . . . .	27
2.1.3 Daten aus den Pfahlprobelastungen mit dem <b>Pile HAY-Proof- System</b> <sup>®</sup> . . . . .	27
2.2 Gegenüberstellung der Daten und Interpretationen . . . . .	29

2.2.1	Interpretation zu den Probepfählen . . . . .	29
2.2.2	Interpretation der geotechnischen Stellungnahmen . . . . .	30
2.2.3	Zusammenfassung der Interpretation und Schlussfolgerung . . . . .	34
<b>3</b>	<b>Feldversuch Hollern</b>	<b>39</b>
3.1	Die Entscheidung für einen Feldversuch . . . . .	39
3.1.1	Die Auswahlkriterien für ein geeignetes Versuchsfeld . . . . .	40
3.1.2	Geplante Versuche und erwartete Erkenntnisse . . . . .	40
3.1.3	Versuchsreihe 6 – Vorgewärmte Fußkappen (mit statischer Probelastung) . . . . .	42
3.1.4	Erwartete Erkenntnisse aus den Versuchen . . . . .	43
3.1.5	Aufgabenverteilung und Zuständigkeiten für den Feldversuch Hollern . . . . .	44
3.2	Erkundungsmaßnahmen am Versuchsfeld Hollern . . . . .	45
3.2.1	Lage des Versuchsfeldes Hollern . . . . .	45
3.2.2	Geologische Situation . . . . .	46
3.2.3	Sondiermaßnahmen am Versuchsfeld Hollern . . . . .	47
3.3	Pfahlherstellung und die Durchführung von Versuchen . . . . .	53
3.3.1	Versuchsreihe 1 – Bodenaustausch . . . . .	54
3.3.2	Versuchsreihe 2 – Rammsondierung (DPH) durch und um den Pfahl . . . . .	54
3.3.3	Versuchsreihe 3 und 6 – Kontrollgruppe . . . . .	59
3.3.4	Versuchsreihe 4 und 5 – Vorwärmung der Fußkappe (Temperaturversuch) . . . . .	59
3.3.5	Allgemeiner Bericht zur Herstellung der kurzen Probepfähle . . . . .	61
3.3.6	HLV <sup>®</sup> -Pfähle für die Probelastungen mit dem <b>Pile HAY-Proof-System<sup>®</sup></b> . . . . .	64
3.4	Pfahlprobelastungen . . . . .	65
3.4.1	Pfahlprobelastungen an den kurzen Pfählen . . . . .	66
3.4.2	Pfahlprobelastungen mit dem <b>Pile HAY-Proof-System<sup>®</sup></b> . . . . .	71
3.5	Das Freilegen der Probepfähle . . . . .	77
3.5.1	Allgemeines zu den Pfahlfreilegungen . . . . .	77
3.5.2	Freigelegte Pfahlschäfte . . . . .	77

3.5.3	Freigelegte Pfähle der Versuchsreihe 4 – Vorgewärmte Fußkappe .	84
3.5.4	Der freigelegter Pfahl P3A der Versuchsreihe 3 – Kontrollgruppe .	91
3.5.5	Der freigelegte Pfahl P2B der Versuchsreihe 2 – Rammsondierung (DPH) . . . . .	97
3.5.6	Die freigelegten Pfähle der Versuchsreihe 1 – Bodenaustausch . .	100
3.5.7	Der freigelegte HLV <sup>®</sup> -Probepfahl PP02 . . . . .	109
3.5.8	Auswertung der In-situ-Versuche . . . . .	120
3.6	Bodenmechanisches Versuchsprogramm im Labor . . . . .	123
<b>Literatur</b>		<b>i</b>
<b>Abbildungsverzeichnis</b>		<b>iii</b>
<b>Tabellenverzeichnis</b>		<b>xi</b>
<b>Anhänge</b>		<b>xiii</b>
Anhang A	WS-Linien der verglichenen Probelastungen . . . . .	xv
Anhang B	Lageplan Versuchsfeld Hollern . . . . .	xxii
Anhang C	Rammsondierungen (DPH) am Versuchsfeld Hollern . . . . .	xxv
Anhang D	Gegenüberstellung der Rammsondierungen (DPH) . . . . .	xxxix
Anhang E	Auswertung der Probelastungen . . . . .	xlvi
Anhang F	Auswertung der In-situ-Versuche . . . . .	xlix



# 1 Einführung in die Thematik

Da im Rahmen einer Masterarbeit nur ein sehr kleiner Bereich des weitreichenden Forschungsbereichs der Pfahlgründung abgedeckt werden kann, war es zu Beginn notwendig die Grenzen dieser Arbeit klar abzustecken. In diesem Kapitel wird eine Einführung in die wichtigsten Themenbereiche der Pfahlgründung gegeben, welche für die Erstellung dieser Masterarbeit notwendig waren.

## 1.1 Axiales Tragverhalten von Einzelpfählen

Das Tragverhalten von Pfählen ist in den Inneren Pfahlwiderstand und in den äußeren Pfahlwiderstand zu unterscheiden. Der Innere Pfahlwiderstand beschreibt den Pfahlbaustoff, der die Beanspruchungen der Pfahlherstellung und der späteren Beanspruchung aus Bauwerkslast ohne Schaden zu erleiden, aufnehmen können muss. Die Nachweisführung zu den inneren Pfahlwiderständen ist in werkstoffspezifischen Normen geregelt und wird nachfolgend nicht weiter behandelt. Der äußere Pfahlwiderstand beschreibt die Lastabtragung von Pfählen auf bzw. in den umgebenden Baugrund. Der Baugrund muss die nötigen Festigkeit- und Verformungseigenschaften aufweisen, sodass die vom Pfahl auf den Baugrund abzutragende Einwirkungen des Bauwerks ohne unzulässig großen Setzungen oder Bruchzustände aufgenommen werden können.<sup>1</sup>

Der äußere Pfahlwiderstand in axialer Richtung enthält die Anteile Fußwiderstand (base resistance)  $R_b(s)$  und Mantelwiderstand (shaft resistance)  $R_s(s)$ . Es gilt

$$R = R_b(s) + R_s(s)$$

und im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS, ultimate limit state)

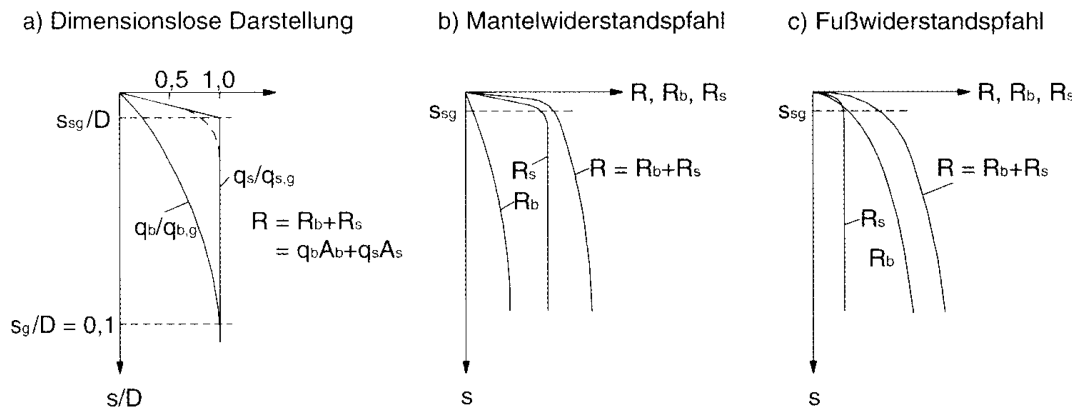
$$R = R_{ult} = R_g = R_b + R_s = q_b * A_b + \sum q_{s,i} * A_{s,i}$$

Beide Anteile sind abhängig von der Pfahlsetzung  $s$  und sollten über den gesamten Widerstandsbereich durch eine Widerstands-Setzungslinie (WSL) beschrieben werden. Des Weiteren ist die Form und die Verläufe der WSL des Pfahlsitzendrucks  $q_b$  und der Pfahlmantelreibung  $q_s$  abhängig vom Baugrund, des Pfahltyps und der Pfahldimension. Als Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) wird für den Sitzendruck  $q_b$  als Hilfskriterium eine Grenzsetzung  $s_g$  von 10 % des Pfahldurchmessers  $D$  angenommen.

$$s_{ult} = s_g = 0,1 * D$$

---

<sup>1</sup>Vgl. [2] S. 117-118.



**Abbildung 1.1:** Qualitativer Verlauf der Widerstands-Setzungslinien von Pfahlfußwiderstand und Mantelwiderstand sowie von Mantelwiderstands- und Fußwiderstandspfählen

Für die Mantelreibung  $q_s$  wird die Grenzsetzung  $s_s$  gleich der Setzung  $s_{sg}$  im Bruchzustand der Mantelreibung angenommen.<sup>2</sup>

In Abbildung 1.1 a) ist die WSL allgemein dimensionslos dargestellt. Dabei sind der Pfahlspitzendruck  $q_b$  durch den Pfahlspitzendruck im Grenzzustand  $q_{b,g}$  normiert, die Pfahlmantelreibung  $q_s$  durch die Pfahlmantelreibung im Grenzzustand  $q_{s,g}$  normiert und die Setzung  $s$  durch den Pfahldurchmesser  $D$  normiert. Die WSL des Spitzendruck  $q_b$  verläuft etwa parabolisch. Durch den bilinearen Verlauf der Mantelreibung  $q_s$  kann ein elastisch-plastisches Verhalten des Baugrundes angenähert werden. Bei dieser dimensionslosen Darstellung ist die Mobilisierung und Überschreitung der maximalen Mantelreibung schon bei sehr geringen Setzungen zu erkennen, wo hingegen der Spitzendruck bis zur Grenzsetzung weiter zunimmt.<sup>3</sup>

Je nach Einsatzbereich und Verteilung der äußeren Pfahlwiderstände unterscheidet man Fußwiderstandspfehl und Mantelwiderstandspfehl. Bei einem Fußwiderstandspfehl oder Aufstandspfehl wird die Last weitgehend über den Spitzendruck in den Boden abgeleitet. Die Pfahllänge erfolgt bis in eine „tragfähigen“ Horizont, wie zum Beispiel tragfähigen Fels oder einer dicht gelagerte Kiesschicht mit entsprechend Pfahleinbindung in diese Schicht. In Abbildung 1.1 c) ist die WSL beispielhaft für einen Fußwiderstandspfehl dargestellt. Bei einem Mantelwiderstandspfehl wird der Hauptanteil über die Mantelreibung und nur ein geringerer Teil über die Spitzendruck abgetragen. Sie werden überall dort eingesetzt, wo kein fester tragfähiger Horizont in einer erreichbaren Tiefe ansteht. Über die Einbindelänge und den Pfahldurchmesser lässt sich die Mantelfläche und somit die Mantelwiderstand variieren. Neben den Baugrundverhältnissen sind auch baubetriebliche und bauwirtschaftliche Gründe entscheidend für die Wahl der Pfahldimension. In Abbildung 1.1 b) ist die WSL beispielhaft für einen Mantelwiderstandspfehl dargestellt. Für eine detaillierter Beschreibung des axialen Tragverhalten von Einzelpfählen wird auf [2] und [3] verwiesen.

<sup>2</sup>Vgl. [2] S. 117-118.

<sup>3</sup>Vgl. [2] S. 117-118.



## 1.2 Bestimmung der Pfahlwiderstände

Gemäß [12] werden für die Bestimmung der Pfahlwiderstände die Ergebnisse von statischen Probelastungen herangezogen. Ist das Verhalten einer vergleichbaren Pfahlgründungen bekannt, darf auf diese mittels Nachrechnung zurückgegriffen werden, vorausgesetzt, die Ergebnisse der Baugrunderkundung und der Baugrundversuche sind ebenfalls vergleichbar. Falls keine Statische Probelastungen durchgeführt werden oder keine einschlägigen Erfahrungen vorhanden sind, dürfen empirische oder analytische Berechnungsverfahren sowie die Ergebnisse aus Dynamischen Probelastungen verwendet werden. Die Gültigkeit dieser Verfahren muss aber durch Statische Probelastungen nachgewiesen worden sein. In den folgenden Unterkapiteln werden verschiedene Verfahren zur Bestimmung der Pfahlwiderstände durch Pfahlprobelastungen beschrieben. Für die analytische oder empirische Bestimmung der Pfahlwiderstände gibt es eine große Anzahl und verschiedenste Ansätze, welche aber nicht Schwerpunkt dieser Arbeit sind. Deshalb wird an dieser Stelle auf [2] und [17] verwiesen. Manche dieser analytischen Verfahren zur Bestimmung der Pfahlwiderstände basieren auf Theorien, denen theoretische Versagensmechanismen zugrunde liegen. Eines der Hauptthemen dieser Masterarbeit ist das Versagen des Spitzenwiderstandes von verpresste HLV<sup>®</sup>- Pfähle (Hochleistungsverdrängerpfähle<sup>®</sup>-System GPS). Deshalb sind einige Versagensmechanismen im Kapitel 1.4 beispielhaft beschrieben. Die ermittelten Werte der Pfahlwiderstände gehen bei der Bemessung und der Nachweisführung als charakteristische Werte ein. Die Sicherheitsbeiwerte und die Nachweisführung der verschiedensten Problemstellungen sind in [2], [3] und [12] ausführlich beschrieben.

### 1.2.1 Pfahlprobelastungen

Pfahlprobelastungen können grundsätzlich in zwei Kategorien eingeteilt werden. Einerseits gibt es Statische Probelastungen, bei denen eine statische Last, meist mit einer hydraulischen Presse über einen längeren Zeitraum aufgebracht wird. Andererseits gibt es Dynamische Probelastungen, bei denen eine dynamische Stoßbelastung aufgebracht wird. Dieser Arbeit werden ausschließlich Statische Probelastungen mit dem neuen **Pile HAY-Proof-System<sup>®</sup>** behandelt. Als Regel der Technik liegen allgemein die Ausführungen und Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ in EA-Pfähle, Ernst & Sohn, Berlin, 2007 (siehe [3]) zugrunde.

#### 1.2.1.1 Statische Probelastung

Die für die Prüfung erforderliche Prüflast wird von einer oder mehreren hydraulisch betriebenen und kalibrierten Pressen aufgebracht, die sich gegen ein Widerlager aus Stahlträgern abstützen. Dieses Widerlager wird mit Zugpfählen oder mit Anker in einem entsprechenden Mindestabstand vom zu prüfenden Pfahl im Boden verankert. In seltenen Fällen kommt als Widerlager Ballast in Form von Stahlträgern oder Betonblöcken zum Einsatz. Bei Probelastungen von Großbohrpfählen ist ein entsprechend großes Widerlager aus Ballast um die entsprechende Reaktionskraft aufzubringen meist nicht möglich. Statt parallelen Zugpfählen können auch mehrere gespreizte Anker sternförmig um den Pfahl angeordnet, und statt des Querträgers ein Belastungsstuhl verwendet werden. In

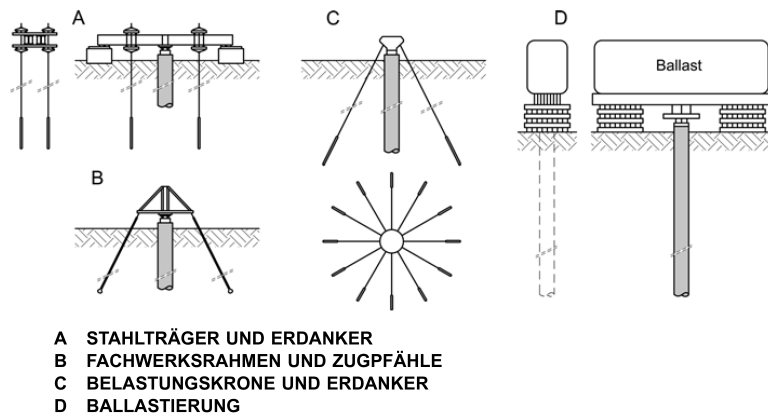


Abbildung 1.2: Beispiele für statische Pfahlprobelastungen [13]

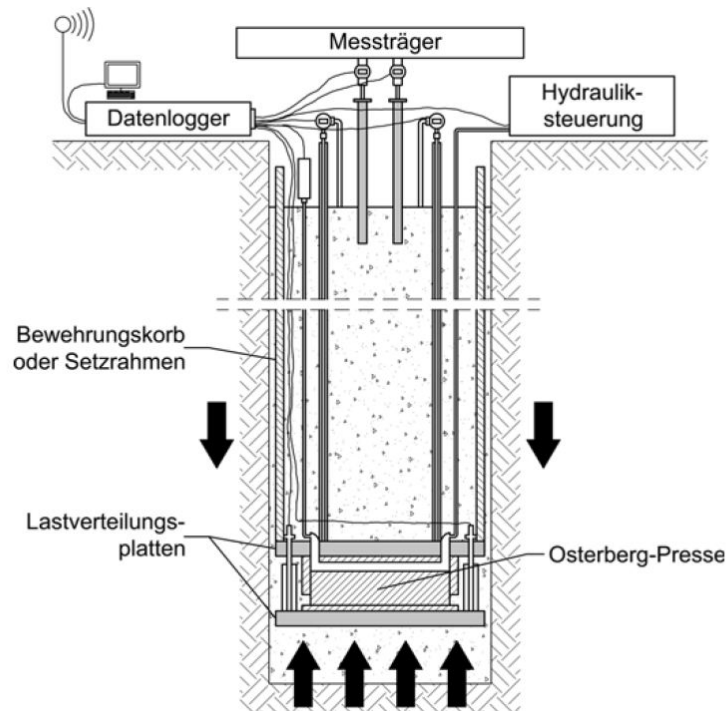
Abbildung 1.2 sind verschiedene Aufbauten von statischen Probelastungen dargestellt.

Die Pfahlbelastung kann bei Bohrpfählen auch durch ein am Pfahlfuß oder im Pfahlschaft einbetoniertes Druckkissen erfolgen. Dieses System ist als *Osterberg-Verfahren* bekannt und die hydraulischen Pressen werden *Osterbergzellen* genannt (siehe Abbildung 1.3). Bei diesem System dient der Pfahlfuß oder Abschnitte des Pfahles, je nach dem wo und wie viele Zellen verwendet werden, als Widerlager. In [3] ist das System eines Single-Level-Tests mit einer Osterbergzelle und eines Multi-Level-Test mit zwei Osterbergzellen dargestellt und beschrieben.<sup>4</sup>

Für eine Probelastung eines Zugpfahles sind ausreichende Fundamente erforderlich, welche die Widerlagerlast in den Boden abtragen können. Meist kommen zwei Auflagerpakete und ein ausreichend massiver Stahlträger zum Einsatz.

Je nach Wirtschaftlichkeit und technischer Möglichkeit wird bei einer Pfahlprobelastung der Probepfahl bereits vor dem Einbau mit verschiedensten Messinstrumenten versehen, welche anschließend mit dem Probepfahl mit eingebaut werden. Dazu gehören axiale sowie radiale Druckmessdosens. Sie können in verschiedenen Höhen angeordnet sein und geben Aufschluss über die Druckverhältnisse im Boden. Dehnungsaufnehmer und Stangenextensiomter geben Aufschluss über die Dehnungen und Verformungen des Pfahls. Diese Messinstrumente werden bei Bohrpfählen in den Bewehrungskorb vorinstalliert. Bei Großrammpfählen werden die Messinstrumente vor dem Rammen direkt an oder im Pfahl befestigt. Bei der Herstellung des Probepfahls muss auf einen sorgfältigen und fehlerfreien Einbau der Messinstrumente sowie auf eine fachmännische Verkabelung der Messinstrumente geachtet werden. Durch diese eingebauten Messinstrumente ist eine getrennte Erfassung von Pfahlfußwiderstand und Mantelwiderstand möglich. Bei einer herkömmlichen, statischen Probelastung von Fertigteilverdrängungspfählen und Mikropfählen ist die getrennte Erfassung von Pfahlfußwiderstand und Mantelwiderstand mit einem vertretbaren Aufwand nicht möglich. In diesem Fall wird nur die gesamte Pfahlwiderstandskraft gemessen.

<sup>4</sup>Vgl. [3] S. 166



**Abbildung 1.3:** Osterberg-Verfahren [13]

Vor der Probelastung werden der Pfahlkopf, die hydraulische Presse und das Widerlager mit induktiven Wegaufnehmern versehen. Diese sind auf einen verschiebungsfrei gelagerten Messbalken befestigt. In einer entsprechenden Entfernung muss ein Fixpunkt eingerichtet werden, von dem aus der Versuchsaufbau mit einem Präzisions-Nivellement kontrolliert werden kann. Während der Probelastung sollte der Baustellenbetrieb mit schweren Geräten eingestellt werden, da Erschütterungen zu Ungenauigkeiten in der Messung führen können. Da Temperaturschwankungen aus direkter Sonneneinstrahlung den Messbalken messbar verformen, muss er entweder dick mit Dämmmaterial ummantelt oder vor direkter Sonneneinstrahlung geschützt werden. Des Weiteren soll die Prüfstelle vor Witterung und vor unbefugter Betretung geschützt werden.

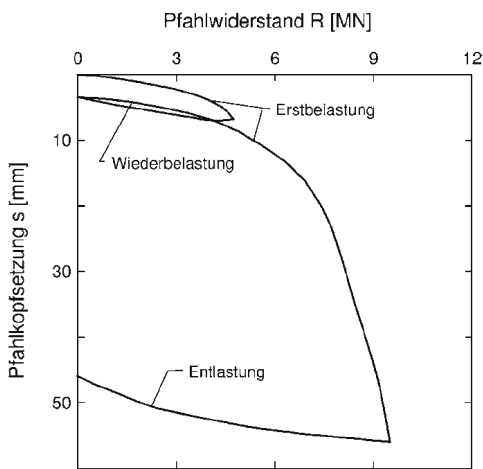
Alle Messdaten sowie die einzelnen Belastungsstufen und die dazugehörigen Pressendrucke werden über einen zentralen Rechner abgefragt und festgehalten. Zusätzlich werden die Messdaten in regelmäßigen Abständen auch per Hand aufgezeichnet. Die anschließende ingenieurmäßige Auswertung der Messdaten gibt Aufschluss über tatsächliche Tragfähigkeit und das Setzungsverhalten des Pfahles. Des Weiteren kann eine wirtschaftliche und sichere Abschätzung der tatsächlich erforderlichen Pfahllänge getroffen werden.

Für die ingenieurmäßige Auswertung der Probelastung wird die Widerstands-Setzungslinie bzw. -Hebungslinie in einem Diagramm gemäß Abbildung 1.4 aufgetragen. Wenn eine getrennte Messung von Spitzendruck und Mantelreibung möglich ist, sollen sie auch getrennt gemäß Abbildung 1.5 aufgetragen werden. Bei erhöhten Anforderungen ist dazu auch die Zeitverschiebungskurve halblogarithmisch aufzutragen und die bestimmten Kriechmaße sind mit den entsprechenden Lasten gemäß Abbildung 1.6 darzustellen. Das

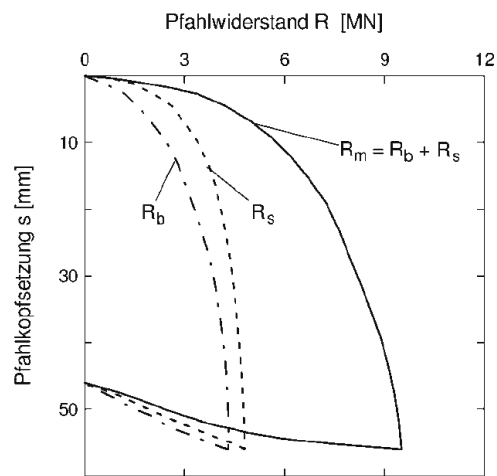
Krichmaß errechnet sich nach Formel Gl. 1.1.

$$\tan \alpha = k_s [mm] = \frac{s_b - s_a}{\log \frac{t_b}{t_a}} = \frac{\Delta s}{\Delta \log t} \quad (1.1)$$

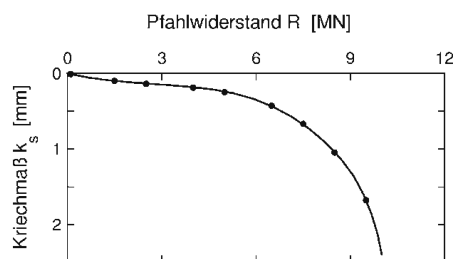
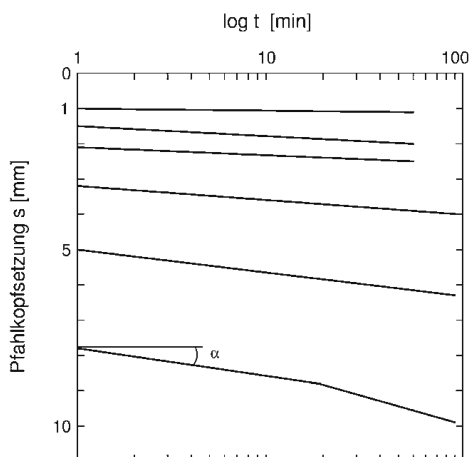
Die Messdaten sind nicht nur wichtig für die Bestimmung der Pfahlwiderstände, sondern bilden auch die Grundlage für weitere Forschung und Entwicklung. Die Auswertung der Widerstandsanteile aus Spitzendruck- bzw. Mantelreibung, das zugehörige Setzungsverhalten des Pfahls sowie die Bodenkennwerte dienen als Vergleichsparameter für numerische Berechnungen.



**Abbildung 1.4:** Auftragung der Widerstands-Setzungslinie ([3] S. 178)



**Abbildung 1.5:** Getrennte Auftragung für Spitzenwiderstand und Mantelwiderstand ([3] S. 179)



**Abbildung 1.6:** Auftragung der Zeitverformung und der Krichmaße ([3] S. 178)

### 1.2.1.2 Dynamische Probelastung

Als dynamische Pfahlprobelastungen werden die Verfahren bezeichnet, bei denen eine dynamische Stoßbelastung auf den Pfahl aufgebracht wird. Die Impulsdauer der Belastung beträgt nur einige Millisekunden. Dies geschieht durch Beschleunigen einer Masse vom Pfahlkopf weg (Rapid Load Test oder Statnamic-Verfahren) oder durch Abbremsen einer Masse auf dem Pfahlkopf (High-Strain-Verfahren). Dazu nützen sie das Newton'sche Gesetz  $Kraft = Masse * Beschleunigung$ . Aufgrund der mitwirkenden Beschleunigung ist die Masse wesentlich geringer als bei einer herkömmlichen statischen Probelastung mit Totlast. Des Weiteren ist dieses Prüfverfahren zerstörungsfrei und es kann auf jegliche Art von Widerlager mit Reaktionspfählen oder Anker verzichtet werden. Es sind lediglich spezielle Belastungseinrichtungen, Fallgewichte, Einrichtungen zur Beschleunigung von Reaktionsmassen oder die vor Ort vorhandene Rammausrüstung im Einsatz. Bei geramten Verdrängungspfählen kann eine dynamische Pfahlprüfung bereits bei der Pfahlherstellung erfolgen. In Abhängigkeit vom Prüfverfahren wird die Gewichtskraft der Masse 1 % bis 10 % der nachzuweisenden Prüflast gewählt.<sup>5</sup>

Alle Auswertungsverfahren basieren auf der eindimensionalen Wellenausbreitungstheorie: durch eine dynamische Erregung wird eine Stoßwelle in den Pfahl eingeleitet, je nach Wirkung des Bodens kommt es zu charakteristischen Änderungen dieser Welle. Ein Teil der eingeleiteten Stoßkraft erreicht in der Regel den Pfahlfuß und wird dort als Zugwelle reflektiert. Nach einer verstrichenen Zeit führt die Reflexionswelle zu einer Bewegung am Pfahlkopf, die gemessen werden kann.<sup>6</sup> Der statische Pfahlwiderstand kann aus der Auswertung von Messungen des Stoßkraftzeitverlaufs und der Bewegung des Pfahlkopfes ermittelt werden. Als Beispiel zur Impulsdauer bei dynamischer Probelastung (High-Strain-Verfahren) und beim Rapid Load Test ist die Abbildung 1.7 angeführt.<sup>7</sup>

Eine weitere Art der dynamischen Pfahlprüfung ist die Hammerschlagmethode (Low-Strain-Integritätsprüfung). Dieser Integritätsprüfung dienen zur Überprüfung der Integrität (durchgehend gleicher Querschnitt, gleiche Festigkeit, etc.) und somit dem Qualitätsmanagement.

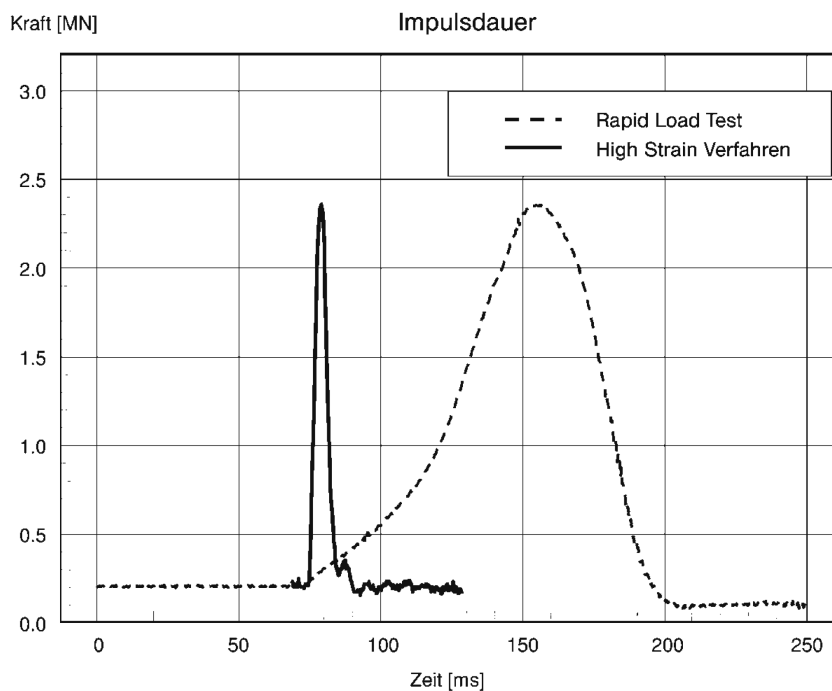
Für eine genauere Betrachtung und für die Beschreibung der Auswertungsmethoden von dynamischen Pfahlprüfung wird auf das [2] und auf [3] verwiesen.

---

<sup>5</sup>Vgl. [3] S. 201

<sup>6</sup>Vgl. [2] S. 219.

<sup>7</sup>Vgl. [3] S. 201



**Abbildung 1.7:** Beispiel zur Impulsdauer bei dynamischer Probelastung (High-Strain-Verfahren) und beim Rapid Load Test ([3] S. 203)

## 1.2.2 Das Pile HAY-Proof-System®

Dieses neuartige Pfahlprüfsystem, welches von Herrn Dipl.-Ing. Martin Hayden von der Firma Grund-, Pfahl- und Sonderbau GmbH entwickelt wurde, ist schon 2009 in Rahmen einer Bachelorarbeit mit dem Titel Einpfahlprobelastungssystem bei HLV®-Pfählen - **Pile HAY-Proof-System®** [5] bearbeitet worden. Seither wurde die Konstruktion systematisch weiterentwickelt und optimiert. Die nachfolgende Beschreibung des **Pile HAY-Proof-Systems®** wurde vom Erfinder und Entwickler dieses Systems und Zweitbetreuer dieser Masterarbeit Dipl.-Ing. Martin Hayden verfasst und skizziert damit den neuesten Entwicklungsstand. Da der Schwerpunkt dieser Masterarbeit bei verpressten HLV®-Pfählen liegt, werden die Entwicklungen für Kleinbohrpfähle und GEWI-Pfähle nicht beschrieben. Diese sind in [14] nachzulesen.

### Allgemeines zum Pile HAY-Proof-System®

Im Rahmen der Weiterentwicklung von Pfahlssystemen und Pfahlbelastungsversuchen wurde von der Firma Grund-, Pfahl- und Sonderbau GmbH der innovative Einpfahlprobelastungsversuch **Pile HAY-Proof-System®** für verpresste HLV®- Pfähle (Hochleistungsverdrängerpfähle®- System GPS) und Kleinbohrpfähle (GEWI-Pfähle) konzipiert und zum Patent angemeldet. Es handelt sich dabei um einen bidirektionalen Versuch, bei dem durch die Wirkungsweise in zwei Richtungen – aufwärts gegen den Scherwiderstand (Mantelreibung) und abwärts gegen den Spitzendruck – die Widerstandsanteile getrennt erfasst werden können. Der HLV®- Pfahl (Hochleistungsverdrängerpfähle®- System GPS) wird im Kapitel 1.3 ausführlich beschrieben. Des Weiteren bietet das hier beschriebene

Prüfverfahren speziell unter sehr beengten Platzverhältnissen, z. B. bei innerstädtischen Bauprojekten, die Möglichkeit einer statischen Pfahlprüfung, da der notwendige Platzbedarf durch den Entfall der Zugelemente bzw. des Reaktionsballastes weitaus geringer ausfällt. Infolgedessen kann keine gegenseitige Beeinflussung des Probepfahls mit den Zugelementen (Reaktionspfählen) stattfinden und somit eine Verfälschung der Messergebnisse durch eine gegenseitige Beeinträchtigung ausgeschlossen werden.

### Versuchsaufbau des **Pile HAY-Proof-Systems**<sup>®</sup>

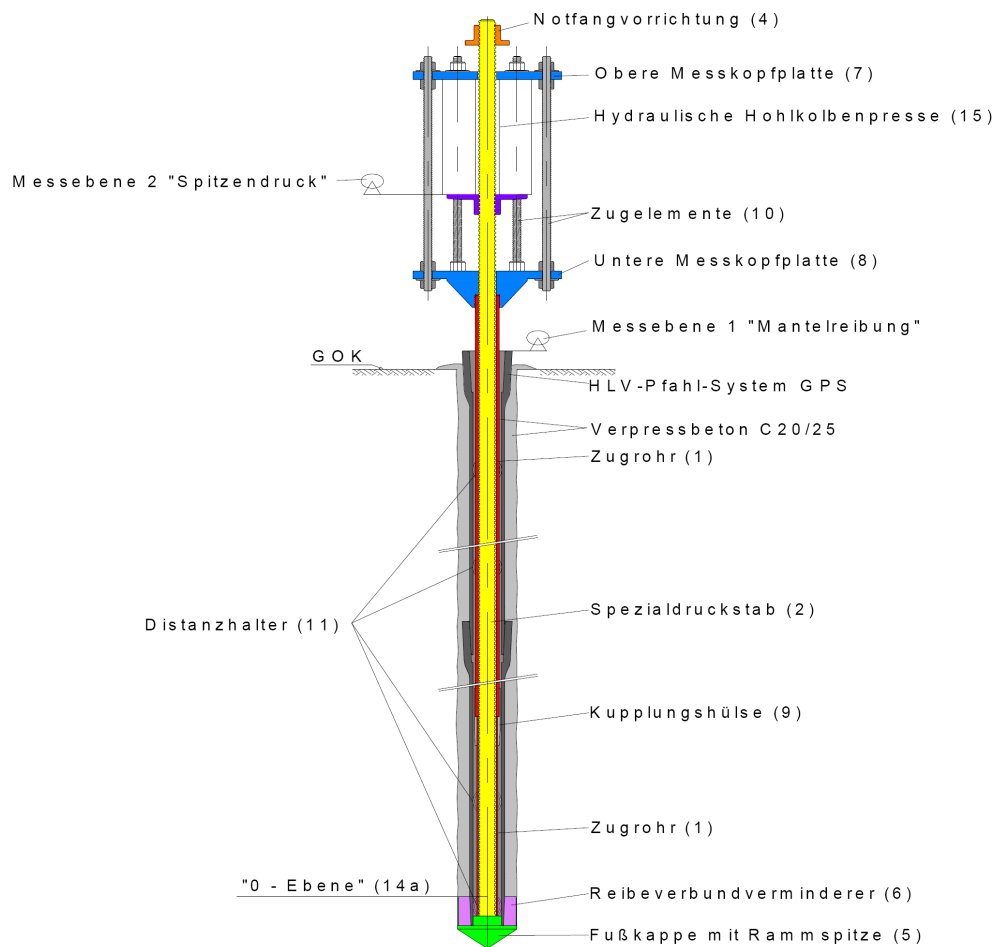
In der Abbildung 1.8 sind die einzelnen Bestandteile des Versuchsaufbaus des **Pile HAY-Proof-Systems**<sup>®</sup> schematisch dargestellt. Bei der Versuchsanordnung des **Pile HAY-Proof-Systems**<sup>®</sup> wird zur Aufnahme bzw. Verteilung der Zugkräfte über die gesamte Pfahllänge ein den Zugkräften angepasstes Zugrohr (1) eingebaut, welches gleichzeitig als Hüllrohr für den Druckstab (2) dient. Für die Einleitung der Pressenkraft in den Druckstab wird im Bereich des oberen Endes des Druckstabes (2) ein höhenverstellbarer Pressenaufлагerteller (3) mittels Spezialgewinde fixiert. Darüber hinaus wird am oberen Ende des Druckstabes (2), als zusätzliche Sicherheit, eine Notfangvorrichtung (4) mittels Spezialmutter vorgesehen.

Das Zugrohr (1) kann mittels Kupplungshülsen (9) beliebig verlängert werden. Um die erforderliche Zentrität des Zugrohres sicherzustellen, werden Distanzhalter (11) eingebaut. Die Fußkappe bzw. Rammspitze (5) fungiert bei diesem Prüfsystem in Verbindung mit dem umgebenden Boden als Widerlager. Prinzipiell funktioniert dieses bidirektionale System ähnlich wie das Osterberg-Verfahren, die bei der Prüfung von Großbohrpfählen Verwendung findet. Um einen Verbund zwischen Fußkappe, Beton und Pfahlrohr zu vermeiden, werden im Bereich der Fußkappe *Reibungsverminderer* (6) in Form von Textilien und Schmierfetten eingebaut. Den oberen Abschluss des **Pile HAY-Proof-Systems**<sup>®</sup> bildet der sogenannte Messkopf. Dieser besteht aus der Oberen- (7) und der Unteren Messkopfplatte (8) sowie den sechs Zugelementen (10) mit den dazugehörigen Muttern.

### Wirkungsweise des **Pile HAY-Proof-Systems**<sup>®</sup>

Die Wirkungsweise des **Pile HAY-Proof-Systems**<sup>®</sup> ist in Abbildung 1.9 dargestellt. Hinsichtlich des Kraftflusses dient die Obere Messkopfplatte (7) als Widerlager für die hydraulische Presse (15). Die Untere Messkopfplatte (8) ist mittels Spezialgewinde kraftschlüssig mit dem Zugrohr (1) verbunden. Die Pressenreaktionskraft wird über die Obere Messkopfplatte (7) und die sechs Zugelemente (10) in die Untere Messkopfplatte (8) und somit in das Zugrohr (1) eingeleitet. Die Pressendruckkraft wird nun über den Pressenaufлагerteller (3) in den Druckstab (2) eingeleitet, und ohne nennenswerte Reibungsverluste zur verstärkten Spezialfußkappe (5) bzw. zur Lastverteilungsplatte (12a) übertragen. Da das Zugrohr (1) unmittelbar nach der Pfahlherstellung in den noch weichen Beton bzw. Mantelmisch bis auf die Pfahlunterkante eingebaut, d.h. auf die Fußkappe (5) aufgestellt wird, entsteht ein kraftschlüssiger Verbund zwischen Verpressbeton bzw. Zementsuspension, Tragelement (zumeist Duktrohr) und Zugrohr (1). Die Pfahlgeometrie (Verpresskörper) für die Ermittlung der äußeren Tragfähigkeit ist ident zu Bauwerkspfählen. An dieser Stelle sei auch angemerkt, dass beim beschriebenen Prüfverfahren aufgrund der bi-direktionalen Wirkungsweise gegenüber der konventionellen Pfahlprobelastung





**Abbildung 1.8:** Schematische Darstellung der Bestandteile des *Pile HAY-Proof-Systems*<sup>®</sup>

nur etwa die halbe Pressenkraft auf den Pfahlkopf aufgebracht werden muss, um eine vergleichbare Reaktion des Prüfpfahles zu erreichen. Je nach geotechnischen Randbedingungen können vier unterschiedliche Grenzbedingungen (Versagenserscheinungen) auftreten:

- Versagen des Mantelwiderstandes  $R_s$
- Versagen des Spitzendruckwiderstandes  $R_b$
- Gleichzeitiges Versagen von  $R_s$  und  $R_b$
- Erreichen der Inneren Tragfähigkeit der Versuchseinrichtung bzw. des Pfahles



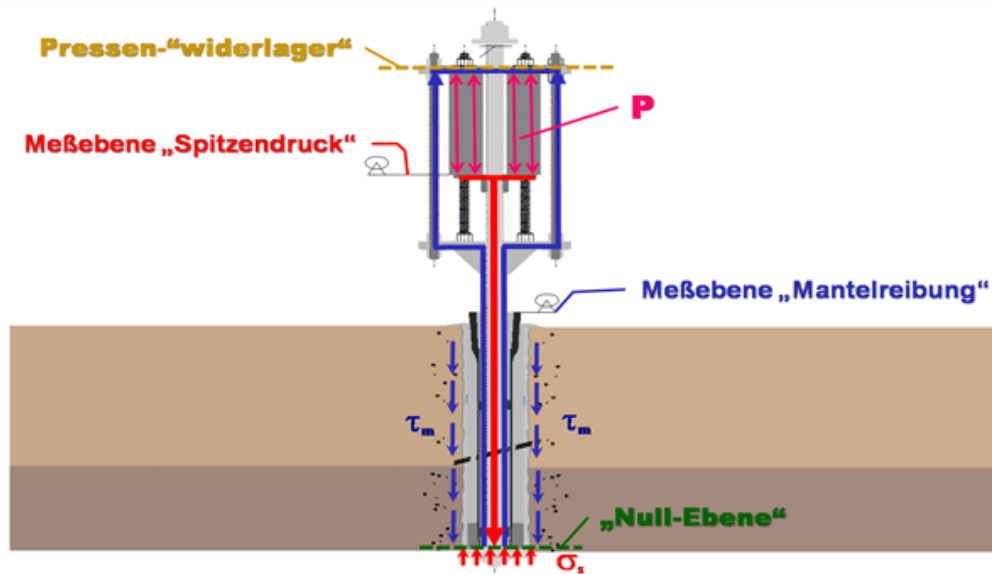


Abbildung 1.9: Die Wirkungsweise des *Pile HAY-Proof-Systems*<sup>®</sup>

### Versagen des Mantelwiderstandes $R_s$

Bei dieser Grenzbedingung kann das „geotechnische Widerlager“ unterhalb der Fußkappe (Spitzendruckkraft) die Mantelreibungskrfte aufnehmen. Dies hat ein Herausziehen des Pfahles zur Folge (siehe Abbildung 1.10).

### Versagen des Spitzendruckwiderstandes $R_b$

Der bisher bei den Versuchen am häufigsten aufgetretene Versagensfall ist ein Versagen des Spitzendruckwiderstandes  $R_b$ , d. h., die Mantelwiderstand ist größer, als die Spitzendruckwiderstand. Je nach aufgetretenen Verschiebungen ist eine in einem zweiten Versuchsschritt nachgeschaltete konventionelle statische Zugprobebelastung erforderlich, um eine aussagekräftige Versuchsauswertung durchführen zu können, d.h. um auch den Grenzwert der Mantelreibungskraft eruieren zu können. In Abbildung 1.11 ist eine „Überlagerung“ der Ergebnisse „Pfahlmantel“ des *Pile HAY-Proof-Systems*<sup>®</sup> (Primärversuch) mit den Ergebnissen einer in einem zweiten Versuchsschritt durchgeführten konventionellen statischen Zugprobebelastung (Sekundärversuch) abgebildet.

### Gleichzeitiges Versagen von $R_s$ und $R_b$

Dieser Grenzzustand stellt die Ausnahme dar. In diesem Sonderfall sind Spitzendruckwiderstand und Mantelwiderstand ungefähr gleich gr. Dabei versagen die Fußkappe und der Pfahlmantel mehr oder weniger gleichzeitig (siehe Abbildung 1.12).

### Erreichen der Inneren Tragfähigkeit

Der Versuch ist abubrechen sobald die Innere Tragfähigkeit der Zuelemente bzw. die Pressenkapazitt erreicht ist. Dieser Grenzzustand tritt bei 1.000 kN (HPS 1000) bzw. 2.000 kN (HPS 2000) Prüflast ein.

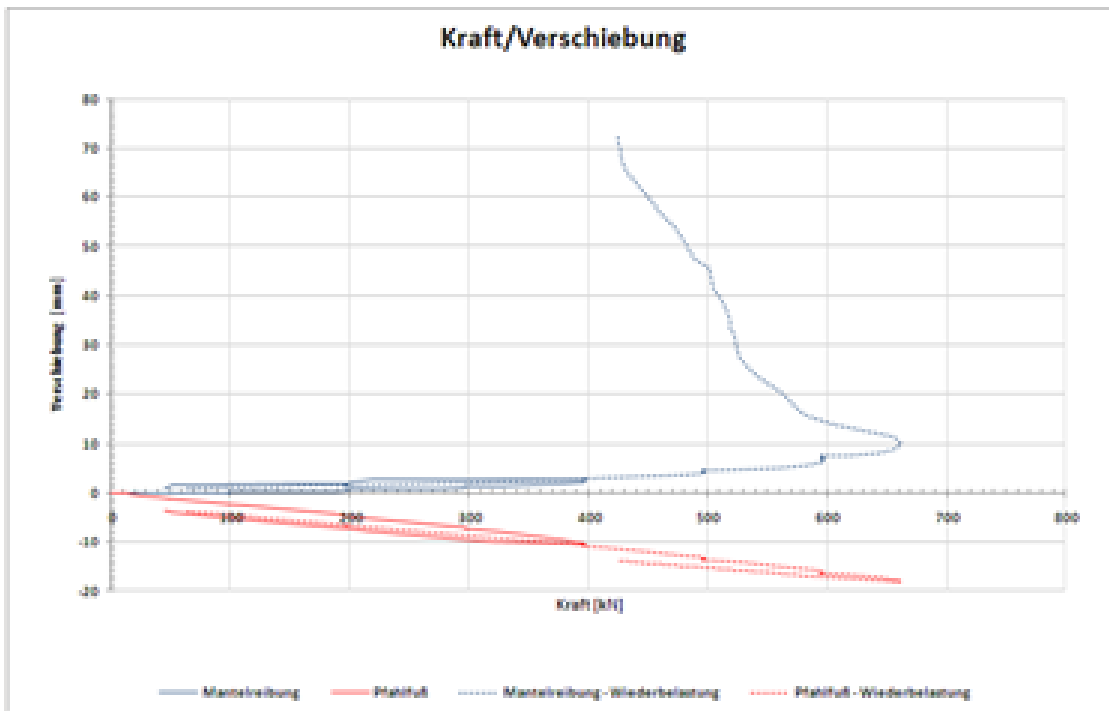


Abbildung 1.10: Versagen des Mantelwiderstandes  $R_s$

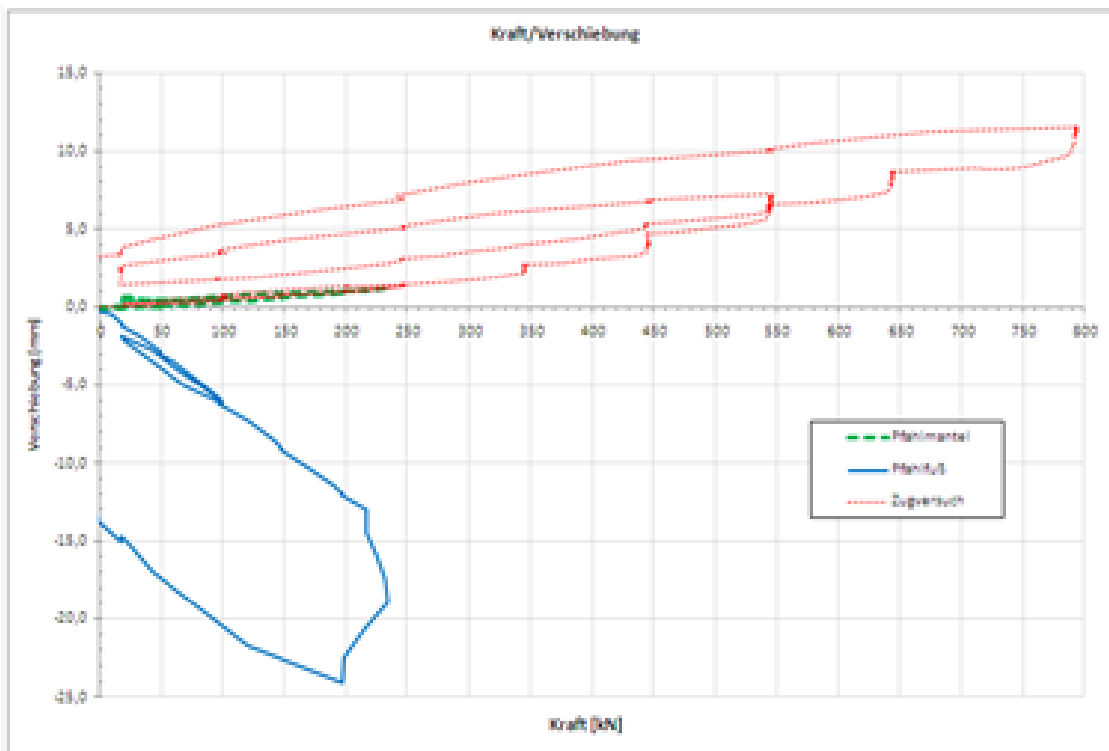


Abbildung 1.11: Versagen des Spitzendruckwiderstandes  $R_b$

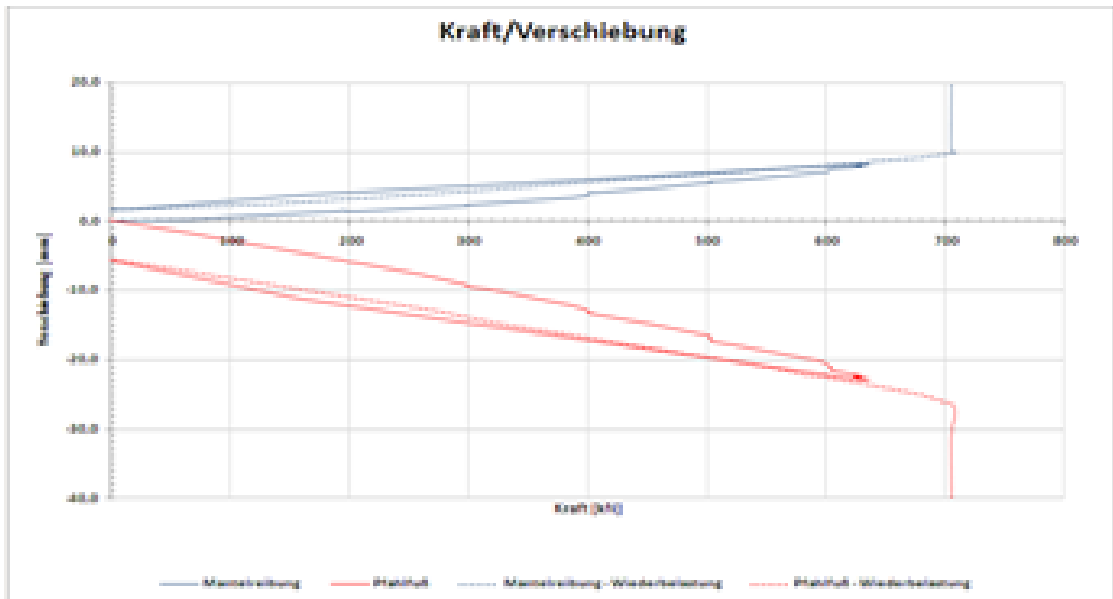


Abbildung 1.12: Gleichzeitiges Versagen von  $R_s$  und  $R_b$

### Messung der einzelnen Widerstandskomponenten

Bei der hier beschriebenen Pfahlprüfmethode handelt es sich, wie auch bei den meisten konventionellen statischen Probelastungen, grundsätzlich um eine lastgesteuerte Probelastung. Dabei werden sowohl die Verschiebungen als auch die dazugehörigen Kräfte im zeitlichen Kontext aufgezeichnet. Es kann der axiale Pfahlwiderstand, d.h. die Grenzlast (Tragfähigkeit), als auch die Verformung unter Gebrauchslast (Gebrauchstauglichkeit) ermittelt werden. Wie in Abbildung 1.13 zu sehen ist, besteht der wesentliche Unterschied beim bidirektionalen **Pile HAY-Proof-System**<sup>®</sup> darin, dass die Widerstände aus Mantelreibung (Last-Hebungslinie – Messebene 1) und Spitzendruck (Last-Setzungslinie – Messebene 2) getrennt erfasst werden können. Um eine Aussage über die (Gesamt-)Tragfähigkeit des Pfahles zu erhalten, müssen die Messdaten in Form einer äquivalenten Widerstands-Setzungslinie dargestellt werden. Diese äquivalente Widerstands-Setzungslinie repräsentiert das Ergebnis einer gleichwertigen statischen Druckpfahlprobelastung.

### Auswertung – Ermittlung der äquivalenten Last-Setzungslinie

Die Grundlagen für die Ermittlung der äquivalenten Last-Setzungslinie bilden die Last-Hebungslinie des Mantelwiderstands, welche um das Pfahleigengewicht korrigiert ist, und die Last-Setzungslinie des Spitzendruckwiderstand, welche wiederum um die elastische Stauchung des Druckstabes korrigiert ist. Die Bestimmung der äquivalenten Widerstands-Setzungslinie beruht darüber hinaus auf der Annahme, dass der Pfahl über die gesamte Länge starr ist. Die Gesamttragfähigkeit wird durch Addition der Widerstandsanteile bei gleichen Verschiebungen ermittelt. So ergibt sich die äquivalente Widerstands-Setzungslinie (siehe Abbildung 1.14).

Die Auswertung beruht auf der Annahme, dass die Mantelreibung aus der Kraft-Hebungslinie von der Bewegungsrichtung unabhängig ist (aufwärtsgerichtet beim bi-direktionalen Pile HAY-Proof-System und abwärtsgerichtet beim konventionellen Druckversuch) und

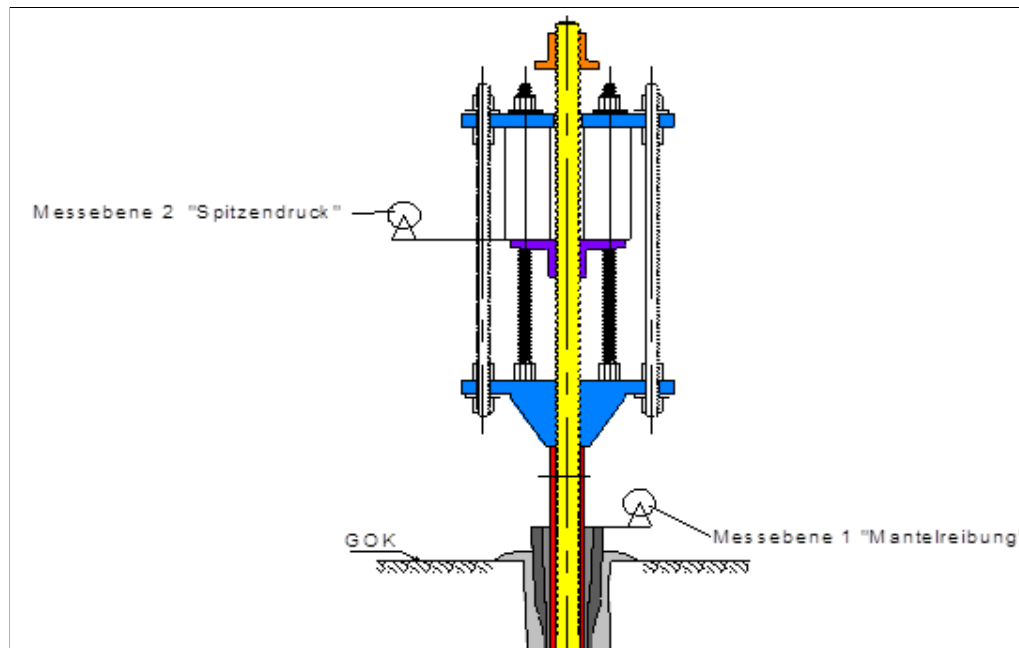


Abbildung 1.13: Die Messebenen des *Pile HAY-Proof-Systems*<sup>®</sup>

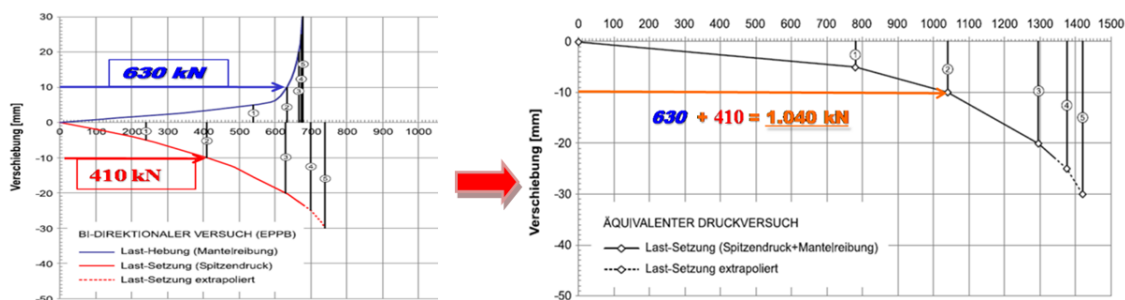


Abbildung 1.14: Die Bestimmung der äquivalenten Widerstands-Setzungslinie

die Kraft-Setzungslinie zufolge Spitzendruck für beide Versuchsarten gleich ist. Aufgrund der Tatsache, dass die Tragfähigkeit beider Widerstandskomponenten vor der Probelastung nur schwer abschätzbar ist, muss folgender Aspekt bei der Bestimmung der äquivalenten Last-Setzungslinie berücksichtigt werden. Da die Widerstandsanteile getrennt wirken, wird in nahezu allen Versuchsergebnissen eine der beiden Komponenten versagen, ohne dass die vorgesehenen maximalen Prüflasten erreicht werden. Würden diese Anteile wie bei einer konventionellen Druckprobelastung gemeinsam wirken, würde beim Erreichen der Tragfähigkeit einer Komponente, die andere Komponente die weitere Erhöhung der Last alleine bis zum Versagen des Gesamtsystems aufnehmen.

Mit Ausnahme von wenigen Einzelfällen, wo es zu einem mehr oder weniger gleichzeitigen Versagen beider *Widerlager* kommt (siehe Abbildung 1.12), ist zur Bestimmung der Gesamttragfähigkeit eine *konservative Extrapolation* der nicht beim Versuch *versagten* Widerstandskomponente vorzunehmen, oder es sind weitere Messdaten mittels *Se-*

*kundärzugversuch* an der beim *Erstversuch* nicht versagten *Pfahlwiderstandskomponente* durchzuführen (siehe Abbildung 1.11).

### 1.3 Der Hochleistungsverdrängungspfahl (HLV<sup>®</sup> - Pfahl System GPS)

Der Hochleistungsverdrängungspfahl (HLV<sup>®</sup> - Pfahl System GPS) ist als Fertigpfahlrammsystem eine Kombination aus einem Duktilpfahl und einem Verpressmörtelpfahl (VM-Pfahl). Das Tragelement ist ein Gusseisenrohr welches im Schleudergussverfahren hergestellt wird. Das duktile Verhalten von duktilem Gusseisen, auch Sphäroguss genannt (früher GGG, jetzt GJS abgekürzt), ergibt sich durch Beigabe von Magnesium in die Schmelze, wodurch sich der Graphit in der Schmelze kugelförmig ausbildet. Duktiles Gusseisen (GJS) hat einen viel gleichmäßigeren Verlauf der Kraftlinie als herkömmlicher Grauguss (früher GGL, jetzt GJV genannt) mit lamellarem Graphit.<sup>8</sup>

Durch die einfache Muffenverbindung entsteht beim Rammvorgang eine starre, kraftschlüssige Verbindung, welche die gleichen Zug- und Druckfestigkeiten aufweist wie das Rohr selbst. Wenn die Pfähle ausbetoniert und mit einer Zugbewehrung versehen sind, dann können auch Zugkräfte abgetragen werden. Die einzelne Rohrschusslänge beträgt 5 bzw. 6 m. Dies erlaubt eine Herstellung von Pfählen in geringen Arbeitshöhen und in beliebigen Pfahllängen. Da das Reststück des fertig abgeteufte Rohrs als Anfangsstück des nächsten Pfahles verwendet wird, ist dieses Pfahlssystem praktisch verschnittfrei. Die Pfahleinbringung kann aufgrund der geringen Masse der einzelnen Rohrschüsse mit leichten wendigen Geräten nahezu erschütterungsfrei erfolgen. Die Abbildung 1.15 zeigt eine Systemskizze der Pfahlherstellung und die Abbildung 1.16 ein Baustellenfoto von der Pfahlherstellung.<sup>9</sup>

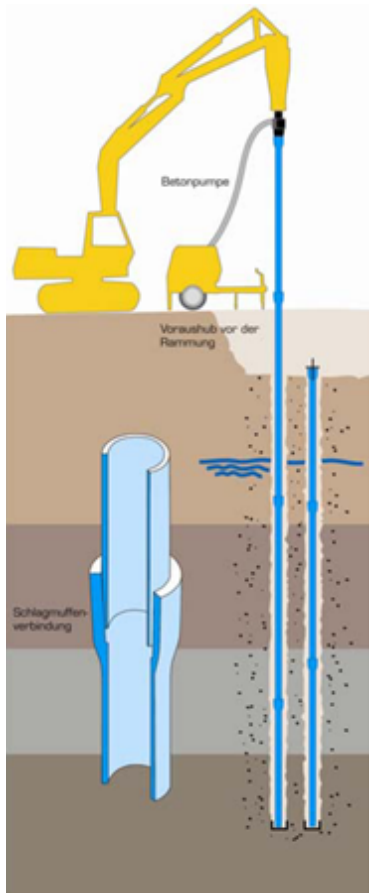
Bei der Pfahlherstellung wird das Anfangsrohr mit einem Rammschuh bzw. Fußkappe versehen. Dieser verschließt das Rohr und gewährleistet, dass kein Erdreich in das Rohr eindringt und der gesamte Rohrdurchmesser gegebenenfalls mit Überstand für Mantelverpresskörper verdrängt wird. Beim Duktilpfahl ohne Mantelverpressung ist der Rammschuh bündig mit dem Rohrdurchmesser. Abschließend wird das Rohr mit Betonmörtel verfüllt und der Pfahlkopf mit einer entsprechenden Kopfplatte und einer Anschlussbewehrung versehen. Der unverpresste Pfahl wird in der Regel als Aufstandspfahl in sehr festen Untergrund ausgeführt, z.B. Grundmoräne oder Fels.<sup>10</sup>

Bei Duktilpfählen mit Mantelverpressung wird ein Rammschuh verwendet, der größer ist als der Rohrdurchmesser. Der entstehende Ringraum um den Pfahlschaft wird während des Rammens mit Betonmörtel verfüllt. Der Betonmörtel wird mit einer Betonpumpe über das Rammgerät in das Pfahlinnere gepumpt, wo der Betonmörtel durch eine kleine Öffnung im Pfahlfußbereich in den Ringraum verpresst wird. Dabei wirkt der frische Betonmörtel wie eine Stützflüssigkeit. Einerseits verhindert er das Einstürzen des entstandenen Ringraumes und andererseits wird der Eindringwiderstand durch die reduzierte Mantelreibung herabgesetzt. Durch das Wegfallen des Mantelwiderstandes ist es möglich,

<sup>8</sup>Vgl. [2] S. 83 f

<sup>9</sup>Vgl. [2] S. 83 f

<sup>10</sup>Vgl. [2] S. 83 f



**Abbildung 1.15:** HLV®-Pfahl System GPS (Schema)



**Abbildung 1.16:** HLV®-Pfahl System GPS (Pfahlherstellung)

mit geringerem Rammaufwand bzw. Rammgerät in größere Tiefen bis zu 80 m zu rammen. Ein Rückrechnen von aufgewandter Rammenergie oder der Rammaufnahme auf den Gesamtpfahlwiderstand ist nicht möglich, da der Anteil der Mantelreibung durch die Wirkung des Betonmörtels (Stützflüssigkeit) nicht vorhanden ist. Durch die Aufzeichnung des Rammwiderstandes bekommt man somit den Anteil des Pfahlspitzenwiderstandes. Die Verpressung des Pfahls erfolgt durch den hydrostatischen Druck des Betonmörtels. Der Pfahlkopf wird mit einer entsprechenden Kopfplatte und einer Anschlussbewehrung versehen. Der mantelverpresste Pfahl wird als Mantelreibungspfahl in nichtbindigen und bindigen Böden verwendet. In der Tabelle 1.1 sind möglichen HLV®-Pfahldimensionen aufgelistet.<sup>11</sup>

Eine genauere Beschreibung des Hochleistungsverdrängungspfahls®- System GPS ist dem Typenblatt zur Zulassung<sup>12</sup> nachzulesen.

<sup>11</sup>Vgl. [2] S. 83 f.

<sup>12</sup>Hochleistungsverdrängungspfahls®- System GPS, Typenblatt zur Zulassung BMVIT 2011, [http://www.gps-bau.com/wp-content/uploads/2011/08/BMVIT-327120\\_0028\\_11\\_Typenblatt.pdf](http://www.gps-bau.com/wp-content/uploads/2011/08/BMVIT-327120_0028_11_Typenblatt.pdf) (Zugriff am 20. April 2012 um 19:00 Uhr)

**Tabelle 1.1: Pfahldimensionen**

Pfahltypen	Rohrdurchmesser	Pfahldurchmesser
Ohne Mantelverpressung	118 mm	118 mm
Ohne Mantelverpressung	170 mm	170 mm
Mit Mantelverpressung	118 mm	~200 mm
Mit Mantelverpressung	170 mm	~250 mm

## 1.4 Versagensmechanismen des Pfahlspitzenwiderstandes

In diesem Unterkapitel sind Ausschnitte aus der Literatur zusammengefasst, welche als theoretische Vorbereitung für diese Masterarbeit notwendig waren. Auf Grund des großen Umfangs dieses Forschungsthemas sind nur die wichtigsten Abschnitte angeführt und sehr allgemein gehalten. Im Wesentlichen geht es hierbei nur um die Darstellung von verschiedenen Theorien zum Versagensmechanismus des Spitzenwiderstandes. Für eine detailliertere Beschreibung wird auf die entsprechende Fachliteratur verwiesen.

### Spitzendruckverteilung

Wird der Spitzendruck basierend auf der Grundbruchtheorie angesetzt, nimmt er linear mit der Tiefe zu, was aber nicht zutreffend ist. Nach Abbildung ??, in der die Untersuchungen aus Feld- und Laborversuchen schematisch dargestellt sind, zeigt sich ab einem kritischen Wert von Einbindelänge  $l$  zu Pfahldurchmesser  $d$  ein konstanter Wert für den Spitzendruck.<sup>13</sup>

Die Spitzendruckverteilung über die Querschnittsfläche ist nach *Linder (1977)* und *Stamm (1988)* nicht gleichmäßig, stattdessen treten große Randpressungen unter dem Fuß und ein die Mittelfläche des Pfahlfußes abschirmendes Gewölbe auf Abbildung 1.18. Als Erklärung wird von *Linder (1977)* die Ausbildung eines Kerns unter dem Fuß angegeben, dessen äußere Gewölbezonen einen inneren elastischen Bereich umschließen und diesen an einer wesentlichen Spannungsaufnahme hindert Abbildung 1.19. Unter dem Kern bildet sich demnach ein Boden-Kompressionskegel aus, in dem es zunehmend zu einer Verdichtung des Bodens kommt, die in der Gewölbezone des Kerns ihren höchsten Grad erreicht.<sup>14</sup>

<sup>13</sup>Vgl. [10] S. 4

<sup>14</sup>Vgl. [10] S. 5







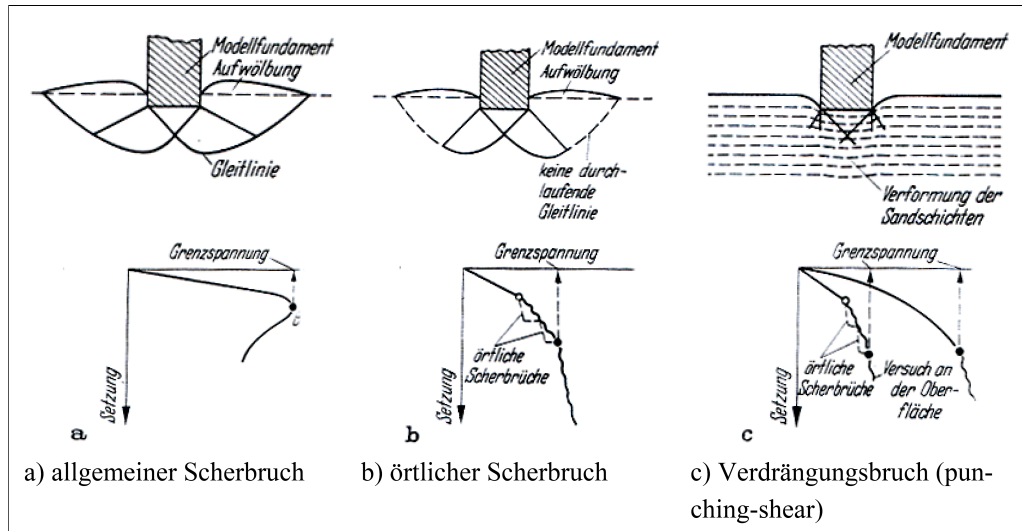


Abbildung 1.20: Verschiedene Brucharten nach König (1970) u. Kulhawy (1984), [10]

### Versagensmechanismen der Pfahlspitze

König (1970) führte Versuche mit Einzelpfählen von 5-18 cm Durchmesser und Pfahllängen bis zu 3 m durch. Die Pfähle wurden in einen Container gesetzt, der dann mit dem Sandregenverfahren befüllt wurde. In Abhängigkeit von der Einbindetiefe der Pfähle konnten drei Brucharten – a) allgemeiner Scherbruch, b) örtlicher Scherbruch und c) Verdrängungsbruch – beobachtet werden (siehe Abbildung ??). Ab einer Einbindetiefe von  $l/d > 4$  trat nur der Verdrängungsbruch auf. Als Grenztiefe für einen konstanten Spitzendruck erhielt König (1970) einen Wert von  $l/d > 15$ .<sup>15</sup>

### Bestimmung des Spitzendruckwiderstandes auf der Basis von Bruchvorstellungen

Beim erdstatischen Verfahren zur Bestimmung des Spitzendruckwiderstandes wird der Spitzendruck proportional zu dem Überlagerungsdruck angenommen, so dass in Höhe des Pfahlfußes die Gl. 1.2 gilt.

$$Q_b = \sigma_z * N_q \quad (1.2)$$

mit  $Q_b$  = Spitzendruckwiderstand und  $\sigma_z$  = Überlagerungsspannung.

$N_q$  ist ein Tragfähigkeitsbeiwert ähnlich zum Grundbruchnachweis, der die Form des Pfahlquerschnitts bereits enthält. Zur Bestimmung von  $N_q$  gibt es auf den nachfolgend kurz dargestellten Theorien und ihren zugehörigen Bruchvorstellungen basierende Werte.<sup>16</sup>

<sup>15</sup>Vgl. [10] S. 20

<sup>16</sup>Vgl. [10] S. 11

## a) Tiefer Grundbruch

In diesem Fall wird der Boden als starr-plastisches und inkompressibles Medium angesehen und von einem Grundbruch unter dem Pfahlfuß ausgegangen, bei dem die auftretenden Gleitfugen vom Rand der Pfahlfußfläche zum Pfahlschaft zurücklaufen. Der Tragfähigkeitsbeiwert  $N_q$  kann mit Kenntnis des Reibungswinkels und des Öffnungswinkels der Grundbruchfigur ermittelt werden.<sup>17</sup>

## b) Aufweitung begrenzter Hohlräume im Boden

Eine Weiterentwicklung der modifizierten Grundbruchtheorie zur Prognose des Pfahlfußwiderstandes ist die Berücksichtigung der Hohlräume aufweitung unterhalb des Pfahlfußes. An Modellpfählen und ausgeführten Pfahrgründungen konnte beobachtet werden, dass sich unterhalb des Pfahlfußes ein hoch verdichteter konischer Keil bildet (siehe Abbildung 1.21 und Abbildung 1.22). In dichten Böden drückt der Bodenkeil I die radiale Scherzone II seitwärts in die plastische Zone III. Das Eindringen des Verdrängungspfahls wird demnach durch die seitliche Expansion des Bodens entlang des Rings (BD) und die Kompression der Zonen I und II ermöglicht.<sup>18</sup>

Von *Randolph et al. (1994)* wurde ein weiterer Ansatz zur Berechnung des Pfahlspitzenwiderstandes mit Berücksichtigung der Hohlräume aufweitung unter dem Pfahlfuß entwickelt, welche den Pfahlspitzenwiderstand direkt mit dem zur Expansion des Hohlraums aufgewendeten Drucks in Verbindung setzt (siehe Abbildung 1.23). Es wird hierbei angenommen, dass der Boden unterhalb des Pfahlfußes bis zum kritischen Zustand absichert und somit der Reibungswinkel  $\varphi' = \varphi'_k$  gesetzt werden kann. Der Winkel  $\alpha$  des Bodenkeils unter dem Pfahlfuß soll mit  $45^\circ + \varphi'_k/2$  abgeschätzt werden.<sup>19</sup>

## c) Verdrängungsbruch

Das Konzept des Verdrängungsbruchs („*punching-shear*“) wurde entwickelt, um die Vorgänge bei großen Pfahlstiefen zu erklären. Während bei der Belastung von in geringerer Tiefe gegründeten Pfählen die Bruchfugen noch bis zur Geländeoberfläche durchlaufen, konzentrieren sich die Schervorgänge bei mittleren und großen Tiefen zunehmend auf die unmittelbare Umgebung des Pfahlfußes. Einen Überblick über die auf Basis der vor genannten Bruchvorstellungen ermittelten unterschiedlichen Tragfähigkeitsbeiwerten  $N_q$  bietet die Abbildung 1.24.<sup>20</sup>

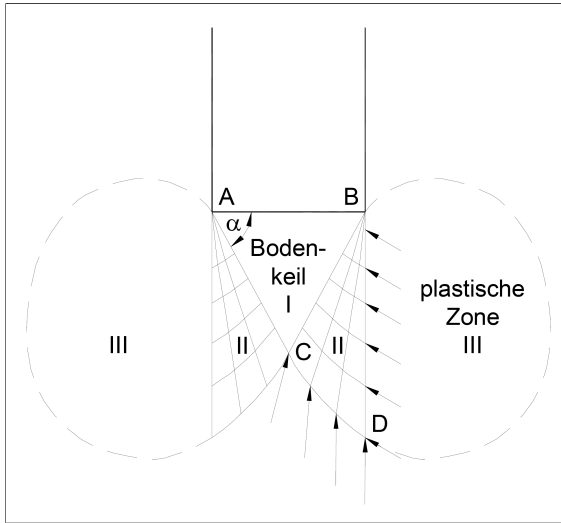
---

<sup>17</sup>Vgl. [10] S. 11

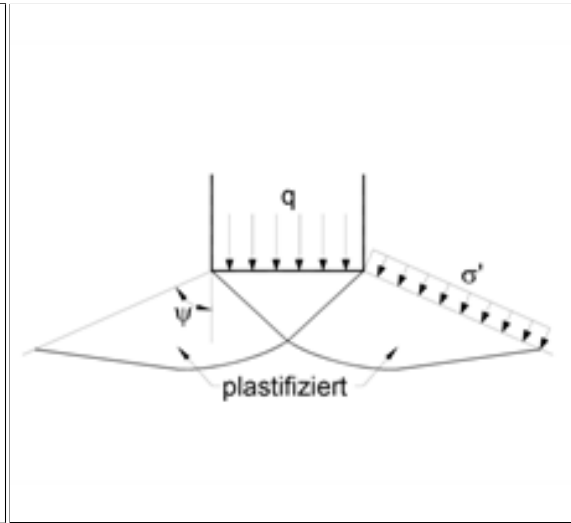
<sup>18</sup>Vgl. [17] S. 62

<sup>19</sup>Vgl. [17] S. 64

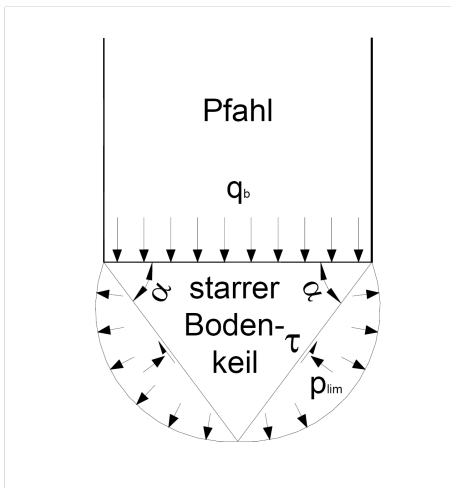
<sup>20</sup>Vgl. [10] S. 12



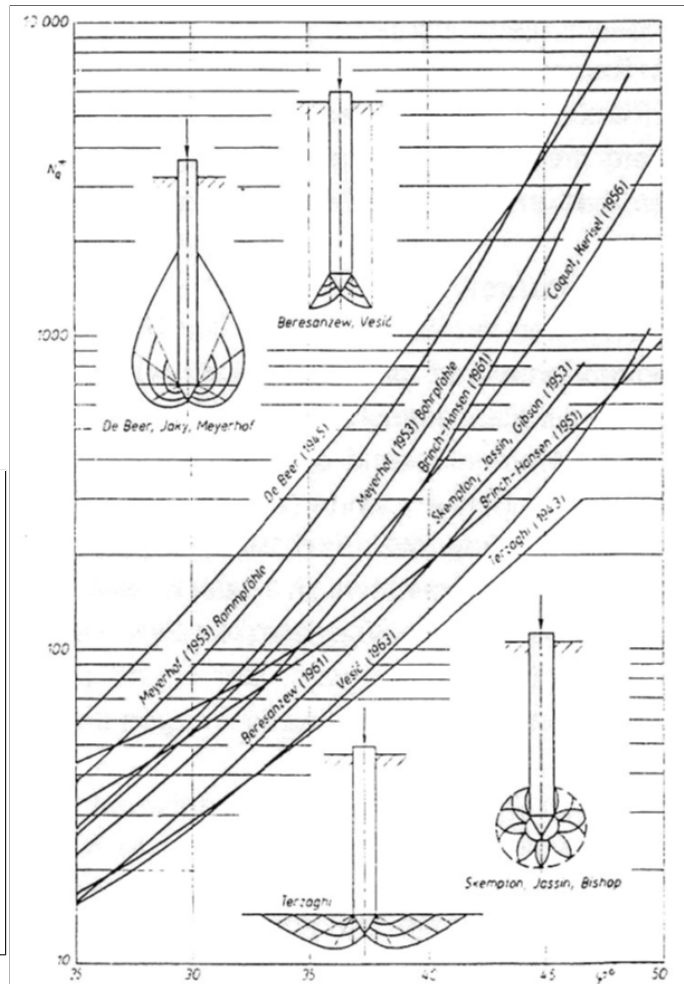
**Abbildung 1.21:** Grundbruchtheorie nach Vesic (1975) u. (1977), [17]



**Abbildung 1.22:** Grundbruchvorstellung nach Janbu (1976), [17]



**Abbildung 1.23:** Theorie der Hohlraumverformung nach Randolph (1994), [17]



**Abbildung 1.24:** Überblick der Bruchvorstellungen nach Vesic (1976), [10]



## 2 Gegenüberstellung der Pfahlprobelastungen

Aus den Daten einzelner Pfahlprobelastungen alleine konnte keine Erklärung für das in der Einleitung beschriebene Versagensverhalten des Pfahlspitzenwiderstandes abgeleitet werden. In diesem Kapitel werden die Daten der bisher mit dem **Pile HAY-Proof-System**<sup>®</sup> durchgeführten Pfahlprobelastungen, bei denen diese Versagensform aufgetreten ist, zusammengestellt um eine mögliche Vergleichbarkeit herzustellen. Aus der Gegenüberstellung der einzelnen Probelastungen, so weit sie überhaupt vergleichbar sind, ist zwar die genaue Ursache für das Versagen des Pfahlspitzenwiderstandes nicht herzuleiten, aber es können verschiedene Einschränkungen vorgenommen und nicht zutreffende Annahmen für das Versagen des Pfahlspitzenwiderstandes ausgeschlossen werden.

