

F+E Projekt

Ableitung von Erfahrungswerten für FUNDEX-Pfähle als Gründungselemente für Freileitungsmasten

Abschlussbericht

Förderkennzeichen: 8/12-42: FUNDEX Pfähle

Projektlaufzeit: 01.01.2020 - 31.01.2023

Technische Hochschule Lübeck

Fachbereich Bauwesen

Fachgebiet Geotechnik

Prof. Dr.-Ing. Jan Lüking

Mönkhofer Weg 239

23562 Lübeck

Telefon +49 451 300-5137

jan.lueking@th-luebeck.de

www.th-luebeck.de

Inhalt

Abbildungsverzeichnis	6
Tabellenverzeichnis	21
1 Einleitung	27
2 Theoretische Grundlagen zu Fundexpfählen und dem Tragverhalten von Zugpfählen	31
2.1 Fundexpfahlsystem	31
2.2 Zur Bemessung von Zugpfahlgründungen	34
2.3 Berechnungsansätze für Zugpfähle	36
2.3.1 Allgemeines	36
2.3.2 Erdstatische Ansätze	37
2.3.3 Semi-emprische Verfahren	38
2.3.4 Empirische Verfahren	40
2.4 Einflussfaktoren auf das Tragverhalten von Zugpfählen	43
2.4.1 Überblick	43
2.4.2 Seitendruckverhältnisse und Erdruchdruckbeiwert	44
2.4.3 Oberflächenreibungswinkel für die Pfahl-Boden-Interaktion	46
2.4.4 Verspannungseffekte infolge Dilatanz	48
2.4.5 Veränderung der Mantelreibung mit der Tiefe	50
2.4.6 Erforderliche Hebung zur vollen Mobilisierung der Mantelreibung	51
2.4.7 Mantelreibung von Zug- und Druckpfählen	53
2.4.8 Ankündigung des Versagens	56
2.4.9 Adhäsionsfaktor bindiger Böden	56
2.4.10 Gruppenverhalten	57
2.4.11 Zusammenfassung	61
3 Theoretische Grundlagen zu numerischen Berechnungen	63
3.1 Grundlegendes zur Finiten-Elemente-Methode	63
3.2 Stoffgesetze	66
3.2.1 Anforderungen an Stoffgesetze	66
3.2.2 Mohr-Coulomb	68
3.2.3 Hardening Soil	71

3.2.4	Zwischenbewertung	77
3.2.5	Undränierte Berechnungen	78
3.2.6	Hardening Soil mit small strain stiffness	80
3.3	Modellbildung	81
3.4	Empirische Formeln zur Abschätzung von Modellparametern	83
3.4.1	Nichtbindige Böden	83
3.4.2	Bindige Böden	84
3.5	Erdruhedruckbeiwert	87
4	Parameterstudien an Einzelpfählen	91
4.1	Hintergrund	91
4.2	Untersuchungen zur Symmetrie	91
4.3	Untersuchungen zum unteren Randabstand	97
4.4	Untersuchungen zur Dilatanz	98
4.5	Untersuchungen zur Querdehnzahl	106
4.6	Untersuchungen zu undränierten Zuständen	109
4.7	Untersuchungen zum Erdruhedruckbeiwert	113
4.8	Untersuchungen zur Pfahlneigung	117
4.9	Zusammenfassung	118
5	Voruntersuchungen zum Zugtragverhalten von Einzelpfählen	121
5.1	Vorbemerkungen	121
5.2	Statistische Auswertung	121
5.2.1	Beschreibung der Datengrundlage	121
5.2.2	Extrapolation der Widerstandshebungslinien	127
5.2.3	Überprüfung des Hyperbelverfahrens	130
5.2.4	Korrelation der Pfahlmantelreibung	132
5.2.5	Zusammenfassung	144
5.2.6	Überprüfung der angesetzten undränierten Scherfestigkeiten	148
5.3	Nachrechnung von statischen Pfahlprobebelastungen mittels FEM	150
5.3.1	Erläuterung zur Modellbildung	150
5.3.2	Nachrechnung mit vollem Verbund	152
5.3.3	Nachrechnung mit angepassten Verbundparametern	157
5.3.4	Bewertung	162
5.4	Erfahrungswerte für die Mantelreibung von auf Zug belasteten Fundexpfählen	164
5.4.1	Erneute statistische Auswertung unter Berücksichtigung empirischer Zusammenhänge	164
5.4.2	Theorie zum geminderten Tragverhalten	165
5.4.3	Bestimmung von Erfahrungswerten für das 10 %- und 50 %-Quantil	168
5.4.4	Vergleich mit den Erfahrungswerten für Druckpfähle	170
5.4.5	Zusammenfassung	174
6	Hauptuntersuchungen zum Zugtragverhalten von Einzelpfählen	177
6.1	Erläuterung	177

6.2	Durchführung der statistischen Auswertung	177
6.2.1	Änderungen gegenüber der Voruntersuchung	177
6.2.2	Durchlauf 1: nur nichtbindige Böden	179
6.2.3	Durchlauf 3: alle Pfähle	180
6.3	Numerische Nachrechnung der Pfahlprobelastungen mit korrelierten Modellparametern	183
6.4	Korrelation der Pfahlmantelreibung unter Annahme einer Reduktion in dicht gelagerten Sanden	192
6.5	Korrelation der Pfahlmantelreibung unter Annahme einer stetigen Zunahme mit der Lagerungsdichte	195
7	Voruntersuchungen zum Gruppentragverhalten	199
7.1	Vorbemerkungen	199
7.2	Erläuterung zur Modellbildung	199
7.3	Darstellung der Ergebnisse	202
7.4	Betrachtung der Spannungen	202
7.5	Gruppeneffektivität	205
7.6	Bewertung	208
8	Feldversuch in Hamburg	209
8.1	Beschreibung des Gruppenversuches in Hamburg	209
8.1.1	Versuchsplanung	209
8.1.2	Herstellung der Testpfähle	213
8.1.3	Nacherkundung des Baugrundes	215
8.1.4	Gruppenpfähle P1 bis P5 und Einzelpfahl P6	215
8.1.5	Extensometerpfahl P7	219
8.2	Numerische Simulation	226
8.2.1	Erste numerische Simulationen zum Feldversuch	226
8.2.2	Zweite numerische Simulation zum Feldversuch	230
8.2.3	Parameterstudien zu Pfahlgruppen	231
8.2.4	Dritte numerische Simulation	234
8.2.5	Vierte numerische Simulation	236
8.2.6	Fünfte numerische Simulation	237
8.3	Fazit	238
9	Hauptuntersuchungen zum Gruppentragverhalten	241
9.1	Parameterstudie in homogenen nichtbindigen Böden	241
9.1.1	Durchführung der Simulationen	241
9.1.2	Ausgleichsfunktion	247
9.1.3	Vergleich mit Blockversagen nach EC7-1	254
9.1.4	Anwendung auf Feldversuch	257
9.2	Parameterstudie in geschichtetem Boden	260
9.2.1	Überprüfung des bisherigen Ansatzes	260
9.2.2	Verbesserung des bisherigen Ansatzes	261

9.2.3	Überprüfung für größere Pfahldurchmesser	266
9.3	Zusammenfassung des Berechnungsansatzes	269
9.4	Anwendungsbeispiel	271
9.5	Bewertung	272
10	Praktische Anwendungsempfehlungen zur Pfahlbemessung	275
10.1	Tragverhalten Einzelpfähle	275
10.2	Tragverhalten von Zugpfahlgruppen	277
11	Zusammenfassung und Ausblick	279
	Literaturverzeichnis	281
A	Extrapolierte Widerstands-Hebungs-Linien	285
B	Verwendete Modellparameter	307
B-1	Erste Iteration V0 und V1	307
B-2	Zweite Iteration V2 mit Erfahrungswerten	307
C	Weitere Berechnungsergebnisse Feldversuch	317
D	Statistische Auswertung	323
D-1	Durchlauf 1	324
D-2	Durchlauf 3	327
E	Untersuchungen zu Pfahlgruppen	331
E-1	Parameterstudie in geschichteten Böden	331

Abbildungen

1.1	Wirkungsweise der Tiefgründung eines Freileitungsmastes unter horizontaler Belastung aus Wind (links) sowie typische Gründungssituation mit Baugruben und Abschlussbewehrung der Pfahlgruppen (rechts)	28
2.1	Übersicht der verschiedenen Pfahlsysteme nach den Herstellungsnormen DIN EN 1536, DIN EN 12699 und DIN EN 14199, aus <i>EA-Pfähle (2012)</i> .	32
2.2	Herstellung eines Fundexpfahles a) verlorene Spitze des Fundexpfahles mit einem Außendurchmesser von 56 cm b) Bohrerät nach dem Eindrehen des Rohres, Einführen des Bewehrungskorbes	33
2.3	Vorgänge zur Herstellung eines Fundexpfahles, aus Franki-Grundbau Firmenprospekt	33
2.4	Geometrie des Erdkörpers, aus <i>EA-Pfähle (2012)</i>	35
2.5	Modell zum Tragverhalten von Zugpfählen über Rotationsschalen aus <i>Quarg-Vonscheidt (2000)</i>	38
2.6	Erfahrungswerte für die Bruchmantelreibung in nichtbindigen Böden für das 10 %- und 50 %-Quantil, aus <i>Kempfert/Moormann (2018)</i>	42
2.7	Erfahrungswerte für den Spitzendruck in nichtbindigen Böden für das 10 %- und 50 %-Quantil, aus <i>Kempfert/Moormann (2018)</i>	42
2.8	Änderung des Erddruckbeiwertes $K_0 = \sigma'_h / \sigma'_v$ neben dem Pfahl durch den Rammvorgang aus <i>Witzel (2004)</i>	45
2.9	Innerer Reibungswinkel φ' und Oberflächenreibungswinkel δ von Stahl bei locker und dicht gelagerten Sanden, aus <i>Lehane et al. (1993)</i>	47
2.10	Darstellung typischer Schubspannungs-Dehnungs-Linien und Volumenänderungs-Dehnungs-Linien bei unterschiedlichen Lagerungsdichten und Konsolidierungsgraden, aus <i>v. Soos/Engel (2017)</i>	48
2.11	Durch Dilatanz überproportional zunehmende Mantelreibung in Abhängigkeit der Lagerungsdichte aus <i>Wernick (1978)</i>	49
2.12	Sägezahnmodell aus <i>Bolton (1986)</i> zur Beschreibung eines erhöhten Scherwiderstandes durch den Ansatz von Dilatanz	49
2.13	Mobilisierte Pfahlmantelreibung über die Tiefe für unterschiedliche große Zuglasten, aus <i>Wernick (1978)</i>	51

2.14	Vergleich der Mantelreibung von Zug- und Druckpfählen: Verhältnis der lokalen Mantelreibung τ und der für Druck- und Zugbelastung maximal gemessenen Mantelreibung τ_{\max} in Abhängigkeit der Tiefe über die Einbindelänge z/L mit den Messwerten aus <i>Brucy et al. (1991)</i> , <i>Beringen et al. (1979)</i> und <i>Mansur/Kaufman (1956)</i>	54
2.15	Erläuterung des Falltüreffekts bei Druckpfählen, erkennbar ist die reduzierte Mantelreibung τ_m in Nähe des Pfahlfußes, aus <i>Ripper (1984)</i>	54
2.16	Verhältnis der Mantelreibung infolge Druck- zu Zugbelastung Q_c/Q_t über die Einbindelänge z/L (a) mit Messwerten aus <i>Brucy et al. (1991)</i> , <i>Beringen et al. (1979)</i> und <i>Mansur/Kaufman (1956)</i> . Enthalten in (b) ist das Verhältnis von Mantelreibung infolge Zug- zu Druckbelastung Q_t/Q_c mit denselben Werten über die Einbindelänge. Die Mittelwerte werden über Ausgleichsfunktionen sichtbar gemacht.	55
2.17	Empfehlungen für die Pfahlmantelreibung τ_f und den Adhäsionsfaktor α nach <i>API (2014)</i> und <i>Werner (2006)</i>	57
2.18	Erläuterung des Gruppeneffektes über die aufnehmbare Pfahlkraft in Abhängigkeit des Pfahlrasters, aus <i>Quarg-Vonscheidt (2000)</i>	58
2.19	aufgenommene Zuglast der Innen-, Eck- und Randpfähle bei jeweils gleicher Hebung, aus <i>Borchert et al. (1998)</i>	59
2.20	Schalenkräfte infolge Pfahlbelastung für Druckpfähle, aus <i>Mörchen (2003)</i>	59
2.21	Gruppeneffektivität bei Druckpfählen in Abhängigkeit des Pfahlabstandes aus Modellversuchen, aus <i>Mörchen (2003)</i>	60
2.22	Überlagerung der aus einzelnen Schalen bestehenden Rotationsparabeln bei Druckpfählen, aus <i>Mörchen (2003)</i>	60
3.1	Darstellung eines Volumenelements in Form eines Tetraeders, aus <i>Brinkgreve et al. (2021)</i> . Punkte stellen Knoten dar, Kreuze sind Integrationspunkte.	65
3.2	plastischer Bereich von bilinearen Materialgesetzen, aus <i>Werkle (2008)</i> . Die Fließspannung zu Beginn ist als σ_F angegeben und steigt in b) und c) infolge plastischer Verformungen auf σ_{\max} an.	67
3.3	Bruchgerade nach Mohr-Coulomb für dränierte Böden, aus <i>Wehnert (2006)</i>	68
3.4	Fließflächen nach der Bruchbedingung von Mohr-Coulomb im Hauptspannungsraum nach <i>Wehnert (2006)</i>	69
3.5	Darstellung der Fließflächen beim Hardening Soil Modell, aus <i>Wehnert (2006)</i>	72
3.6	Spannungs-Dehnungs-Beziehung unter deviatorischer Belastung beim Hardening Soil Modell nach <i>Schanz (1998)</i> , aus <i>Wehnert (2006)</i>	73
3.7	Spannungs-Dehnungs-Kurve für Böden unter ödometrischer Kompression mit zunehmender Steifigkeit infolge Spannungserhöhung, aus <i>Brinkgreve et al. (2021)</i>	75
3.8	Fließflächen des Modells Hardening Soil in der p-q-Ebene (links) und in der Deviatorebene (rechts) nach <i>Schanz (1998)</i>	76

3.9	Effektive und totale Spannungspfade im undränierten Zustand mit den Stoffgesetzen Hardening Soil (HS) und Mohr-Coulomb (MC), aus <i>Wehnert (2006)</i>	80
3.10	Spannungs-Dehnungs-Kurve unter Berücksichtigung einer erhöheten Steifigkeit bei kleinen Dehnungen nach Richtungsumkehr, aus <i>Benz (2007)</i>	80
4.1	Baugrundschnitt sowie Grundriss des Berechnungsmodells mit den jeweiligen Parametern, Symmetrieachsen sind die Punkt-Strich-Linien gekennzeichnet, Maßangaben in Metern	92
4.2	Widerstandshebungslinien aus Durchlauf 1: Vergleich zwischen der Berechnung mit zwei, einer und ohne Symmetrieachsen bei feinem Netz	94
4.3	Widerstandshebungslinien aus Durchlauf 2: Vergleich von feiner, mittlerer und grober Netzfeinheit	94
4.4	Widerstandshebungslinien aus Durchlauf 3: Vergleich mit reduzierter Modellgröße (11, 14)	95
4.5	Widerstandshebungslinien aus Durchlauf 4: Vergleich mit einem vergrößerten Modell (21, 24) bei sehr feiner (a) und mittlerer (b) Netzgenerierung	96
4.6	Berechnete Widerstands-Hebungs-Linien bei Variation des Abstandes h zwischen Pfahlunterkante und unterem Modellrand	98
4.7	Darstellung des Berechnungsmodells bei Ausnutzung einer Symmetrieachse und der verwendeten Parameter für den angesetzten nichtbindigen Boden und den Pfahl	99
4.8	Berechnete WHL bei Verwendung des Mohr-Coulomb und des Hardening Soil Modells sowie mit und ohne Berücksichtigung von Dilatanz	100
4.9	Karthische Spannungszustände bei Verwendung der Modelle Mohr-Coulomb und Hardening Soil sowie mit Dilatanz ($\psi = 5^\circ$) und ohne Dilatanz ($\psi = 0^\circ$) 101	101
4.10	Isoliniendarstellung der effektiven Vertikalspannung σ'_{zz} infolge eine Zugbelastung am Pfahl mit resultierender Kopfverschiebung von $s = 4$ mm, mit den Stoffgesetzen Mohr-Coulomb (a) und Hardening Soil (b). Am Pfahl erkennbar sind eine betragsmäßige Erhöhung der Vertikalspannungen bei Mohr-Coulomb und eine starke Reduzierung beim Hardening Soil.	102
4.11	Vergleich der Zustände von Volumendehnung ε_V , Scherdehnung γ_s , Porenzahl e und Schubspannungen τ der Modelle Mohr-Coulomb und Hardening Soil mit Dilatanz ($\psi = 5^\circ$) und ohne Dilatanz ($\psi = 0^\circ$)	103
4.12	Veränderung des Spannungszustandes in der p-q-Ebene bei Verwendung des Mohr-Coulomb und des Hardening Soil Modells mit und ohne Berücksichtigung von Dilatanz	103
4.13	Vergleich der Hauptnormalspannungen bei Ansatz der Stoffgesetze Mohr-Coulomb und Hardening Soil mit Dilatanz ($\psi = 5^\circ$) und ohne Dilatanz ($\psi = 0^\circ$)	104
4.14	Berechnete Widerstands-Hebungs-Linien bei Verwendung des Mohr-Coulomb und des Hardening Soil Modells sowie mit und ohne Berücksichtigung von Dilatanz	104