Die angeführten Pfahlprobelastungen an mantelverpressten Hochleistungsverdrängerpfählen wurden alle mit dem neuen **Pile HAY-Proof-System**<sup>®</sup> durchgeführt. Die Daten wurden in einer Tabelle gesammelt und gegenübergestellt. Die gesamte Tabelle ist im digitalen Anhang angeführt. Die wichtigsten Daten wurden zusätzlich zur leichteren Überschaubarkeit in eine vereinfachte Tabelle übertragen. Sie ist als Tabelle 2.1 angeführt. In den folgenden Unterkapiteln werden die einzelnen Datengruppen beschrieben und etwaige Auffälligkeiten kommentiert. Eine genauere Analyse oder eine statistische Auswertung der Daten ist auf Grund der Unterschiedlichkeit der Pfähle und der Untergrundverhältnisse nicht möglich. Dennoch ist die systematische Erfassung der Daten von Pfahlprobelastungen wichtig und die Grundlage für weitere Analysen.

In dieser Arbeit werden die Daten von zwölf Pfahlprobelastungen (P01 – P12) gegen, bei denen das in der Einleitung beschriebene Versagen beobachtet wurde. Die Widerstands-Setzungslinien der Probelastungen sind im Anhang A abgebildet. Dabei konnte die erste Gemeinsamkeit schon im Vorfeld erkannt werden. Das in der Einleitung beschriebene Versagemuster des Pfahlspitzenwiderstandes tritt nur in bindigen Böden auf. Daher werden hier Pfahlprobelastungen in rolligen Böden nicht behandelt.

Zusätzlich sind zwei Pfahlprobelastungen (P13 u. P14) in bindigen Böden angeführt, bei denen trotz großer Setzungen der Spitzenwiderstand annähernd gleich bleibt und es nur zu geringer Entfestigung kommt. Die Widerstands-Setzungslinien dieser Probelastungen sind ebenfalls im Anhang A abgebildet.

## 2.1 Beschreibung der gesammelten Daten

Im folgenden Abschnitt werden die Kategorien und die Herkunft der Daten allgemein beschrieben. Im Kapitel 2.2 werden die wesentlichsten Daten miteinander verglichen und in Diagrammen dargestellt.

### 2.1.1 Allgemeine Angaben zu den Probepfählen und deren Herstellung

**Herstellungsdatum und Prüfdatum:** Der Beton war mit Fließmittel und Verzögerer versetzt, welches die lange Verarbeitungszeit und die Pumpbarkeit gewährleistete. Dies verlängerte auch die Aushärtezeit des Betons. Zwischen der Herstellung der Probepfähle und der Pfahlprobelastung war ungefähr eine Woche für die Aushärtung des Betons vorgesehen. Je nach logistischem Aufwand, technischen Ressourcen und Dringlichkeit wurden die Termine in der Regel individuell eingeteilt.

**Pfahltyp:** Bei allen Probepfählen handelte es sich um mantelverpresste Hochleistungsverdrängungspfähle<sup>®</sup> (HLV<sup>®</sup>- Pfahl System GPS). Dieser Pfahl und die Pfahlherstellung sind in Kapitel 1.3 beschrieben. Die verwendeten Duktal-Rohre wiesen 118 mm und 170 mm Außendurchmesser und eine Wandstärke von 7,5 mm und 9 mm auf. Die Fußkappen hatten einen Außendurchmesser von 200 mm und 250 mm.

**Rammgerät:** Es waren verschiedene Bagger (22 to bis 28 to) mit verschiedenen Hydraulikhämmern (1 to bis 1,5 to) im Einsatz.

**Betonverbrauch Soll / Ist:** Über den Betonverbrauch kann auf den tatsächlichen Pfahldurchmesser rückgerechnet werden. Ist der Betonverbrauch höher als berechnet, kann man auf eine gute Verpressung bzw. einen größeren Pfahlschaftdurchmesser schließen. Es können auch unerwartete Verluste durch das Verfüllen von Hohlräumen zu einem Mehrverbrauch führen. Ist der Betonverbrauch geringer als plausibel notwendig wäre, hat sich der aufgeweitete Pfahlschaftdurchmesser verkleinert. Das kann durch Nachsackungen oder Einschnürungen des Pfahlschaftes durch die Umlagerung des Bodens beim Verdrängungsprozess entstehen.

**Pfahlschaftdurchmesser, Pfahlschaftspitzendurchmesser:** Die verbrauchten Betonmengen der angeführten Probepfähle liegen alle höher als die Sollwerte. Eine etwaige Unförmigkeit der Betonquerschnitte über die Pfahllänge wird nicht berücksichtigt.

**Pfahlschaftspitzenfläche:** Die Spitzenfläche der Pfähle errechnet sich über den Durchmesser der verwendeten Fußkappe.

**Pfahllänge bzw. Überdeckung der Pfahlschaftspitze:** Der Begriff Pfahllänge wird bei der Auswertung für die Bezeichnung Länge des Pfahles vom Prüfsystem bis zur Pfahlschaftspitze verwendet. Bei dieser Gegenüberstellung der Pfahlprobelastungen bezieht sich die Pfahllänge auf die tatsächliche Einbindelänge des Pfahles in den Boden, bzw. die tatsächliche Überdeckung der Pfahlschaftspitze.

Tabelle 2.1: Übersicht über die Pfahlprobelastungen

Pfahl-Nr.	P01	P05	P03	P08	P10	P09	P06	P11	P02	P07	P04	P12	P14	P13
absteigend geordnet nach der Spitzendruck-Bruchspannung	23,08	22,22	17,95	17,11	15,60	14,87	12,16	11,31	11,11	5,89	3,06	2,04	8,05	5,63
Spitzen-durchmesser	200	200	250	250	200	200	250	250	200	200	250	250	250	200
Spitzenfläche	0,0314	0,0314	0,0491	0,0491	0,0314	0,0314	0,0491	0,0491	0,0314	0,0314	0,0491	0,0491	0,0491	0,0314
Pfahlhöhe bzw. Überdeckung der Pfahlspitze	14,1	10	8,47	17,3	12,5	13	14,7	10,9	9	18,4	10	12	12,6	10
gesamte Rammzeit	550	380	222	729	285	147	645	769	223	218	179	35	331	288
Ø Rammzeit	39	38	26	42	26	11	44	71	25	12	18	3	26	29
letzte Hitze auf 10 cm	180	3	5	18	5	5	5	18	4	3	0	1	7	4
letzte Hitze auf 1 m	205	26	45	65	41	42	57	170	33	30	7	7	63	35
Bodenansprache	sl* Sa	cl* Si	sa' cl* Si	cl* Si	sa' si* Cl	sa' si* Cl	sa' si* Cl	sa' Cl	sa' cl* Si	cl Si	sa' cl* Si	sl Sa	sa' Si	sa' Cl
Konsistenz		steif	steif - halbfest	halbfest		halbfest		sehr dicht - fest	halbfest		breilig weich - weich		steif - halbfest	halbfest
Plastizitätsindex			20	0,54				0,35	0,15		0,05 - 0,33			
Konsistenzzahl		~ 1	1	0,86		~ 1		0,91	1,3		-			~ 1
natürlicher Wassergehalt		28,3	39,2	39,2				31,7	23,3		17,2 - 40,9		10,3	
Fließgrenze		49	85,8	85,8				64,2	42		-			
Ausrollgrenze		29	31,6	31,6				29,1	27		-			
Porenanteil														
Steifemodul	30			10-15		12,5-30		15 - 30	20,5	8 - 20	34,9 - 55		0,46	
Reibungswinkel	27,5			22,5		22,5-25,0		17,5 - 20	14,5	27,5	5,2 - 14		9,2	5 - 15
Restreibungswinkel				17,5							25°		27,5	25
Kohäsion c	3					20-40		30	2,5	5	20°		5	10
Kohäsion im undrainierten Zustand						> 200		> 200						
DPH - In der Tiefe der Pfahlspitze		78	38 - 50	-	-	~100	-	>30	38 - 50	-	5 - 10	-	11	-
Bruchlast Pfahlspitze	725	698	881	840	490	467	597	555	349	185	150	100	395	177
Restwiderstand	533	460	180	490	150	155	140	235	175	87	65	78	390	170
Restwiderstand zu Bruchlast	0,74	0,66	0,2	0,58	0,31	0,33	0,52	0,42	0,5	0,47	0,43	0,78	0,87	0,67
lineare Setzung vor Bruch	7,5	4	5,8	4,8	7	5	4,9	4	3,8	2,5	2	3	5	1
Setzung beim Bruch	10,4	7	8	20,5	7	5	4,9	4	4,7	2,5	8	3	6	4
Hebung des Pfahles beim Versagen	4	3	3	4	3	4	2	1	1,3	1	1	1	3	1
Spalt zwischen Pfahl und Fußklappe	14,4	10	11	> 10	10	9	19,5	5	6	3,5	9	4	9	5
Spitzendruck-Bruchspannung	23,08	22,22	17,95	17,11	15,60	14,87	12,16	11,31	11,11	5,89	3,06	2,04	8,05	5,63
Spitzendruck-Restspannung	16,97	14,64	3,67	9,98	4,77	4,93	2,85	4,79	5,57	2,77	1,32	1,59	7,03	3,76
vorletzte Laststufe	700	600	850	800	400	400	550	400	300	150	100	100	350	100
Kriechmaß der vorletzten Laststufe	0,377	0,13	0,19	2,67	0,23	0,21	0,13	0,25	0,12	0,22	0,05	0,02	-0,31	-0,06
letzte Laststufe	750	700	900	900	490	500	600	600	350	200	200	100	395	200
Kriechmaß der letzten Laststufe vor dem Bruch	nicht erreicht	nicht erreicht	nicht erreicht	nicht erreicht	0,28	nicht erreicht	0,22	nicht erreicht	2,84 dann Bruch	nicht erreicht	nicht erreicht	38,78	-3,32	-39,47 bei 170 kN
Dauer der Letzen Laststufe	00:00:30	00:23:00	00:01:00	00:00:00	00:00:00	00:00:30	00:01:00	00:01:00	00:38:00	00:01:00	00:00:30	00:21:00	00:10:30	00:05:15

**Gesamte Rammzeit:** Die Rammzeit wird pro Laufmeter in eine Rammaufnahme eingetragen. Die gesamte Rammzeit für die Herstellung des Probepfahls errechnet sich aus der Summe dieser Rammzeiten.

**Durchschnittliche Rammzeit:** Die Durchschnittliche Rammzeit errechnet sich aus der gesamten Rammzeit bezogen auf die gesamte Pfahllänge. Da die Rammzeit über die Tiefe nicht linear verläuft, wird hier auf die Rammaufnahmen der Probepfähle verwiesen.

**Letzte Hitze (auf 10 cm bzw. 100 cm):** Bei der Pfahlherstellung wird mit einer Stoppuhr die Rammzeit pro Meter mitgestoppt und in der Rammaufnahme festgehalten. Für das letzte Stück des Pfahls wird die Rammzeit in 10 cm Schritten gestoppt und *letzte Hitze* genannt. Die Rammzeit und die letzte Hitze geben Aufschluss über den Eindringwiderstand bzw. den Rammwiderstand bei der Pfahlendteufe. Die letzte Hitze kann und wird vielfach auch als Rammkriterium herangezogen. Jedes Rammkriterium ist nicht nur vom Untergrund abhängig, sondern auch von der Rammenergie, welche in den Untergrund eingeleitet werden kann. Diese ist wesentlich abhängig von der Pfahltype, der Pfahldimension und vom Rammgerät. Das bedeutet, dass ein schwerer Bagger mit einem starken Hammer einen Pfahl schneller einrammt als ein leichter Bagger mit dem verhältnismäßig schwachen Hammer. Dabei spielt auch die Reichweite und die Position des Auslegers eine Rolle. Ebenso sind die Rammzeiten different, die bei Benutzung unterschiedlich schwerer Hämmer entstehen. Ab einer gewissen Pfahllänge wird auch das Eigengewicht des Pfahles und des Frischbetons eine zu berücksichtigende Größe.

**Korrekturfaktor für HLV 118/200 HM1000:** In diesen Zeilen der Tabelle 2.1 sind die Rammzeiten der Probepfähle mit den von Martin Hayden errechneten Korrekturfaktoren umgerechnet und somit annähernd vergleichbar gemacht. Martin Hayden hat für eine firmeninterne Studie, deren Ziel eine weitere Optimierung des Herstellungsprozesses darstellt, einige 100 lfm mantelverpresste HLV-Pfähle in einen nahezu homogenen Boden (leicht schluffiger sandiger Kies) in einer Schottergrube rammen lassen. Es wurden mehrere Serien von verschiedenen Pfahldimensionen mit unterschiedlichen Rammgeräten hergestellt und die Rammzeiten aufgezeichnet. Aus den unterschiedlichen Rammzeiten, Pfahldimensionen und Rammgeräten konnten Korrekturfaktoren errechnet werden, welche die unterschiedlichen Herstellungskonstellationen berücksichtigen. Für rolligen Böden ergeben diese Korrekturfaktoren durchwegs gute Ergebnisse. Durch den Frischbeton wird kein Mantelreibungswiderstand aktiviert, so kann über den Eindringwiderstand und die passenden Korrekturfaktoren direkt auf den Pfahlspitzenwiderstand geschlossen werden. Daraus können für rolligen Boden wirtschaftliche und keine *überdimensionierten* Rammkriterien angegeben werden. Da die Korrekturfaktoren für rolligen Boden ermittelt wurden, können sie hier auch keine bessere Vergleichbarkeit herstellen. Dazu muss die begonnene Studie auf bindigen Boden erweitert und falls überhaupt möglich, Korrekturfaktoren speziell für bindigen Boden errechnet werden.



### 2.1.2 Daten aus den geotechnischen Stellungnahmen bzw. Baugrundgutachten der jeweiligen Bauvorhaben

**Bodenansprache und Bodenparameter:** Die Bodenansprache erfolgte meist an lokal hergestellten Schürfen. Anhand der gewonnenen Bodenproben aus diesen Schürfen wurden dann die Bodenparameter bestimmt. Dies erfolgte zum Teil durch Abschätzen und einem Vergleich mit Erfahrungswerten aus benachbarten Bauvorhaben. Vereinzelt wurden gesondert Laborversuche angeordnet. In der Regel wurden keine Bodenproben aus tieferen Bodenschichten entnommen. Nur bei sehr umfangreichen Bauvorhaben wurden weiterführende Erkundungsmaßnahmen durchgeführt. Dabei wurden Kernbohrungen hergestellt und an den dadurch gewonnenen Bodenproben ein umfangreicheres Laborprogramm durchgeführt.

**Rammsondierungen:** Die Rammsondierung ist in Österreich eine weitverbreitete und häufig eingesetzte Erkundungsmaßnahme. Der große Erfahrungspool durch frühere Sondierungen, als auch die einfache Durchführbarkeit und verhältnismäßig geringen Kosten sprechen für diese Erkundungsmaßnahme. Bei den gesammelten Probebelastungen wurden einheitliche Rammsondierungen mit einer schweren Rammsonde (DPH) durchgeführt. In der Tabelle sind die maximale Teufe und die Schlagzahlen pro 10 cm (n10) angegeben. Des Weiteren ist die Schlagzahl in der Teufe der Pfahlspitze des Probepfahls angegeben.

### 2.1.3 Daten aus den Pfahlprobebelastungen mit dem Pile HAY-Proof-System®

**Verhalten der Spitze vor dem Bruch:** Beschreibt den Verlauf des Last-Setzungsverhaltens des Pfahlspitzenwiderstandes und ob vor dem Bruch eine Hysterese gefahren wurde.

**Hysterese nach dem Bruch:** Bei manchen Pfahlprobebelastungen wurde nach dem Versagen des Pfahlspitzenwiderstandes eine Hysterese gefahren.

**Last bei 20 mm Setzung:** Diese Grenzlasterlast wird hier als die Last bei der maximal zulässigen Setzung von 20 mm (10% des Pfahldurchmessers) für die Gebrauchstauglichkeit (Serviceability Limit State SLS) definiert. In den meisten Fällen ist die maximal zulässige Setzung für die Gebrauchstauglichkeit je nach Gebrauch geringer.

**Grenzlasterlast:** Die Grenzlasterlast ist die Last, die noch vor dem bruchartigen Versagen erreicht wird und bei der keine übermäßigen Setzungen eingetreten sind.

**Bruchlasterlast:** Die Bruchlasterlast ist die maximal aufgebrauchte Last. Bei dieser Last tritt das in der Einleitung beschriebene Versagen des Pfahlspitzenwiderstandes ein.

**Restlasterlast:** Die Restlasterlast ist jene Last, welche sich nach größeren Setzungen einstellt. Bei der Probebelastung stellt sich ein Gleichgewicht zwischen der Leistung der Hydraulikanlage, welche die Prüflast liefert, und dem Eindringwiderstand der Pfahlspitze in den Boden ein. Bei manchen Probebelastungen wurde nach dem Bruch noch eine Hysterese gefahren. Dabei ist die maximal Restlasterlast erreicht worden.

**Setzungen bei der Grenzlast und bei der Bruchlast:** Vertikale Verschiebung des Pfahlfußes (der Fußkappe) bei der jeweiligen Last. Gemessen wurde der vertikale Hub der Presse. Diese Werte werden um die elastische Stauchung des Druckstabs korrigiert.

**Hebung des Pfahles beim Versagen des Spitzenwiderstandes:** Vertikale Hebung des Pfahlkopfes beim Erreichen der Bruchlast des Pfahlspitzenwiderstandes. Gemessen wurde direkt am Pfahlkopf. Auftretende elastische Dehnungen entlang des Pfahlschaftes werden vernachlässigt.

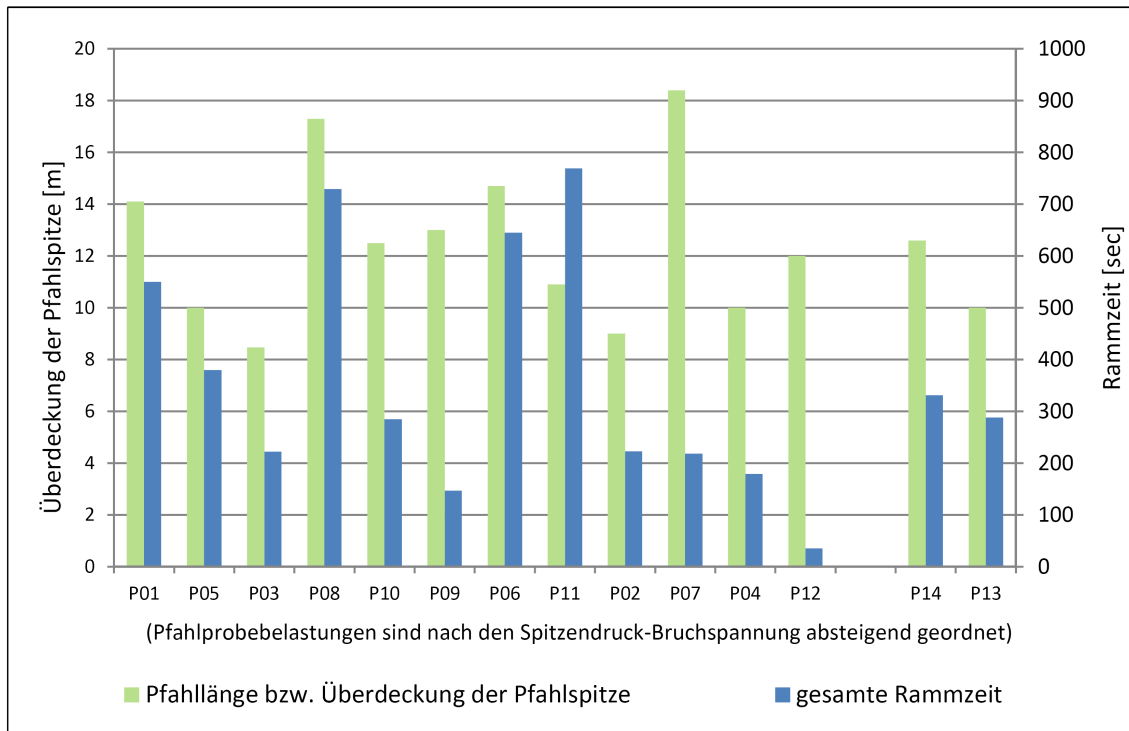
**Abstand zwischen dem Pfahlschaft und dem Pfahlfuß:** Dieser Spalt errechnet sich aus der Differenz der Pfahlkopfhebung und der Pfahlfußsetzung. Da der Pfahlschaft und der Pfahlfuß bei der Probelastung unter der gleichen Last sich in unterschiedliche Richtungen bewegen ist anzunehmen, dass der Pfahlfuß sich vom Pfahlschaft löst. Dieser Abstand öffnet sich schon lange vor dem Versagen des Spitzenwiderstandes. Eine Verbindung zwischen Pfahlschaft und Pfahlfuß kann somit ausgeschlossen werden. Ein bruchartiges Versagen einer möglichen Verbindung zwischen Pfahlschaft und Pfahlfuß ist folglich als Ursache für das ungewöhnliche Versagen des Spitzenwiderstandes ausgeschlossen.

**Spitzendruck bei 20 mm, Grenz-SD, Bruch-SD und Rest-SD:** Der Spitzendruck errechnet sich aus der jeweiligen Last durch die Pfahlspitzenfläche.

**Vorletzte und letzte Laststufe:** Die Probelastungen werden kraftgesteuert durchgeführt. Dabei wird eine Last konstant gehalten und die dabei auftretenden Verschiebungen gemessen. Wenn diese Verschiebungen ganz oder weitestgehend abgeklungen sind, wird auf die nächste Laststufe gewechselt. Als abgeklungen gelten die Verschiebungen, wenn sie in einer bestimmten Zeit eine definierte Verschiebung nicht überschreitet, oder vorgegebene Kriechmaß nicht überschritten wird.

**Kriechmaße:** Das Kriechmaß  $k_s$  ist als zeitabhängige Verschiebung unter konstanter Last definiert. Die Definition des Kriechmaßes ist im Kapitel 1.2.1.1 beschrieben und in Abbildung 1.6 und Gl. 1.1 dargestellt. Angeführt sind die Kriechmaße bei der vorletzten und letzten Laststufe vor dem Bruch. Des Weiteren sind angeführt, der Beginn der letzten Laststufe, der Zeitpunkt des Versagens und die Dauer der letzten Laststufe bis zum Versagen.

**Verhältniszahlen der Lasten:** Diese Zahlen geben das Verhältnis der unterschiedlichen Lasten an. Grenzlast zu Bruchlast, Restlast zu Bruchlast und Restlast zu Grenzlast.



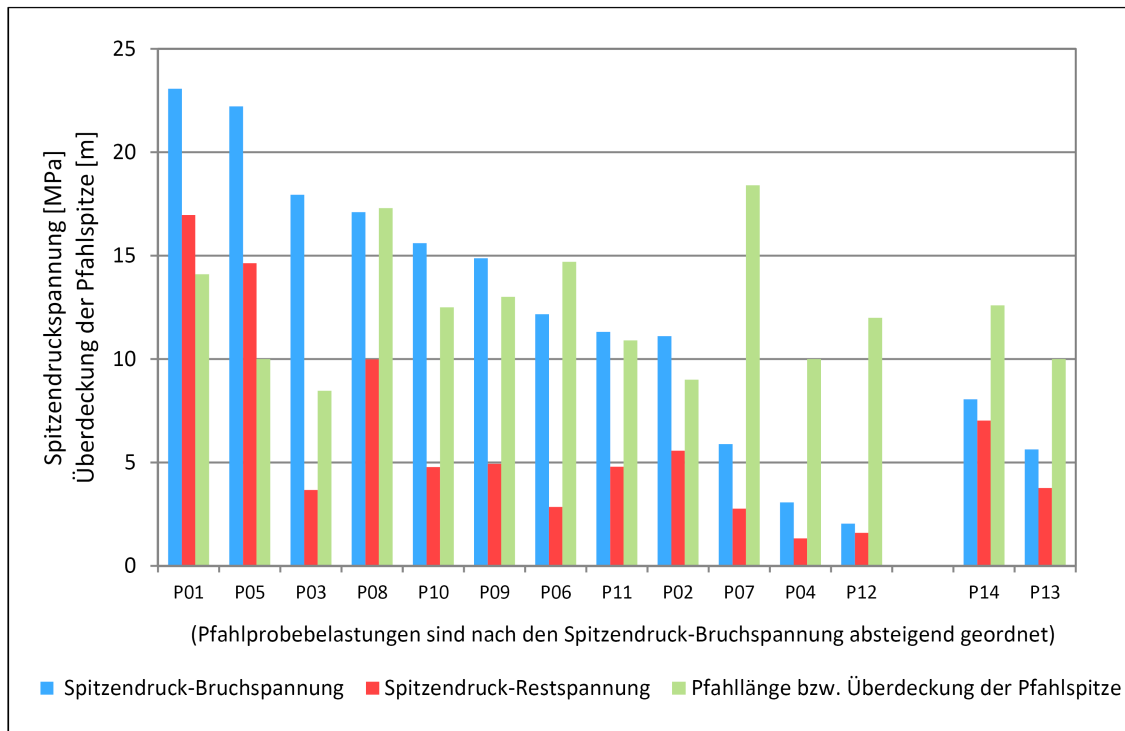
**Abbildung 2.1:** Gegenüberstellung der Pfahllänge zur gesamten Rammzeit

## 2.2 Gegenüberstellung der Daten und Interpretationen

Die gemeinsame Betrachtung von Pfählen mit unterschiedlichen Dimensionen ist schon eine große Verallgemeinerung. Da nicht genügend Daten von potenziell geeigneten Pfahlprobebelastungen zur Verfügung stehen, und die vorhandenen Daten teilweise stark streuen, wird diese Verallgemeinerung vorerst nicht weiter verfolgt. Wenn mehr Daten zur Verfügung stehen, sollte eine Trennung nach den Pfahldimensionen erfolgen. In der Tabelle 2.1 ist nur eine Auswahl der wichtigsten Daten zusammengefasst. Die Probebelastungen sind in dieser Tabelle nach den Pfahlspitzenwiderständen unabhängig von der Pfahldimension geordnet. So sind die wichtigsten Daten übersichtlicher dargestellt und ermöglichen ein rascheres Verständnis für die große Masse an Zahlen und Daten. Für eine detailliertere Betrachtung der Daten empfiehlt es sich, die ausführliche Tabelle mit allen gesammelten Daten zu den Probebelastungen auszudrucken. Sie ist im digitalen Anhang angeführt (Gegenueberstellung\_HPS\_Probebelastungen\_HiM\_24052012.xlsx).

### 2.2.1 Interpretation zu den Probepfählen

Die Daten, welche bei den Herstellungsprozessen der Probepfähle gewonnen wurden, variieren sehr stark. In der Abbildung 2.1 sind die Pfahllängen der Gesamtammzeit gegenübergestellt. Der Pfahlspitzenwiderstand bzw. der Restwiderstand und die Pfahllängen sind in Abbildung 2.2 gegenübergestellt. Daraus lässt sich keine eindeutige Aussage über den Pfahlspitzenwiderstand treffen. Es gibt keinen erkennbaren Zusammenhang zwischen den Rammzeiten und den Pfahllängen.



**Abbildung 2.2:** Gegenüberstellung der Pfahllänge mit dem Pfahlspitzenwiderstand bzw. dem Restwiderstand

Bei den Werten der letzten Hitze ist die Streuung, bis auf ein paar Ausreißer, geringer. Sie liegen bei der letzten Hitze auf 100 cm zwischen 26 und 65 sec. und bei der letzten Hitze auf 10 cm zwischen 3 und 5 sec. In der Abbildung 2.3 sind die letzte Hitze auf 100 cm und die letzte Hitze auf 10 cm der durchschnittlichen Rammzeit pro Meter gegenübergestellt.

Auch zwischen den Pfahllängen, also der Überdeckung der Pfahlspitze und der letzten Hitze ist kein Zusammenhang erkennbar. Die Gegenüberstellung von allen diesen aus dem Herstellungsprozess gewonnenen Daten und den Pfahlspitzenwiderständen bzw. dem Restwiderstand lässt ebenfalls nicht auf etwaige Zusammenhänge schließen. Diese weitgestreuten Daten sind somit zum größten Teil auf die Baugrundverhältnisse zurückzuführen. Sie mögen auf den ersten Blick einheitlich wirken, doch sind gerade bindige Böden und deren Eigenschaften komplex und eher sensibel auf Einflussgrößen, wie zum Beispiel auf den Wassergehalt.

## 2.2.2 Interpretation der geotechnischen Stellungnahmen

In den folgenden Absätzen sind die wesentlichen Daten aus den geotechnischen Stellungnahmen zusammengefasst. Sie gliedern sich in einen Absatz über die Bodenansprache und Bodenparameter, und in einen Absatz über die Erkundungsmaßnahmen mit Rammsondierung.

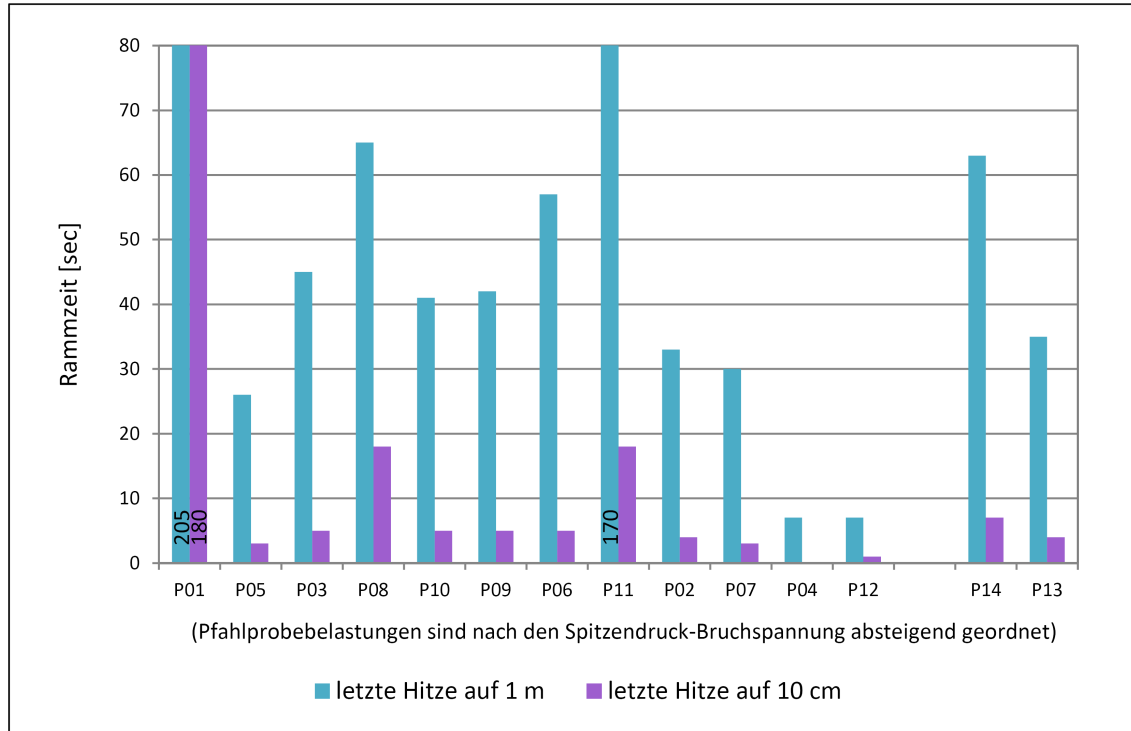


Abbildung 2.3: Gegenüberstellung der letzten Hitze zur durchschnittlichen Rammszeit

### Bodenansprache und Bodenparameter

Bei den Böden handelt es sich um stark tonige Schluffe mit einem geringen Feinsandanteil ( $sa'cl*Si$ ) oder schluffige Tone mit einem geringen Feinsandanteil ( $sa'si*Cl$ ) und vereinzelt leicht feinsandige Tone ( $sa'Cl$ ). Die Konsistenz wird mit steif bis halbfest und die Plastizität mit schwach bis stark plastisch angegeben. Darüber hinaus sind die Böden überkonsolidiert. Diese Angaben über die Bodenansprache sind individuell vom Begutachter abhängig. Da es meist verschiedene Begutachter sind, variieren diese Angaben auch etwas. Ebenso sind die Angaben zur Steifigkeit  $E_s$  (8-30 MPa), den Reibungswinkel  $\varphi$  ( $17,5^\circ - 27,5^\circ$ ) und der Kohäsion  $c$  ( $3-30 \text{ kN/m}^2$ ) oft Schätzwerte und deshalb sehr weit gestreut, sodaß kein klarer Grenzbereich angegeben werden kann (siehe Tabelle 2.1). Andererseits liegen diese Werte im für bindige Böden mit steifer bis halbfester Konsistenz üblichen Bereich. Zu den Angaben vom natürlichen Wassergehalt  $w_n$  und den Konsistenzgrenzen wurden vereinzelt Laborversuche durchgeführt. So liegt der natürliche Wassergehalt  $w_n$  im Durchschnitt bei  $\sim 30\%$ . Die Konsistenzgrenzen streuen ebenfalls zu sehr, als dass eine klarer Grenzbereich angegeben werden kann (siehe Tabelle 2.1). Die Fließgrenze  $w_l$  wird zwischen  $42\%$  und  $85,8\%$  und die Ausrollgrenze  $w_p$  zwischen  $27\%$  und  $31,6\%$  angegeben. Die Plastizitätsgrenze  $I_p$  wird zwischen  $0,05$  und  $0,54$  und die Konsistenzzahl  $I_c$  wird zwischen  $0,86$  und  $\sim 1$  angegeben.

In der Tabelle 2.2 sind als allgemeine Eingrenzung mögliche Bodenparameter angeführt. Sie sind eine grobe Abschätzung für einen Boden, in dem dieses in der Einleitung beschriebene Versagen des Pfahlspitzenwiderstandes möglich ist.

**Tabelle 2.2:** *Bodenparameter des Risikobodens*

Bodenansprache	schwach feinsandiger stark toniger Schluff ( $sa'cl^* Si$ )	
Konsistenz	steif bis halbfest, plastisch, teils überkonsolidiert	
natürlicher Wassergehalt	$w_n$	25 – 30 %
Sättigungsgrad	$S_r$	95 – 100 %
Fließgrenze	$w_l$	60 – 70 %
Ausrollgrenze	$w_p$	25 – 35 %
Konsistenzzahl	$I_c$	0,8 – 1,0
Plastizitätszahl	$I_p$	0,25 – 0,35
Steifigkeit	$E_s$	10 – 15 MPa
Reibungswinkel	$\varphi$	20 – 25°
Kohäsion	$c$	5 – 15 kN/m <sup>2</sup>

### Erkundungsmaßnahme Rammsondierung

Die Rammsondierungen ergeben einen ansteigenden, teilweise verzahnten Verlauf über die Tiefe. Daraus lässt sich nicht nur ein höherer Rammwiderstand auf Grund des zunehmender Tiefe bzw. Steifigkeitszunahme des Untergrundes, sondern auch der mögliche Einfluss des Mantelwiderstandes auf das Rammgestänges zurückführen. Des Weiteren streuen die gesammelten Daten so weit, dass die Zuordnung nicht genauer wird, als die von den ausführenden Firmen selber entwickelten Rammformeln. Um eine Aussage über den Spitzenwiderstand zu treffen, ist eine Rammsondierung nur bedingt geeignet. Einzig die Erfahrung und das fundierte Wissen, welches sich ein ausführender Projektingenieur über viele Jahre angeeignet hat, macht es speziell bei bindigen Böden möglich, anhand von Rammsondierungen und Rammaufnahmen eine Aussage über den Pfahlwiderstand zu treffen. Wenn ein statischer Nachweis zufolge dem aktuellen Stand der Technik zu führen ist, dann werden diese Faustformeln und die Erfahrungen weitgehend anerkannt. Aufgrund der fehlenden wissenschaftlichen Ausarbeitungen bewegen sich diese Nachweise aber immer noch in einer Grauzone. Die Bemessung und die Nachweisführung nach dem aktuellen Stand der Technik ist ein sehr großes und interessantes Themengebiet, aber nicht Teil dieser Arbeit.

#### 2.2.2.1 Interpretation der Messdaten der Pfahlprobelastungen

In den folgenden Absätzen werden die wesentlichen Messdaten der Pfahlprobelastungen diskutiert. Sie gliedern sich in einen Absatz über die Bruchlast und den Restwiderstand, und einen Absatz über die Setzungen, die dazugehörigen Kriechmaße und das Versagen des Spitzenwiderstandes.

#### Bruchlast und Restwiderstand

Es wurden die Daten von Probepfählen mit einem Spitzendurchmesser von 200 mm und 250 mm gegenübergestellt. Deshalb können die Tragfähigkeiten anhand der Bruchlast

nicht direkt verglichen werden. Wie eingangs erwähnt, wurden deswegen die Probepfähle nach ihrem Spitzenwiderstand geordnet. Diese Vereinheitlichung ermöglicht auch einen direkteren Vergleich. Es werden Spitzendruckwiderstände bis zu 23,1 MPa bzw. 16,0 MPa Restwiderstand erreicht. Das sind umgerechnet 725 kN bzw. 533 kN auf einen Rammpfahl mit einem Spitzendurchmesser von 200 mm. Der Pfahlsitzenwiderstand bzw. der Restwiderstand und die Pfahllängen sind in Abbildung 2.2 gegenübergestellt.

Bei den Annahmen und den Empfehlungen zufolge dem aktuellem Stand der Technik, den Spitzendruckwiderstand von Kleinrammpfählen in bindigen Böden zu vernachlässigen und nur den Mantelreibungswiderstand für die statische Bemessung heranzunehmen, wird auf große versteckte Kapazitäten verzichtet. Wie bei einer konventionellen, statischen oder dynamischen Pfahlprobebelastung üblich, wird der Spitzenwiderstand und der Mantelreibungswiderstand gemeinsam als Pfahltragfähigkeit ermittelt. Der Anteil des Spitzenwiderstandes wird ignoriert und die gesamte Pfahltragfähigkeit auf den Mantelreibungswiderstand umgelegt. Das hat zur Folge, dass der daraus errechnete Mantelreibungswiderstand viel größer ist als der tatsächlich erreichbare Mantelreibungswiderstand. Dies kann zu einer Unterdimensionierung der Pfähle und somit zu einem Sicherheitsrisiko führen. Das heißt, dass eine Pfahlprobebelastung in vielen Fällen zu einer Optimierung einer Gründungsvariante oder einer wirtschaftlichen Alternative für ein spezielles Gründungsproblem führen kann. Die Annahmen falscher Mantelreibungswerte, Fehlinterpretationen von Messergebnissen sowie vereinheitlichte Ermittlungen von Pfahlwiderständen durch nichtunterscheidung von Spitzenwiderstand und Mantelwiderstand können ungewollte Folgen haben. Der Vergleich von Bruchlast und Restwiderstand zeigt eine Art *Entfestigung* des Bodens. Das Ausmaß dieser *Entfestigungen* ist wie auch bei den anderen Daten weit gestreut und reicht von 20 bis 80 % der Bruchlast. Eine klare Zuordnung zu einer anderen Datenkategorie lässt sich nicht erkennen. Auch bei den Probebelastungen P13 und P14 kommt es zu einer Entfestigung um bis zu 10 %, aber erst nach einigen Zentimetern Setzung. Es kommt bei diesen beiden Probepfählen zu keinem bruchartigen Versagen wie bei den Probepfählen P01 bis P12. Aus dem Vergleich der bisherigen Daten lassen sich keine nennenswerten Zusammenhänge ableiten.

### **Setzungen, Kriechmaß und das Versagen des Spitzenwiderstandes**

Das bruchartige Versagen des Spitzenwiderstandes lässt sich auch anhand der Kriechmaße  $k_s$  erkennen. Da es in der Europäischen Norm [12] keine konkrete Angabe über das maximale Kriechmaß bei Pfahlprobebelastungen gibt, werden die Angaben aus [11] zur *Eignungsprüfung von Verpressanker* verwendet.

Darin wird das Versagen der Widerstandskomponente mit einem maximalen Kriechmaß von 2 mm definiert. Darüber hinaus sollte bei einer Eignungsprüfung bzw. einer Abnahmeprüfung von Verpressanker das Kriechmaß bei der Prüfkraft 0,8 mm nicht übersteigen. Wenn Untersuchungsprüfungen vorliegen, bei denen ein Bruch (definiert mit  $k_s = 2 \text{ mm}$ ) nachgewiesen wurde, dann soll das Kriechmaß bei der Prüfkraft 1,0 mm nicht übersteigen.<sup>1</sup>

Die Kriechmaße der gegenübergestellten Probebelastungen sehr klein, verglichen mit dem

<sup>1</sup>Vgl. [11] S. 57 f.

Phänomen des bruchartigen Versagens des Spitzenwiderstandes. Die Kriechmaße bei der vorletzten Laststufe vor dem bruchartigen Versagen liegen alle unter 0,37 mm, mit Ausnahme von P08, dessen Kriechmaß 2,67 mm beträgt. In den niedrigeren Laststufen wurden teilweise auch Entlastungs- und Wiederbelastungsschleifen durchgeführt. Daraus lässt sich ein nahezu lineares Setzungsverhalten des Spitzenwiderstandes ableiten. Die Widerstands-Setzungslinien der gegenübergestellten Probelastungen sind im Anhang A angeführt.

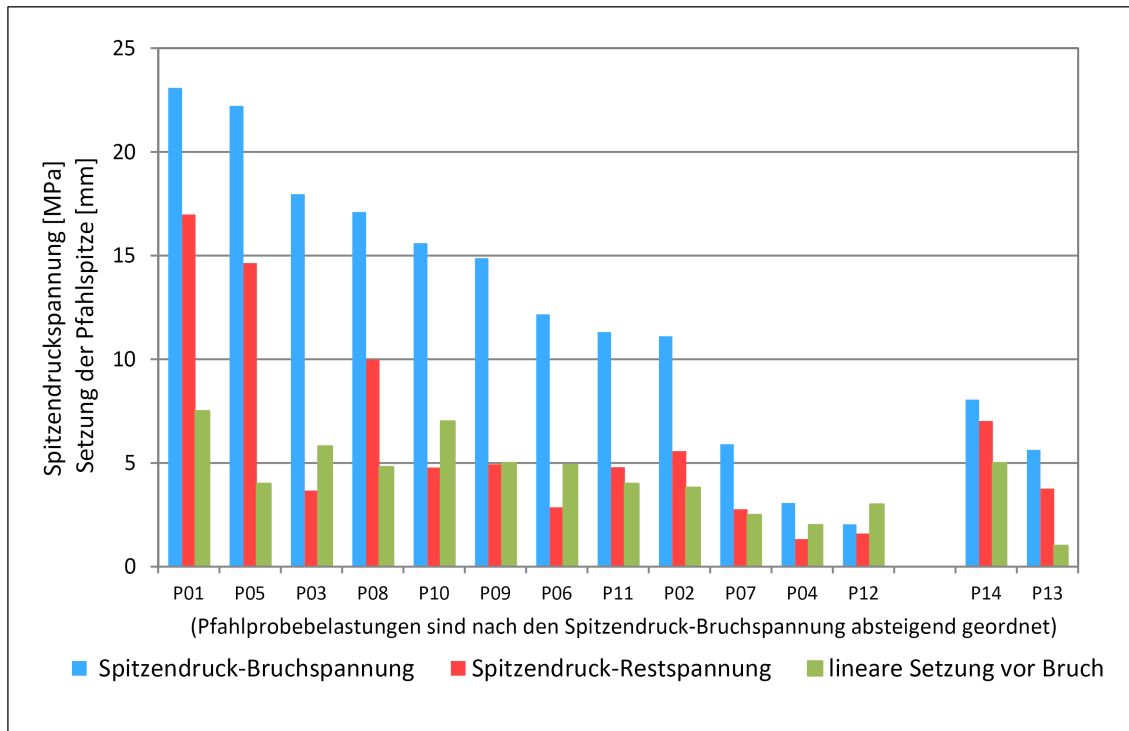
Das Versagen des Spitzenwiderstandes tritt meist beim Erhöhen der Last auf die nächste Laststufe ein. Entweder schon vor dem Erreichen der Laststufe oder die Laststufe kann noch kurz gehalten werden bevor große Setzungen auftreten und der Pressendruck abrupt abfällt. Die Dauer der Belastung auf der letzten Laststufe vor dem Versagen liegt meist unter einer Minute bzw. kann die Hydraulikanlage bis zu einer Minute lang den Pressendruck erhöhen. Je nach Kapazität der Hydraulikanlage, der Presse und den auftretenden Setzungen kann die Erhöhung auf die nächste Laststufe mehrere Minuten dauern. Bei P05 konnte die letzte Laststufe nicht ganz erreicht werden. Bei P02 konnte die letzte Laststufe erreicht und für 38 min ( $k_s = 2,8 \text{ mm}$ ) gehalten werden, bevor das bruchartige Versagen eintrat. Bei den Probepfählen P13 und P14 wurde ein Kriechmaß von 3 mm und 39 mm errechnet. Dieses nahezu lineare Setzungsverhalten erreicht den maximalen Spitzendruckwiderstand zwischen 3 mm und 8 mm Setzung der Pfahlspitze. Bei dem Probepfahl P01 tritt das Versagen erst bei 10 mm ein und beim Probepfahl P08 erst bei 20 mm. Aber sie haben ebenfalls vor dem Versagen ein nahezu linearelastisches Setzungsverhalten des Spitzenwiderstandes. Nach dieser Setzung tritt bei jedem Pfahl eine Art von Versagen ein. Bei den Probepfählen P13 und P14 stellt sich ein ausgeprägtes Kriechmaß und nach größeren Setzungen ein Restwiderstand ein. Die Pfähle P01, P02, P04, P05, P06, P07, P09, P10, P11 und P12 versagen bruchartig, verbunden mit raschen Setzungen und gleichzeitigem Abfallen des Pressendruckes. Nach größeren Setzungen stellt sich ebenfalls ein Restwiderstand ein. Bei den Probepfählen P03 und P08 kommt es nach einigen Millimetern Setzung zu einer geringen Erhöhung des Spitzenwiderstandes, bevor ebenfalls das beschriebene bruchartige Versagen und eine Reduktion auf einen Restwiderstand eintritt. In Abbildung 2.4 sind der Pfahlspitzenwiderstand bzw. der Restwiderstand der maximalen Setzung der Pfahlspitze vor dem Versagen gegenübergestellt.

### 2.2.3 Zusammenfassung der Interpretation und Schlussfolgerung

Zusammenfasst haben die Probelastungen P01 bis P12 ein ungewöhnliches Setzungsverhalten mit einer anschließenden Entfestigung, die nach einigen Zentimetern Setzung auf einen konstanten Restwiderstand annähert. Obwohl die Probepfähle P13 und P14 vergleichbare Daten vorweisen, kam es bei diesen nicht zu einem derartig beschriebenen bruchartigen Versagen mit anschließender Entfestigung. Ob und wie spröde diese Entfestigung eintritt lässt sich somit durch Rammsondierungen oder durch die Auswertung der Rammaufnahmen nicht feststellen.

Auf Basis der aktuellen Daten aus den geotechnischen Stellungnahmen kann ebenfalls keine klare Aussage getroffen werden. Die meisten Bodenproben sind aus Schürfen und nicht aus tieferen Schichten gewonnen worden. Des Weiteren sind die Kennwerte teilweise nur geschätzt oder zu weit gestreut. Andererseits kann auf der Basis der ausgearbeiteten





**Abbildung 2.4:** Gegenüberstellung der Pfahlänge zur gesamten Rammzeit

Bodenkennwerte in Tabelle 2.2 ein potentieller Risikoboden beschrieben werden, bei dem dieses Phänomen des bruchartigen Versagens des Spitzenwiderstandes auftreten kann. Bei Pfahlprobebelastungen mit dem **Pile HAY-Proof-System**<sup>®</sup> an HLV<sup>®</sup>- Pfählen in den folgenden Böden wurde dieses Phänomen bis dato *noch nie beobachtet*. Deshalb werden sie nicht als potenzielle Risikoböden betrachtet:

- nicht bindige Böden (Sande und Kiese)
- stark überkonsolidierte bindige Böden mit halbfest - fester Konsistenz
- normal konsolidierte bindige Böden mit sehr weich - schwach steifer Konsistenz

Hier überschreitet dieses Thema die Grenze zwischen praktisch relevanten Erkundungsmaßnahmen für ein normales durchschnittliches Bauprojekt und den Erkundungsmaßnahmen für ein sehr umfangreiches und hochkomplexes Bauvorhaben bzw. der wissenschaftlichen Grundlagenforschung. Für eine reale Vergleichbarkeit oder um eine zutreffende Erklärung für diese Entfestigung des Bodens unter der Pfahlspitze zu bekommen, müssen mehrere aufwendige Laborversuche durchgeführt werden (z.B. Triaxialversuch, Rahmenscherversuch, Direktscherversuch, mineralogische Analyse). Diese Versuche müssten auch an relevanten Bodenproben aus der Tiefe der Pfahlspitze erfolgen. Da durch die Pfahlherstellung eine Durchmischung von unterschiedlichen Schichten des Bodens erfolgen kann, müssten die Bodenproben nach der Pfahlherstellung unmittelbar neben bzw. unter dem Pfahl entnommen werden. Da die Vorgänge im Boden bei der Herstellung eines

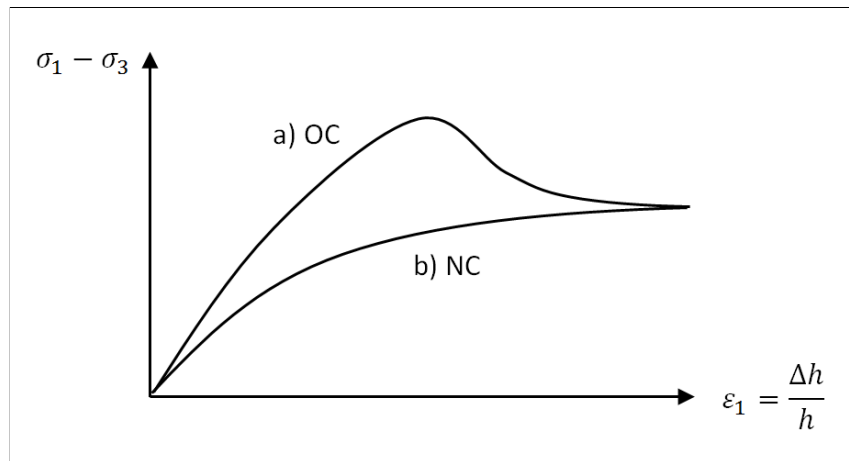


Abbildung 2.5: Spannungs-Dehnungslinie Triaxialzelle

Rammpfahles nicht bekannt bzw. nicht nachvollziehbar sind, ist es wieder schwer zu sagen, aus welcher Zone um den Pfahlfuß die Proben entnommen werden sollen und wie sie in einen Versuchsaufbau einzubauen sind. Dabei spielen auch der Initialspannungszustand und eine eventuell vorhandene Anisotropie der Proben eine wichtige Rolle.

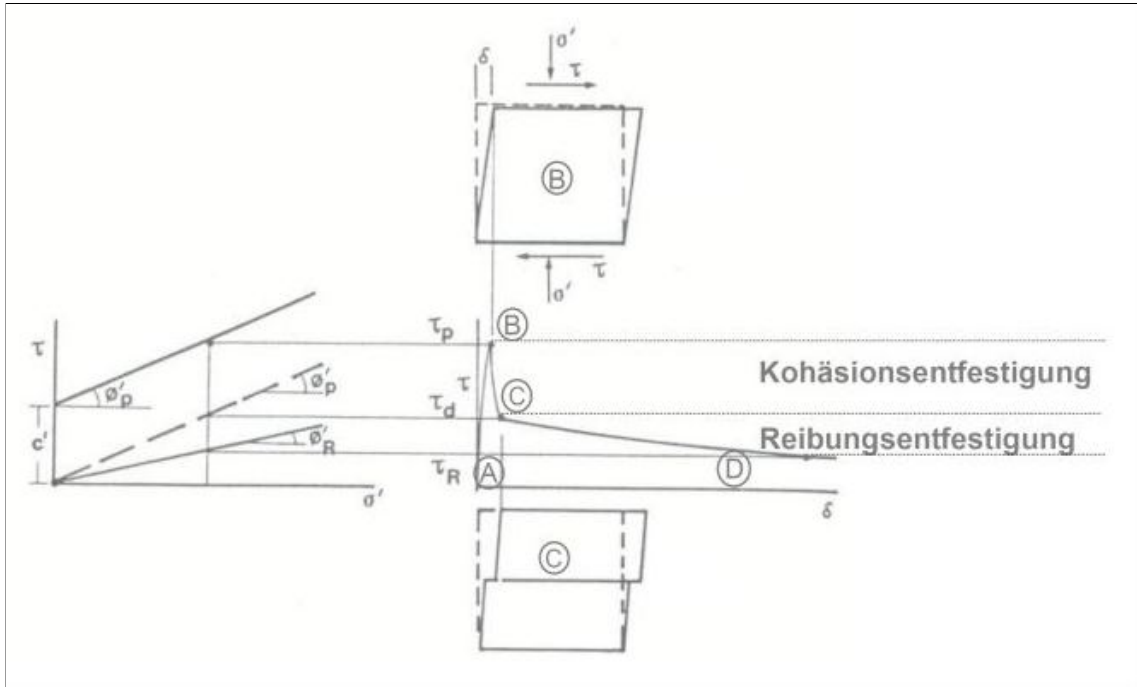
### 2.2.3.1 Entfestigung (Softening) als mögliche Ursache

Bei dem zuvor diskutierten Vergleich von mehreren Pfahlprobelastungen konnte keine Erklärung für das beschriebene Versagenmuster der Spitzenwiderstände gefunden werden. Es konnte lediglich ein Zusammenhang zwischen einer groben Beschreibung des Bodens und dem ungewöhnlichen Bruchverhalten mit anschließender Entfestigung des Bodens gefunden werden. Ähnliches geschieht auch bei Triaxialversuchen und Rahmenscherversuchen an steifen, überkonsolidierten Böden. In den folgenden Absätzen ist die Entfestigung anhand dieser Versuche beispielhaft beschrieben. Da der tatsächliche Bruchmechanismus in seinen Einzelheiten nicht bekannt ist und neben der Entfestigung des Bodens auch noch eine Verdrängung des Bodens geschieht, können die Ergebnisse von einem Triaxial- und eines Rahmenscherversuchs keine eindeutige Erklärung für das bruchartige Versagen des Spitzenwiderstandes sein. Auf jeden Fall bietet dieser Ansatz noch sehr viel Freiraum für Recherche und wissenschaftliche Forschungstätigkeit.

#### Entfestigung bei Triaxialversuchen

Aus der Literatur ist von dichtgelagerten Sanden und überkonsolidierten Tonen bekannt, dass sie bei Scherbeanspruchung im Triaxialgerät generell ein relativ sprödes Materialverhalten zeigen. In Abbildung 2.5 ist das Spannungs-Dehnungs Diagramm eines Triaxialtests an einem überkonsolidierten Ton a) OC und normalkonsolidierten Ton b) NC schematisch dargestellt.

Durch die Erhöhung der Belastung kommt es vorerst zu einer Verfestigung (Hardening) des Bodens. Dadurch erhöht sich die Steifigkeit des Bodens. Bei der Ent- und Wiederbelastung verhält sich der Boden annähernd linearelastisch. Wird die Belastung weiter erhöht, verringert sich die Steifigkeit bis zum Erreichen der maximalen Festigkeit (Peak-



**Abbildung 2.6:** Schermechanismen für einen steifen Ton am Beispiel eines Rahmenscherversuches [9]

festigkeit) wieder auf das Niveau einer Erstbelastung. Nach einer Überschreitung der maximalen Festigkeit kommt es zu einer Entfestigung (Softening) des Bodens. Grund dafür ist in der ersten Phase der Abbau der inneren Bindungen der Ton- und Schluffteilchen (Kohäsionsentfestigung). In weiterer Folge kommt es schon nach sehr geringen Relativverschiebungen zu einer Umlagerung der Ton- und Schluffteilchen (Reibungsentfestigung), welche zur Bildung von Scherbändern führt. In diesem kritischen Zustand wird die Festigkeit Restfestigkeit (Postpeakfestigkeit) genannt. Anschließend erreicht die Bodenprobe nach einer sehr großen Relativverschiebung die Endfestigkeit (Residualfestigkeit).<sup>2</sup>

### Entfestigung bei Rahmenscherversuchen

Die Abbildung 2.6 zeigt schematisch die Schermechanismen für einen steifen Ton am Beispiel eines Direktscherversuches und eines Rahmenscherversuches. Der Bereich vom Belastungsbeginn bis zum Erreichen der maximalen Peakfestigkeit von (A) nach (B) ist durch eine relativ homogene Deformation gekennzeichnet, der nachfolgende Bereich zwischen (B) und (C) kennzeichnet die Kohäsionsentfestigung und ist geprägt durch die Auflösung der Bindungen zwischen den Tonteilchen. Die anschließende Reibungsentfestigung von (C) nach (D) benötigt sehr große Relativverschiebungen um eine weitere Reduktion der Festigkeit zu bewirken. Dabei orientieren sich die Tonplättchen innerhalb der lokalisierten Zone. Die Größenordnung der Reibungsentfestigung hängt einerseits vom aufgebrauchten Spannungszustand und andererseits von der mineralogischen Zusammensetzung des betrachteten Materials ab.<sup>3</sup>

<sup>2</sup>Vgl. [9] S.71-74.

<sup>3</sup>Vgl. [9] S.73.



## 3 Feldversuch Hollern

Rammpfähle sind ein sehr alte und sehr weit verbreitete Gründungsmethode. Deshalb wurde diese Methode schon im letzten Jahrhundert ausführlich erforscht. Dies zeigt auch die große Anzahl an Theorien und Methoden zur Bestimmung der Pfahlwiderstände. In [17] wurden diese zusammengefasst und teilweise in [2] als Nachschlagewerk veröffentlicht. Die meisten Verfahren basieren auf empirischen Erfahrungen und Messdaten, aber auch auf Theorien Versagensmechanismen von Pfählen. Auf der Basis dieser Bruchmechanismen wurden verschiedene Arten der Bestimmung der Pfahlwiderstände entwickelt. Der Versagensmechanismus und vor allem die Pfahlwiderstände sind von einer Vielzahl von Faktoren abhängig. Dementsprechend gibt es keine einheitliche Lösung, welche für alle Böden und Pfahltypen gilt. Je nach Pfahltype, Bodenart und Art der Belastung (statisch oder dynamisch) gibt es verschiedenste Vorstellungen und Theorien von Versagensmechanismen. Im Kapitel 1.4 sind einige Versagensmechanismen beispielhaft angeführt. Bei der Herstellung eines Verdrängungspfahl wird ein Versagen der Pfahlwiderstände, insbesondere des Spitzenwiderstandes, erzeugt. Dadurch kommt es durch den Verdrängungsprozesses zu einer maßgeblichen Beeinflussung des Baugrundes. Darüber hinaus gibt es unterschiedliche dynamische Herstellungsverfahren, wie z. B. niederfrequentes Rammen oder hochfrequentes Vibrieren. Die genauen Auswirkungen des Verdrängungsprozesses auf den Boden zufolge der Pfahlherstellung sind nicht bekannt.

### 3.1 Die Entscheidung für einen Feldversuch

Umgelegt auf das in der Einleitung beschriebene bruchhafte Versagen des Pfahlspitzenwiderstandes mit anschließender Entfestigung bedeutet das, dass es bei einer statischen Probelastung mit dem **Pile HAY-Proof-System**<sup>®</sup> ebenfalls zu einer Beeinflussung des Bodens unter den Pfahlfuß kommt, dessen Ausmaß nicht bekannt und auch kaum nachvollziehbar ist. Auch deshalb nicht, weil bereits durch den dynamischen Herstellungsprozess das ursprüngliche Gefüge des Bodens verändert wurde. Diese unbekannt Situation macht es schwierig, eine Aussage über die genaue Ursache dieses Versagensmechanismus zu tätigen. In [7] wird die Freilegung von Rammpfählen in sehr steifen Ton-Grundmoränen mit Kiesen und Steinen beschrieben. Die Bodenparameter unterscheiden sich von den Parametern in Kapitel 2 zu sehr, damit sie verglichen werden können. Aus diesem Grund fiel die Entscheidung, einen eigenen Feldversuch in vergleichbarem Boden durchzuführen. Bei diesem sollen HLV<sup>®</sup>-Pfähle hergestellt, bis zum Bruch belastet und anschließend bis unter die Pfahlspitze freigelegt werden. Ziel dieses Feldversuches war es, die Veränderungen im Boden durch den Rammprozess und durch die Pfahlprobelastung optisch darzustellen, In-situ-Versuche für die Bestimmung der Scherparameter

am Feld durchzuführen und ungestörte Bodenproben für weitere Laborversuche zu entnehmen. Weil die Kosten und der Aufwand für einen entsprechend vergleichbaren Laborversuch ebenfalls so hoch anzusetzen waren als bei einem realen Großversuch, entschied man sich für einen Feldversuch.

### 3.1.1 Die Auswahlkriterien für ein geeignetes Versuchsfeld

Ein geeignetes Versuchsfeld wurde aufgrund der bei den durchgeführten Pfahlprobebelastungen ermittelten Bodenparametern gesucht. Diese Bodenparameter sind in Tabelle 2.2 im Kapitel 2.2.2 zusammengefasst. Da die Finanzierung und die technische Unterstützung von der Firma Grund- Pfahl- u. Sonderbau GmbH bereitgestellt wurde, sollte das Versuchsfeld auch in einem direkten Zusammenhang mit einem Bauvorhaben stehen. Ein besonderer Grund dafür ist auch, dass die Erlaubnis des Grundeigentümers und die behördliche Genehmigung im Zuge eines in Bau befindlichen Bauvorhabens leichter zu bekommen ist. Nach vielen Wochen der Durchsicht und des Vergleichs mehrerer Baugrundgutachten fiel die Entscheidung auf eine Erweiterung des Windparks Hollern, zwischen Wien und Hainburg an der Donau. Das Auswahlkriterium und die geologische Situation sind im Kapitel 3.2.2 enthalten.

### 3.1.2 Geplante Versuche und erwartete Erkenntnisse

Auf dem Versuchsfeld Hollern wurden insgesamt 21 HLV<sup>®</sup>-Pfähle hergestellt und anschließend wieder freigelegt. Zum Teil wurde der Boden um die freigelegten Pfähle sehr detailliert dokumentiert und ungestörte Proben entnommen. Das Freilegen der Pfähle vermittelt einen visuellen Eindruck von den Veränderungen im Boden, welche der Herstellprozess nach sich zieht, und die weiteren Veränderungen welche durch eine Pfahlprobebelastung entstehen. Diese 21 HLV<sup>®</sup>-Pfähle gliedern sich in drei Versuchsgruppen. Die ersten beiden Versuchsgruppen sind 18 HLV<sup>®</sup>-Pfähle mit einer Länge von zwei Metern. Diese beiden Versuchsgruppen unterscheiden sich im Wesentlichen dadurch, dass an einer Versuchsgruppe Probebelastungen durchgeführt wurden und bei der andern keine. Die einzelnen Versuchsreihen der ersten beiden Versuchsreihen werden im folgende Kapitel 3.1.2.1 allgemein und im Kapitel 3.3 ausführlich beschrieben. Die dritte Versuchsgruppe besteht aus drei separat hergestellten Probepfählen, zwei Pfähle mit 5 m Länge und ein Pfahl mit 10 m Länge. An diesen wurden Probebelastungen mit dem neuen **Pile HAY-Proof-System<sup>®</sup>** durchgeführt. Aufgrund der Bodenkennwerte des ausgewählten Versuchsfeldes wurde ein bruchhaftes Versagen des Pfahlspitzenwiderstandes mit anschließender Entfestigung erwartet. Deshalb werden an diesen drei Probepfählen auch sekundäre Zugversuche durchgeführt. Diese Zugversuche sind für die gegenständliche Masterarbeit nicht von Bedeutung. Da ein Großteil des gesamten Pfahlwiderstands in solchen Böden jedoch der Mantelreibungswiderstand ausmacht, wird Seitens der ausführenden Firma nach dem Versagen des Pfahlspitzenwiderstandes immer ein sekundärer Zugversuch durchgeführt. Die ausführliche Beschreibung dieser Versuchsgruppe und die Ergebnisse der Probebelastungen sind in dem Kapitel 3.4.2 enthalten.

### 3.1.2.1 Beschreibung der allgemeinen Versuchsreihen

Für die 18 kurzen Pfähle wurden Fußkappen mit einem Durchmesser von 200 mm gewählt. Da die Pfähle nach der Herstellung und den Probelastungen bis einen Meter unter die Fußkappe freigelegt werden sollten, wurde eine Pfahlänge von zwei Metern gewählt. Somit blieben die Erdbewegungen in einem überschaubaren Ausmaß. Die Pfahlschäfte dieser 18 kurzen Pfähle wurde nicht ausbetoniert und das für das Rammen benötigte Duktilrohr wurde wieder gezogen. Als Schutz vor Verunreinigungen und als Beitrag der Arbeitssicherheit wurden die gerammten Hohlräume abgedeckt. Jeder der Versuchsreihen besteht aus drei nicht ausbetonierten HLV<sup>®</sup>-Pfählen. Im Grunde genommen sind es zwei Meter in den Boden gerammte Fußkappen. Trotzdem werden sie im Laufe dieser Arbeit Probepfähle genannt. Teilweise sind Verformungen und Einschnürungen der Pfahlschäfte auftreten. Der hydrostatische Verpressdruck des flüssigen Betonmörtels würde diesen Verformungen entgegen wirken. Nur ist dieser Verpressdruck in dieser geringen Tiefe nicht ausreichend, als dass dies Verformungen und Einschnürungen hätten verhindert werden können. Diese Verformungen könnten nur durch eine Verrohrung verhindert werden. Das würde aber nicht mehr den Herstellungsbedingungen von HLV-Pfählen entsprechen. Der Verzicht von Beton brachte einige Vorteile wie z.B. gab es keine Verzögerung, welche durch die Aushärtezeit entstanden wären, bzw. konnte sofort weitergearbeitet werden, und es senkte auch die Gesamtkosten für den Großversuch.

### 3.1.2.2 Versuchsreihe 1 – Bodenaustausch

Bei dieser Versuchsreihe wurde der oberflächennahe Boden bis in eine Tiefe von ca. 50 cm durch ein anderes Material ausgetauscht. Dazu wurde ein weißes Marmormehl verwendet. Weißes Marmormehl deswegen, weil es einen eindeutigen farblichen Kontrast zum am Versuchsfeld vorhandenen Boden lieferte. Das machte eine genauere Unterscheidung des vorhandenen Bodens und dem ausgetauschten Boden möglich. Die Fußkappe wurde dann durch dieses Material in die Tiefe gerammt. An diesen Probepfählen wurden keine Probelastungen durchgeführt. Die Untersuchung inwieweit Boden aus den oberen Schichten mit in die Tiefe gerammt wird war das Ziel dieser Versuchsreihe.

### 3.1.2.3 Versuchsreihe 2 – Rammsondierung durch den Pfahl

Mit mehreren Sondierungen rund um die eingerammte Fußkappe und durch die Mitte der Fußkappe soll der Einfluss des Verdrängungsprozesses und somit die mögliche Veränderung des Rammwiderstandes auf den Boden erkundet werden. Dazu wurden spezielle Fußkappen angefertigt, welche in der Mitte ein gebohrtes Loch hatten. Dieses Loch wurde mit einem dazu passenden Aufsatz auf einem Rammrohr während des Rammens verschlossen. Durch die Entfernung des Rammrohres wurde das Loch in der Fußkappe wieder geöffnet. Durch dieses Loch wurde dann mit einer schweren Rammsonde (DPH) in den Boden unterhalb der Fußkappe sondiert. Die Ergebnisse dieser Sondierung wurden anschließend bei der Auswertung den Ergebnissen der Vorerkundung gegenübergestellt.

### 3.1.2.4 Versuchsreihe 3 – Kontrollgruppe

Diese Kontrollgruppe sind drei normale Fußkappen, die in den Boden gerammt wurden. Sie dienten als Vergleich zu den anderen Versuchsreihen. An diesen Probepfählen wurden ebenfalls keine Probelastungen durchgeführt.

### 3.1.2.5 Versuchsreihe 4 – Vorgewärmte Fußkappen

Bei dieser Versuchsreihe wurde die Rammbelastung eines herkömmlichen Pfahles zuerst an einem separaten Temperaturversuch simuliert und anschließend auf die Fußkappe aufgebracht, welche dann in die Tiefe gerammt wurde. Beim Schlagen von Stahl auf Stahl entsteht Hitze. Diese Hitze entsteht auch beim Rammen eines Pfahles zwischen Fußkappe und Pfahlrohr. Es wird vermutet, dass diese hohe Temperatur des Pfahlfußes einen möglichen Einfluss auf den anstehenden Boden um den Pfahlfuß und insbesondere unter der Pfahlfußkappe haben. Dazu wurde zuvor in einem Temperaturversuch im Vorfeld der Verlauf der Temperatur an der Fußkappe gemessen. Mit Hilfe eines Gasflämmers wurden die Fußkappen auf diese Temperatur angewärmt und anschließend sofort eingerammt. So wurde die Temperaturbelastung eines normalen Rammprozesses simuliert.

### 3.1.2.6 Versuchsreihe 5 – Kontrollgruppe (mit statischer Probelastung)

An diesen Probepfählen werden Probelastungen durchgeführt. Diese Probelastungen sind vergleichbar mit einem Lastplattenversuch, nur dass er zwei Meter unter der Erde durchgeführt wird. Eine kurze Beschreibung zu den geplanten Pfahlprobelastungen ist am Ende dieses Kapitels angeführt (siehe Kapitel 3.4.1).

### 3.1.3 Versuchsreihe 6 – Vorgewärmte Fußkappen (mit statischer Probelastung)

Dabei werden die Fußkappen gleich wie bei der Versuchsreihe 4 (siehe Kapitel 3.1.2.5) mit einem Gasflämmer angewärmt, um die Belastung eines Rammprozesse zu simulieren. An diesen Probepfählen werden ebenfalls Probelastungen durchgeführt. Der Vergleich der Versuchsreihe 5 (siehe Kapitel 3.1.2.6) und der Versuchsreihe 6 (siehe Kapitel 3.1.3) kann den tatsächlichen Einfluss der Temperatur auf den Versagensmechanismus des Bodens zu erkennen geben.

### 3.1.3.1 Versuchsreihe 7 – HLV<sup>®</sup>-Pfähle (mit Pile HAY-Proof-System<sup>®</sup>)

Die Versuchsreihe 7 besteht aus drei separat hergestellte HLV<sup>®</sup>-Probepfählen, zwei Pfähle mit 5 m und ein Pfahl mit 9,5 m Länge. Sie werden mit Betonmörtel verpresst und standardmäßig für eine Probelastung mit dem **Pile HAY-Proof-System<sup>®</sup>** hergestellt. An ihnen werden nach einer Aushärtezeit von ca. einer Woche Pfahlprobelastungen mit dem **Pile HAY-Proof-System<sup>®</sup>** und Sekundärzugversuche durchgeführt.

### 3.1.3.2 Geplante Pfahlprobelastungen

Die statischen Probelastungen an den kurzen Pfählen der Versuchsreihe 6 und 5 wurden mit einer Totlast durchgeführt. Als Totlast diente der vorhandene Bagger, der auch



für die Pfahlherstellung benötigt wurde. Die Last wurde mit einer hydraulischen Presse aufgebracht. Der Pressendruck wurde mit einem Hydraulikaggregat erzeugt und mit einem Druckkonstanthaltegerät manuell gesteuert. Die Setzungen wurden mit einer mechanischen Messuhr gemessen und mitgeschrieben. Die Probelastungen an der Versuchsreihe 7 – HLV®-Pfähle werden mit dem **Pile HAY-Proof-System**® durchgeführt. Das **Pile HAY-Proof-System**® ist im Kapitel 1.2.2 ausführlich beschrieben. Der Ablauf, Dokumentation und Auswertung der am Versuchsfeld Hollern durchgeführten Probelastungen ist im Kapitel 3.4.1 angeführt.

### 3.1.4 Erwartete Erkenntnisse aus den Versuchen

Das Versuchsfeld lieferte eine Fülle an Messdaten. Sie stammen aus verschiedenen Erkundungsmaßnahmen, aus den Ergebnissen der Pfahlprobelastungen und den Ergebnissen der Laborversuche. Durch die Freilegung der Probepfähle war es möglich mit einem Pocat Penetrometer und einer Flügelsonde In-situ-Messdaten unter und neben der Fußkappe zu durchzuführen. Außerdem wurden mehrere ungestörte Proben aus dem Bereich um den Pfahlfuß und unter dem Pfahlfuß entnommen. An diesen und an Referenzproben wurden im Bodenmechaniklabor der Technischen Universität Graz verschiedene Standardlaborversuche durchgeführt. Der ganze Ablauf von der Pfahlherstellung bis zu den Laborversuchen wurde auch fotografisch dokumentiert.

Im weiteren Verlauf dieser Arbeit werden die Tätigkeiten am Versuchsfeld Hollern und alle damit verbundenen Nacharbeiten, wie Auswertung der Versuche, Probelastungen und Laborergebnissen noch ausführlich beschrieben. So weit es möglich ist, sollen auch die nachstehend aufgelisteten Fragen Beantwortung finden:

- Was geschieht beim Rammen der Pfähle mit dem Boden unter/neben der Fußkappe?
- Gibt es einen Bodenkegel unter der Pfahlfußkappe? (Form, Volumen, Konsistenz, Scherflächen, etc.)
- Aus welcher Bodenschicht ist der Boden unmittelbar unter der Fußkappe?
- Wird der Boden aus oberflächennahen Schichten in die Tiefe gerammt, oder wird der Boden unmittelbar unter der Pfahlspitze während der Pfahlherstellung zur Gänze verdrängt und durch Boden aus tieferen Schichten verdrängt?
- Gibt es eine Veränderung im Boden, welche mit einer Rammsondierung festgestellt und klassifiziert werden kann?
- Lässt sich die Reichweite diese Veränderungen durch den Rammprozess mit einer Rammsondierung feststellen?
- Verdrängung des Bodens zur Seite? Wohin? Wie viel? Tiefenabhängigkeit? Form?
- Welche Auswirkung hat die Temperatur (Veränderung des Bodens um den Pfahlfuß) auf den Pfahlspitzenwiderstand?
- Wie groß ist die Reichweite des Temperatureinflusses?