4.15	Parametertest zur Beschränkung der Dilatanz beim Hardening Soil Modell mit $e_0 = 0,500$	105
4.16	Vergleich der Spannungspfade aus <i>Lehane et al. (1993)</i> mit denen aus der FEM für einen zugbelasteten Pfahl	105
4.17	Berechnete Widerstands-Hebungs-Linien mit variierender Querdehnzahl ν für den Pfahlquerschnitt	107
4.18	a) Spannungspfade in der p-q-Ebene und b) Normalspannung auf den Pfahl σ'_{xx} über die Pfahlkopfhebung s bei jeweils variierender Querdehnzahl ν für den Pfahlquerschnitt	107
4.19	Bei der Parameterstudie zu undrännierten bindigen Böden angesetzte Steifigkeiten E im Ausgangszustand	110
4.20	Darstellung der Spannungszustände aus der Parameterstudie zu undrännierten Böden: a) Widerstands-Hebungs-Linie, b) Horizontalspannung und c) Vertikalspannung am Pfahlmantel in Abhängigkeit der Hebung, d) p-q-Ebene	111
4.21	Effektive Vertikalspannungen in der undrännierten Analyse bei einer Pfahlkopfhebung von 20 mm, a) Hardening Soil Undrained (A), b) Hardening Soil Undrained (B)	113
4.22	Widerstands-Hebungs-Linien mit erhöhtem Erdruehdrukbeiwert $K_0 = 1,0$ in unterschiedlich großen Bereichen d um den Pfahlmantel	114
4.23	Widerstands-Hebungs-Linien mit erhöhten Erdruehdrukbeiwerten K_0 in einem Bereich $d = 1,0$ m um den Pfahlmantel	115
4.24	Spannungspfade bei unterschiedlichen Seitendruckverhältnissen K_0 am Spannungspunkt bei $x = -0,22$ m, $y = 0,07$ m, $z = -10,01$ m a) für die effektiven Normal- und Vertikalspannungen σ'_x bzw. σ'_z in Abhängigkeit der Hebung s , b) für die Deviatorspannung q und die mittlere effektive Spannung p . . .	116
4.25	Hauptspannungstrajektorien für einen Pfahl ohne umliegend verdichteten Boden (links) und mit erhöhtem Seitendruckverhältnis $K_0 = 2,0$ bei einer Breite von $d = 1,0$ m (rechts)	116
4.26	Widerstands-Hebungs-Linie (links) und Verteilung der Pfahlmantelreibung (rechts) für einen lotrechten und einen geneigten Pfahl in dicht gelagertem Sand	117
4.27	Widerstands-Hebungs-Linie (links) und Verteilung der Pfahlmantelreibung (rechts) für einen lotrechten und einen geneigten Pfahl in locker gelagertem Sand	118
5.1	Bodenprofile unterteilt in je vier Klassen für nichtbindige Böden nach Sondierwiderstand q_c und bindige Böden nach undrännierter Scherfestigkeit $c_{u,k}$	123
5.2	Einbindelängen der Testpfähle sortiert nach dem Sondierwiderstand q_c für nichtbindige Böden und undrännierter Scherfestigkeit $c_{u,k}$ für bindige Böden, Gruppierung von $>$ Untergrenze bis \leq Obergrenze	124
5.3	Standzeit zwischen Zeitpunkt der Pfahlherstellung und dem Zugversuch der einzelnen Probepfähle	125

5.4	In den statischen Probelastungen gemessene maximale Hebung s_m infolge der aufgetragenen Prüflast	126
5.5	Extrapolation mit Hilfe des Hyperbelverfahrens in normierter Darstellung .	127
5.6	Gegenüberstellung der maximalen Hebungen während der Versuche s_m zu den für die Extrapolation verwendeten Hebungen $s_1 = 5$ mm, s_k über die maximale Krümmung sowie $s_2 = 20$ mm	130
5.7	Extrapolierter Pfahlwiderstand und berechnete Hebung am Punkt der maximalen Krümmung der WHL mit einer bestimmten Ausgleichsgeraden sowie denen nach <i>EA-Pfähle (2012)</i> für auf Druck bzw. Zug belastete Bohrpfähle	130
5.8	Gemessene Widerstands-Hebungs-Linie bei statischer Pfahlprobelastung von T1 in Stade mit Ausgleichshyperbeln zur Extrapolation bei Berücksichtigung unterschiedlicher Datenbereiche	131
5.9	Gemessene Widerstands-Hebungs-Linie bei statischer Pfahlprobelastung von P6 in Hamburg mit Ausgleichshyperbeln zur Extrapolation bei Berücksichtigung unterschiedlicher Datenbereiche	131
5.10	Gemessene Widerstands-Hebungs-Linie bei statischer Pfahlprobelastung von Pfahl 49 mit Ausgleichshyperbeln zur Extrapolation bei Berücksichtigung unterschiedlicher Datenbereiche	132
5.11	Einbindelängen der in Durchlauf 1 berücksichtigten Probepfähle sortiert nach dem Sondierwiderstand q_c	135
5.12	Für Durchlauf 1 korrelierte Mantelreibung q_s in Abhängigkeit des Spitzendrucks der Drucksonde q_c für die Hebungen $s_1 = 5$ mm, s_k sowie $s_2 = 20$ mm über die 6 vordefinierten Ansätze	136
5.13	Vergleich der extrapolierten und der korrelierten Pfahlzugtragfähigkeiten $R_{m,sk}$ bzw. $R_{cal,sk}$ aus Durchlauf 1 für die Ansätze 5 (links) und 6 (rechts): a) Punktwolke $R_{m,s}$ zu $R_{cal,s}$ für alle 3 Hebungskriterien, b) relative Abweichung für die Hebung s_k und c) Dichtefunktion der relativen Abweichung für s_k	137
5.14	Aus Durchlauf 1 korrelierte Zugtragfähigkeit $R_{cal,s}$ nach Ansatz 5 und extrapolierter Widerstand $R_{m,s}$ angewandt auf alle 54 Testpfähle ohne Berücksichtigung von bindigen Böden	139
5.15	In Durchlauf 2 korrelierte Mantelreibung q_s in Abhängigkeit des Spitzendrucks der Drucksonde q_c und der charakteristischen undrännierten Scherfestigkeit für $c_{u,k}$ die Hebungen $s_1 = 5$ mm, s_k sowie $s_2 = 20$ mm über die 6 vordefinierten Ansätze für bindige und nichtbindige Böden	140
5.16	Vergleich der extrapolierten und der korrelierten Pfahlzugtragfähigkeiten $R_{m,sk}$ bzw. $R_{cal,sk}$ aus Durchlauf 2 für die Ansätze 5 (links) und 6 (rechts): a) Punktwolke $R_{m,s}$ zu $R_{cal,s}$ für alle 3 Hebungskriterien, b) relative Abweichung für die Hebung s_k und c) Dichtefunktion der relativen Abweichung für s_k	142

- 5.17 In Durchlauf 3 korrelierte Mantelreibung q_s in Abhängigkeit des Spitzendrucks der Drucksonde q_c und der charakteristischen undrännierten Scherfestigkeit für $c_{u,k}$ die Hebungen $s_1 = 5$ mm, s_k sowie $s_2 = 20$ mm über die 6 vordefinierten Ansätze für bindige und nichtbindige Böden 145
- 5.18 Vergleich der extrapolierten und der korrelierten Pfahlzugtragfähigkeiten $R_{m,sk}$ bzw. $R_{cal,sk}$ aus Durchlauf 3 für die Ansätze 5 (links) und 6 (rechts): a) Punktwolke $R_{m,s}$ zu $R_{cal,s}$ für alle 3 Hebungskriterien, b) relative Abweichung für die Hebung s_k und c) Dichtefunktion der relativen Abweichung für s_k 146
- 5.19 Aus Durchlauf 2 für Ansatz 5 erhaltene Funktionskurve zur Korrelation der Pfahlmantelreibung für nichtbindige Böden über q_c (links) und bindige Böden über $c_{u,k}$ (rechts) 147
- 5.20 Gegenüberstellung der undrännierten Scherfestigkeit aus dem Bodengutachten (charakteristisch), dem einaxialen Druckversuch sowie nach Korrelationsansätze von *Kausch (2010)* und *Lunne et al. (1997)* für Mast 324-008 der Trasse Flensburg-Audorf 148
- 5.21 Gegenüberstellung der undrännierten Scherfestigkeit aus dem Bodengutachten (charakteristisch), dem einaxialen Druckversuch sowie nach Korrelationsansätze von *Kausch (2010)* und *Lunne et al. (1997)* für Mast 324-009 der Trasse Flensburg-Audorf 149
- 5.22 Gegenüberstellung der undrännierten Scherfestigkeit aus dem Bodengutachten (charakteristisch), dem einaxialen Druckversuch sowie nach Korrelationsansätze von *Kausch (2010)* und *Lunne et al. (1997)* für Mast 324-010 der Trasse Flensburg-Audorf 149
- 5.23 Gegenüberstellung der undrännierten Scherfestigkeit aus dem Bodengutachten (charakteristisch), dem einaxialen Druckversuch sowie nach Korrelationsansätze von *Kausch (2010)* und *Lunne et al. (1997)* für Mast 324-151 der Trasse Flensburg-Audorf 150
- 5.24 Numerische Nachrechnung in PLAXIS 3D der Einzelpfähle in ausschließlich nichtbindigen Böden (blau) mit den gemessenen Widerstands-Hebungslinien aus den Probelastungen (rot, durchgezogen) bzw. der Extrapolation der WHL (rot, gestrichelt) 152
- 5.25 a) Darstellung der mit PLAXIS in ausschließlich nichtbindigen Böden bestimmten Mantelreibung q_s über den Spitzendruck der Drucksonde q_c , zu Vergleichszwecken mit den Ergebnissen der Regressionsanalyse aus Kapitel 5.2 b) Normalkraftverlauf aus PLAXIS mit sichtbaren Streuungen infolge der numerischen Integration 154
- 5.26 Numerische Nachrechnung in PLAXIS 3D der Einzelpfähle in teilweise bindigen Böden mit hoher Scherfestigkeit (blau), durchgezogen mit $R_{inter} = 1,0$ für bindige Böden, gestrichelt mit $R_{inter} = 0$ für bindige Böden. Vergleich mit den gemessenen Widerstands-Hebungslinien aus den Probelastungen (rot, durchgezogen) bzw. der Extrapolation der WHL (rot, gestrichelt). 155

5.27	Darstellung der mit PLAXIS bestimmten Mantelreibung q_s für Pfähle in bindigen Böden mit hoher Scherfestigkeit, zu Vergleichszwecken mit den Ergebnissen der Regressionsanalyse aus Kapitel 5.2 a) für nichtbindige Böden über den Spitzendruck der Drucksonde q_c b) für bindige Böden über die undrained Scherfestigkeit $c_{u,k}$	156
5.28	Numerische Nachrechnung in PLAXIS 3D der Einzelpfähle in teilweise bindigen Böden mit hoher Scherfestigkeit (blau), durchgezogen mit $R_{inter} = 1,0$ für bindige Böden, gestrichelt mit $R_{inter} = 0$ für bindige Böden. Vergleich mit den gemessenen Widerstands-Hebungs-Linien aus den Probelastungen (rot, durchgezogen) bzw. der Extrapolation der WHL (rot, gestrichelt).	157
5.29	In PLAXIS mit angepassten Verbundparametern nachgerechnete Widerstands-Hebungs-Linie von Pfahl 01-02	159
5.30	In PLAXIS mit angepassten Verbundparametern nachgerechnete Widerstands-Hebungs-Linie von Pfahl 04-06	160
5.31	In PLAXIS mit angepassten Verbundparametern nachgerechnete Widerstands-Hebungs-Linie von Pfahl 07-09	160
5.32	In PLAXIS mit angepassten Verbundparametern nachgerechnete Widerstands-Hebungs-Linie von Pfahl 19-21	161
5.33	In PLAXIS mit angepassten Verbundparametern nachgerechnete Widerstands-Hebungs-Linie von Pfahl 23	161
5.34	Darstellung der mit PLAXIS bestimmten Mantelreibung q_s mit angepassten Verbundparametern, zu Vergleichszwecken mit den Ergebnissen der Regressionsanalyse aus Kapitel 5.2 a) für nichtbindige Böden bestimmte Mantelreibung q_s über den Spitzendruck der Drucksonde q_c b) für bindige Böden bestimmte Mantelreibung q_s über die undrained Scherfestigkeit $c_{u,k}$	162
5.35	In PLAXIS mit angepassten Verbundparametern nachgerechnete Widerstands-Hebungs-Linie von Pfahl 35	162
5.36	In PLAXIS mit angepassten Verbundparametern nachgerechnete Widerstands-Hebungs-Linie von Pfahl 47	163
5.37	Darstellung der korrelierten Funktionen $q_s(q_c)$ und $q_s(c_{u,k})$ für die Hebungen s_1, s_k und s_2	165
5.38	Vergleich der mit den korrelierten Mantelreibungen ermittelten mit den gemessenen bzw. extrapolierten Pfahlwiderständen: Direkte Gegenüberstellung in a) und b), Dichtefunktionen für s_1, s_k und s_2 in c), d) und e)	166
5.39	Vergleich der korrelierten Pfahlmantelreibungen mit den numerischen Ergebnissen aus PLAXIS für die Hebung $s_2 = 20$ mm	167
5.40	Am Vortreibrohr haftende Kleischicht beim Herausziehvorgang	167
5.41	Bildung einer Trennschicht am Pfahlmantel bei der Pfahlinstallation	168
5.42	Darstellung der abgeleiteten Erfahrungswerte zur Korrelation der Pfahlmantelreibung von auf Zug beanspruchten Fundexpfählen in Abhängigkeit der Hebung, vergleichsweise mit den numerischen Ergebnissen aus Plaxis für die Hebung $s_2 = 20$ mm, Blasengöße skaliert mit Einbindelänge	171

5.43	Vergleich der berechneten Pfahlwiderstände R_{cal} für das 10 %-Quantil in a) und b) sowie das 50 %-Quantil in c) und d) mit den gemessenen Pfahlwiderständen R_m für die gewählten Hebungen	172
5.44	Dichtefunktionen der abgeleiteten Erfahrungswerte für das 10 %- und 50 %-Quantil bei unterschiedlichen Hebungen	173
5.45	Vergleich der korrelierten Pfahlmantelreibungen q_s für die Hebung $s_2 = 20$ mm mit den Erfahrungswerten nach <i>Werner (2006)</i> für nichtbindige Böden	174
5.46	Vergleich der korrelierten Pfahlmantelreibungen q_s für die Hebung $s_2 = 20$ mm mit den Erfahrungswerten nach <i>Werner (2006)</i> für bindige Böden .	174
5.47	Vergleich der Erfahrungswerte für bindige Böden bei $s_2 = 20$ mm mit den Empfehlungen für die Pfahlmantelreibung τ_f und den Adhäsionsfaktor α nach <i>API (2014)</i> für unterschiedliche Vertikalspannungen p'_0 und <i>Werner (2006)</i>	175
6.1	Übersicht der Bodenprofile der statischen Pfahlprobebelastungen	178
6.2	Verteilung der Einbindelängen der probebelasteten Pfähle über den Spitzendruck der Drucksonde bei nichtbindigen Böden (links) und die undrÄnirte Scherfestigkeit bei bindigen Böden (rechts)	179
6.3	Gegenüberstellung der in den statischen Pfahlprobebelastungen erreichten Hebungen mit den in den Extrapolationen angenommenen Hebungen (links) und Darstellung der bis zum Punkt der maximalen Krümmung extrapolierten Pfahlwiderstände R und der zugehörigen Hebungen s_k (rechts)	180
6.4	Korrelation zwischen dem Spitzendruck der Drucksonde q_c und der Pfahlmantelreibung q_s in den 16 betrachteten Bodenprofilen aus ausschließlich nichtbindigen Böden	181
6.5	Gegenüberstellung der extrpolierten Messwerte R_m und der aus der Korrelation berechneten Pfahlwiderstände R_{cal} nach Durchlauf 1	182
6.6	Korrelation zwischen dem Spitzendruck der Drucksonde q_c beziehungsweise der undrÄnirten Scherfestigkeit $c_{u,k}$ und der Pfahlmantelreibung q_s	183
6.7	Gegenüberstellung der extrpolierten Messwerte R_m und der aus der Korrelation berechneten Pfahlwiderstände R_{cal} nach Durchlauf 3	184
6.8	Qualitative Beschreibung des berechneten Tragverhaltens unter Berücksichtigung möglicher Einflussfaktoren	185
6.9	Nachrechnung der Probebelastung Pfahl 01-02 und Verteilung der Mantelreibung	186
6.10	Nachrechnung der Probebelastung Pfahl 03 und Verteilung der Mantelreibung	186
6.11	Nachrechnung der Probebelastung Pfahl 04-06 und Verteilung der Mantelreibung	186
6.12	Nachrechnung der Probebelastung Pfahl 07-09 und Verteilung der Mantelreibung	187
6.13	Nachrechnung der Probebelastung Pfahl 14 und Verteilung der Mantelreibung	187

6.14	Nachrechnung der Probelastung Pfahl 15-18 und Verteilung der Mantelreibung	187
6.15	Nachrechnung der Probelastung Pfahl 19-21 und Verteilung der Mantelreibung	188
6.16	Nachrechnung der Probelastung Pfahl 22 und Verteilung der Mantelreibung	188
6.17	Nachrechnung der Probelastung Pfahl 23 und Verteilung der Mantelreibung	188
6.18	Nachrechnung der Probelastung Pfahl 24 und Verteilung der Mantelreibung	189
6.19	Nachrechnung der Probelastung Pfahl 25 und Verteilung der Mantelreibung	189
6.20	Nachrechnung der Probelastung Pfahl 26-29 und Verteilung der Mantelreibung	189
6.21	Nachrechnung der Probelastung Pfahl 30-33 und Verteilung der Mantelreibung	190
6.22	Nachrechnung der Probelastung Pfahl 34 und Verteilung der Mantelreibung	190
6.23	Nachrechnung der Probelastung Pfahl 35 und Verteilung der Mantelreibung	190
6.24	Nachrechnung der Probelastung Pfahl 36 und Verteilung der Mantelreibung	191
6.25	Nachrechnung der Probelastung Pfahl 40 und Verteilung der Mantelreibung	191
6.26	Nachrechnung der Probelastung Pfahl 41 und Verteilung der Mantelreibung	191
6.27	Nachrechnung der Probelastung Pfahl 47 und Verteilung der Mantelreibung	192
6.28	Abgeleitete Erfahrungswerte für die Pfahlmantelreibung für das 50 %-Quantil und eine Hebung von $s_1 = 5$ mm	193
6.29	Abgeleitete Erfahrungswerte für die Pfahlmantelreibung für das 50 %-Quantil und eine Hebung von $s_k \approx 8,1$ mm	194
6.30	Abgeleitete Erfahrungswerte für die Pfahlmantelreibung für das 50 %-Quantil und eine Hebung von $s_2 = 20$ mm	195
6.31	Abgeleitete Erfahrungswerte für die Pfahlmantelreibung für das 50 %-Quantil mit den Werten der Regressionsanalysen und der numerischen Berechnungen für eine Hebung von $s_k \approx 8,1$ mm	196
6.32	Abgeleitete Erfahrungswerte für die Pfahlmantelreibung für das 10 %-Quantil mit den Werten der Regressionsanalysen und der numerischen Berechnungen für eine Hebung von $s_k \approx 8,1$ mm	197
7.1	Für die Berechnungen an Pfahlgruppen verwendetes Basismodell a) Schnitt mit Maßangaben in [m], b) isometrische Darstellung der geviertelten Gruppen in PLAXIS 3D	201
7.2	Auszug der berechneten Widerstands-Hebungs-Linien mit variierenden Achsabständen in der Pfahlgruppe	203
7.3	Darstellung der effektiven Horizontalspannungen σ'_{xx} bei einer Hebung von $s = 10$ mm für einen Einzelpfahl, Pfahlgruppen mit $a = 0,75$ m, $a = 1,00$ m, $a = 2,50$ m und $a = 4,00$ m	204
7.4	Darstellung der effektiven Vertikalspannungen σ'_{zz} bei einer Hebung von $s = 10$ mm für einen Einzelpfahl, Pfahlgruppen mit $a = 0,75$ m, $a = 1,00$ m, $a = 2,50$ m und $a = 4,00$ m	204