- Gibt es aufgrund der Temperatur ein Verbacken/Brennen des Bodens (Versprödung, Verglasung)?

### 3.1.5 Aufgabenverteilung und Zuständigkeiten für den Feldversuch Hollern

Die theoretische Planung zur Durchführung der einzelnen Versuche und des gesamten Ablaufes der am Versuchsfeld durchgeführten Tätigkeiten wurde unter der Zusammenarbeit mit meinen Betreuern geleistet. Sie umfasst:

- Versuchsabläufe und dazugehörige Pläne, Skizzen und die Beschreibungen der Arbeitsschritte. (Der Lageplan ist im [Anhang B](#) angeführt.)
- Auflistung aller dazu benötigten Materialien, Werkzeug, Messgerät, etc.
- Formblätter für die Dokumentation der Tätigkeiten am Versuchsfeld
- Zeitplan
- Vorgaben für die Vorerkundungsmaßnahmen
- Vorgaben für die Entnahme der Bodenproben (Art, Entnahmeposition, Sicherung und Transport)
- Erstellung eines umfangreichen Laborprogrammes für die gewonnenen Bodenproben

Im Großen und Ganzen war die Vorplanung fertig, bevor ein Versuchsfeld gefunden wurde. Diese detaillierten Vorarbeiten inklusive aller logistischen Planungen war deshalb notwendig, damit am Versuchsfeld keine unnötigen Verzögerungen entstehen, oder durch eine falsche Reihenfolge der Arbeitsschritte die Ergebnisse verfälscht oder entwertet werden.

Die gesamte technische Organisation, Logistik, Material und Geräte wurden von Seitens der Firma *Grund-, Pfahl- und Sonderbau GmbH*<sup>1</sup> von DI Martin Hayden und seinem Team geleistet.

Die Vorerkundungsmaßnahmen mit Rammsondierungen (DPH) und Flachdilatometer-Versuch (DMT) wurden von Dipl.-Ing. Richard Niederbrucker, i. A. der Firma *geo proof GmbH*<sup>2</sup> durchgeführt. Er hat auch einen Teil der Probelastungen am Versuchsfeld Hollern mitbetreut.

Die Probelastungen an den kurzen Pfählen wurden von Dipl.-Ing. Thomas Eisenhut, Laborleiter KPZ IV (Spezialtiefbau u. internationale Projekte) und Stv. Laborleiter KPZ I (Beton, Gestein, Erdbau) der Firma *Bautechnische Prüf- und Versuchsanstalt Gesellschaft m.b.H*<sup>3</sup> vorgenommen.

---

<sup>1</sup>*Grund-, Pfahl- und Sonderbau GmbH*, <http://www.gps-bau.com/>

<sup>2</sup>*geo proof GmbH*, <http://www.geo-proof.at>

<sup>3</sup>*Bautechnische Prüf- und Versuchsanstalt Gesellschaft m.b.H.*, <http://www.bpv.at/>

Die Drucksondierungen (CPT) wurden von der Firma *GTC Ground-Testing-Consulting Nord GmbH & Co. KG*<sup>4</sup> aus Hannover durchgeführt.

Vor Ort am Versuchsfeld wurde die Arbeiten von einem erfahrenen Polier und einem weiteren Mitarbeiter der Firma *Grund-, Pfahl- und Sonderbau GmbH*, sowie zwei externen Baggerfahrern unterstützt. Zusätzlich bekam ich Unterstützung von meinem Vater August Hinterleitner. Er verbrachte einen Teil seines Urlaubs damit, die Pfähle archäologisch freizulegen und die Bodenprofile in einer außerordentlichen Qualität darzustellen.

Die Laborversuche zu den gewonnenen Bodenproben wurden im *Bodenmechaniklabor der Technischen Universität Graz*<sup>5</sup> durchgeführt.

Der Bericht und die Auswertung des Feldversuches Hollern sind als Teil der gegenständlichen Masterarbeit im Kapitel 3 angeführt.

## 3.2 Erkundungsmaßnahmen am Versuchsfeld Hollern

Für den Bau von Windenergieanlagen wurden für die Region um Hollern und Petronell schon mehrere geotechnische Gutachten erstellt, auf deren Basis wurde das Versuchsfeld ausgewählt. Der wesentliche Inhalt dieser Gutachten ist in den nachfolgenden Unterkapiteln zusammengefasst. Des Weiteren wurden direkt am Versuchsfeld Hollern umfangreiche Vorerkundungsmaßnahmen durchgeführt. Diese sind ebenfalls in den nachfolgenden Unterkapiteln beschrieben. Als Vorbereitung für die Tätigkeiten am Versuchsfeld Hollern wurde der Mutterboden bis auf ca. 1 m unter der Geländeoberkante abgetragen und seitlich neben dem Versuchsfeld zwischengelagert. Somit beziehen sich alle Höhenangaben nicht auf die tatsächliche Geländeoberkante, sondern auf das Niveau des getätigten Vor-aushubes.

### 3.2.1 Lage des Versuchsfeldes Hollern

Das Versuchsfeld Hollern liegt in etwa 2 km südlich von Petronell-Carnuntum in Westen Niederösterreichs. Ausgewählt wurde dieses Feld auf der Basis von drei geotechnischen Gutachten. Das erste wurde 2004 von Dipl.- Ing. Dr. Wolfgang Hazivar als Schiedsgutachten [4] für die Errichtung des Windparks Petronell I erstellt. Für den Windpark Petronell I wurden 12 Windenergieanlagen (WEA 1 bis WEA 12) mit einer Nabenhöhe von 98 m errichtet. Ein zweites Gutachten [16] wurde 2011 als Baugrundgutachten von *GEOTEST GmbH*<sup>6</sup> für die Erweiterung des Windparks Petronell I, nämlich Petronell II, erstellt. Das dritte Gutachten [15] wurde ebenfalls 2011 als Baugrundgutachten von *GEOTEST GmbH* für die Erweiterung des Windparks Hollern I, nämlich Hollern II, erstellt. Die geplante Erweiterung der Windparks besteht bei Petronell II aus 8 Windenergieanlagen (WEA 13 bis WEA 20) und bei Hollern II aus 5 Windenergieanlagen (WEA 10 bis WEA 14) mit einer Nabenhöhe von rund 139 m. Die geplanten Standorte befinden sich auf landwirtschaftlichen Nutzflächen. Für die Erstellung dieser Gutachten wurden umfangreiche Erkundungsmaßnahmen und bodenmechanische Untersuchungen angestellt. Daher sind

<sup>4</sup>*GTC Ground-Testing-Consulting Nord GmbH & Co. KG*, <http://www.gtc-nord.de/>

<sup>5</sup>*Bodenmechaniklabor der Technischen Universität Graz*, <http://soil.tugraz.at/>

<sup>6</sup>*GEOTEST GmbH*, <http://www.geotest.at>

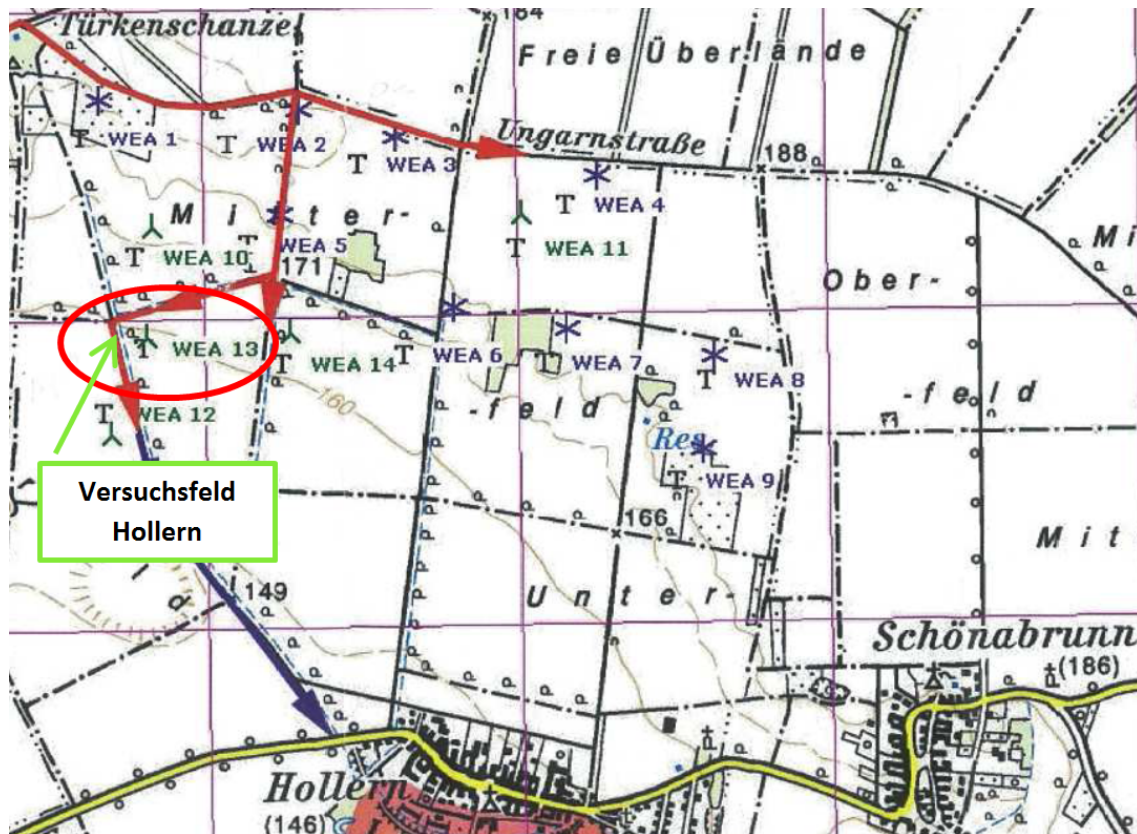


Abbildung 3.1: Lage des Versuchsfelds Hollern

die Baugrundverhältnisse inklusive Bodenkennwerte weitgehend bekannt. Im Vergleich mit den Auswahlkriterien für ein Versuchsfeld, welche in Kapitel 3.1.1 und Kapitel 2.2.2 beschrieben sind, wurde der Bereich um die WEA 13 bei der geplanten Erweiterung des Windparks Hollern II ausgewählt. Da vonseiten des Bauherrn eine negative Beeinflussung des Baugrundes durch die geplanten Versuche befürchtet wurde, musste auf ein benachbartes Feld ausgewichen werden. Die Lage des Versuchsfeldes und der Windenergieanlagen sind in Abbildung 3.1 dargestellt. Die folgenden Absätze über die Geologische Situation und die Bodenkennwerte wurden aus den oben genannten Baugrundgutachten entnommen.

### 3.2.2 Geologische Situation

Der Windpark liegt im Großraum des (inneren) Wiener Beckens, und zwar nahe seinem östlichen Rand im Bereich des früheren Durchbruches der Donau in die Pannonische Tiefebene. Das Wiener Becken entstand durch tektonische Absenkung des Alpenbogens zwischen dem Semmering/Wechsel und den Karpaten. Es war im Tertiär vom Meer bedeckt (Paratethys). Gegen Ende des Jungtertiärs kam die Absenkbewegung zum Erliegen, sodass die Sedimentation die Oberhand gewann und das Becken im Verlauf mehrerer Trans- und Regressionsphasen allmählich aussüßte und landfest wurde. Die in diesen Perioden abgelagerten Sedimente sind meist (Fein-) Sande bis Tone, nur im Randbereich des Beckens ist mit gröberer Facies, bis zu Grobkies und Steinen, zu rechnen. Im Plei-

stozän wurden die tertiären Sedimente von der Donau teilweise erodiert bzw. von oft sehr mächtigen Kiesablagerungen überdeckt. In der Abfolge von Eis- und Warmzeiten wurde diese Kiesablagerung wieder teilweise erodiert und dann wieder neu gebildet, wodurch die charakteristischen Schotterterrassen entstanden. In dieser Zeit wurden auch weite Bereiche mit Löß überdeckt. Die Kiesüberdeckung hatte zur Folge, dass die tertiären Schluffe und Tone vorbelastet wurden und heute (über-) konsolidiert sind. Somit stellen sie in der Regel einen guten tragfähigen Baugrund dar.<sup>7</sup>

### Grundwassersituation

Aus den Aufschlüssen ist ersichtlich, dass Tagwasservernässungen vorliegen und dass z.T. gering ergiebige Schichtwässer angeschnitten wurden. Ein zusammenhängender, wasserwirtschaftlich relevanter Grundwasserkörper konnte bis in eine Tiefe von ca. 15 m unter die Gelände nicht aufgeschlossen werden.<sup>8</sup>

### Bodenparameter

In der nachfolgenden Tabelle 3.1 wurde die Tabelle 2.2 aus dem Kapitel 2.2.2 um die Bodenkennwerte des Baugrundgutachtens des Windparks Hollern II [15] erweitert. Eine detailliertere Beschreibung der Laborergebnisse und der Bodenkennwerte des Versuchsfeldes Hollern ist im Kapitel 3.6 enthalten.

**Tabelle 3.1:** Bodenparameter als Auswahlkriterium

		Risikoboden <sup>9</sup>	Bodengutachten Hollern II <sup>10</sup>
Bodenansprache		schwach feinsandiger stark toniger Schluff ( <i>sa'cl*Si</i> )	
Konsistenz		steif bis halbfest, plastisch, teils überkonsolidiert	
Wassergehalt	$w_n$	25 – 30 %	27,2 %
Sättigungsgrad	$S_r$	95 – 100 %	–
Fließgrenze	$w_l$	60 – 70 %	58,8 %
Ausrollgrenze	$w_p$	25 – 35 %	28,2 %
Konsistenzzahl	$I_c$	0,8 – 1,0	1,03
Plastizitätszahl	$I_p$	0,25 – 0,35	0,3
Steifigkeit	$E_s$	10 – 15 MPa	5,7 – 23,3 MPa
Reibungswinkel	$\varphi$	20 – 25°	20°
Kohäsion	$c$	5 – 15 kN/m <sup>2</sup>	2,5 – 5,0 kN/m <sup>2</sup>

### 3.2.3 Sondiermaßnahmen am Versuchsfeld Hollern

In Österreich ist die Rammsondierung mit einer schweren Rammsonde (DPH) eine sehr weit verbreitete Sondiermaßnahme. Für die Auswertung ist aber ein großes Maß an Er-

<sup>7</sup>Vgl. [4], [15] und [16].

<sup>8</sup>Vgl. [4], [15] und [16].



fahrung notwendig. Eine viel genauere Ermittlung der Bodeneigenschaften ist mit einer Drucksondierung (CPT) oder einem Flachdilatometer möglich. Diese Erkundungsmaßnahmen sind im westeuropäischen Raum sehr weit verbreitet, haben sich aber in Österreich noch nicht durchgesetzt. Auf dem Versuchsfeld Hollern wurden auf einem sehr engen Versuchsbereich alle diese Erkundungsmaßnahmen durchgeführt. Diese umfangreichen Sondiermaßnahmen wären auch aufgrund der umfangreichen Erkundungsmaßnahmen im Zug der Projektierung der Windkraftanlagen nicht nötig gewesen. Die detaillierte Auswertung, Gegenüberstellung und Darstellen von Korrelationen der unterschiedlichen Sondiermaßnahmen ist aber sehr großes Forschungsgebiet. Die am Versuchsfeld Hollern gewonnenen Daten können somit als Basis für weitere wissenschaftliche Arbeiten herangezogen werden. Im weiteren Verlauf dieser Masterarbeit werden die Sondiermaßnahmen nur noch kurz beschrieben, aber nicht detaillierter ausgewertet. Die Positionen und Bezeichnungen der Sondierung sind im Lageplan Versuchsfeld Hollern gezeigt (siehe [Anhang B](#)).

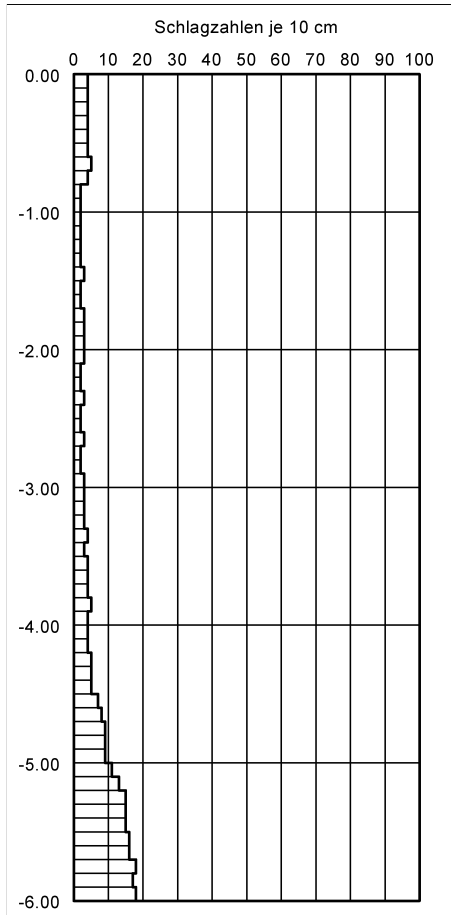
### **Rammsondierung (DPH)**

Nach dem Abtragen des Mutterbodens wurden über das gesamte Versuchsfeld verteilt in einen vorgegebenen Raster Rammsondierungen mit einer schweren Rammsonde (DPH) durchgeführt. Die Tiefe lag zwischen 4 und 10,7 m. Wie erwartet zeigen die Rammsondierungen auf Grund des engen Rasters sehr ähnliche Ergebnisse. In Oberflächennähe brauchte es vereinzelt bis zu 9 Schläge, dann zwischen 2 und 4 Schläge und ab ca. 4 m mit der Tiefe zunehmend bis auf 18 Schläge pro 10 cm. Die Verhärtung an der Oberfläche lässt sich auf die oberflächliche Austrocknung oder Verdichtung des Bodens rückführen. Bei der Drucksondierung und den Messungen mit dem Flachdilatometer ist diese oberflächennahe Verhärtung ebenfalls ersichtlich. In [Abbildung 3.2](#) und [Abbildung 3.3](#) sind zwei repräsentative Rammsondierungen angeführt. Alle übrigen Rammsondierungen sind im [Anhang C](#) angeführt.

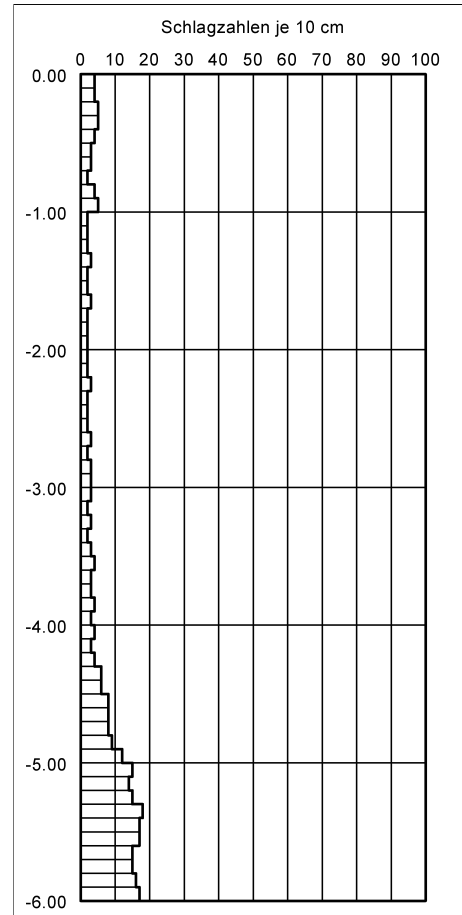
### **Drucksondierungen (CPT) und Flachdilatometermessung**

Mit dem Flachdilatometer wurde nur bis in 2,2 m Tiefe gemessen. Ein technisches Gebrechen führte zum Abbruch der Messungen mit dem Flachdilatometer. Die Ergebnisse daraus sind in [Abbildung 3.4](#) ersichtlich. Die Drucksondierungen wurden ab der Voraushöhebene 8 m, 10 m und 12 m tief ausgeführt. Aufgrund der beengten Platzverhältnisse wurden am Versuchsfeld nur drei Drucksondierungen durchgeführt. Die Auswertungen der Drucksondierungen (CPT) sind in den [Abbildungen 3.5](#), [3.6](#) und [3.7](#) ersichtlich.

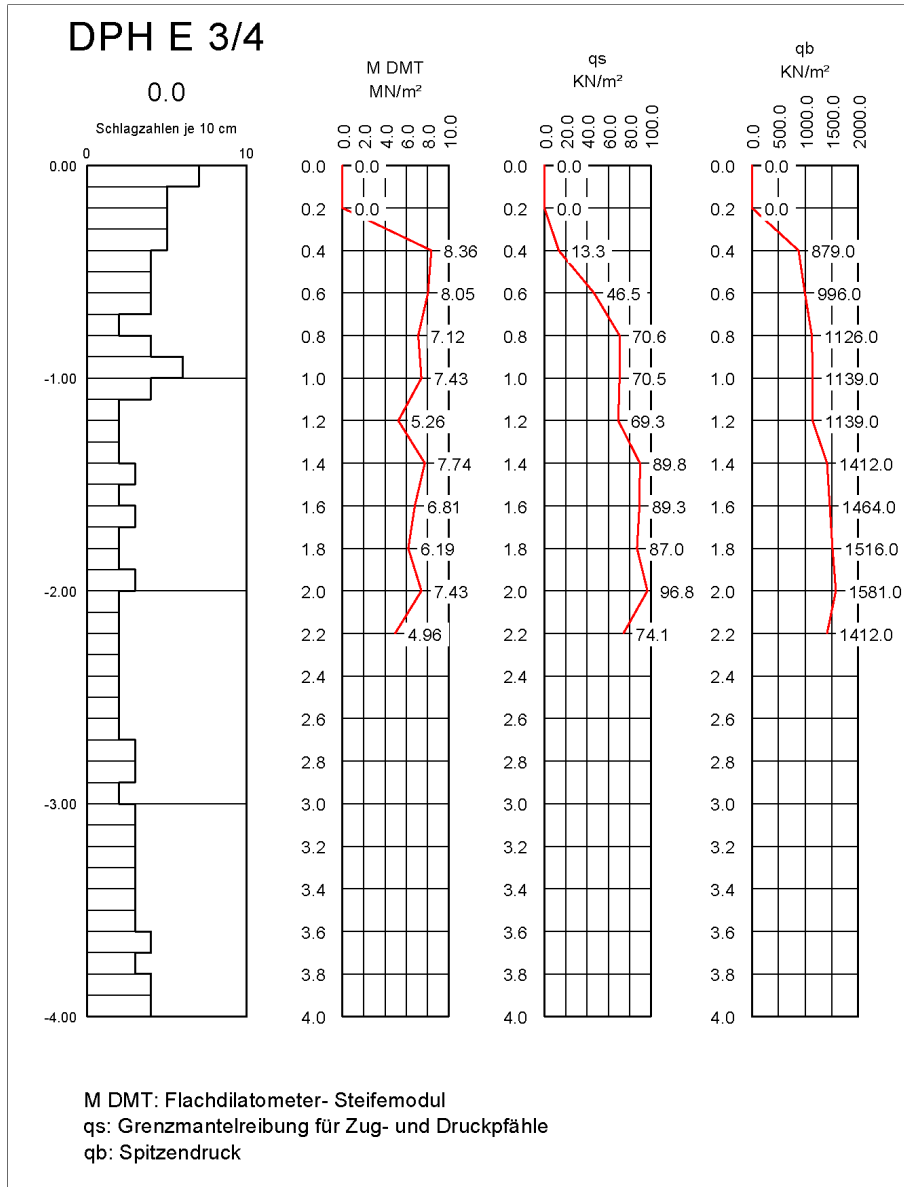
Aus terminlichen Gründen konnten die Drucksondierungen (CPT) und die Messungen mit dem Flachdilatometer erst nach der Pfahlherstellung durchgeführt werden. Deren Durchführung diente auch weniger der Vorerkundung, sondern dem Sammeln von Erfahrungen im Umgang mit diesen, in Österreich vor allem in weichen Seesedimenten eine gebräuchliche Erkundungsmaßnahmen. An Versuchsfeld Hollern wurden auf einem sehr kleinen Versuchsbereich sehr viele Daten von dem vorhandenen Boden gesammelt. Diese Daten sind die Basis für weitere Studien und Untersuchungen. Eine weitere detailliertere Betrachtung dieser Ergebnisse übersteigt das Volumen der gegenständlichen Masterarbeit und wird nicht weiter behandelt.



**Abbildung 3.2:** Rammsondierung (DPH) D2|3



**Abbildung 3.3:** Rammsondierung (DPH) D4|5



**Abbildung 3.4:** Flachdilometermessung



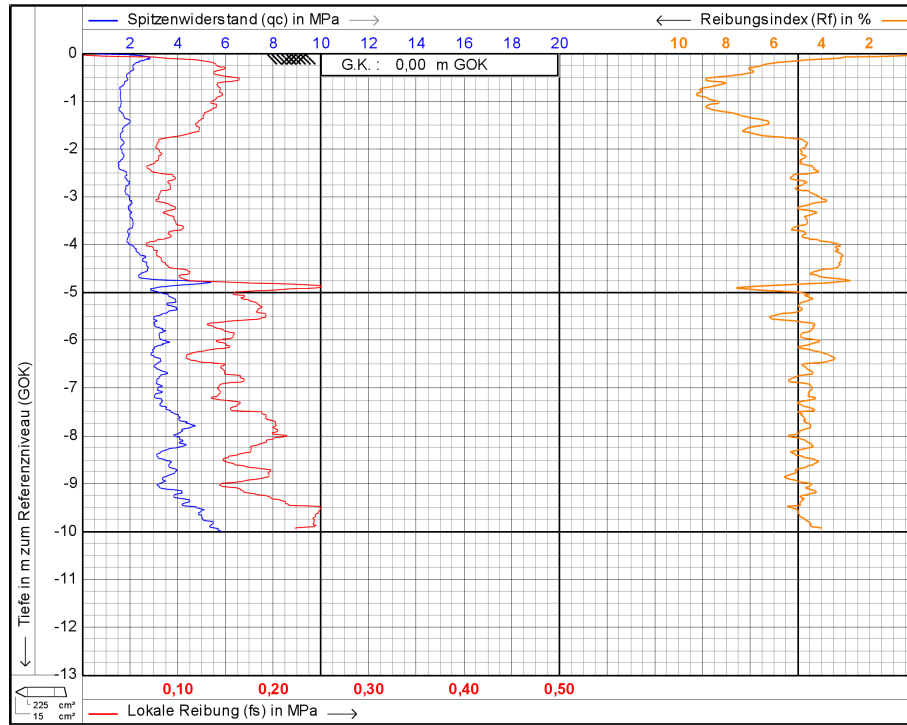


Abbildung 3.5: Drucksondierungen CPT 1

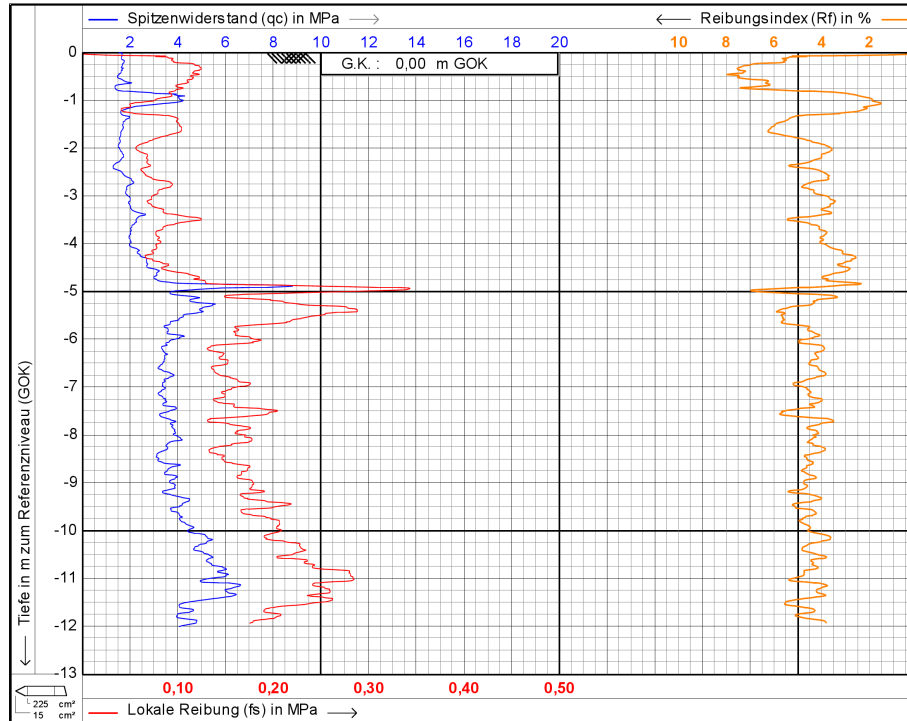


Abbildung 3.6: Drucksondierungen CPT 2

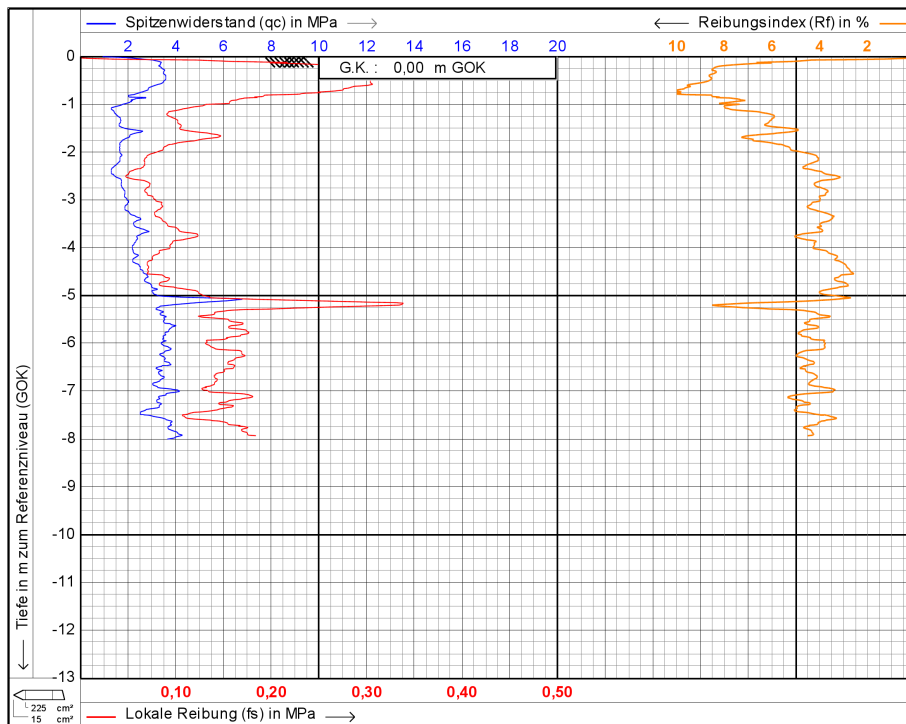


Abbildung 3.7: Drucksondierungen CPT 3



*Abbildung 3.8: Ein Überblick über das Versuchsfeld während der Pfahlherstellung.*

### **3.3 Pfahlherstellung und die Durchführung von Versuchen**

Die Überlegungen zur Planung, Durchführung und die zu erwartenden Ergebnisse wurden im Kapitel 3.1.2 beschrieben. In diesem Kapitel werden die Pfahlherstellung, Durchführung der Versuche und die einzelnen, damit verbundenen Arbeitsschritte beschrieben und erklärt. Einzelne ausgesuchte Bilder von den Tätigkeiten am Versuchsfeld dienen zur besseren Vorstellung.

Die Anordnung der einzelnen Versuchsgruppen wurde während der Planungsphase mehrfach geändert. Grund dafür waren die sehr beengten Platzverhältnisse. Damit es zu keinen ungewollten Komplikationen kam, musste jeder Arbeitsschritt sehr genau vorausgeplant werden. Mit den Tätigkeiten am Versuchsfeld wurden Anfang Dezember begonnen. Somit war man mit allen Problemen einer Winterbaustelle konfrontiert. Eine Schönwetterphase ohne Regen war notwendig, da der Boden sehr empfindlich auf Wasser reagiert, und Regen einerseits die Versuche beeinflussen und andererseits das Arbeiten am Versuchsfeld unmöglich gemacht hätte. Um die Arbeitszeit noch weiter zu verkürzen, wurden die Tätigkeiten am Versuchsfeld je nach verfügbarer Kapazität und abhängig von der Position am Versuchsfeld so eingeteilt und angeordnet, dass mehrere Tätigkeiten zeitgleich und ohne gegenseitige Beeinflussung ausgeführt werden konnten.

Als Übersicht sind nachfolgend die Versuchsreihen, die Kurzbeschreibung der Versuchspfähle sowie deren Bezeichnung aufgelistet. Die Pfahlbezeichnungen orientieren sich nach deren Position am Versuchsfeld und nach den Achsbezeichnungen. So liegt der Pfahl mit der Bezeichnung *P2B* am Kreuzungspunkt der *Achse 2* mit der *Achse B*. In [Anhang B](#) ist der Übersichtslageplan abgeführt. Die Abbildung [3.8](#) zeigt einen Überblick über das Versuchsfeld während der Pfahlherstellung. In der Tabelle [3.2](#) sind alle Versuchsreihen mit den zugehörigen Probepfählen und deren Pfahlbenennung aufgelistet.

### 3.3.1 Versuchsreihe 1 – Bodenaustausch

Für diese Versuchsreihe wurde mit einem motorbetriebenen Zweimannbohrgerät Löcher mit 20 cm Durchmesser und ca. 45 cm Tiefe gebohrt. Diese Löcher wurden vom Bohrgut befreit und anschließend mit weißem Marmormehl bis ca. 5 cm unter der Geländeoberkante aufgefüllt. Das Marmormehl wurde dazu mit etwas Wasser angerührt, lagenweise eingebracht und verdichtet. Anschließend wurde eine herkömmliche Pfahlfußkappe eines HLV<sup>®</sup>-Pfahles auf das Marmormehl aufgesetzt und in eine Tiefe von ca. 2 m gerammt. Als Rammrohr wurde bei allen Pfählen ein herkömmliches Duktilrohr benutzt, welches anschließend wieder gezogen wurde. Zur einfacheren Dokumentation der Rammzeiten wurde das Duktilrohr zuvor mit einer einfachen Messskala versehen. Zur Illustration der Herstellung dieser Versuchsreihe sind die Abbildungen [3.9](#) (a) - (d) angeführt.

#### Interpretation zur Herstellung der Versuchsreihe 1 – Bodenaustausch

Beim Rammen der Fußkappen durch das Marmormehl wurde ein Teil des Marmormehls gleich bei den ersten Schlägen seitlich neben der Fußkappe nach oben gequetscht. Es bildete sich eine Wulst, welche teilweise an der Laibung des Loches haften blieb und teilweise abbröckelte. Dies ist in den Abbildungen [3.10](#) (a) - (b) ersichtlich. Des Weiteren war so wie bei allen Probepfählen eine Hebung des Bodens zu erkennen und außerdem Risse radial zum Pfahl zu verzeichnen.

### 3.3.2 Versuchsreihe 2 – Rammsondierung (DPH) durch und um den Pfahl

Für diese Versuchsreihe wurden in herkömmliche Pfahlfußkappen jeweils zentrisch ein Loch mit 7 cm Durchmesser gebohrt und ein dazu passendes Verschlussstück hergestellt. Dieses Verschlussstück wurde am unteren Ende eines Stahlrohr (DN 114) geschweißt, mit welchem die Fußkappen in die Tiefe gerammt wurden. So kann die Öffnung in der Fußkappe beim Rammen sicher verschlossen werden und durch das Ziehen des Stahlrohrs wieder geöffnet werden. Mit dieser Methode ist es sehr einfach und kostengünstig möglich nach dem Rammvorgang unter die Fußkappe zu gelangen um Sondierungen durchzuführen oder Bodenproben zu entnehmen. Bei dieser Versuchsreihe wurde nach dem Rammprozess durch das Loch in der Fußkappe mit einer schweren Sondierramme (DPH) bis 80 cm unter die Fußkappe sondiert. Zusätzlich wurden kreuzweise im Abstand von 25 cm und 50 cm von der Pfahlachse jeweils 4 Rammsondierungen bis 80 cm unter die Fußkappe durchgeführt. Die Rammsondierungen erfolgten am Voraushubniveau. Im Lageplan des Versuchsfeldes (siehe [Anhang B](#)) sind alle Rammsondierungen eingezeichnet. In Abbildung [3.11](#) ist der Bereich der Rammsondierungen um die Versuchsreihe 2 größer dargestellt.

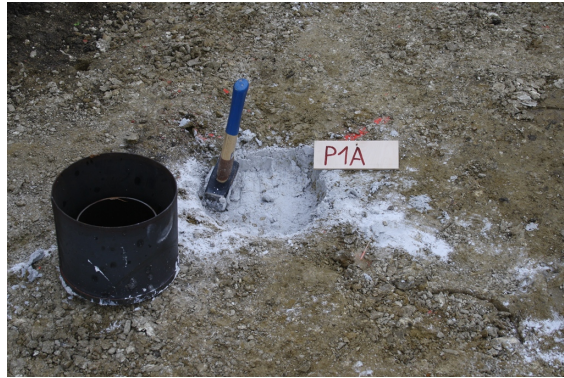
**Tabelle 3.2:** Am Versuchsfeld Hollern hergestellte Probepfähle

Versuchsreihe 1 – Bodenaustausch		
<i>P1A</i>	2 m	40 cm Bodenaustausch mit Marmormehl
<i>P1B</i>	2 m	40 cm Bodenaustausch mit Marmormehl
<i>P1C</i>	2 m	40 cm Bodenaustausch mit Marmormehl
Versuchsreihe 2 – Rammsondierung (DPH) durch und um den Pfahl		
<i>P2A</i>	2 m	DPH durch den Pfahl und kreuzweise 25 und 50 cm neben der Pfahlachse
<i>P2B</i>	2 m	DPH durch den Pfahl und kreuzweise 25 und 50 cm neben der Pfahlachse
<i>P2C</i>	2 m	DPH durch den Pfahl und kreuzweise 25 und 50 cm neben der Pfahlachse
Versuchsreihe 3 – Kontrollgruppe		
<i>P3A</i>	2 m	normale Fußkappe
<i>P3B</i>	2 m	normale Fußkappe
<i>P3C</i>	2 m	normale Fußkappe
Versuchsreihe 4 – Vorwärmung der Fußkappe (Temperaturversuch)		
<i>P4A</i>	2 m	Fußkappe auf 190°C vorgewärmt
<i>P4B</i>	2 m	Fußkappe auf 185°C vorgewärmt
<i>P4C</i>	2 m	Fußkappe auf 190°C vorgewärmt
Versuchsreihe 5 – Vorwärmung der Fußkappe (Temperaturversuch und Probelastung)		
<i>P1E</i>	2 m	Fußkappe auf 190°C vorgewärmt
<i>P2E</i>	2 m	Fußkappe auf 185°C vorgewärmt
<i>P3E</i>	2 m	Fußkappe auf 190°C vorgewärmt
Versuchsreihe 6 – Kontrollgruppe mit Probelastung		
<i>P4E</i>	2 m	normale Fußkappe
<i>P5E</i>	2 m	normale Fußkappe
<i>P6E</i>	2 m	normale Fußkappe
Versuchsreihe 7 – Probelastung mit dem <b>Pile HAY-Proof-System</b> <sup>®</sup>		
<i>P1/2D</i>	5 m	Versuch mit neu entwickelte Fußkappe (Versuchsstadium), Probelastung mit dem <b>Pile HAY-Proof-System</b> <sup>®</sup> und Sekundärzugversuch
<i>P3/4D</i>	5 m	Probelastung mit dem <b>Pile HAY-Proof-System</b> <sup>®</sup> und Sekundärzugversuch
<i>P5/6D</i>	9,5 m	Probelastung mit dem <b>Pile HAY-Proof-System</b> <sup>®</sup> und Sekundärzugversuch





(a)



(b)



(c)



(d)

**Abbildung 3.9:** Herstellung der Versuchsreihe 1 – Bodenaustausch

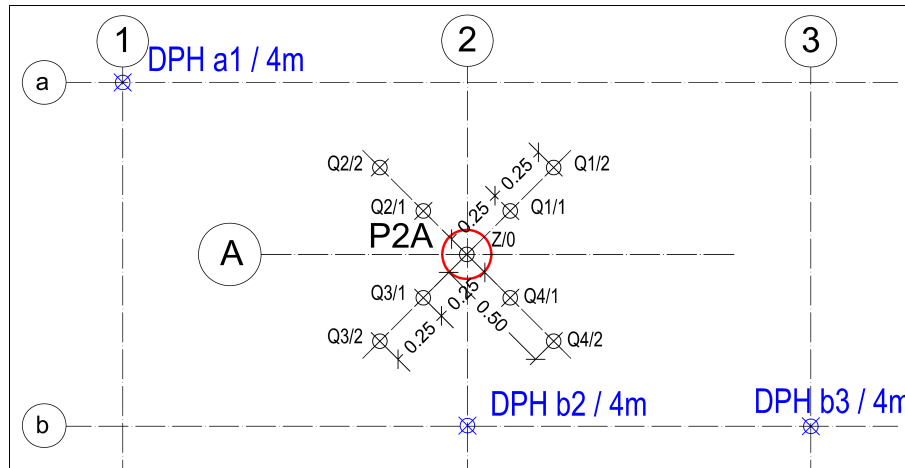


(a)



(b)

**Abbildung 3.10:** Blick in den gerammten Pfahlhohlraum bei der Versuchsreihe 1 – Bodenaustausch



**Abbildung 3.11:** Rammsondierungen (DPH) durch und um den Pfahl P2A

Die Ergebnisse dieser Rammsondierungen und jener der Vorerkundung wurden für eine leichtere Vergleichbarkeit nebeneinander dargestellt. Zur Illustration ist in [Abbildung 3.12](#) die Auswertung des Pfahles P2A angeführt. Alle übrigen Auswertungen der Rammsondierungen sind im [Anhang D](#) angeführt.

### **Interpretation Versuchsreihe 2 – Rammsondierung (DPH) durch und um den Pfahl**

Wie schon aus der Vorerkundung ersichtlich ist, traten oberflächennahe Schlagzahlen von  $n_{10} = 5 \pm 2$  auf. Ab ca. 60 cm Tiefe reduziert sich die Schlagzahl auf  $n_{10} = 2 \div 3$ . Einige Sondierungen können für die Auswertung nicht herangezogen werden, da es durch Rammhindernisse zur Schlagzahlen von  $n_{10} > 7$  kam, und das in Bereichen wo andere Sondierungen Schlagzahlen von  $n_{10} < 4$  ergaben. Der Vergleich der Sondierungen vor der Pfahlherstellung und nach der Pfahlherstellung ergab leider kein befriedigendes Ergebnis. Es ist zwar bei allen drei Pfählen bei der Sondierung Z|0 durch die Pfahlspitze eine lokale Erhöhung der Schlagzahl gekommen, aber bei den Sondierungen neben den Pfählen ist dieser Erhöhung der Schlagzahl nicht wirklich feststellbar. Dazu ist der Unterschied zu den Sondierungen der Vorerkundung zu gering. Einzig bei der Übersicht der Rammsondierungen des Pfahles P2A (Quadrant 2 u. Quadrant 4) ist eine leichte lokale Erhöhung der Schlagzahl über mehrere Rammsondierungen zu erkennen, und zwar bei Q2|1 zwischen -1,8 und -2,0 m, bei Z|0 unter der Pfahlspitze, bei Q4|1 zwischen -1,8 und -2,0 m und bei Q4|2 zwischen -1,7 und -1,9 m. Diese Erhöhung der Schlagzahl aufgrund der beim freilegen der Pfähle gewonnenen Daten einer speziellen Bodenschicht zugeordnet werden. Es handelt sich um eine ca. 10 cm mächtige Schicht aus hellbraunen gering feinsandigen Ton u. Schluffen. Die unterschiedlichen Höhen der erhöhten Schlagzahlen um den Pfahl P2A sind auf die Verformung dieser hellbraunen Schicht zurückzuführen. Diese Verformungen werden durch das Rammen der Pfähle und das Verdrängen des Bodens verursacht. Mehr dazu im Kapitel [3.5](#).

Als Ursache für die nicht befriedigenden Ergebnisse der Rammsondierungen um den Pfahl wird die falsche Wahl des Sondiergeräts angenommen. Eine Schwere Rammsonde (DPH) mit 50 kg Fallgewicht ist für diesen plastischen Boden und die aufgrund des

Rammprozesses vermutlich sehr geringen Veränderungen des Bodens zu ungenau. Eine Sondierung mit einem Drucksonde (CPT) wäre sensibler und hätte die Veränderungen des Bodens durch den Rammprozess womöglich besser messen können. Leider war der Einsatz der Drucksondierung (CPT) für diesen Versuch aus terminlichen Gründen nicht möglich.

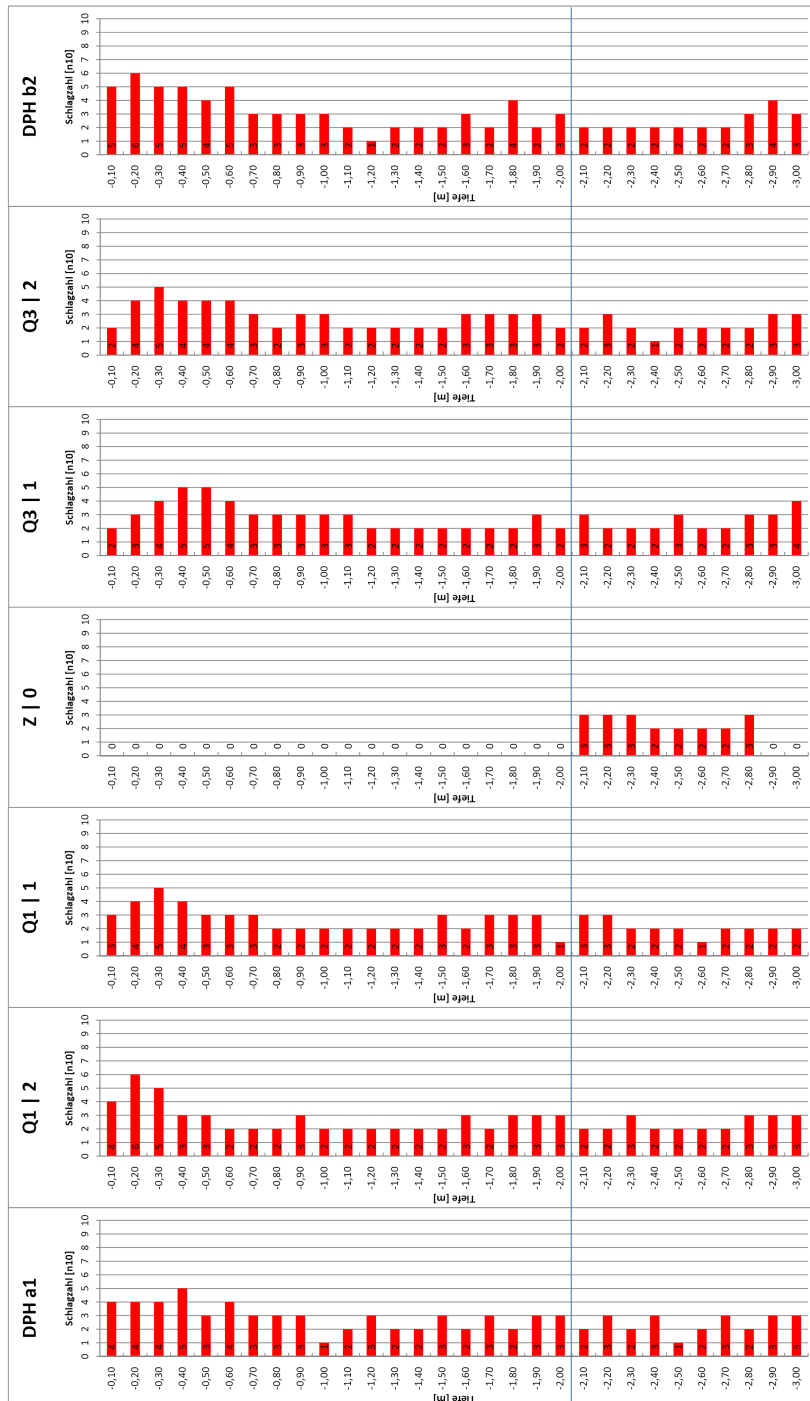


Abbildung 3.12: Auswertung der Rammsondierungen (DPH) durch und um den Pfahl P2A



### 3.3.3 Versuchsreihe 3 und 6 – Kontrollgruppe

Für diese Versuchsreihen wurden jeweils drei herkömmliche Fußkappen in die Tiefe gerammt. Sie dienen als Vergleich zu den restlichen Versuchsreihen, bei denen verschiedene Versuche durchgeführt werden. Die Versuchsreihen 3 und 6 repräsentieren die normale Verformung und Veränderung des Bodens um den Pfahl, welche durch den Herstellungsprozess beeinflusst werden. Bei der Herstellung dieser Pfähle kam es zu keinen besonderen Vorkommnissen. Eine Beschreibung der Beobachtungen bei der Pfahlherstellung ist im Kapitel 3.3.5 angeführt.

### 3.3.4 Versuchsreihe 4 und 5 – Vorwärmung der Fußkappe (Temperaturversuch)

Zur Simulation der Belastung eines gesamten Rammprozesses wurden bei diesen Versuchsreihen die Fußkappen vor dem Rammen vorgewärmt. Um ein realistisches Temperaturniveau zu finden wurde im Vorfeld ein Temperaturversuch durchgeführt. Die Fußkappen dieser Versuchsreihen wurden dann mit einem Gasbrenner angewärmt und in die Tiefe gerammt. Beim Temperaturversuch wurden 160°C als maximal anzunehmende Temperatur gemessen. Die Umgebungstemperatur lag zum Zeitpunkt der Pfahlherstellung um den Gefrierpunkt. Um das Auskühlen der Fußkappe durch eventuelle Verzögerungen im Ablauf zu kompensieren wurden die Fußkappen auf ca. 180°C bis 190°C angewärmt. Die Durchführung und der Verlauf des Temperaturversuches werden im nächsten Absatz beschrieben.

#### Temperaturversuch

Das Ziel dieses Temperaturversuches war es, den Temperaturverlauf bzw. die Erwärmung der Fußkappe und des Duktilrohrs zu bestimmen, welche durch das Rammen und des Schlagens von Stahl auf Eisen hervorgerufen wird. Dazu wurde mit einer herkömmlichen Fußkappe, einem kurzen Stück eines Duktilrohrs und des vorhandenen Baggers ein herkömmlicher Rammprozess simuliert. Damit die Fußkappe unter der reellen Last nicht in die Tiefe gerammt wird, wurden eine dicke Stahlplatten untergelegt, welche den Druck auf eine größere Fläche verteilen sollte. Nach mehreren Fehlversuchen wurde ein sehr kurzes Abschnittstück eines Duktilrohrs benutzt und mehrere Stahlplatten kreuzweise übereinander gelegt. Die Temperatur wurde mit einem handelsüblichen optischen Infrarot-Temperaturmessgerät gemessen und handschriftlich aufgezeichnet. Die Rammzeit dieses Temperaturversuches wurde anhand der üblichen Gesamttrammzeiten eines HLV®-Pfahls mit rund 10 min. angenommen. Nach 2 min Rammzeit löste sich der auf der Außenkante der Fußplatte angeschweißte Steg und wurde entfernt. So konnte die Verformung der Fußkappe besser beobachtet werden. Nach 8 min. hatten sich die Fußplatte und das Duktilrohr schon sehr stark verformt. Das Duktilrohr hatte zu diesem Zeitpunkt ihre maximale Festigkeit bereits überschritten, was zu großen Verformungen führte. Deshalb wurde der Versuch nach 8 min. abgebrochen. In den Abbildungen 3.13 (a) und (b) ist der Verlauf dieses Versuches dokumentiert. In den Abbildungen 3.13 (c) und (d) sind die starken Verformungen der Fußplatte und des Duktilrohrs ersichtlich. Der Temperaturverlauf ist in Abbildung 3.14 abgebildet.

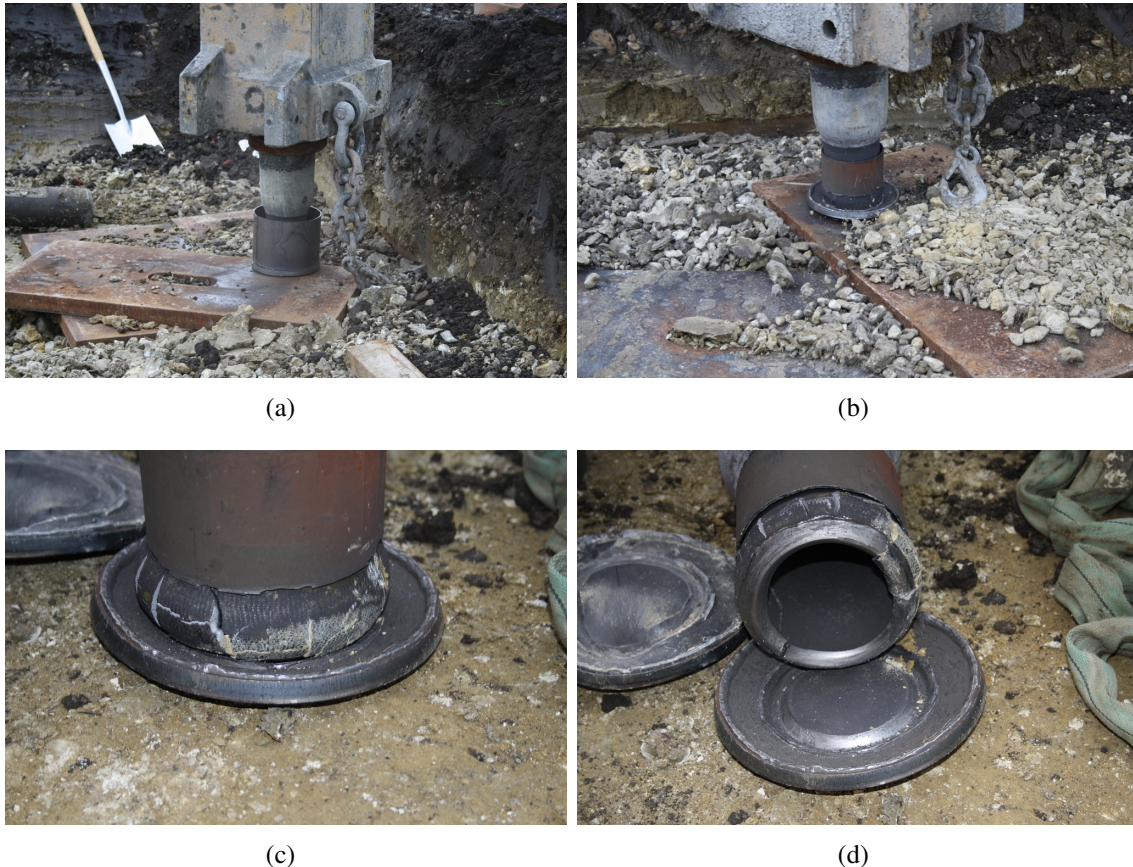
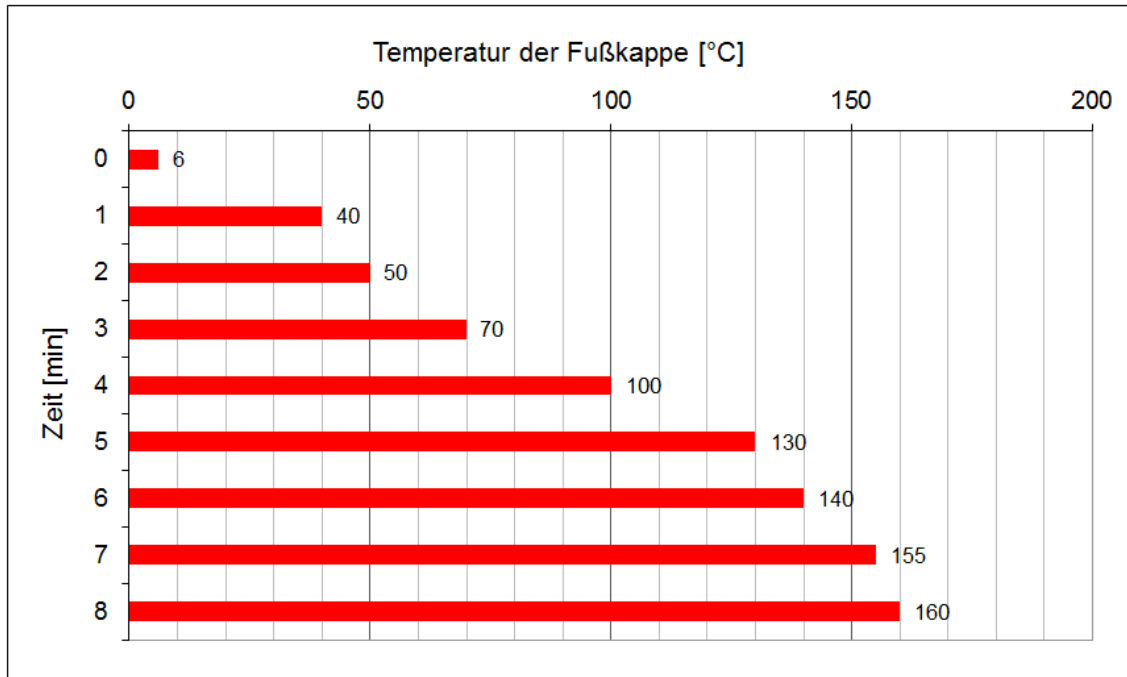


Abbildung 3.13: Temperaturversuch am Versuchsfeld Hollern

### Interpretation zum Temperaturversuch

Der Rammprozess ist physikalisch gesehen ein *Stoß starrer Körper*. Je nach Geschwindigkeit und Deformation wird in einen elastischen und plastischen Stoß, und Kombinationen aus beiden, unterschieden.<sup>11</sup> In der Regel ist beim Rammen von Pfählen der Boden das schwächste Element in der Stoßkette. Die aufgebrachte Rammenergie wird vorwiegend in die plastische Verformung des Bodens aber auch zu einem Teil in Temperatur umgewandelt. Je größer der Pfahl ist, desto größer sind die Rammwiderstände welche überwunden werden müssen, und umso größer muss auch die Rammenergie sein. Da bei diesem Temperaturversuch die Kontaktfläche zum Boden nicht die Pfahlfußkappe, sondern die massiven Stahlplatten sind, wird die Energie auf eine sehr große Fläche aufgeteilt und die Setzungen bzw. die plastische Verformungen des Bodens sind deshalb sehr klein. Die Energie wird in die Erhöhung der Temperatur und in die plastische Verformung der Fußkappe und des Duktilrohrs geleitet. Daher waren Temperaturen von ca. 160°C, große Verformung der Fußplatte und sogar ein Versagen des Duktilrohrs zu verzeichnen. Beim Rammen eines Pfahles wird die Energie Großteiles in den Boden abgeleitet. Darum ist ein Versagen der Fußkappe bzw. des Duktilrohrs bei der Herstellung von normalen HLV<sup>®</sup>-Pfahles nicht wahrscheinlich. Ausgenommen bei sehr hohen Rammkriterien wie z.B. eine

<sup>11</sup>Vgl. [8] S. 344 f.



**Abbildung 3.14:** Temperaturverlauf in der Pfahlfußkappe bei einem simulierten Rammprozess

letzte Hitze  $> 500\text{sec}/10\text{ cm}$  auf den letzten zu rammenden Pfahlmeter. Dann kann es sehr wohl zu einem Materialversagen kommen. Außerdem hat der Anstieg der Temperatur einen wesentlichen Einfluss auf den Beton und dessen Verarbeitbarkeit. Das bedeutet für den Feldversuch, dass eine Erwärmung der Fußkappe stattfindet, deren Ausmaß bei einem standardgemäß hergestellten normal HLV<sup>®</sup>-Pfahles  $160^{\circ}\text{C}$  nicht überschritten wird. Um einen eventuell auftretenden Unterschied aufgrund der Temperatur im Boden zu finden, wurden die Probepfähle der Versuchsreihe 4 und 6 auf ca.  $160^{\circ}\text{C}$  plus ein kleines Übermaß angewärmt.

### 3.3.5 Allgemeiner Bericht zur Herstellung der kurzen Probepfähle

In diesem Unterkapitel wird auf einige Beobachtungen und erwähnenswerten Dinge bei der Herstellung der *kurzen*, nichtausbetonierten Probepfähle eingegangen. Dies sind die Rammaufnahmen, Risse im Boden, auftretende Hebungen und der Blick in die gerammten Pfahlhohlräume.

#### Rammaufnahmen

In Abbildung 3.15 ist die Rammaufnahme des Pfahles *P2B* repräsentativ dargestellt. Allgemein sind die Rammzeiten sehr ähnlich. Der erste Meter hatte eine etwas höhere Rammzeit da der Boden an der Oberfläche etwas ausgetrocknet war. Danach nahm die Rammzeit etwas ab. Die letzte Hitze ist fast immer unter einer Sekunde auf 10 cm. Teilweise wurden die Pfähle nicht wirklich gerammt, sondern mehr gedrückt. Dies war sehr leicht am Rammgeräusch zu erkennen. Wenn die Schläge sehr hell, laut und lange nachklingend sind, wird die volle Kraft des Hydraulikhammers aufgebracht. Sind die Schläge dumpf

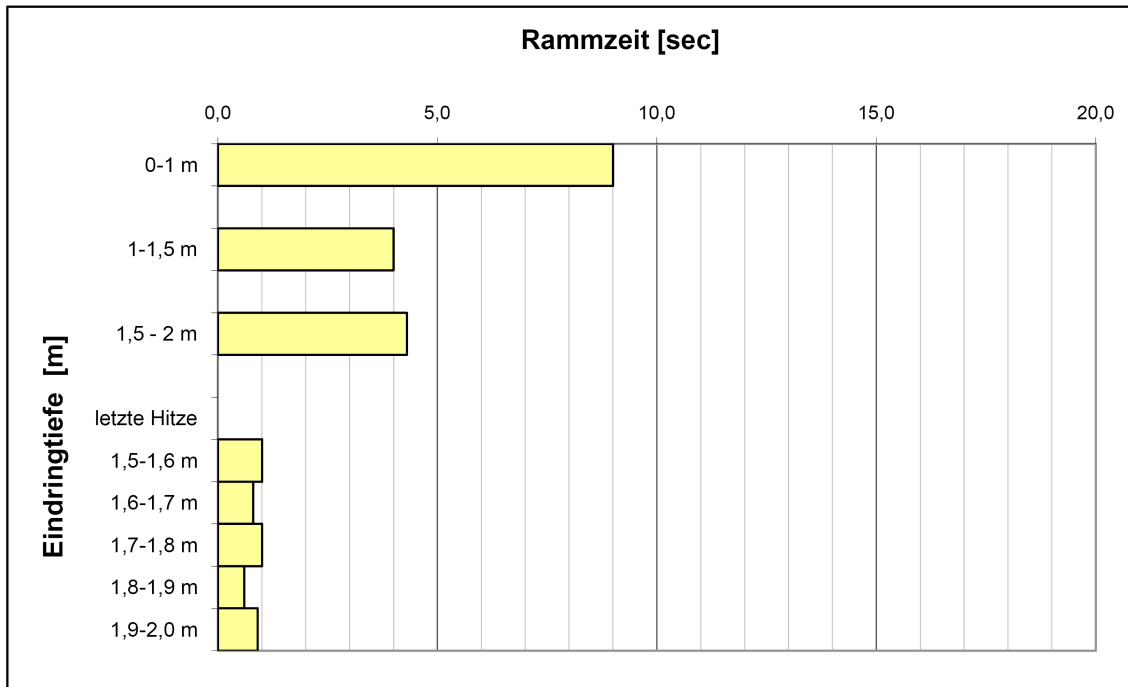


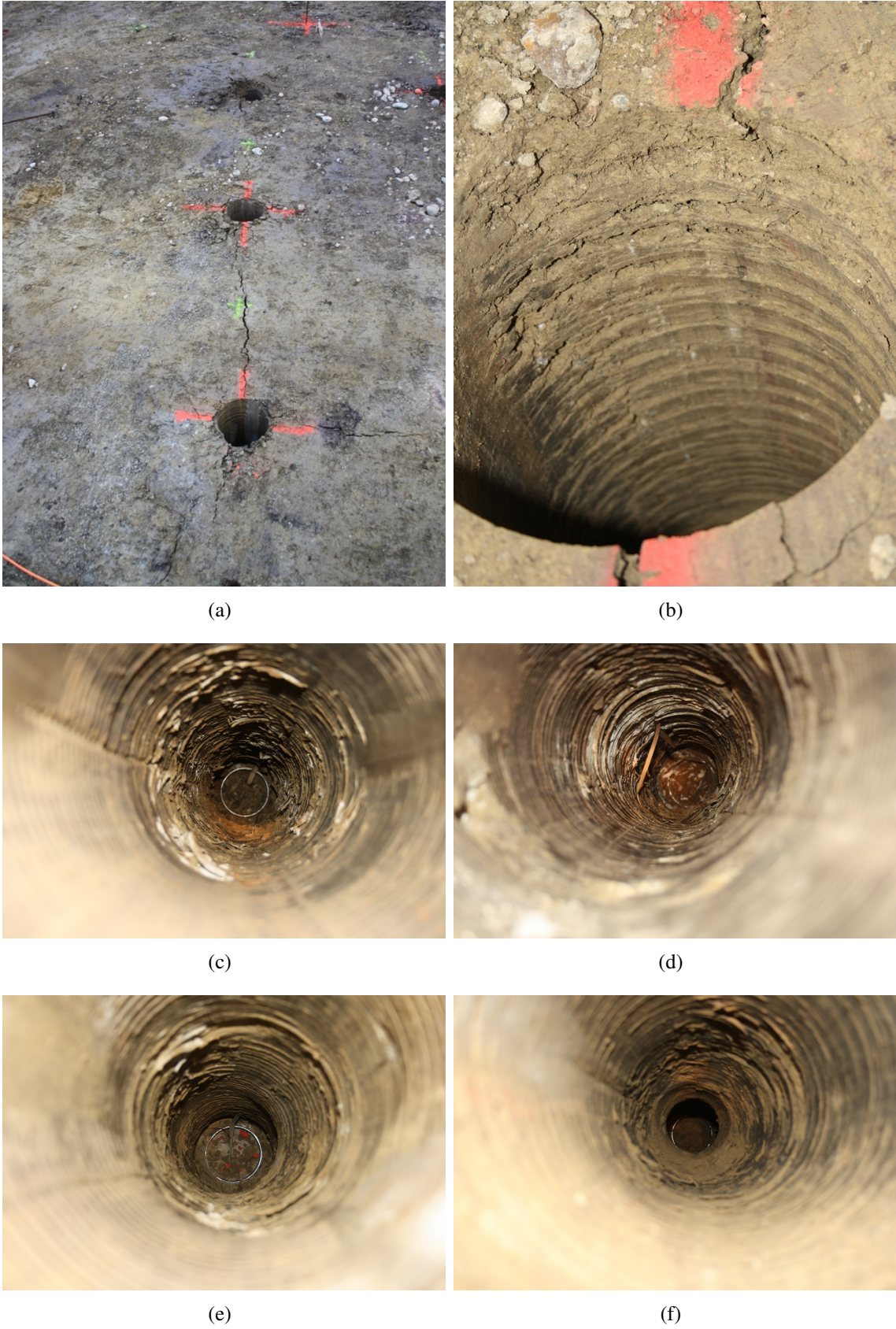
Abbildung 3.15: Rammaufnahme des Probepfahles P2B

und leiser ist das nicht der Fall. Da der Boden sehr weich ist und die Zeitnehmung per Hand sowie die Pfahlherstellung sehr schnell erfolgte, musste eine größere Toleranz bei den Rammaufnahmen und bei den tatsächlichen Pfahllängen akzeptiert werden.

### Hebung des Bodens bei der Pfahlherstellung und Risse an der Oberfläche

Bei allen Probepfählen konnte unmittelbar um den Pfahl eine Hebung des Bodens erkannt werden. Des Weiteren entstanden Risse radial zu den Pfählen, welche sich entlang den Achsen von einem Pfahl zum nächsten fortpflanzten. Bei dem ersten Pfahl einer Reihe waren die Risse eher unsymmetrisch verteilt. Beim Rammen des nächsten Pfahles richteten sich die Risse nach den Achsen aus. Diese Risse öffneten sich bis zu einer Breite von 1 cm einer Tiefe bis zu 25 cm und einer Länge bis zu 75 cm (siehe Abbildung 3.16 (a)). Leider wurde vor der Pfahlherstellung kein genaues Nivellement von der Versuchsfläche gemacht. Ein Vergleich zwischen vor und nach der Pfahlherstellung wäre eine interessante Angabe. Es müsste Aufschluss über mögliche Verdichtung bzw. Volumenzunahmen durch die Pfähle geben. Dies wäre eine kleine überschaubare Studie, welche in weiterer Folge von einem Studenten in Form einer Bachelarausarbeit bei einem anderen Bauvorhaben durchgeführt werden könnte.





**Abbildung 3.16:** *Der Blick in die gerammten Pfahlhohlräume*

## Der Blick in die gerammten Pfahlhohlräume

Da die kurzen Pfähle nicht ausbetoniert wurden und die Pfahlhohlräume frei stehen blieben ermöglichte das einen Einblick auf den verdrängten Boden, der die Pfahlleibung bildet. In Abbildung 3.16 (b) sind horizontale Risse bzw. Rippen in der Laibung des Rammloches ersichtlich. Diese Schuppenartigen Rippen traten bei fast allen Pfählen auf. Vorwiegend im Oberflächennähe und eher bei trockeneren Bereichen. Dazu wird im Kapitel 3.5 mehr berichtet. Ab ca. 50 cm Tiefe bildete sich ganz trockene dünne Schuppen. Sie traten bei fast allen Pfahlhohlräumen auf (siehe Abbildungen 3.16 (c) und (d)). Teilweise bleiben sie an der Laibung haften, teilweise fielen sie gleich hinter der Pfahlfußkappe nach unten. An der Kontaktfläche zwischen dem Boden und den Schuppen ist eindeutig eine weiße pudrige Oberfläche zu erkennen. Es ist anzunehmen, dass es sich dabei um Boden handelt, welcher unmittelbar unter der Fußkappe ausgequetscht und seitlich neben der Fußkappe zwischen dem umliegenden Boden „entlanggeschert“ wird. Es könnte ein Zerrüttungsmaterial sein, welches beim ausquetschen und abscheren die Bodenpartikel zerstört werden, und dieses weiße Pulver bilden. Die Konsistenz dieses trockene weiße Pulver ändert sich in Verbindung mit Feuchtigkeit zu einer seifigen und schmierigen Konsistenz. Mehr dazu im Kapitel 3.5.

Bei einigen Pfahlöchern ist der Boden offensichtlich feuchter und plastischer, dass sich Rillen abzeichnen (siehe Abbildung 3.16 (e)). Diese Rillen stammen von der Fußkappe, welche nach jedem Schlag nicht nur eine Setzung macht, sondern auch elastisch zurückgefedert wird. Dabei wird der Boden von dem aufgeschweißten Steg, oder Schleifblech, nach oben gedrückt. So entstehen diese Rillen. Im Kapitel 3.5 sind diese Rillen bei einen freigelegten ausbetonierten HLV<sup>®</sup>-Pfahles eindeutig zu erkennen.

Bei zwei Pfählen war der Boden so feucht und plastisch, dass es durch den Rammprozess zu einer Einschnürung des nicht ausbetonierten Pfahlschaftes kam, welches in Abbildung 3.16 (f) klar ersichtlich ist. Bei einem herkömmlichen mantelverpressten HLV<sup>®</sup>-Pfahles wirkt der hydrostatische Druck des flüssigen Betons dagegen und es ist anzunehmen, dass diese Einschnürung auf das Fehlen des Verpressbetons zurückzuführen ist.

### 3.3.6 HLV<sup>®</sup>-Pfähle für die Probelastungen mit dem Pile HAY-Proof-System<sup>®</sup>

Am Versuchsfeld Hollern wurden neben kurzen nicht ausbetonierten HLV<sup>®</sup>-Pfählen auch drei längere mantelverpressete HLV<sup>®</sup>-Pfähle hergestellt. An ihnen wurden Probelastungen mit dem neuen **Pile HAY-Proof-System<sup>®</sup>** durchgeführt. Da bei dem vorhandenen Boden ein Versagen des Pfahlspitzenwiderstandes zu erwarten war, wurde jeweils ein sekundärer Zugversuch durchgeführt. Die Herstellung eines HLV<sup>®</sup>-Pfahls für eine Probelastung mit dem neuen **Pile HAY-Proof-System<sup>®</sup>** ist im Kapitel 1.2.2 beschrieben. In den folgenden Absätzen werden die wichtigsten Details zur Herstellung den einzelnen Probepfählen beschrieben. Die Rammaufnahmen sind gemeinsam mit der Auswertung der Pfahlprobelastungen [Anhang E](#) enthalten und den Unterlagen des jeweiligen Probepfahls zugeordnet. Die Rammaufnahmen zeigen, dass wie bei der Herstellung der kurzen Pfähle sehr geringe Rammwiderstände auftreten. Auf die oberflächliche Verhärtung folgen Rammzeiten von ca. 10 sec/m. Zwischen 2m bis 5 m erhöht sich die Rammzeit kontinuierlich auf 17 sec/m und nehmen in die Tiefe von 9 m auf 49 sec/m zu.

### HLV<sup>®</sup>-Probepfahl PP01 (Position Achse 1-2/D)

Dieser HLV<sup>®</sup>-Probepfahl *PP01* wurde mit einer neuen speziell für Pfahlprobelastungen mit dem **Pile HAY-Proof-System<sup>®</sup>** entwickelten Pfahlfußkappe ausgestattet. Sie wurde für die Anwendung des **Pile HAY-Proof-System<sup>®</sup>** an Bohrpfählen entwickelt. Dabei sind die erwarteten Ergebnisse erfolgreich eingetreten. Der Vergleich mit einer Probebelastung an einem herkömmlichen HLV<sup>®</sup>-Pfahl zeigt, ob weitere Optimierungen möglich sind. Für den HLV<sup>®</sup>-Probepfahl *PP01* wurde ein ganzes Duktilrohr verwendet, welches bis auf 4,5 m eingerammt wurde. Ein Überstand von ca. 70 cm für die Montage des Pfahlprüfsystems wurde vor der Montage auf die tatsächlich benötigten ca. 20 cm gekürzt. Auf 4,5 m Pfahl wurden ca. 170 lt. Beton verbraucht. Daraus errechnen sich ein Betonverbrauch von 37,7 lt/m und ein Verpressdurchmesser von ca. 20 cm im Mittel.

### HLV<sup>®</sup>-Probepfahl PP02 (Position Achse 3-4/D)

Der HLV<sup>®</sup>-Probepfahl *PP02* wurde mit einer herkömmlichen Pfahlfußkappe hergestellt. Dieser Pfahl wurde bis auf eine Tiefe von 5,1 m gerammt und ein Überstand von ca. 20 cm gelassen. Der Betonverbrauch liegt bei 180 lt., wobei es an der Oberfläche leichte Verluste gab. Somit wurden geschätzte 170lt. auf 5 m benötigt, also 32,7lt/m und daraus ergibt sich ein Verpressdurchmesser von 20 cm.

### HLV<sup>®</sup>-Probepfahl PP03 (Position Achse 5-6/D)

Der HLV<sup>®</sup>-Probepfahl *PP03* wurde gleich wie der HLV<sup>®</sup>-Probepfahl *PP02* mit einer herkömmlichen Pfahlfußkappe hergestellt und mit zwei Duktilrohren bis in 9,5 m Tiefe gerammt und ein Überstand von ca. 20 cm berücksichtigt. Insgesamt wurden bei diesem Pfahl 270 lt. Beton verbraucht. Bis 5 m Tiefe 130 lt. und zwischen 5 und 9,5 m Tiefe 170 lt. An der Oberfläche gab es einen Verlust von ca. 30 lt. Diese geringen Betonverbrauchswerte lassen auf eine Verringerung des Verpressdurchmesser schließen. Aufgrund des unterschiedlichen Betonverbrauchs hat sich der Verpressdurchmesser bis in eine Tiefe von 5 m mehr eingeschnürt als der Abschnitt zwischen 5m und 9,5 m Tiefe. Im unteren Bereich errechnet sich ein Verpressdurchmesser von ca. 20 cm. Als Durchschnitt errechnen sich ein Betonverbrauch von 28,4 lt/m und ein Verpressdurchmesser von 19cm.

## 3.4 Pfahlprobelastungen

An den kurzen Pfählen der Versuchsreihe 5 – Vorwärmung der Fußkappe und der Versuchsreihe 6 – Kontrollgruppe, wurden nach der Herstellung die Pfahlprobelastungen durchgeführt. Da bei diesen Pfählen nur die Fußkappen in die Tiefe gerammt wurden und nicht ausbetoniert wurden, mussten keine Aushärtezeiten eingehalten werden. Die Probebelastungen an den langen Pfählen (*PP01*, *PP02* und *PP03*) welche mit dem **Pile HAY-Proof-System<sup>®</sup>** vorgesehen waren, konnten erst nach der entsprechenden Aushärtezeit von einer Woche durchgeführt werden. In den folgenden Kapiteln werden die Probebelastungen beschrieben und die Ergebnisse dargestellt.



### 3.4.1 Pfahlprobelastungen an den kurzen Pfählen

Bei den kurzen Pfählen der Versuchsreihe 5 und der Versuchsreihe 6 wurden Probelastungen mit dem Bagger als Totlast durchgeführt (ca. 29 to). Da nur der Spitzenwiderstand gemessen wird, kann man sich diesen Pfahlversuch auch als *eine Art Lastplattenversuch* vorstellen, der 2 m unter der Erde durchgeführt wird. Um unter dem Bagger ausreichend Platz für die Hydraulikpresse sowie für Manipulationsarbeiten zu erhalten, wurde der Bagger auf zwei Lagen von Baggermatratzen gestellt. Die Pfähle wurden alle in einer Reihe gerammt, damit durch Auf- und Umstellzeiten nicht unnötig Zeit vergeudet wird.

Der Versuchsaufbau für diese Probelastungen wird in dieser Art nicht wiederverwendet. Daher wurde auch der Aufbau so simpel wie möglich gehalten. In das nichtausbetonierte Rammloch wurde auf die Fußkappe ein Abschnittstück eines Duktilrohrs gestellt, welches die Pressenlast auf die Fußkappe leitet. Darauf kam eine lastverteilende Stahlplatte, auf die zuvor ein Rohrstück geschweißt wurde, welches relativ genau in das Duktilrohr passt (siehe Abbildung 3.17). So konnte die Stahlplatte auf dem Duktilrohr stabilisiert werden und ein mögliches Ausknicken aufgrund einer kleinen Ausmittigkeit bei der Lastaufbringung verhindert werden. Bevor die Presse auf die lastverteilende Stahlplatte gestellt wurde, ist das Duktilrohr im Rammloch wurde mit Abschnitten von Holzbrettern etwas ausgekeilt worden. Die Presse wurde mit Hilfe des Baggers auf die Stahlplatte gehoben. Dann erst wurde der Bagger darüber in Position gebracht. Der verbleibende Abstand zwischen Pressenkolben und Baggerlaufplatte wurde je nach Bedarf mit kleineren Unterlagsplatten aus Stahl oder kurzen Abschnitten von Duktilrohren aufgefüllt. Die Setzung bzw. der Pressenhub wurde mit einer analogen Messuhr gemessen und handschriftlich aufgezeichnet. Die magnetische Halterung der Messuhr wurde an ausreichend schweren und standsicheren Stahlteilen montiert, welche neben dem Pfahl positioniert wurden. Die Hydraulikanlage für die Presse war mit einem Druckkonstanthaltegerät ausgestattet. Der Pressendruck wurde per Hand eingestellt und handschriftlich aufgezeichnet. Die Abbildung 3.18 zeigt den Aufbau der Probelastung und die Abbildung 3.19 zeigt einen Überblick einer laufenden Probelastung.

Die Steuerung des Druckkonstanthaltegeräts war nur in der Einheit bar möglich. Die Umrechnung in kN erfolgte gemeinsam mit der Auswertung in einem Tabellenkalkulationsprogramm. Laut Prüfdatenblatt der Presse *ZPE 100* entspricht der Hydraulikdruck 2,164 kN/bar bei 50 bar und bei steigender Pressenkraft. Damit lagen die Probelastungen zwar nicht im optimalen Wirkungsbereich der Presse, aber die Ungenauigkeiten die sich daraus ergeben würden, sind in einem akzeptablen Rahmen. Eine den Lasten entsprechend kleinere Presse war zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung nicht verfügbar. Die elastische Stauchung des Duktilrohrs ist bei den geringen Lasten und der geringen Länge vernachlässigbar. Bei den Probelastungen wurde versucht, jeweils eine Entlastungsschleife vor und nach dem Bruch zu fahren. Die Laststufen wurden in 5 bar-Schritten erhöht bzw. abgesenkt. Das Kriterium für die Erhöhung der Laststufe war das Abklingen der Setzung von unter 1mm/5min. Das ist an sich ein sehr *weiches* Kriterium. Es bewusst so rasch gewählt, weil ansonst die Prüfung der sechs kurzen Pfähle nicht im geplanten Zeitrahmen möglich gewesen wäre. Eine Aussage über das Kriechverhalten war nicht Ziel dieser Versuche. Die Widerstands-Setzungslinien der Probelastungen sind in Abbildung 3.20





**Abbildung 3.17:** Lastverteilende Stahlplatte mit angeschweißtem Rohrstück



**Abbildung 3.18:** Aufbau der hydraulischen Presse für die Probebelastung mit Todlast

zusammengefasst. Um eine mögliche Vergleichbarkeit der Probebelastungen herzustellen wurden ähnlich wie beim Lastplattenversuch die Verformungsmodul der Erst- und Widerbelastung berechnet. Der Verformungsmodul ist ein Sekantenmodul dessen Berechnungsbasis als Minimalwert die erste Laststufe (5 bar) und als Maximalwert der 70 %-Wert der höchsten Laststufe vor der ersten Hysterese bilden. Für den Verformungsmodul der Widerbelastung wurde der Minimalwert der Hysterese und als Maximalwert der 70 %-Wert der höchsten Widerbelastungslaststufen verwendet. Beim Pfahl *P3E* wurde während der Widerbelastung eine Hebung gemessen, deswegen ist der Verformungsmodul negativ. In der Tabelle 3.3 sind die Spitzenwiderstände und die Verformungsmodul zusammengefasst.

### **Diskussion der Probebelastungen an den kurzen Pfähle**

Das *Ziel* dieser Probebelastungen war in erster Linie das Phänomen des bruchartigen Versagens mit anschließender Reduktion des Spitzenwiderstandes zu erreichen bzw. zu identifizieren. Dieses bruchartige Versagen ist im Kapitel 1 und Kapitel 2 ausführlich beschrieben. Wie an den Widerstands-Setzungslinien (siehe Abbildung 3.20) ersichtlich ist, wurde dieses Ziel nicht erreicht und es konnte kein vergleichbares Versagen dieser Art festgestellt werden. Der Spitzenwiderstand und die Setzung sind bis auf den Pfahl *P2E* und *P6E* annähernd gleich. Der Pfahl *P6E* hat bis 10 kN ca. 19 mm Setzung, was auf das Einspielen des Prüfaufbaues zurückzuführen ist. Wenn diese Setzung abgezogen wird, dann ist die Widerstands-Setzungslinie den anderen Widerstands-Setzungslinien sehr ähnlich. Zusammenfassend lässt sich rein aus den Messwerten der Probebelastungen, den Lasten



**Abbildung 3.19:** Übersicht Probelastung mit Todlast

und den Setzungen, kein eindeutiger Einfluss der auf 190°C angewärmten Fußkappen auf den Boden ableiten bzw. das Widerstands-Verformungs-Verhalten der Pfahlspitzen.

An den Verformungsmoduli der Wiederbelastung ist ein Unterschied zwischen den angewärmten und den kalten Pfählen zu erkennen. Bei den kalten Pfählen sind die Verformungsmoduli der Wiederbelastung höher als bei den angewärmten Pfählen. Das bedeutet, dass im Zuge der Erstbelastung größere plastische Verformungen aufgetreten sind. Da alle Pfähle der Versuchsreihe 5 und der Versuchsreihe 6 die gleiche Geometrie haben, in den gleichen Boden und die gleiche Tiefe gerammt wurden und die Pfahlprobelastung auf dieselbe Weise durchgeführt wurde, müssten somit alle Pfähle ähnlich hohe Verformungsmoduli haben. Deshalb kann dieser Unterschied in den Verformungsmoduli der Wiederbelastung nur auf die Temperatur der Fußkappe zurückgeführt werden. Dazu war es notwendig den Boden unter bzw. um den Pfahlfuß zu untersuchen. Bei Freilegen der Versuchsreihe 3 und 4 konnten unterschiedliche Ausprägungen des Bodens unter der Pfahlspitze festgestellt werden und einige Probenstücke geborgen werden. Unmittelbar unter der Pfahlspitzenfläche hat sich eine stark komprimierte Bodenschicht aufgebaut, welche nicht Verdrängt wurde und somit eine *neue Pfahlspitzengeometrie* bildet. Die Form und Größe dieser *neue Pfahlspitzengeometrie* ist dementsprechend von der Temperatur der Fußkappe abhängig, und hat sehr wohl einen Einfluss auf die Form des Pfahles und somit auch einen Einfluss auf den Pfahlspitzenwiderstand. Diese Änderung der Pfahlspitzengeometrie kann der Grund für die Veränderungen der Verformungsmodule sein. Mehr Erkenntnisse zu der Beschaffenheit des Bodens um und neben einer Pfahlspitze liefert das Kapitel 3.5 und das Kapitel 3.6. Leider kam es während der Tätigkeiten am Versuchsfeld

**Tabelle 3.3:** Spitzenwiderstand und Verformungsmodul der kurzen Pfähle

		Versuchsreihe 6 -Vorgewärmt			Versuchsreihe 5 - Kalt		
		P1E	P2E	P3E	P4E	P5E	P6E
$R_{b,k}(s_g)$	[kN]	43	43	43	51,2	43	43
$q_{b,k}(s_g)$	[MN/m <sup>2</sup> ]	1,38	1,38	1,38	1,65	1,38	1,38
$s_g$	[mm]	11	55	17	27	13	33
" $E_{v1}$ "	[MN/m <sup>2</sup> ]	26	10	63	38	48	28
" $E_{v2}$ "	[MN/m <sup>2</sup> ]	132	541	-126	812	1624	116
" $E_{v2} / E_{v1}$ "	[-]	5,12	51,95	-1,99	21,37	33,83	4,14

(Bei  $P3E$  gab es eine Hebung!)

zu einem Starkregenereignis, bei dem sich die Pfahllöcher mit Regenwasser füllten. Aus diesem Grund wurden die Pfähle der Versuchsreihe 5 und 6 nicht freigelegt. Inwieweit die Temperatur einen Einfluss auf den Boden hat kann in diesem Abschnitt der Masterarbeit noch nicht beschrieben werden.

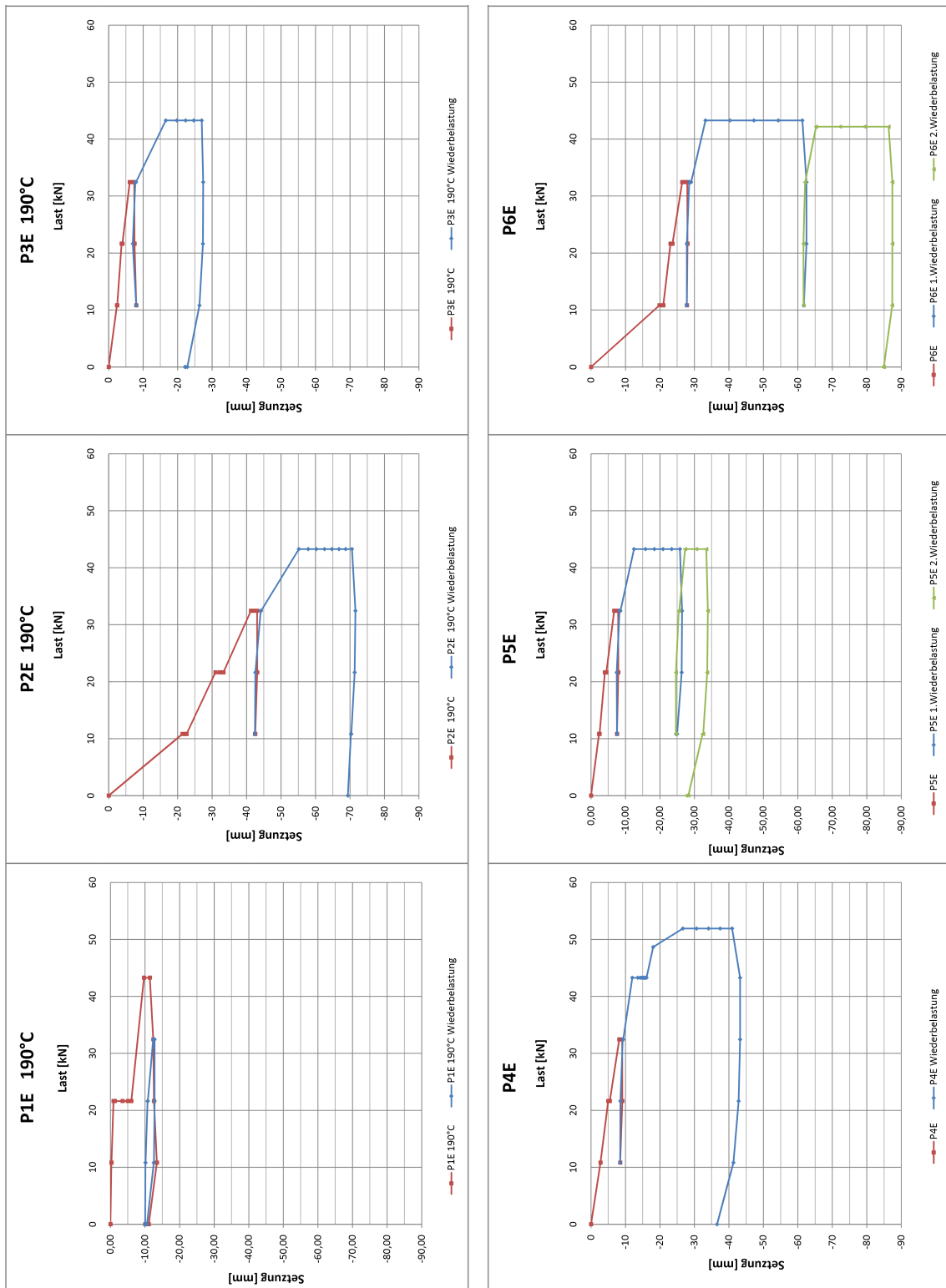


Abbildung 3.20: Widerstands-Setzungslinien der Probelastungen an den Probefählen der Versuchsreihe 5 und 6



### 3.4.2 Pfahlprobelastungen mit dem **Pile HAY-Proof-System**<sup>®</sup>

An den Pfählen *PP01*, *PP02* und *PP03* wurden Pfahlprobelastungen mit dem **Pile HAY-Proof-System**<sup>®</sup> durchgeführt. Da das Versuchsfeld mit dem Ziel bei den Probelastungen ein bruchartiges Versagen des Pfahlspitzenwiderstandes zu bekommen ausgewählt wurde, sind schon bei der Planung der Feldversuche sekundäre Zugversuche berücksichtigt worden. Deshalb wurden die Geräte für das **Pile HAY-Proof-System**<sup>®</sup> und die sekundäre Zugversuche in einem Vorgang aufgebaut. Somit konnte die gesamte Prüf-anlage nach der Probelastung mit dem **Pile HAY-Proof-System**<sup>®</sup> innerhalb weniger Minuten auf den sekundären Zugversuch umgerüstet werden.

Die Abbildung 3.21 zeigt eine Übersicht über den gesamten Versuchsaufbau des **Pile HAY-Proof-Systems**<sup>®</sup> und des Sekundärzugversuches am Versuchsfeld. Dabei ist auch der Größenunterschied zwischen einem Zugversuch und dem **Pile HAY-Proof-System**<sup>®</sup> gut zu erkennen. Die beiden massiven Auflager und die Stahlträger sind nur für den Zugversuch notwendig. Deshalb ist für den Auf- und Abbau ein dementsprechendes schweres Hebegerät notwendig. Am Versuchsfeld Hollern wurde dazu der vorhandene Bagger genützt, der trotz seiner Größe bis an die Leistungsgrenze belastet wurde. Im Messcontainer befindet sich die Hydraulikanlage, diverses Werkzeug und ein kleiner Arbeitsplatz für den Messtechniker.

Die Abbildung 3.22 zeigt den gesamten Aufbau des **Pile HAY-Proof-System**<sup>®</sup> und die montierte Messausrüstung. Dazu gehören ein Messbalken mit notwendigen Halterungen für die Messgeräte und eine Metallkiste, in der sich der Messverstärker befindet. Diese Metallkiste dient gleichzeitig als Aufbewahrungskiste für das gesamte Messgerät zum Schutz vor Beschädigungen beim Transport.

Da die Probelastungen lastgesteuert durchgeführt werden, muss vor jeder Erhöhung der Last auf die nächste Laststufe das Abklingen der Setzung abgewartet werden. Das kann mehrere Stunden dauern. Manche Pfahlprobelastungen laufen deshalb über mehrere Tage, in denen Tag und Nacht gemessen wird. Dies ist vor allem bei sehr hohen Lasten und bei ausgeprägtem Kriechen des Pfahles der Fall. Am Versuchsfeld Hollern wurde aus zeitlichen Gründen das Kriterium zur Erhöhen der Last auf die nächste Laststufe mit einer maximalen Verschiebung von 0,1mm/20min festgelegt. Herkömmlicherweise wäre bei diesem Baugrundverhältnissen das Kriterium zur Erhöhung der Last auf die nächste Laststufe auf 0,1mm/6h festzulegen, da es bei bindigen Böden mit sehr geringen Durchlässigkeit bei längerer Belastung und nach scheinbar abgeklungenem Kriechen wieder zu einer Setzungszunahme bzw. Setzungsbeschleunigung kommen kann. Diese Setzungszunahme führt in weiterer Folge zu einem Versagen des Pfahles, ohne dass die Last erhöht wurde. Die Laststufen wurden bei den Pfählen *PP01* und *PP02* mit 20 kN, und beim Pfahl *PP03* mit 50 kN festgelegt. Auf Grund der geringen Lasten und der guten Zusammenarbeit konnten insgesamt drei Primärversuche mit dem **Pile HAY-Proof-System**<sup>®</sup> und drei Sekundärzugversuche in zwei ganzen und einem halben Tag durchgeführt werden. Jede Probelastung konnte noch am selben Tag abgeschlossen werden, sodass der Messbetrieb nie über Nacht laufen musste. Die Auswertung und Darstellung der Messdaten erfolgte Seitens der Firma *Grund-, Pfahl- und Sonderbau GmbH*<sup>12</sup> bzw.

<sup>12</sup>*Grund-, Pfahl- und Sonderbau GmbH*, <http://www.gps-bau.com/>



**Abbildung 3.21:** Übersicht über den Versuchsaufbau des **Pile HAY-Proof-Systems®** und des Sekundärzugversuches am Versuchsfeld Hollern

der Firma *geo proof GmbH*<sup>13</sup> und ist im [Anhang E](#) angeführt.

In den folgenden Abschnitten werden die Ergebnisse der Probelastungen der Pfähle *PP02* und *PP03* beschrieben und erörtert. Dabei liegt das Hauptaugenmerk auf den Ergebnissen des Pfahlsitzenwiderstandes. Die Ergebnisse der Mantelreibung sind nicht Hauptbestandteil dieser Arbeit und werden deshalb nur informativ erwähnt. Da bei Probelastung *PP01* eine neuentwickelte Fußkappe eingesetzt wurde, sind die Ergebnisse aus der Probelastung für die technologische Weiterentwicklung sehr wichtig. Sie werden in dieser Masterarbeit aber nicht weiter behandelt.

### **Ergebnis der Probelastungen am Pfahl PP02**

Bei der Probelastung des Pfahles *PP02* mit dem **Pile HAY-Proof-System®** ist das Phänomen des bruchartigen Versagens des Spitzenwiderstandes mit anschließender Entfestigung aufgetreten. Es ereignete sich beim Erhöhen der Last von der Laststufe 100 kN auf die nächsthöhere Laststufe. Bei 125 kN begannen die Setzungen der Pfahlsitze sehr rasch größer zu werden, was mit einem gleichzeitigen Druckabfall einherging. Nach ca. 30 mm Setzung der Pfahlsitze wurde auf die Vorlast von 25 kN entlastet und wiederbelastet. In [Abbildung 3.25](#) sind die Widerstands-Verschiebungslinie der Probelastungen am *PP02* abgebildet. Die Widerstands-Verschiebungskurve der Wiederbelastung zeigt das gleiche Verhalten wie vor der Entlastungsschleife. Bei ca. 80 kN stellten sich ein kontinuierliches Versagen und ein endgültiges Gleichgewicht zwischen dem Pfahlsitzenwiderstand und

<sup>13</sup> *geo proof GmbH*, <http://www.geo-proof.at>



**Abbildung 3.22:** Das aufgebaute *Pile HAY-Proof-System*<sup>®</sup> und die montierte Messausrüstung

der maximalen Förderleistung der Hydraulikpumpe ein. Nach 95 mm Verschiebung der Pfahlspitze wurde die Probelastung abgebrochen und für den sekundären Zugversuch umgerüstet. Beim Zugversuch trat das Versagen des Mantelwiderstandes ca. eine Stunde nach dem Erhöhen der Last ein. In dieser Zeit konnte die die Hydraulikanlage zwar die Last von 148 kN aufrecht erhalten, musste aber die auftretenden Setzungen immer wieder ausgleichen. Dies führte zu einem Kriechmaß von 2,4 mm bevor der Druck abfiel und größere Setzungen eintraten. Nach ca. 35 mm Hebung des Pfahlkopfes wurde der sekundäre Zugversuch abgebrochen und die Probelastung dieses Pfahles beendet. Die Auswertung dieser Probelastung ist im [Anhang E](#) angeführt.

Die Abbildung [3.24](#) zeigt die Widerstands-Verschiebungskurve der Probelastungen am *PP02* in einer größeren Skalierung. Dabei ist der Unterschied zwischen der gemessenen Setzung der Pfahlspitze inklusive der elastischen Stauchung des Druckstabes und der errechneten Setzung der Pfahlspitze zu erkennen. Die errechnete Setzung vor dem Versagen des Spitzenwiderstandes beträgt 0,8 mm bei einem maximalen Pfahlspitzendruck von  $q_{b,u} = 3,98 \text{ MN/m}^2$ . Die Umrechnung des Mantelwiderstandes ergibt eine maximal Pfahlmantelreibung von  $q_{s,u} = 42 \text{ kN/m}^2$ . Aufgrund der Versagensart sind diese Werte nicht als charakteristische Bemessungswerte zu interpretieren.



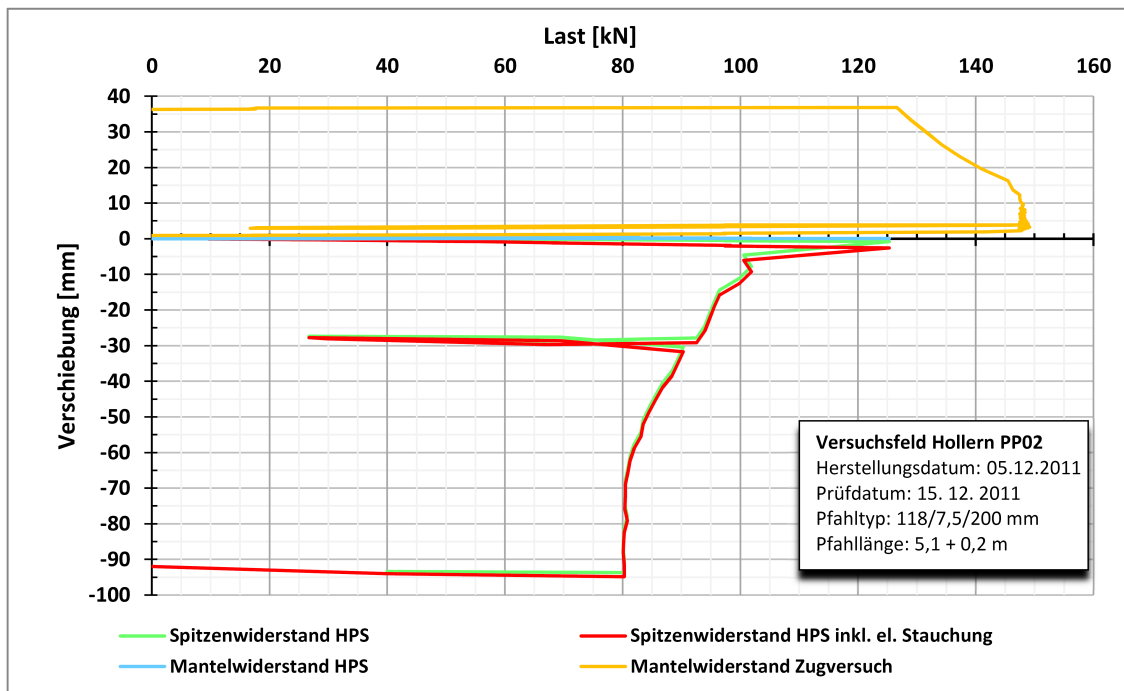


Abbildung 3.23: Widerstands-Verschiebungslinie der Probelastungen am PP02

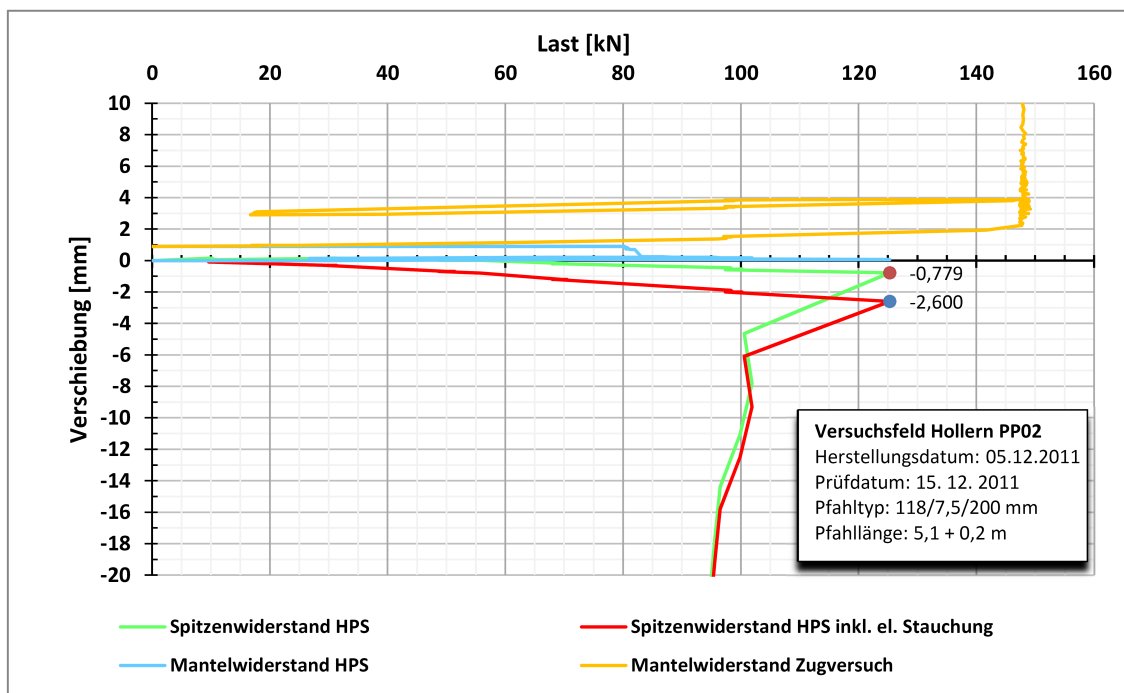


Abbildung 3.24: Widerstands-Verschiebungslinie der Probelastungen am Probepfahl PP02 (größer skaliert)



### Ergebnis der Probelastungen am Pfahl PP03

Das Versagen dieser Probelastung ist mit der des Pfahles *PP02* vergleichbar. In [Abbildung 3.25](#) sind die Widerstands-Verschiebungslinie dargestellt. Es trat ebenfalls das Phänomen des bruchartigen Versagens des Pfahlspitzenwiderstandes mit anschließender Entfestigung auf. Der Pfahl *PP03* wurde mit einer Länge von 9,5 m hergestellt. Auf Grund der größeren Überlagerungsspannung und der größeren Mantelfläche sind die Messwerte auch größer. Der Spitzenwiderstand hielt der vorletzten Laststufe mit 200 kN ohne Probleme stand. Bei der Erhöhung auf 250 kN versagte der Spitzenwiderstand bei einem maximalen Messwert von 249 kN. Daraufhin kam es zu einem raschen Druckabfall und zu großen Setzungen. Eine Hysterese bei ca. 40 mm Setzung ergab bei der Widerbelastung ebenfalls das gleiche Schema wie bei dem Pfahl *PP02*. Bei einer Last von 126 kN stellten sich ein kontinuierliches Versagen und ein endgültiges Gleichgewicht zwischen dem Pfahlspitzenwiderstand und der maximalen Förderleistung der Hydraulikpumpe ein. Nach ca. 70 mm Vertikalverschiebung der Pfahlspitze wurde die Probelastung abgebrochen und auf den sekundären Zugversuch umgerüstet.

Augrund der Pfahllänge und dem entsprechend größeren Pfahlmantelfläche ergaben sich beim Zugversuch auch höhere Lasten als beim Pfahl *PP02*. Bei dem Pfahl *PP03* kam es bei den Laststufen 300 kN und 400 kN auch zu einem deutlichen Kriechvorgang, mit Kriechmaße von 0,15 mm und 0,62 mm. Erst nach Abklingen dieses Kriechens wurde auf die nächste Laststufe erhöht. Das Versagen trat beim Erhöhen der Last von 400 kN auf 500 kN ein. Dabei kam es aber nicht wie beim Pfahl *PP02* zu einem ausgeprägten Kriechvorgang, sondern zu einem Versagen des Mantelwiderstandes bei den maximalen Messwerten der Last von 475 kN und Hebung von 6,8 mm (siehe [Abbildung 3.25](#)). Anschließend kam es zu größeren Hebungen und dem Abfallen der Last. Nach einer Hysterese und einer Hebung von 45 mm wurde der sekundäre Zugversuch abgebrochen und die Probelastung dieses Pfahles beendet. Die gesamte Auswertung dieser Probelastung ist im [Anhang E](#) angeführt.

Die [Abbildung 3.26](#) zeigt die Widerstands-Verschiebungskurve in einer größeren Skalierung und somit den Unterschied zwischen der gemessenen vertikalen Verschiebung der Pfahlspitze inklusive der elastischen Stauchung des Druckstabes und der errechneten Verschiebung der Pfahlspitze beim Versagen. Aus der Umrechnung ergibt sich ein maximaler Pfahlspitzendruck von  $q_{b,u} = 7,93 \text{ MN/m}^2$  bei 2,22 mm Setzung. Die Umrechnung des Mantelwiderstandes ergibt eine maximale Pfahlmantelreibung von  $q_{s,u} = 72 \text{ kN/m}^2$ . Augrund des Versagensschemas sind diese Werte nicht als charakteristische Bemessungswerte zu interpretieren.

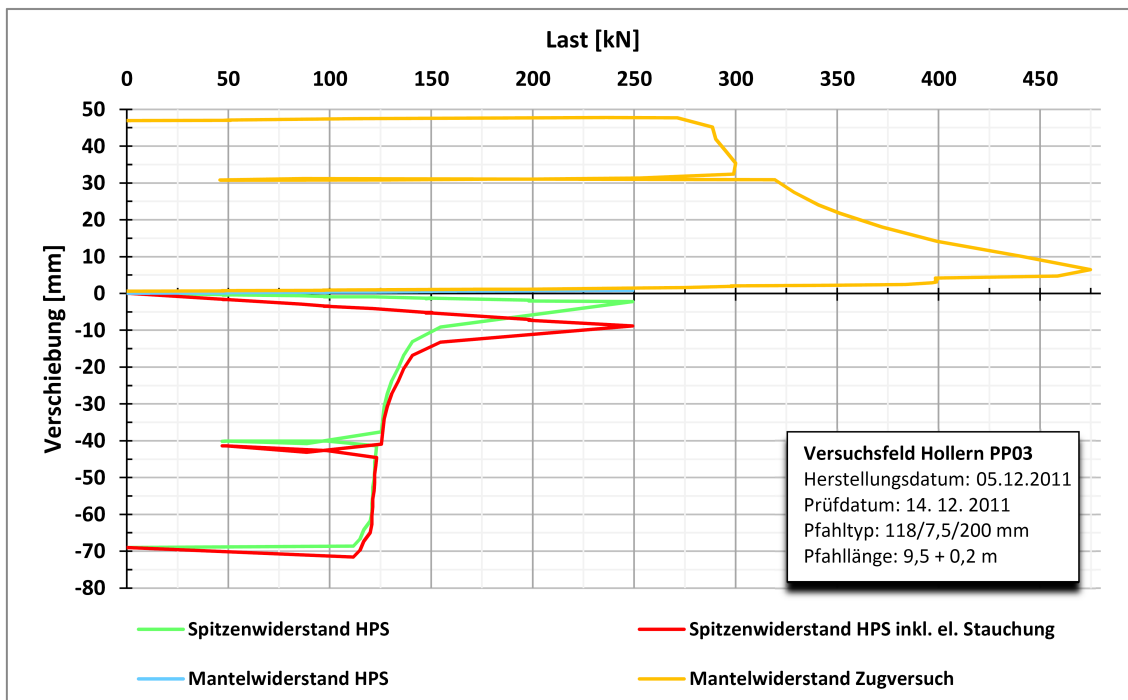


Abbildung 3.25: Widerstands-Verschiebungslinie der Probelastungen am PP03

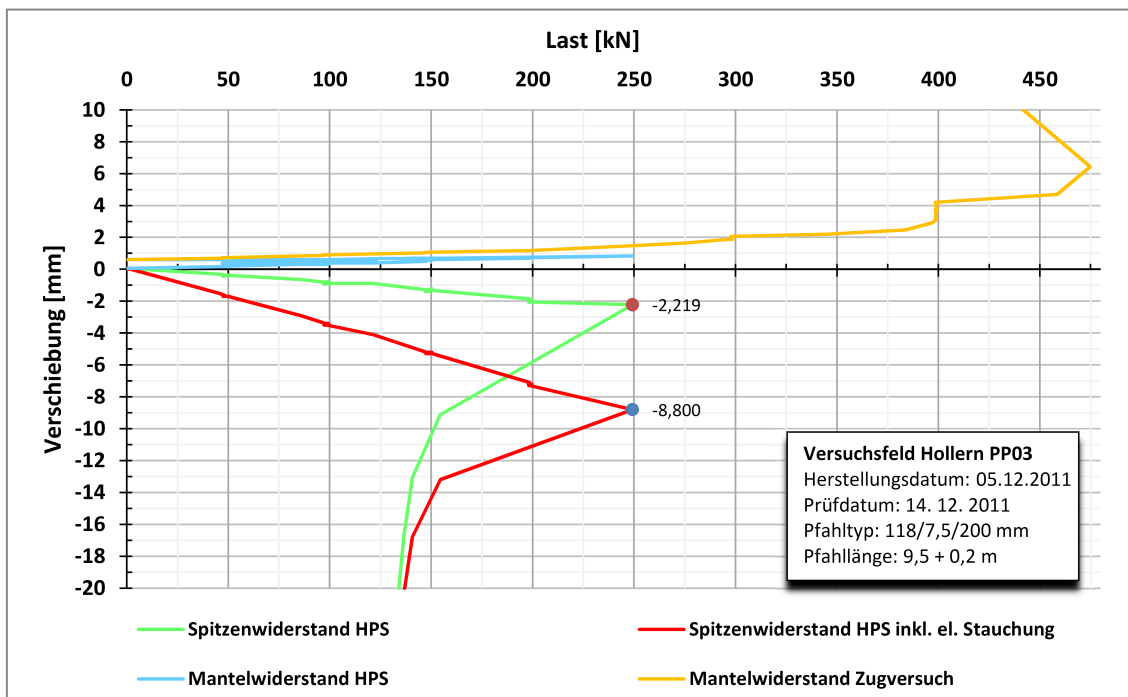


Abbildung 3.26: Widerstands-Verschiebungslinie der Probelastungen am PP03 größer skaliert

## 3.5 Das Freilegen der Probepfähle

Von den 21 hergestellten Probe- und Versuchspfählen wurden 14 Pfähle bis einen Meter unter die Pfahlspitze freigelegt und in vertikalen Profilschnitten dargestellt. Anschließend wurden die Profilschnitte dokumentiert und In-situ-Versuche mit einem Taschenpenetrometer und einer Handflügelsonde durchgeführt. Ein Pfahl wurde so in mehreren horizontalen Schnitten freigelegt. Bei dem Pfahl wurden neben den In-situ-Versuchen auch ungestörte Proben neben und unter der Pfahlspitze entnommen. An diesen Proben und den Referenzproben wurden umfangreiche bodenmechanische Laborversuche durchgeführt (siehe Kapitel 3.6). Die folgende Kapitel behandelt die Vorgehensweise und die Dokumentation der Pfahlfreilegung.

### 3.5.1 Allgemeines zu den Pfahlfreilegungen

Für das grobe Freilegen der Pfähle stand am Versuchsfeld Hollern Tieflöffelbagger mit ca. 22 to zur Verfügung. Die Pfähle wurden Reihenweise je nach Versuchsreihe freigelegt, wobei mit der Versuchsreihe 4 begonnen wurde. Auf Grund der großzügig geböschten Flanken und es standfesten Bodens konnte auf einen Baugrubenverbau verzichtet werden. Im Bereich der Pfahlspitzen wurden die letzten 20 cm bis zum Profilschnitt des Pfahles per Hand mit einem Gärtnerspaten gegraben. Die Feinarbeiten zur Darstellung der Bodenprofile wurden mit einem kleinen Feldspaten getätigt. Nach Abschluss der In-situ-Versuchen und der Dokumentation wurde die nächste Pfahlreihe freigelegt. Nach Beendigung der Tätigkeiten am Versuchsfeld wurden die Baugruben mit dem vorhandenem Aushubmaterial wieder verfüllt und mit dem Bagger entsprechend verdichtet. Abschließend wurde der zuvor separat deponierte Mutterboden aufgebracht und der ursprüngliche Zustand wieder hergestellt. Die Abbildungen 3.27 (a) und (b) zeigen die Baugrube der Pfahlfreilegung aus verschiedenen Perspektiven.



Abbildung 3.27: Die Baugrube der Pfahlfreilegung aus verschiedenen Perspektiven

### 3.5.2 Freigelegte Pfahlschäfte

In diesem Abschnitt werden die Erkenntnisse zu den freigelegten Pfahlschäften zusammengefasst. Grundsätzlich ist der Verdrängungsmechanismus bei den freigelegten Ver-

suchspfählen ähnlich. Scheinbare Unterschiede ergeben sich aus den verschiedenen Perspektiven und Bildern, welche sich bei jedem freigelegten Pfahl anders darstellen.

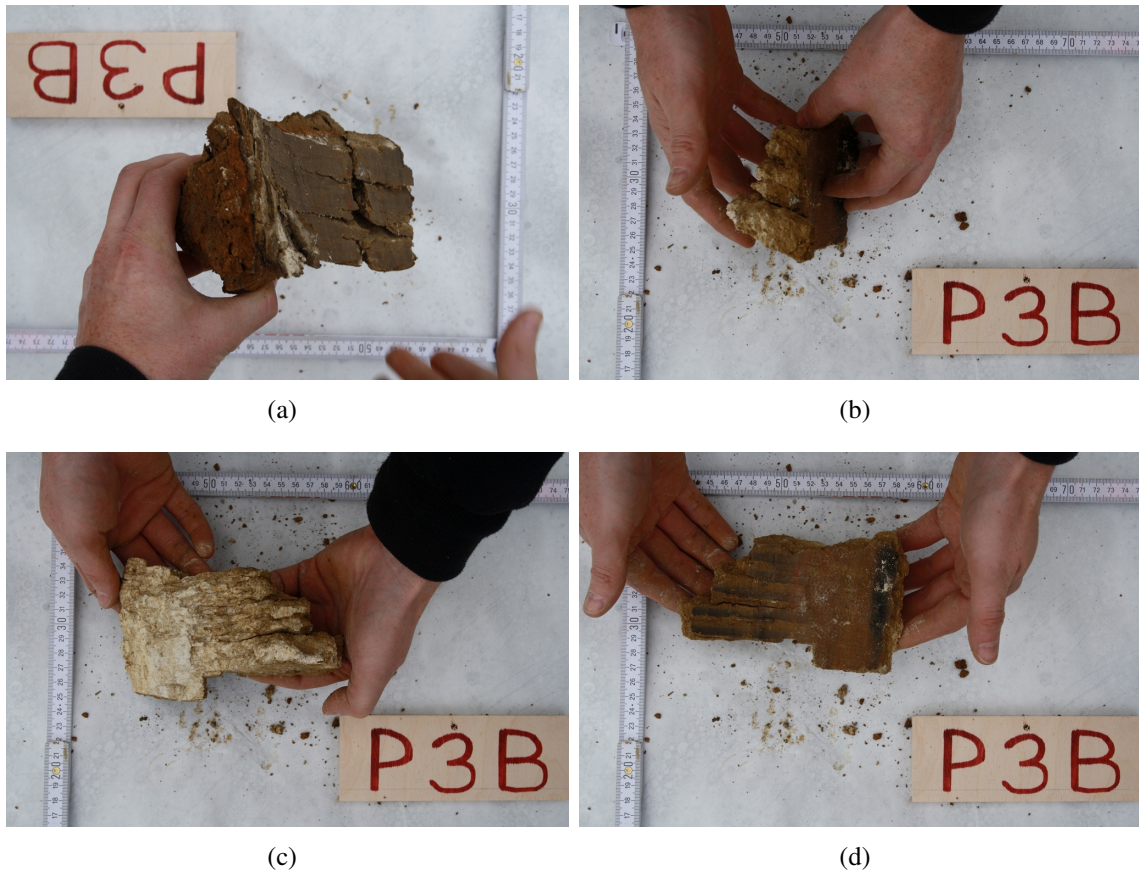
Durch das grobe Freilegen der Pfahlschäfte entstanden Bruchflächen, welche die vorhandene Struktur, Orientierung von Scherflächen und Störungen des Bodens zeigen. Die Ausprägung dieser Bruchflächen kann sehr viel Aufschluss über die Verformungen im Boden geben. Im oberflächennahen Bereich sind sichtbare Risse und Rillen an der Laibung aufgetreten. Diese Risse und dünne Schuppen waren schon vor dem Freilegen der Pfähle sichtbar und wurden bereits im Kapitel 3.3.5. Das Freilegen der Pfähle ermöglichte eine detailliertere Betrachtung diese Schuppen (siehe Abbildung 3.28 (a)). Des Weiteren ist aus Abbildung 3.28 (b) eine Einschnürung des Pfahlschaftes von 20 cm auf 18 cm zu erkennen.

In Abbildung 3.29 (a) ist ein Bruchstück aus ca. 50 cm Tiefe gezeigt, welche diese horizontalen Risse mit gleichem regelmäßigem Abstand aufweist. Es weist auch einen vertikalen Riss auf, der sich bis an die Geländeoberfläche fortpflanzt. Des Weiteren weist dieses Bruchstück eine stark zerrütteten Laibungsbereich von ca. 2 cm auf, welche eindeutig von mehreren Lagen eines auffällig *weißen Pulvers* nahezu parallel durchzogen sind. Hinter diesen Lagen aus *weißem Pulver* befindet sich der umliegende verformte Boden. Die Abbildungen 3.29 (b), (c) und (d) zeigen ein anderes Bruchstück aus der Pfahllaibung von mehreren Seiten abgebildet. Diese Abbildungen zeigen die horizontalen Risse und Rillen, welche sich in einem Winkel von ca.  $25^\circ$  über die gesamte Stärke des Bruchstückes hindurch fortpflanzen. Die Hinterseite (siehe Abbildung 3.29 (c)) ist mit einer 1-2 mm starken Schicht des *weißem Pulvers* überzogen. An manchen Stellen ist die Hinterseite gerippt und an manchen Stellen ist sie ähnlich wie eine Scherfläche wie bei einem Scherversuch. Die Stärke dieser Zerrütteten Schicht ist unterschiedlich. An manchen Stellen, meist oberflächennahe, ist sie 20 bis 50 mm stark. Mit zunehmender Tiefe nimmt sie weiter ab. Sie teilt sich in eine obere Schicht, welche sehr harte trockene Schuppen bildet, und dahinter in mehrfach lamellierte Schichten. Zwischen diesen beiden Schichten ist immer wieder eine dünne Schicht aus *weißem Pulver* zu finden. In ca. 1,5 m Tiefe sind diese Schuppen nur mehr wenige Millimeter stark.



**Abbildung 3.28:** Pfahllaibung und Pfahlschaftdruchmesser





**Abbildung 3.29:** Entnommene Bruchstücke aus der Pfahllaibung und dem Pfahlschaftbereich

Bei manchen Pfählen bildete sich eine glatte Pfahllaibung (siehe Abbildung 3.30 (a)). Die Pfahllaibung besteht aus mehreren zerrütteten Schichten, welche aber keine horizontalen Risse aufwiesen. Diese Schicht war einige Millimeter dick und stark verfestigt. Eine Zuordnung zur jeweiligen Bodenschicht ist nicht möglich. Die hintere Schicht besteht aus mehreren stark zerrütteten Lagen, welche durch *weißes Pulver* getrennt sind. Des Weiteren hat diese Schicht einen eindeutig höheren Sandkornanteil, als die oberste Lage der Pfahllaibung. Bei manchen Pfählen pflanzen sich, wie in Abbildung 3.30 (b) gezeigt, diese zerrütteten Lagen schräg nach hinten fort. In den tieferen Bodenschichten (vorwiegend plastischen stark tonigen Schluffen) treten diese nicht mehr erkennbar auf. Die Abbildung 3.30 (c) zeigt, dass in Summe diese zerrütteten Lagen der Oberfläche der Pfahllaibung ca. 5 bis 20 mm stark sind.





(a)



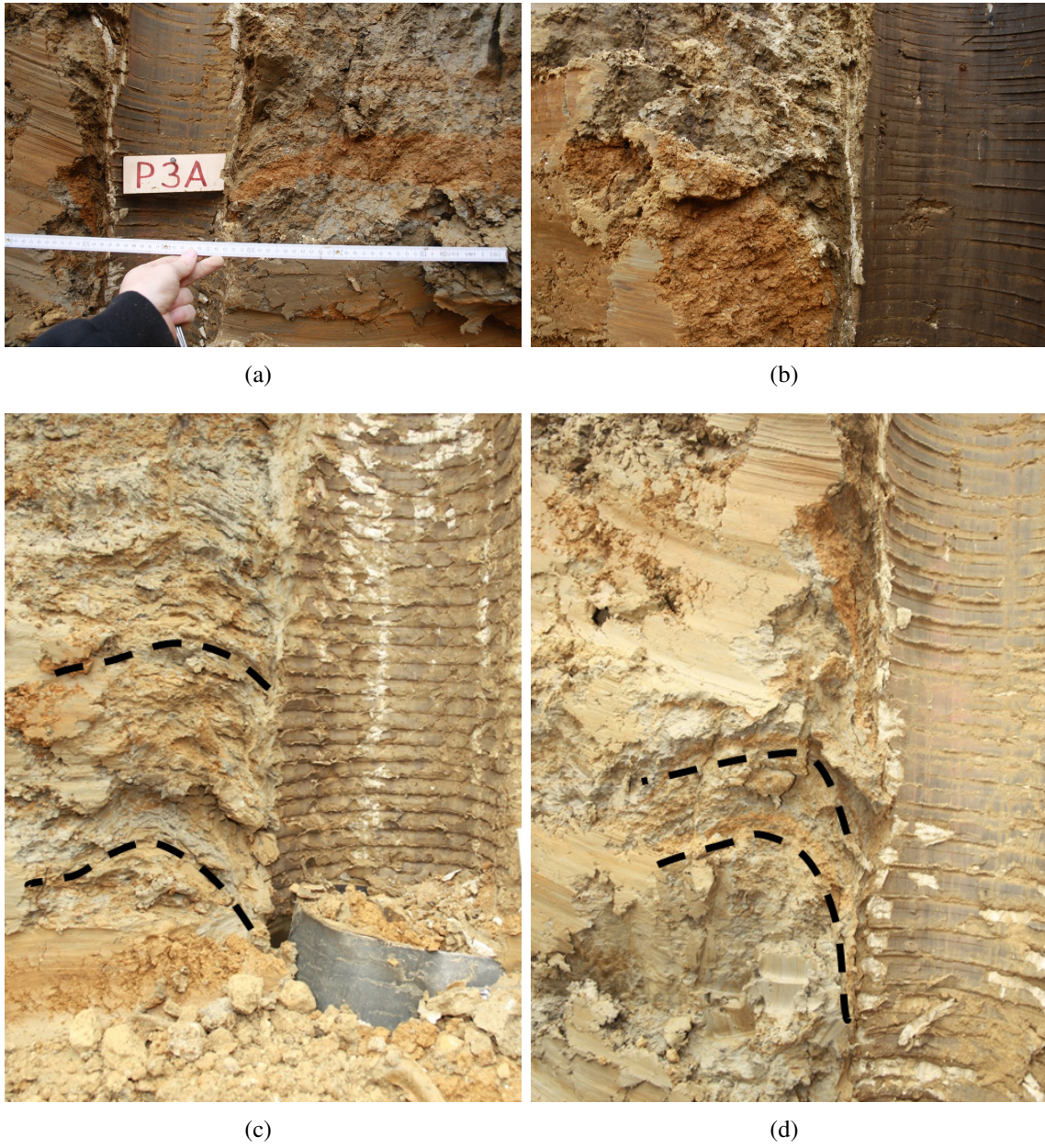
(b)



(c)

**Abbildung 3.30:** Pfahlschaft- und Pfahllaibungsbereich  
80





**Abbildung 3.31:** *Verformungen des Bodens im Pfahlschaftbereich*

Hinter diesen zerrütteten Lagen sind die Verformungen des umgebenden Bodens auf Grund des Verdrängungsprozess ersichtlich. An der in Abbildung 3.31 (a) gezeigten braun gefärbten Bodensicht ist im Bereich nahe um den Pfahlschaft eindeutig eine schräg zum Pfahl orientierte Struktur zu erkennen. Die Abbildung 3.31 (b) zeigt in Großaufnahme, dass sich beim Rammen des Pfahles die einzelnen parallelen Bodenschichten verzogen, haben und nun auf die zerrüttete Lage an der Pfahllaibung asymptotisch zulaufen. Dieses Verziehen der einzelnen Bodenschichten war bei allen freigelegten Pfählen eindeutig zu erkennen. In den Abbildungen 3.31 (c) und (d) ist links neben dem Pfahlschaft nicht nur eine Verformungen des Bodens nach unten zu erkennen, sondern auch eine Wölbung der Bodenschichten nach oben (siehe Linien). Die Verformung des verdrängten Bodens wird im weiteren Verlauf dieser Arbeit noch mehrfach diskutiert und in anderen Abbildungen dargestellt.

Anhand eines Bodenprobenstückes (plastischer stark toniger Schluff siehe Abbildung 3.32 (a)), welches aus etwa der Fußkappentiefe der seicht gerammten Pfähle radial neben einem verpressten Pfahl entnommen wurde (siehe Abbildung 3.32 (b)), sind neben den schräg verzogenen Bodenschichten auch parallel dazu verlaufende Risse zu erkennen. Diese Risse waren anfangs geschlossen und nicht sichtbar. Sie öffneten sich erst durch das Verbiegen des Probenstückes (normal zu den Rissen). Beim Verbiegen der Probe in die andere diagonale Richtung schlossen sich die Risse wieder. Beim Verbiegen eines Probenstückes, welches weiter entfernt entnommen wurde, musste zum einen eine viel größere Kraft aufgewendet werden und zum anderen zerbrach die Probe daraufhin ohne klar erkennbares Bruchschemata. Dem entsprechend waren die beobachteten schrägen Risse nahe dem Pfahlschaft keine Querdehnungsrissen, welche auf Grund des Verbiegens des Probenstückes entstanden. Diese Risse sind somit eindeutig durch den Verdrängungsprozess beim Rammen entstanden.

In Abbildung 3.33 ist eine Großaufnahme des Bereiches unmittelbar neben einer Fußkappe in dem plastischen stark tonigen Schluff abgebildet. Dieser Bereich wurde per Hand mit einem Spaten freigelegt, wodurch die feine Struktur im Boden jedoch verschmiert wurde. Durch das Herausreißen eines teilweise freigelegten Bodenstückes kann aber die feine Struktur im Boden gut dargestellt werden. Es zeigt den plastischen stark tonigen Schluffboden in vertikalen dünn lamellierten Lagen neben der Fußkappe welche eindeutig durch das Rammen des Pfahles bzw. durch den Verdrängungsprozess entstanden sind.





(a)

(b)

**Abbildung 3.32:** *Probenstück aus dem Pfahlschaftbereich eines verpressten HLV<sup>®</sup>-Pfahls*



**Abbildung 3.33:** *Großaufnahme des Bereiches neben einer Fußkappe*

### 3.5.3 Freigelegte Pfähle der Versuchsreihe 4 – Vorgewärmte Fußkappe

Die Versuchsreihe 4 mit vorgewärmten Fußkappen waren die ersten Pfähle welche freigelegt wurden. Die Pfähle *P4B* und *P4C* wurden beide vertikal im Profil dargestellt. Da sie an sich gleich sind wird in weiterer Folge nur der Pfahl *P4B* detaillierter behandelt.

#### Der im Profil freigelegte Pfahlfuß P4B

Nachdem die Fußkappe freigelegt und sorgfältig entfernt wurde, konnte der Boden im Bereich des um den Pfahlfußbereich mit dem Spaten sauber dargestellt werden. Vor den In-situ-Versuchen wurden für die Dokumentation und zur Orientierung Ebenen und Achsen in den Boden geritzt, und mit Namensschildern versehen. In der Abbildung 3.34 (a) ist der Pfahl *P4B* im Profil fertig zur Aufnahme dargestellt. Die Abbildung 3.34 (b) zeigt eine etwas detailliertere Perspektive des Pfahlfußes. Unmittelbar oberhalb der Fußkappe ist klar eine Einschnürung des Pfahlschaftes zu erkennen. Der Durchmesser des Pfahlschaftes reduziert sich von 20 cm (Durchmesser der Fußkappe) auf 18 cm. Auf Höhe von Ebene 1 wurde eine hellbraune Schicht aus gering feinsandigen Ton und Schluffen durchrammt. Durch diese zufällig angetroffene Schicht ergeben sich sehr anschauliche Bilder des Verdrängungsprozesses. Diese hellbraune Schicht wird wie im vorherigen Abschnitt schon beschrieben durch den Pfahl nach unten verzogen. Dabei verjüngt sie sich immer mehr, bis sie sich annähernd asymptotisch der Fußkappe bzw. dem Pfahlschaft annähert. Unterhalb der hellbraunen Schichten ist im ungestörten Bereich eine grau-braun gesprenkelte Musterung zu erkennen. Im Bereich um die Fußkappe wird dieses Muster ebenfalls klar ersichtlich in nach unten und teilweise unten um die Fußkappe verzogen.

Die Abbildung 3.35 zeigt eine Großaufnahme des Bereiches der Pfahlspitze (unmittelbar unter der Fußkappe). Die Pfahlaufstandsfläche war sehr hart und trocken. Sie konnte mit dem Fingernagel kaum angekratzt werden. Unter dieser harten, nahezu verbackenen Schicht, welche aus mehreren stark komprimierten Lagen bestand, war eine leicht sandig-kiesige Schluffschicht, welche ebenfalls sehr stark komprimiert war und sich zum Rand hin verzieht bzw. über den Fußkappenrand gedrückt wird. Vereinzelt waren auch einige Kieskörner erkennbar, welche offensichtlich aus den oberflächennahen Schichten stammten. Unter dieser leicht sandig-kiesigen Schluffschicht unter der Pfahlaufstandsfläche sind mehrere Lagen zu erkennen, welche offensichtlich von durchrammten Bodenschichten in die Tiefe mitgenommenen Schichten stammen. Sie sind in der Mitte etwas Stärker und nehmen zur Fußkappenkante hin ab. Dort werden sie umgelenkt und nach oben verzogen.

Nach der Dokumentation und den In-situ-Versuchen wurde die oberste stark komprimierte Schicht entnommen (siehe Abbildung 3.36). Darunter waren eine dünne Schicht von weißen Pulver und Anzeichen von Scherflächen zu erkennen. Das entnommene Probenstück war sehr hart und mit den Fingern kaum auseinander zu brechen. Unter der leicht sandig-kiesigen Schluffschicht war eine ähnliche Scherfläche zu erkennen. Darunter waren keine ausgeprägten Scherflächen mehr anzutreffen.





(a)

(b)

**Abbildung 3.34:** *Profilschnitt des Pfahles P4B*



**Abbildung 3.35:** *Profilschnitt des Pfahlspitzbereiches P4B (Großaufnahmen)*



**Abbildung 3.36:** *Profilschnitt des Pfahlspitzbereiches P4B (Großaufnahmen)*



### Der in mehreren horizontal Ebenen freigelegte Pfahl P4C

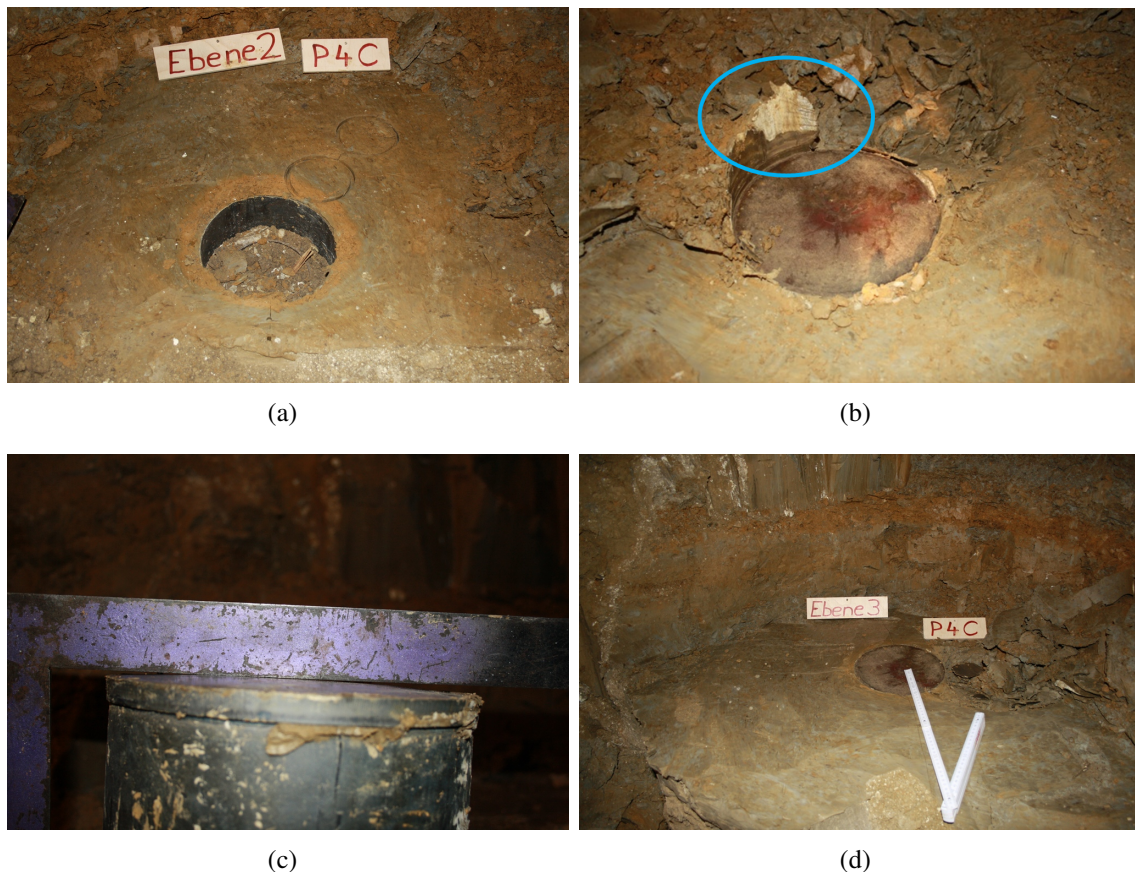
Der Pfahl *P4C* aus der Versuchsgruppe 4 wurde in mehreren horizontalen Ebenen freigelegt. Die Ebenen wurden in der Phase der Entwurfsplanung des Feldversuches festgelegt. Entscheidungskriterien für die Wahl der Ebenen war die Gewinnung von möglichst aussagekräftigen ungestörten Proben aus verschiedenen Positionen rund um den Pfahlfuß, welche mit herkömmlichen Stechzylindern entnommen werden sollten. Im Kapitel 3.6 sind die freigelegten Ebenen und die Positionen der entnommenen Stechzylinder dargestellt.

In Abbildung 3.37 (a) ist die Ebene 2 des Pfahles P4C dargestellt, nachdem die zwei Stechzylinder neben der Fußkappe gesetzt wurden. Um die Fußkappe sind ganz klar mehrere verschiedenfarbige Ringe zu erkennen. Es handelt sich dabei um den geschichteten Bodenaufbau der durch den Verdrängungsprozess verzerrt wurde und schon bei der Freilegung des Pfahles P4B beschrieben wurde. Der innere hellbraune Ring ist eine der oberen Schichten (hellbraunen gering feinsandige Ton u. Schluffe), welche ungefähr 20 cm über der Ebene 2 liegt. Das hellere gräuliche Material ist demnach eine Schicht welche unter der zuvor erwähnten Lehmschicht liegt und ebenfalls durch den Verdrängungsprozess nach unten verzerrt wurde. Etwa 10-15 cm weiter außerhalb ist wieder braunes Material erkennbar, welches offensichtlich weiter außen in ihrer horizontalen Lager nicht verändert wurde. Des Weiteren ist noch anzumerken, dass die einzelnen Ringe in einer Ebene nicht gleich stark sind, was auf eine nicht axialsymmetrische Verdrängung des Bodens schließen lässt.

Die Abbildung 3.37 b) zeigt eine Aufnahme vom Freilegen der Ebene 3 nach dem Wegheben der Fußkappe. Das in der Abbildung erkennbare Material stammt aus den höherliegenden Schichten und wurde dann von der Fußkappe mit in die Tiefe und zur Seite gedrückt. Auf der hinteren Seite dieses Restmaterials ist eine weiße Fläche zu erkennen (siehe Markierung). Sie ist von einer dünnen Schicht *weißen Pulver* überzogen und ist offensichtlich eine Scherfläche, welche sich beim Verdrängungsprozess zwischen zwei Bodenschichten gebildet hat und dann von der Fußkappe abgeschert wurde. Des Weiteren sind auf einer Seite dieser weißen Scherfläche parallele Rippen zu erkennen, welche die einzelnen Rammschläge abzeichnen. Weiter rechts ist ebenfalls eine kleine weiße Fläche zu erkennen, die unter der Fußkappe herausgequetscht wird. Es ist ebenfalls eine Scherfläche, die mit weißem Pulver überzogen ist. Das Material unmittelbar unter der Fußkappe, welches jetzt als kreisrunde Fläche sichtbar ist, war sehr hart und mit dem Fingernagel kaum einritzbar, und hatte eine rötliche braune Färbung. In der Abbildung 3.37 (c) ist die entnommene Fußkappe gezeigt. Bei der näheren Betrachtung konnte eine Verformung der Grundfläche der Fußkappe von ca. 5 mm festgestellt werden. Dabei ist anzumerken, dass diese Fußkappe nur 18 sec. lang und 2 m tief in Boden gerammt wurde und diese eher geringe Belastung zu einer Verformung der Fußkappe geführt hat.

In Abbildung 3.37 (d) ist die Ebene 3 fertig vorbereitet für die In-situ-Versuche. Im Zentrum ist die stark komprimierte kreisrunde Fläche des Bodens unterhalb der Fußkappe zu sehen und im Hintergrund dieser Abbildung ist der geschichtete Bodenaufbau mit der markanten braunen Lehmschicht zu erkennen.

Beim Herausziehen der Handflügelsonde aus der stark komprimierten kreisrunden Fläche, welche sich unter der Fußkappe gebildet hat, löste sich diese in den Abbildungen 3.38

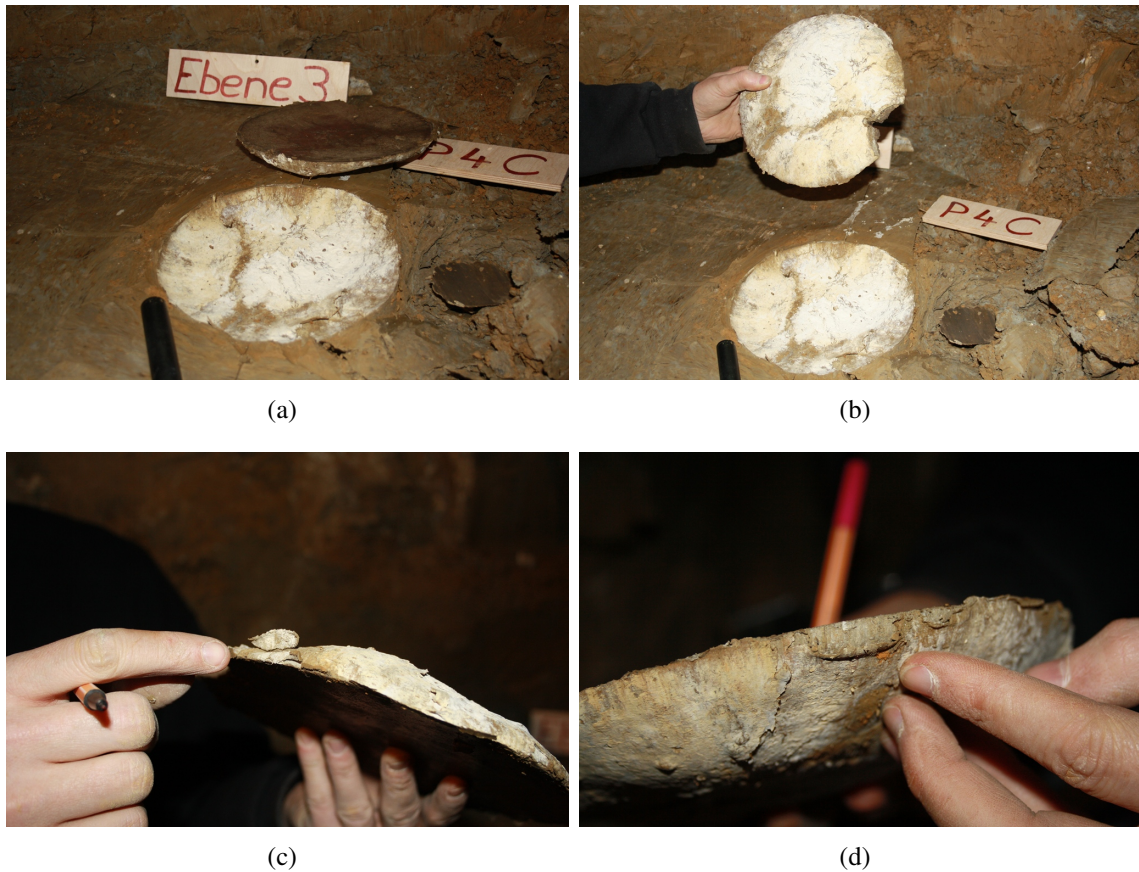


**Abbildung 3.37:** Horizontale Schnittebenen 2 und 3 des Pfahles P4C

(a) und (b) gezeigte linsenförmige Platte. Sie war genau diese kreisrunde Fläche unter der Fußkappe. Der Querschnitt ist vergleichbar mit einem Korbbogen, der in der Mitte einen großen Radius hat und an den Rändern einen kleineren. An der stärksten Stelle maß diese Platte ca. 3,5 cm. Die Unterseite war eine unregelmäßig gewölbte Fläche, welche an manchen Stellen bis zu 3 mm stark von *weißem Pulvers* überzogen war. An den Rändern zeichneten sich Scherfläche ab.

Bei einer genaueren Betrachtung war zu erkennen, dass sich diese Platte aus mehreren Schichten aufgebaut hat, dazwischen war immer *weißes Pulver* anzutreffen. An der Unterseite waren diese aufgerissen und über den Rand hinausgequetscht worden. Diese „ausgequetschten“ Schichten sind 1-2 mm stark und bilden am Rand bzw. kurz vorher kleine Schuppen. In den Abbildungen 3.38 (c) und (d) sind Großaufnahmen dieser Schichten im Randbereich gezeigt. Diese linsenförmige Platte wurde als Grundbruchfigur betitelt und für weitere Untersuchungen im bodenmechanischen Labor archiviert.

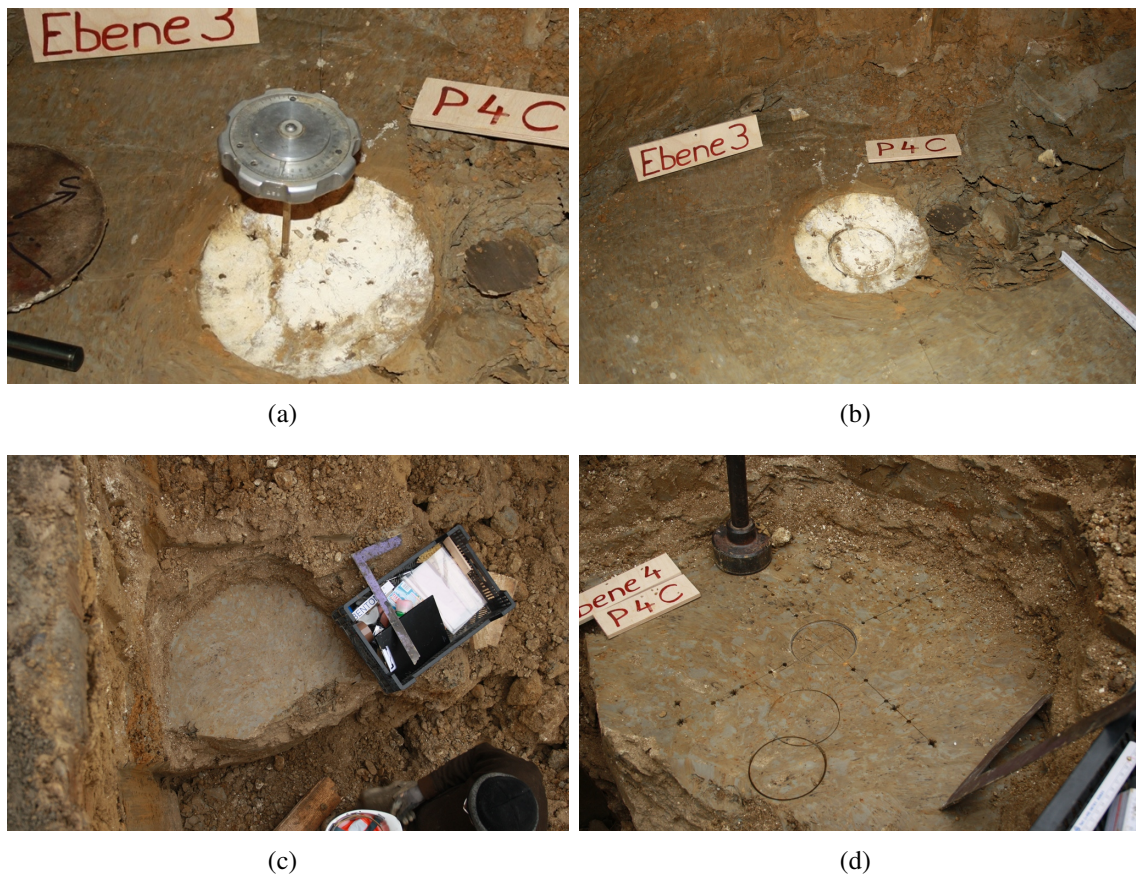
Die In-situ-Versuche wurden auf der Negativfläche der entnommenen „Grundbruchfigur“ fortgesetzt (siehe Abbildung 3.39 (a)). Anschließend wurde ein Stechzylinder gesetzt um eine ungestörte Probe unterhalb der Fußkappe zu gewinnen (siehe Abbildung 3.39 (b)). In weiterer Folge wurden die Ebenen 4 und 5 freigelegt. Wie in Abbildung 3.39 (b) ersichtlich konnte in den Ebenen 4 und 5 die Position der Pfahlachse mit freiem Auge nicht



**Abbildung 3.38:** Horizontale Schnittebenen 3 des Pfahles PAC und die entnommenen linsenförmige „Grundbruchfigur“

bestimmt werden. Somit wurden in unmittelbarer Umgebung zur Ausgrabungsposition Holzpflocke gesetzt, welche als Fixpunkte dienten. Durch die Vermessung der Fixpunkte und der Fußkappe konnte in den Ebene 4 und 5 die genaue Position der Pfahlachse bestimmt und eingezeichnet werden. Die Abbildungen 3.39 (a) und (b) zeigt repräsentativ die Ebene 4 nach der Durchführung und Dokumentation der In-situ-Versuche, und die gesetzten Stechzylinder zur Gewinnung ungestörter Proben. Die Behandlung der Stechzylinderproben und das dazugehörige Laborprogramm sind im Kapitel 3.6 enthalten.





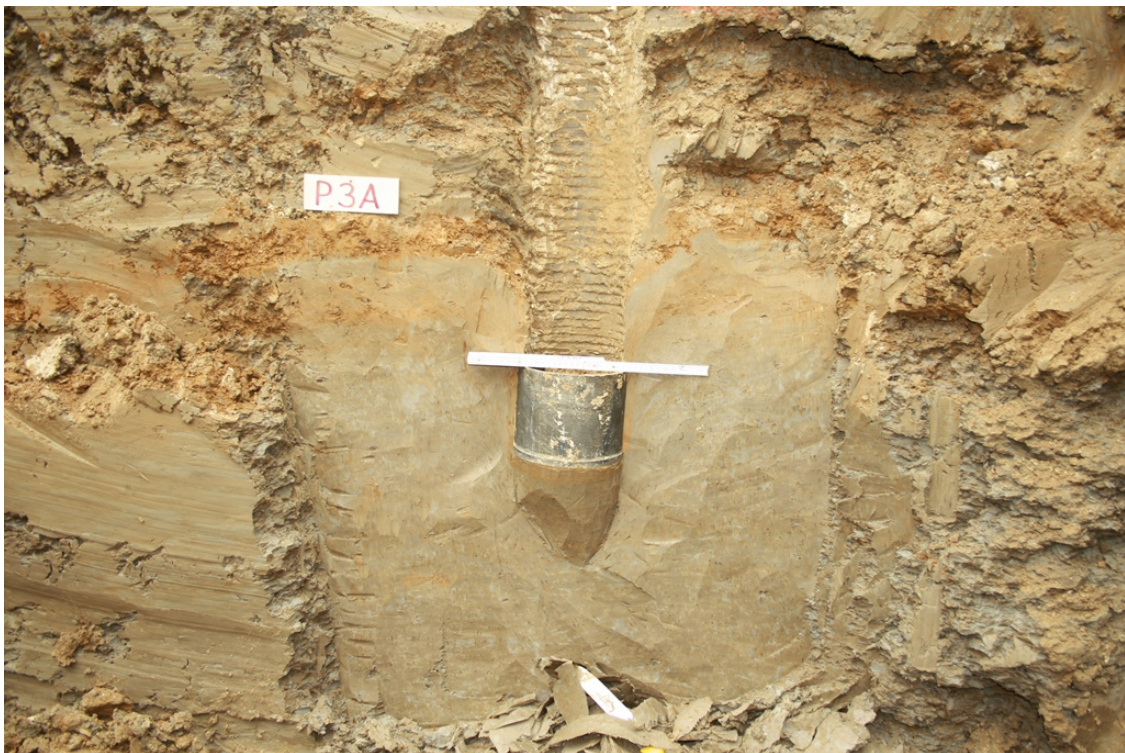
**Abbildung 3.39:** Horizontale Schnittebenen 3 und 4 des Pfahles P4C



### 3.5.4 Der freigelegter Pfahl P3A der Versuchsreihe 3 – Kontrollgruppe

In Abbildung 3.40 ist der Bereich um die Pfahlspitze des Pfahls *P3A* dargestellt. Oberhalb der Fußkappe sind die horizontalen hellbraunen Schichten aus gering feinsandigen Tonen und Schluffen zu erkennen, welche durchrammt wurden und somit bis unter die Fußkappe verzerrt wurden. In den folgenden Bildern dieses Abschnittes sind diese verzerrten hellbraunen Schichten im Nahbereich um die Fußkappe sehr gut zu erkennen.

Die Abbildung 3.41 zeigt den Pfahlspitzenbereich, nach dem die Fußkappe vorsichtig entnommen wurde. Die Pfahlfußfläche weist eine rosarote Färbung auf. Da die Ansatzpunkte der Pfähle mit rosarotem Markierungsspray angezeichnet wurden, ist anzunehmen, dass diese oberste Schicht der Pfahlfußfläche von der Geländeoberfläche stammt. Des Weiteren war diese Pfahlfußfläche so wie bei den anderen Pfählen stark komprimiert und war mit dem Fingernagel kaum zu ritzen. Im Unterschied zu den Pfählen der Versuchsgruppe 4 mit angewärmten Fußkappen wirkte diese Bodenschicht nicht so trocken und „verbacken“. Sie war an der Oberfläche spürbar erdfeucht. Zur genaueren Untersuchung wurde der vom freigelegten Bodenprofil überstehende Teil mit einem Messer abgeschnitten. Die Untersuchung dieses Stückes ist am Ende dieses Abschnittes angeführt.