7.5	Darstellung der Hauptspannungstrajektorien bei einer Hebung von $s = 10$ mm für einen Einzelpfahl, Pfahlgruppen mit $a = 0,75$ m, $a = 1,00$ m, $a = 2,50$ m und $a = 4,00$ m	205
7.6	Vergößerte Darstellung der Hauptspannungstrajektorien bei einer Hebung von $s = 10$ mm für eine Pfahlgruppen $a = 1,00$ m	205
7.7	Gruppeneffektivität ρ in Abhängigkeit des Achsabstandes a , des Durchmessers D und der in tragfähige Schichten einbindende Pfahllänge L	206
8.1	Ergebnisse der auf dem benachbarten Baufeld durchgeführten Bodenaufschlüsse	211
8.2	Netz des Berechnungsmodells für die Vorprognose von Gruppe 2. Dimensionen: $\Delta x = 17,5$ m, $\Delta y = 17,5$ m, $\Delta z = 18$ m	212
8.3	Skizzierter Versuchsaufbau für den Gruppenversuch in Hamburg	213
8.4	Nach der Pfahlherstellung gemessene Lage der Pfahlgruppe, Angaben in [m]	213
8.5	Nach der Pfahlherstellung gemessene Lage der benachbarten Einzelpfähle, Angaben in [m]	214
8.6	Manometerdruckverlauf über die Tiefe für die 7 Versuchspfähle in Hamburg	214
8.7	Anordnung der durchgeführten Nacherkundung in Form von Drucksondierungen und einer Kleinrammbohrung	215
8.8	Festgelegte Schichtgrenzen für das Bodenprofil der Pfähle P1 bis P5	216
8.9	Festgelegte Schichtgrenzen für das Bodenprofil des Pfahles P6	216
8.10	Festgelegte Schichtgrenzen für das Bodenprofil des Pfahles P7	217
8.11	Fotos des Versuchsaufbaus der Pfahlgruppe	218
8.12	Gemessene Pfahlwiderstände und Hebungen über die Versuchsdauer	219
8.13	Last-Hebungs-Linien: links über den Widerstand je Gruppenpfahl, rechts über den Gesamtwiderstand der Gruppe	219
8.14	Mittels Extensometer gemessene Dehnung und vom Pfahlkopf aus zurückgerechnete Pfahlverschiebung (links), Gemessene Pfahlhebung und Hebung des umliegenden Baugrunds während der Pfahlprobelastung von Pfahl P6 (rechts)	220
8.15	Messergebnisse der Extensometer und aufgebrachte Zuglast von Pfahl P7 über die Zeit	220
8.16	Gemessene Widerstands-Hebungs-Linie von Pfahl P7	221
8.17	Mittels Extensometer gemessene Dehnung und vom Pfahlkopf aus zurückgerechnete Pfahlverschiebung	222
8.18	Unter Annahme einer in Homogenbereichen konstanten Mantelreibung berechneter Normalkraftverlauf	223
8.19	Unter Ansatz von Knotenlasten berechnete Normalkraft im Pfahl	224
8.20	Unter Ansatz von Knotenlasten berechnete Normalkraft im Spannstahl	224
8.21	Unter Ansatz von Knotenlasten berechnete Mantelreibung und Validierung über Kopfverschiebung des Spannstahls	225
8.22	Berechnete Widerstands-Hebungs-Linien für den Einzelpfahl P6	226
8.23	Vergleich der berechneten Pfahlmantelreibung	228

8.24	Berechnete Widerstands-Hebungs-Linien für den Einzelpfahl P6	228
8.25	Berechnete Mantelreibung des Innenpfahles P1 und der Eckpfähle P2 und P3 für die Phase 1 bis 3 bei Hebungen von $s_1 = 3$ mm, $s_2 = 10$ mm und $s_3 = 25$ mm	229
8.26	Untersuchung zur Sensitivität des Systems auf den Achsabstand a zwischen Innen- und Eckpfahl	229
8.27	Berechnete Widerstands-Hebungs-Linien für den Einzelpfahl P6	230
8.28	Berechnete Widerstands-Hebungs-Linien für den Einzelpfahl P6	231
8.29	Berechnete Mantelreibung des Innenpfahles P1 und der Eckpfähle P2 und P3 für die Phase 1 bis 3 bei Hebungen von $s_1 = 3$ mm, $s_2 = 10$ mm und $s_3 = 25$ mm	231
8.30	Gemessene und im Modell P6 111 berechnete Hebung des umgebenden Baugrunds für eine Zuglast von $F = 1200$ kN	232
8.31	Widerstands-Hebungs-Linien bei Variation der Eingabeparameter	233
8.32	Widerstands-Hebungs-Linien bei Variation der Eingabeparameter	233
8.33	Gesamtwiderstand der Pfahlgruppe bei einer Hebung von $s = 25$ mm unter dem Einfluss einer Verringerung bzw. Erhöhung spezifischer Bodenparameter	234
8.34	Berechnete Widerstands-Hebungs-Linien	235
8.35	Berechnete Mantelreibung des Innenpfahles P1 und der Eckpfähle P2 und P3 für die Phase 1 bis 3 bei Hebungen von $s_1 = 3$ mm, $s_2 = 10$ mm und $s_3 = 25$ mm	235
8.36	Betrachtung der Spannungen und Verformungen der Pfahlgruppe 108 . . .	236
8.37	Berechnete Widerstands-Hebungs-Linien	237
8.38	Berechnete Mantelreibung des Innenpfahles P1 und der Eckpfähle P2 und P3 für die Phase 1 bis 3 bei Hebungen von $s_1 = 3$ mm, $s_2 = 10$ mm und $s_3 = 25$ mm	238
8.39	Berechnete Widerstands-Hebungs-Linien	238
8.40	Berechnete Mantelreibung des Innenpfahles P1 und der Eckpfähle P2 und P3 für die Phase 1 bis 3 bei Hebungen von $s_1 = 3$ mm, $s_2 = 10$ mm und $s_3 = 25$ mm	239
9.1	Gruppenverhalten aller untersuchten Gruppenkonstellationen in nichtbindigen Böden	242
9.2	Gruppenverhalten der Eckpfähle aller untersuchten Gruppenkonstellationen in nichtbindigen Böden	243
9.3	Gruppenverhalten der Randpfähle aller untersuchten Gruppenkonstellationen in nichtbindigen Böden	243
9.4	Gruppenverhalten der Innenpfähle aller untersuchten Gruppenkonstellationen in nichtbindigen Böden	244
9.5	Vergleich des Gruppenverhaltens von Eck-, Rand- und Innenpfählen mit Mittelwerten	244

9.6	Verteilung der effektiven Horizontalspannungen σ'_x bei einer Hebung von $s = 8,1$ mm im vertikalen Schnitt durch das Modell der Gruppe 2x2 in locker gelagertem Sand mit einem Achsabstand von 5 m	245
9.7	Verteilung der effektiven Horizontalspannungen σ'_x bei einer Hebung von $s = 20$ mm im vertikalen Schnitt durch das Modell der Gruppe 2x2 in locker gelagertem Sand mit einem Achsabstand von 5 m	246
9.8	Verteilung der effektiven Vertikalspannungen σ'_z bei einer Hebung von $s = 8,1$ mm im vertikalen Schnitt durch das Modell der Gruppe 2x2 in locker gelagertem Sand mit einem Achsabstand von 5 m	246
9.9	Verteilung der effektiven Vertikalspannungen σ'_z bei einer Hebung von $s = 20$ mm im vertikalen Schnitt durch das Modell der Gruppe 2x2 in locker gelagertem Sand mit einem Achsabstand von 5 m	247
9.10	Basisfunktion aus der Ausgleichskurve für die Gruppe 3x2 mit $I_D = 0,5$ und $L = 7,5$ m	248
9.11	Ausgleichskurven für variierende Gruppengrößen mit $I_D = 0,5$ und $L = 11$ m	248
9.12	Hyperbelparameter zur Ermittlung der Ausgleichskurve für variierende Gruppengrößen mit $I_D = 0,5$ und $L = 7,5$ m	249
9.13	Anwendung der ermittelten Funktionen zur Bestimmung der Gruppeneffektivität für unterschiedliche Gruppengrößen mit $I_D = 0,5$ und $L = 11$ m . . .	249
9.14	Ausgleichskurven für variierende Lagerungsdichten mit $n = 6$ und $L = 11$ m	250
9.15	Hyperbelparameter zur Ermittlung der Ausgleichskurve für variierende Lagerungsdichten mit $n = 6$ und $L = 11$ m	250
9.16	Anwendung der ermittelten Funktionen zur Bestimmung der Gruppeneffektivität für unterschiedliche Lagerungsdichten mit $n = 6$ und $L = 11$ m . . .	251
9.17	Anwendung der ermittelten Funktionen zur Bestimmung der Gruppeneffektivität für unterschiedliche Gruppengrößen Lagerungsdichten mit $L = 11$ m	252
9.18	Ausgleichskurven für variierende Einbindelängen mit $n = 6$ und $I_D = 0,5$. .	252
9.19	Hyperbelparameter zur Ermittlung der Ausgleichskurve für variierende Einbindelängen mit $n = 6$ und $I_D = 0,5$	253
9.20	Anwendung der ermittelten Funktionen zur Bestimmung der Gruppeneffektivität für unterschiedliche Einbindelängen mit $n = 6$ und $I_D = 0,5$	253
9.21	Anwendung der ermittelten Funktionen zur Bestimmung der Gruppeneffektivität für unterschiedliche Gruppengrößen, Lagerungsdichten und Einbindelängen	254
9.22	Überprüfung der ermittelten Funktionen zur Bestimmung der Gruppeneffektivität für alle Achsabstände	255
9.23	Gruppenverhalten aller untersuchten Gruppenkonstellationen	257
9.24	Gruppeneffektivität bei Ansatz des Blockversagens ohne Reibungskräfte . .	258
9.25	Gruppeneffektivität bei Ansatz des Blockversagens mit charakteristischen Reibungskräften T_k	258
9.26	Gruppeneffektivität bei Ansatz des Blockversagens mit mittleren Reibungskräften T_m	259
9.27	Gruppenverhalten aller untersuchten Gruppenkonstellationen	260

9.28	Gruppenverhalten aller untersuchten Gruppenkonstellationen	261
9.29	Überprüfung des Gruppenfaktors ρ auf die Pfahlgruppen in geschichteten Böden mit $I_D = 0,25$	261
9.30	Überprüfung des Gruppenfaktors ρ auf die Pfahlgruppen in geschichteten Böden mit $I_D = 0,5$	262
9.31	Überprüfung des Gruppenfaktors ρ auf die Pfahlgruppen in geschichteten Böden mit $I_D = 0,8$	262
9.32	Gegenüberstellung der mit dem neuen Berechnungsansatz und in Plaxis ermittelten Gruppeneffektivitäten ρ (links) und Dichtefunktion der Abweichung des Berechnungsansatzes (rechts) für alle Berechnungen in nichtbindigen und geschichteten Böden	263
9.33	normierte Gruppeneffektivität ρ_{norm} für eine bezogene Lagerungsdichte $I_D = 0,5$ und allen berücksichtigten Einbindelängen	263
9.34	Hilfswerte der Hyperbelfunktionen zur Bestimmung der normierten Gruppeneffektivität für die 2x2 Gruppe (oben links), 3x2 Gruppe (oben rechts), 3x3 Gruppe (unten links) und 5x5 Gruppe (unten rechts)	264
9.35	Ableitung der Hilfsparameter zur Korrelation der Gruppeneffektivität über Einbindelänge und Gruppengröße	264
9.36	Überprüfung der abgeleiteten Hilfswerte δ_i (rechts) sowie daraus ermittelte Gruppeneffektivität ρ (links)	265
9.37	Ermittlung des empirischen Anpassungsfaktor ζ	266
9.38	Gegenüberstellung der abgeleiteten Hilfswerte zur Berechnung der Gruppeneffektivität für Böden mit $I_D = 0,5$	266
9.39	Dichtefunktion der abgeleiteten Hilfswerte zur Berechnung der Gruppeneffektivität für Böden mit $I_D = 0,5$	267
9.40	Gegenüberstellung der abgeleiteten Hilfswerte zur Berechnung der Gruppeneffektivität für Böden mit unterschiedlichen Lagerungsdichten	267
9.41	Dichtefunktion der abgeleiteten Hilfswerte zur Berechnung der Gruppeneffektivität für Böden mit unterschiedlichen Lagerungsdichten	268
9.42	Anwendung des neuen Berechnungsansatzes auf Gruppen mit Pfahldurchmessern $D = 56$ cm	269
9.43	Dichtefunktion nach Anwendung des neuen Berechnungsansatzes auf Gruppen mit Pfahldurchmessern $D = 56$ cm	269
9.44	Anwendung des neuen Berechnungsansatzes auf den Feldversuch in Hamburg	272
9.45	Hyperbelparameter H_1 und H_2 in Abhängigkeit von I_D , L und n	273
9.46	Gruppeneffektivität in Abhängigkeit von I_D , L und n	274
10.1	Abgeleitete Erfahrungswerte für die Pfahlmantelreibung für das 50 %-Quantil und eine Hebung von $s_1 = 5$ mm	276
C-0.1	Nachrechnung der Probelastung Pfahl 01-02 und Verteilung der Mantelreibung	317
C-0.2	Nachrechnung der Probelastung Pfahl 03 und Verteilung der Mantelreibung	318

C-0.3	Nachrechnung der Probelastung Pfahl 19-21 und Verteilung der Mantelreibung	318
C-0.4	Nachrechnung der Probelastung Pfahl 22 und Verteilung der Mantelreibung	319
C-0.5	Nachrechnung der Probelastung Pfahl 23 und Verteilung der Mantelreibung	319
C-0.6	Nachrechnung der Probelastung Pfahl 24 und Verteilung der Mantelreibung	320
C-0.7	Nachrechnung der Probelastung Pfahl 25 und Verteilung der Mantelreibung	320
C-0.8	Nachrechnung der Probelastung Pfahl 26-29 und Verteilung der Mantelreibung	321
C-0.9	Nachrechnung der Probelastung Pfahl 40 und Verteilung der Mantelreibung	321
C-0.10	Nachrechnung der Probelastung Pfahl 41 und Verteilung der Mantelreibung	322
C-0.11	Nachrechnung der Probelastung Pfahl 47 und Verteilung der Mantelreibung	322
D-1.1	Gegenüberstellung der extrpolierten Messwerte R_m und der relativen Abweichung zu den berechneten Pfahlwiderständen ΔR nach Durchlauf 1 . . .	324
D-1.2	Dichtefunktionen der Normalverteilung aus der Überprüfung der statistischen Auswertung in Durchlauf 1 mit Verfahren 1	325
D-1.3	Dichtefunktionen der Normalverteilung aus der Überprüfung der statistischen Auswertung in Durchlauf 1 mit Verfahren 2	325
D-1.4	Dichtefunktionen der Normalverteilung aus der Überprüfung der statistischen Auswertung in Durchlauf 1 mit Verfahren 3	325
D-1.5	Dichtefunktionen der Normalverteilung aus der Überprüfung der statistischen Auswertung in Durchlauf 1 mit Verfahren 4	326
D-1.6	Dichtefunktionen der Normalverteilung aus der Überprüfung der statistischen Auswertung in Durchlauf 1 mit Verfahren 5	326
D-1.7	Dichtefunktionen der Normalverteilung aus der Überprüfung der statistischen Auswertung in Durchlauf 1 mit Verfahren 6	326
D-2.8	Gegenüberstellung der extrpolierten Messwerte R_m und der relativen Abweichung zu den berechneten Pfahlwiderständen ΔR nach Durchlauf 3 . . .	327
D-2.9	Dichtefunktionen der Normalverteilung aus der Überprüfung der statistischen Auswertung in Durchlauf 3 mit Verfahren 1	328
D-2.10	Dichtefunktionen der Normalverteilung aus der Überprüfung der statistischen Auswertung in Durchlauf 3 mit Verfahren 2	328
D-2.11	Dichtefunktionen der Normalverteilung aus der Überprüfung der statistischen Auswertung in Durchlauf 3 mit Verfahren 3	328
D-2.12	Dichtefunktionen der Normalverteilung aus der Überprüfung der statistischen Auswertung in Durchlauf 3 mit Verfahren 4	329
D-2.13	Dichtefunktionen der Normalverteilung aus der Überprüfung der statistischen Auswertung in Durchlauf 3 mit Verfahren 5	329
D-2.14	Dichtefunktionen der Normalverteilung aus der Überprüfung der statistischen Auswertung in Durchlauf 3 mit Verfahren 6	329
E-1.1	In Plaxis berechnete Gruppeneffektivität ρ für Pfahlgruppen in geschichteten und homogenen Böden mit $I_D = 0,25$	331

E-1.2	In Plaxis berechnete Gruppeneffektivität ρ für Pfahlgruppen in geschichteten und homogenen Böden mit $I_D = 0,5$	332
E-1.3	In Plaxis berechnete Gruppeneffektivität ρ für Pfahlgruppen in geschichteten und homogenen Böden mit $I_D = 0,8$	332

Tabellen

2.1	Bemessungswerte für den dimensionslosen Mantelreibungsfaktor β zur Ermittlung der Pfahlmantelreibung in nichtbindigen Böden, aus <i>API (2014)</i> . . .	39
2.2	Zusammenstellung von Standardabweichungen s für das 50 %-Quantil aus Untersuchungen anderer Autoren zur Ableitung von Erfahrungswerten . . .	41
2.3	Zusammenstellung von experimentellen Untersuchungen an auf Zug belasteten Einzelfählen anderer Autoren	44
2.4	Zusammenstellung von experimentellen Untersuchungen an auf Zug belasteten Pfahlgruppen anderer Autoren	44
2.5	Empfehlungen des Reibungswinkels zwischen Boden und Pfahl δ nach <i>API (2000)</i> und des inneren Reibungswinkels nach <i>EAU (2020)</i> für Sandböden in Abhängigkeit der Lagerungsdichte	47
2.6	Verhältnis der Mantelreibung bei Zug- und Druckpfählen Q_t/Q_c aus angegebenden Literaturquellen	53
3.1	Nach der Elementverteilung vordefinierte Werte für den Elementgrößenfaktor r_e , aus <i>Brinkgreve et al. (2021)</i>	83
3.2	Lagerungsdichte zur bezogenen Lagerungsdichte I_D und zum Spitzenwiderstand der Drucksonde q_c nach <i>Floss (2011)</i>	84
3.3	Empirische Erfahrungswerte für exemplarische bezogene Lagerungsdichten aus <i>Brinkgreve et al. (2010)</i> , ergänzt um die erste Zeile	85
3.4	Anhaltswerte für charakteristische Werte von Bodenkenngrößen für nichtbindige Böden nach EAU 2020 mit Ergänzungen in Anlehnung an Tab. 3.3	85
3.5	Anhaltswerte für charakteristische Werte von Bodenkenngrößen für nichtbindige Böden nach EAU 2020 mit Ergänzungen in Anlehnung an Tab. 3.3	85
3.6	Anhaltswerte für charakteristische Werte von Bodenkenngrößen für nichtbindige Böden nach EAU 2020 mit Ergänzungen in Anlehnung an Tab. 3.3	86
3.7	Anhaltswerte für charakteristische Werte von Bodenkenngrößen für nichtbindige Böden nach EAU 2020 mit Ergänzungen in Anlehnung an Tab. 3.3	86

3.8	Anhaltswerte für charakteristische Werte von Bodenkenngrößen für anorganische bindige Böden mit leicht plastischen Eigenschaften aus EAU 2020, ergänzt um Zeile 5 und 7	87
3.9	Anhaltswerte für charakteristische Werte von Bodenkenngrößen für anorganische bindige Böden mit mittelplastischen Eigenschaften aus EAU 2020, ergänzt um Zeile 5 und 7	87
3.10	Anhaltswerte für charakteristische Werte von Bodenkenngrößen für anorganische bindige Böden mit leicht plastischen Eigenschaften aus EAU 2020, ergänzt um Zeile 5 und 7	87
3.11	Anhaltswerte für charakteristische Werte von Bodenkenngrößen für anorganische bindige Böden mit mittelplastischen Eigenschaften aus EAU 2020, ergänzt um Zeile 5 und 7	88
3.12	Anhaltswerte für charakteristische Werte von Bodenkenngrößen für anorganische bindige Böden mit stark plastischen Eigenschaften aus EAU 2020, ergänzt um Zeile 5 und 7	88
4.1	Berechnungsmodelle mit wesentlichen Eigenschaften für die Untersuchungen zu Symmetrieachsen und der Netzfeinheit	93
4.2	Für die Parameterstudie zu undrännierten bindigen Böden verwendete Stoffgesetze und Bodenparameter	110
5.1	Belastungsstufen für Abnahmezugversuche	125
5.2	Gewählte Funktionen $q_s(q_c)$ bzw. $q_s(c_{u,k})$ zur Korrelation der Pfahlmantelreibung	133
5.3	Standardabweichung und Mittelwerte der Regressionsanalyse für unterschiedliche Hebungen aus Durchlauf 1	136
5.4	Standardabweichung und Mittelwerte der Regressionsanalyse aus Durchlauf 1 unter Anwendung auf alle 54 Testpfähle ohne Berücksichtigung von bindigen Böden für die 3 Hebungskriterien	138
5.5	Standardabweichungen und Mittelwerte der Regressionsanalyse aus Durchlauf 2	139
5.6	Standardabweichung und Mittelwerte der Regressionsanalyse aus Durchlauf 3	144
5.7	Ergebnisse der Regressionsanalyse aus Durchlauf 2 für Ansatz 5	147
5.8	Zusammenfassung der statistischen Kennwerte für die abgeleiteten Erfahrungswerte für die unterschiedlichen Pfahlkopfhebungen und die beiden Quantile	169
5.9	Für nichtbindige Böden ohne aufliegende bindige Böden korrelierte Pfahlmantelreibung in Abhängigkeit des Spitzenwiderstands der Drucksonde q_c für das 10 %- und 50 %-Quantil bei unterschiedliche Hebungen	170
5.10	Für nichtbindige Böden unterhalb bindiger Böden korrelierte Pfahlmantelreibung in Abhängigkeit des Spitzenwiderstands der Drucksonde q_c für das 10 %- und 50 %-Quantil bei unterschiedliche Hebungen	170

5.11	Für bindige Böden korrelierte Pfahlmantelreibung in Abhängigkeit der un- dränierten Scherfestigkeit $c_{u,k}$ für das 10 %- und 50 %-Quantil bei unter- schiedliche Hebungen	170
8.1	Modellparameter für die Vorprognose, gewendetes Stoffgesetz: Hardening Soil211	
8.2	Schichteneinteilung nach Durchführung der Nacherkundung mittels DPL . .	215
8.3	Verwendete Modellparameter für die Nachrechnung der Gruppenpfahlpro- bebelastung	227
8.4	Verwendete Parameter in der Untersuchung zum Gruppentragverhalten . .	232
9.1	Modellparameter für die Untersuchung zum Gruppenverhalten in homoge- nen nichtbindigen Böden	242
10.1	Spannen der Erfahrungswerte für die charakteristische Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ für auf Zug belastete Fundexpfähle in nichtbindigen Böden	275
10.2	Spannen der Erfahrungswerte für die charakteristische Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ für auf Zug belastete Fundexpfähle in bindigen Böden	276
B.1	Bodenkennwerte für Pfahl 01-02	307
B.2	Bodenkennwerte für Pfahl 03	307
B.3	Bodenkennwerte für Pfahl 04-06	308
B.4	Bodenkennwerte für Pfahl 07-09	308
B.5	Bodenkennwerte für Pfahl 14	308
B.6	Bodenkennwerte für Pfahl 15-18	308
B.7	Bodenkennwerte für Pfahl 19-22	309
B.8	Bodenkennwerte für Pfahl 23	309
B.9	Bodenkennwerte für Pfahl 24	309
B.10	Bodenkennwerte für Pfahl 25	309
B.11	Bodenkennwerte für Pfahl 26-29	310
B.12	Bodenkennwerte für Pfahl 30-33	310
B.13	Bodenkennwerte für Pfahl 34	310
B.14	Bodenkennwerte für Pfahl 35	310
B.15	Bodenkennwerte für Pfahl 36	311
B.16	Bodenkennwerte für Pfahl 40	311
B.17	Bodenkennwerte für Pfahl 41	311
B.18	Bodenkennwerte für Pfahl 47	311
B.19	Bodenkennwerte für Pfahl 01-02	312
B.20	Bodenkennwerte für Pfahl 03	312
B.21	Bodenkennwerte für Pfahl 04-06	312
B.22	Bodenkennwerte für Pfahl 07-09	313
B.23	Bodenkennwerte für Pfahl 14	313
B.24	Bodenkennwerte für Pfahl 15-18	313
B.25	Bodenkennwerte für Pfahl 19-22	314
B.26	Bodenkennwerte für Pfahl 23	314

B.27 Bodenkennwerte für Pfahl 24	314
B.28 Bodenkennwerte für Pfahl 25	315
B.29 Bodenkennwerte für Pfahl 26-29	315
B.30 Bodenkennwerte für Pfahl 30-33	315
B.31 Bodenkennwerte für Pfahl 34	315
B.32 Bodenkennwerte für Pfahl 35	316
B.33 Bodenkennwerte für Pfahl 36	316
B.34 Bodenkennwerte für Pfahl 40	316
B.35 Bodenkennwerte für Pfahl 41	316
B.36 Bodenkennwerte für Pfahl 47	316

1 Einleitung

Pfahlgründungen werden insbesondere in der norddeutschen Marschlandschaft erforderlich, da der oberflächennahe Boden nur eine sehr geringe Tragfähigkeit aufweist. Der Lastabtrag bei auf Druck belasteten Pfählen erfolgt über Mantelreibung und Spitzendruck in tieferliegende tragfähige Schichten. Bei Freileitungsmasten, Offshoreplattformen oder Rückverankerungen können die Pfähle auch Zuglasten ausgesetzt sein (Abb. 1.1), wobei der Lastabtrag ausschließlich über Mantelreibung erfolgt. Die Pfahlmantelreibung von Zugpfählen kann nicht mit der bei Druckbelastung gleichgesetzt werden, da hier ein verändertes bodenmechanisches Verhalten des umgebenden Baugrundes auftritt.

Da das Tragverhalten von sowohl Druck- als auch Zugpfählen zum derzeitigen Stand mit mechanischen Modellen nicht vollständig abgebildet werden kann, fordert das *Handbuch Eurocode 7-1 (2015)* Pfahlprobelastungen zur Sicherstellung des Lastabtrags. Die Durchführung von statischen Pfahlprobelastungen ist jedoch mit einem großen Kostenaufwand verbunden. Zur Abschätzung des Tragverhaltens und der Bestimmung der erforderlichen Pfahllänge dürfen Erfahrungswerte von vergleichbaren Baugrundverhältnissen für dieselben Pfahlsysteme verwendet werden. Für diverse Pfahlsysteme wurden in der Vergangenheit Erfahrungswerte für den Spitzenwiderstand q_b und die Pfahlmantelreibung q_s in Abhängigkeit der Baugrundverhältnisse über den Spitzenwiderstand der Drucksonde q_c für nichtbindige Böden und die charakteristische undrained Scherfestigkeit $c_{u,k}$ für bindige Böden abgeleitet und in die anerkannten Regeln der Technik *EA-Pfähle (2012)* aufgenommen.

Im Zuge der Energiewende werden in Deutschland die Nord-Süd-Stromtrassen ausgebaut. Die Gründung der Freileitungsmasten für die 380 KV-Leitungen in den norddeutschen Böden erfolgt dabei vorwiegend mit in Gruppen angeordneten Pfählen des Typs *Fundex*. Bisher sind in der *EA-Pfähle (2012)* nur Erfahrungswerte für auf Druck belastete Fundexpfähle in nichtbindigen Böden angegeben. Durch das von der EKSH geförderte Forschungsprojekt an der Technischen Hochschule Lübeck in Kooperation mit der Fa. König Pfahlgründung GmbH aus Stade soll diese Bemessungslücke geschlossen werden. Dafür werden auf Zug durchgeführte statische Pfahlprobelastungen an Einzelpfählen mit statistischen Methoden ausgewertet und Erfahrungswerte für das Zugtragverhalten von Fundexpfählen abgeleitet. Zudem wird die Interaktion von Gruppenpfählen durch dreidimensionale numerische Simulationen untersucht. Das Ziel des Forschungsprojektes ist es, den Aufwand bei der Planung und Durchführung von Tiefgründungen für Freilei-

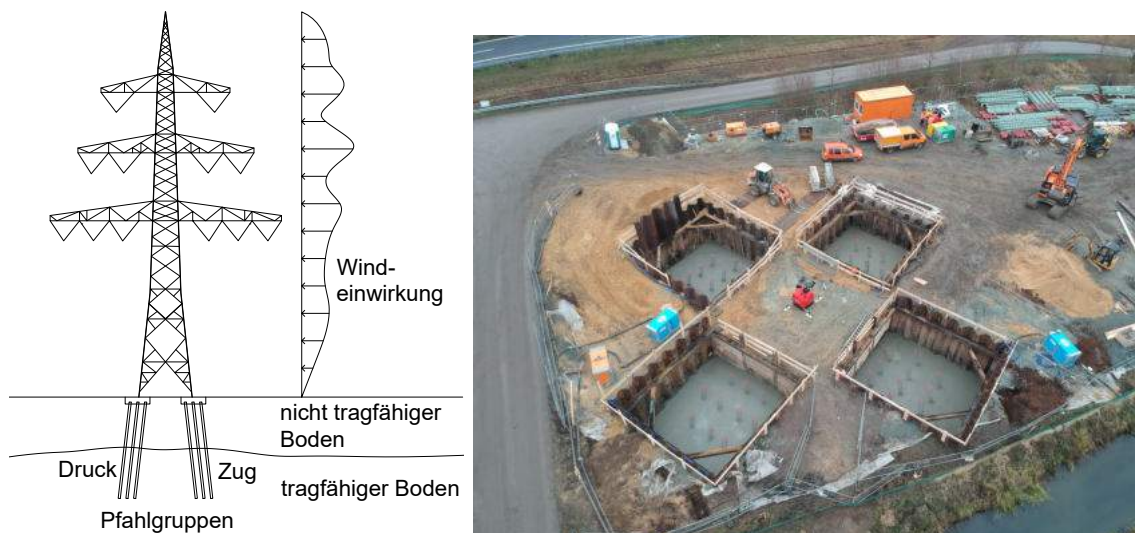


Abb. 1.1: Wirkungsweise der Tiefgründung eines Freileitungsmastes unter horizontaler Belastung aus Wind (links) sowie typische Gründungssituation mit Baugruben und Aschlussbewehrung der Pfahlgruppen (rechts)

tungsmasten zu reduzieren und somit einen Beitrag zur Beschleunigung der Energiewende zu leisten.

Zu Beginn dieses Forschungsberichtes werden die theoretischen Grundlagen zu Pfahlgründungen insbesondere unter Zugeinwirkung vorgestellt. Der Schwerpunkt wird dabei auf die Beschreibung von Fundexpfählen sowie auf das Tragverhalten von Zugpfählen im Allgemeinen gelegt. Abgeschlossen wird dieser Teil mit einer Zusammenstellung von wesentlichen Faktoren, die sich auf das Tragverhalten von Zugpfählen auswirken.

In Kapitel 3 werden theoretische Grundlagen zu numerischen Berechnungen vorgestellt. Dabei wird zunächst auf das Grundprinzip der Finite-Elemente-Methode (FEM) eingegangen. Anschließend folgen eine ausführliche Beschreibung der verwendeten Stoffgesetze sowie Erläuterungen zum Aufbau des numerischen Modells.

Im vierten Kapitel werden mit der FEM numerische Berechnungen zum Zugtragverhalten von einzeln stehenden Fundexpfählen durchgeführt. Die wesentlichen Eingabeparameter werden in Sensitivitätsanalysen untersucht. Die Ergebnisse der numerischen Berechnungen werden teilweise mit den theoretischen Grundlagen verglichen.

In Kapitel 5 werden die Voruntersuchungen zum Tragverhalten von Einzelpfählen vorgestellt. Dabei werden aus einer Datenbank von statischen Pfahlprobelastungen Regressionsanalysen zur Abschätzung der Pfahlmantelreibung durchgeführt. Anschließend werden numerische Berechnungen durchgeführt, um die Pfahlmantelreibungswerte zu bestätigen. Dabei wird ein Ansatz verfolgt, nach dem das Tragverhalten in nichtbindigen Böden geschwächt ist, wenn sich darüber eine Schicht aus bindigem Boden befindet.

Im sechsten Kapitel werden unter Berücksichtigung einiger Anpassungen in der Datenbank und unter Verwendung eines erweiterten Stoffgesetzes für Böden die Regressionsanalysen und numerischen Berechnungen erneut durchgeführt. Auf diesen Grundlagen werden

anschließend Erfahrungswerte für die Pfahlmantelreibung von auf Zug belasteten Fundexpfählen abgeleitet.

Numerische Voruntersuchungen zur Modellierung des Gruppenverhaltens werden in Kapitel 7 durchgeführt. In Kapitel 8 wird ein in Hamburg durchgeführter Feldversuch an zwei Einzelpfählen und einer Gruppe aus fünf Fundexpfählen beschrieben und ausgewertet. Darauf aufbauend wird in Kapitel 9 eine umfangreiche Parameterstudie zum Gruppentragverhalten mit der FEM durchgeführt und ein Berechnungsverfahren abgeleitet, mit dem das Gruppentragverhalten von auf Zug belasteten Fundexpfählen nachgewiesen werden kann.

In Kapitel 10 werden die erarbeiteten Berechnungsansätze zum Einzel- und Gruppentragverhalten von auf Zug belasteten Fundexpfählen zusammengefasst und für die Anwendung bei der Pfahlbemessung dargestellt. Abschließend folgen in Kapitel 11 eine Zusammenfassung sowie ein Ausblick.

2 Theoretische Grundlagen zu Fundexpfählen und dem Tragverhalten von Zugpfählen

2.1 Fundexpfahlsystem

Für den Lastabtrag von Bauwerken werden Tiefgründungen verwendet, wenn der anstehende Baugrund die Lasten nicht abzuleiten vermag oder mit zu großen Setzungen gerechnet werden muss. Durch eine Pfahlgründung wird die Beanspruchung in tieferliegende tragfähige Schichten abgetragen. Bei Bauwerken, die großen horizontalen Beanspruchungen aus Wind oder Wellen unterstehen, können aus Momentenwirkung zudem Zugkräfte unter dem Fundament auftreten. Des Weiteren können Zugspannungen durch Auftriebskräfte beispielsweise bei Baugruben mit hohem Grundwasserspiegel entstehen. Um diese Zuglasten abzutragen, können Pfähle als Anker verwendet werden. Die *EA-Pfähle (2012)* unterscheidet die unterschiedlichen Pfahlsysteme in Verdrängungsbohrpfähle, Bohrpfähle und Mikropfähle. Eine Untergliederung ist in Abb. 2.1 gegeben.

Das Pfahlsystem *Fundex* wird nach *EA-Pfähle (2012)* als Schraubpfahl bzw. Verdrängungspfahl kategorisiert. Bei der Herstellung wird eine Stahlspitze auf dem Vortreibrohr fixiert. Übliche Durchmesserkombinationen sind 38/45 cm und 44/56 cm. Dabei gibt der erste Wert den Außendurchmesser des Vortreibrohres und der zweite den Außendurchmesser der Pfahlspitze an. Am Pfahlfuß weist das Vortreibrohr eine Aufweitung auf, die in etwa dem Durchmesser der Spitze entspricht. Die Dichtigkeit gegen das Eindringen von Grundwasser wird durch ein Dichtprofil gewährleistet (Abb. 2.2).

Das Herstellungsverfahren ist in Abb. 2.3 skizziert. Das Bohrgerät (Abb. 2.2) bringt ein Torsionsmoment und eine zentrische Druckkraft auf das Vortreibrohr auf. Unter der Belastung wird dieses mit der aufgesetzten Spitze in den Boden gedreht. Der Boden wird dabei vollständig verdrängt. Nachdem das Rohr auf die erforderliche Tiefe gebracht ist, wird der Bewehrungskorb eingeführt. Anschließend wird Beton in das Vortreibrohr geschüttet. Unter Rotationsbewegung wird das Hüllrohr gezogen und der somit entstehende Freiraum mit Beton ausgefüllt. Die Spitze verbleibt im Boden.