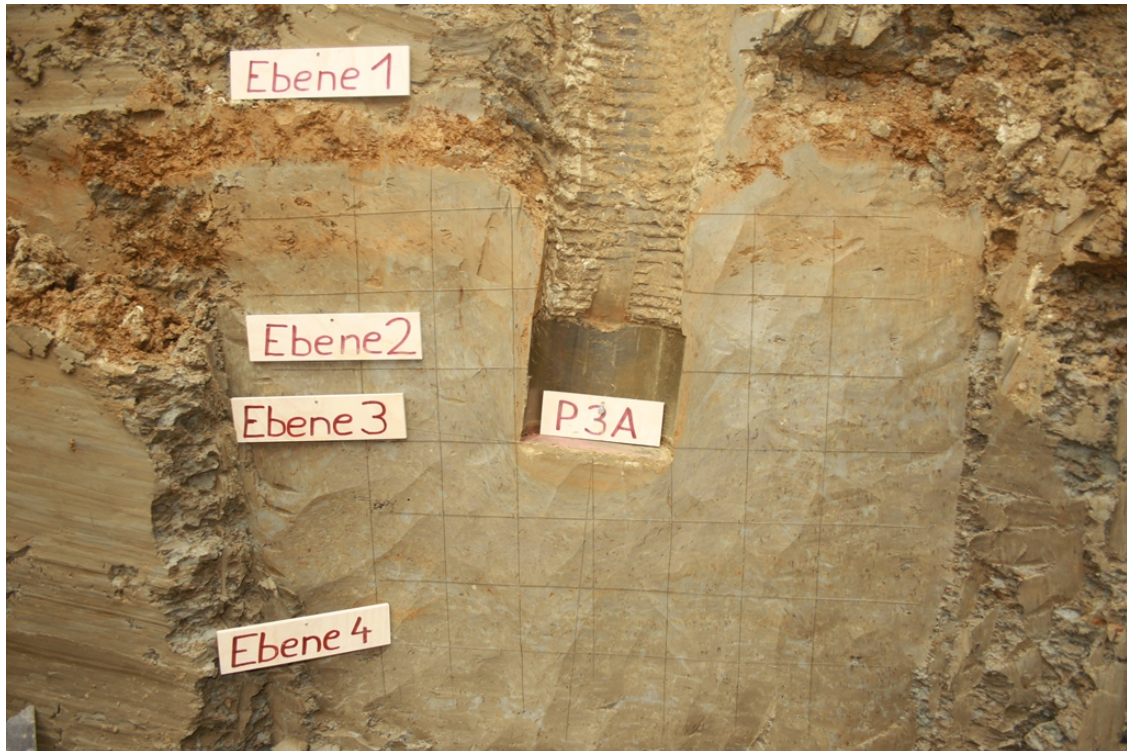
**Abbildung 3.40:** Profilschnitt des Pfahlspitzenbereiches *P3A*



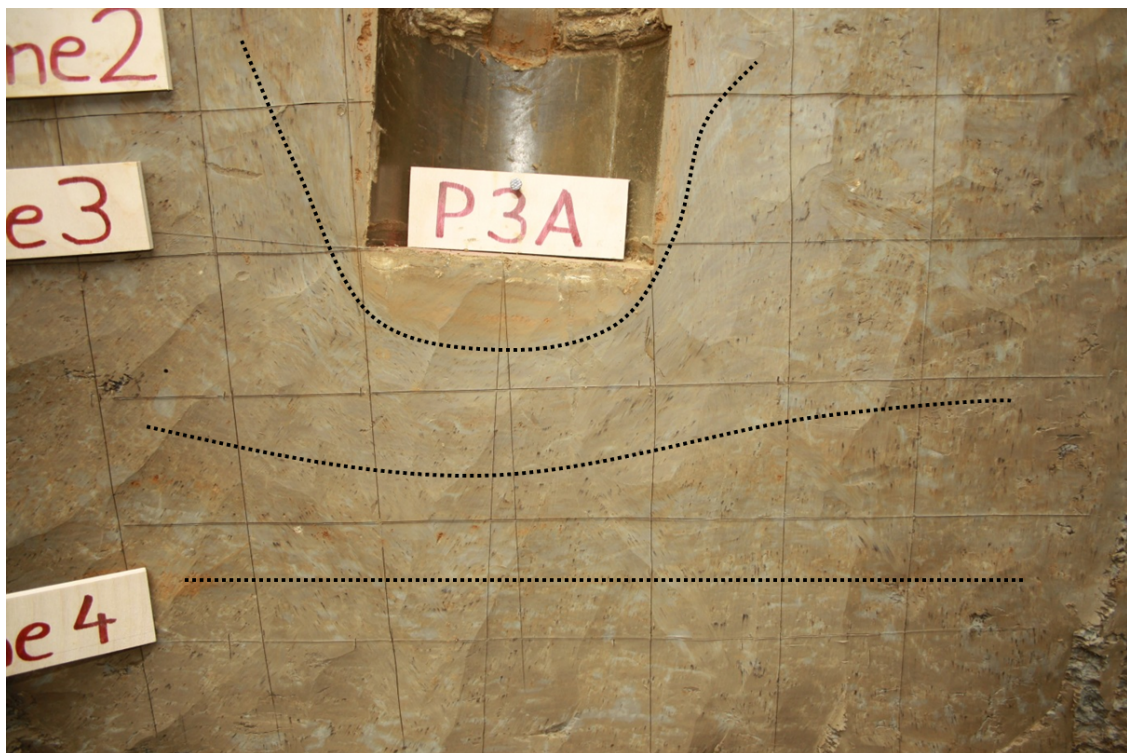
**Abbildung 3.41:** *Großaufnahme des Pfahlaufstandsfläche P3A und das Abtrennen des Probenstückes für weitere Untersuchungen*

In [Abbildung 3.42](#) ist das vollständig freigelegte Bodenprofil des Pfahlfußes *P3A* zu sehen. Für die In-situ-Versuche und für die Dokumentation wurde zur Orientierung mit einem Messer ein Raster (10 x 10 cm) eingeritzt. Des Weiteren sind in dieser [Abbildung](#), genauso wie in [Abbildung 3.40](#), die hellbraunen Schichten zu sehen, welche sich entlang des Pfahlschaftes verformt haben und unterhalb des Pfahles korb-bogenförmig verlaufen. Durch das Raster ist auch ersichtlich, dass die linke und die rechte Seite neben dem Pfahl nicht symmetrisch sind. Dazu ist in der [Abbildung 3.43](#) der Fußkappenbereich in Großaufnahme gezeigt. Die unterschiedliche Verformung auf der linken und der rechten Seite neben der Fußkappe sind gut zu erkennen (siehe Linien). Außerdem sind in dieser [Abbildung](#) um die Fußkappe die einzelnen Bodenschichten zu erkennen, welche unterhalb der Pfahlfußfläche halbrund bis korb-bogenförmig sind. Sie wurden durch das Rammen in die Tiefe gedrückt. Mit zunehmendem Abstand zur Fußkappe wird der Einflussbereich des Verdrängungsprozesses kleiner und die Radien der verzerrten Schichten werden größer. Ungefähr eineinhalb Pfahldurchmesser unterhalb der Pfahlfußfläche sind keine Verzerrungen im Boden mehr zu erkennen, welche auf den Verdrängungsprozess rückzuführen sind.





**Abbildung 3.42:** Profilschnitt des Pfahlspitzebereiches P3A fertig dargestellt für die In-situ-Versuche



**Abbildung 3.43:** Großaufnahme des Pfahlspitzebereiches P3A - Verformungen und Einflussbereich der Pfahlherstellung





**Abbildung 3.44:** Profilschnitt des Pfahlspitzebereiches P3A (Großaufnahmen)

Die Abbildung 3.44 wurde bei natürlichen Lichtverhältnissen ohne Blitzlicht aufgenommen und zeigt sehr schön die unterschiedlichen Farben und Strukturen der verzerrten Bodenschichten um den Pfahlspitzenbereich. Das Hauptaugenmerk bei dieser Abbildung liegt auf den Bodenschichten unmittelbar unterhalb der entfernten Fußkappe. Die oberste dieser Schichten war stark komprimiert, erdfeucht und von einer unregelmäßigen Mächtigkeit von ca. 1-2 cm. Unmittelbar darunter kam eine dünne Schicht aus gering sandigem weißem Material, welches links stärker ausgeprägt war als rechts zum Vorschein. Unter der dünnen weißen Schicht kamen einzelne plastisch verformte hellbraune, braune und graue Schichten, welche sich am linken Rand in einem kleinen Radius um die Kante der Fußkappe verzerrten und in vertikalen Schichten entlang des Pfahlschaftes weiter verliefen. Am rechten Rand wurden diese Schichten bereits durchrammt (siehe eingezeichneter Kreis). Über dem Fußkappenbereich ist eindeutig zu erkennen, dass der Boden oberhalb der Fußkappe in den nicht ausbetonierten Pfahlschaft gedrückt wurde. Dies führte zu einer Reduktion des Pfahlschaftdurchmessers von 20 cm auf ca. 17,5 cm. Der hydrostatische Druck des Frischbetons bei mantelverpressten Pfählen würde der Einschnürung zwar entgegenwirken, könnte dies jedoch nicht verhindern. Die Dokumentation und Auswertung der am Pfahl P3A durchgeführten In-situ- Versuche sind im Kapitel 3.5.8 enthalten.

### Untersuchung des Probenstücks der Versuchsreihe 3 – Kontrollgruppe

Die Untersuchung des in Abbildung 3.45 (a) gezeigten Probenstückes wurde im Bodenmechaniklabor der TU Graz durchgeführt. Dabei wurde das Probenstück in der Mitte durchgeschnitten. Die Abbildung 3.45 (b) zeigt die beiden Stücke und die neue Schnittfläche, welche die feine Struktur der einzelnen im vorherigen Absatz beschriebenen Schichten zeigt. Gut zu erkennen sind die einzelnen dünnen weißen Schichten (siehe Pfeile).

Beim Versuch, eine Hälfte des Probenstücks mit der Hand entlang einer dieser dünnen Bodenschichten zu brechen, um eventuell vorhandene Scherflächen zu finden, löste sich die oberste stark komprimierte Schicht (Abbildung 3.46). Diese ist vergleichbar mit dem linsenförmigen Stück, welches beim in horizontalen Ebenen freigelegten Pfahl *P4C* gefunden wurde (siehe Abbildungen 3.38 (a) bis (d) im Kapitel 3.5.3). Der Unterschied bestand darin, dass es an der dicksten Stelle anstatt 3-4 cm nur ca. 1 cm mächtig war. Knapp unter dieser ersten Scherfläche löste sich noch eine zweite Scherfläche. Die Bodenschicht zwischen den beiden Scherflächen war ca. 5 mm mächtig und hatte ebenfalls eine gelbliche Färbung. Die gelbliche Färbung dieser Scherfläche ist auf die längere Lagerzeit des Probestückes zurückzuführen, in der sich vermutlich das *weiße Pulver* mit dem in der Probe enthaltenem Wasser vollsog. Darüber hinaus wurden keine weiteren Scherflächen festgestellt.

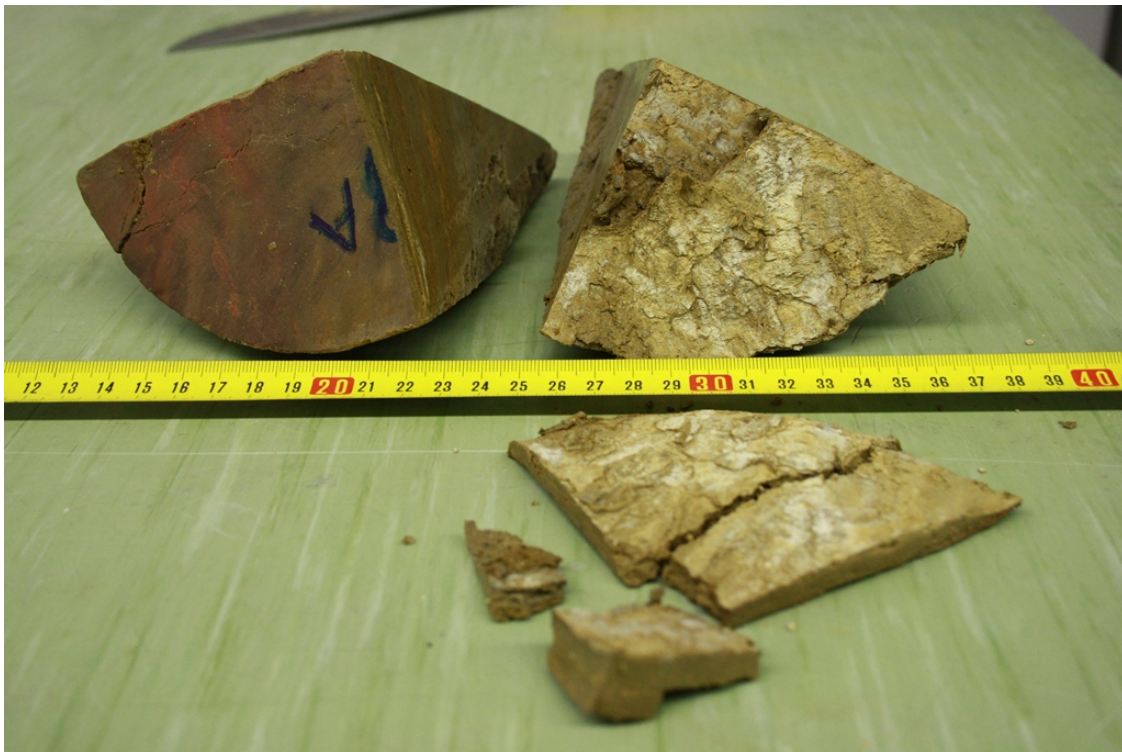


(a)

(b)

**Abbildung 3.45:** Untersuchung des Probenstückes *P3A*





**Abbildung 3.46:** *Untersuchung des Probenstückes P3A*



**Abbildung 3.47:** *Profilschnitt des Pfahlspitzbereiches P2B*

### 3.5.5 Der freigelegte Pfahl P2B der Versuchsreihe 2 – Rammsondierung (DPH)

Die Abbildung 3.47 zeigt den Profilschnitt durch den Pfahl P2B. Beim Freilegen mit dem Bagger wurde die Fußkappe mit einem Zahn der Baggerschaufel etwas verschoben. Daraus ergaben sich Verformungen im rechten Bereich um die Pfahlspitze, welche nicht bei der Pfahlherstellung entstanden sind. Die Fußkappe wurde deshalb auch vor dem sorgfältigen Freilegen des Profilschnitts entnommen. Dabei löste sich ein Teil des stark komprimierten Bodens und blieb an der Fußkappe haften. Zum Vorschein kam eine Scherfläche, die mit einer dünnen Schicht aus *weißem Pulver* überzogen war. In Abbildung 3.47 und in der Großaufnahme Abbildung 3.48 ist diese Schicht gut erkennbar. In diesen Abbildungen sind auch die hellbraunen Schichten aus gering sandigen Tonen und Schluffen zu sehen, welche durch den Verdrängungsprozess verzerrt wurden und teilweise unten um die Fußkappe verlaufen. Darüber hinaus wurden auch zwei Sondierlöcher freigelegt. Sie zeigen ein Verformungsbild, welches dem der Pfähle gleicht. Der Boden neben den gerammten Sondierlöchern wird bis zum ein- bis eineinhalbfachen Durchmesser des Loches sichtlich beeinflusst.

Diese Schichten und die charakteristische Verformung des Bodens im Pfahlspitzenbereich wurden in den vorherigen Abschnitten schon ausführlich beschrieben. Doch bei diesem Pfahl ist unter der bereits durch das Entfernen der Fußkappe freigelegten weißen Scherfläche eine zweite Fläche zu erkennen. Sie zeichnet sich durch eine dünne weiße Schicht ab, welche knapp 2 cm unter der ersten Scherfläche liegt, fast über den gesamten Querschnitt zu erkennen ist und korbformenförmig verläuft (siehe eingezeichnete Ellipsen). An der linken Seite wird sie über die Kante der Fußkappe nach oben verzerrt. An der rechten Seite mündet sie in die obere weiße Scherfläche, welche an dieser Seite durch den Bagger etwas verdrückt wurde.

Die Abbildung 3.49 zeigt die entnommene Fußkappe mit dem darauf haftengebliebenen stark komprimierten Boden, welche durch eine „weiße Scherfläche“ begrenzt wird. Es ist dabei sehr gut zu erkennen, dass dieser Bodenkörper aus mehreren Schichten aufgebaut ist, zwischen den Scherflächen sind dünne Lagen des *weißen Pulvers* zu erkennen. Die Herkunft bzw. die Entstehung des *weißen Pulvers* ist nach wie vor unklar. In den Abbildungen 3.50 (a) und (b) ist von zwei Seiten zu sehen, dass eine mehrere Millimeter mächtige Bodenschicht über die Kante der Fußkappe gedrückt wurde (siehe eingezeichnete Kreise). Dies lässt einen möglichen Ablauf des Verdrängungsprozesses erahnen. In Abbildung 3.50 (a) ragt eine Bodenschuppe über die Kante hervor und bildet dahinter einen Hohlraum. Es ist möglich, dass beim Rammen der Pfahl so eine Bodenschuppe seitlich über die Kante der Fußkappe verdrängt wird. Es ist aber unmöglich, dass sich beim Rammen dahinter auch ein derartiger Hohlraum bildet. Wenn die Abbildung 3.50 (a) auf den Kopf gestellt wird und nur die Konturen des Bodens betrachtet werden, ist zu erkennen, dass sie mit den Konturen der Form in Abbildung 3.48 gut übereinstimmen. Somit kann diese Schuppe nur durch das ungewollte Verschieben der Fußkappe durch den Bagger entstanden sein, indem die darüber liegende Bodenschicht und die Fußkappe über diese eine Bodenschicht hinaus geschoben wurde.





**Abbildung 3.48:** Großaufnahme des Pfahlspitzebereiches P2B - Verformungen und Einflussbereich der Pfahlherstellung und der Rammsondierung



**Abbildung 3.49:** Entnommenen Fußkappe des Pfahles P2B – „weiße Scherflächen“

Dies zeigt, dass sich beim Rammen unter der Pfahlspitze der Boden einige Millimeter haften bleibt und darunter je nach Eigenschaft des Bodens mehr oder minder ausgeprägte Scherflächen gebildet werden bzw. zur Seite verdrängt werden. So ergibt sich die lagenweise Anordnung der einzelnen Scherflächen.



(a)



(b)

**Abbildung 3.50:** Entnommenen Fußkappe des Pfahles P2B – Verschiedene Ansichten

### 3.5.6 Die freigelegten Pfähle der Versuchsreihe 1 – Bodenaustausch

Wie schon in Kapitel 3.3.1 beschrieben wurde die obere Schicht des Bodens durch ein weißes Marmormehl ersetzt. Das Ziel dieses Versuchs war, den Verdrängungsprozess zu veranschaulichen. Dazu wurde ein ungefähr 40 cm tiefes Loch mit einem Durchmesser von ca. 20 cm gebohrt, was dem Fußkappendurchmesser entspricht. Beim Rammen wurde diese Schicht aus weißem Marmormehl verdrängt werden. Durch das vorsichtige Freilegen dieser Pfähle kann das nun sichtbar.

#### Freigelegte Pfahlschäfte der Versuchsreihe 1 – Bodenaustausch

In Abbildung 3.51 (a) ist der erste Meter eines Pfahlschafes in der Übersicht dargestellt. Obwohl Kalkkonkretion vorhanden war, bietet das weiße Marmormehl einen sehr guten Kontrast zum vorhandenen Boden. Es war nicht absehbar, dass beim Freilegen der Pfähle in den Scherflächen „weißes Pulver“ gefunden wird. Deshalb darf es nicht mit dem bewusst bei den Pfählen der Versuchsreihe 1 verwendeten Marmormehl verwechselt werden.

Beim Einrammen der Fußkappen konnte beobachtet werden, dass das Marmormehl seitlich nach oben verdrängt wurde und oberhalb der Fußkappe zu einer Einschnürung des Pfahlschafes führte (siehe Abbildung 3.9 (c) im Kapitel 3.3.1). Damit das Marmormehl in diesem Ausmaß seitlich nach oben verdrängt werden konnte, musste sich das gebohrte Loch bzw. das anschließend gerammte Loch aufweiten. In Abbildung 3.51 (a) ist das gut ersichtlich. Ungefähr 20 cm unter der Geländeoberkannte weitet sich der Boden auf. Darum wurde die Schicht aus Marmormehl stärker, bis sie bei einer Tiefe von ca. 40 cm ihre maximale Stärke von 5 cm erreichte. Danach wurde sie schwächer bis sie bei ca. 60 cm nur mehr eine dünne Schicht ausmacht, welche vollflächig die Pfahllaibung bedeckte. In Abbildung 3.51 (b) ist ein gesamter Pfahlschaft dargestellt, bei dem das Marmormehl eher zur rechten Seite verdrängt wurde und bis in die Tiefe der Fußkappe eine fast vollflächige weiße Marmorschicht gebildet hat. In Abbildung 3.51 (c) ist in Großaufnahme die dünne Marmormehlschicht gezeigt. Hinter dieser dünnen Marmormehlschicht waren die einzelnen vertikal verlaufenden Bodenschichten zu sehen, welche durch den Verdrängungsmechanismus so verformt wurden. Bei diesen Abbildungen sind entlang der Pfahllaibung auch die Rippen der einzelnen Rammschläge gut zu erkennen.





(a)



(b)



(c)

**Abbildung 3.51:** *Freigelegte Pfahlschäfte des Versuchsreihe 1 – Bodenaustausch*





**Abbildung 3.52:** Die freigelegte Pfahlspitze des Pfahles *P1B* der Versuchsreihe 1 – Bodenaustausch

### Freigelegte Pfahlspitzen der Versuchsreihe 1 – Bodenaustausch

In Abbildung 3.52 ist die freigelegte Pfahlspitze des Pfahles *P1B* der Versuchsreihe 1 dargestellt. Abgesehen von den Verformungen der einzelnen Bodenschichten war zu erkennen, dass unter und neben der Fußkappe noch eine dünne Schicht Marmormehl vorhanden war. Oberhalb der Fußkappe im Schaftbereich war keine vollflächige Marmormehlschicht vorhanden. Stattdessen vermischt sich beim Rammen das Marmormehl mit dem plastischen Boden und bildet an der Pfahllaibung weißbraune Schlieren. Nach dem die Fußkappe entnommen war, wurde das überstehende Stück mit dem Messer abgetrennt und für weitere Untersuchungen verpackt und eingelagert.

In den Abbildungen 3.53 und 3.54 sind die im Profil dargestellten Pfahlspitzen der Pfähle *P1A* und *P1B* der Versuchsreihe 1 abgebildet. Bei diesen beiden Abbildungen ist zu erkennen, dass beim Pfahlfuß *P1B* eine ca. 1 cm mächtige Schicht Marmormehl unter der Fußkappe verblieben ist bzw. dass beim Pfahlfuß *P1A* das Marmormehl fast komplett verdrängt wurde. Diese verbliebene Marmormehlschicht unter der Fußkappe war zwar stark komprimiert, konnte sich aber nicht so stark verdichten wie der Boden, welcher unter den anderen freigelegten Fußkappen angetroffen wurde. Ergänzend wurde auch bei diesen Pfählen eine Reduktion des Pfahlschaftdurchmessers festgestellt. Der Durchmesser der Fußkappen war 20 cm. Die Pfahlschäfte hatten unmittelbar oberhalb der gerammten Fußkappe einen Durchmesser von ca. 18 cm.





**Abbildung 3.53:** Großaufnahme der freigelegte Pfahlspitze des Pfahles P1A



**Abbildung 3.54:** Großaufnahme der freigelegte Pfahlspitze des Pfahles P1B



**Abbildung 3.55:** *Die freigelegte Pfähle der Versuchsreihe 1 – Bodenaustausch*

### **Verformungen des Bodens neben den Pfählen nach untern und nach oben**

Beim Freilegen der Pfähle der Versuchsreihe 1 wurde ein Profilschnitte durch die Pfahlachsen der drei freigelegten Pfähle hergestellt (siehe Abbildung 3.55). So waren die Verformungen der einzelnen Bodenschichten durch die Herstellung der einzelnen Pfähle gut zu erkennen. Vorallem an der angetroffene hellbraune Schicht aus gering feinsandigen Tonen und Schluffen konnten diese Verformungen gut nachvollzogen werden. Bei den vorangegnen Abschnitten wurden die Abwärtsverformungen dieser hellbraunen Schicht im Pfahlschaftbereich schon ausführlich beschrieben. Beim Freilegen der Pfähle der Versuchsgruppe 1 wurden aber auch Hebungen dieser hellbraunen Schicht vorgefunden. In den Abbildungen 3.56 (a) und (b) wurde die Perspektive entlang dieser hellbraunen Schicht gewählt. Von diesem Blockwinkel gesehen waren diese Hebungen gut zu erkennen. Zur Illustration wurden in diese Abbildungen Linien eingezeichnet. Diese Hebungen lassen auf eine Volumenkonstanz des Bodens schließen.





(a)



(b)

**Abbildung 3.56:** Die Verformungen des Bodens neben den Pfählen nach untern und nach oben.

## Untersuch der Probenstücke der Versuchsreihe 1 – Bodenaustausch

Da die Erkenntnisse aus den Untersuchungen der Probenstücke der Versuchsreihe 1 ähnlich sind wird hier beispielhaft das Probenstück des Pfahles *P1A* beschrieben (siehe Abbildung 3.57 (a)). Der Profilschnitt der Pfahlspitze *P1A* ist im vorherigen Abschnitt in Abbildung 3.53 abgebildet. Das Probenstück wurde halbiert bzw. geviertelt. Die einzelnen Stücke sind in Abbildung 3.57 (b) dargestellt. Die Schnittflächen sehen ähnlich aus, was auf axiale Symmetrie schließen lässt.

Bei einer genaueren Betrachtung der Schnittfläche (siehe Abbildung 3.57 (c)) ist bei diesem Probenstück ein deutlicher Unterschied zu den anderen freigelegten Pfahlspitzen zu erkennen. Der bedeutendste Unterschied liegt vor allem bei der Herstellung und dem Versuch den Boden an der Oberfläche auszutauschen. Dadurch befand sich während des Rammprozesses weißes Marmormehl unter der Fußkappe, welches nach und nach zur Seite verdrängt wurde. Bei diesem Probenstück ist nur mehr eine ganz dünne Schicht Marmormehl vorhanden. Da das Marmormehl andere Eigenschaften hat, als der Boden am Versuchsfeld, blieb es nicht an der Pfahlspitzenfläche haften. Stattdessen wurde es gemeinsam mit dem Boden unter der Marmormehlschicht zur Seite hin verdrängt bzw. „ausgequetscht“ (rote Pfeile in Abbildung 3.57 (c)). So konnte sich unter der Fußkappe keine linsenförmige Bodenschicht ausbilden, welche wie bei den anderen Pfählen ca. 1-3 cm mächtig, stark komprimiert und eindeutig durch eine Scherfläche bzw. eine Schicht weißes Pulver getrennt war. Dies wurde bei diesem Probestück durch die hellbraunes Bodenstück unterstützt, welches beim durchrammen der hellbraunen Schicht aus gering feinsandigen Tonen und Schluffen ausgestanzt wurde. Dies führte dazu, dass ein ca. 4 cm mächtiges Stück der hellbraunen Schicht im Zentrum unter der Fußkappe verblieb und den plastischeren Boden darüber verdrängte. Die Ausrollgrenze des Bodens oberhalb bzw. unterhalb dieser hellbraunen Schicht lag bei 22 % wogegen die Ausrollgrenze der hellbraunen Schicht aus gering feinsandigen Tonen und Schluffen bei 26 % lag. In weiterer Folge konnte sich so bereits beim Rammen ein 6 cm hoher Kegel ausbilden. Dieser Kegel führt sichtbar zu plastischen Verformungen und der Verdrängung des Bodens zur Seite (grüne Pfeile in Abbildung 3.57 (c)). Ungefähr 12 cm unter der Fußkappe beginnt der scheinbare Einflussbereich dieses „Grundbruchkegels“. Dies ist an der fächerartigen Verformungen der Struktur im Boden zu erkennen (blaue Linien in Abbildung 3.57 (c)).





(a)

(b)



(c)

**Abbildung 3.57:** Untersuchungen der Probenstücke des Pfahles P1A der Versuchsreihe 1 – Bodenaustausch





**Abbildung 3.58:** Die Probenstücke des Pfahles P1A

Scherflächen sind eine signifikante Störungen im Korngefüge. Bei den anderen Proben ließen sie sich, falls vorhanden, durch Auseinanderbrechen der Probe feststellen. Ein gevierteltes Probenstück wurde anschließend von Hand in mehrere Stücke geteilt. Die Abbildung 3.58 zeigt das auseinandergebrochene Probenstück. Es konnten nur im Randbereich leichte Anzeichen von mehreren Scherflächen erkannt werden (roter Kreis in Abbildung 3.58). Sonst wurden keine Scherflächen oder dünnen Schichten aus *weißem Pulver* festgestellt.

Bei einem Vergleich mit den anderen freigelegten Pfahlspitzen ist anzunehmen, dass im weiteren Verlauf des Rammprozesses das Marmor­mehl zur Gänze ausgequetscht wird und sich unmittelbar unter der Pfahlfußkappe eine stark komprimierte Bodenschicht mit einer Mächtigkeit von 1-2 cm bilden wird. Anschließend würde sich der vorhandene Kegel mit dem eingeschlossenen hellbraunen Stück plastisch Verformen und zur Seite Verdrängt werden.

### 3.5.7 Der freigelegte HLV<sup>®</sup>-Probepfahl PP02

Am Probepfahl PP02 wurde nach der Aushärtezeit des Betonmörtels von einer Woche die Probelastung mit dem neuen **Pile HAY-Proof-System**<sup>®</sup> durchgeführt, bei dem das Phänomen des bruchartigen Versagens des Spitzenwiderstandes mit anschließender Entfestigung auftrat. Aufgrund des Versagens des Spitzenwiderstandes, wurde im Anschluss ein sekundärer Zugversuch bis zum Versagen des Mantelreibungswiderstandes durchgeführt. Damit es zu einem anschaulichen Bruchbild kommt, wurde bei diesen Probelastungen die Pfahlspitze nach dem Versagen noch ca. 9 cm in den Boden gedrückt und der Pfahlschaft ca. 6 cm aus dem Boden gezogen. Die Ergebnisse der Probelastung mit dem **Pile HAY-Proof-System**<sup>®</sup> sind im Kapitel 3.4.2 zusammengefasst.

Zum Freilegen des Pfahlspitzenbereiches wurde der Pfahl über die gesamte Länge von ca. 5 m an einer Seite mit dem Bagger ausgegraben und dann zur freien Seite hin horizontal aus dem Boden gezogen. Der so entstandene vertikale Schlitz ist in Abbildung 3.59 gezeigt. Durch das horizontale Herausziehen konnte die Bruchfläche entlang des Pfahlschaftes erhalten bleiben. Die Rippen, welche beim Rammen entstehen, blieben durch den feinkörnigen Betonmörtel gut erhalten und bilden somit eine sehr raue gerippte Pfahlmantelfläche. In der Abbildung 3.59 sind die „Negativfläche“ des Pfahlmantels und die dahinter liegende Scherfläche gut zu erkennen. An den Stellen, bei denen die Scherfläche großflächiger zu sehen ist, löste sich der Boden nicht vom Pfahl sondern blieb an der Pfahlmantelfläche haften. Bei der Betrachtung des ausgehärteten Betonkörpers waren partielle Einschnürungen zu erkennen (siehe Abbildung 3.60). Mit zunehmender Tiefe kam es jedoch zu einer kontinuierlichen Einschnürung des Pfahlschaftes. In Abbildung 3.61 ist der Pfahl PP02 ca. 50 cm oberhalb der Fußkappe abgeschnitten abgebildet. An dieser Schnittfläche (siehe Abbildung 3.62) reduzierte sich der Pfahlschaftdurchmesser von den geramten 20 cm auf knapp 14 cm. Dieses abgeschnittene Pfahlstück wurde für weitere Untersuchungen eingelagert.

In Abbildung 3.63 ist eine Großaufnahme der teilweise freigelegten Fußkappe abgebildet. Neben der Fußkappe ist die Struktur um Boden schräg verformt, was auf den Verdrängungsprozess zurückzuführen ist. An der Unterseite der Abbildung 3.63, ca. 10 cm unter der Fußkappe, ist die Struktur horizontal, woran das Ausmaß der Verdrängung abgeschätzt werden kann. Auf dem Stegblech der Fußkappe hat sich eine Scherfläche bzw. Harnischfläche gebildet. Da die Platte der Fußkappe um knapp 3 mm über das Schleifblech übersteht bildet sich hinter dieser Kante eine Art „Schattenbereich“, in dem der Boden beim Abscheren nicht verdrängt wird, bzw. abgeschert wird. Die Bruchfläche ist deshalb nicht zwischen Stahl und Boden sondern im Boden neben dem Stegblech. Bei genauerer Betrachtung ist zu erkennen, dass diese Harnischfläche bis unter die Fußkappe reicht.





**Abbildung 3.59:** Pfahlschaftbereich nach der Entnahme des Probepfahles PP02



**Abbildung 3.60:** Lokale Einschnürung des Pfahlschaftes PP02



**Abbildung 3.61:** Abgeschnittene Pfahlspitze PP02.



**Abbildung 3.62:** Schnittfläche des abgeschnittenen Pfahls PP02.





**Abbildung 3.63:** Großaufnahme der Teilweise freigelegten Pfahlspitze PP02

Die Abbildung 3.64 zeigt die entnommene Fußkappe, an der rundherum eine ca. 3 mm dünne Schicht des umliegenden Bodens haften blieb und eine gerillte Harnischfläche bildete. Die Abbildung 3.65 zeigt den Pfahlfußbereich unmittelbar nach dem die Fußkappe entnommen wurde. An der Laibung ist die Harnischfläche gut zu erkennen. Das Material unmittelbar unter der Fußkappe war stark komprimiert und konnte mit dem Fingernagel kaum eingeritzt werden. Auffällig ist die rötliche Färbung die offensichtlich von den verwendeten Markierungssprays stammte, mit dem die Absteckungen der Pfähle markiert wurden.

Damit der Pfahlfußbereich im Profil dargestellt werden konnte wurde das überstehende Stück abgetrennt und für genauere Untersuchungen verpackt und eingelagert. Die Abbildung 3.66 (a) zeigt eine Großaufnahme des Bereiches unter der Fußkappe im Profilschnitt. Dabei ist der unregelmäßig geschichtete Aufbau des Bodens unter der Fußkappe zu erkennen, welcher sich ca. 5 cm unter der Fußkappe ungefähr halbkreisförmig ausbildet. Die Verformungen der Pfähle sind ähnlich jener der Versuchsreihen 1-4. Des Weiteren sind in diesem stark verdichteten Bereich noch größere Porenräume zu erkennen, welche ursprünglich von den Kalkkonkretionen stammen. Die Abbildung 3.66 (b) zeigt den gleichen Bereich, nachdem noch einige Zentimeter entfernt wurden und das Profil für die In-situ-Versuche vorbereitet wurde. Im Vergleich zur Abbildung 3.66 (a) ist ein ähnlich unregelmäßig geschichteter Aufbau des Bodens unter der Fußkappe, große Porenräume und Kalkkonkretionen zu erkennen. Auch die halbkreisförmige Schichtung bzw. Verformung des Bodens ist zu erkennen, welche sich auch seitlich neben der Fußkappe ausgeprägt haben.





**Abbildung 3.64:** Entnommene Fußkappe des Pfahles PP02.



**Abbildung 3.65:** Der Pfahlspitzenbereich PP02 nach Entnahme der Fußkappe.



**Abbildung 3.66:** Großaufnahmen des Pfahlspitzenprofils PP02

Die ersten In-situ-Versuche an diesem freigelegten Pfahlfuß wurden mit der Flügelsonde durchgeführt. Beim Herausziehen des Flügels hat sich ein kompaktes Stück in der Form eines halben „Grundbruchkegels“ gelöst und blieb am Flügel hängen. Die Abbildungen 3.67 (a) und (b) zeigen dieses Stück aus zwei Perspektiven. Dieses entnommene Stück hat an der Außenseite eine Harnischfläche, welche in radialer Richtung gerillt ist. Diese Rillen sind am Rand deutlicher ausgeprägt. Im Zentrum verschmieren sich diese Rillen zu einer glatten Fläche. Zur genaueren Untersuchung wurde dieses Stück verpackt und eingelagert. Die Abbildung 3.68 zeigen den Pfahlfußbereich, bei dem das Fehlen dieses Stückes gut ersichtlich ist, und dass stattdessen über die Leibung des Fußkappenbereichs eine durchgehende Harnischfläche besteht. Bei der Abbildung 3.69 ist auch zu erkennen, dass sich die Verformungen um den Pfahlfuß nicht wesentlich weit nach unten fortpflanzen. Anhand der Bodenstruktur unter und neben der entnommenen Fußkappe ist ersichtlich, dass sich der Boden wenige Zentimeter unter des entnommenen „Grundbruchkegel“-Stücks nicht wesentlich verformt hat.



**Abbildung 3.67:** Das Probenstück A bei der Entnahme aus dem freigelegten Pfahlprofil PP02.





**Abbildung 3.68:** Das freigelegten Pfahlprofil PP02, nach Entnahmen des Probenstückes A (Frontalansicht).



**Abbildung 3.69:** Das freigelegten Pfahlprofil PP02, nach Entnahmen des Probenstückes A (Seitenansicht).

## Untersuchung der Probenstücke des HLV®-Probefahls PP02

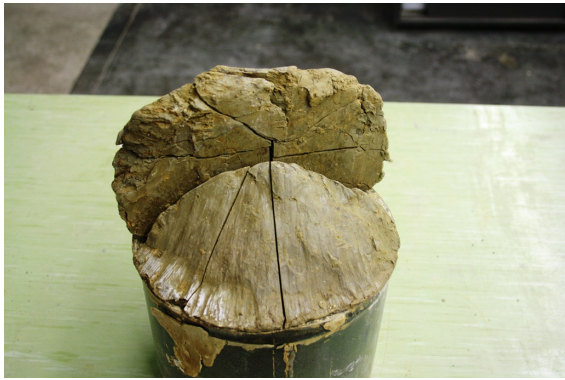
Konkret wurden zwei Probenstücke untersucht. Das wichtigste war das Stück des „Grundbruchkegels“, welches mit der Flügelsonde zufällig herausgerissen wurde. Dieses Stück wird in weiterer Folge Probenstück *A* genannt. Das zweite Stück wurde zuvor, genauso wie die Probenstücke der anderen Pfähle, beim Darstellen des Profilschnittes abgeschnitten. Es wird Probenstück *B* genannt. Im Labor wurden diese Stücke, welche einen Großteil der Pfahlspitzenfläche abdeckten, so auf eine umgedrehte Fußkappe gelegt, wie sie beim Freilegen unter der Fußkappe entnommen wurden. Die Abbildungen 3.70 (a) und (b) zeigen diese beiden Probenstücke *A* und *B* aus zwei unterschiedlichen Perspektiven. Beim Transport ist vom das Probenstück *B* ein Stück abgebrochen. In Abbildung 3.70 (a) ist das Probenstück *B* zusammengesetzt abgebildet. In Abbildung 3.70 (b) wurde das Abgebrochene Stück abgenommen. Die Bruchfläche war eindeutig eine Scherfläche. Sie war zwar gerillt, aber dennoch sehr glatt wie eine Harnischfläche. Eigenartig ist die Orientierung der Fläche. Sie war fast in der Flucht der Scherfläche des Probenstückes *A*, aber einen Zentimeter tiefer. Das bedeutet, dass diese beiden Scherflächen nicht direkt zueinander gehören, und dass in den Probenstücke *A* und *B* noch weitere Scherflächen enthalten sein müssen.

In weiterer Folge wurden die Probenstücke mit einem Messer durchgeschnitten und vorsichtig auseinander gebrochen. Dabei konnten mehrere Stücke gelöst werden, die jedes Mal eine neue Harnischfläche zum Vorschein brachten. Die Abbildungsreihe 3.71 (a) bis (h) zeigt die einzelnen gelösten Bruchstücke und die angetroffenen Harnischflächen. Die Abbildungen 3.71 (b) bis (f) zeigen Scher- und Harnischflächen, deren Orientierung mit der Harnischfläche des Probenstückes *A* zusammen passen. Die Harnischflächen, welche in (f) gezeigt werden, sind fast horizontal. Als Letztes löste sich ein größeres Stück (siehe Abbildungen 3.72 (a) und (b)) und brachte einen „Grundbruchkegel“ zur Vorschein. Dieser war nur halb so hoch wie das Probenstück *A*, aber wies ähnlich ausgeprägte Scher- und Harnischflächen aus. Das Probenstück *A* und der verbleibende Teil des Probenstückes *B* wurden in weitere Folge mit dem Messer durchgeschnitten, um den Aufbau dieser „Grundbruchkegel“ darzustellen.

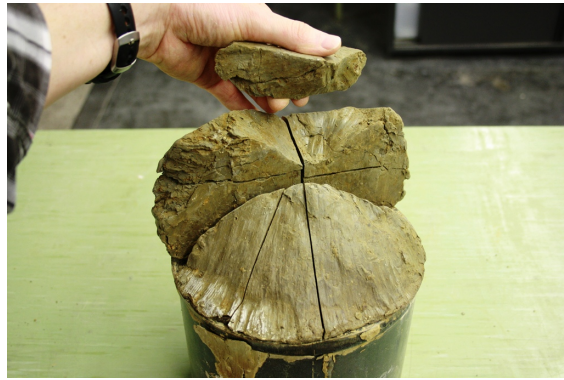


**Abbildung 3.70:** Die Probenstücke *A* und *B* vor der Untersuchung auf einer umgedrehten Fußkappe platziert.





(a)



(b)



(c)



(d)

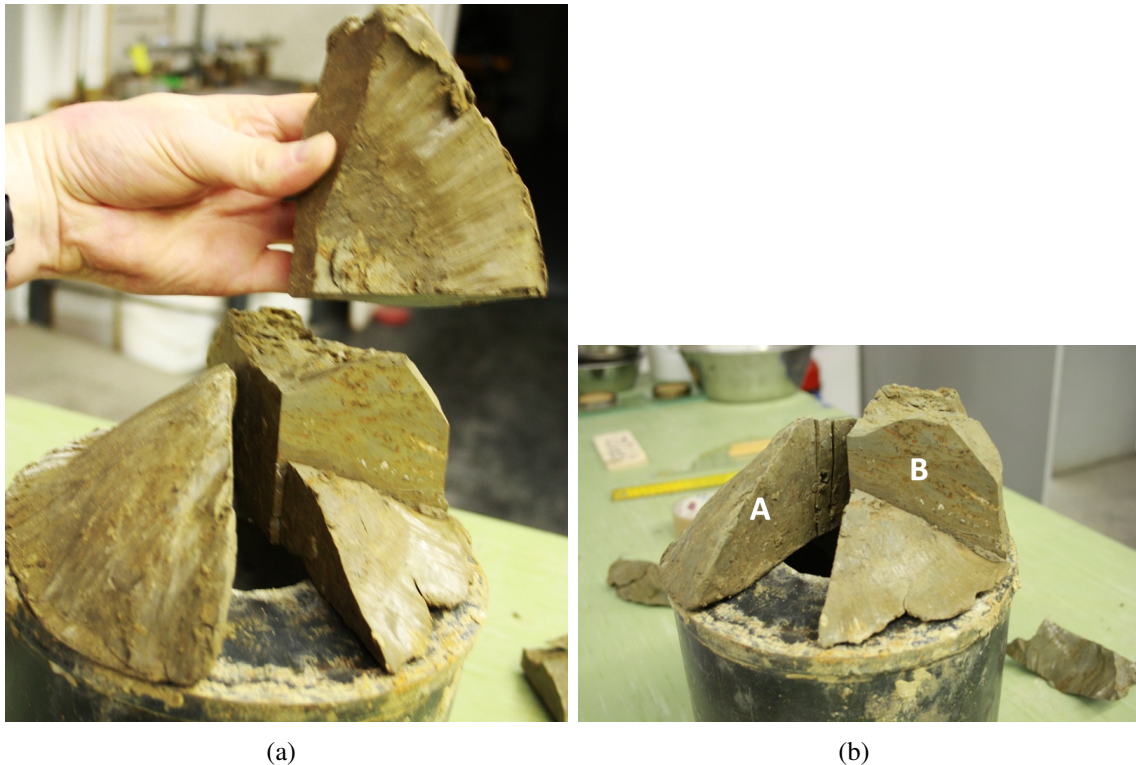


(e)



(f)

**Abbildung 3.71:** Einzelne angefundene Scherflächen bzw. Harnischflächen in den Probenstücken A und B. (Teil 1)



**Abbildung 3.72:** Einzelne angefundene Scherflächen bzw. Harnischflächen in den Probenstücken A und B. (Teil 2)

Das Probenstück A wurde tortenstückförmig in drei Teile geschnitten. In [Abbildung 3.73](#) sind diese Teile dargestellt und die [Abbildung 3.74](#) zeigt eine Schnittfläche. Es ist der geschichtete Aufbau zu erkennen. Auffällig sind die Porenräume bzw. die Kalkkonkretionen. Eindeutig zu erkennen ist auch der Knick in der Scherfläche (siehe Pfeil). Bei genauer Betrachtung lässt sich die Schicht über den gesamten Querschnitt weiter verfolgen (siehe Linie). Somit lässt sich dieser „Grundbruchkegel“ in zwei Teile einteilen. Ein flaches linsenförmiger Teil, das sich während des Herstellprozess gebildet hat und einen kegelförmigen Teil, der sich durch die statische Belastung und die daraus entstandenen Setzungen bildete. Anhand des Geodreiecks im Hintergrund der [Abbildung 3.74](#) lässt sich die Neigung des „Grundbruchkegels“ auf ca.  $44^\circ$  festlegen.

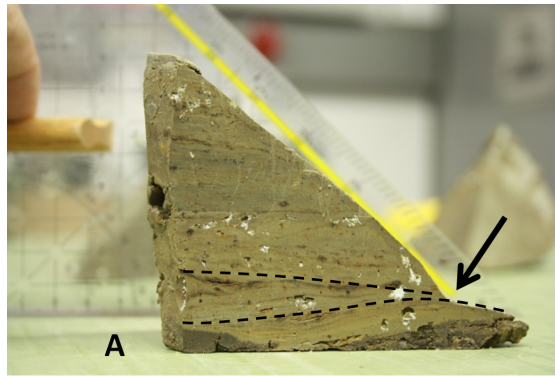
Die [Abbildung 3.75](#) zeigt im Vordergrund das geschnittene Probenstück B. Im Besonderen wird auf zwei Scher- bzw. Harnischflächen hingewiesen, deren Orientierung entgegengesetzt verlaufen (siehe Kreis). In [Abbildung 3.76](#) ist dieser Bereich in Großaufnahme dargestellt. Die Orientierung der zwei Scher- bzw. Harnischflächen ist hier mit roten Linien gekennzeichnet.

Die [Abbildung 3.77](#) zeigt die Schnittfläche des Probenstückes B. Zur Illustration wurden die [Abbildung](#) zweimal angeführt, wobei in einer [Abbildung](#) das Beschriebene mit Linien und Pfeilen in der [Abbildung](#) markiert wurden. Auffällig bei der Schnittfläche des Probenstückes B sind wieder die Porenräume und die Kalkkonkretionen, vor allem aber der geschichtete Aufbau. Diese Schnittfläche zeigt sehr schön die Bildung des „Grund-





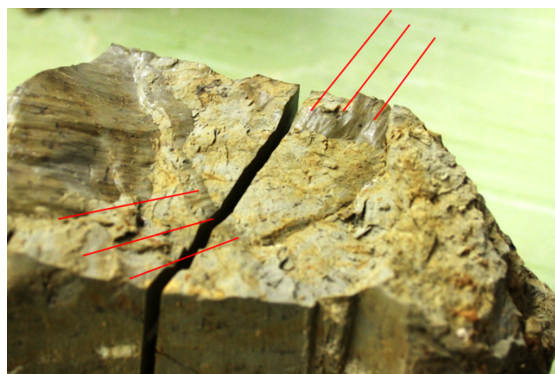
**Abbildung 3.73:** Das Probenstück A tor-  
tenstückförmig geschnitten.



**Abbildung 3.74:** Schnittfläche des Pro-  
benstücks A.



**Abbildung 3.75:** Sichtbare Scherflächen  
am Probenstück B.



**Abbildung 3.76:** Sichtbare Scherflächen  
am Probenstück B (Großaufnahme).

bruchkegels“ und die Verformungen, welche damit einhergehen. Eine halbrunde Struktur (siehe weiße strichlierte Linien) ist zu erkennen, welche entlang der entstandenen bzw. sich bildenden Scherfläche des „Grundbruchkegels“ verschoben wurde (siehe Pfeile). Die Neigung der Scherfläche kann hier nicht gut abgeschätzt werden, da die Schnittführung nicht radial zur Fußkappe gewählt wurde (siehe Abbildung 3.75). Trotzdem ist ein Knick in der Scherfläche zu erkennen, der den entstandenen „Grundbruchkegel“ entlang der fortlaufenden Schicht (siehe schwarze strichlierte Linie) in zwei Teile unterteilt. Der Schmale linsenförmige Bereich, der beim Rammen entstanden ist und der kegelförmige, das sich durch die statische Belastung und den Setzungen zusätzlich gebildet hat. In der roten Ellipse sind mit roten Linien die zuvor erwähnten Scher- bzw. Harnischflächen gekennzeichnet. Diese schneiden sich in einem Punkt der Schnittfläche. Welche der beiden zuerst entstand kann nicht eindeutig bestimmt werden.



(a)



(b)

**Abbildung 3.77:** *Schnittfläche des Probenstücks B.*



### 3.5.8 Auswertung der In-situ-Versuche

Die Aufzeichnung der Messdaten aus den In-situ-Versuchen wurde anhand maßstäblicher Formblätter durchgeführt. So konnten die Versuche am Feld handschriftlich dokumentiert werden und die Übersichtlichkeit gewährleistet werden. Im Folgenden sind die verwendeten Handmessgeräte und deren Auswertung beschrieben. Bei der Auswertung wurden die handschriftlich erhobenen Messdaten umgerechnet und in digitale Formblätter eingetragen. (siehe [Anhang F](#)).

#### Taschenpenetrometer

Das Taschenpenetrometer (siehe [Abbildung 3.78](#)) dient zur Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit von Böden. Der verwendete Stempeldurchmesser beträgt 6,25 mm. Die Skala am Taschenpenetrometer liegt im Bereich von 0,5 kgf/cm<sup>2</sup> bis 4,5 kgf/cm<sup>2</sup> und ist in 0,25 kgf/cm<sup>2</sup> Schritten unterteilt (1 kgf/cm<sup>2</sup> = 9,807 N/cm<sup>2</sup>). Die Werte dazwischen wurden linear interpoliert. Bei der Auswertung wurden die am Feld aufgezeichneten Werte in kN/m<sup>2</sup> umgerechnet. Dabei wurde bei der Umrechnung auf ganze Newton gerundet. So ergibt sich folgende Umrechnung: 1 kgf/cm<sup>2</sup> = 10 N/cm<sup>2</sup> = 100 kN/m<sup>2</sup>.

#### Handflügelsonde

Mit der Flügelsonde (siehe [Abbildung 3.79](#)) wird das Drehmoment gemessen, bei dem sich der in den Boden gesteckte kreuzförmige Flügel beginnt zu drehen. Anhand des gemessenen Drehmoments kann auf die undrainierte Scherfestigkeit des Bodens rückgerechnet werden. Bei einer Handflügelsonde ist im Messgerät eine genormte Feder eingebaut, die bei einer entsprechenden Verdrehung ein Drehmoment erzeugt. Die maximale Verdrehung wird mit einem Schleppzeiger angezeigt. Die Auswertung erfolgt rechnerisch oder mit einem Diagramm, welche auf der Basis von kalibrierten Laborversuchen für diesen Flügel und die Feder erstellt wurde. Nach [1] müssen bei der rechnerischen Ermittlung der undrainierten Scherfestigkeit für bindige Böden entsprechende Korrekturwerte beachtet werden. Für eine genauere Beschreibung der Funktion, Handhabung und Auswertung einer Flügelsonde wird auf [1] verwiesen.<sup>14</sup>



**Abbildung 3.78:** Messung mit dem Taschenpenetrometer.



**Abbildung 3.79:** Handflügelsonde.

<sup>14</sup>Vgl. [1] S. 84.

Am Versuchsfeld Hollern wurde der Flügel Nr. 3 mit 12 mm Höhe und 12 mm Durchmesser verwendet. Aufgezeichnet wurde der erste Winkelwert, bei dem sich der Flügel zu drehen begann. Aus diesem Wert kann die undrainierte Scherfestigkeit ermittelt werden. Danach wurde der Schleppzeiger wieder auf Null gestellt und weitergedreht. Aus diesem zweiten Winkelwert kann die undrainierte Restscherfestigkeit ermittelt werden. Ausgewertet wurde anhand eines Diagramm aus [6], welches auf der Basis von kalibrierten Laborversuchen für den Flügel Nr. 3 und für die verwendete Feder erstellt wurde (siehe Abbildung 3.80).

Bei der Betrachtung der ausgewerteten Datenblätter und den Vergleich der ermittelten undrainierten Scherfestigkeit und einaxialen Druckfestigkeit ergibt sich eine Diskrepanz. Der Wert einaxiale Druckfestigkeit müsste dem doppelten Wert der undrainierten Scherfestigkeit entsprechen. Um diese Diskrepanzen zu verstehen sind weitere Untersuchungen notwendig, insbesondere bezüglich der Korrelation der beiden am Feld sehr leicht durchführbaren In-situ-Versuche. Diese Untersuchungen sind jedoch nicht Teil der gegenständlichen Masterarbeit. Somit kann an dieser Stelle keine genauere Aussage oder Interpretation zu den In-situ-Versuchen getätigt werden. Zur Illustration ist ein ausgewertetes Formblatt der In-situ-Versuche am Pfahl P3A abgebildet (siehe Abbildung 3.81). Die gesamten ausgewerteten Formblätter sind im [Anhang F](#) angeführt.

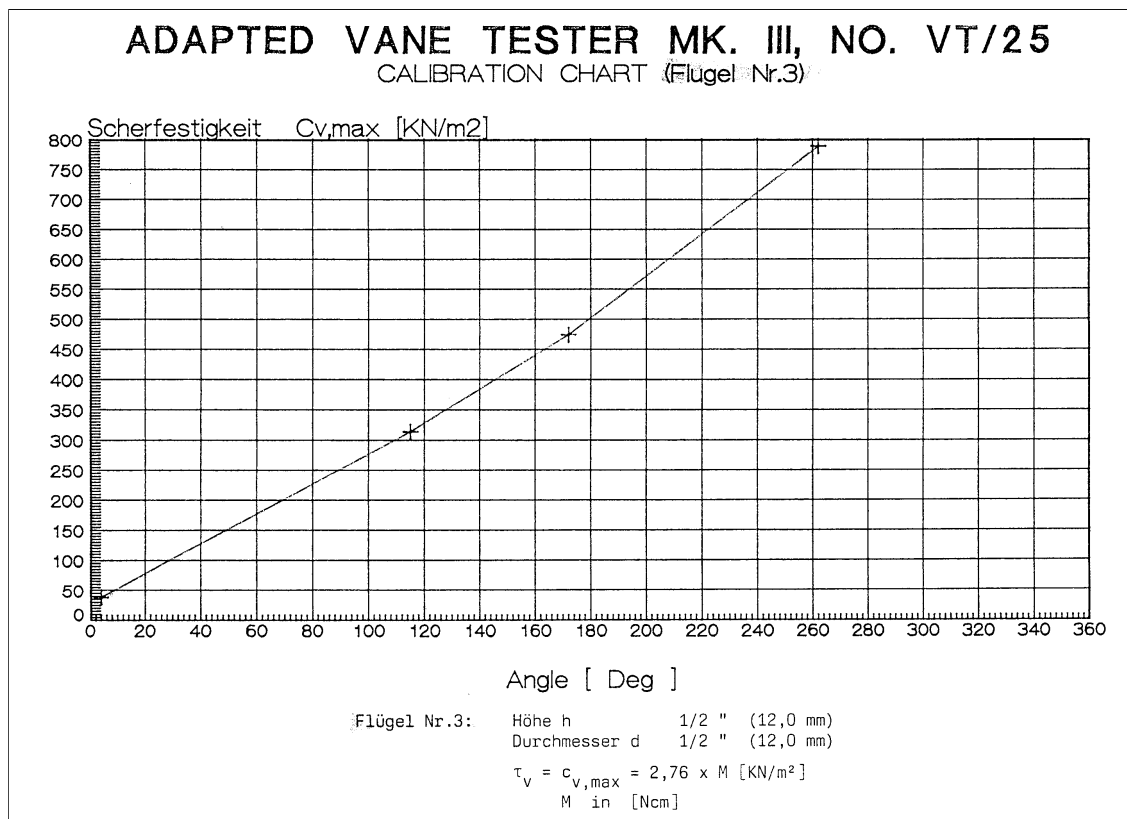


Abbildung 3.80: Auswertungsdiagramm der Handflügelsonde [6].

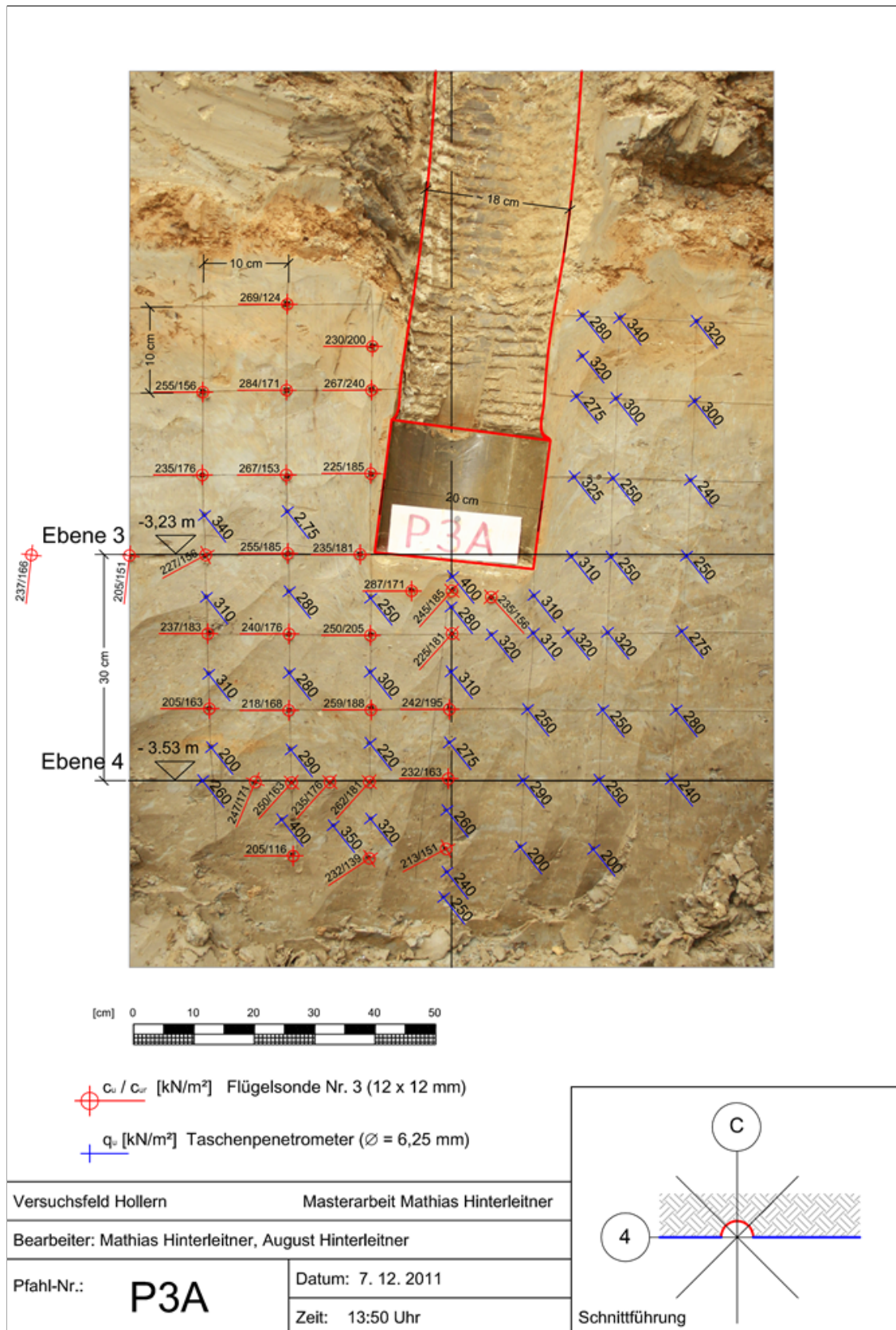


Abbildung 3.81: Digitales Formblatt zur Dokumentation und Auswertung der In-situ-Veruche am Pfahl P3A.

### 3.6 Bodenmechanisches Versuchsprogramm im Labor

Im Zuge der Freilegung der Probepfähle wurden am Versuchsfeld Hollern gestörte und ungestörte Bodenproben entnommen. Die ungestörten Proben wurden mit Stechzylindern gewonnen und die gestörten Proben wurden beim Bergen der eingeschlagenen Stechzylinder aus dem umgebenden Bereich entnommen. Die Proben teilen sich in zwei Gruppen. Die erste Gruppe sind Proben welche aus dem unmittelbaren Nahebereich des Pfahlfußes *P4C* entnommen wurden (SZ 2|1 bis SZ 5|2). Das Freilegen des Pfahles *P4C* ist im Kapitel 3.5.3 ausführlich beschrieben. In Abbildung 3.82 sind die Entnahmestellen dieser Proben mit der im Labor ermittelten einaxialen Druckfestigkeit der jeweiligen Probe dargestellt. Die Proben der zweiten Gruppe sind Referenzproben. Sie wurden aus anderen Bereichen des Versuchsfeldes entnommen, welche durch die Pfahlherstellung nicht beeinträchtigt wurden. Die Höhenkoten der entnommenen Bodenproben beziehen sich nicht auf das Niveau des Voraushubes, sondern auf das Niveau des ursprünglichen Geländes.

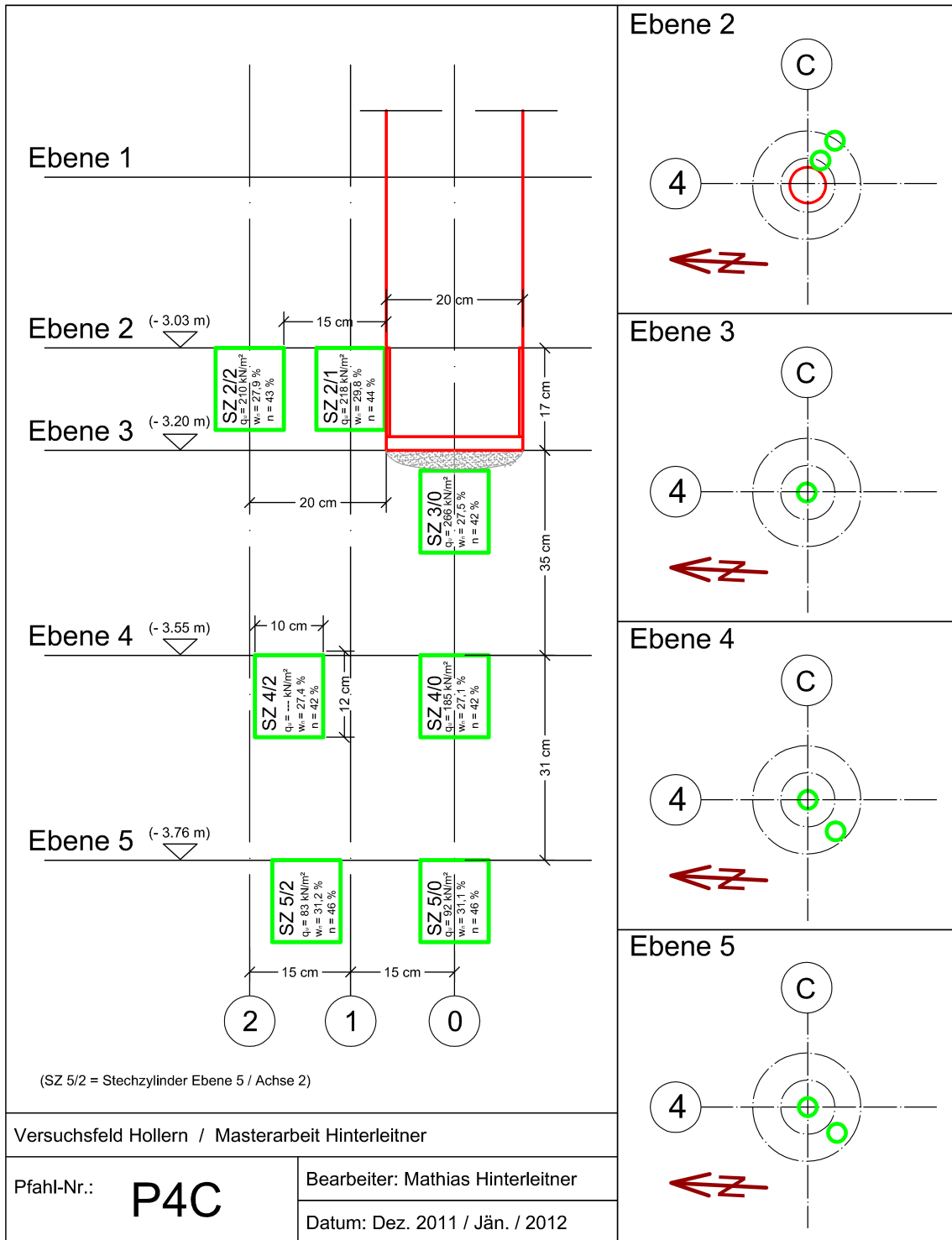
Die Referenzproben REF 1, REF 2 und REF 3 dienen als Vergleich für die Proben der ersten Gruppe. Die Probe 2.1 ist aus der hellbraunen knapp 10 cm mächtigen Bodenschicht, welche oberhalb der eingerammten Fußkappen in einer Tiefe zwischen -2,65 und -2,75 m unter GOK angetroffen wurde. In Tabelle 3.4 ist das bodenmechanische Versuchsprogramm aufgelistet. Für die Beschreibung der einzelnen Laborversuche wird an dieser Stelle auf diverse einschlägige Fachliteratur verwiesen und in dieser Arbeit nicht näher behandelt. Die gewonnenen und berechneten Bodenparameter sind in Tabelle 3.5 zusammengefasst. Aus Zeit- und Kostengründen wurde auf die Durchführung von aufwendigeren Versuchen wie Rahmenscherversuch, Triaxialversuch oder Ödometerversuch verzichtet.

Bei der Berechnung des Sättigungsgrades wurden nicht plausible Werte von knapp über 100 % Sättigung ermittelt. Da diese Werte physikalisch nicht möglich sind dürfte bei den zugehörigen Laborversuchen Ungenauigkeiten entstanden sein. Nach einer Fehlersuche wurden die Werte der Korndichte als mögliche Quelle der Ungenauigkeit bestimmt. Daraufhin wurden zur Kontrolle einige Korndichten von einem erfahrenen Labortechniker ermittelt, die bei der Berechnung des daraus abgeleiteten Sättigungsgrades ebenfalls auf Werte von knapp über 100 % ergaben. In der Realität ist eine vollkommene Sättigung bei einem natürlich gelagerten Boden sehr unwahrscheinlich, da vor allem bei bindigen Böden mit hohem Tonanteil kleinste Luftbläschen in den Porenzwischenräumen haften bleiben und auf Grund der feinen Porenstruktur nicht entweichen können. Da diese Abweichungen sehr gering sind, wurde bei den Proben bei denen der Sättigungsgrad über 100 % liegt die Korndichte so gewählt, dass sich ein Sättigungsgrad von 100 % errechnet und die vorhandene Abweichung von den Laborergebnissen als Rundungsfehler gewertet wurde.



**Tabelle 3.4:** Die druchgeführten bodenmechanischen Laborversuche.

Bodenmechanisches Versuchsprogramm Versuchsfeld Hollern									
Labornummer Probenbezeichnung Entnahmestelle (Achsen)	REF 1	REF 2	REF 2	REF 3	REF 4	REF 5	REF 2.1		
	Ref -3,00 m	Ref1 -3,40 m	verbrannt	Ref2 -3,40 m	Ref -6,00 m	Ref -6,40 m	Probe 2.1		
Tiefe der Entnahme	4   b	1   D		1   D	1   D	1   D	2   D		
	-3,00 m	-3,40 m		-3,40 m	-6,00 m	-6,40 m	-2,65 m bis 2,75 m		
bezogen auf	GOK	GOK		GOK	GOK	GOK	GOK		
Wassergehalt	X	X	X	X	X	X	X		
Korndichte	X	X		X	X	X	X		
Dichte am Probenkörper	X	X		X	X	X	X		
SchlÄmmanalyse	X	X		X	X	X	X		
DurchlÄssigkeit in der Triaxialzelle	X	X		X	X	X	X		
Atterberg	X	X	X	X	X	X	X		
Einaxialer Druckversuch	X	X		X	X	X	X		
Probenentnahme mit Stechzylinder	X	X		X	X	X	X		
Labornummer	SZ 2 1	SZ 2 2	SZ 3 0	SZ 4 0	SZ 4 2	SZ 5 0	SZ 5 2		
Probenbezeichnung	4   C	4   C	4   C	4   C	4   C	4   C	4   C		
Entnahmestelle (Achsen)	-3,00 m	-3,00 m	-3,20 m	-3,55 m	-3,55 m	-3,75 m	-3,75 m		
Tiefe der Entnahme	GOK	GOK	GOK	GOK	GOK	GOK	GOK		
bezogen auf	X	X	X	X	X	X	X		
Wassergehalt									
Korndichte									
Dichte am Probenkörper	X	X	X	X	X	X	X		
SchlÄmmanalyse	X	X	X	X	X	X	X		
DurchlÄssigkeit in der Triaxialzelle	X	X	X	X	X	X	X		
Atterberg	X	X	X	X	X	X	X		
Einaxialer Druckversuch	X	X	X	X	X	X	X		
Probenentnahme mit Stechzylinder	X	X	X	X	X	X	X		



**Abbildung 3.82:** Übersichtsschnitt des Pfahlfußes P4C mit den Entnahmestellen der ungestörten Proben.

**Tabelle 3.5: Ergebnisse der Laborversuche und Bodenparameter**

Labornummer Probenbezeichnung Entnahmestelle (Achsen)	REF 1 Ref -3,00m		REF 2 Ref1 -3,40m		REF 2 verbrannt		REF 3 Ref2 -3,40m		REF 4 Ref -6,00 m		REF 5 Ref -6,40m		Probe 2.1 Probe 2.1		SZ 2 1	SZ 2 2	SZ 3 0	SZ 4 0	SZ 4 2	SZ 5 0	SZ 5 2	
	4   b	1   D	1   D	1   D	1   D	1   D	1   D	1   D	1   D	1   D	1   D	2   D	2   D	4   C	4   C	4   C	4   C	4   C	4   C	4   C	4   C	4   C
Tiefe der Entnahme	-3,00 m	-3,40 m	-	-	-	-	-3,40 m	-6,00 m	-6,40 m	-	-2,65 m bis -2,75 m	~ -3,00 m	~ -3,00 m	~ -3,20 m	~ -3,55 m	~ -3,55 m	~ -3,55 m	~ -3,55 m	~ -3,75 m	~ -3,75 m	~ -3,75 m	
bezogen auf	GOK	GOK	-	-	-	-	GOK	GOK	GOK	GOK	GOK	GOK	GOK	GOK	GOK	GOK	GOK	GOK	GOK	GOK	GOK	
Entnahme	Stechzyl.	Stechzyl.	-	-	-	-	Stechzyl.	Stechzyl.	Stechzyl.	Stechzyl.	Schaufel	Stechzyl.	Stechzyl.	Stechzyl.	Stechzyl.	Stechzyl.	Stechzyl.	Stechzyl.	Stechzyl.	Stechzyl.	Stechzyl.	
Zustand	ungestört	ungestört	-	-	-	-	ungestört	ungestört	ungestört	ungestört	gestört	ungestört	ungestört	ungestört	ungestört	ungestört	ungestört	ungestört	ungestört	ungestört	ungestört	
<b>Bodenparameter</b>																						
<b>Versuchsfeld Hollern</b>																						
Dimension																						
Durchmesser	D <sub>0</sub> [cm]	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	
Höhe	h <sub>0</sub> [cm]	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	
Volumen	V <sub>0</sub> [cm <sup>3</sup> ]	942,48	942,48	942,48	942,48	942,48	942,48	942,48	942,48	942,48	942,48	942,48	942,48	942,48	942,48	942,48	942,48	942,48	942,48	942,48	942,48	
Masse feucht	m <sub>f</sub> [g]	1838,90	1837,5	-	-	1834,5	1877,9	1857,4	1857,4	1857,4	572,2	1833,9	1841,4	1873,4	1871,6	1864,3	1871,6	1864,3	1795	1791,9	1791,9	
Masse trocken	m <sub>d</sub> [g]	1423,70	1420,5	-	-	1411,7	1487	1464,1	1464,1	1464,1	428,1	1412,9	1439,7	1469,3	1472,5	1463,3	1472,5	1463,3	1369,2	1365,8	1365,8	
Dichte [g/cm <sup>3</sup> ]	ρ <sub>f</sub>	1,95	1,95	-	-	1,95	1,99	1,97	1,97	1,97	-	1,95	1,95	1,99	1,99	1,98	1,99	1,98	1,90	1,90	1,90	
Trockendichte	ρ <sub>d</sub> [g/cm <sup>3</sup> ]	1,51	1,51	-	-	1,50	1,58	1,55	1,55	1,55	-	1,50	1,53	1,56	1,56	1,55	1,56	1,55	1,45	1,45	1,45	
Korndichte (korrigiert / angenommen)	ρ <sub>s</sub> [g/cm <sup>3</sup> ]	2,70	2,70	-	-	2,70	2,7	2,69	2,69	2,69	2,73	2,71	2,70	2,72	2,70	2,70	2,70	2,70	2,69	2,69	2,69	
Korndichte (Hinterleitner)	ρ <sub>s</sub> [g/cm <sup>3</sup> ]	2,67	2,69	-	-	2,69	2,68	2,69	2,69	2,69	2,83	2,67	2,67	2,67	2,67	2,69	2,69	2,69	2,69	2,69	2,69	
Kornverteilung																						
Bodenansprache	-	sa	Cl	Si	sa	Cl	Si	sa	Cl	Si	sa	Cl	Si	sa	Cl	Si	sa	Cl	Si	sa	Cl	Si
Sandanteil	[%]	5,4	2,8	-	-	4,7	3,2	4,4	4,0	4,0	0,4	0,4	3,7	5	1,5	1,5	1,5	1,5	-	-	-	
Schluffanteil	[%]	49,5	50,8	-	-	43	46,9	48,4	48,4	52,2	50,5	50,5	51,8	53,6	56,7	56,7	56,7	56,7	-	-	-	
Tonanteil	[%]	45,1	46,4	-	-	52,3	49,9	47,2	47,2	43,8	49,1	44,5	44,5	41,4	41,8	41,8	41,8	41,8	-	-	-	
3-Phasengemisch																						
Porosität	n [-]	0,441	0,442	-	-	0,445	0,416	0,423	0,423	0,423	-	0,447	0,434	0,427	0,421	0,425	0,421	0,425	0,460	0,460	0,461	
Porosität	e [-]	0,79	0,79	-	-	0,80	0,71	0,73	0,73	0,73	-	0,81	0,77	0,74	0,73	0,74	0,73	0,74	0,85	0,85	0,86	
Sättigungsgrad	S [-]	1,001	1,003	-	-	1,006	0,998	0,989	0,989	0,989	-	1,000	0,982	1,004	1,005	1,001	1,005	1,001	0,982	0,982	0,980	
Wassergehalt und Konsistenzgrenzen																						
max. Wassergehalt gerechnet	w <sub>max</sub> = w <sub>p</sub> / p <sub>p</sub> [%]	29,16	29,31	-	-	29,72	26,34	27,20	27,20	27,20	-	29,81	28,43	27,38	26,97	27,37	26,97	27,37	31,66	31,66	31,83	
nat. Wassergehalt	w [%]	29,20	29,4	29,4	29,4	29,9	26,3	26,9	26,9	26,9	33,7	29,8	27,9	27,5	27,1	27,4	27,1	27,4	31,1	31,1	31,2	
Fließgrenze	w <sub>l</sub> [%]	61,50	66,75	62,55	62,55	70,2	66,3	72,8	72,8	69	69	69,8	64,35	65,3	65,5	-	-	-	-	-	-	
Ausrollgrenze	w <sub>p</sub> [%]	21,60	22,91	25,63	25,63	23,28	24,99	24,28	24,28	25,86	25,86	24,98	23,67	21,21	21,1	-	-	-	-	-	-	
Plastizitätszahl	I <sub>p</sub> [-]	39,90	43,84	36,92	36,92	46,92	41,31	48,52	48,52	43,14	43,14	44,82	40,68	44,09	44,4	-	-	-	-	-	-	
Konsistenzzahl	I <sub>c</sub> [-]	0,84	0,85	0,9	0,9	0,89	0,97	0,87	0,87	0,82	0,82	0,89	0,87	0,86	0,86	-	-	-	-	-	-	
Durchlässigkeit																						
Durchlässigkeit	k <sub>t</sub> [m/s]	< 1,0*10 <sup>-10</sup>	< 1,0*10 <sup>-10</sup>	-	-	< 1,0*10 <sup>-10</sup>	< 1,0*10 <sup>-10</sup>	< 1,0*10 <sup>-10</sup>	< 1,0*10 <sup>-10</sup>	< 1,0*10 <sup>-10</sup>	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Einaxiale Druckfestigkeit																						
Kraft	F <sub>max</sub> [kN]	0,52	0,63	-	-	0,63	0,62	0,23	0,23	0,23	-	1,71	1,65	2,09	1,45	-	1,45	-	0,72	0,72	0,65	
Fläche	A [m <sup>2</sup> ]	0,00785	0,00785	-	-	0,00785	0,00785	0,00785	0,00785	0,00785	-	0,00785	0,00785	0,00785	0,00785	-	0,00785	-	0,00785	0,00785	0,00785	
Spannung	q <sub>u</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	66	80	-	-	80	79	29	29	29	-	218	210	266	185	-	185	-	92	92	83	
undrainierte Kohäsion	c <sub>u</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	33	40	-	-	40	39	15	15	15	-	109	105	133	92	-	92	-	46	46	41	
Verformung	Δh [mm]	4,9	6,0	-	-	6,0	6,3	4,5	4,5	4,5	-	10,0	-	14,0	9,0	-	9,0	-	6,0	6,0	6,5	
Stauchung	ε [%]	4,1	5	-	-	5	5,3	3,8	3,8	3,8	-	8,3	-	11,7	7,5	-	7,5	-	5,0	5,0	5,4	

Korndichten korrigiert bzw. angepasst am 28. März 2012

## Diskussion der Bodenparameter

In den folgenden Absätzen werden die in Tabelle 3.5 angeführten Parameter diskutiert. Dabei wird spezielles Augenmerk auf die Veränderung der Bodenparameter auf Grund des Rammprozesses für die Einbringung des Duktilpfahles gelegt, welche aus dem Vergleich der Parameter der Referenzproben und den um den Pfahlfuß *P4C* gewonnenen Proben abgeleitet werden kann. Die Referenzproben REF 4 und REF 5 sind aus der Tiefe des Pfahlfußbereichs der Probepfähle *PP01* und *PP02* entnommen worden. Sie sind nur informativ angeführt und werden nicht weiter behandelt.