Während des Herstellverfahrens fällt durch das vollständige Verdrängen des Bodens kein Aushub an, wodurch ein gegebenenfalls kostenintensives Entsorgen erspart bleibt. Gleichzeitig wird der Boden in unmittelbarer Umgebung zum Pfahl verdichtet und somit dessen

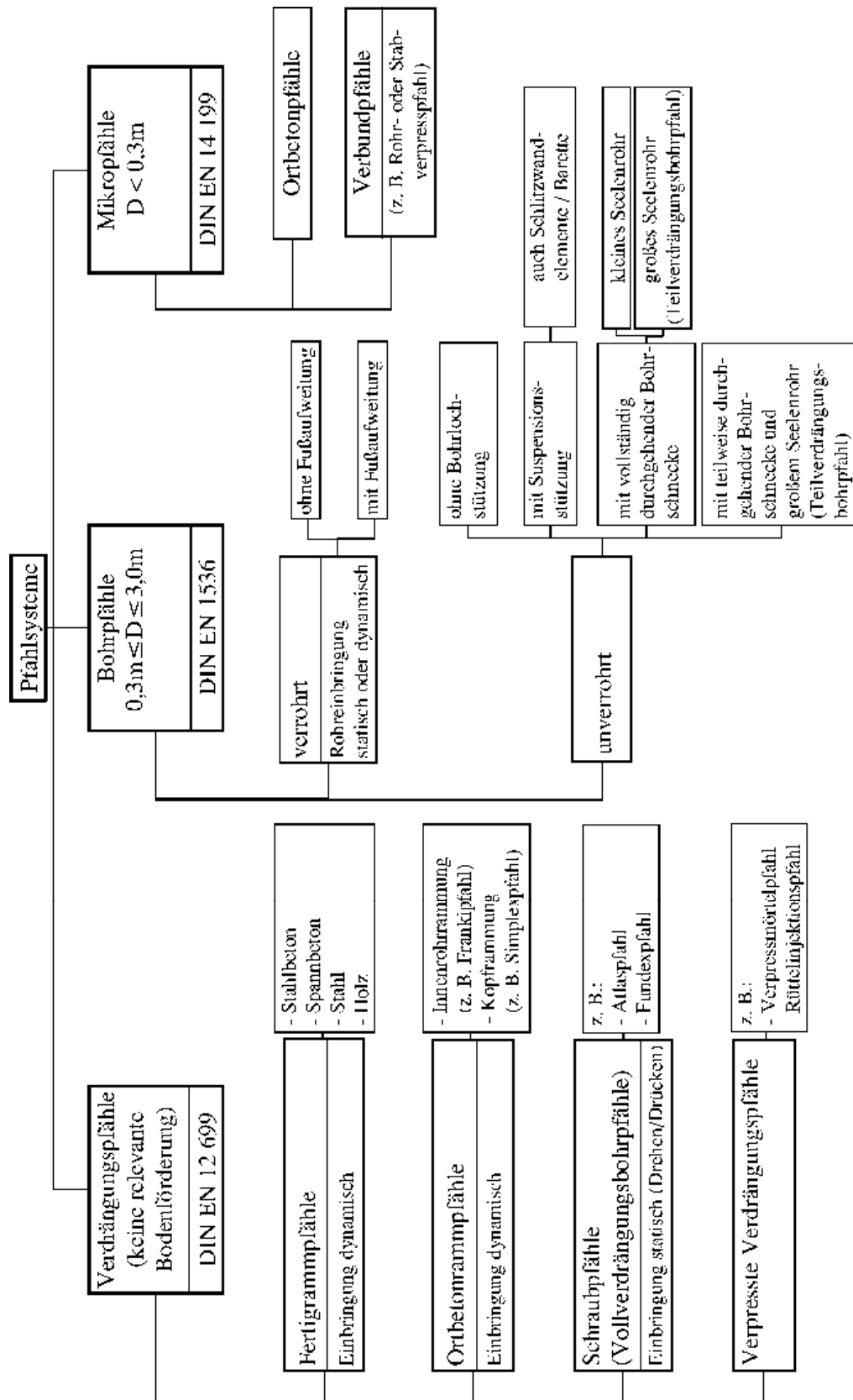


Abb. 2.1: Übersicht der verschiedenen Pfahlsysteme nach den Herstellungsnormen DIN EN 1536, DIN EN 12699 und DIN EN 14199, aus EA-Pfähle (2012)

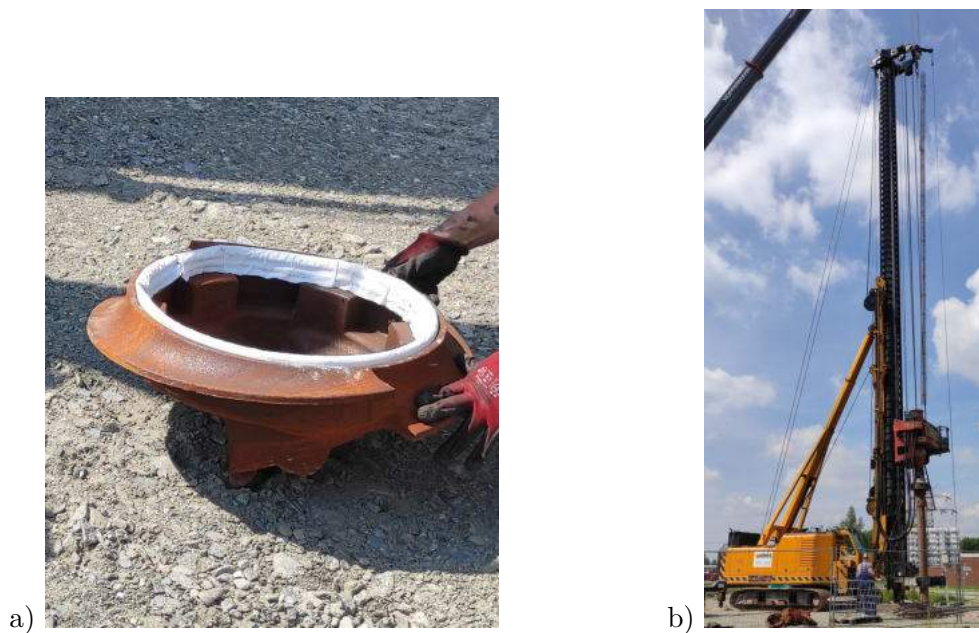


Abb. 2.2: Herstellung eines Fundexpfahles

- a) verlorene Spitze des Fundexpfahles mit einem Außendurchmesser von 56 cm
 b) Bohrggerät nach dem Eindrehen des Rohres, Einführen des Bewehrungskorbes

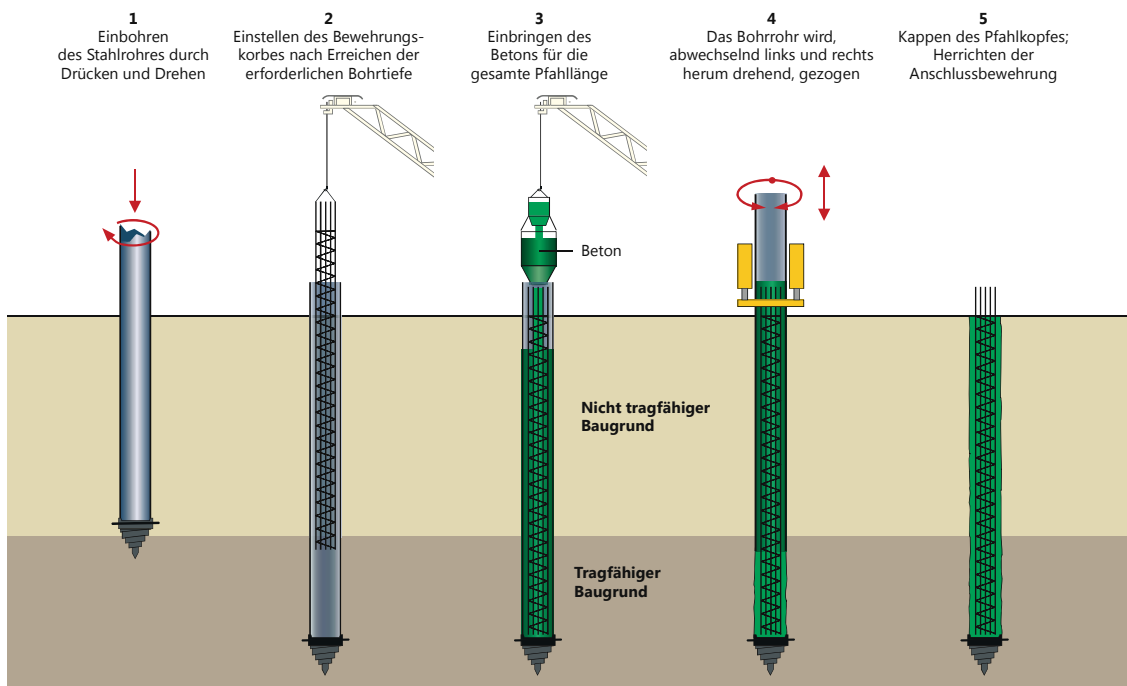


Abb. 2.3: Vorgänge zur Herstellung eines Fundexpfahles, aus Franki-Grundbau Firmenprospekt

Tragverhalten theoretisch verbessert. Ein weiterer Vorteil ist die erschütterungsarme Herstellung.

Fundexpfähle können für den Abtrag von sowohl Druck- als auch Zuglasten verwendet werden. Die Übertragung der Drucklasten erfolgt nach *Kempfert/Becker (2007)* zu 27 % über Pfahlmantelreibung und zu 73% über Spitzenwiderstand. Bei Zugbeanspruchungen erfolgt der gesamte Lastabtrag über Mantelreibung.

2.2 Zur Bemessung von Zugpfahlgründungen

Das *Handbuch Eurocode 7-1 (2015)* fordert bei der Bemessung von Zugpfählen den Nachweis, dass die Gründung die Bemessungslast mit angemessener Sicherheit gegen ein Versagen durch Zugeinwirkung überträgt. Zu untersuchen sind dabei zwei Versagensformen:

- das Herausziehen der Pfähle aus dem Boden (Überschreiten der Pfahlmantelreibung)
- das Aufschwimmen des gesamten Bodenblocks (Blockversagen)

Der Widerstand gegen Aufschwimmen des gesamten Bodenblocks des einzelnen Pfahls darf nach Gl. (2.1) erfolgen, siehe dazu Abb. 2.4. Dabei wird das Eigengewicht des angehängten Bodens $G_{E,k}$ um den Faktor 0,8 reduziert. Der Ansatz darf auch für Pfahlgruppen verwendet werden. Dabei wird der Gesamtwiderstand über die Summe der einzelnen Widerstände bestimmt, wobei sich die Erdkörper nicht überschneiden dürfen.

$$G_{E,k} = n_z \left[l_a \cdot l_b \left(L - \frac{1}{3} \sqrt{l_a^2 + l_b^2} \cdot \cot \varphi \right) \right] \cdot \eta_z \cdot \gamma \quad (2.1)$$

mit: n_z = Anzahl der Zugpfähle

l_a = größeres Rastermaß einer Pfahlgruppe

l_b = kleineres Rastermaß einer Pfahlgruppe

L = Länge der Zugpfähle

η_z = Anpassungsfaktor, $\eta_z = 0,8$

γ = Wichte des angehängten Bodens

Als zusätzliche ständige Einwirkung darf der Schubwiderstand am Rand des Bodenblocks angesetzt werden. Der Nachweis gegen Abheben erfolgt im Grenzzustand UPL. Nach *Handbuch Eurocode 7-1 (2015)* wird der Nachweis gegen Abheben in der Regel maßgebend, wenn der Achsabstand ein kritisches Maß nach Gl. (2.2) unterschreitet.

$$a \leq \sqrt{D \cdot t} \quad (2.2)$$

mit: a = Pfahlabstand

D = Pfahldurchmesser

t = Einbindelänge in tragfähige Schicht

Der Herausziehewiderstand des Einzelpfahles oder bei Gruppen der einzelnen Pfähle wird nach *Handbuch Eurocode 7-1 (2015)* im Grenzzustand GEO-2 nachgewiesen. Bei Gruppenwirkung ist zudem eine geringere Vertikalspannung im Boden und daraus folgend eine verminderte Mantelreibung zu berücksichtigen. Der Grenzwert des Herausziehewiderstandes darf nach *Handbuch Eurocode 7-1 (2015)* auf Grund von Pfahlprobelastungen bestimmt werden. Dabei darf auch auf Erfahrungswerte vergangener Baugrundversuche zurückgegriffen werden. Diese Erfahrungswerte zur Ermittlung der Pfahlmantelreibung und des Spitzenwiderstandes bei Druckpfählen sind in *EA-Pfähle (2012)* enthalten, siehe hierzu

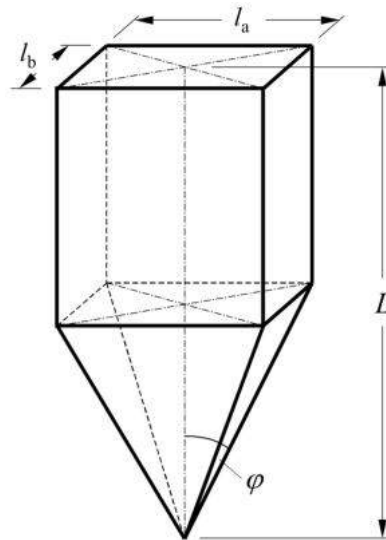


Abb. 2.4: Geometrie des Erdkörpers, aus EA-Pfähle (2012)

Abschnitt 2.3.4. Für Zugpfähle dürfen die für Druckpfähle abgeleiteten Erfahrungswerte nur in Ausnahmefällen verwendet werden und sind durch einen Sachverständigen für Geotechnik oder geotechnischen Fachplaner für den Anwendungsfall zu bestätigen. Zudem weist die *EA-Pfähle (2012)* darauf hin, dass im Fall einer Zugbelastung eine Abminderung des Tragwiderstandes vorgenommen werden sollte. Die charakteristische Widerstandssetzungs-Linie (WSL) kann für Bohrpfähle über die Grenzsetzung im Bruchzustand s_{sg} abgeschätzt werden.

$$s_{sg} = 5 \cdot R_{s,k}(s_{sg})[\text{MN}] + 5[\text{mm}] \leq 30[\text{mm}] \quad (2.3)$$

Für Widerstands-Hebungs-Linien (WHL) wird von einer größeren erforderlichen Verschiebung $s_{sg,t}$ ausgegangen, um den Bruchzustand zu erreichen (*EA-Pfähle 2012*).

$$s_{sg,t} = 1,30 \cdot s_{sg} \quad (2.4)$$

Die Erfahrungswerte für Pfahlmantelreibung in nichtbindigen Böden für Fundexpfähle sind in Abb. 2.6 und 2.7 dargestellt. Für bindige Böden sind bisher keine ausreichenden Daten vorhanden. Allgemein dürfen Bodenschichten mit $q_c < 7,5 \text{ MN/m}^2$ bzw. $c_{u,k} < 60 \text{ kN/m}^2$ nur angesetzt werden, wenn dies durch den Sachverständigen für Geotechnik bzw. Fachplaner bestätigt wird. Dabei sind die unterschiedlichen Mobilisierungsverformungen zu berücksichtigen.

Werden zum Nachweis des Herausziehwiderstandes Erfahrungswerte verwendet, sind nach *Handbuch Eurocode 7-1 (2015)* stets Pfahlprobebelastungen erforderlich. Die Verwendung von erdstatischen oder numerischen Berechnungsverfahren ist zur Erbringung der Tragsicherheitsnachweise nach *Handbuch Eurocode 7-1 (2015)* nicht zulässig.

2.3 Berechnungsansätze für Zugpfähle

2.3.1 Allgemeines

Für die Ermittlung der Tragfähigkeit von Druck- und Zugpfählen wurden in der Vergangenheit eine Vielzahl von Berechnungsverfahren vorgeschlagen. Diese werden in *Witzel (2004)* in die folgenden drei Kategorien unterteilt:

- empirische Verfahren
- erdstatische Verfahren
- numerische Verfahren

Empirische Verfahren unterscheiden sich gegenüber den erdstatischen und numerischen Verfahren dadurch, dass das Berechnungsmodell auf einer Datengrundlage basiert und auf das Tragverhalten über eine empirische Beziehung geschlossen wird. Hierfür wird meist der Sondierwiderstand q_c verwendet. Erdstatische Ansätze beruhen dagegen auf einer Modellvorstellung mit einem definierten Bruchversagen (in der Regel Mohr-Coulomb). Die aufnehmbare Schubspannung zwischen Boden und Pfahl ist damit abhängig von den horizontalen Spannungen im Boden. Daneben gibt es Berechnungsansätze, die erdstatische Verfahren mit empirischen Beobachtungen ergänzen. Diese werden hier als semi-empirische Verfahren bezeichnet.

Des Weiteren gibt es numerische Methoden, welche einen ähnlichen Ansatz wie erdstatische Verfahren verfolgen. Durch die vollständige Modellierung des umgebenden Baugrunds können Verspannungseffekte durch Abschervorgänge und Ringzugkräfte berücksichtigt werden. Dabei ist zu beachten, dass numerische Verfahren immer nur eine Näherungslösung darstellen und für die Festlegung der Parameter im Berechnungsmodell Erfahrung erforderlich ist. Auf numerische Verfahren mittels der Finiten-Elemente-Methode (FEM) wird in Kapitel 3 eingegangen.

Die genannten Berechnungsansätze unterscheiden sich maßgeblich in der Ermittlung der aufnehmbaren Pfahlmantelreibung. Die Tragfähigkeit eines Zugpfahles R_t ergibt sich bei allen Ansätzen aus der Integration der Pfahlmantelreibung q_s beziehungsweise der aufnehmbaren Schubspannung τ_f über dessen Mantelfläche A_s nach Gl. (2.5).

$$R_t = \int_0^l \tau_f \cdot U \, dz = \pi D \sum \tau_{f,i} \Delta z_i = \sum \tau_{f,i} \cdot A_{s,i} \quad (2.5)$$

mit: l = Einbindlänge

U = Umfang

D = Durchmesser

z = Tiefe

Δz = Schichtmächtigkeit

Ein allgemeingültiges mechanisches Modell bzw. Berechnungsverfahren ist nach *Franke/-Gollub (1996)* nicht vorhanden, da die unterschiedlichen Installationsverfahren (Ramm-, Bohr-, Verpreßpfähle in verschiedenster Art) sowie unterschiedliche Bodenarten und -schichtungen für Wechselbeziehungen sorgen, welche in einer nicht modellierbaren Vielfalt stehen. Insbesondere erdstatische Verfahren wurden in der Vergangenheit sehr allgemein verfasst und vernachlässigen dabei pfahlspezifische Besonderheiten beim Tragverhalten oder beim Einbringen.

Umfangreiche Zusammenstellungen von empirischen und erdstatischen Berechnungsansätzen sowie experimenteller Untersuchungen sind beispielsweise in *Quarg-Vonscheidt (2000)* und *Witzel (2004)* enthalten. Es folgt eine kurze Vorstellung ausgewählter Berechnungsansätze auf erdstatischer, semi-empirischer und empirischer Basis. Anschließend werden in Abschnitt 2.4 die Erkenntnisse aus einigen experimentellen Untersuchungen anderer Autoren auf das Tragverhalten von auf Zug belasteten Fundexpfählen übertragen.

2.3.2 Erdstatische Ansätze

Die meisten erdstatischen Ansätze für Zugpfähle beziehen sich auf das Tragverhalten in nichtbindigen Böden. Nach *Wernick (1978)* tritt das Versagen eines Zugpfahles durch die Bildung einer Gleitfuge zwischen Pfahl und Boden auf. Dabei wird der Widerstand durch Verspannungseffekte erhöht, welche durch das Abscheren des Bodens bei behinderter Seitendehnung infolge Dilatanz entstehen. Dieser Ansatz wird beispielsweise durch *Hettler (1984)*, *Lehane et al. (1993)* und *Jardine et al. (2005)* verwendet.

Die Bestimmung der Pfahlmantelreibung für nichtbindige Böden kann nach *Wernick (1978)* über Gl. (2.6) bestimmt werden.

$$\tau_f = (\sigma'_n + \Delta\sigma'_d) \cdot \tan \delta \quad (2.6)$$

mit: σ'_n = effektive Normalspannung auf den Pfahlmantel im Ausgangszustand
 $\Delta\sigma'_d$ = Erhöhung der effektiven Normalspannung infolge Dilatanz
 δ = effektiver Reibungswinkel zwischen Pfahl und Boden

Eine weitere Möglichkeit zur Bestimmung der lokalen effektiven Radialspannung ist in *Jardine et al. (2005)* über einen empirischen Ansatz mittels Spitzendruck der Drucksonde q_c gegeben.

Um auch die Spannungsänderung am Pfahlmantel infolge Querkontraktion (bzw. -extension) des Pfahles σ'_q zu berücksichtigen, wird Gl. (2.6) in *Alawneh et al. (2007)* zu Gl. (2.7) erweitert.

$$\tau_f = (\sigma'_n + \sigma'_d + \sigma'_q) \tan \delta \quad (2.7)$$

Für bindige Böden wird in *Jardine et al. (2005)* die lokale Pfahlmantelreibung über effektive Spannungen ebenfalls nach Gl. (2.6) begrenzt, wobei keine Zusatzspannungen aus

Dilatanz entstehen. Die Bestimmung der Normalspannung auf den Pfahl wird dabei über eine empirische Formel verfolgt. Bemerkbar ist, dass hier keine Kohäsion angesetzt wird.

Neben diesen erdstatischen Verfahren entwickelt *Quarg-Vonscheidt (2000)* einen Ansatz über Rotationsschalen (Abb. 2.5). Dabei wird die Zuglast infolge von Verspannungseffekten in den umliegenden Baugrund übertragen. Die Tragfähigkeit wird durch ein Abheben des den Pfahl umschließenden Erdkörpers begrenzt.

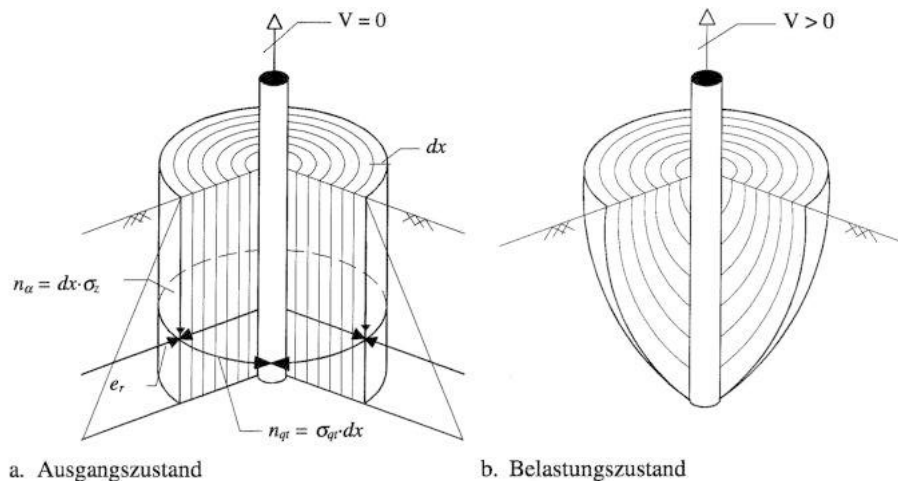


Abb. 2.5: Modell zum Tragverhalten von Zugpfählen über Rotationsschalen aus Quarg-Vonscheidt (2000)

Nach *Quarg-Vonscheidt (2000)* unterscheidet sich der Berechnungsansatz mittels Rotationsschalen von den üblichen erdstatischen Verfahren dadurch, dass nicht ein Bruchzustand betrachtet wird, welcher sich über einen Reibungs- bzw. Wandreibungswinkel ergibt, sondern der geänderte Spannungszustand im Boden durch eingeleitete Pfahlzugkräfte maßgebend wird. Die Umorientierung des Spannungszustandes ist hierbei nur möglich, solange die Ringzugspannungen in den Bodenschalen durch Radialspannungen infolge Dilatanz überdrückt werden.

Damit das Berechnungsmodell nach *Quarg-Vonscheidt (2000)* verwendet werden kann, ist die Bestimmung einzelner Parameter über Probelastungen oder kleinmaßstäbliche Versuche erforderlich. Aussagen zum Verformungsverhalten sind mit diesem Ansatz allerdings nicht möglich.

2.3.3 Semi-empirische Verfahren

In *API (2014)* wird ein semi-empirischer Ansatz zur Ermittlung der Pfahlmantelreibung $f(z)$ in Abhängigkeit der Tiefe z verwendet. Es werden zwei Ansätze getrennt für bindige und nichtbindige Böden berücksichtigt.

Nichtbindige Böden

Nach *API (2014)* kann die Pfahlmantelreibung f über Gl. (2.8) bestimmt werden.

$$f(z) = \beta p'_0(z) \quad (2.8)$$

Darin ist $p'_0(z)$ die effektive Vertikalspannung in der Tiefe z und β ein dimensionsloser Reibungsfaktor für nichtbindige Böden nach Tab. 2.1.

Tab. 2.1: Bemessungswerte für den dimensionslosen Mantelreibungsfaktor β zur Ermittlung der Pfahlmantelreibung in nichtbindigen Böden, aus API (2014)

Relative Density ^a	Soil Description	Shaft Friction Factor ^b β (-)	Limiting Shaft Friction Values kPa (kips/ft ²)	End Bearing Factor N_q (-)	Limiting Unit End Bearing Values MPa (kips/ft ²)
Very loose	Sand	Not applicable ^d	Not applicable ^d	Not applicable ^d	Not applicable ^d
Loose	Sand				
Loose	Sand-silt ^c				
Medium dense	Silt				
Dense	Silt				
Medium dense	Sand-silt ^c	0.29	67 (1.4)	12	3 (60)
Medium dense	Sand	0.37	81 (1.7)	20	5 (100)
Dense	Sand-silt ^c				
Dense	Sand	0.46	96 (2.0)	40	10 (200)
Very dense	Sand-silt ^c				
Very dense	Sand	0.56	115 (2.4)	50	12 (250)
NOTE The parameters listed in this table are intended as guidelines only. Where detailed information, such as CPT records, strength tests on high quality samples, model tests, or pile driving performance, is available, other values may be justified.					
<p>^a The definitions for the relative density percentage description are as follows:</p> <ul style="list-style-type: none"> — Very loose, 0 – 15; — Loose, 15 – 35; — Medium dense, 35 – 65; — Dense, 65 – 85; — Very dense, 85 – 100. <p>^b The shaft friction factor β (equivalent to the "$K \tan \delta$" term used in previous editions of API 2A-WSD) is introduced in this document to avoid confusion with the δ parameter used in the Annex.</p> <p>^c Sand-silt includes those soils with significant fractions of both sand and silt. Strength values generally increase with increasing sand fractions and decrease with increasing silt fractions.</p> <p>^d Design parameters given in previous editions of API 2A-WSD for these soil/relative density combinations may be unconservative. Hence, it is recommended to use CPT-based methods from the annex for these soils.</p>					

Bindige Böden

Für bindige Böden wird die Pfahlmantelreibung in *API (2014)* auf Zug und Druck nach Gl. (2.9) bestimmt.

$$\tau_f = \alpha s_u \quad (2.9)$$

Darin sind s_u die undrained Scherfestigkeit c_u und α der Adhäsionsfaktor, welcher in Abhängigkeit der effektiven Vertikalspannung und der undrained Scherfestigkeit nach Gl. (2.10) bzw. Gl. (2.11) bestimmt wird.

Es gilt für $\psi \leq 1$

$$\alpha = 0,5\psi^{-0,5} \leq 1,0 \quad (2.10)$$

und für $\psi > 1$

$$\alpha = 0,5\psi^{-0,25} \leq 1,0 \quad (2.11)$$

mit

$$\psi = \frac{c_u}{p'_0(z)}. \quad (2.12)$$

Darüber hinaus darf nach *API (2014)* für hochplastische Tone $\alpha = 1,0$ angesetzt werden, wenn die Böden unterkonsolidiert oder normalkonsolidiert sind. Für überkonsolidierte Tone sollte eine Pfahlmantelreibung von $\tau_f = 48 \text{ kN/m}^2$ nicht überschritten werden. Alternativ darf die Mantelreibung für andere Tone auch nach Gln. (2.13) und (2.14) bestimmt werden, wobei dazwischen linear interpoliert wird.

Es gilt für $c_u < 24 \text{ kN/m}^2$

$$\tau_f = c_u \quad (2.13)$$

und für $c_u > 72 \text{ kN/m}^2$

$$\tau_f = c_u/2. \quad (2.14)$$

2.3.4 Empirische Verfahren

Bei empirischen Verfahren wird ein Messwert aus einem Versuch verwendet, um direkt die maximale Pfahlmantelreibung und bei Druckpfählen ebenfalls den Fußwiderstand zu korrelieren. Die Anwendung von Erfahrungswerten aus Probelastungen ist nach *Handbuch Eurocode 7-1 (2015)* zulässig, wenn diese an der gleichen Pfahlart und ähnlichen Baugrundverhältnissen durchgeführt wurden. Hieraus ergibt sich die Möglichkeit, Erfahrungswerte zur Bestimmung der Pfahlmantelreibung abzuleiten und für weitere Projekte zu verwenden. In *API (2014)* wird darauf hingewiesen, dass empirische Korrelationen nur für den Ort gelten, an dem die Werte abgeleitet worden sind, da die regionale Geologie einen wesentlichen Faktor darstellt.

Für nichtbindige Böden erfolgt die Korrelation der Mantelreibung meist über den Spitzendruck der Drucksonde q_c und ist damit eine Funktion $q_s(q_c)$. In *EA-Pfähle (2012)* wird für bindige Böden zur Korrelation der Mantelreibung eine Funktion $q_s(c_{u,k})$ über die undrained Scherfestigkeit vorgenommen. Alternativ kann auch hier der Spitzendruck der Drucksonde verwendet werden, um auf die undrained Scherfestigkeit zu schließen (*Werner 2006*).

Die Erfahrungswerte der *EA-Pfähle (2012)* für unterschiedliche Pfahlssysteme basieren unter anderem auf den Arbeiten von *Elborg (1993)*, *Bruns (1998)*, *Melchin (2005)*, *Käding (2005)* und *Werner (2006)*. Eine kurze Zusammenstellung der darin berücksichtigten Pfahlarten und der Standardabweichungen ist in Tab. 2.2 enthalten. Näheres zur statistischen Auswertung kann *Kempfert/Becker (2007)* entnommen werden. Darin werden Erfahrungswerte für das 10 %- und 50 %-Quantil gegeben. Die Erfahrungswerte beziehen sich dabei in der Regel auf Druckpfähle. Da die Pfähle häufig nicht bis zum Grenzzustand der Tragfähigkeit belastet wurden, erfolgte eine Extrapolation der Widerstands-Setzungslinien bis zu einer Grenzsetzung von $0,1D$. Für nichtbindige Böden sind die Erfahrungswerte für Bruchmantelreibung in Abb. 2.6 und Spitzendruck in Abb. 2.7 von verschiedenen Pfahlssystemen dargestellt. Aufgrund der geringen Datengrundlage sind für Fundexpfähle in bindigen Böden in *EA-Pfähle (2012)* keine Erfahrungswerte vorhanden.

Tab. 2.2: Zusammenstellung von Standardabweichungen s für das 50 %-Quantil aus Untersuchungen anderer Autoren zur Ableitung von Erfahrungswerten

Autor	Pfahlart	s [-]	Merkmal
Elborg (1993)	Bohrpfähle		
Bruns (1998)	Atlas-Pfähle	0,27	Pfahlspitzenkräfte
		0,28	Pfahlmantelkräfte
Melchin (2005)	Franki-Pfähle	0,35	nichtbindige Böden
		0,43	bindige Böden
Käding (2005)	Fertigrammpfähle	0,31	
	Offene Stahlrohrpfähle	0,25	
	Spundwandprofile	0,41	
	Stahlträgerprofile	0,3	
	Atlas-Pfähle	0,24	Pfahlspitze in nichtbindigen Böden
Werner (2006)	Atlas-Pfähle	0,26	Pfahlspitze in nichtbindigen Böden
		0,28	Pfahlspitze in bindigen Böden
		0,22	Pfahlspitze in Geschiebemergel
	Fundex-Pfähle	0,21	Pfahlspitze in nichtbindigen Böden
		0,26	Pfahlspitze in Geschiebemergel
	Simplex-Pfähle	0,26	Pfahlspitze in nichtbindigen Böden
		0,15	Pfahlspitze in Geschiebemergel
	Franki-Pfähle	0,27	Pfahlspitze in nichtbindigen Böden
		0,21	Pfahlspitze in bindigen Böden
0,37		Pfahlspitze in Geschiebemergel	

Für die Ableitung der Erfahrungswerte von Fundexpfählen werden in *Werner (2006)* Messdaten aus insgesamt 47 statischen Pfahlprobelastungen verwendet. Im Vergleich zu den anderen Pfahlssystemen weist das Fundexpfahlssystem die geringste Bruchmantelreibung auf (vgl. Abb. 2.6). *Werner (2006)* erklärt dies durch den verbreiterten Pfahlfuß, welcher während des Eindrehens eine anfängliche Auflockerung des Baugrunds im Mantelbereich erzeugt.

Durch die seitliche Verdrängung bei der Pfahlinstallation findet auch eine Verdichtung und damit eine Verbesserung des Baugrunds statt. Im Vergleich zu Bohrpfählen sollte die Pfahlmantelreibung somit größer sein. Die in *Werner (2006)* abgeleiteten Erfahrungswerte sind auch davon abhängig, wie zwischen Pfahlspitzenwiderstand und Bruchmantelreibung

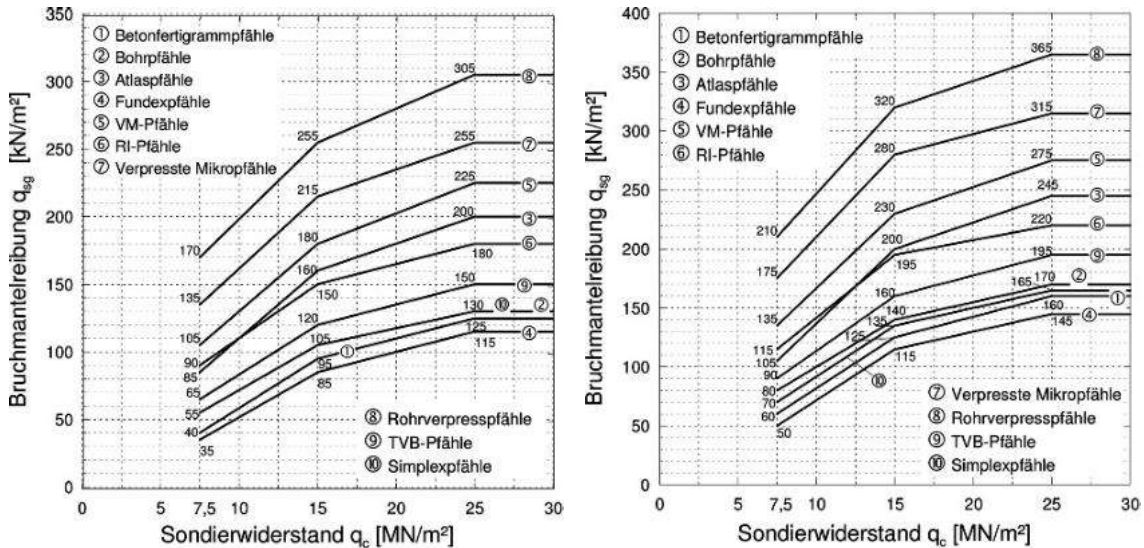


Abb. 2.6: Erfahrungswerte für die Bruchmantelreibung in nichtbindigen Böden für das 10 %- und 50 %-Quantil, aus Kempfert/Moormann (2018)

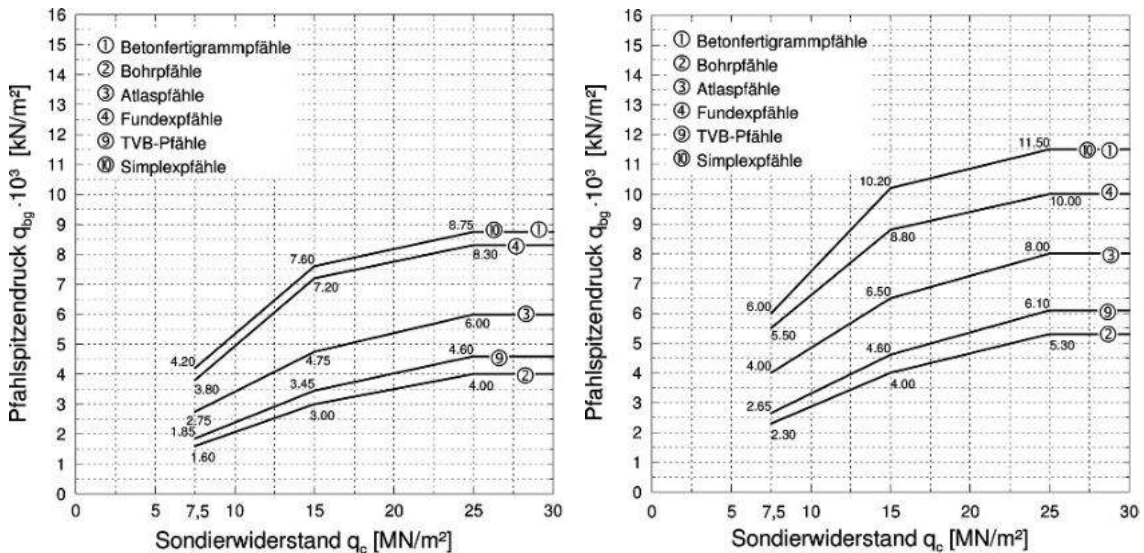


Abb. 2.7: Erfahrungswerte für den Spitzendruck in nichtbindigen Böden für das 10 %- und 50 %-Quantil, aus Kempfert/Moormann (2018)

differenziert wird, da keine separaten Messwerte vorlagen. Dagegen scheint der Spitzendruck im Vergleich zu den anderen Pfahlssystemen sehr hoch.