## Durchlässigkeit

An den Referenzproben wurden Durchlässigkeitsversuche mit konstanter Druckhöhe vorgenommen. Da nach 12 Tagen noch immer keine Glasmessung durchgeführt werden konnte wurde bei der Probe REF 1 eine Kapillarmessung durchgeführt. Aus dieser Messung ergaben sich Durchlässigkeitswerte von  $1,0 \cdot 10^{-10}$  m/s und kleiner. Nach Rücksprache mit den Betreuern wurden die Versuche abgebrochen und als Durchlässigkeitsbeiwert  $k_f < 1,0 \cdot 10^{-10}$  m/s angenommen.

## Kornverteilung

Die Schlämmanalyse zeigt, dass es sich überwiegend um gering feinsandige Tone u. Schluffe (*sa/ClSi*) handelt, wobei der Tonanteil und der Schluffanteil fast gleich hoch sind. Die Proben um den Pfahlfuß, mit Ausnahme der Probe SZ 2|1, haben einen deutlich höheren Schluffanteil als Tonanteil und die Sandanteile bleiben ungefähr gleich hoch. Bei der Probe SZ 2|1 sind der Schluffanteil und der Tonanteil annähernd gleich hoch. Der Sandgehalt der Probe SZ 2|1 hat sich hingegen reduziert. Auf Grund der Tatsache, dass beim Freilegen der Pfähle unmittelbar neben und unter dem Pfahl deutliche Scherflächen und „weißes Pulver“ angetroffen wurden, ist es in diesen Bereichen zu einer gewissen Beanspruchung des Bodenmaterials gekommen. Ob es durch die Beanspruchung (Ramm- bzw. Schervorgang) tatsächlich zu einer Zerkleinerung der Sandfraktion in die feineren Schluff- und Tonfraktionen gekommen ist, ist fraglich. Da nur an einer Probe, welche unmittelbar neben einer Fußkappe entnommen wurde, eine Schlämmanalyse durchgeführt wurde, kann dieser Schluss noch nicht gezogen werden.

## Dichte, Wassergehalt und 3-Phasengemisch

Auf Grund der gleichen Abmessungen der ungestörten Bodenproben sind diese Werte, welche alle in einem direkten Zusammenhang stehen, sehr gut vergleichbar. Die Unterschiede der Feuchtdichten der Proben um den Pfahlfuß sind auch in der Trockendichte ersichtlich. Die Feuchtdichten der Proben SZ 3|0, SZ 4|0 und SZ 4|2 haben sich erwartungsgemäß vergrößert (z.B. von  $1,95 \text{ g/cm}^3$  auf  $1,99 \text{ g/cm}^3$ ) und der Wassergehalt entsprechend verringert (z.B. von 29,4 % auf 27,1 %). Die Feuchtdichten und die Wassergehalte der Proben SZ 2|1 und SZ 2|2 haben annähernd die gleichen Werte wie die Referenzproben aus der entsprechenden Tiefe ( $1,95 \text{ g/cm}^3$  und 29,8,% bzw. 27,9 %). Auf Grund der beim Freilegen sichtbar gemachten Bodenverformungen in dem Bereiche um den Pfahlfuß ist anzunehmen, dass sich die Feuchtdichte und der Wassergehalt durch und während des Rammprozesses geändert haben müssen. Die annähernde Übereinstimmung mit den Referenzproben wird als Zufall erachtet und es ist anzunehmen, dass sich diese



Werte im weiteren Verlauf des Rammprozesses weiter verändert hätten. Die Feuchtdichten der Proben der Ebene 5 sind geringer als die der Referenzproben. Dementsprechend ist bei diesen Proben der Wassergehalt auch höher als bei den übrigen Proben. Diese Schemata der Änderungen der Dichte und des Wassergehaltes ist in der Änderung der Porenanteile und Porenzahlen auch ersichtlich. Ergänzend ist zu erwähnen, dass Veränderungen der Feuchtdichte und des Wassergehalts bei 100 % Sättigung nicht so leicht zu argumentieren sind. Vor allem, wenn die Werte keine signifikanten Änderungen zeigen.

### **Konsistenzgrenzen**

Da die Bodenproben für die Bestimmung der Konsistenzgrenzen durchmischt, getrocknet und mit destilliertem Wasser versetzt werden lässt sich daraus keine Veränderung auf Grund des Rammprozesses feststellen. Die Konsistenzzahlen liegen alle im Bereich zwischen 0,82 und 0,97. Somit kann die Konsistenz des Bodens als steif bis sehr steif bezeichnet werden. Bodenschichten, welche sich beim Rammen vermischt haben, weisen sehr wohl einen Unterschied in den Konsistenzgrenzen auf. So ist bei der Probe SZ 2|1 eine Abweichung zur Probe SZ 2|2 zu erkennen. Die Werte der Probe SZ 2|1 sind vergleichbar mit den Werten der Probe 2.1. Diese Probe stammt aus der hellbraunen Bodenschicht oberhalb der Fußkappe. Wie im Kapitel 3.5.2 beschrieben wurde kam es durch den Rammprozess im Pfahlschaftbereich zu einer Verzerrung und Verformung der zuvor horizontalen Bodenschichten. Dementsprechend ist die Probe SZ 2|1 eine Mischung aus verschiedenen Böden unterschiedlicher Lagen, welche sich durch den Rammprozess verformt und umgelagert haben.

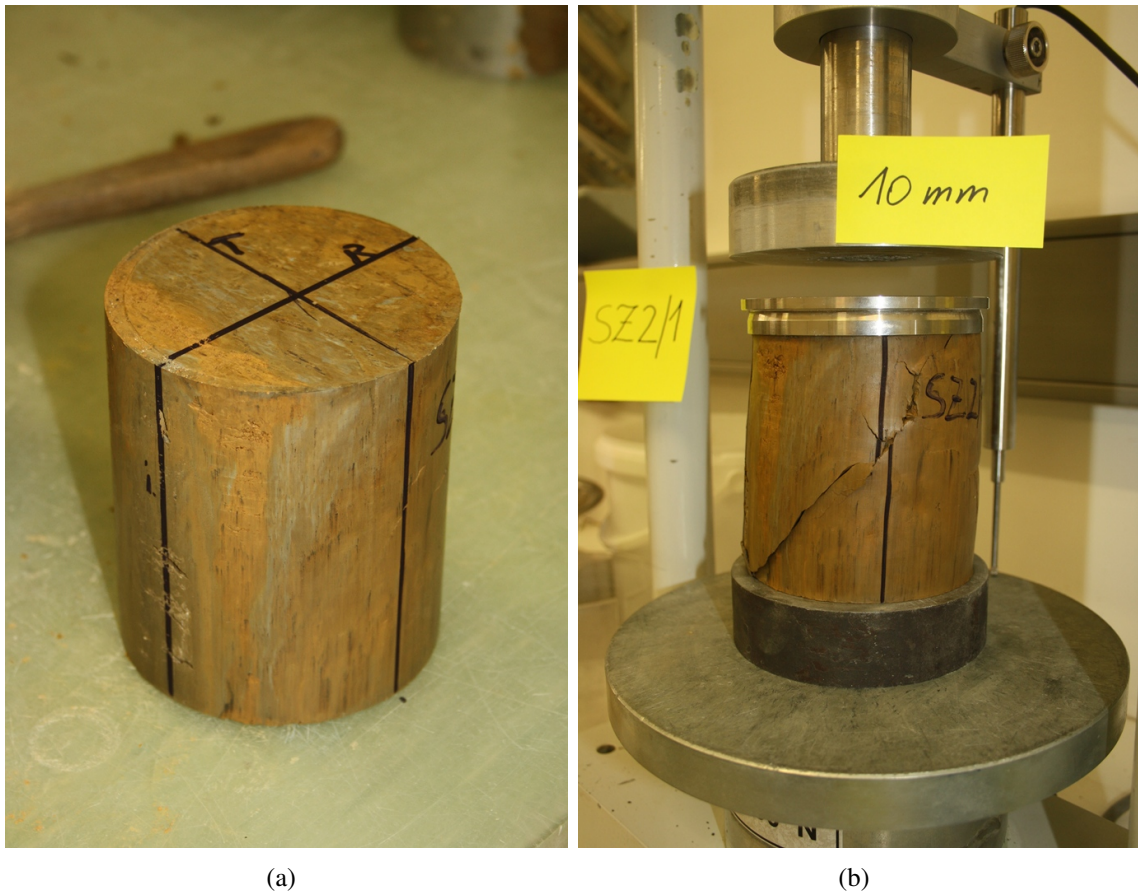
Nach [1] darf eine Bodenprobe vor den Versuchen zur Bestimmung der Konsistenzgrenzen nicht bis zum Farbumschlag getrocknet werden, da Tonminerale sonst bleibende Veränderungen erfahren können.<sup>15</sup> Inwieweit sich die Tonminerale verändern wird nicht näher beschrieben. Da beim Rammprozess und beim Schlagen von Stahl auf Stahl Wärme entsteht wurden zu diesem Zweck am Versuchsfeld Versuche durchgeführt, um die Ausmaße und Entwicklung des Einflusses der Temperatur auf den Boden zu untersuchen (siehe Kapitel 3.3). Damit der Einfluss der Temperatur auf die Konsistenz des Bodens ermittelt werden kann, wurde ein Teil der Probe REF 2 unter einer Glühlampe erhitzt, bis sich eine signifikante Farbänderung einstellte. Diese Probe wurde in weiterer Folge „REF 2 verbrannt“ genannt und die zugehörigen Konsistenzgrenzen sind in der Tabelle 3.5 enthalten. Sie unterscheiden sich deutlich von den Werten der ursprünglichen Probe REF 2. Die Fließgrenze senkte sich von 67 % auf 63 % und die Ausrollgrenze hob sich von 23 % auf 26 %.

---

<sup>15</sup>Vgl. [1] S. 143.

### Einaxiale Druckfestigkeit

Bei den Versuchen wurden die Kraft und die Stauchung in der Krafrichtung gemessen. Obwohl die Versuche weggesteuert durchgeführt wurden, wurde die Stauchung mit einem induktiven Wegaufnehmer gemessen. Die Abbildungen 3.83 (a) und (b) zeigen die Stechzylinderprobe SZ 2|1 vor nach dem einaxialen Druckversuch. Der einaxiale Druckversuch wurde bis zum sichtbaren Versagen der Proben durchgeführt. In Tabelle 3.5 sind die maximale Pressenkraft, die Probenfläche, die einaxiale Druckfestigkeit, die undrainierte Kohäsion und die gemessene Stauchung bei der maximalen Pressenkraft enthalten. Die Werte zeigen einen deutlichen Unterschied zwischen den Referenzproben und den um den Pfahlfuß gewonnenen Proben. Die einaxialen Druckversuche der Referenzproben REF 1 bis REF 4 ergaben eine einaxiale Druckfestigkeit von 66 bis 80 kN/m<sup>2</sup> bei einer maximalen Verformung von 4,9 bis 6,3 mm. Die Referenzprobe REF 5 stammt aus einer 10 bis 15 cm mächtigen hellbraunen Schicht aus 6,4 m Tiefe. Diese hellbraunen Bodenschicht ist in den Abbildungen der freigelegten Pfahlspitze des HLV<sup>®</sup>-Probepfahles PP02 gut zu erkennen (siehe Kapitel 3.5.7).



**Abbildung 3.83:** Ungestörte Probe SZ|1 vor und nach dem einaxialen Druckversuch ( $q_u = 218 \text{ kN/m}^2$ ,  $\epsilon_u = 8,3\%$ ).

Die Proben rund um den Pfahlfuß hatten, wie erwartet, höhere Werte. Sie haben auch größere Stauchungen zugelassen. Die Proben SZ 3|0, SZ 2|1 und SZ 2|2 hatten mit bis zu  $266 \text{ kN/m}^2$  einaxiale Druckfestigkeit bei 11,7 % Stauchung, die höchsten Werte. Diese Proben wurden unmittelbar seitlich und unterhalb der Fußkappe entnommen und liegen somit im innersten Einflussbereich des Rammprozesses. Die Probe SZ 4|0 wurde ca. 35 cm unter der Fußkappe entnommen. Ihre Werte sind mit  $185 \text{ kN/m}^2$  einaxiale Druckfestigkeit und 7,5 % Stauchung deutlich niedriger. Die Proben SZ 5|0 und SZ 5|2 wurden ca. 55 cm unter der Fußkappe entnommen und hatten einaxiale Druckfestigkeiten bis  $92 \text{ kN/m}^2$  und bis zu 5,4 % Stauchung. Im Vergleich zu den Werten der Referenzproben REF 1 bis REF4 sind die Proben SZ 5|0 und SZ 5|2 noch deutlich höher und liegen somit noch im Einflussbereich des Rammprozesses.

### **Zusammenfassung des Laborprogramms**

Es kommt durch den Rammprozess zu einer eher geringen Verdichtung des Bodens unterhalb und neben der Fußkappe. Unmittelbar neben der Fußkappe und in weitere Folge im Pfahlschaftbereich kommt es hingegen wieder zu einer geringen lokalen Auflockerung, welche sich vom zuvor umgebenden Boden nicht wesentlich unterscheidet. Die Konsistenz des Bodens ändert sich auf Grund der Durchmischung von unterschiedlichen Bodenschichten, was bei dem Schichtaufbau des Versuchsfelds Hollern keinen sehr großen Einfluss hatte. Die einaxiale Druckfestigkeit zeigt sehr wohl einen deutlichen Unterschied auf, anhand dessen sich der Einflussbereich des Rammprozesses abschätzen lassen würde. Die Proben, welche um den Pfahlfuß gewonnen wurden, zeigen im Vergleich zu den Referenzproben deutlich höhere einaxiale Druckfestigkeiten und ungefähr doppelt so große Bruchverformungen. Da die Durchlässigkeit mit Werten von kleiner  $1,0 * 10^{-10} \text{ m/s}$  sehr gering sind, sich eine nahezu volle Wassersättigung herausgestellt hat und die Belastungsgeschwindigkeit bei den einaxialen Druckversuchen dementsprechend sehr hoch war, ist praktisch von undrainierten Bedingungen beim Versuch auszugehen. Nähere Betrachtungen übersteigen den Rahmen dieser Arbeit. Aus diesem Grund ist es nicht möglich auf der Basis von den wenigen und sehr einfachen Laborversuchen eine konkrete Aussage über das Ausmaß und den Einflussbereich des Rammprozesses auf diesen Boden zu treffen. Dazu sind mehr Versuche und eine detailliertere Betrachtung notwendig.

# Literaturverzeichnis

- [1] Grundbau-Taschenbuch Teil 1. *Geotechnische Grundlagen*. Ernst & Sohn, Witt, K. J. (Hrsg.), 7. Auflage, 2008.
- [2] Grundbau-Taschenbuch Teil 3. *Gründungen und geotechnische Bauwerke*. Ernst & Sohn, Witt, K. J. (Hrsg.), 7. Auflage, 2009.
- [3] EA-Pfähle. *Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle"*. Ernst & Sohn, 1. Auflager, 2007.
- [4] W. Hazivar. Baugrundgutachten Windpark Petronell I, unveröffentlich, 2004.
- [5] M. Hinterleitner. *Einpfehlprobelastungssystem bei HLV®-Pfählen Pile HAY-Proof-System®*. Bachelorarbeit, Technische Universität Graz, 2009.
- [6] U. Kahn. Vergleichende Untersuchungen zur Bestimmung der Scherfestigkeit verschiedener Böden mit unterschiedlichen Versuchseinrichtungen, 2001.
- [7] Žaržojus G. und Dundulis K. Kairys T. Deformations of till soils while installing vibro-piles. *GEOLOGIJA*, Vol. 60: Seite 76–82, 2007.
- [8] R. Mahnken. *Lehrbuch der Technische Mechanik – Dynamik*. Springer-Verlag / Berlin, 2012.
- [9] Th. Marcher. *Nichtlokale Modellierung der Entfestigung dichter Sande und steifer Tone*. PhD thesis, Universität Stuttgart, 2002.
- [10] N. Mörchen. *Zur Grenzlast eines Druckpfahls - Untersuchungen für den Einzel- und den Gruppenpfahl*. PhD thesis, Bergische Universität Wuppertal, 2003.
- [11] ÖNORM EN 1537; Verpreßanker, Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spetialtiefbau), 09 2009.
- [12] ÖNORM EN 1997-1; Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln, 05 2009.
- [13] Würger E. Pech A. *Gründungen*. Springer-Verlag / Wien, 2005.
- [14] Hayden M. und Kirchmaier Th. **Pile HAY-Proof-System®** (Pile H-P-S) – Neuartiges System für statische Probelastungen an schlanken Pfählen. In *8. Österreichische Goetechniktagung: Seiten 87-98*, Wien, 2011. Österreichischer Ingenieur- und Architekten-Verein.



- [15] H. Wick. Baugrundgutachten Windpark Holler II, unveröffentlicht, 2011.
- [16] H. Wick. Baugrundgutachten Windpark Petronell II, unveröffentlicht, 2011.
- [17] M. Witzel. *Zur Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von vorgefertigten Verdrängungspfählen in bindigen und nichtbindigen Böden.* PhD thesis, Universität Kassel, 2004.

# Abbildungsverzeichnis

1	Schematisches Beispiel für Versagen des Spitzenwiderstandes in bindigen Boden . . . . .	iv
1.1	Qualitativer Verlauf der Widerstands-Setzungslinien von Pfahlfußwiderstand und Mantelwiderstand sowie von Mantelwiderstands- und Fußwiderstandspfählen . . . . .	2
1.2	Beispiele für statische Pfahlprobelastungen [13] . . . . .	4
1.3	Osterberg-Verfahren [13] . . . . .	5
1.4	Auftragung der Widerstands-Setzungslinie ([3] S. 178) . . . . .	6
1.5	Getrennte Auftragung für Spitzenwiderstand und Mantelwiderstand ([3] S. 179) . . . . .	6
1.6	Auftragung der Zeitverformung und der Krichmaße ([3] S. 178) . . . . .	6
1.7	Beispiel zur Impulsdauer bei dynamischer Probelastung (High-Strain-Verfahren) und beim Rapid Load Test ([3] S. 203) . . . . .	8
1.8	Schematische Darstellung der Bestandteile des <b>Pile HAY-Proof-Systems</b> <sup>®</sup> . . . . .	10
1.9	Die Wirkungsweise des <b>Pile HAY-Proof-Systems</b> <sup>®</sup> . . . . .	11
1.10	Versagen des Mantelwiderstandes $R_s$ . . . . .	12
1.11	Versagen des Spitzendruckwiderstandes $R_b$ . . . . .	12
1.12	Gleichzeitiges Versagen von $R_s$ und $R_b$ . . . . .	13
1.13	Die Messebenen des <b>Pile HAY-Proof-Systems</b> <sup>®</sup> . . . . .	14
1.14	Die Bestimmung der äquivalenten Widerstands-Setzungslinie . . . . .	14
1.15	HLV <sup>®</sup> - Pfahl System GPS (Schema) . . . . .	16
1.16	HLV <sup>®</sup> - Pfahl System GPS (Pfahlherstellung) . . . . .	16
1.17	Spitzendruck in Abhängigkeit der Pfahllänge ( <i>Kempfert/Smoltczyk (2001)</i> ), [10] . . . . .	18

1.18	Spitzendruckverteilung unter dem Pfahlfuß ( <i>Linder (1977), Stamm (1988)</i> ), [10] . . . . .	18
1.19	Deformation und Dichteänderung in dichtem Sand bei der Pfahleindringung $s > D$ ( <i>Linder (1977)</i> ), [10] . . . . .	18
1.20	Verschiedene Brucharten nach <i>König (1970)</i> u. <i>Kulhawy (1984)</i> , [10] . . . . .	19
1.21	Grundbruchtheorie nach <i>Vesic (1975)</i> u. ( <i>1977</i> ), [17] . . . . .	21
1.22	Grundbruchvorstellung nach <i>Janbu (1976)</i> , [17] . . . . .	21
1.23	Theorie der Hohlräumeaufweitung nach <i>Randolph (1994)</i> , [17] . . . . .	21
1.24	Überblick der Bruchvorstellungen nach <i>Vesic (1976)</i> , [10] . . . . .	21
2.1	Gegenüberstellung der Pfahllänge zur gesamten Rammzeit . . . . .	29
2.2	Gegenüberstellung der Pfahllänge mit dem Pfahlspitzenwiderstand bzw. dem Restwiderstand . . . . .	30
2.3	Gegenüberstellung der letzten Hitze zur durchschnittlichen Rammzeit . . . . .	31
2.4	Gegenüberstellung der Pfahllänge zur gesamten Rammzeit . . . . .	35
2.5	Spannungs-Dehnungslinie Triaxialzelle . . . . .	36
2.6	Schermechanismen für einen steifen Ton am Beispiel eines Rahmenscher-versuches [9] . . . . .	37
3.1	Lage des Versuchsfelds Hollern . . . . .	46
3.2	Rammsondierung ( <i>DPH</i> ) $D2 3$ . . . . .	49
3.3	Rammsondierung ( <i>DPH</i> ) $D4 5$ . . . . .	49
3.4	Flachdilatometermessung . . . . .	50
3.5	Drucksondierungen CPT 1 . . . . .	51
3.6	Drucksondierungen CPT 2 . . . . .	51
3.7	Drucksondierungen CPT 3 . . . . .	52
3.8	Ein Überblick über das Versuchsfeld während der Pfahlherstellung. . . . .	53
3.9	Herstellung der Versuchsreihe 1 – Bodenaustausch . . . . .	56
3.10	Blick in den gerammten Pfahlhohlraum bei der Versuchsreihe 1 – Boden-austausch . . . . .	56
3.11	Rammsondierungen ( <i>DPH</i> ) durch und um den Pfahl <i>P2A</i> . . . . .	57
3.12	Auswertung der Rammsondierungen ( <i>DPH</i> ) durch und um den Pfahl <i>P2A</i> . . . . .	58
3.13	Temperaturversuch am Versuchsfeld Hollern . . . . .	60

3.14	Temperaturverlauf in der Pfahlfußkappe bei einem simulierten Rammprozess . . . . .	61
3.15	Rammaufnahme des Probepfahles <i>P2B</i> . . . . .	62
3.16	Der Blick in die gerammten Pfahlhohlräume . . . . .	63
3.17	Lastverteilende Stahlplatte mit angeschweißtem Rohrstück . . . . .	67
3.18	Aufbau der hydraulischen Presse für die Probelastung mit Todlast . . .	67
3.19	Übersicht Probelastung mit Todlast . . . . .	68
3.20	Widerstands-Setzungslinien der Probelastungen an den Probepfählen der Versuchsreihe 5 und 6 . . . . .	70
3.21	Übersicht über den Versuchsaufbau des <b>Pile HAY-Proof-Systems</b> <sup>®</sup> und des Sekundärzugversuches am Versuchsfeld Hollern . . . . .	72
3.22	Das aufgebaute <b>Pile HAY-Proof-System</b> <sup>®</sup> und die montierte Messausrüstung	73
3.23	Widerstands-Verschiebungslinie der Probelastungen am <i>PP02</i> . . . . .	74
3.24	Widerstands-Verschiebungslinie der Probelastungen am Probepfahl <i>PP02</i> (größer skaliert) . . . . .	74
3.25	Widerstands-Verschiebungslinie der Probelastungen am <i>PP03</i> . . . . .	76
3.26	Widerstands-Verschiebungslinie der Probelastungen am <i>PP03</i> größer skaliert . . . . .	76
3.27	Die Baugrube der Pfahlfreilegung aus verschiedenen Perspektiven . . . . .	77
3.28	Pfahllaibung und Pfahlschaftdurchmesser . . . . .	78
3.29	Entnommene Bruchstücke aus der Pfahllaibung und dem Pfahlschaftbereich	79
3.30	Pfahlschaft- und Pfahllaibungsbereich . . . . .	80
3.31	Verformungen des Bodens im Pfahlschaftbereich . . . . .	81
3.32	Probenstück aus dem Pfahlschaftbereich eines verpressten HLV <sup>®</sup> -Pfahls .	83
3.33	Großaufnahme des Bereiches neben einer Fußkappe . . . . .	83
3.34	Profilschnitt des Pfahles <i>P4B</i> . . . . .	85
3.35	Profilschnitt des Pfahlspitzebereiches <i>P4B</i> (Großaufnahmen) . . . . .	86
3.36	Profilschnitt des Pfahlspitzebereiches <i>P4B</i> (Großaufnahmen) . . . . .	86
3.37	Horizontale Schnittebenen 2 und 3 des Pfahles <i>P4C</i> . . . . .	88
3.38	Horizontale Schnittebenen 3 des Pfahles <i>P4C</i> und die entnommenen linsenförmige "Grundbruchfigur" . . . . .	89
3.39	Horizontale Schnittebenen 3 und 4 des Pfahles <i>P4C</i> . . . . .	90



3.40	Profilschnitt des Pfahlspitzebereiches <i>P3A</i> . . . . .	91
3.41	Großaufnahme des Pfahlaufstandsfläche <i>P3A</i> und das Abtrennen des Probenstückes für weitere Untersuchungen . . . . .	92
3.42	Profilschnitt des Pfahlspitzebereiches <i>P3A</i> fertig dargestellt für die In-situ-Versuche . . . . .	93
3.43	Großaufnahme des Pfahlspitzebereiches <i>P3A</i> - Verformungen und Einflussbereich der Pfahlherstellung . . . . .	93
3.44	Profilschnitt des Pfahlspitzebereiches <i>P3A</i> (Großaufnahmen) . . . . .	94
3.45	Untersuchung des Probenstückes <i>P3A</i> . . . . .	95
3.46	Untersuchung des Probenstückes <i>P3A</i> . . . . .	96
3.47	Profilschnitt des Pfahlspitzebereiches <i>P2B</i> . . . . .	96
3.48	Großaufnahme des Pfahlspitzebereiches <i>P2B</i> - Verformungen und Einflussbereich der Pfahlherstellung und der Rammsondierung . . . . .	98
3.49	Entnommenen Fußkappe des Pfahles <i>P2B</i> – „weiße Scherflächen“ . . . . .	98
3.50	Entnommenen Fußkappe des Pfahles <i>P2B</i> – Verschiedene Ansichten . . . . .	99
3.51	Freigelegte Pfahlschäfte des Versuchsreihe 1 – Bodenaustausch . . . . .	101
3.52	Die freigelegte Pfahlspitze des Pfahles <i>P1B</i> der Versuchsreihe 1 – Bodenaustausch . . . . .	102
3.53	Großaufnahme der freigelegte Pfahlspitze des Pfahles <i>P1A</i> . . . . .	103
3.54	Großaufnahme der freigelegte Pfahlspitze des Pfahles <i>P1B</i> . . . . .	103
3.55	Die freigelegte Pfähle der Versuchsreihe 1 – Bodenaustausch . . . . .	104
3.56	Die Verformungen des Bodens neben den Pfählen nach unten und nach oben. . . . .	105
3.57	Untersuchungen der Probenstücke des Pfahles <i>P1A</i> der Versuchsreihe 1 – Bodenaustausch . . . . .	107
3.58	Die Probenstücke des Pfahles <i>P1A</i> . . . . .	108
3.59	Pfahlschaftbereich nach der Entnahme des Probepfahles <i>PP02</i> . . . . .	110
3.60	Lokale Einschnürung des Pfahlschaftes <i>PP02</i> . . . . .	110
3.61	Abgeschnittene Pfahlspitze <i>PP02</i> . . . . .	110
3.62	Schnittfläche des abgeschnittenen Pfahls <i>PP02</i> . . . . .	110
3.63	Großaufnahme der Teilweise freigelegten Pfahlspitze <i>PP02</i> . . . . .	111
3.64	Entnommene Fußkappe des Pfahles <i>PP02</i> . . . . .	112

3.65	Der Pfahlspitzenbereich <i>PP02</i> nach Entnahme der Fußkappe. . . . .	112
3.66	Großaufnahmen des Pfahlspitzenprofils <i>PP02</i> . . . . .	112
3.67	Das Probenstück <i>A</i> bei der Entnahme aus dem freigelegten Pfahlprofil <i>PP02</i> . . . . .	113
3.68	Das freigelegten Pfahlprofil <i>PP02</i> , nach Entnahmen des Probenstückes <i>A</i> (Frontalansicht). . . . .	114
3.69	Das freigelegten Pfahlprofil <i>PP02</i> , nach Entnahmen des Probenstückes <i>A</i> (Seitenansicht). . . . .	114
3.70	Die Probenstücke <i>A</i> und <i>B</i> vor der Untersuchung auf einer umgedrehten Fußkappe platziert. . . . .	115
3.71	Einzelne angefundene Scherflächen bzw. Harnischflächen in den Probenstücken <i>A</i> und <i>B</i> . (Teil 1) . . . . .	116
3.72	Einzelne angefundene Scherflächen bzw. Harnischflächen in den Probenstücken <i>A</i> und <i>B</i> . (Teil 2) . . . . .	117
3.73	Das Probenstück <i>A</i> tortenstückförmige geschnitten. . . . .	118
3.74	Schnittfläche des Probenstücks <i>A</i> . . . . .	118
3.75	Sichtbare Scherflächen am Probenstück <i>B</i> . . . . .	118
3.76	Sichtbare Scherflächen am Probenstück <i>B</i> (Großaufnahme). . . . .	118
3.77	Schnittfläche des Probenstücks <i>B</i> . . . . .	119
3.78	Messung mit dem Taschenpenetrometer. . . . .	120
3.79	Handflügelsonde. . . . .	120
3.80	Auswertungsdiagramm der Handflügelsonde [6]. . . . .	121
3.81	Digitales Formblatt zur Dokumentation und Auswertung der In-situ-Verusche am Pfahl <i>P3A</i> . . . . .	122
3.82	Übersichtsschnitt des Pfahlfußes <i>P4C</i> mit den Entnahmestellen der ungestörten Proben. . . . .	125
3.83	Ungestörte Probe SZ 1 vor und nach dem einaxialen Druckversuch ( $q_u = 218 \text{ kN/m}^2$ , $\epsilon_u = 8,3 \%$ ). . . . .	129
A 1	Probepfahl <i>P01</i> . . . . .	xv
A 2	Probepfahl <i>P02</i> . . . . .	xv
A 3	Probepfahl <i>P03</i> . . . . .	xvi
A 4	Probepfahl <i>P04</i> . . . . .	xvi
A 5	Probepfahl <i>P05</i> . . . . .	xvii

A 6	Probepfahl P06	xvii
A 7	Probepfahl P07	xviii
A 8	Probepfahl P08	xviii
A 9	Probepfahl P09	xix
A 10	Probepfahl P11	xix
A 11	Probepfahl P12	xx
A 12	Probepfahl P13	xx
A 13	Probepfahl P14	xxi
B 14	Lageplan Versuchsfeld Hollern	xxiii
C 15	Rammsondierung DPH_a1	xxv
C 16	Rammsondierung DPH_a4	xxvi
C 17	Rammsondierung DPH_b2	xxvii
C 18	Rammsondierung DPH_b3	xxviii
C 19	Rammsondierung DPH_c2	xxix
C 20	Rammsondierung DPH_c3	xxx
C 21	Rammsondierung DPH_d1	xxxi
C 22	Rammsondierung DPH_D2_3	xxxii
C 23	Rammsondierung DPH_d4	xxxiii
C 24	Rammsondierung DPH_D4_5	xxxiv
C 25	Rammsondierung DPH_D6_7	xxxv
C 26	Rammsondierung DPH_E1_2	xxxvi
C 27	Rammsondierung DPH_E3_4	xxxvii
C 28	Rammsondierung DPH_E5_6	xxxviii
D 29	Gegenüberstellung der Rammsondierung am Pfahl P2A Q.1 und Q.3	xl
D 30	Gegenüberstellung der Rammsondierung am Pfahl P2A Q.2 und Q.4	xli
D 31	Gegenüberstellung der Rammsondierung am Pfahl P2B Q.1 und Q.3	xlii
D 32	Gegenüberstellung der Rammsondierung am Pfahl P2B Q.2 und Q.4	xliii
D 33	Gegenüberstellung der Rammsondierung am Pfahl P2C Q.1 und Q.3	xliv
D 34	Gegenüberstellung der Rammsondierung am Pfahl P2C Q.2 und Q.4	xliv
F 35	Auswertung der In-situ-Versuche am Pfahl P3A	1

F 36	Auswertung der In-situ-Versuche am Pfahl P4B . . . . .	li
F 37	Auswertung der In-situ-Versuche am Pfahl P4C (Ebene 2) . . . . .	lii
F 38	Auswertung der In-situ-Versuche am Pfahl P4C (Ebene 3) . . . . .	liii
F 39	Auswertung der In-situ-Versuche am Pfahl P4C (Ebene 4) . . . . .	liv
F 40	Auswertung der In-situ-Versuche am Pfahl P4C (Ebene 5) . . . . .	lv
F 41	Auswertung der In-situ-Versuche am Pfahl PP01 . . . . .	lvi
F 42	Auswertung der In-situ-Versuche am Pfahl PP02 . . . . .	lvii





# Tabellenverzeichnis

1.1	Pfahldimensionen . . . . .	17
2.1	Übersicht über die Pfahlprobelastungen . . . . .	25
2.2	Bodenparameter des Risikobodens . . . . .	32
3.1	Bodenparameter als Auswahlkriterium . . . . .	47
3.2	Am Versuchsfeld Hollern hergestellte Probepfähle . . . . .	55
3.3	Spitzenwiderstand und Verformungsmodul der kurzen Pfähle . . . . .	69
3.4	Die durchgeführten bodenmechanischen Laborversuche. . . . .	124
3.5	Ergebnisse der Laborversuche und Bodenparameter . . . . .	126