Bei der Korrelation der Pfahlwiderstände sollte berücksichtigt werden, dass die gemessenen Spitzendrücke q_c von der Geometrie des Gerätes abhängt und insbesondere der Durchmesser einen Einfluss auf die Messwerte hat. Werden die Messwerte über einen Tiefenabschnitt gemittelt, kann dies bei der Übertragung auf die Tragfähigkeiten von Pfählen bei größeren Durchmessern der Drucksonden zu Differenzen führen (Bruns 1998).

Für die Korrelation der Mantelreibung in nichtbindige Böden wird in Bruns (1998) ein linearer Zusammenhang in Abhängigkeit der Drucksonde q_c gewählt, da davon ausgegangen wird, dass das Reibungsverhältnis in Homogenbereichen konstant bleibt. Diese kon-

stanten Faktoren werden iterativ für verschiedene Bodenarten gefunden und festgelegt. In Untersuchungen von *Reul/Berndt (2021)* an Duktil-Rammpfählen wird dagegen von einem nichtlinearen Zusammenhang über eine Wurzelfunktion ausgegangen. In *Werner (2006)* werden für die Regressionsanalyse lineare und logarithmische Funktionen verwendet.

2.4 Einflussfaktoren auf das Tragverhalten von Zugpfählen

2.4.1 Überblick

Das Tragverhalten von Zugpfählen ist von vielen Faktoren abhängig wie beispielsweise von der Beschaffenheit des Bodens, der Pfahllänge, dem Einbringverfahren oder der Oberflächenrauigkeit des Pfahles. Nachfolgend werden die wesentlichen Faktoren und Beobachtungen behandelt, sodass in weiteren Schritten das numerische Modell entsprechend kalibriert werden kann, um das Verhalten von Fundexpfählen möglichst gut zu simulieren. Einige der Parameter sind bereits aus den erdstatischen Ansätzen aus Abschnitt 2.3.2 bekannt. Um einen Überblick zu geben, werden die behandelten Schwerpunkte nachfolgend aufgelistet:

- Seitendruckverhältnisse und Erdruhedruckbeiwert K_0
- Oberflächenreibungswinkel δ
- Verspannungseffekte infolge Dilatanz
- Veränderung der Mantelreibung mit der Tiefe
- Erforderliche Hebung zur vollen Mobilisierung der Mantelreibung
- Mantelreibung von Zug- und Druckpfählen
- Ankündigung des Versagens
- Adhäsionsfaktor bindiger Böden
- Gruppenverhalten

Die Zusammenstellung erfolgt auf Grundlage der durchgeführten Literaturrecherche. Dabei ist zu berücksichtigen, dass die jeweiligen Untersuchungen größtenteils an Fertigrammpfählen aus Stahl sowie an Bohrpfählen vorgenommen worden sind. In Tab. 2.3 und 2.4 sind einige experimentelle Untersuchungen anderer Autoren zum Zugtragverhalten von Einzelfählen und Pfahlgruppen aufgelistet. Darin sind Pfahldurchmesser, Pfahllänge, Material und Profil angegeben, um gegebenenfalls auf maßstabs- und materialbedingte Effekte schließen zu können. Um diese Grundlagen auch auf Fundexpfähle anwenden zu können, wird jeweils eine Übertragung unter Berücksichtigung der pfahlspezifischen Eigenschaften vorgenommen.

Tab. 2.3: Zusammenstellung von experimentellen Untersuchungen an auf Zug belasteten Einzelpfählen anderer Autoren

Autor	Versuchsart	Abmessungen		Merkmal Pfähle
		Durchmesser [mm]	Länge [m]	
Mansur/ Kaufmann (1956)	Feld	356-533	13,7-24,7	Stahl, Rundrohr und H-Träger
Wernick (1978)	Modell	48,8; 72,2; 103,2	2,9	Stahl, Rundrohr
Beringen et al. (1979)	Feld	356	5,25; 6,75; 7	Stahl, Rundrohr
Hettler (1984)	Modell	11,2-21,2	0,15-0,6	Stahl, Polyethylen, Polyurethan, Holz, Aluminium
Brucy (1991)	Feld	70	2,55	Stahl, Rundrohr
	Feld	324	12; 24	Stahl, Rundrohr
Lehane et al (1993)	Feld	102	5,95	Stahl, Rundrohr
Nicola/Randolph (1993)	Numerisch	500-2000	Mai 80	Stahl, Rundrohr
Borchert (1998)	Feld	152	10,5-20,8	GEWI 3ø36 mm
	Feld	180-220	9,3-24	HE-Profile
Quarg-Vonscheidt (2000)	Modell	12,5-50	0,1-0,4	Stahl Gewindestab
Ramasamy et al. (2004)	Modell	25	0,5	Stahl, Rundrohr, rauh und glatt
Zhang et al. (2015)	Feld	700	40	Bohrpfahl

Tab. 2.4: Zusammenstellung von experimentellen Untersuchungen an auf Zug belasteten Pfahlgruppen anderer Autoren

Autor	Versuchsart	Abmessungen		Gruppen		Merkmal Pfähle
		D [mm]	L [m]	Anzahl	Abstand [cm]	
Borchert (1998)	Feld	152	18,1	5	270	GEWI 3ø36 mm
	Feld	180-240	11,5-24	5-9	210-300	HE-Profile
Quarg-Vonscheidt (2000)	Labor	25	0,2	4, 5	4 - 32	Stahl Gewindestab

2.4.2 Seitendruckverhältnisse und Erdruehdruckbeiwert

Das Seitendruckverhältnis K gibt das Verhältnis von minimaler (σ'_3) zu maximaler effektiver Hauptspannung (σ'_1) an. Für normalkonsolidierte Böden entsprechen $\sigma'_1 = \sigma'_v$ und $\sigma'_3 = \sigma'_h$. Im Ausgangszustand wird das Seitendruckverhältnis über den Erdruehdruckbeiwert K_0 definiert. Sind die Vertikalspannungen bekannt, kann nach Gl. (2.15) die Horizontalspannung berechnet werden. Diese entspricht bei lotrechten Pfählen der Normalspannung auf den Pfahlmantel. Dadurch hat der angenommene Seitendruckbeiwert K einen maßgeblichen Einfluss auf die Pfahlmantelreibung, wenn diese nach Gl. (2.6) bestimmt wird.

$$\sigma'_h = \sigma'_v \cdot K_0 \quad (2.15)$$

Für den Erdruchdruckbeiwert K_0 kann nach DIN 4085:2017-08 der Ansatz von *Jáky* in Gl. (2.16) verwendet werden.

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' \quad (2.16)$$

Eine kritische Auseinandersetzung mit diesem Vorgehen ist in *Goldscheider (2020)* enthalten. *Goldscheider (2020)* kommt zu dem Ergebnis, dass die K_0 -Werte nach diesem Ansatz zu klein berechnet werden, was insbesondere für Böden mit höherem Reibungswinkel gilt.

Während des Installationsvorgangs von Fertigrammpfählen kommt es zu einer Erhöhung der Horizontalspannungen unterhalb der Pfahlspitze (*Lehane et al. 1993*). Dringt die Pfahlspitze in größere Tiefen vor, sinken die Horizontalspannungen darüber allmählich wieder auf den Ausgangszustand ab. *Witzel (2004)* begründet dies mit einem komprimierten Bodenpfropfen unterhalb des Pfahlfußes.

Für gerammte offene Rohre wird in *API (2000)* für Druck- und Zugbelastung ein Erdruchdruckbeiwert von $K = 0,8$ empfohlen. Eine Erhöhung auf $K = 1,0$ darf für gerammte Verdrängungspfähle angesetzt werden.

Für Bohrpfähle wird in *Kulhawy (1985)* eine Verringerung der Horizontalspannungen infolge der Installation zwischen $K/K_0 \geq 2/3 \leq 1,0$ angegeben. Dagegen wird in *Zhang et al. (2015)* ebenfalls für Bohrpfähle $K = 1,5$ gewählt. Eine Zusammenstellung weiterer Empfehlungen für K anderer Autoren kann *Zhang et al. (2015)* entnommen werden.

Eine Erhöhung des Erdruchdruckbeiwertes K_0 stellt *Witzel (2004)* im Pfahlnahbereich bei Modellpfählen fest. Dabei kommt es mit geringerem Abstand zu höheren Horizontalspannungen (Abb. 2.8).

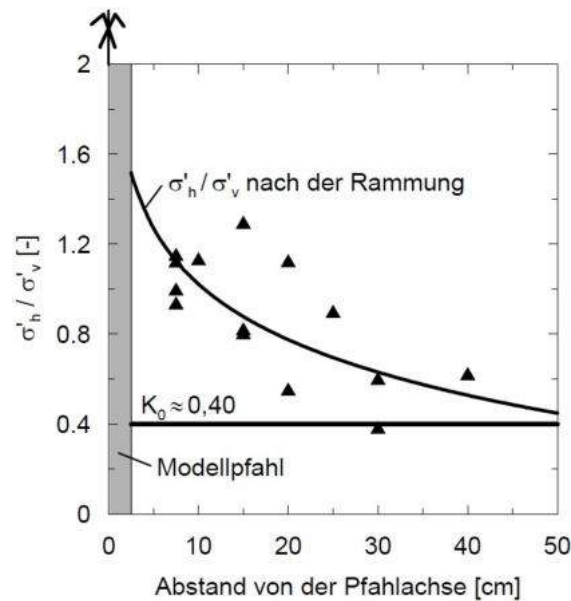


Abb. 2.8: Änderung des Erdruchdruckbeiwertes $K_0 = \sigma'_h / \sigma'_v$ neben dem Pfahl durch den Rammvorgang aus *Witzel (2004)*

Übertragung auf Fundexpfähle

Es gilt hier zwischen der Spannungsentwicklung bei Fertigramm- und Fundexpfählen zu differenzieren. Bei Fertigrammpfählen wird davon ausgegangen, dass ein verdichteter Bodenpropfen unmittelbar unter dem Pfahlfuß entsteht und die Auswirkung am höher liegenden Pfahlmantel vernachlässigbar ist. Bei Fundexpfählen wird dagegen der umgebende Baugrund beim Eindrehen seitlich verdrängt. Daher ist von einer Erhöhung der Horizontalspannungen auszugehen. Solche Verspannungseffekte werden bei Bohrpfählen nicht festgestellt, da der Boden gefördert und nicht verdrängt wird. Nach der Installation des Fundexpfahles sollte am Pfahlmantel ein Seitendruck $K > K_0$ vorhanden sein. Mit der Zeit ist zu erwarten, dass sich die erhöhten Horizontalspannungen wieder abbauen und sich damit K_0 annähern. Eine geringere Horizontalspannung führt zu geringeren und auf der sicheren Seite liegenden Scherwiderständen. Um Kenntnisse über die tatsächlichen Spannungsverhältnisse im Boden neben Fundexpfählen zu erhalten, sind weitere Untersuchungen erforderlich.

2.4.3 Oberflächenreibungswinkel für die Pfahl-Boden-Interaktion

Über den inneren Reibungswinkel φ' wird das Verhältnis von aufnehmbarer Schubspannung zu den vorhandenen mittleren effektiven Hauptspannungen in kohäsionslosen (nichtbindigen) Böden ausgedrückt. Nach *Bolton (1986)* wird zudem zwischen einem Reibungswinkel im kritischen Zustand bei konstantem Volumen φ'_{cv} , welcher abhängig von der Mineralogie ist, und dem maximalen Reibungswinkel φ'_p unterschieden, welcher durch die Lagerungsdichte und die Spannungen bestimmt wird.

Im Bereich der Pfahloberfläche kann ein Versagen deutlich vor Erreichen des Reibungswinkels eintreten, wenn die Oberfläche beispielsweise glatter ist und daher weniger Reibung zulässt. Dieses Verhältnis wird in *Jardine et al. (2005)* über den Oberflächenreibungswinkel δ ausgedrückt. Danach ist dieser abhängig von der Korngröße, Kornform, mineralischen Zusammensetzung sowie der Beschaffenheit der Pfahloberfläche (Härte, Rauigkeit) und sollte in Versuchen direkt gemessen werden.

In *Lehane et al. (1993)* wurden die mobilisierten Reibungswinkel im Bruch φ'_p und bei konstantem Volumen φ'_{cv} für ein Abscheren zwischen Boden-Boden und Boden-Pfahl in Laborversuchen ermittelt (Abb. 2.9). Die Reibungswinkel für die Boden-Bauwerks-Interaktion waren dabei wesentlich geringer als zwischen Boden-Boden (mit φ'_p 45° zu 33° und φ'_{cv} 33° zu 29°). Zudem wurde in *Lehane et al. (1993)* festgestellt, dass der Wandreibungswinkel bei Zug- und Druckbelastung nahezu identisch ist.

In *API (2000)* werden nach Bodenart und Lagerungsdichte Reibungswinkel für die Boden-Pfahl-Interaktion empfohlen. Diese sind in Tab. 2.5 auszugsweise wiedergegeben. Dabei ist zu berücksichtigen, dass diese unabhängig vom Pfahltyp und dessen Oberflächenbeschaffenheit angegeben sind. Zu den Empfehlungen der *API (2000)* sind in Tab. 2.5 Erfahrungswerte für den inneren Reibungswinkel φ' aus *EAU (2020)* eingetragen. Dabei fällt auf, dass das Verhältnis δ/φ' mit zunehmender Lagerungsdichte steigt.

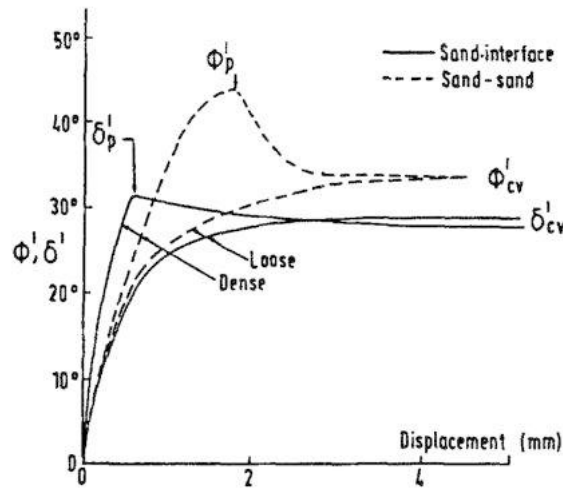


Abb. 2.9: Innerer Reibungswinkel φ' und Oberflächenreibungswinkel δ von Stahl bei locker und dicht gelagerten Sanden, aus Lehane et al. (1993)

Tab. 2.5: Empfehlungen des Reibungswinkels zwischen Boden und Pfahl δ nach API (2000) und des inneren Reibungswinkels nach EAU (2020) für Sandböden in Abhängigkeit der Lagerungsdichte

Lagerungsdichte	δ aus API (2000)	φ' aus EAU (2020)	δ/φ'
sehr locker	15	30	0,5
locker	20	32,5	0,62
mitteldicht	25	35	0,71
dicht	30	37,5	0,8
sehr dicht	35	40	0,88

Für Ortbetonpfähle wird in *Kulhawy (1985)* ein Verhältnis von $\delta/\varphi' = 1,0$ angegeben. Verhältnisse $> 1,0$ sind ebenfalls möglich, wenn sich eine entsprechende Verzahnung ergibt. In dem Fall würde sich jedoch unmittelbar im Erdreich eine Bruchfuge einstellen, weshalb eine Verwendung von $\delta > \varphi'$ zu keinen nennenswerten Unterschieden in der Berechnung führt.

Für Bohrpfähle nehmen *Zhang et al. (2015)* ein Verhältnis von $\delta/\varphi' = 0,75$ an. Eine Zusammenstellung von Erfahrungswerten anderer Autoren ist ebenfalls in *Zhang et al. (2015)* enthalten.

Übertragung auf Fundexpfähle

Die Empfehlungen der *API (2000)* gelten insbesondere für Stahlrohrpfähle. Für Fundexpfähle kann von einer wesentlich rauerer Oberfläche durch den Beton ausgegangen werden. Durch das seitliche Verdrängen beim Einbringen ist es denkbar, dass der Boden nach dem Ziehen des Vortreibrohres in seiner Lage verbleibt und durch den Beton gestützt wird. Ein Eindringen des Betons in Hohlräume wird vermutlich durch die Verdichtung des Bodens beschränkt. Dadurch stellt sich wahrscheinlich keine sehr gute Verzahnung der Pfahloberfläche mit dem Erdreich ein. Durch die seitliche Verdrängung des Bodens und eine leichte Verzahnung sollte sich das Verhältnis δ/φ' im Vergleich zu Tab. 2.5 stark erhöhen. Es

wird vermutet, dass für alle nichtbindigen Böden ein Wandreibungswinkel δ/φ' zwischen 0,9 und 1,0 für Fundexpfähle angesetzt werden kann.

2.4.4 Verspannungseffekte infolge Dilatanz

Bei dicht gelagerten nichtbindigen Böden tritt unter Schubbeanspruchung nach zunächst geringer Volumenverminderung (Kontraktanz) eine starke Volumenzunahme ein, welche als Dilatation bezeichnet wird (v. Soos/Engel 2017). In Abb. 2.10 ist das typische Spannungs-Verformungs-Verhalten von locker und dicht gelagerten nichtbindigen bzw. normal- und überkonsolidierten bindigen Böden dargestellt.