# Anhänge





# Anhang A WS-Linien der verglichenen Probebelastungen

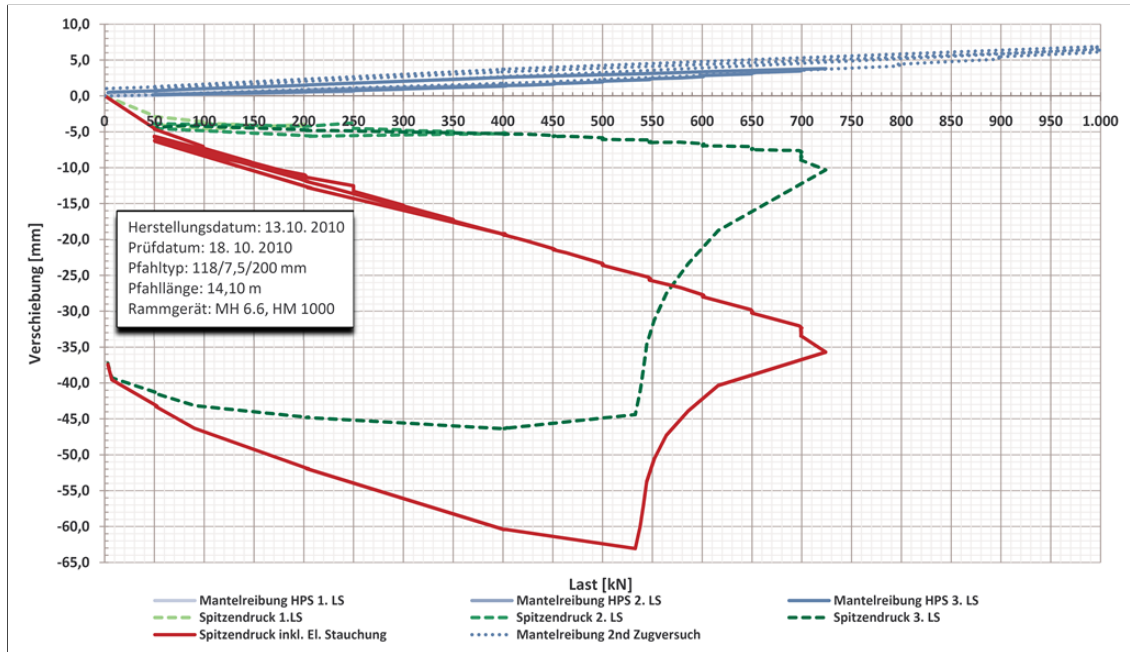


Abbildung A 1: Probepfahl P01

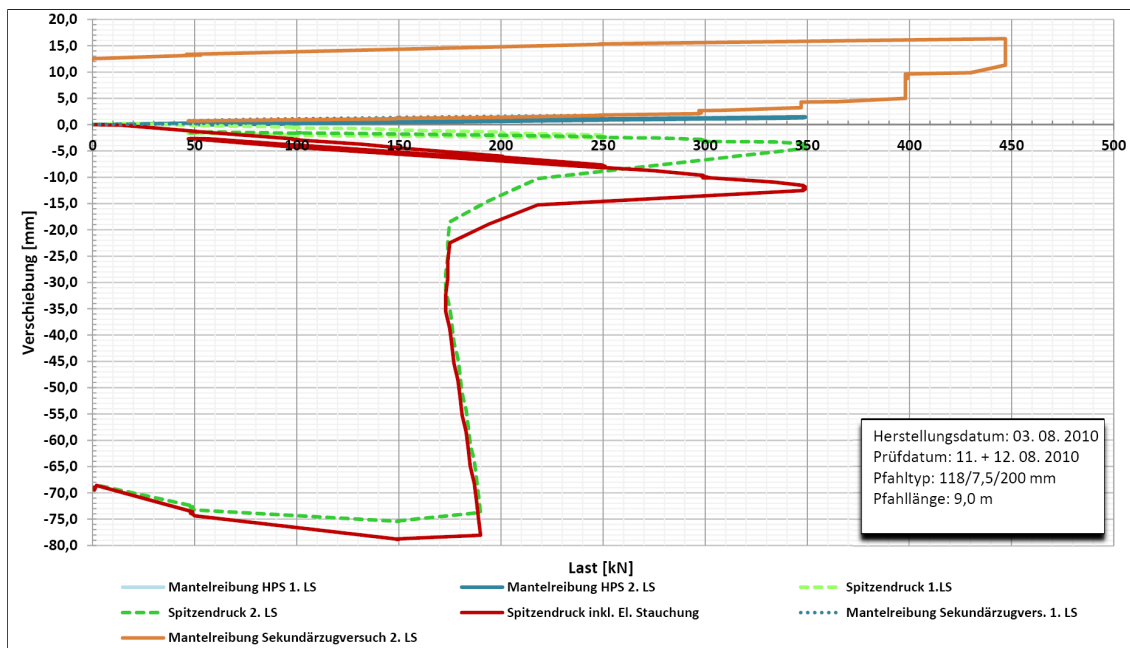


Abbildung A 2: Probepfahl P02

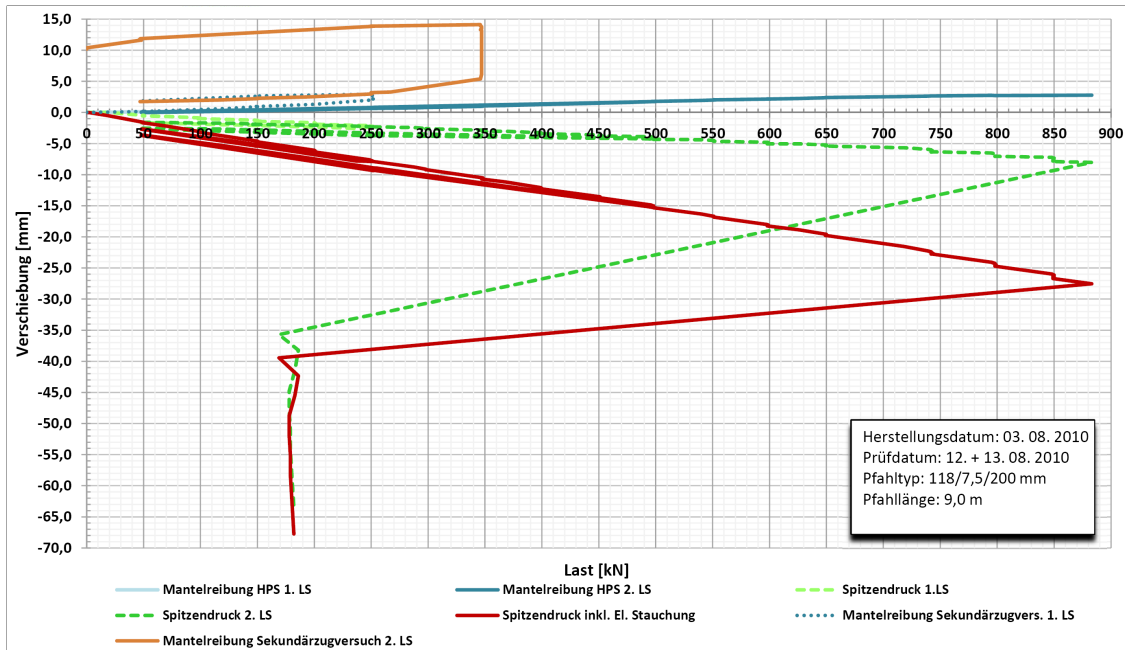


Abbildung A 3: Probepfahl P03

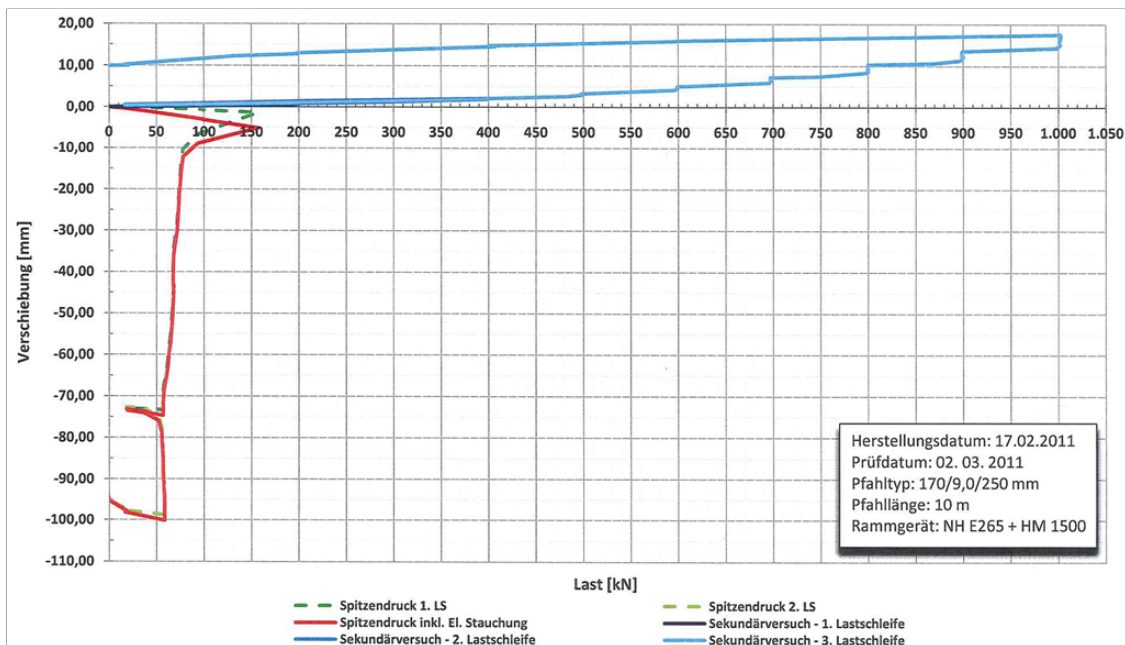


Abbildung A 4: Probepfahl P04

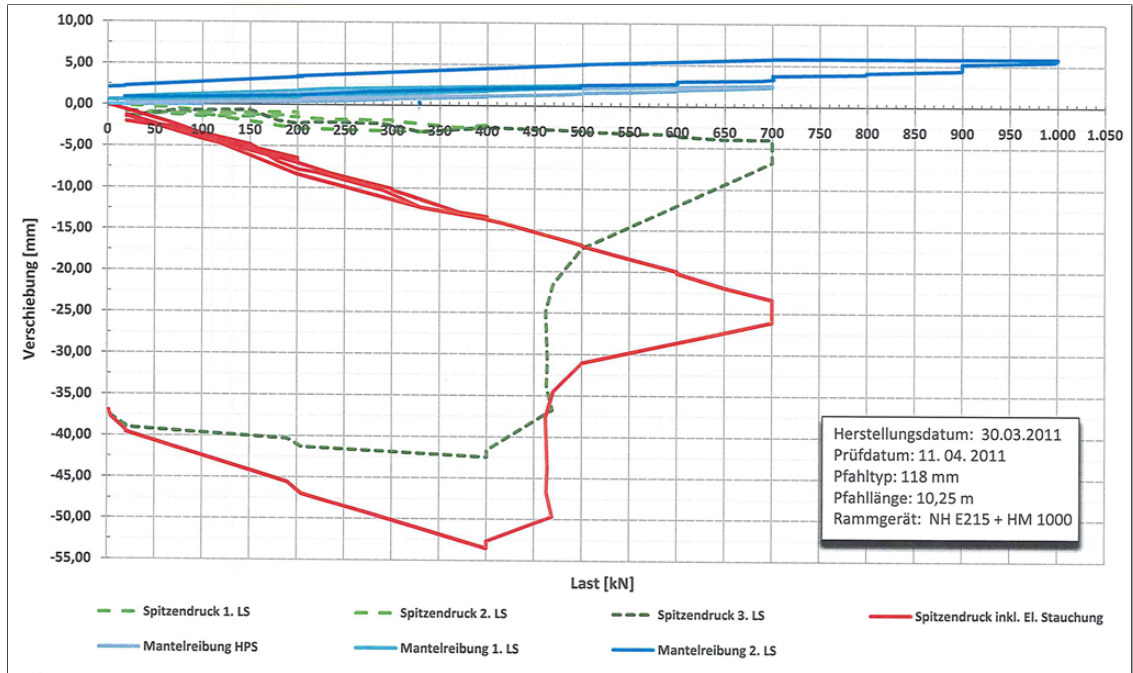


Abbildung A 5: Probepfahl P05

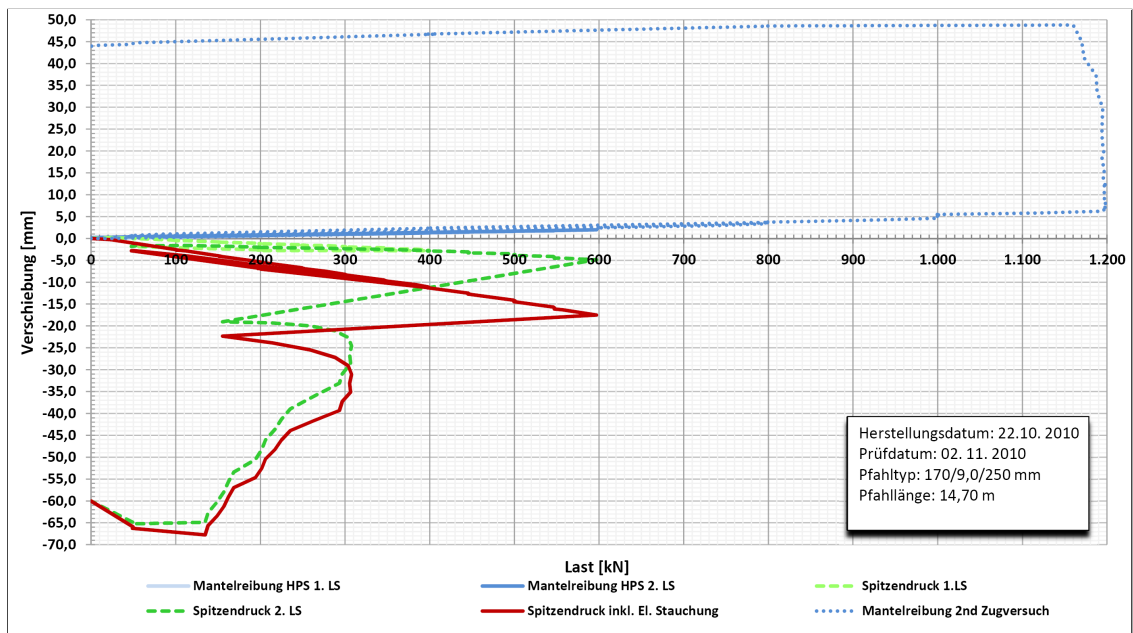


Abbildung A 6: Probepfahl P06



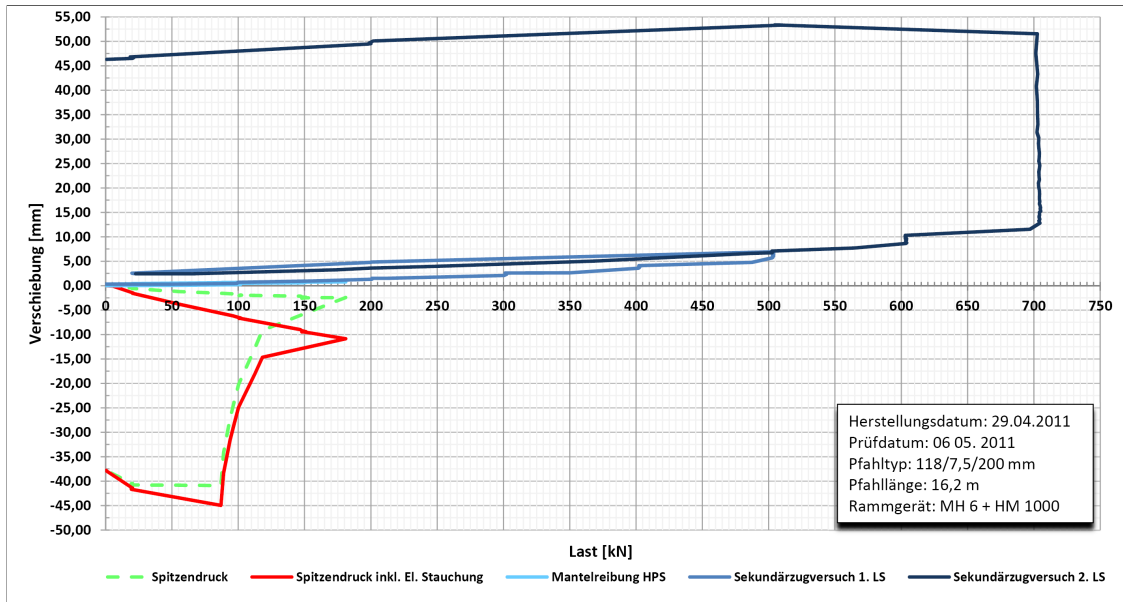


Abbildung A 7: Probepfahl P07

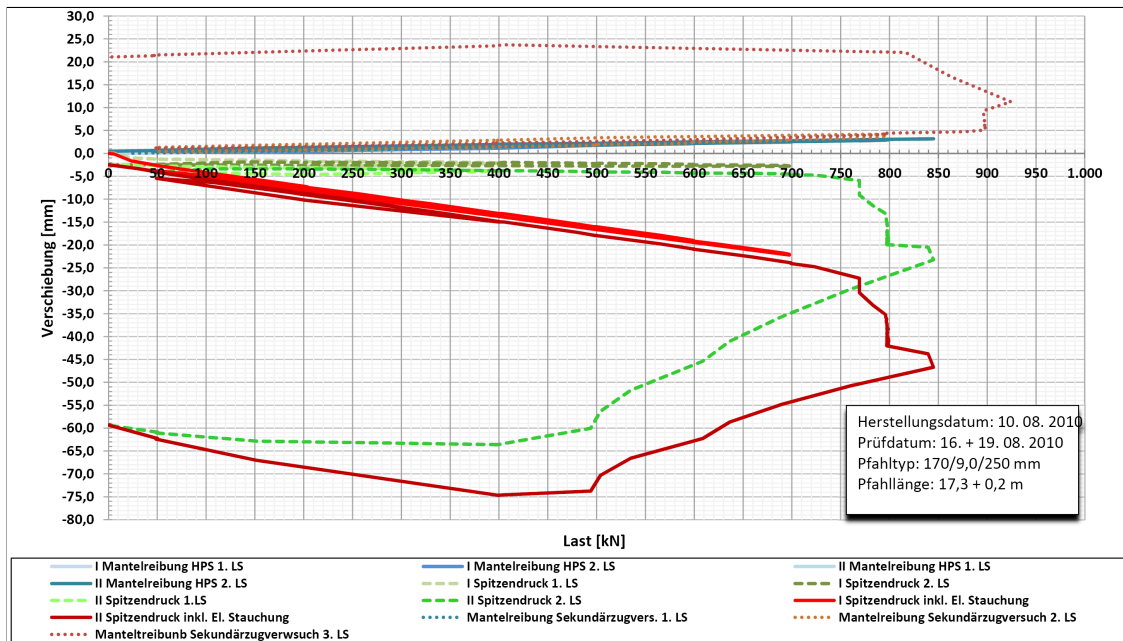


Abbildung A 8: Probepfahl P08

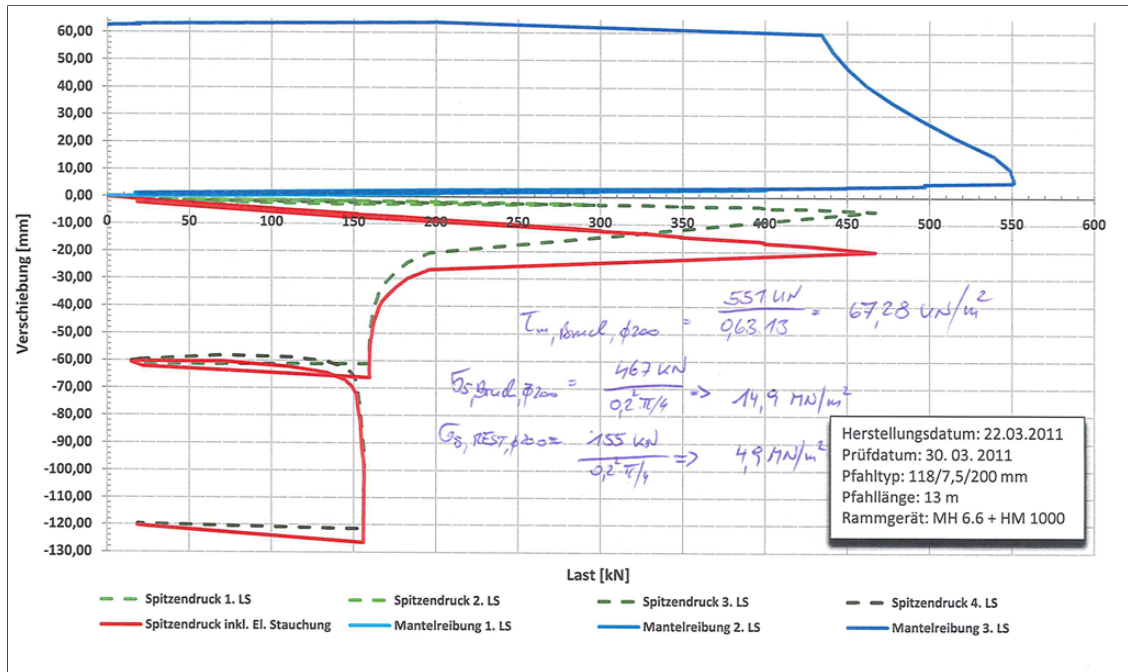


Abbildung A 9: Probepfahl P09

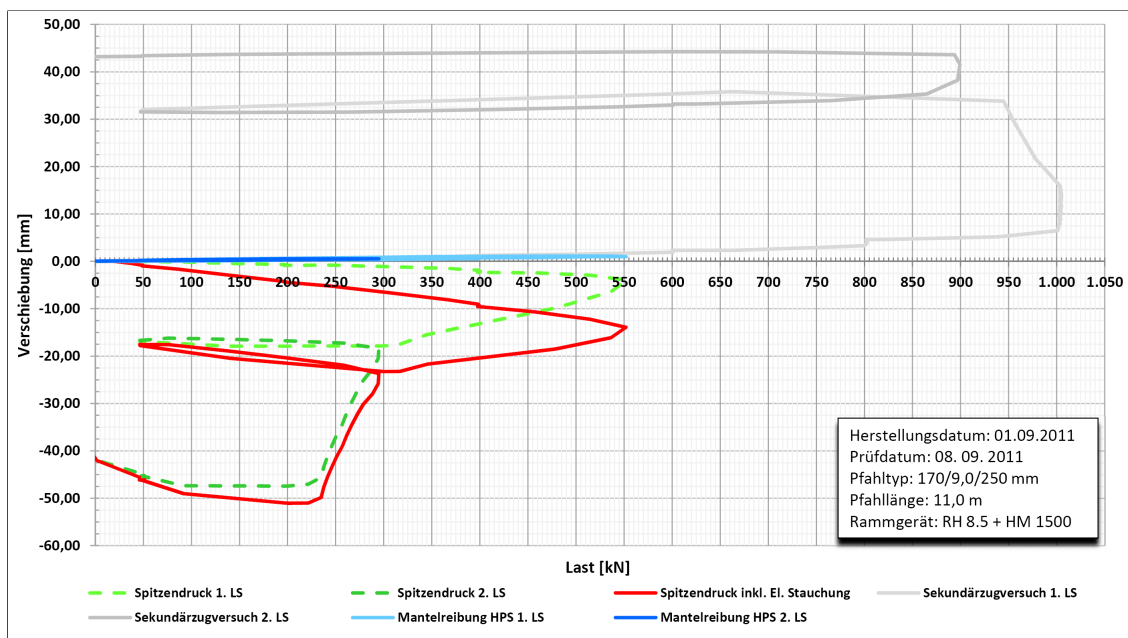


Abbildung A 10: Probepfahl P11

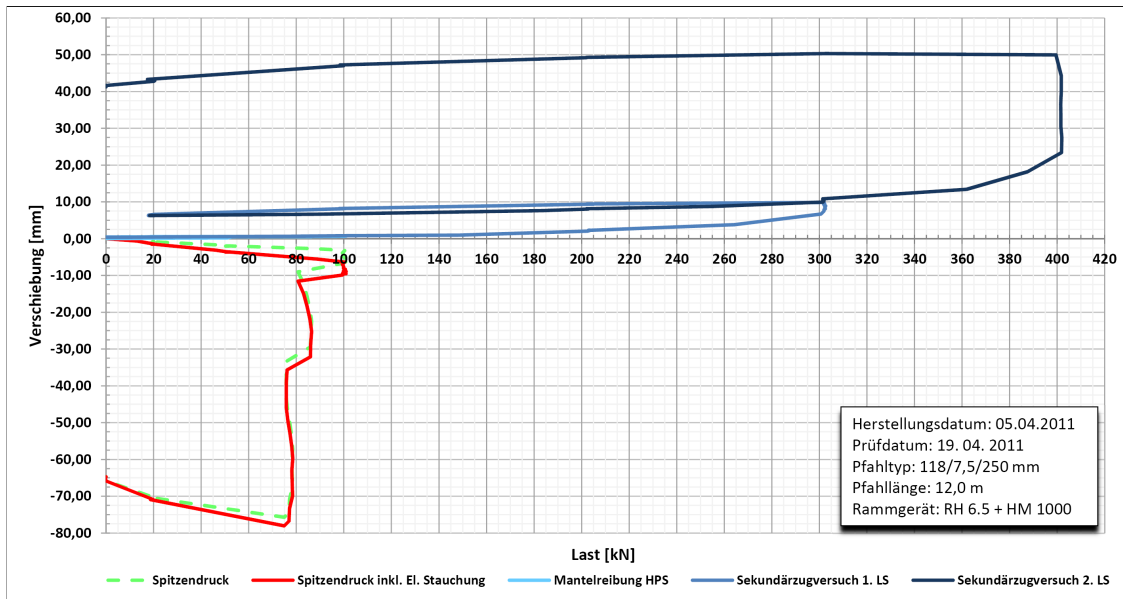


Abbildung A 11: Probepfahl P12

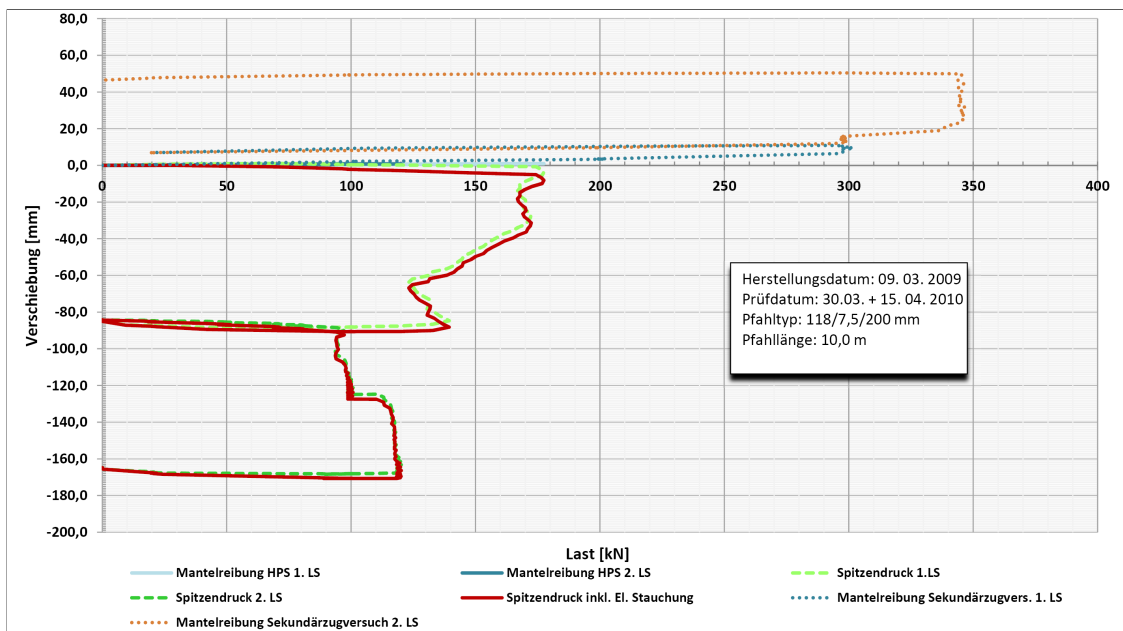


Abbildung A 12: Probepfahl P13

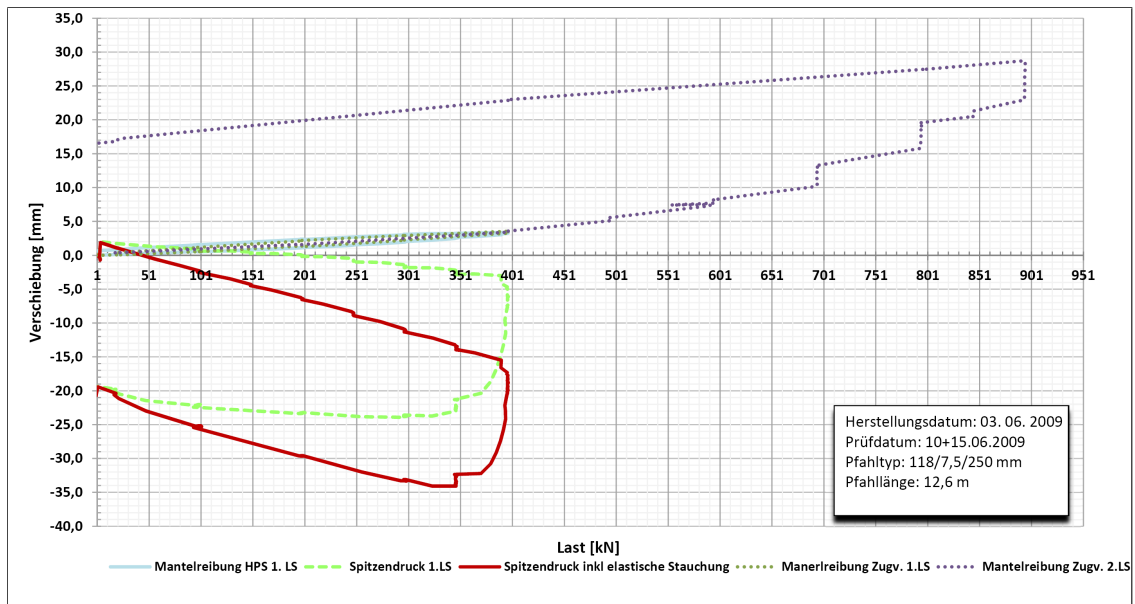


Abbildung A 13: Probepfahl P14



## **Anhang B      Lageplan Versuchsfeld Hollern**

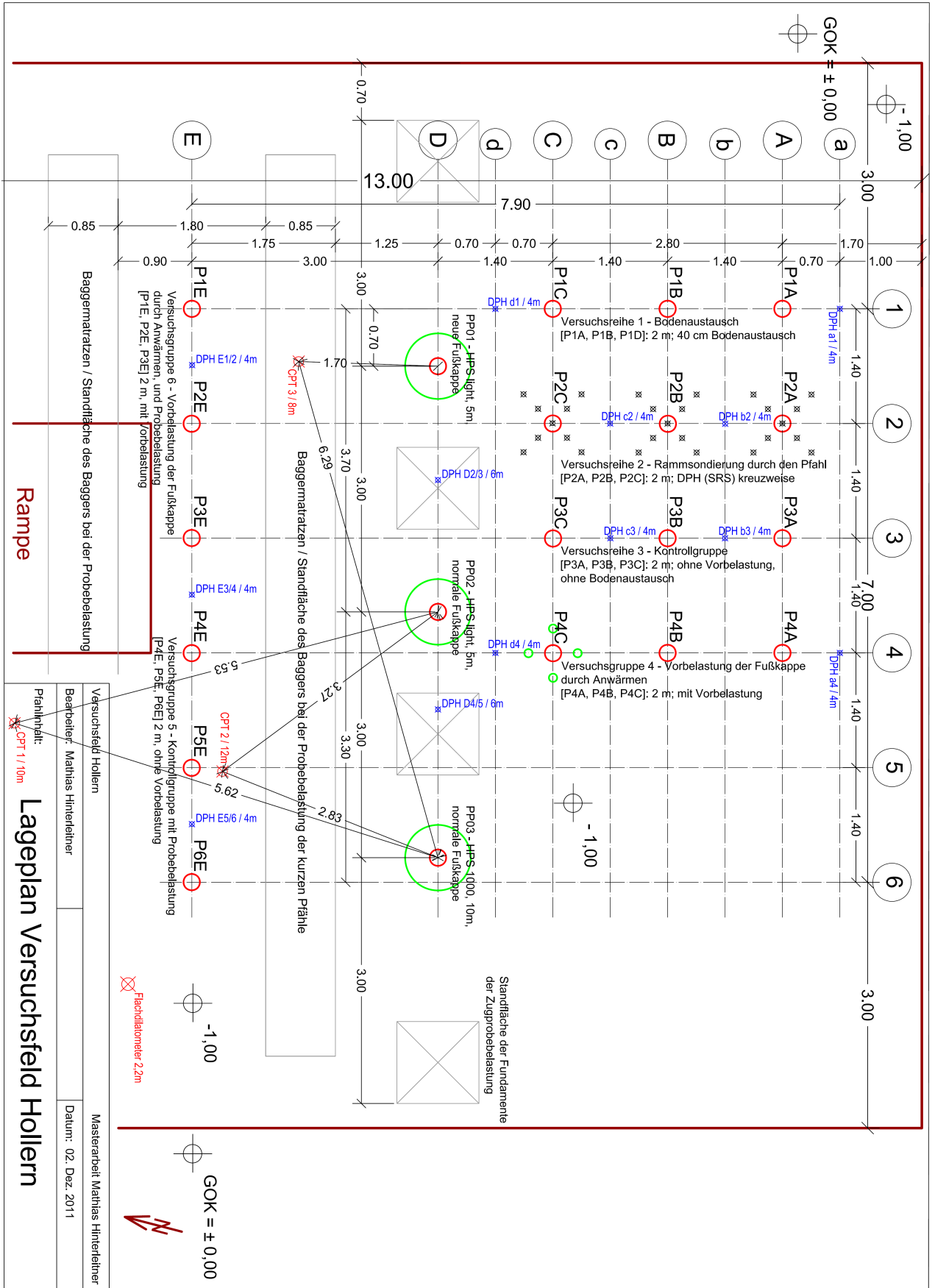


Abbildung B 14: Lageplan Versuchsfeld Hollern



Anhang C

Rammsondierungen (DPH) am Versuchsfeld Hollern

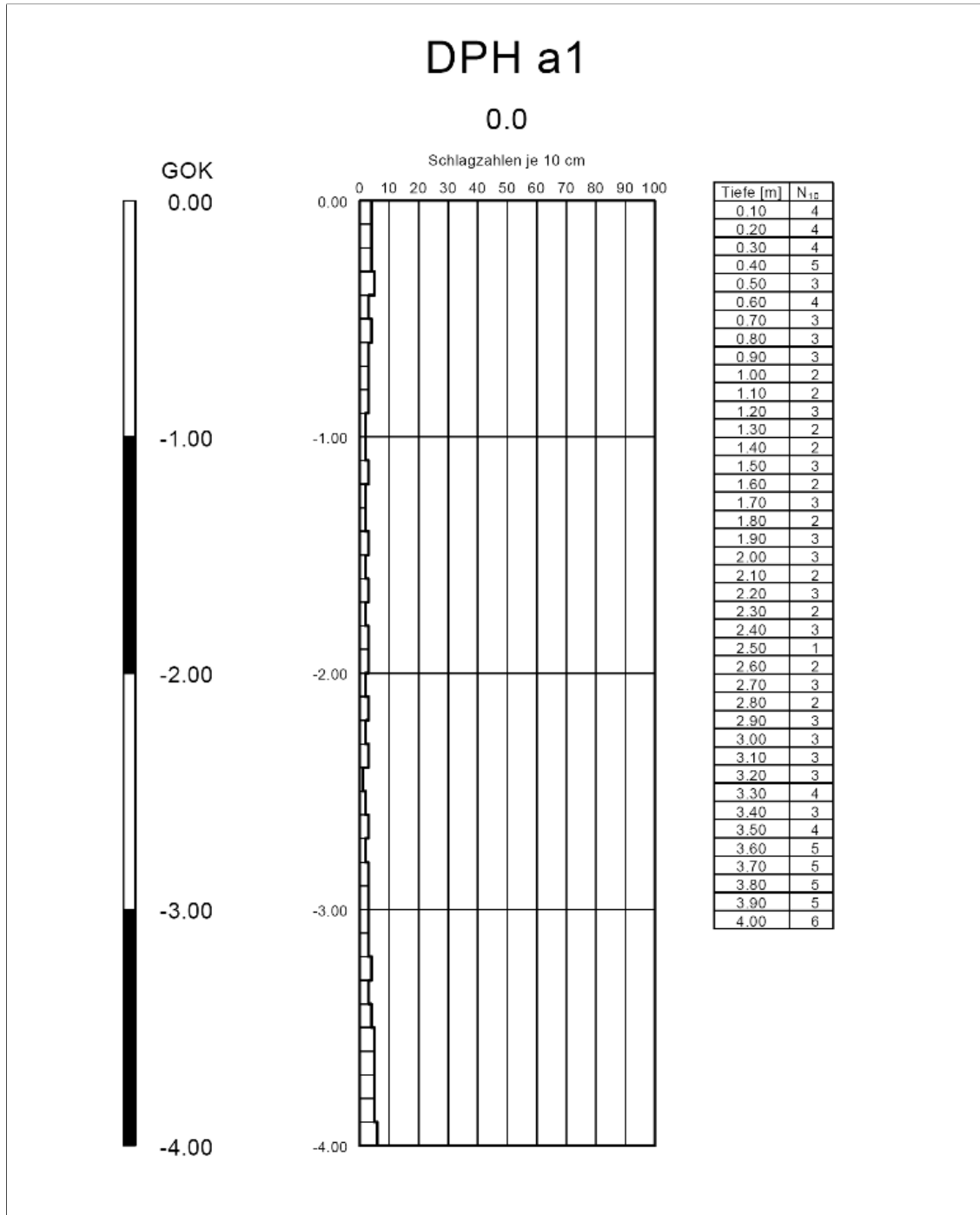


Abbildung C 15: Rammsondierung DPH\_a1

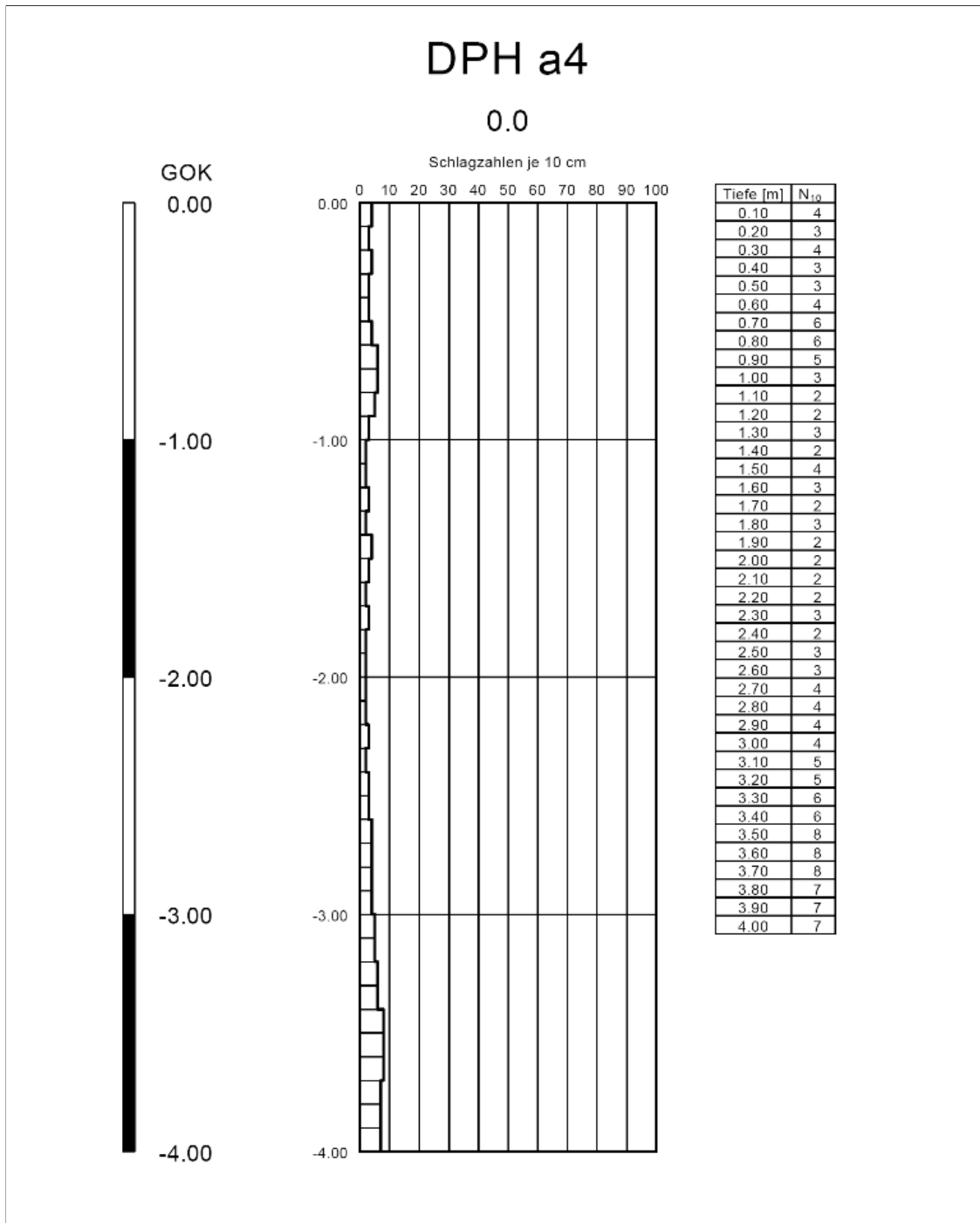


Abbildung C 16: Rammsondierung DPH\_a4



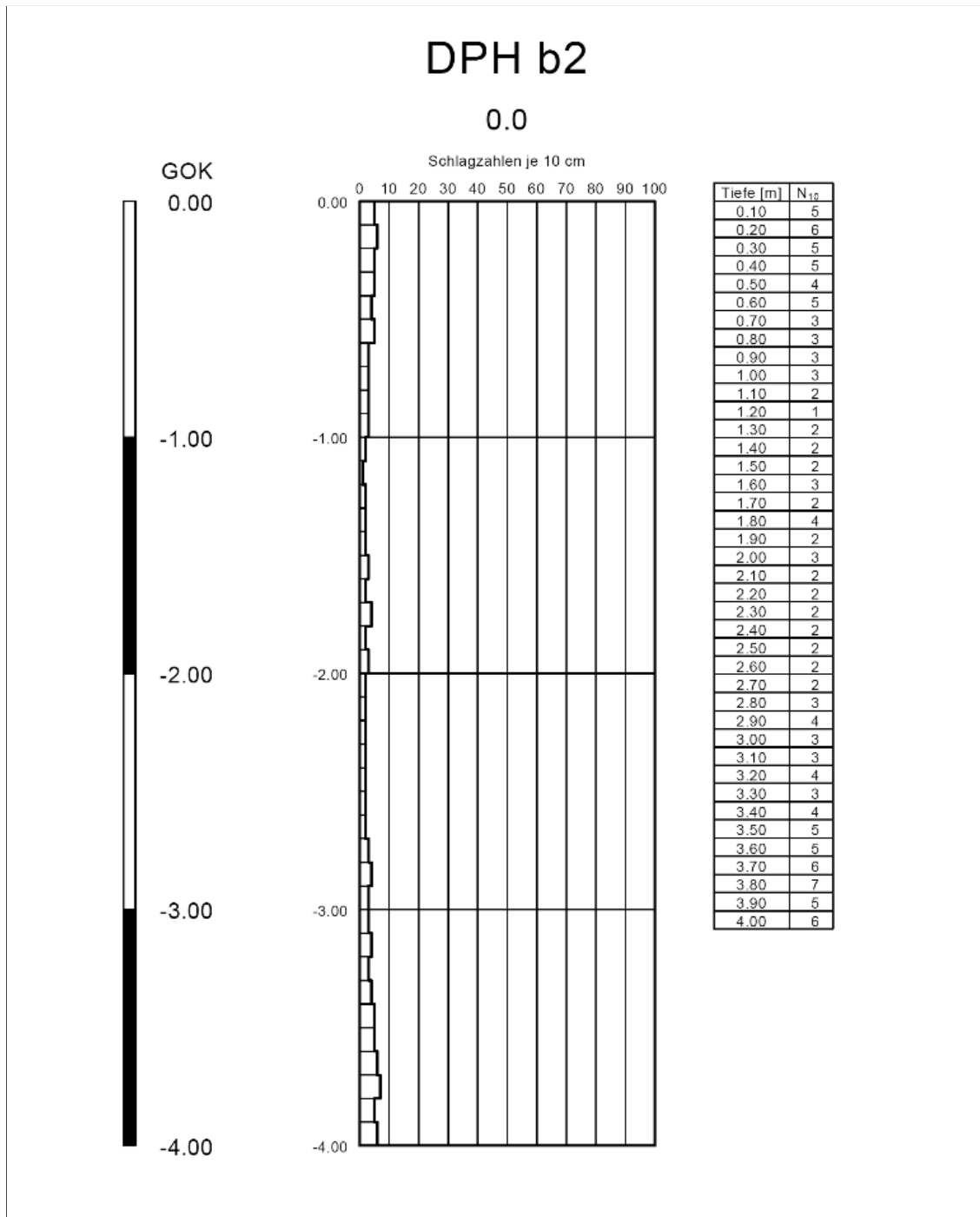


Abbildung C 17: Rammsondierung DPH\_b2

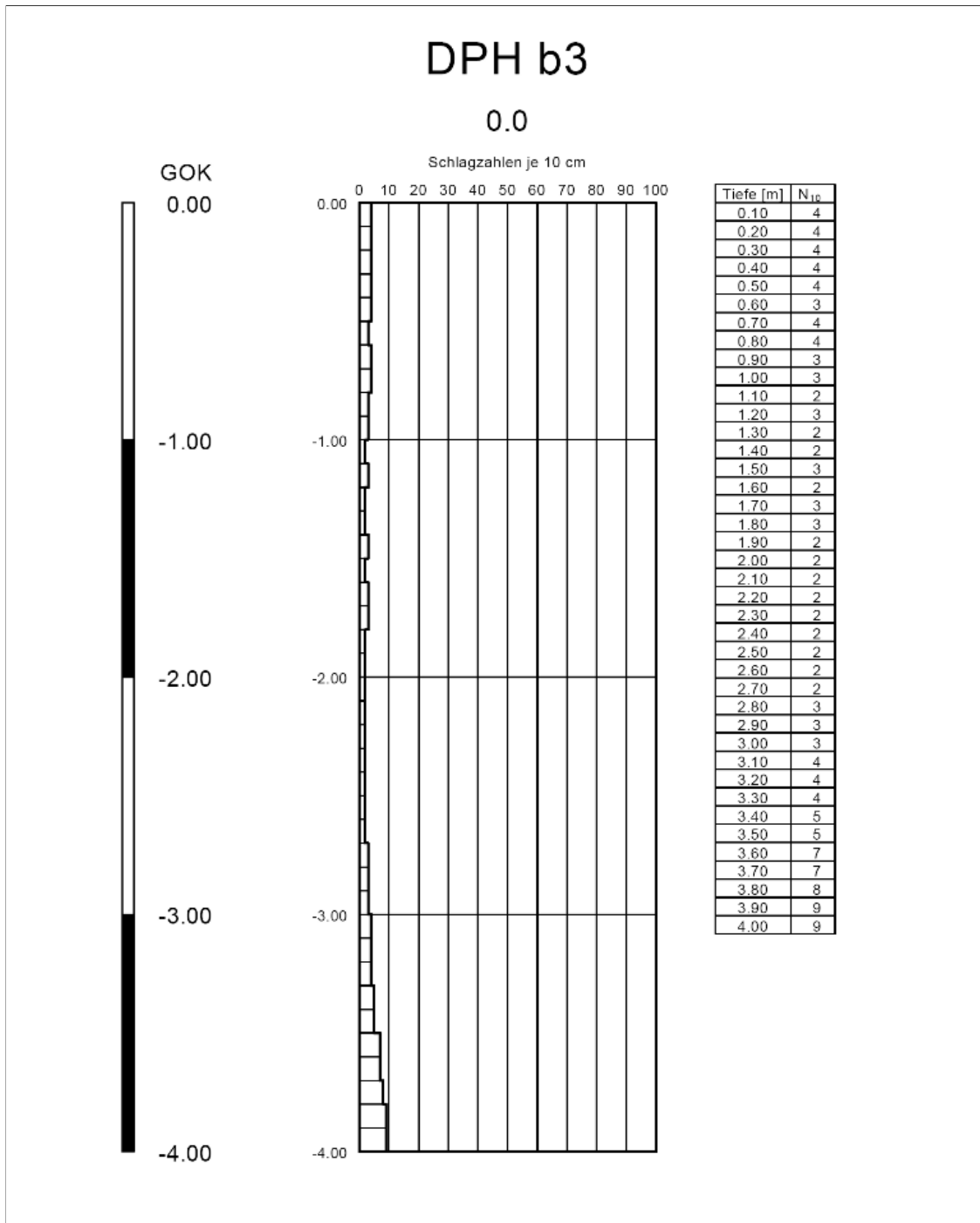


Abbildung C 18: Rammsondierung DPH\_b3

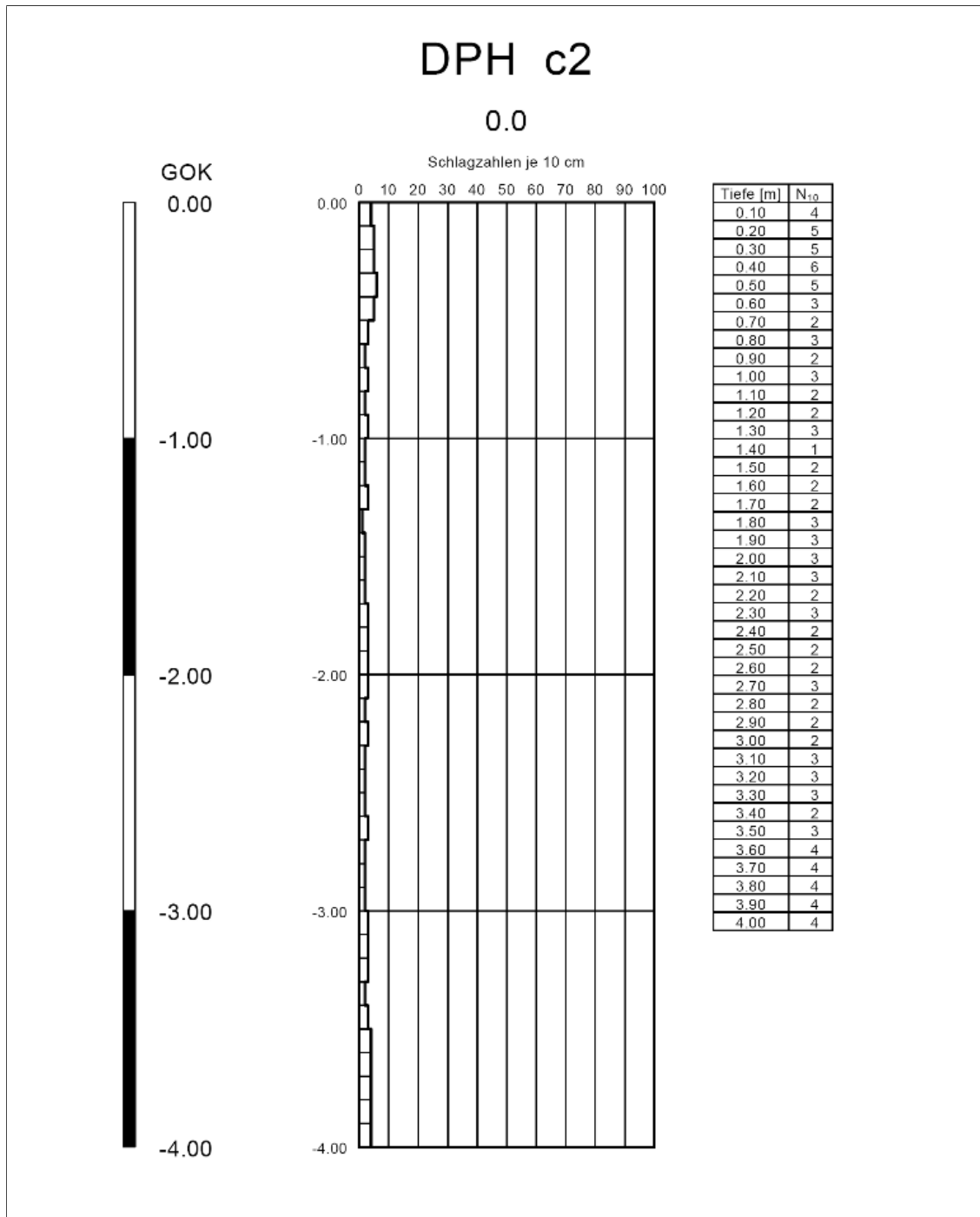
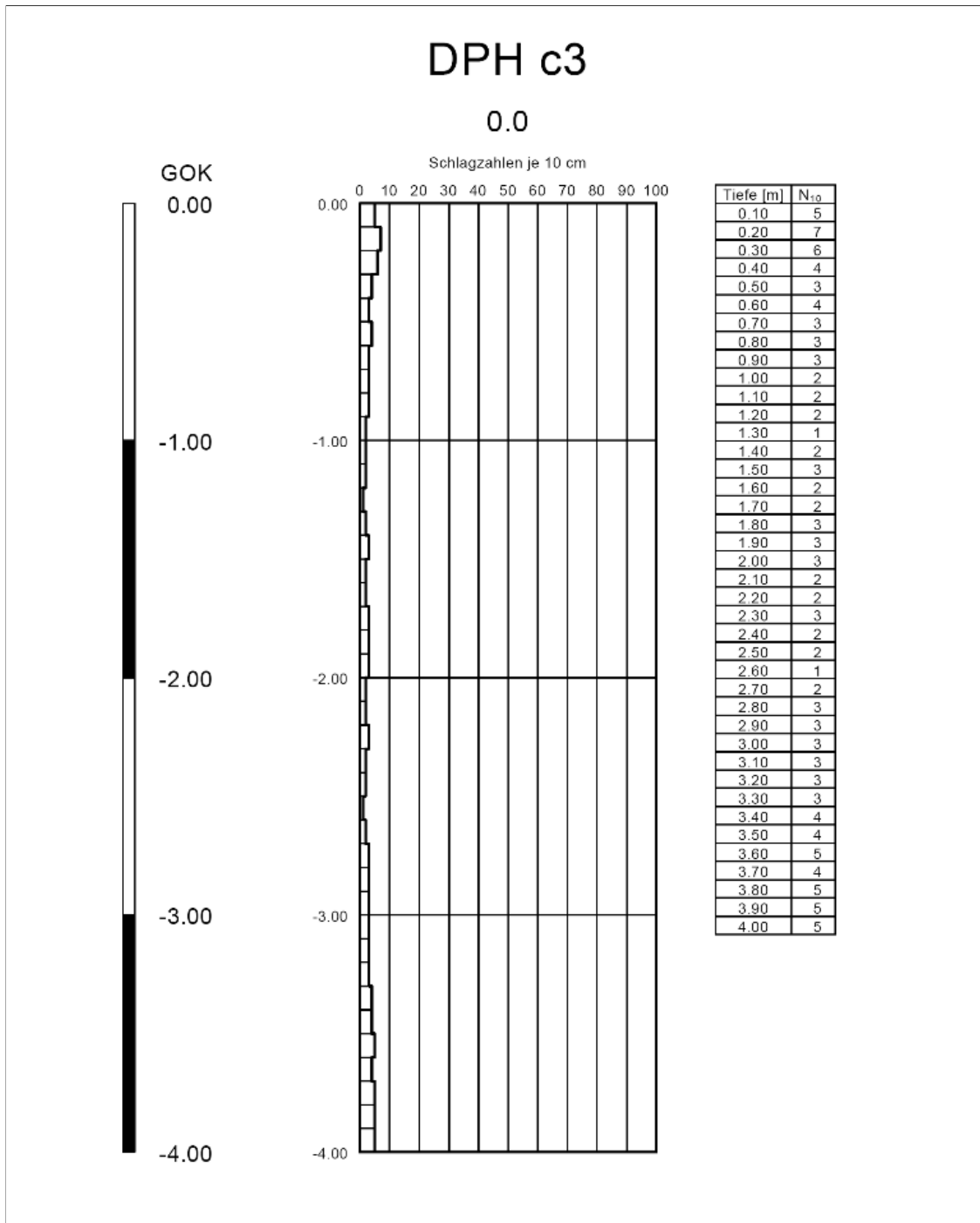


Abbildung C 19: Rammsondierung DPH\_c2



**Abbildung C 20:** Rammsondierung DPH\_c3

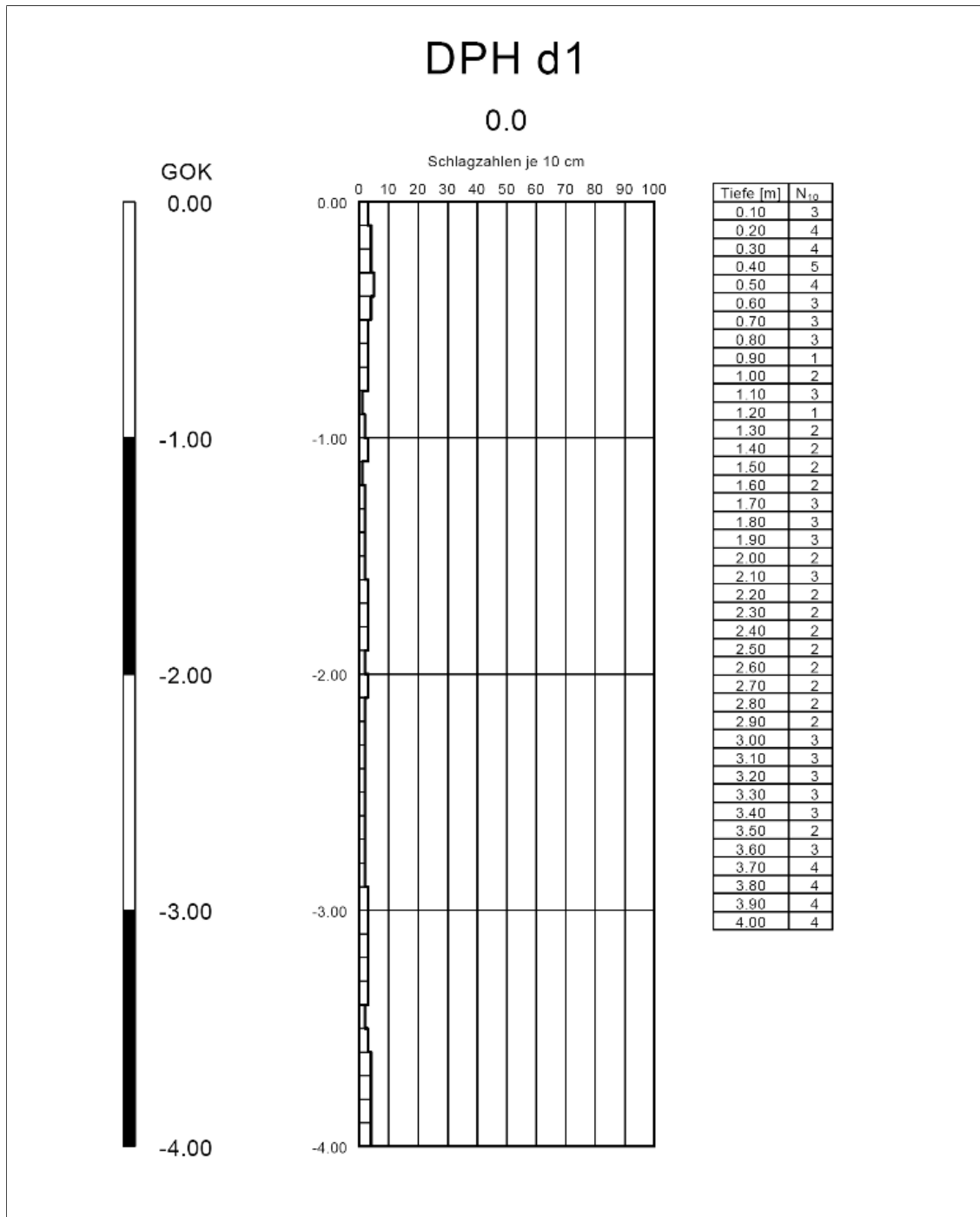


Abbildung C 21: Rammsondierung DPH d1



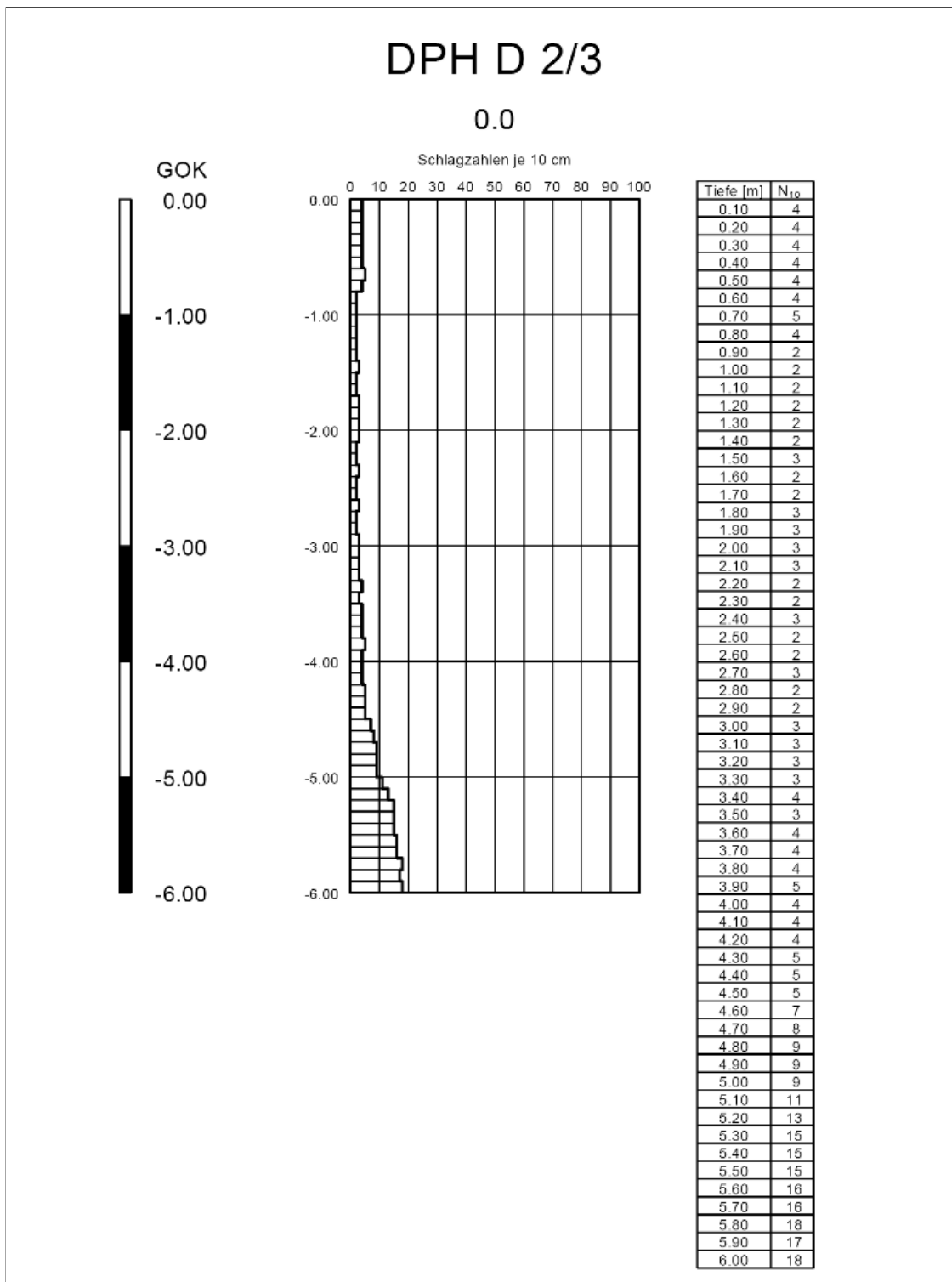


Abbildung C 22: Rammsondierung DPH\_D2\_3

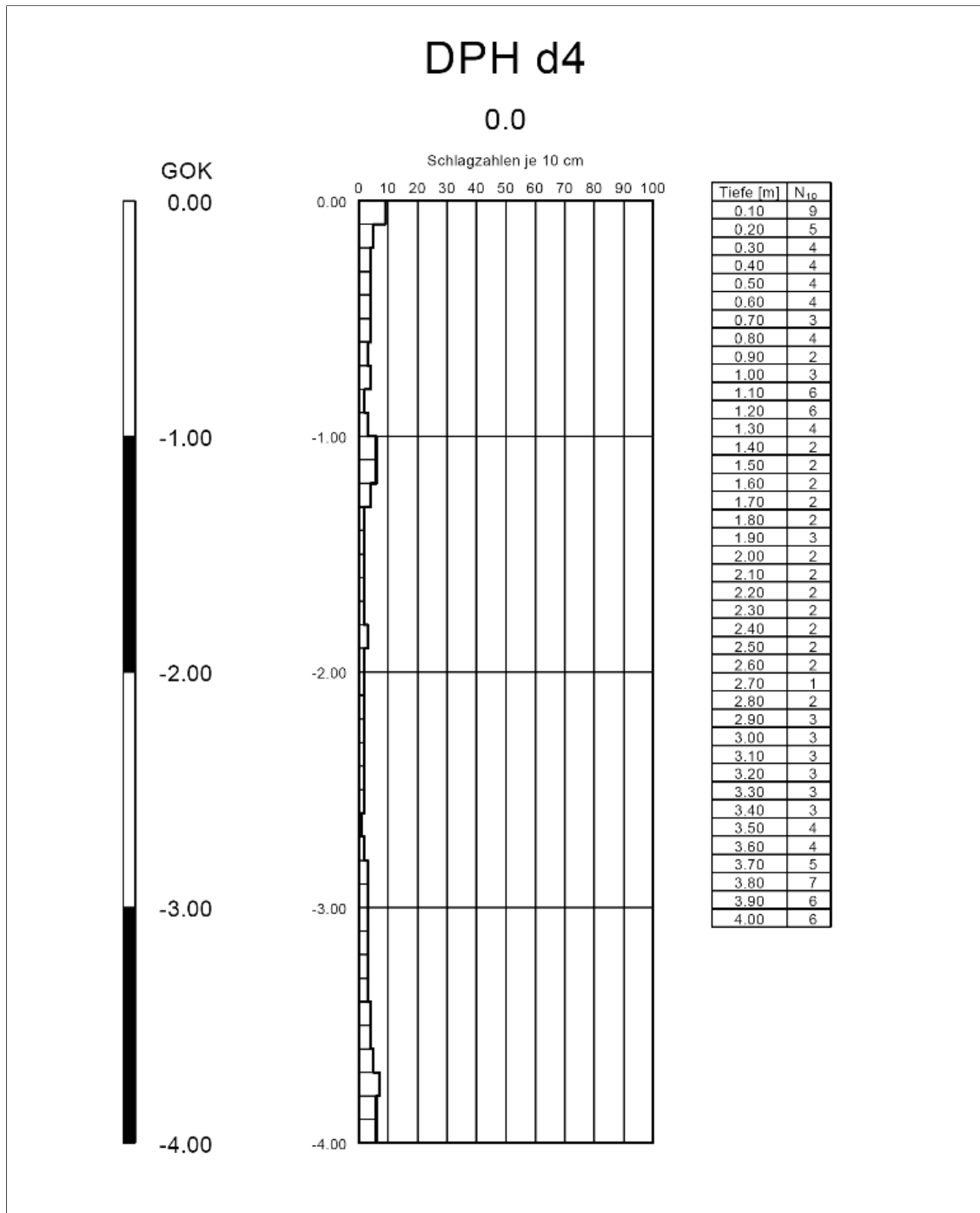


Abbildung C 23: Rammsondierung DPH\_d4

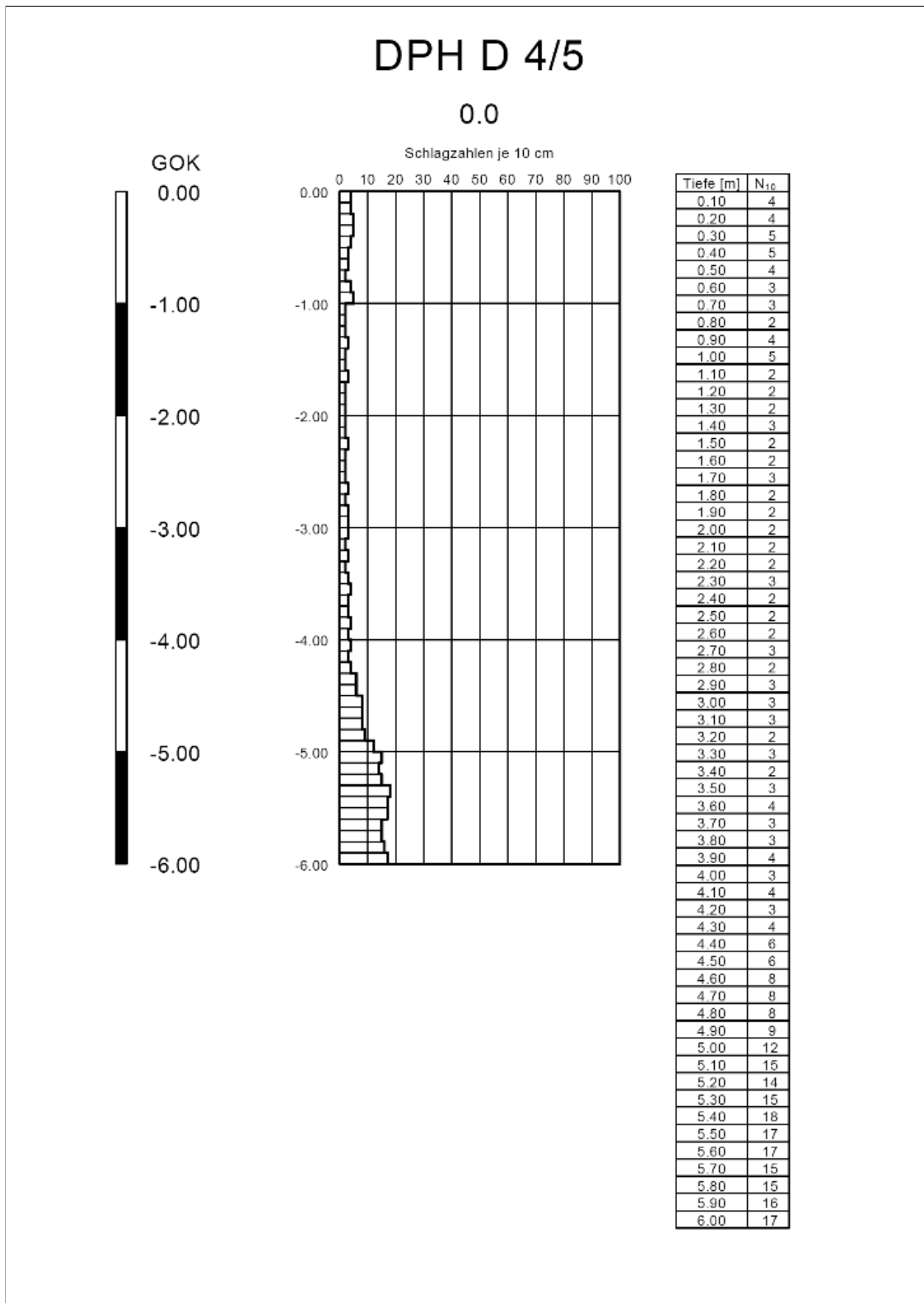


Abbildung C 24: Rammsondierung DPH D4.5

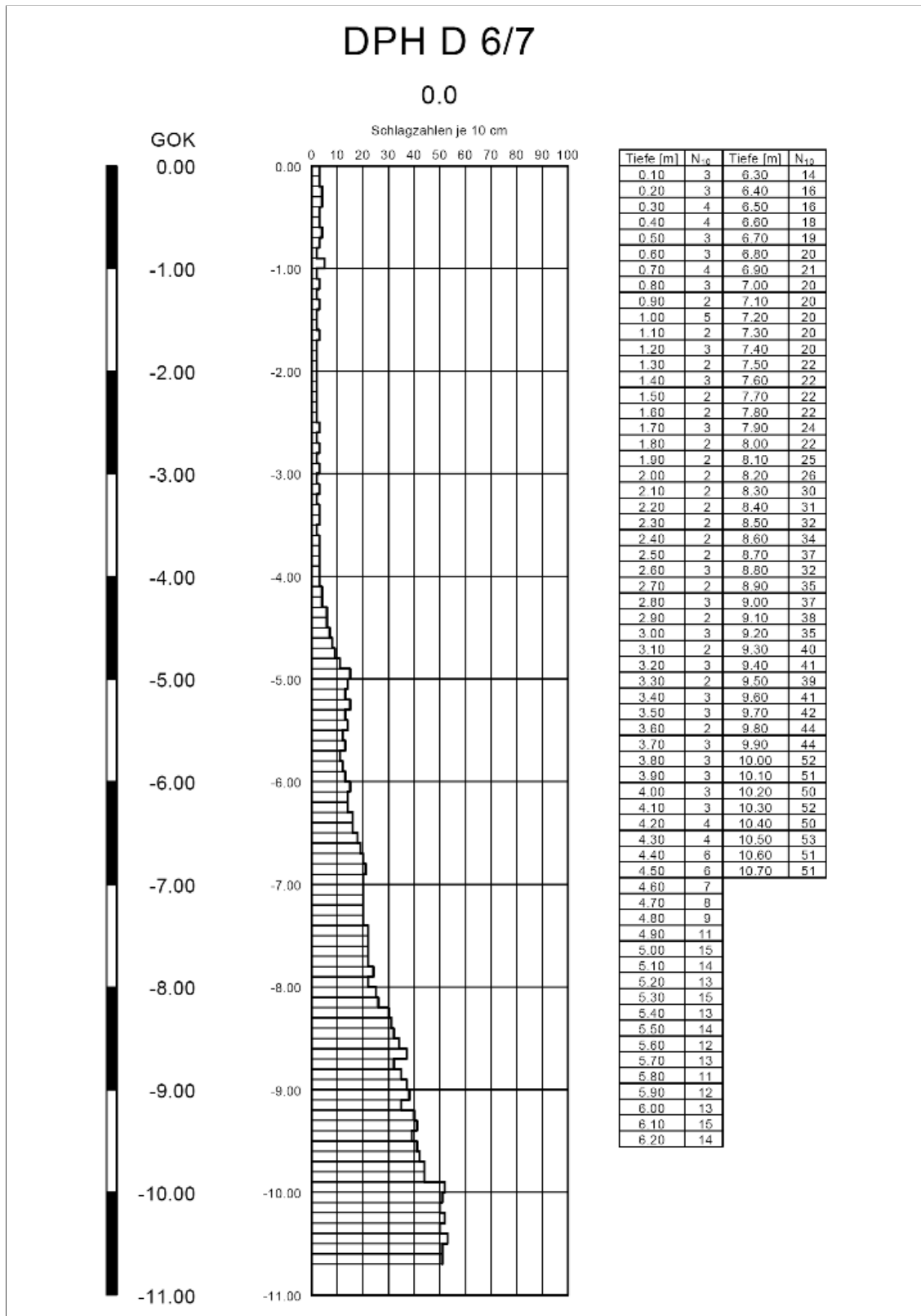


Abbildung C 25: Rammsondierung DPH\_D6\_7

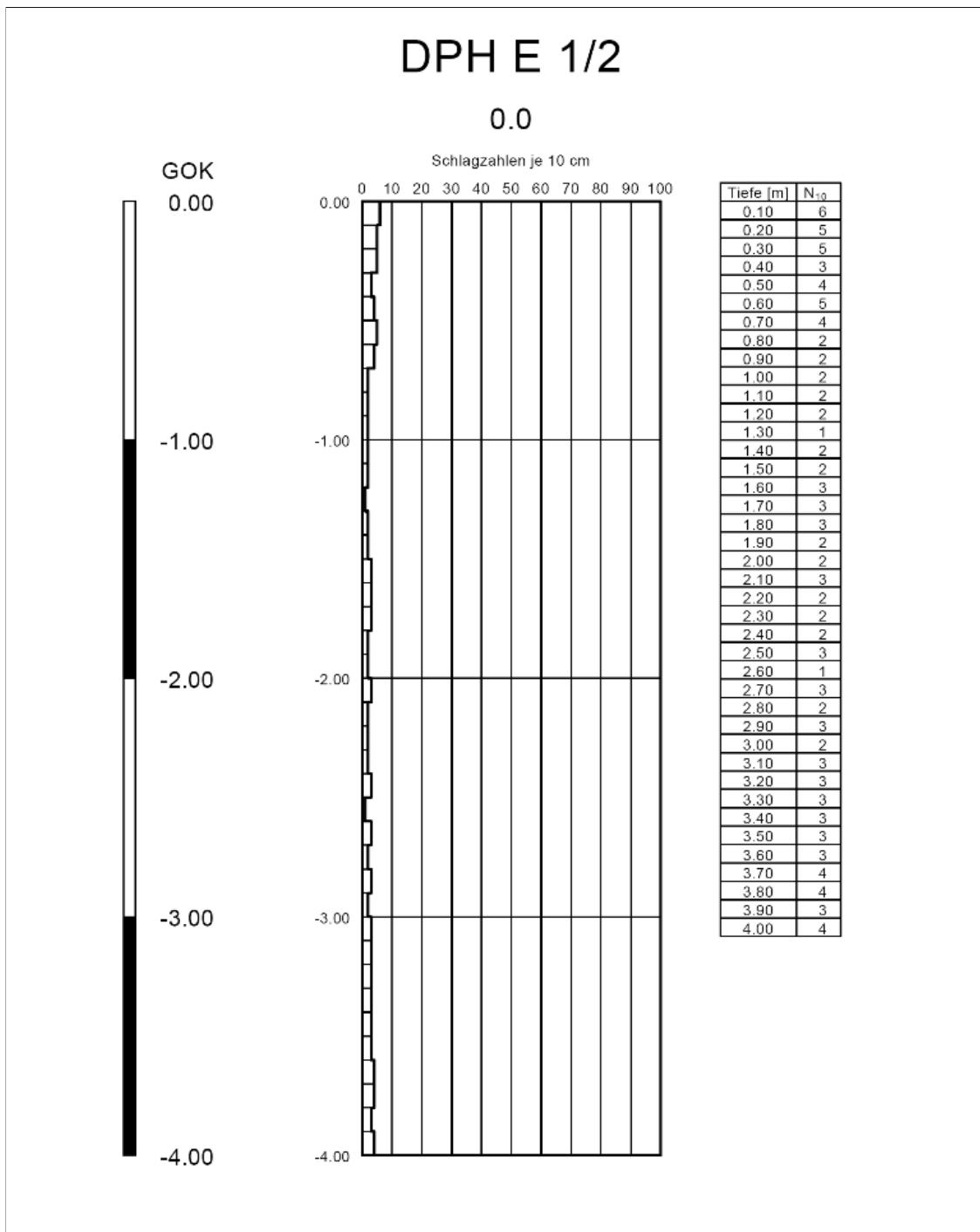


Abbildung C 26: Rammsondierung DPH\_E1\_2



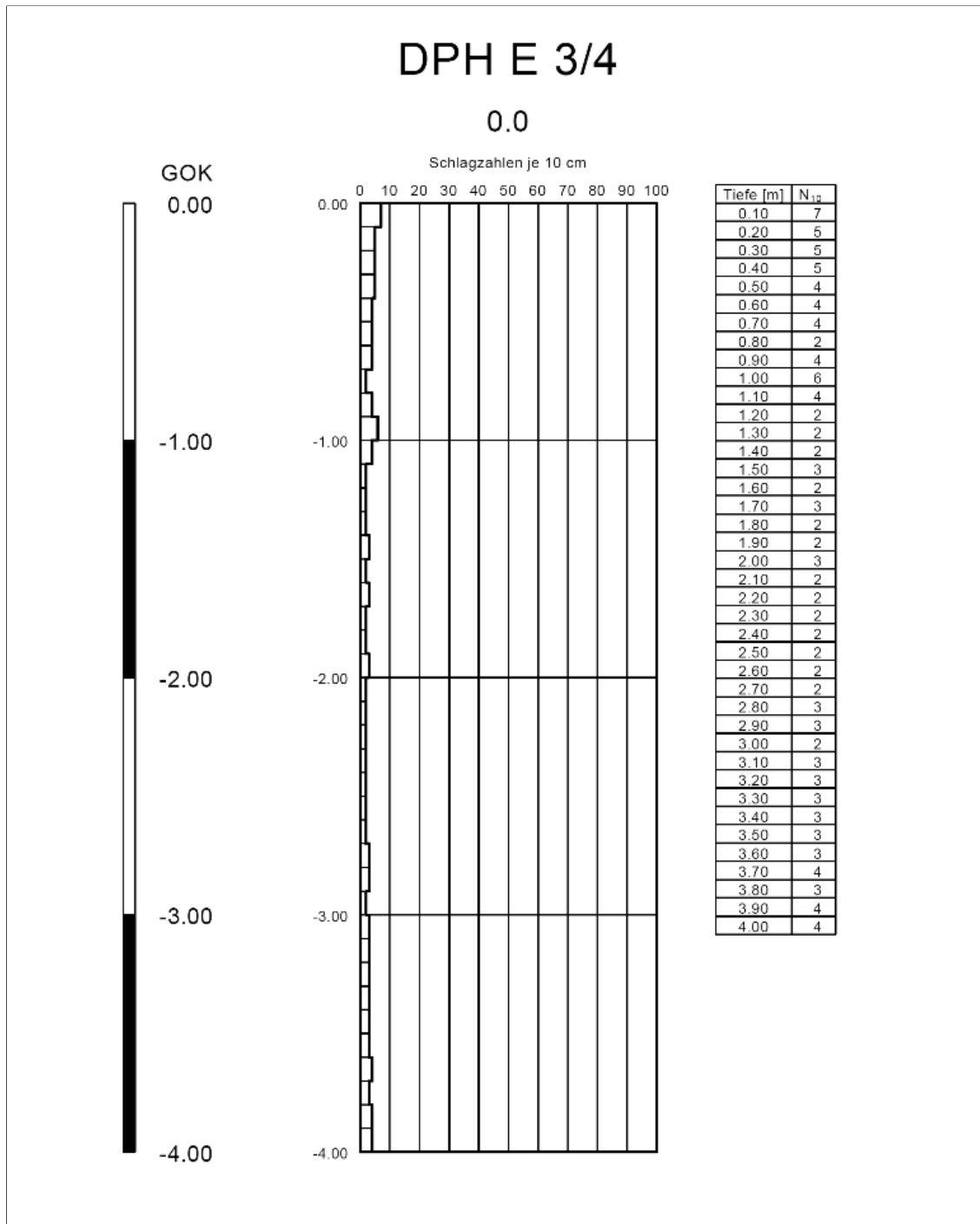


Abbildung C 27: Rammsondierung DPH\_E3\_4

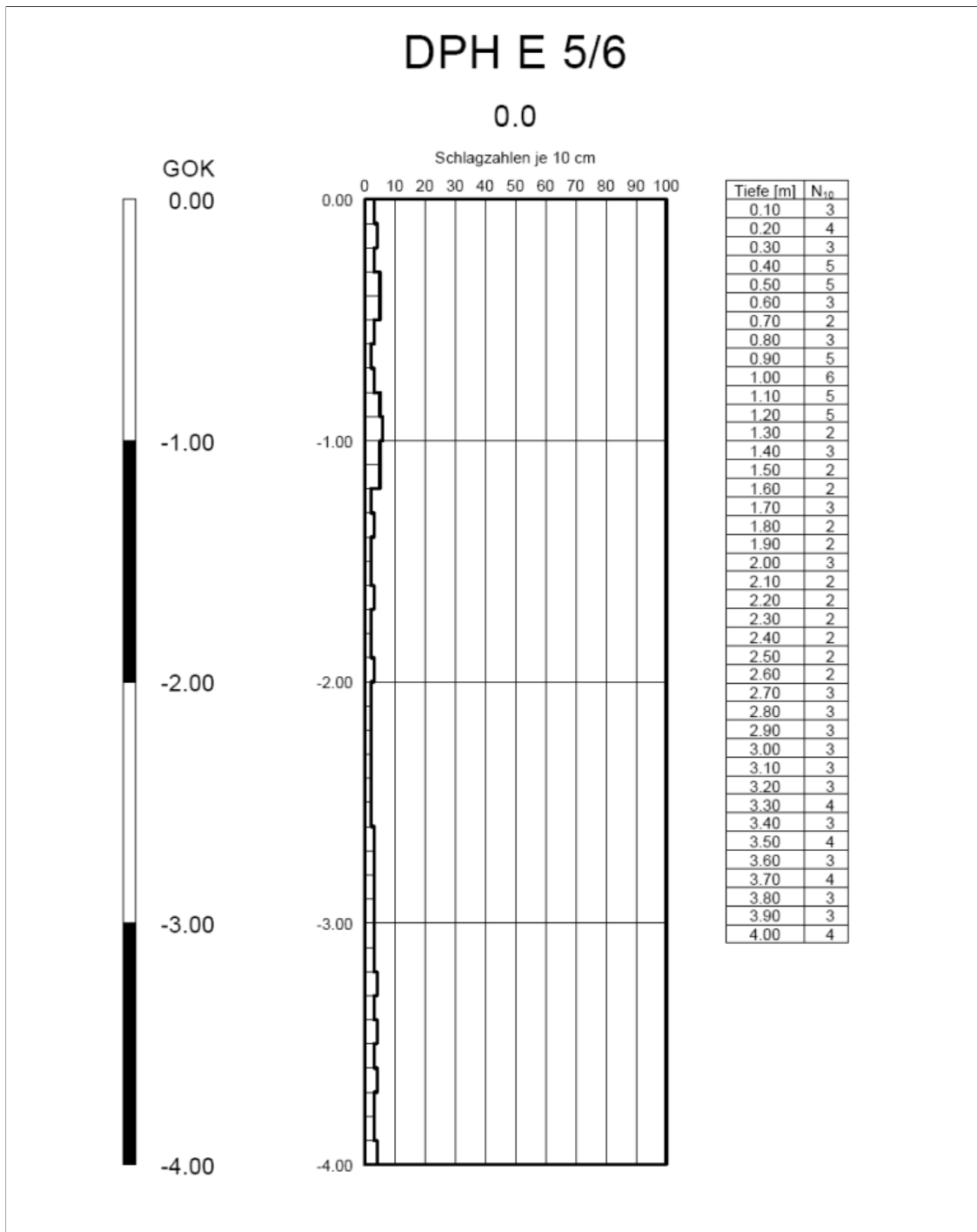


Abbildung C 28: Rammsondierung DPH E5\_6

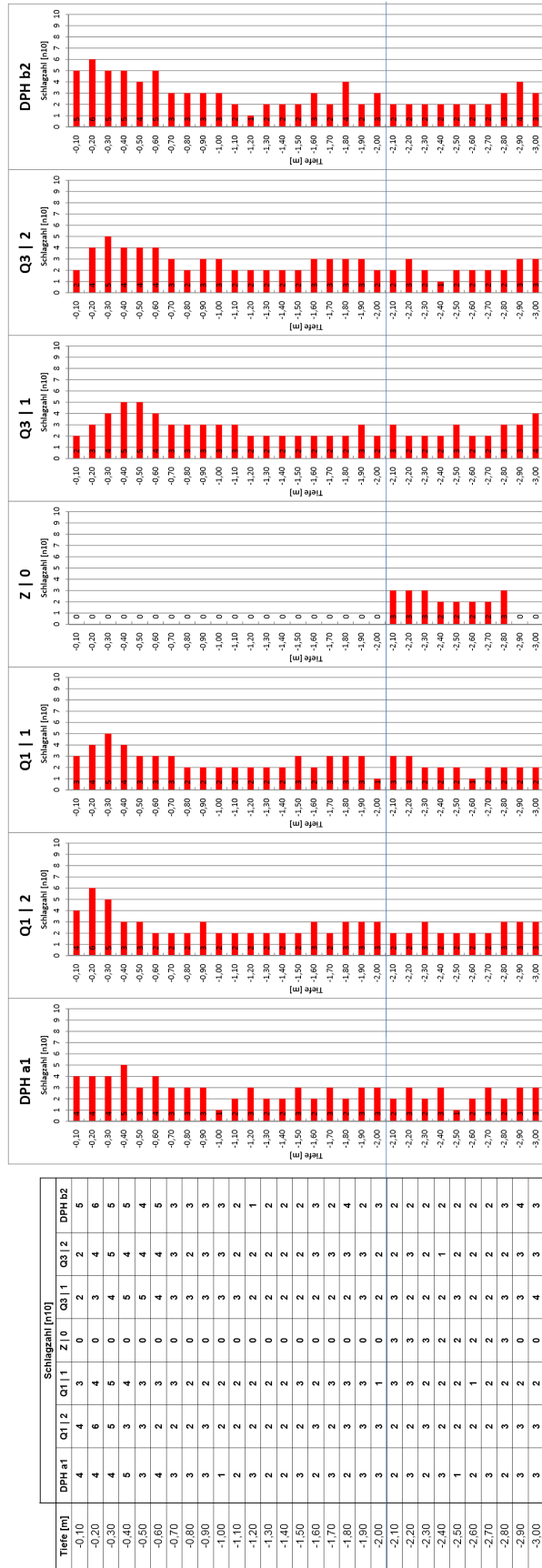
## **Anhang D      Gegenüberstellung der Rammsondierungen (DPH)**

**Versuchsfeld Hollern - Masterarbeit Mathias Hinterleitner**

**Übersicht Rammsondierung P2A (Quadrant 1 u. Quadrant 3)**

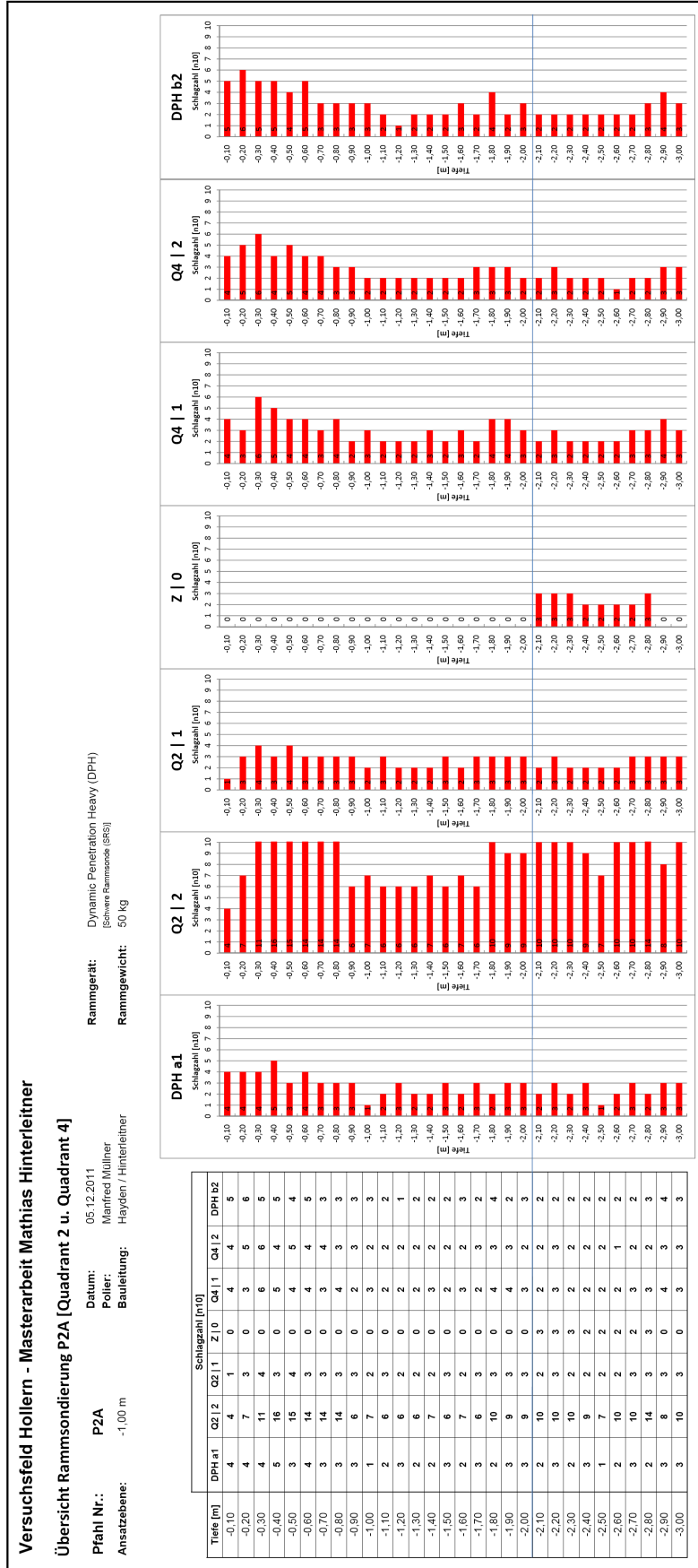
**Rammgerät:** Dynamic Penetration Heavy (DPH)  
[Schwere Rammsonde (SR3)]  
**Rammgewicht:** 60 Kg

**Pfahl Nr.:** P2A  
**Ansatzebene:** -1,00 m  
**Datum:** 05.12.2011  
**Poller:** Manfred Müller  
**Bauleitung:** Hayden / Hinterleitner



NW 12-2011

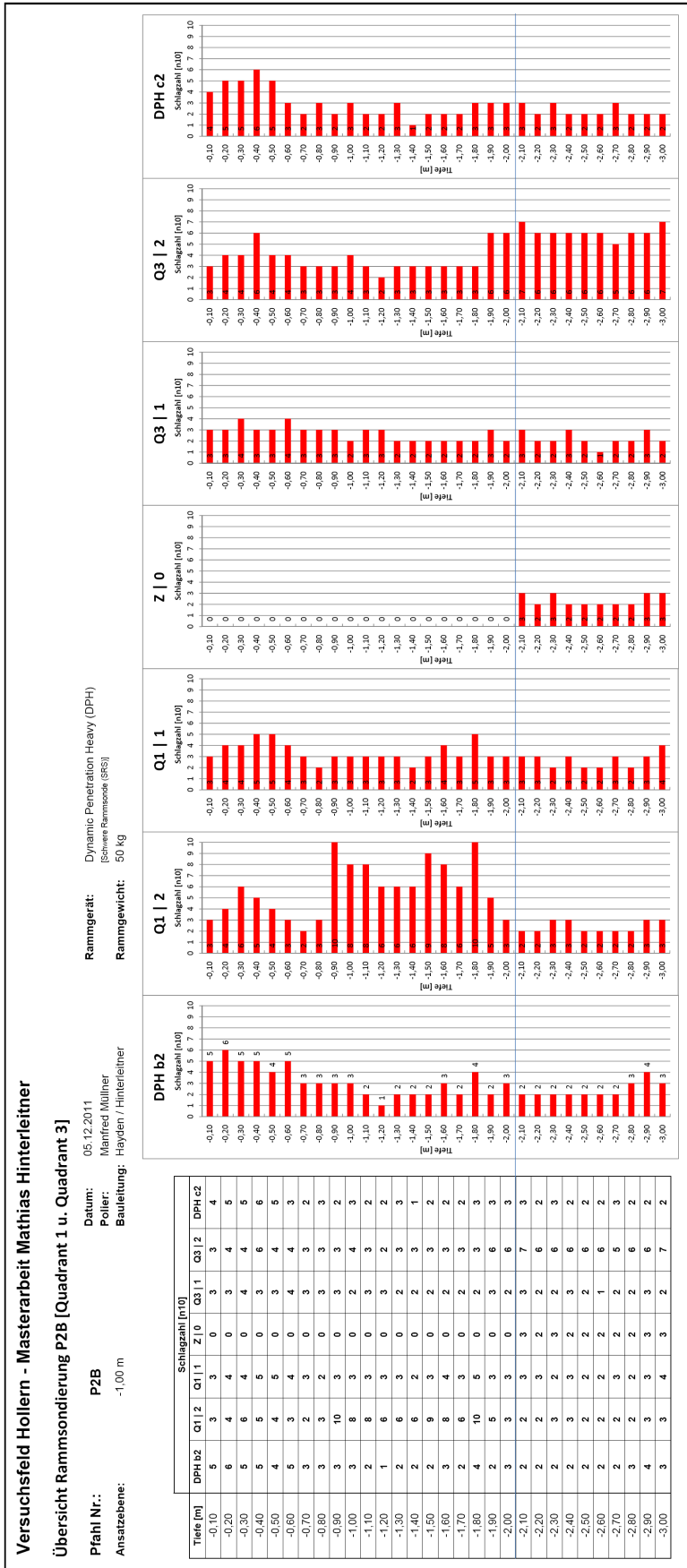
Abbildung D 29: Gegenüberstellung der Rammsondierung am Pfahl P2A Q.1 und Q.3



HW 12/2011

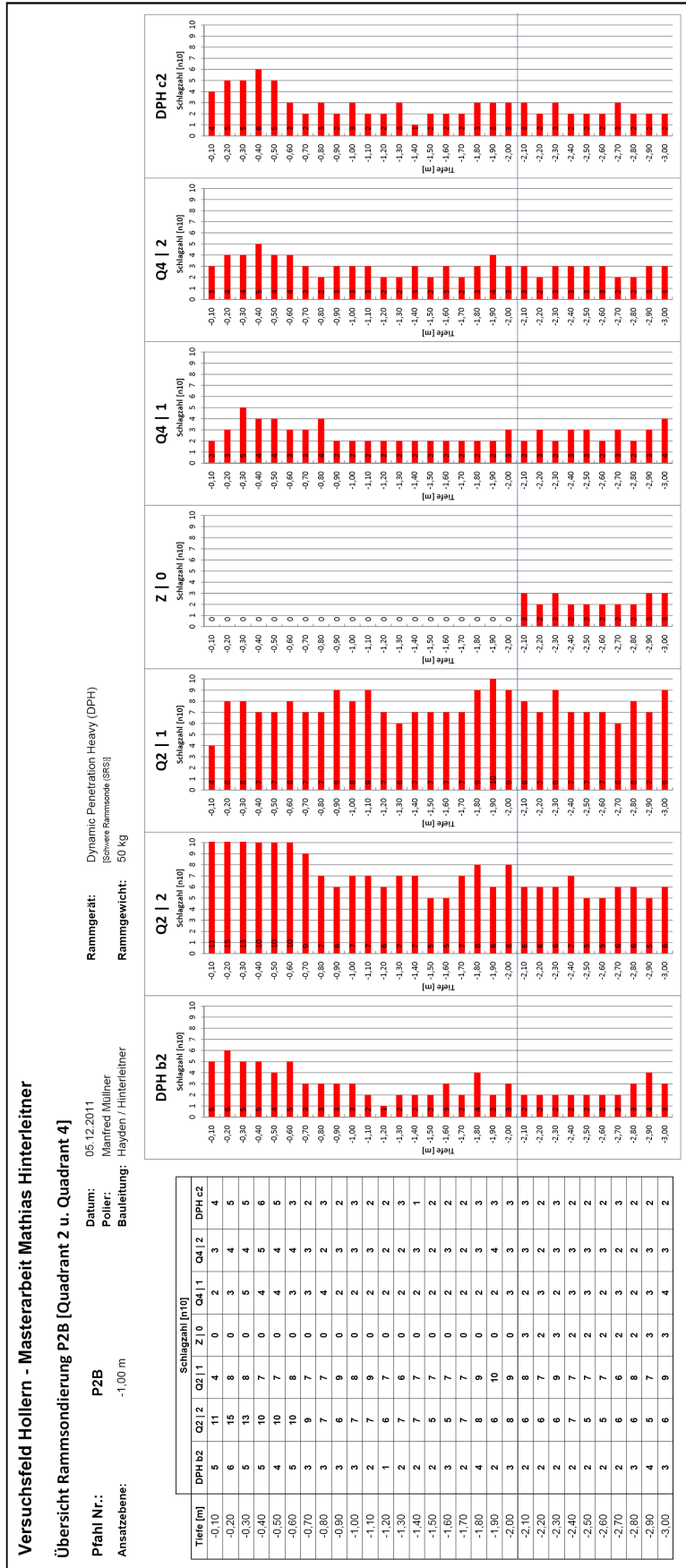
Abbildung D 30: Gegenüberstellung der Rammsondierung am Pfahl P2A Q.2 und Q.4





MMT 12.2011

Abbildung D 31: Gegenüberstellung der Rammsondierung am Pfahl P2B Q.1 und Q.3



HW/12.2011

Abbildung D 32: Gegenüberstellung der Rammsondierung am Pfahl P2B Q.2 und Q.4

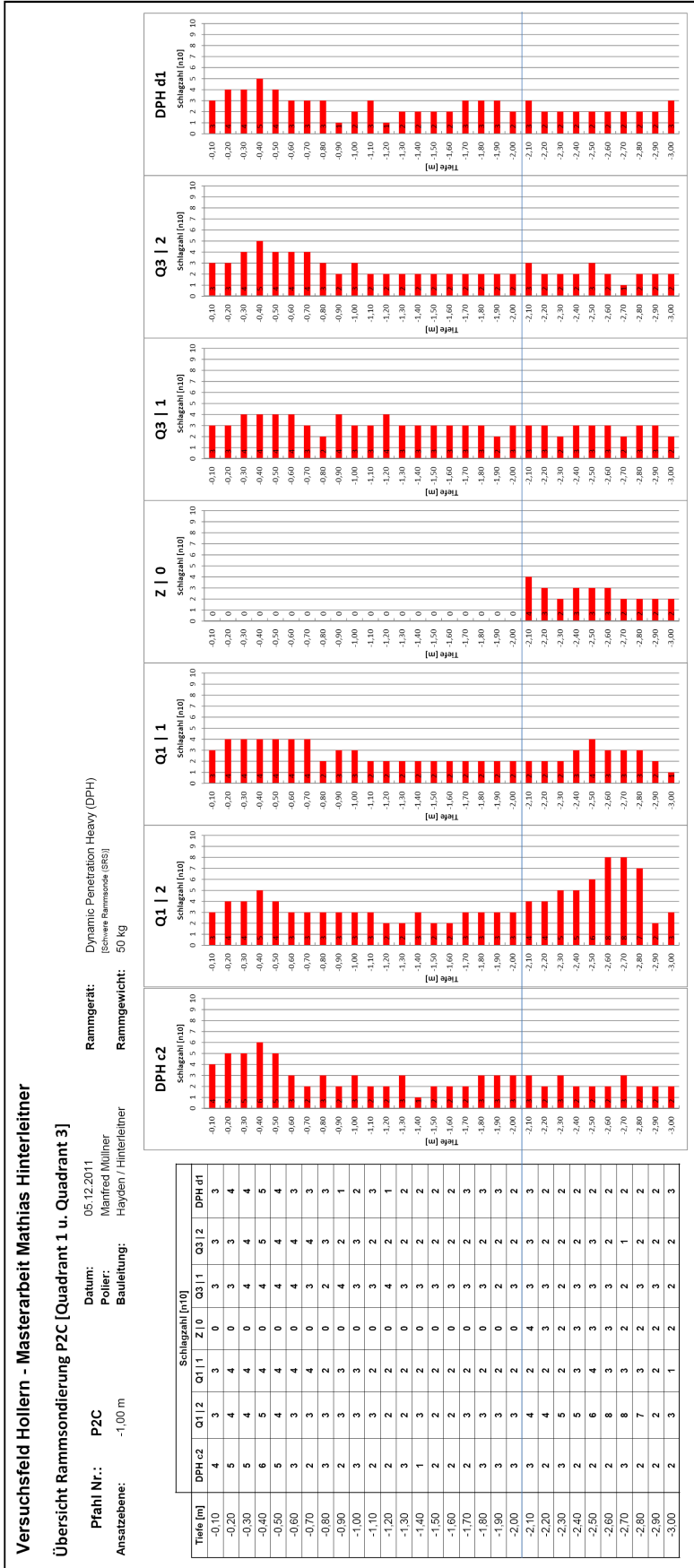
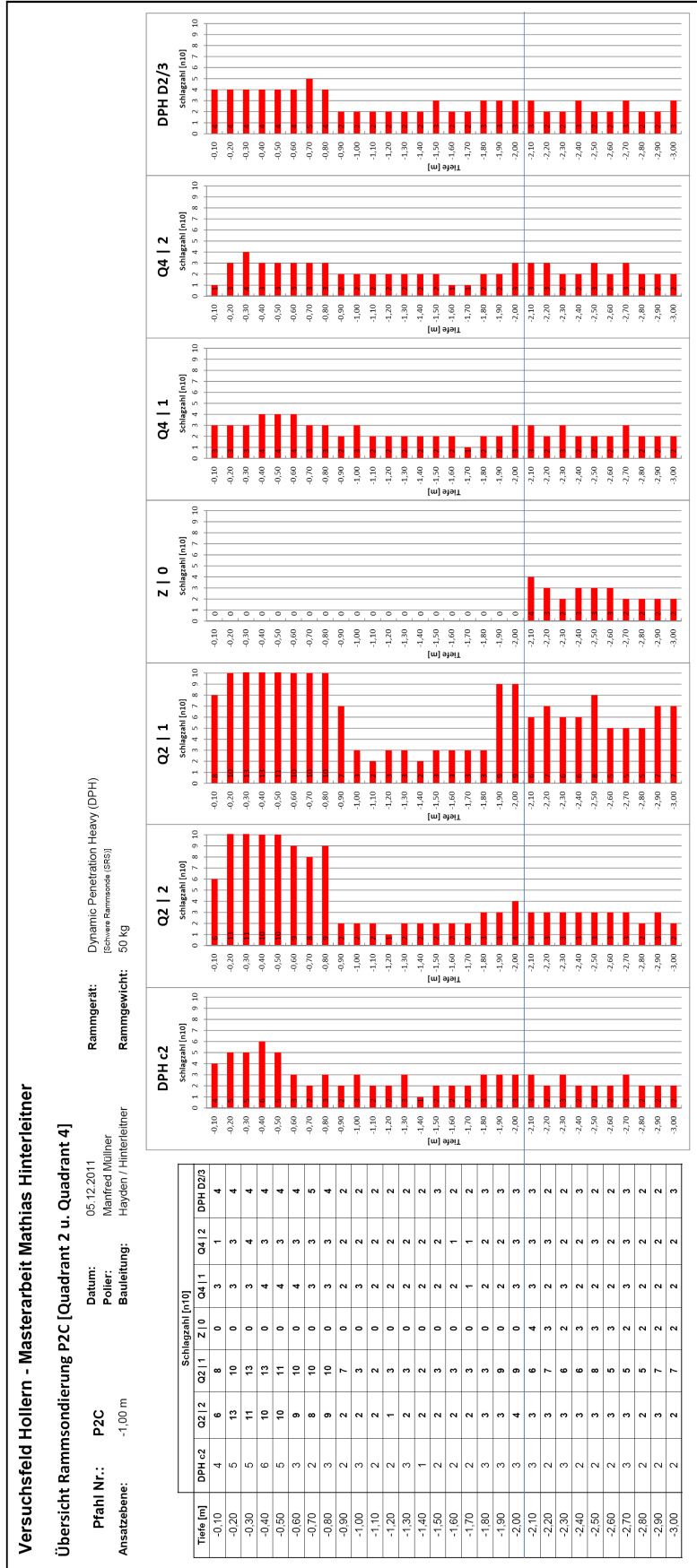


Abbildung D 33: Gegenüberstellung der Rammsondierung am Pfahl P2C Q.1 und Q.3



MAT 12/2011

Abbildung D 34: Gegenüberstellung der Rammsondierung am Pfahl P2C Q.2 und Q.4

## **Anhang E      Auswertung der Probelastungen**





---

# Rechnerische Auswertung

zu den durchgeführten Pfahlversuchen mittels **Pile HAY-Proof-System**<sup>®</sup>

Versuchsfeld Hollern **PP02 NEU**

Projektanschrift: Versuchsfeld Hollern

GZ: GP\_12-01

Seiten: 10

Auswertungsdatum: 24.04.2012

## BVH / Versuchsfeld Hollern PP02 NEU



www.geo-proof.at

### Projektdaten:

Pfahlbezeichnung	PP02 NEU
Herstellungsfirma	GPS
Bauleitung	Hinterleitner
Polier	Müllner
Prüfanstalt	geo-proof GmbH
Prüfingenieur	DI Richard Niederbrucker

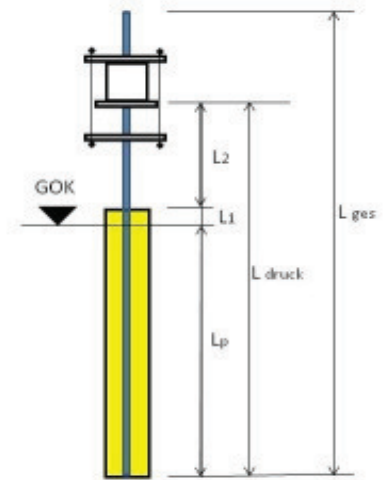
### Pfahldaten:

Pfahltyp	118/7,5/200 mm
Pfahllänge $L_p$	5000 mm
Überstand L1	250 mm
Überstand L2	600 mm

### Herstellungsdaten:

Herstellungsdatum	05.12.2011
Prüfdatum	16.12.2011
Rammhammer	HM 1000
Trägergerät	O & K RH 8.5
Hydraulikpresse	
Inventarnummer	

### Belastungsschema:

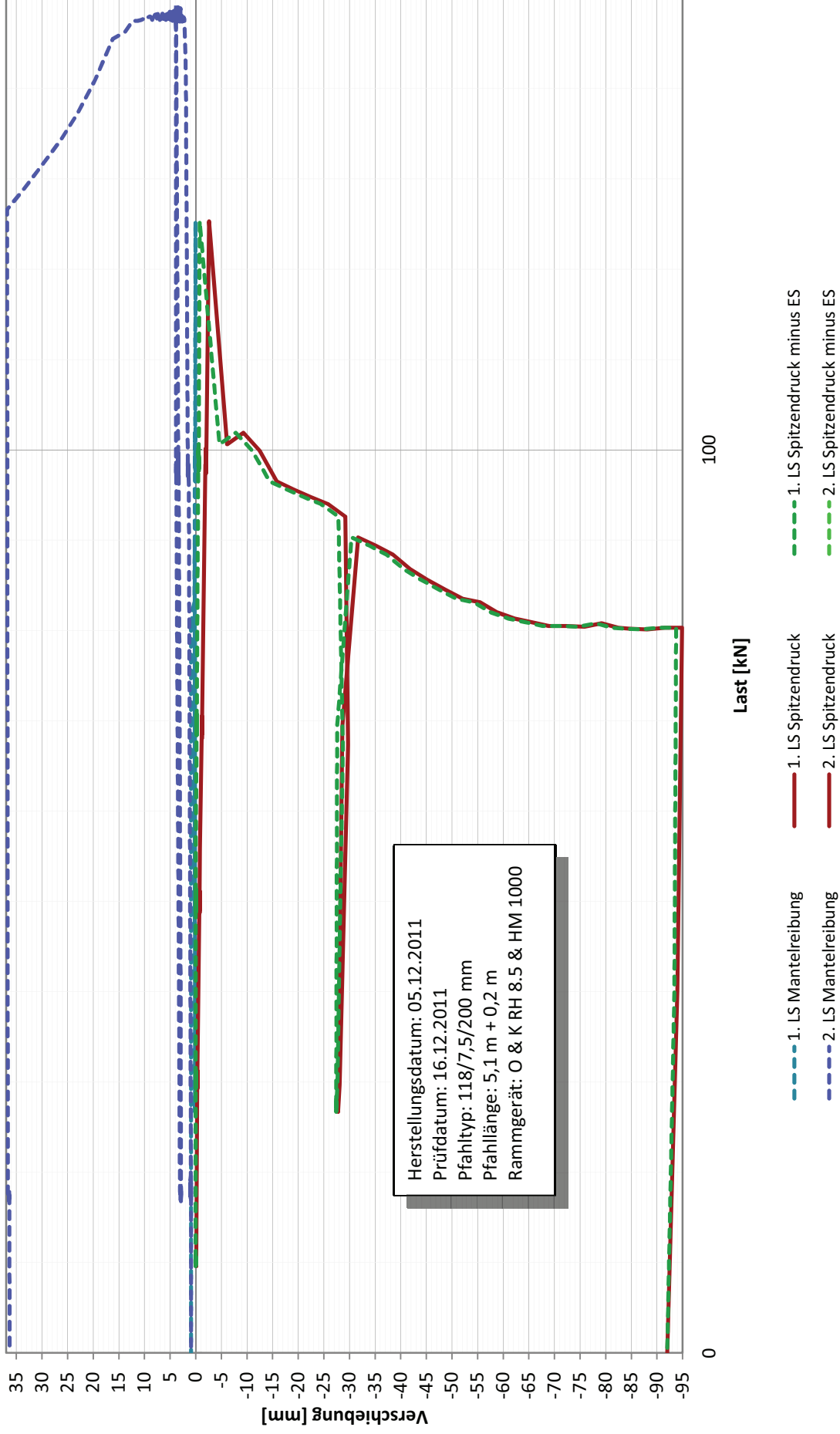


# Pile HAY-proof-System® PP02 Versuchsfeld Hollern

## Last/Verschiebung



www.ggo-proof.at



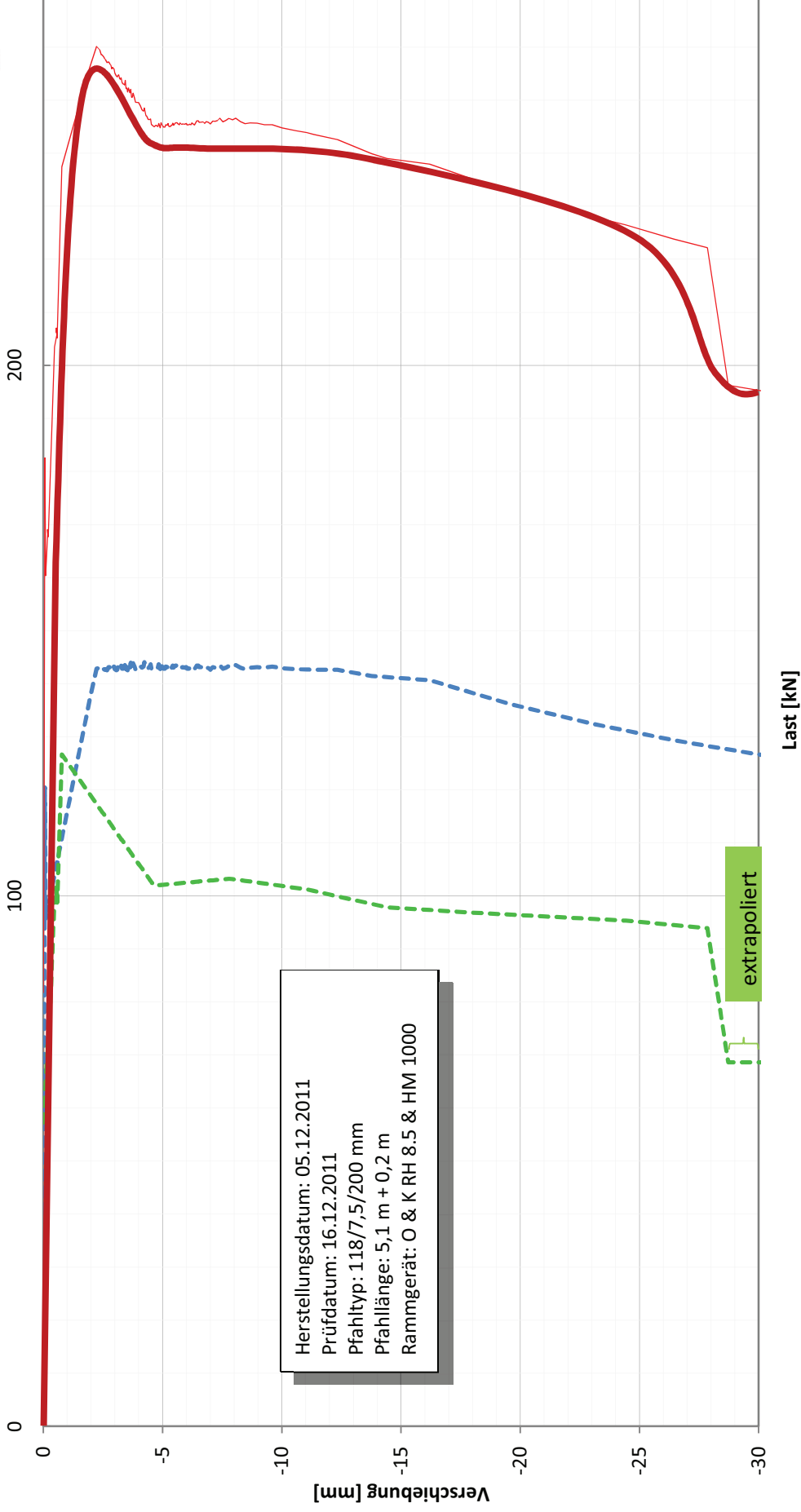
Herstellungsdatum: 05.12.2011  
Prüfdatum: 16.12.2011  
Pfähltyp: 118/7,5/200 mm  
Pfähllänge: 5,1 m + 0,2 m  
Rammgerät: O & K RH 8.5 & HM 1000

# Pile HAY-Proof-System® PP02 Versuchsfeld Hollern

## Äquivalente Lastsetzungskurve geglättet



www.ggo-proof.at



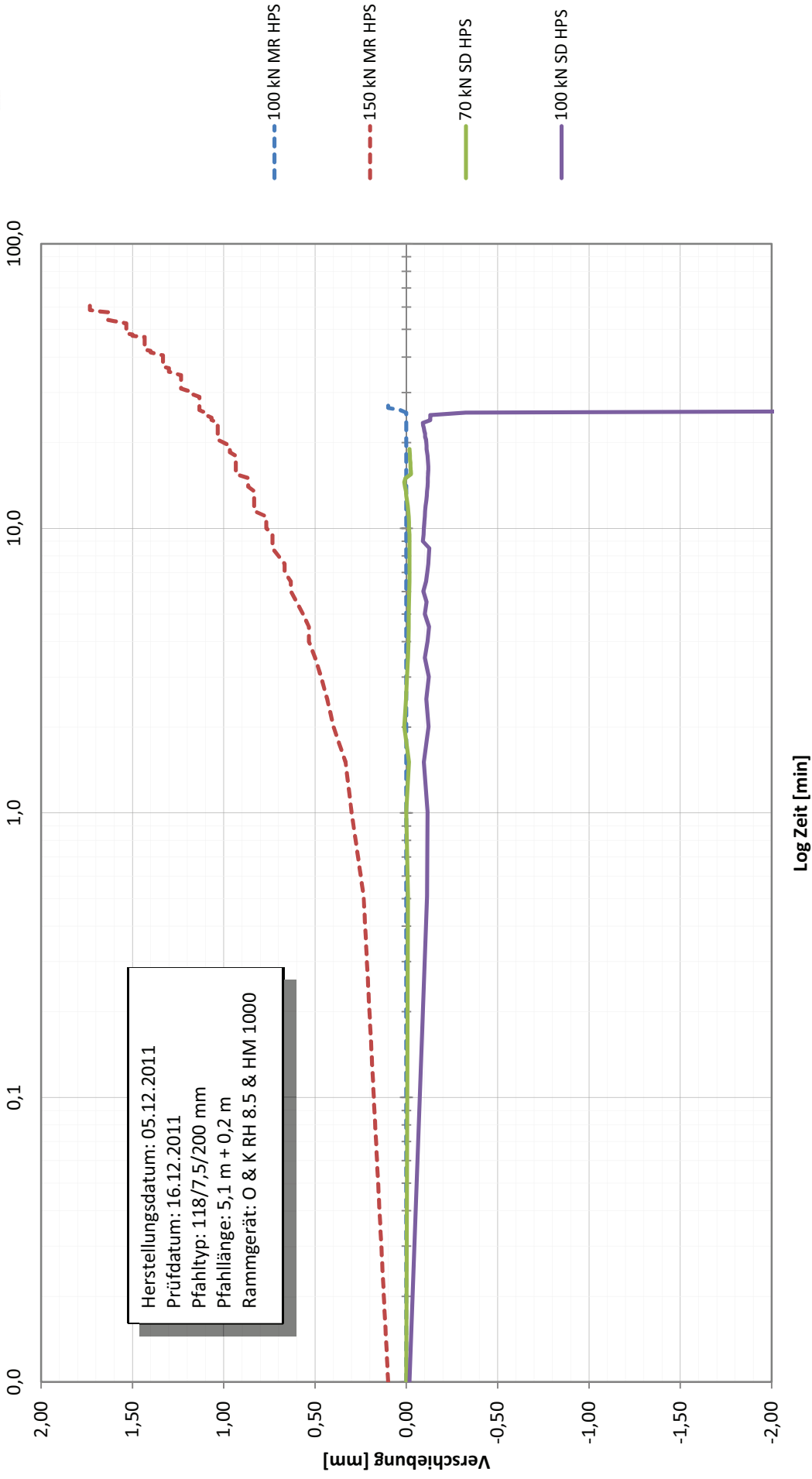
--- Einhüllende MR bereinigt    --- Einhüllende SD bereinigt    --- Äquivalente Lastsetzungskurve

# Pile HAY-proof-System® PP02 Versuchsfeld Hollern



www.geo-proof.at

## Kriechdiagramm



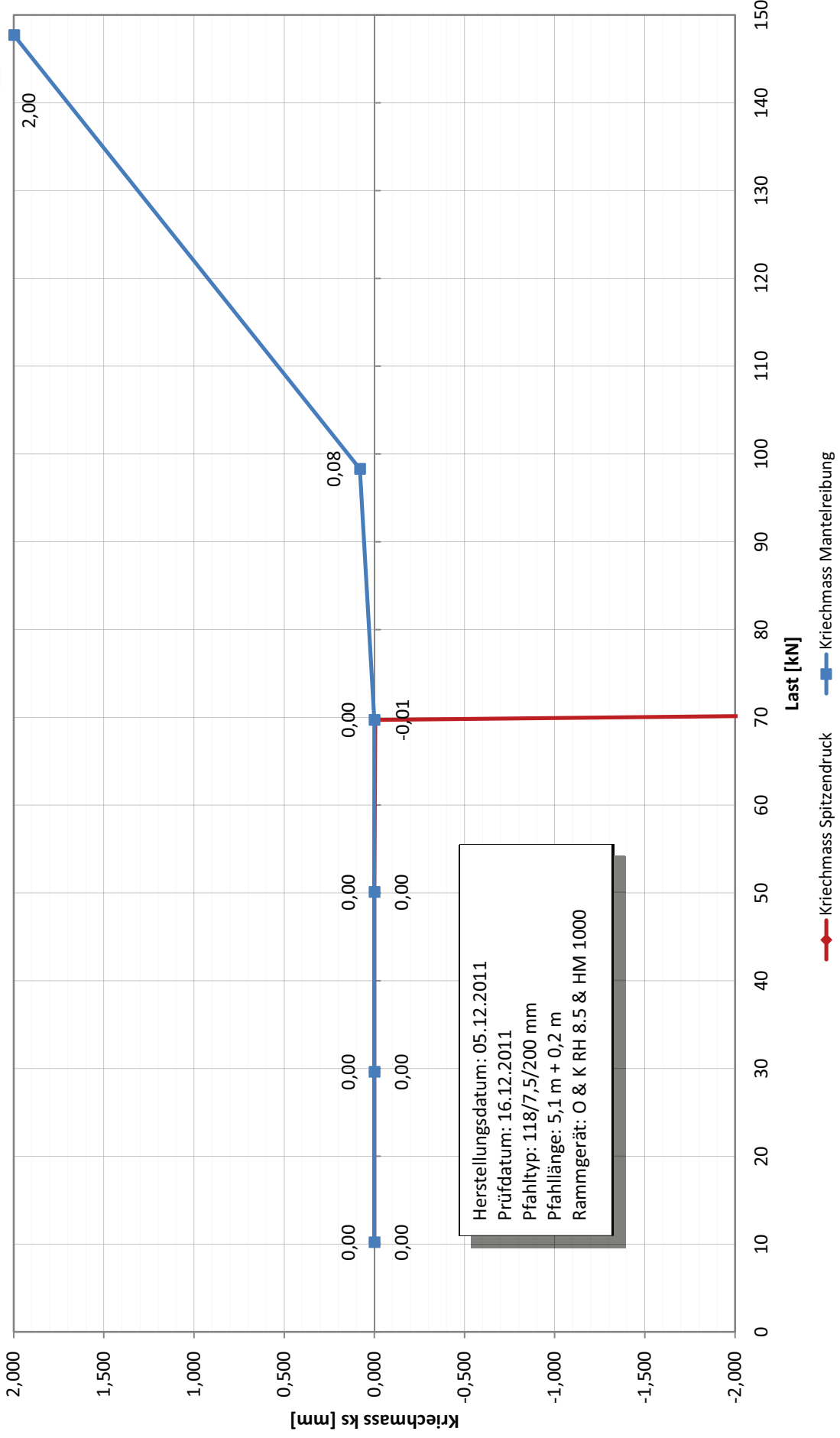


# Pile HAY-proof-System® PP02 Versuchsfeld Hollern

## Kriechmass ks



www.ggeo-proof.at

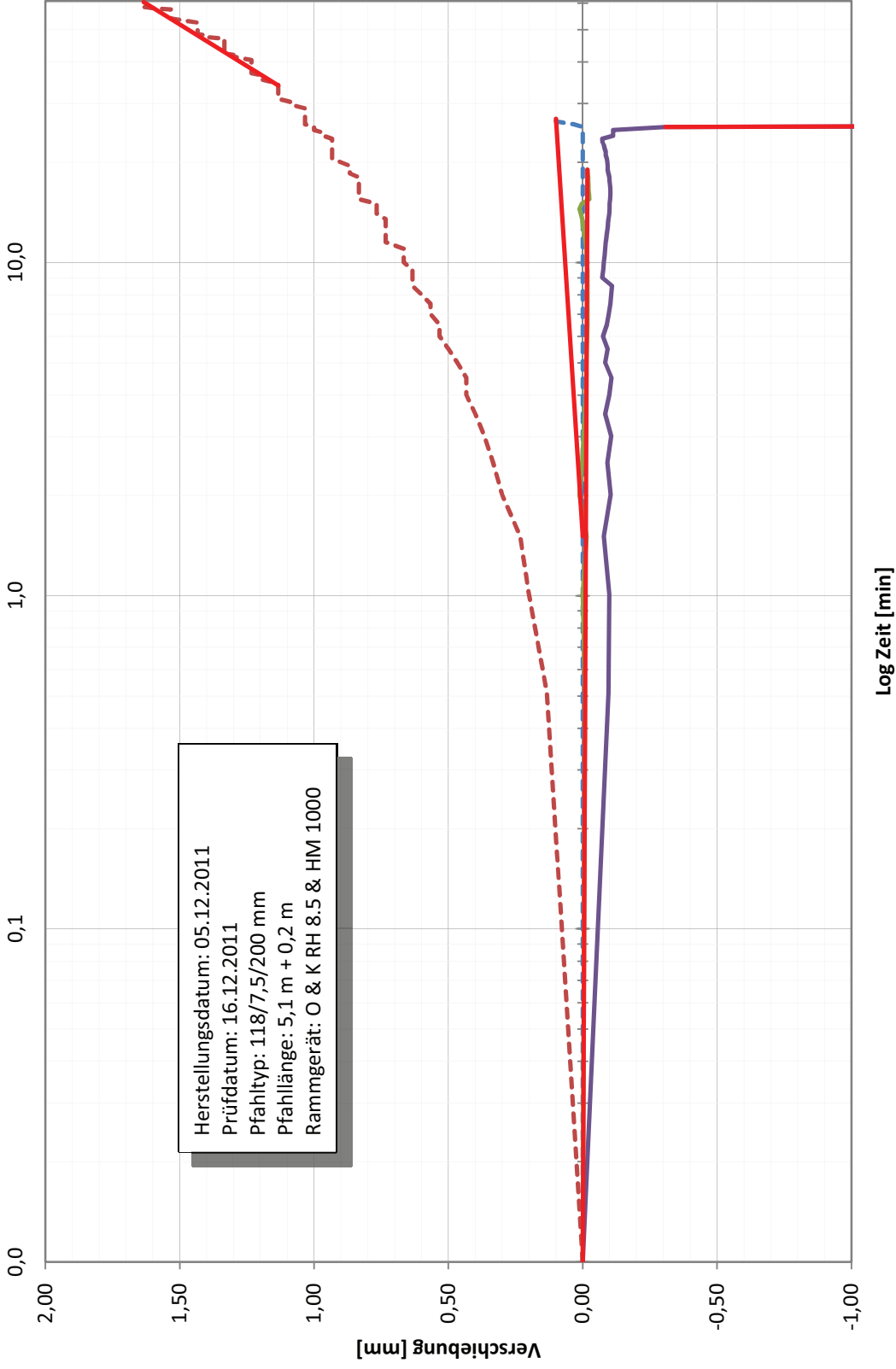


# Pile HAY-proof-System® PP02 Versuchsfeld Hollern



www.geo-proof.at

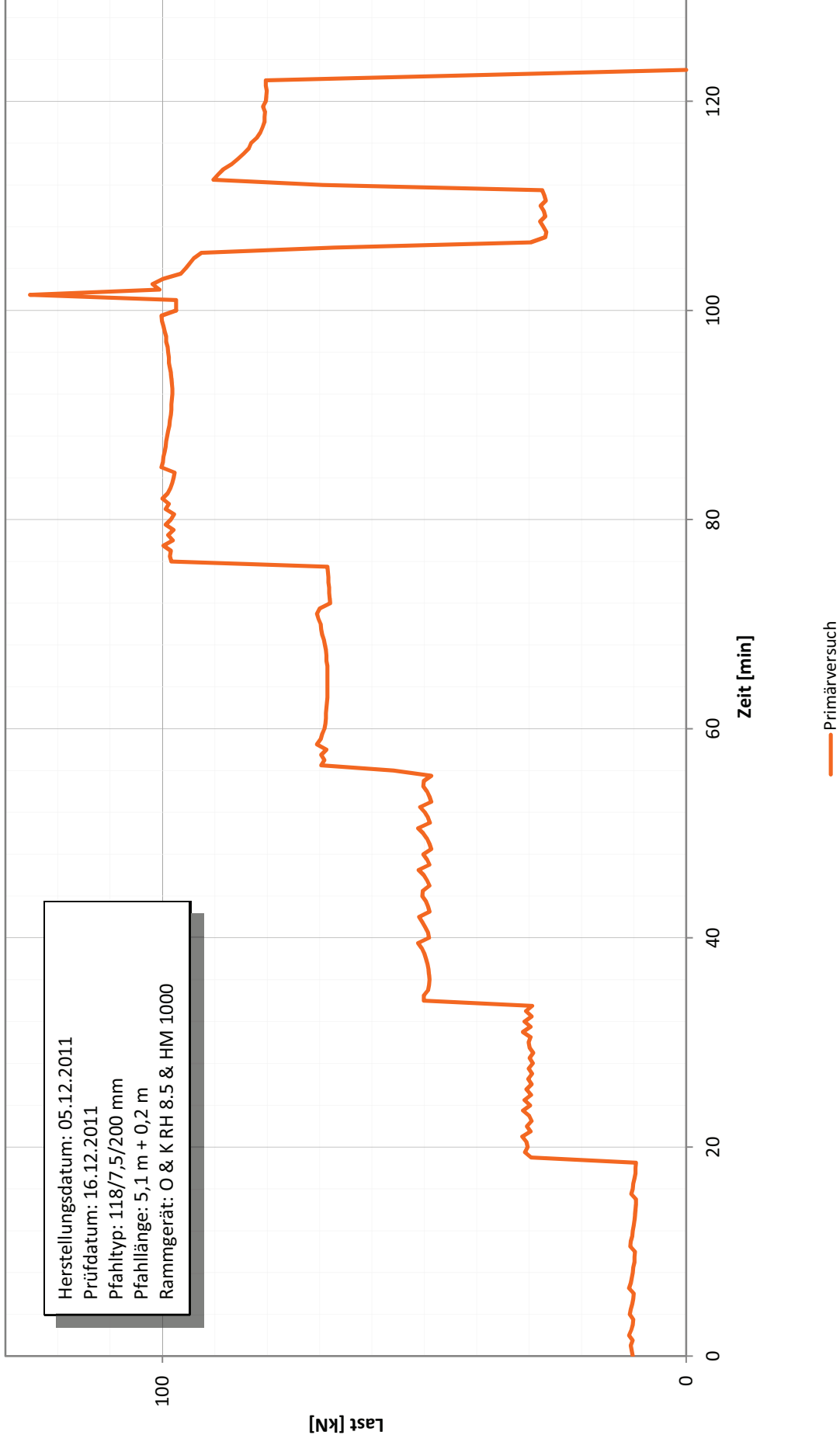
## Kriechdiagramm



# Pile HAY-Proof-System® PP02 Versuchsfeld Hollern

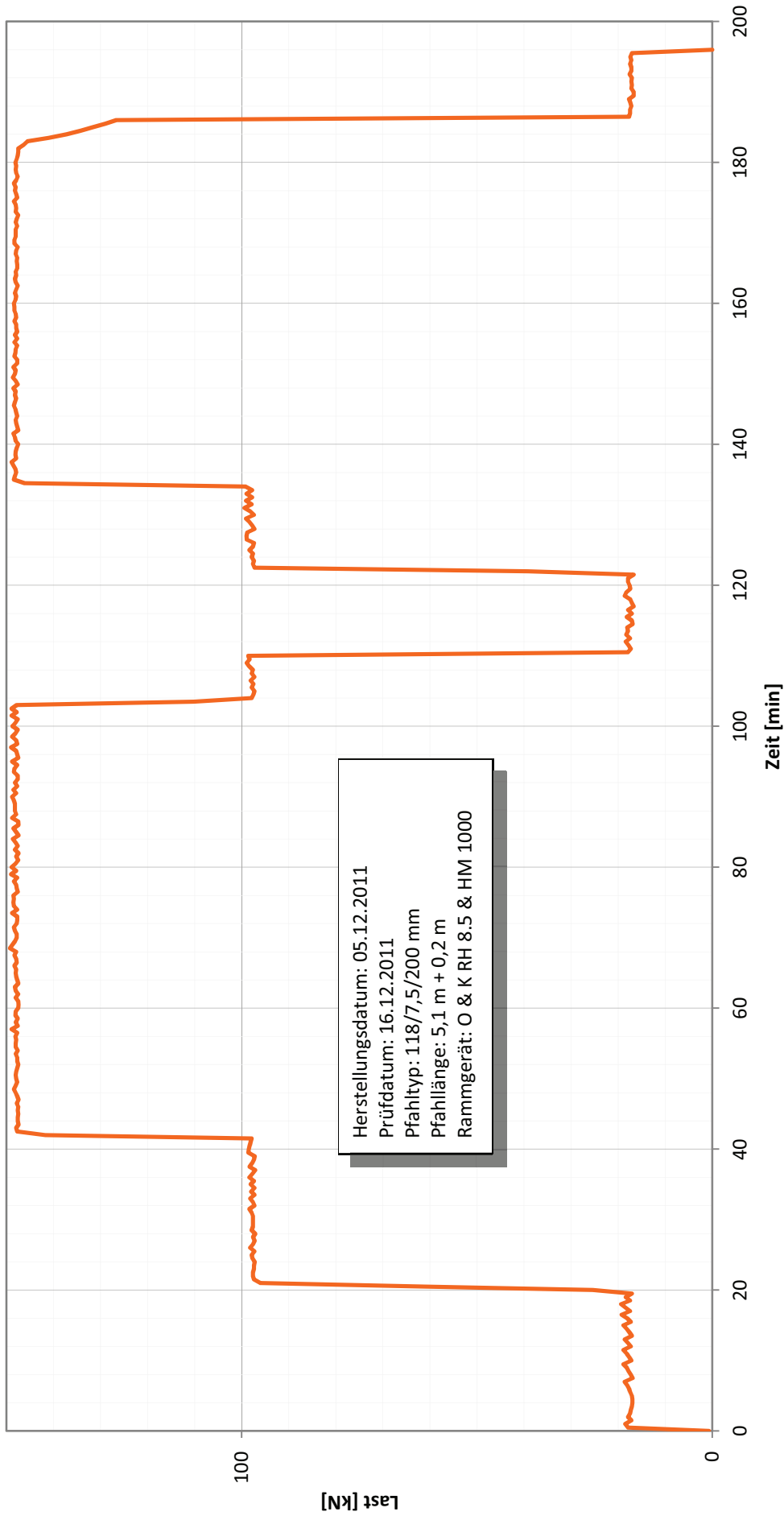
## Belastungsschema Primärversuch

Herstellungsdatum: 05.12.2011  
Prüfdatum: 16.12.2011  
Pfahltyp: 118/7,5/200 mm  
Pfahllänge: 5,1 m + 0,2 m  
Rammgerät: O & K RH 8.5 & HM 1000



# Pile HAY-proof-System® PP02 Versuchsfeld Hollern

## Belastungsschema Sekundärer Zugversuch



— Sekundärversuch







---

# Rechnerische Auswertung

zu den durchgeführten Pfahlversuchen mittels **Pile HAY-Proof-System**<sup>®</sup>

Versuchsfeld Hollern **PP03 NEU**

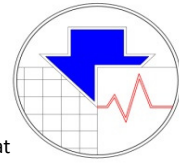
Projektanschrift: Versuchsfeld Hollern

GZ: GP\_12-01

Seiten: 10

Auswertungsdatum: 20.03.2012

## BVH / Versuchsfeld Hollern PP03 NEU



www.geo-proof.at

### Projektdaten:

Pfahlbezeichnung	PP03 NEU
Herstellungsfirma	GPS
Bauleitung	Hinterleitner
Polier	Müllner
Prüfanstalt	geo-proof GmbH
Prüfingenieur	DI Richard Niederbrucker

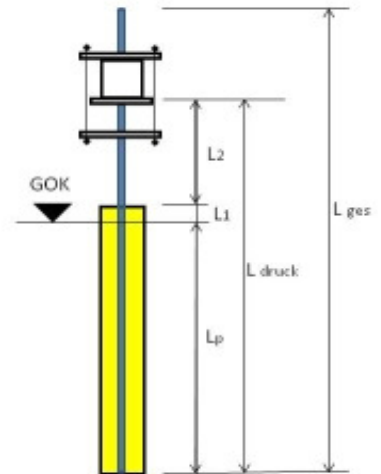
### Pfahldaten:

Pfahltyp	118/7,5/200 mm
Pfahllänge $L_p$	9560 mm
Überstand L1	390 mm
Überstand L2	710 mm

### Herstellungsdaten:

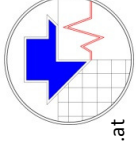
Herstellungsdatum	05.12.2011
Prüfdatum	15.12.2011
Rammhammer	HM 1000
Trägergerät	O&K 8.5
Hydraulikpresse	
Inventarnummer	

### Belastungsschema:

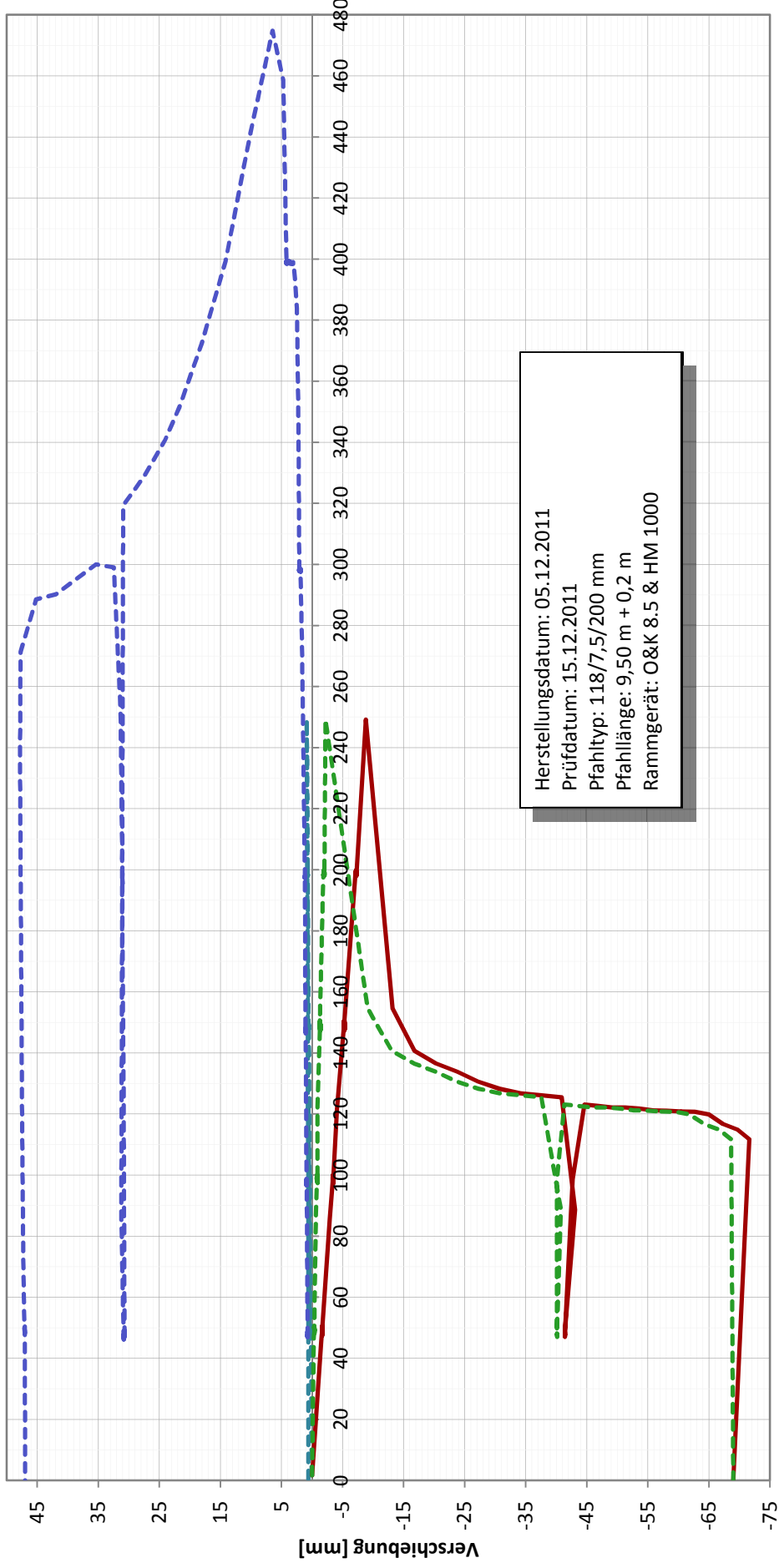


# Pile HAY-proof-System® PP03 Versuchsfeld Hollern

## Last/Verschiebung



www.ggo-proof.at

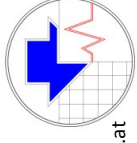


Last [kN]

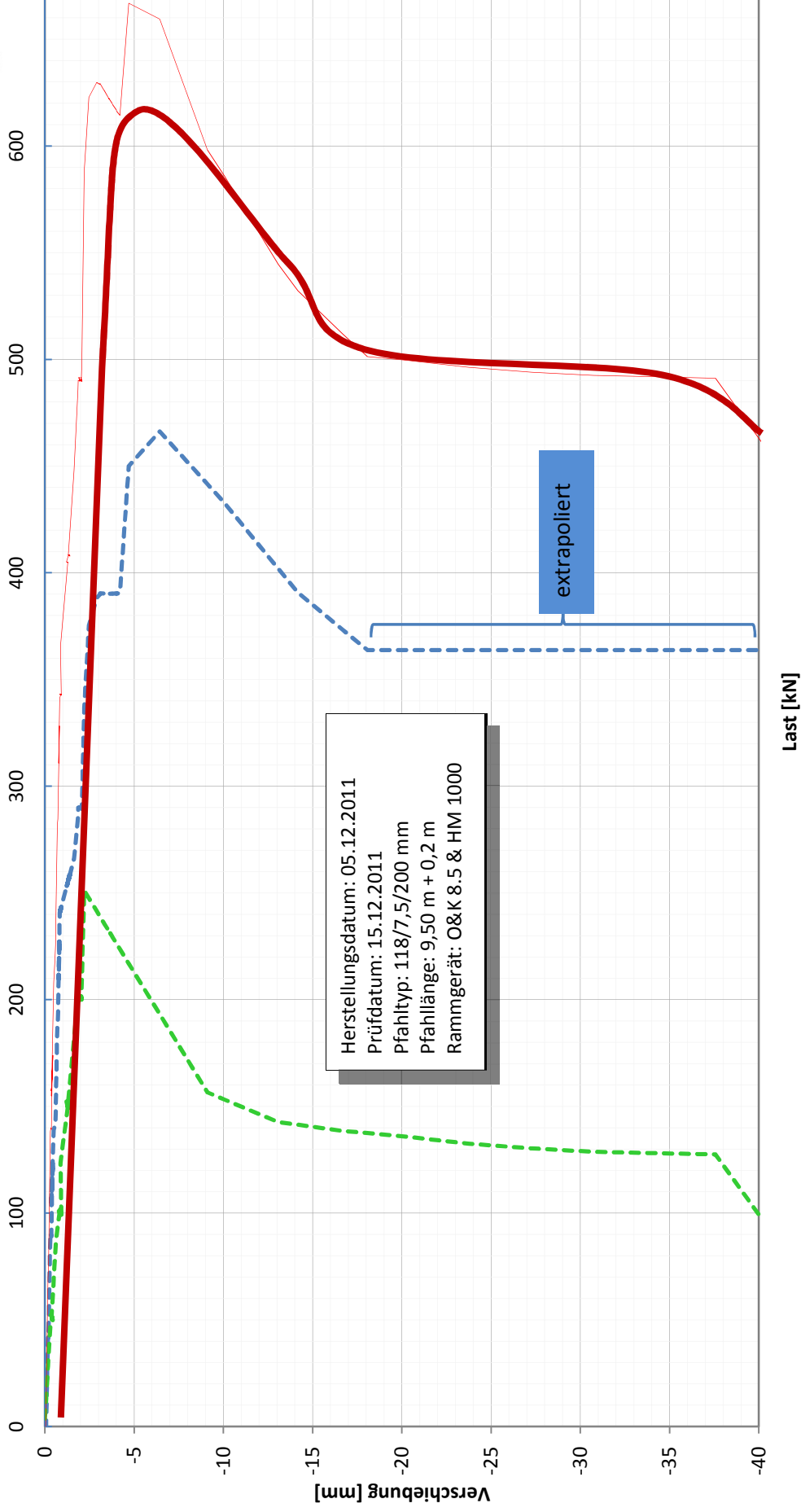
- 1. LS Mantelreibung
- 2. LS Mantelreibung
- 1. LS Spitzendruck
- 2. LS Spitzendruck
- 1. LS Spitzendruck minus ES
- 2. LS Spitzendruck minus ES

# Pile HAY-Proof-System® PP03 Versuchsfeld Hollern

## Äquivalente Lastsetzungskurve geglättet



www.gko-proof.at



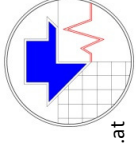
--- Einhüllende MR bereinigt    --- Einhüllende SD bereinigt    --- Äquivalente Lastsetzungskurve



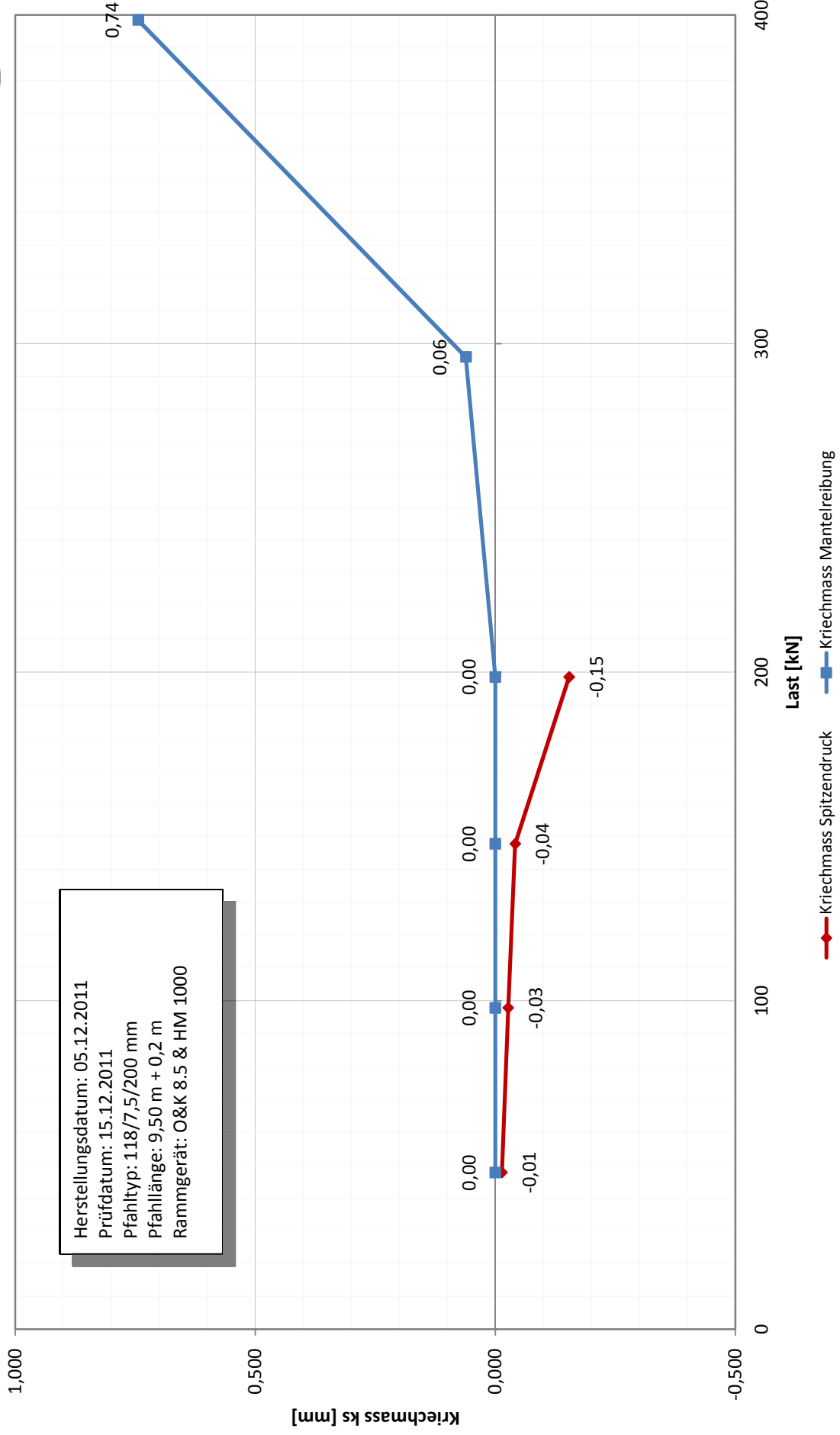


# Pile HAY-Proof-System® PP03 Versuchsfeld Hollern

## Kriechmass ks



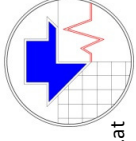
www.ggo-proof.at



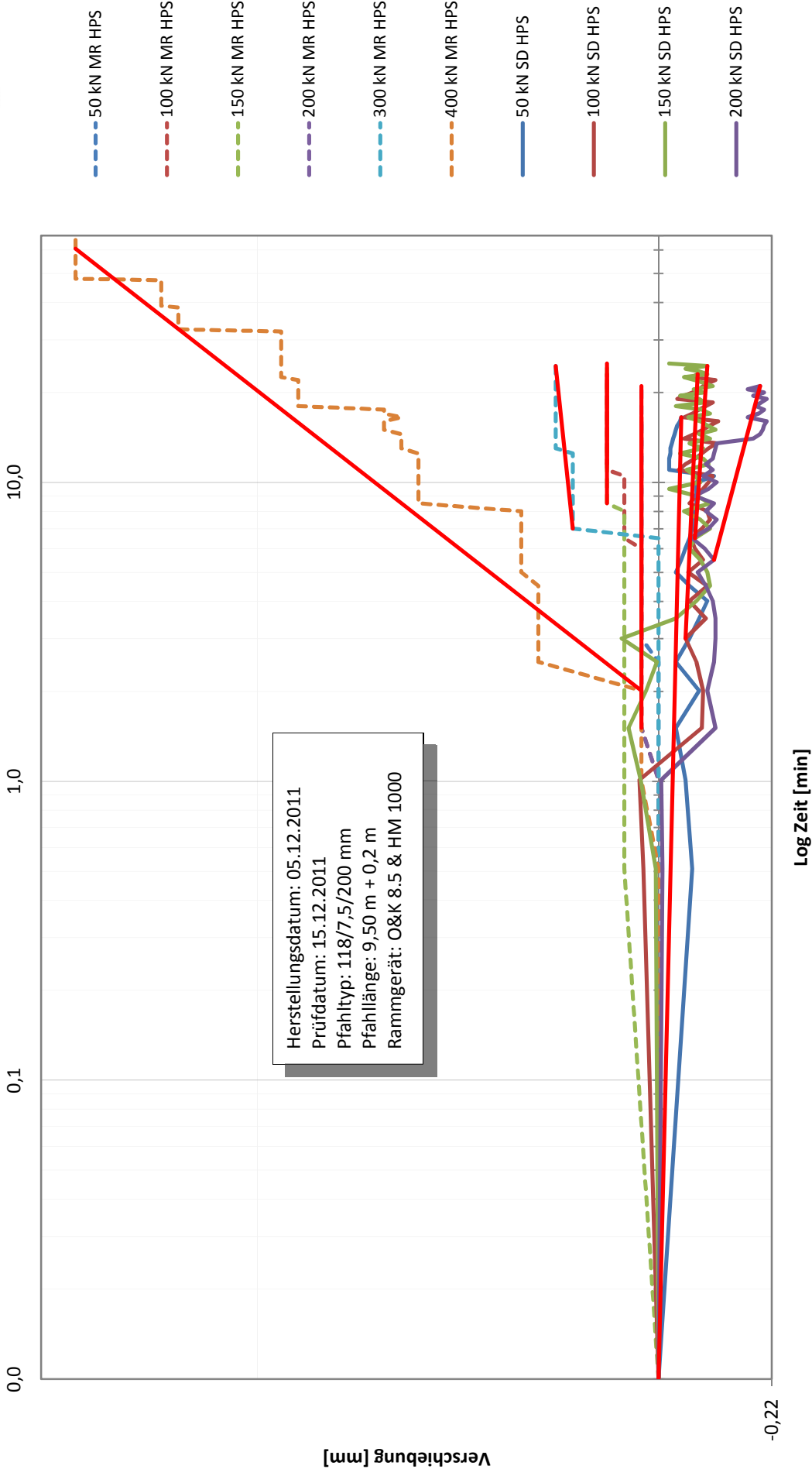
Herstellungsdatum: 05.12.2011  
Prüfdatum: 15.12.2011  
Pfahltyp: 118/7,5/200 mm  
Pfahllänge: 9,50 m + 0,2 m  
Rammgerät: O&K 8.5 & HM 1000

# Pile HAY-proof-System® PP03 Versuchsfeld Hollern

## Kriechdiagramm



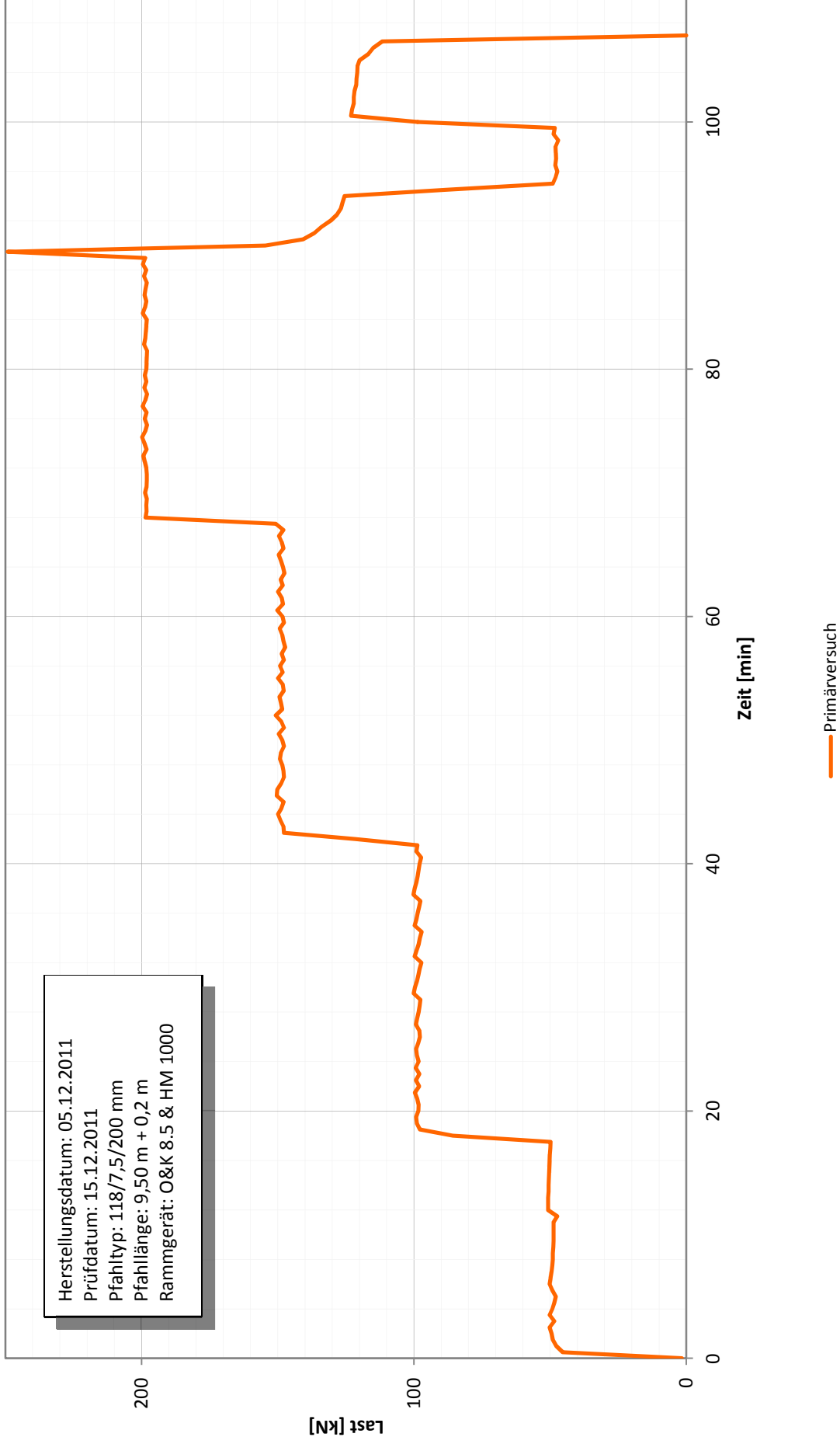
www.geo-proof.at



# Pile HAY-proof-System® PP03 Versuchsfeld Hollern

## Belastungsschema Primärversuch

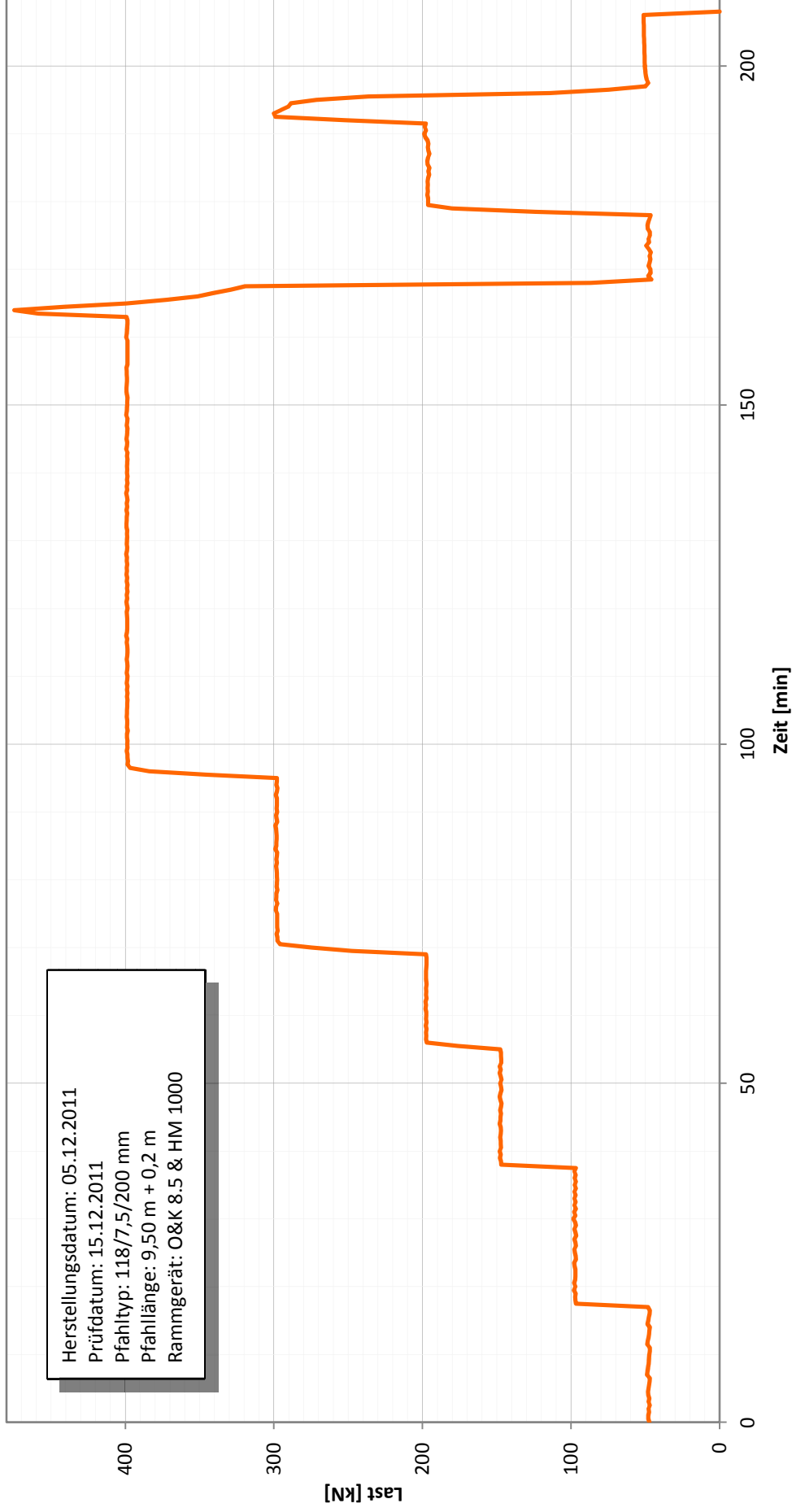
Herstellungsdatum: 05.12.2011  
Prüfdatum: 15.12.2011  
Pfahltyp: 118/7,5/200 mm  
Pfahllänge: 9,50 m + 0,2 m  
Rammergerät: O&K 8.5 & HM 1000



# Pile HAY-Proof-System® PP03 Versuchsfeld Hollern

## Belastungsschema Sekundärer Zugversuch

Herstellungsdatum: 05.12.2011  
Prüfdatum: 15.12.2011  
Pfahltyp: 118/7,5/200 mm  
Pfahllänge: 9,50 m + 0,2 m  
Rammgerät: O&K 8.5 & HM 1000



— Sekundärversuch





## **Anhang F      Auswertung der In-situ-Versuche**

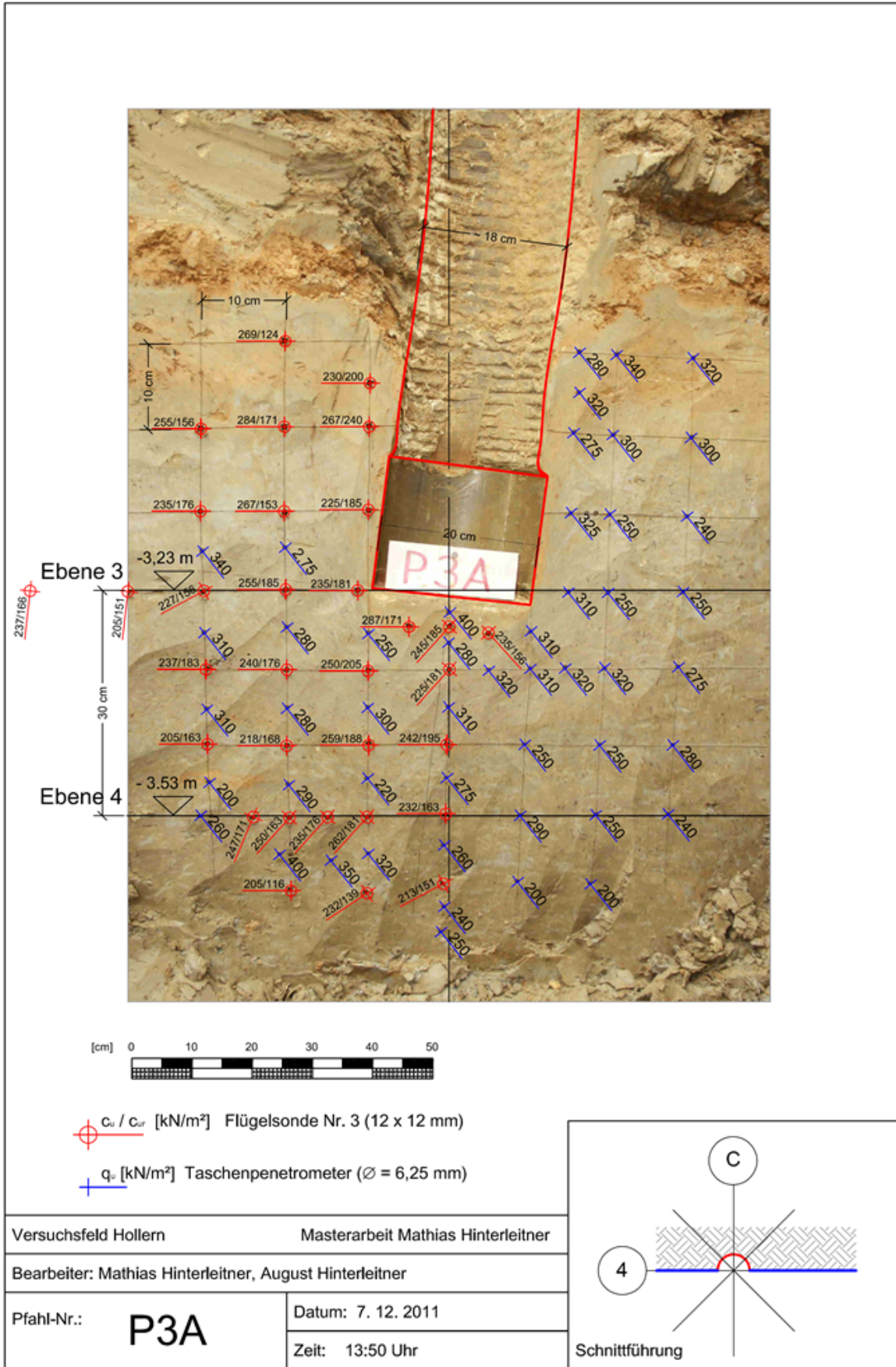


Abbildung F 35: Auswertung der In-situ-Versuche am Pfahl P3A

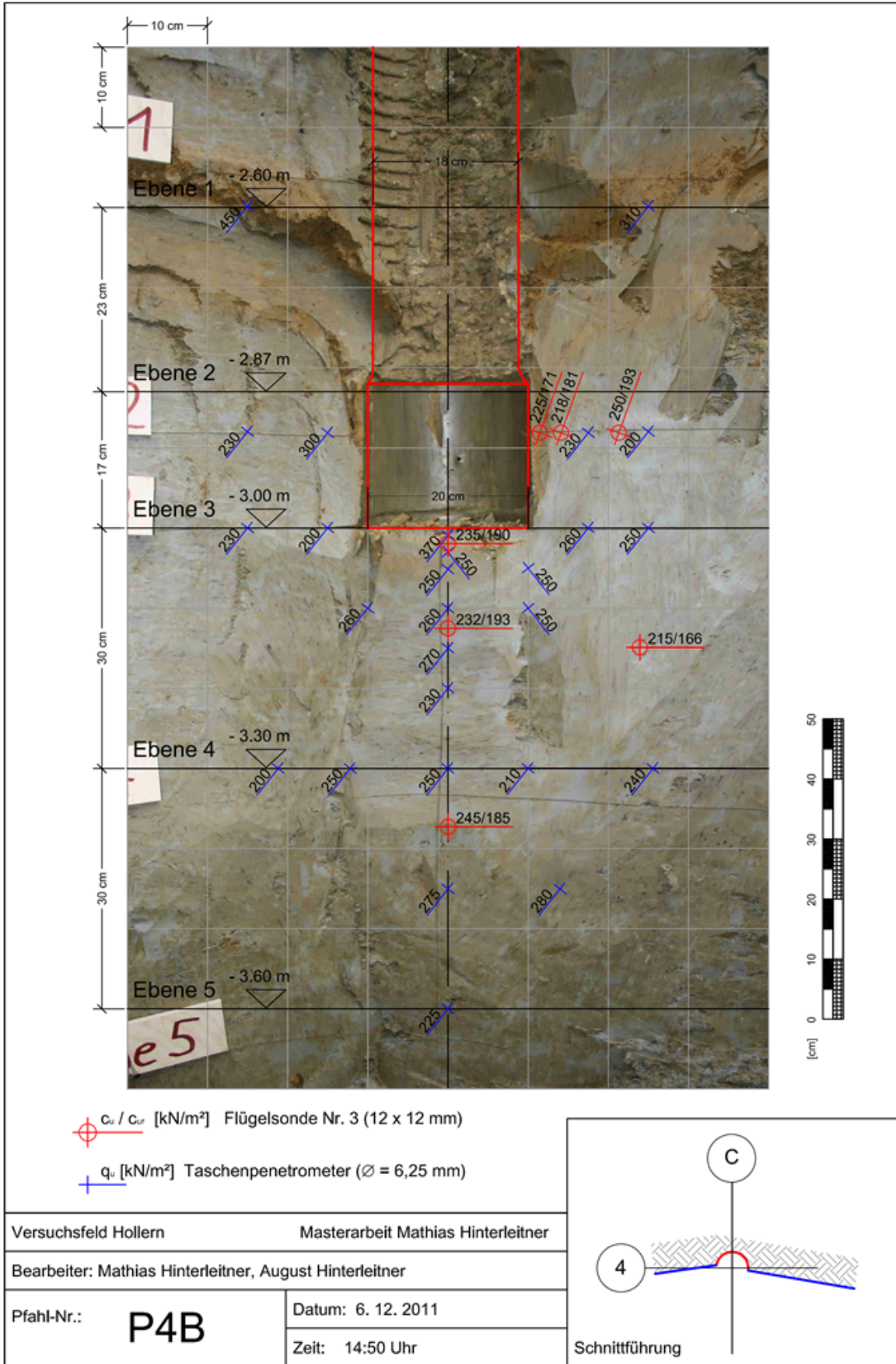


Abbildung F 36: Auswertung der In-situ-Versuche am Pfahl P4B



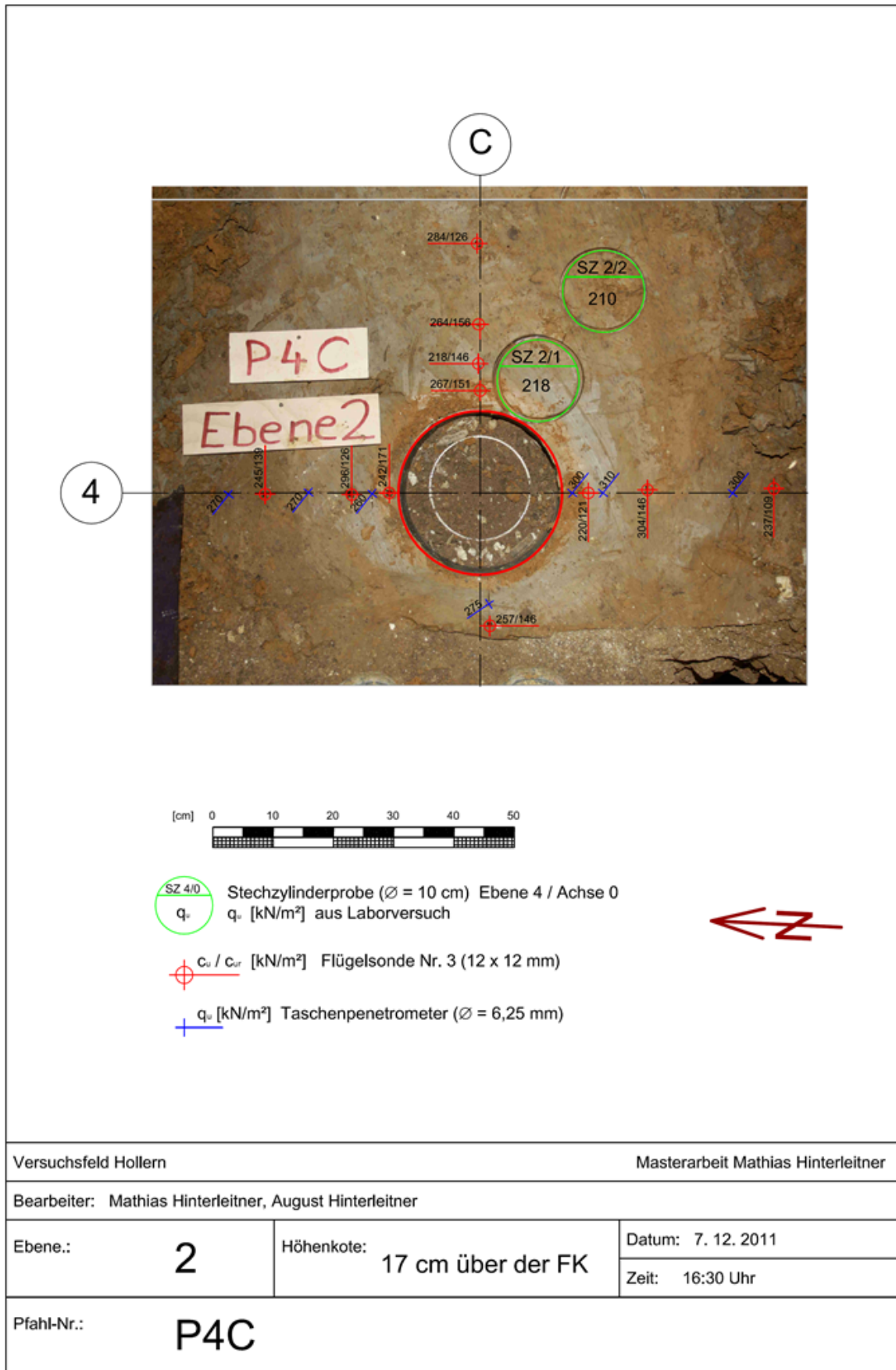


Abbildung F 37: Auswertung der In-situ-Versuche am Pfahl P4C (Ebene 2)

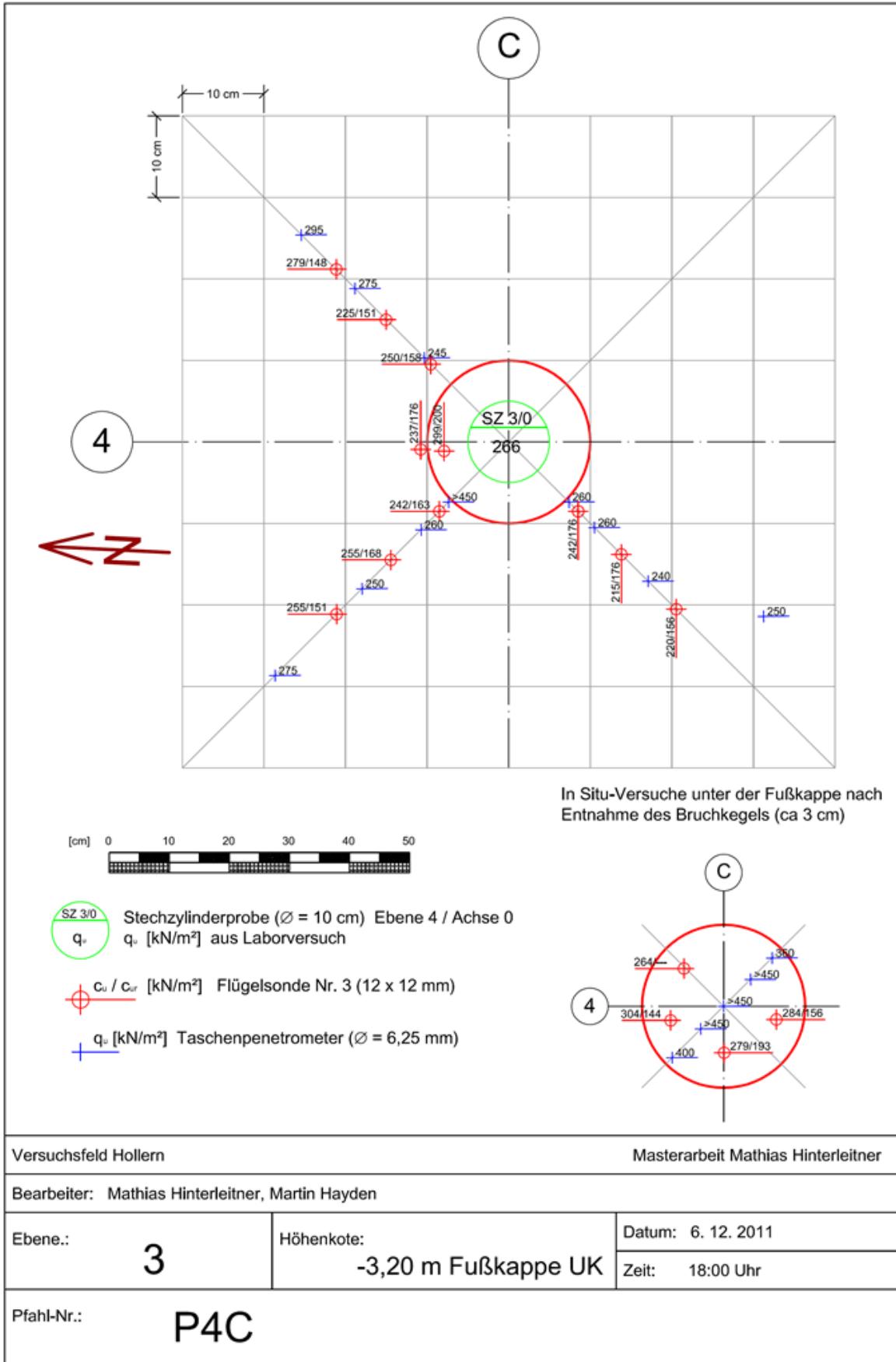


Abbildung F 38: Auswertung der In-situ-Versuche am Pfahl P4C (Ebene 3)

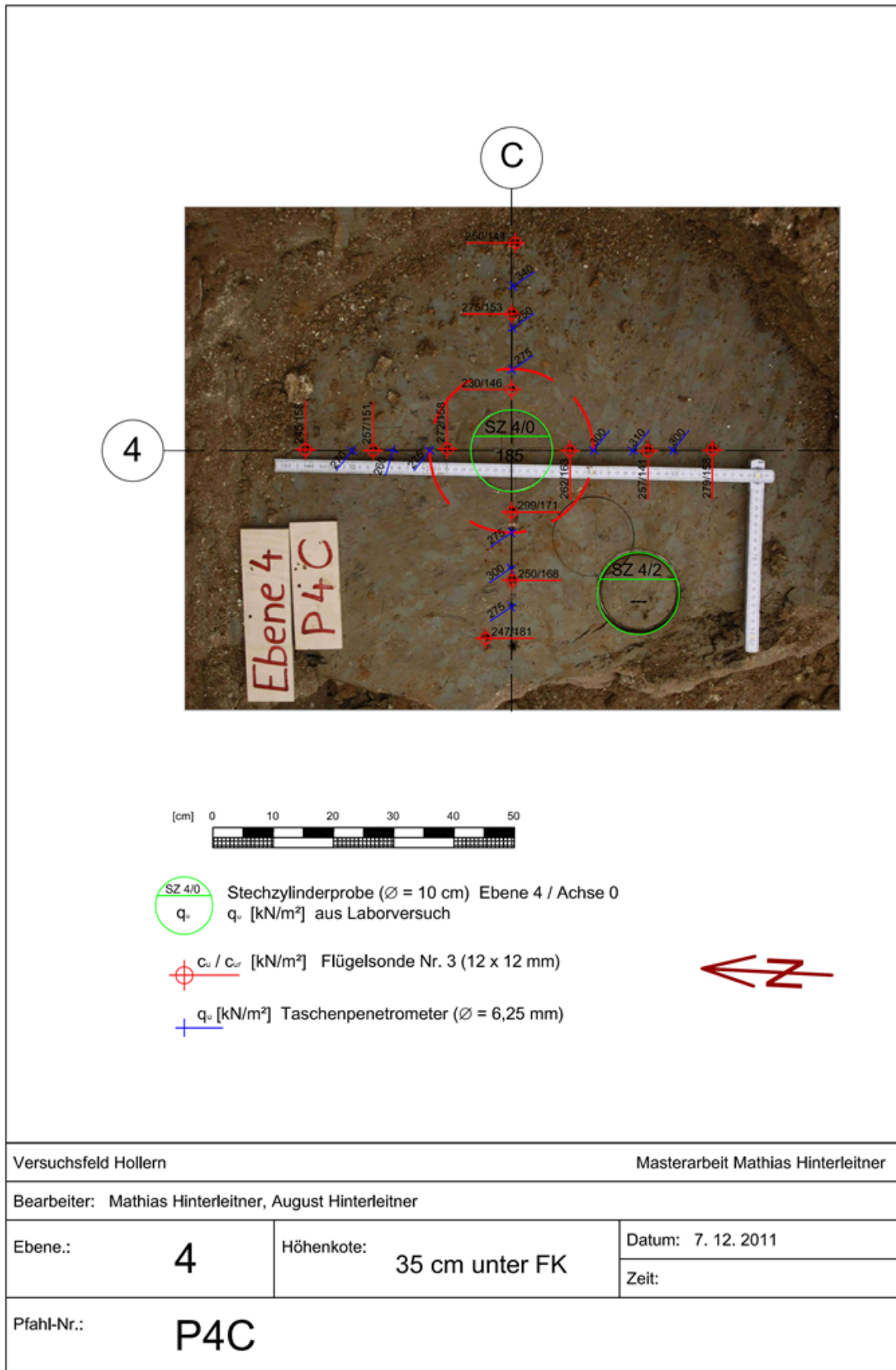
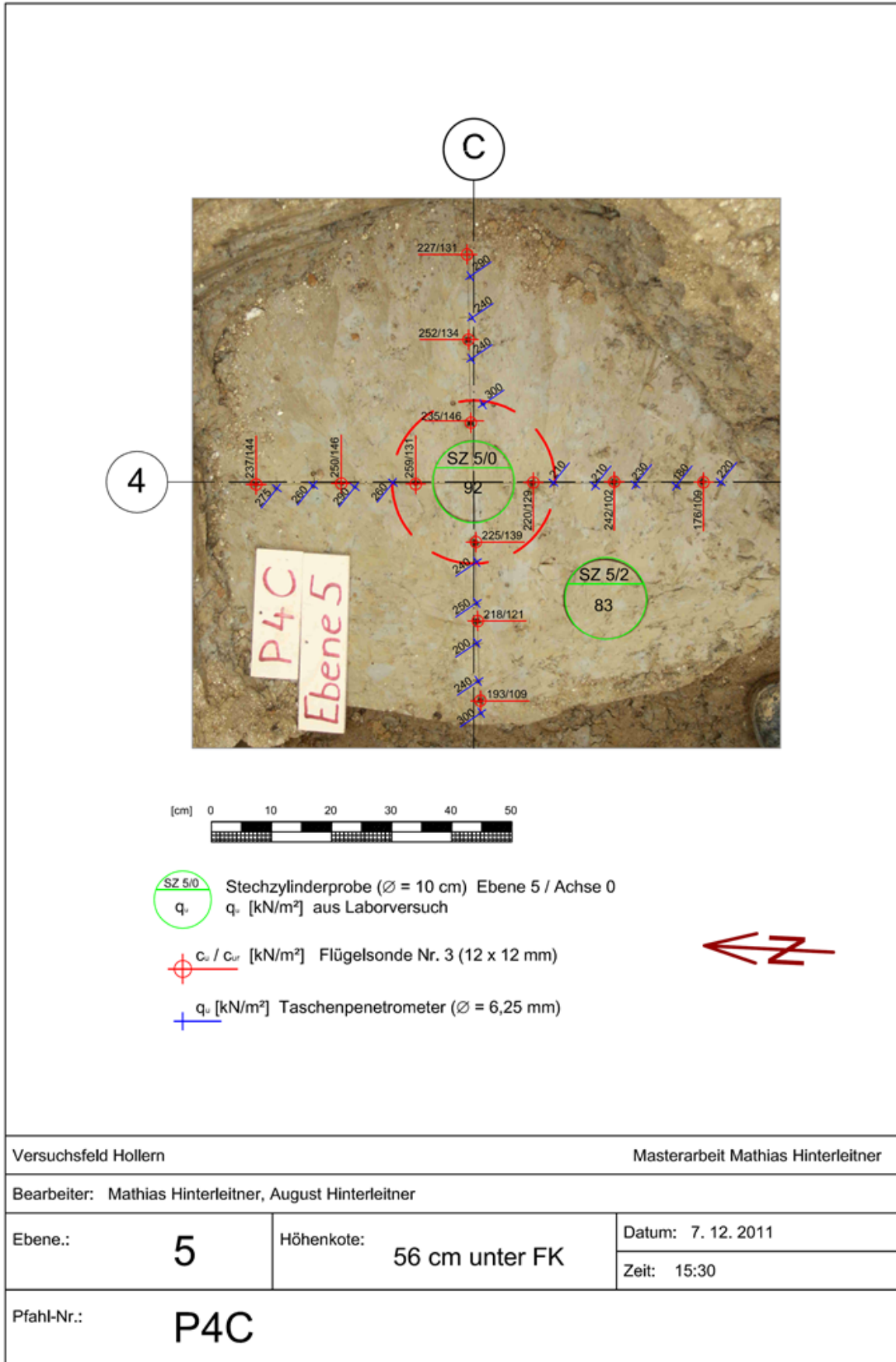


Abbildung F 39: Auswertung der In-situ-Versuche am Pfahl P4C (Ebene 4)





Versuchsfeld Hollern		Masterarbeit Mathias Hinterleitner	
Bearbeiter: Mathias Hinterleitner, August Hinterleitner			
Ebene.:	5	Höhenkote:	56 cm unter FK
		Datum:	7. 12. 2011
		Zeit:	15:30
Pfahl-Nr.:	P4C		

Abbildung F 40: Auswertung der In-situ-Versuche am Pfahl P4C (Ebene 5)

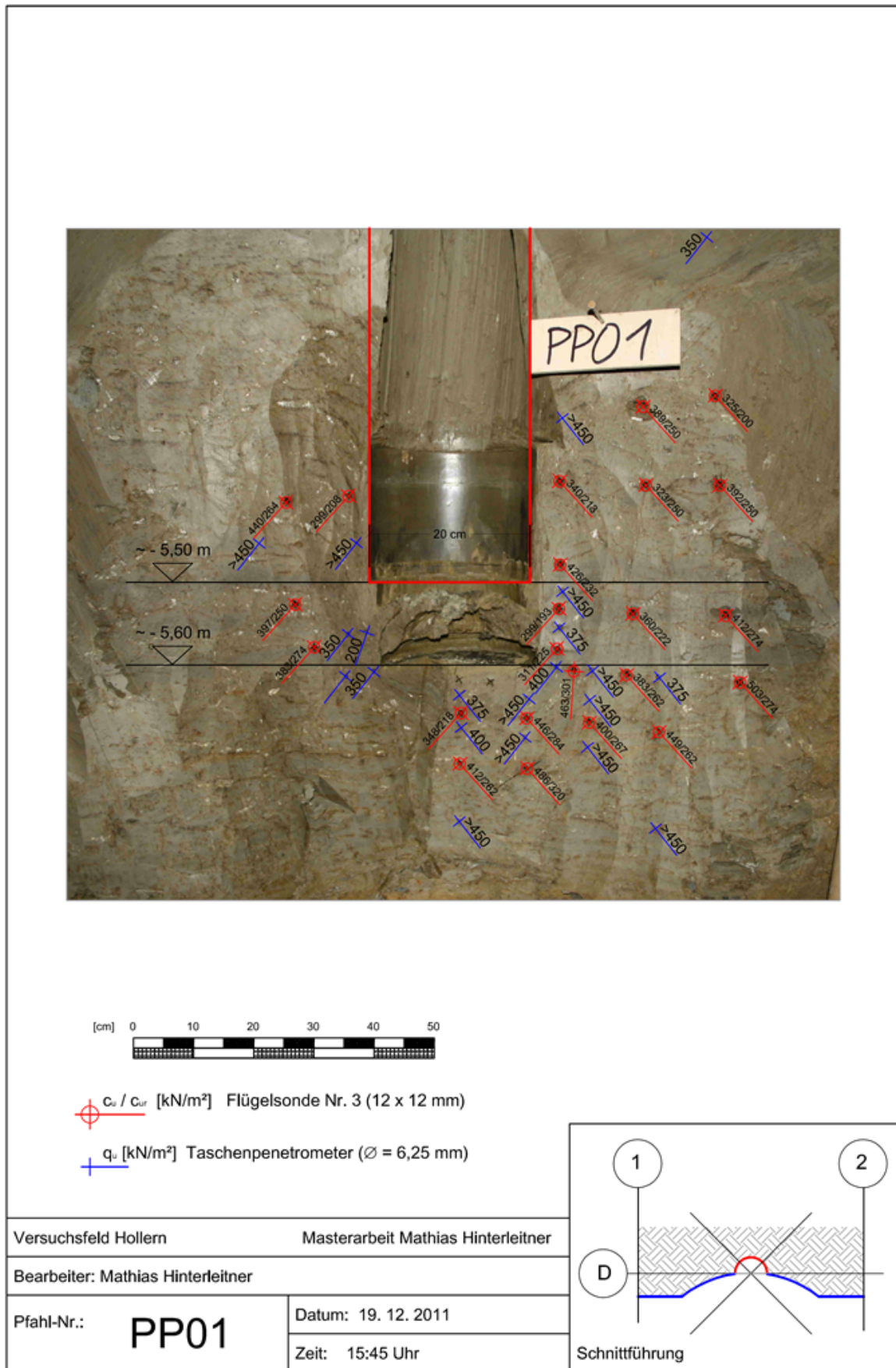


Abbildung F 41: Auswertung der In-situ-Versuche am Pfahl PP01

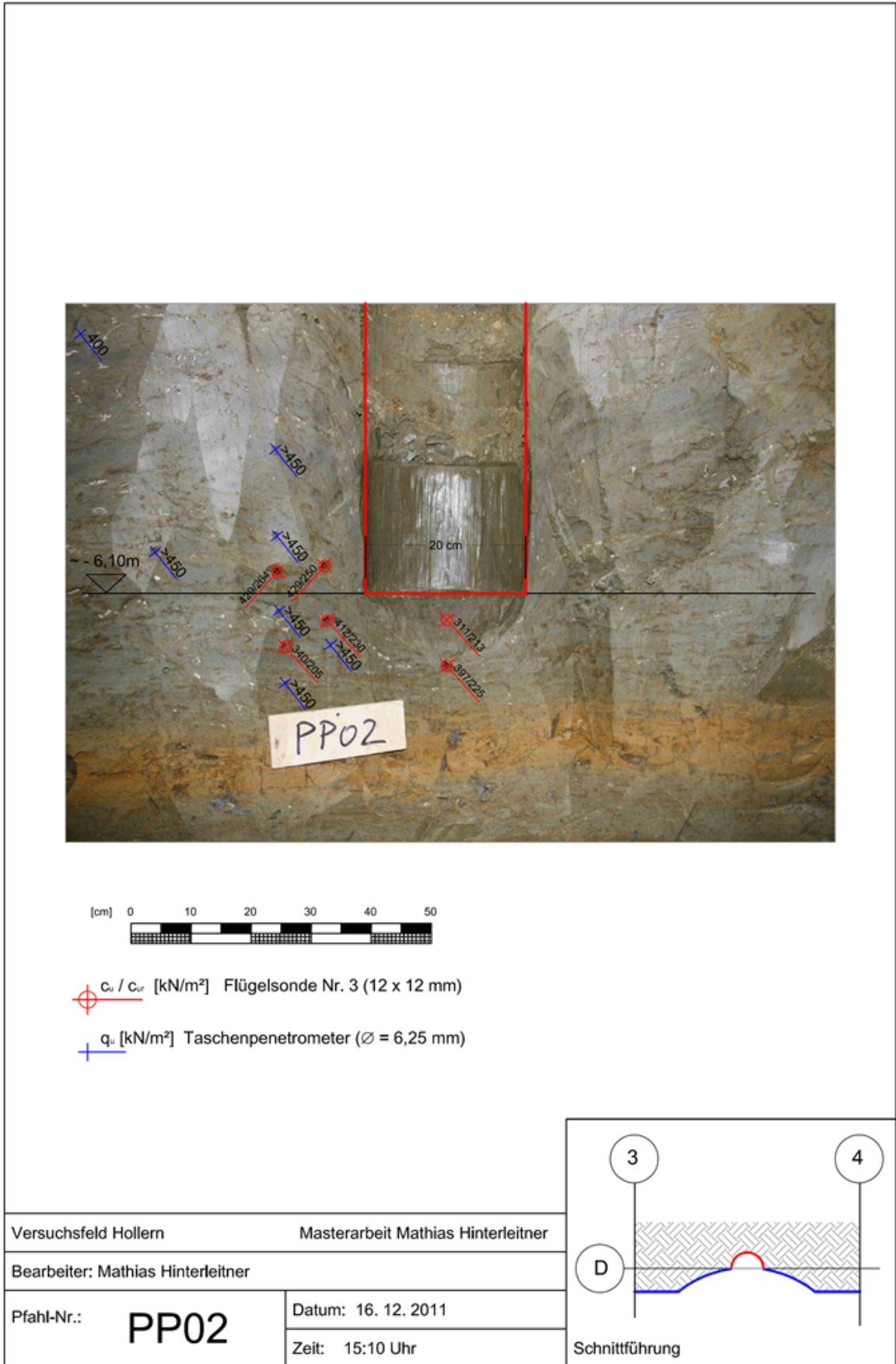


Abbildung F 42: Auswertung der In-situ-Versuche am Pfahl PP02