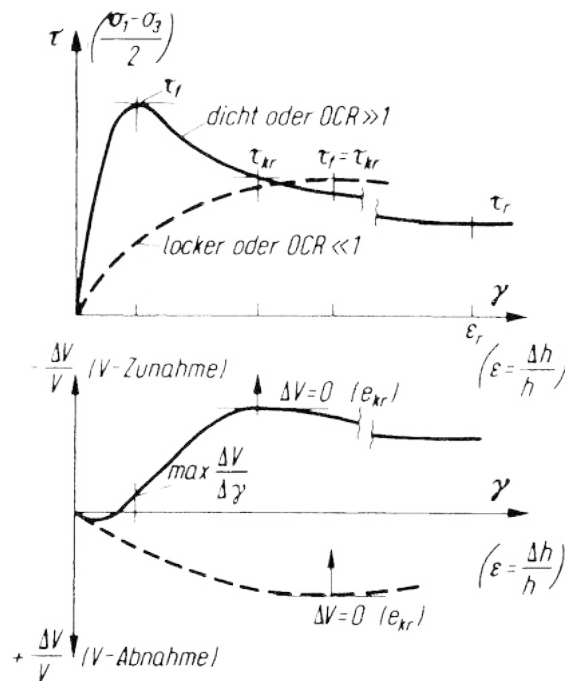


Abb. 2.10: Darstellung typischer Schubspannungs-Dehnungs-Linien und Volumenänderungs-Dehnungs-Linien bei unterschiedlichen Lagerungsdichten und Konsolidierungsgraden, aus v. Soos/Engel (2017)

In Wernick (1978) wird das Tragverhalten von Zugpfählen über Verspannungseffekte infolge Dilatanz begründet. Für Sand mit einer hohen Lagerungsdichte wird infolge von Scherung eine Volumenzunahme festgestellt. Diese Volumenzunahme wird nach Wernick (1978) in größeren Tiefen durch den Überlagerungsdruck behindert. Als Folge stellen sich zusätzliche Spannungen ein, welche die Mantelreibung erhöhen. Nach dem Erreichen eines Maximalwertes fällt die Mantelreibung infolge weiterer Verschiebung auf eine Resttragfähigkeit ab. Der Einfluss der Dilatanz ist nach Wernick (1978) bei kleinem Pfahldurchmesser größer. Zudem kann Abb. 2.11 entnommen werden, dass die Verspannung überproportional mit der Lagerungsdichte des Sandes ansteigt. Der Einfluss der Dilatanz auf die Tragfähigkeit bei Pfählen mit Durchmessern $D > 1$ m macht nach Jardine et al. (2005) weniger als 5 % aus. Bei Pfählen mit geringem Durchmesser ist dieser Faktor jedoch wichtig und kann insbesondere bei kleinen Modellpfählen das Tragverhalten dominieren.

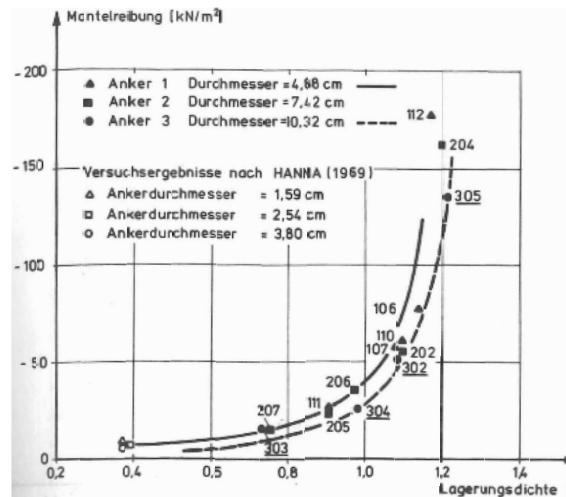


Abb. 2.11: Durch Dilatanz überproportional zunehmende Mantelreibung in Abhängigkeit der Lagerungsdichte aus Wernick (1978)

Auch nach Bolton (1986) ist die Größe der Dilatanz abhängig von den effektiven Spannungen im Boden und von der Lagerungsdichte. Sehr hohe Überlagerungsdrücke reduzieren das dilatante Verhalten, während eine höhere Lagerungsdichte mehr Dilatanz verursacht. Um den Dilatanzwinkel außerhalb von Versuchen zu bestimmen, wird in Bolton (1986) eine Korrelation über die Differenz aus φ'_p und φ'_{cv} nach Gl. (2.17) vorgenommen.

$$\psi = 1,25 (\varphi'_p - \varphi'_{cv}) \quad (2.17)$$

Über den Dilatanzwinkel ψ wird die Scherfläche nach Bolton (1986) geneigt, sodass sich der Bruchzustand über einen vergrößerten Reibungswinkel φ' ergibt. Diese als Sägezahnmodell bezeichnete Vorstellung ist in Abb. 2.12 dargestellt.

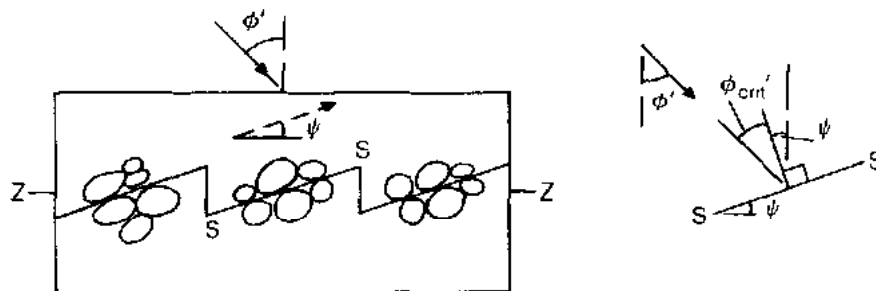


Abb. 2.12: Sägezahnmodell aus Bolton (1986) zur Beschreibung eines erhöhten Scherwiderstandes durch den Ansatz von Dilatanz

Die Zunahme des Bodenvolumens infolge Dilatanz wird in Bolton (1986) über den Dilatanzwinkel ψ nach Gl. (2.18) ausgedrückt.

$$\tan \psi = \frac{d\varepsilon_y}{d\gamma_{yz}} \quad (2.18)$$

Die Zunahme der Normalspannungen auf den Pfahlmantel $\Delta\sigma'_n$ wird in *Jardine et al. (2005)* über Gl. (2.19) berechnet.

$$\Delta\sigma'_n = 2G \frac{\Delta R}{R} \quad (2.19)$$

mit: G = Schubmodul

ΔR = Aufweitung der Scherzone

R = Pfahlradius

In Gl. (2.19) ist zu erkennen, dass der Einfluss der Dilatanz, wie in *Wernick (1978)* beschrieben, mit zunehmendem Pfahldurchmesser D abnimmt. Damit ein Herausziehen des Pfahles erfolgen kann, muss sich nach *Jardine et al. (2005)* eine radiale Verschiebung des Bodens um die Rauigkeit der Pfahloberfläche einstellen, weshalb für ΔR die zweifache mittlere Rauigkeit verwendet wird. Danach beträgt diese für angerostete Stahlrohre 0,02 mm.

In *Lehane et al. (1993)* wird anstelle der radialen Verschiebung ΔR die horizontale Verschiebung δh angesetzt. Dazu ergänzt *Quarg-Vonscheidt (2000)*, dass für die Vertikalverschiebung ein Grenzwert existiert.

Nach *Houlsby (1991)* verformt sich der Boden innerhalb der Scherzone plastisch und außerhalb elastisch. Die Breite der Scherzone wird zwischen dem 10- und 15-fachen des Korndurchmesser angenommen. Auch in *Wernick (1978)* wird die Scherfugendicke für Mittelsand mit dem 15-fachen des mittleren Korndurchmessers d_{50} angegeben. Nach *v. Soos/Engel (2017)* beträgt diese etwa das 16-fache von d_{50} .

Übertragung auf Fundexpfähle

Vermutlich macht die Dilatanz bei Fundexpfählen mit den verfügbaren Durchmessern von 38 bzw. 44 cm einen wesentlichen Anteil der Zugtragfähigkeit aus und ist daher unbedingt zu berücksichtigen. Die Zunahme der Normalspannung auf den Pfahl und damit die erhöhte Tragfähigkeit sind unter anderem abhängig von der Rauigkeit der Pfahloberfläche. Da hierzu keine genaueren Messdaten vorliegen, können vorerst auch keine Aussagen zum Anteil der Dilatanz beim Tragverhalten oder zur maximalen Vertikalverschiebung im Grenzzustand getroffen werden.

2.4.5 Veränderung der Mantelreibung mit der Tiefe

Wernick (1978) weist darauf hin, dass die Pfahlmantelreibung ausgehend von der Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb über die Tiefe linear zunehmen müsste, da dies der Erdruckverteilung im Boden entspricht. In der Praxis wird ein linearer Verlauf jedoch weder für Zug- noch für Druckpfähle festgestellt. Für Zugpfähle nimmt *Wernick (1978)* einen bilinearen Ansatz für die Verteilung der Mantelreibung an. Dies wird damit begründet, dass die mobilisierte Mantelreibung aus Verspannungen infolge Dilatanz resultiert, welche

von der Lagerungsdichte abhängig ist (vgl. Abschnitt 2.4.4). Bei konstanter Lagerung folgt in großen Tiefen auch ein konstanter Verlauf der Mantelreibung (Abb. 2.13).

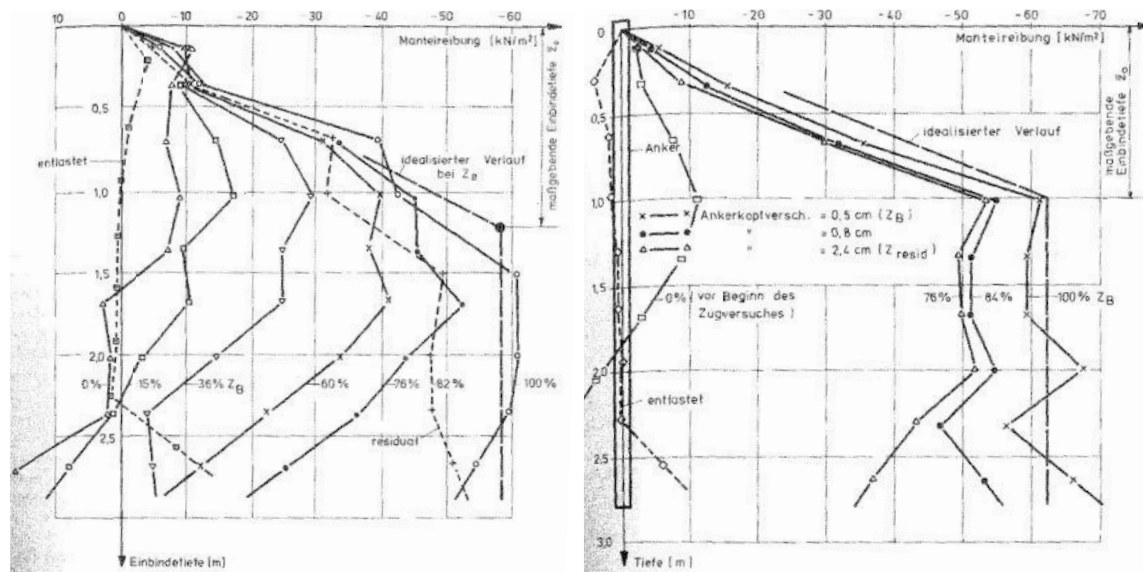


Abb. 2.13: Mobilisierte Pfahlmantelreibung über die Tiefe für unterschiedliche große Zuglasten, aus Wernick (1978)

Die erdstatischen Ansätze von *Hettler (1984)*, *Lehane et al. (1993)* und *Jardine et al. (2005)* berücksichtigen bei der Mantelreibung einen über die Tiefe linearen Anteil aus Reibung und einen konstanten Anteil infolge Dilatanz. In *Hettler (1984)* sind Ergebnisse der Mantelreibung in Abhängigkeit der Laststufe aus vorherigen Versuchen dargestellt. Da die Belastung am Pfahlkopf angreift, wird die Mantelreibung zu Beginn nur oberflächennah mobilisiert. Längeneffekte werden von *Hettler (1984)* nicht festgestellt. Die Pfahlmantelreibung nimmt auch bei unterschiedlichen Pfahllängen linear mit der Tiefe zu.

In *Nicola/Randolph (1993)* wurde die Verteilung der Pfahlmantelreibung numerisch ermittelt. Dabei wurden Verspannungseffekte infolge Dilatanz nicht berücksichtigt. Die Mantelreibung nimmt dabei über die Tiefe linear zu. Am Pfahlfuß ist eine starke Zunahme der Mantelreibung erkennbar.

Übertragung auf Fundexpfähle

Da angenommen wird, dass das Zugtragverhalten von Fundexpfählen zu einem großen Anteil aus Dilatanz hervorgerufen wird, wird bei hohen Lagerungsdichten von einem konstanten Verlauf der Pfahlmantelreibung ausgegangen. In locker gelagerten nichtbindigen Böden nimmt diese vermutlich mit der Tiefe linear zu.

2.4.6 Erforderliche Hebung zur vollen Mobilisierung der Mantelreibung

Der Lastabtrag von Zugpfählen ist wie bei Druckpfählen verschiebungsabhängig. Neben der erforderlichen Dehnungen des Bodens kommt zusätzlich die Längenänderung des Pfahles infolge Zugspannungen hinzu. Beim Ansatz von Pfahlwiderständen bei der Bemessung

von Bauwerken sind auch die zur Mobilisierung der Widerstände erforderlichen Verschiebungen zu berücksichtigen.

Zur vollständigen Mobilisierung der Pfahlmantelreibung ist nach *Hettler (1984)* eine Verschiebung von 1,2 mm erforderlich. Getestet wurden dabei Modellpfähle unterschiedlicher Materialien mit Längen zwischen 15 und 60 cm. Eine Abhängigkeit mit der Pfahllänge kann hier nicht festgestellt werden.

Die Modellversuche von *Quarg-Vonscheidt (2000)* zeigen erforderliche Hebungen zur vollen Mobilisierung von etwa 3 mm für $L = 400$ mm und etwa 1 mm für $L = 100$ mm. Dabei fällt die Abhängigkeit von der Pfahllänge auf.

Dagegen wurde bei Feldversuchen in *Lehane et al. (1993)* für einen Zugpfahl mit $L = 6$ m eine Hebung von 13,5 mm erforderlich, während für den gleichen Pfahl auf Druck belastet nur 3,6 mm gemessen wurden, um die Pfahlmantelreibung voll zu mobilisieren. Bei Zugversuchen von *Beringen et al. (1979)* mit $L = 5,25 - 7$ m und *Brucy et al. (1991)* mit $L = 12 - 24$ m wurden jeweils 50 mm als Grenzhebung definiert. In *Beringen et al. (1979)* trat die maximale Tragfähigkeit zwischen 8 und 16 mm ein.

In *Zhang et al. (2015)* wurden bei zwei Bohrpfählen mit $L = 40$ m unter der höchsten Belastungsstufe vertikale Kopfverschiebungen von $s_1 = 30$ mm und $s_2 = 35$ mm gemessen. Zur vollen Mobilisierung war eine relative Verschiebung zwischen Pfahl und Boden von 10,9 mm und 5,33 mm erforderlich.

Bei den Zugpfählen in *Borchert et al. (1998)* mit Pfahllängen zwischen 9,3 und 24 m fällt zudem auf, dass die gemessenen Hebungen eine große Streubreite aufweisen. Diese lag zwischen 11 mm bis 76 mm, der Großteil befand sich zwischen 28 mm und 58 mm. Bei einigen Pfählen ist eine klare Tendenz erkennbar, dass die Länge der Pfähle mit einer größeren Hebung korrelieren. Andere Profile weisen jedoch einen entgegengesetzten Trend auf.

Übertragung auf Fundexpfähle

Die große Bandbreite an Erfahrungswerten zeigt, dass die erforderlichen Hebungen zur vollen Mobilisierung der Mantelreibung von der Pfahlgeometrie, dem Pfahlsystem und auch vom Baugrund abhängig sind. Eine für Fundexpfähle allgemeingültige Angabe über die erforderliche Pfahlkopfhebung kann auch aufgrund der für dieses Pfahlsystem fehlenden Datenlage nicht gegeben werden. Zudem zeigt die Zusammenstellung, dass die Hebungen aus kleinmaßstäblichen Modellversuchen nicht auf normale Pfähle übertragen werden können. Zur Korrelation der erforderlichen Hebung ist die Pfahllänge nicht als Anhaltswert geeignet. Es wird vermutet, dass die volle Mantelreibung bei auf Zug belasteten Fundexpfählen zwischen 10 mm und 50 mm Hebung erreicht wird. Allerdings können hier auch deutlich größere Hebungen möglich sein. Diese Vermutung ist aufgrund der sehr dürftigen Datengrundlage vor weiterer Verwendung abzusichern.

2.4.7 Mantelreibung von Zug- und Druckpfählen

Dass sich die Pfahlmantelreibung infolge Zug- und Druckbelastung unterscheidet, ist allgemein bekannt. Das Verhältnis der Tragfähigkeit auf Zug zu Druck wird nachfolgend über Q_t/Q_c abgekürzt. Für die geringere Tragfähigkeit auf Zug werden in *Nicola/Randolph (1993)* die folgenden Ursachen genannt:

- die Querkontraktion des Pfahles
- die Veränderung des Spannungsfeldes
- die Verdrehung der Hauptspannungen

Nicola/Randolph (1993) führten numerische Berechnungen durch und zeigen, dass die Normalspannung auf die Pfahloberfläche infolge von Zugbelastung geringer wird und infolge Druck zunimmt. Begründet wird dies durch die Dehnung in Querrichtung über die Poissonzahl.

Ein weiterer Grund für die geringere Tragfähigkeit von Zugpfählen ist nach *Nicola/Randolph (1993)* der Umstand, dass durch die in den Boden eingeleiteten Vertikalspannungen die effektiven Spannungen im Boden reduziert werden. Dadurch wird die Coulomb'sche Bruchbedingung früher erreicht.

In *Jardine et al. (2005)* wird für Zugpfähle eine Abminderung des Reibungsanteils der Mantelreibung um 20 % vorgenommen, während der Mantelreibungszuwachs infolge Dilatanz gleich bleibt. In *API (2014)* wird die Tragfähigkeit auf Zug geringer als auf Druck angegeben. In bindigen Böden darf dagegen dieselbe Mantelreibung für Zug- als auch für Druckbelastung verwendet werden.

Das Verhältnis Q_t/Q_c wird je nach Literaturquelle unterschiedlich stark angegeben. Eine Übersicht ist in Tab. 2.6 enthalten. Eine Zusammenstellung weiterer Erfahrungswerte der Mantelreibung auf Zug zu Druck durch Feld- und Modellversuche kann *Ramasamy et al. (2004)* entnommen werden.

Tab. 2.6: Verhältnis der Mantelreibung bei Zug- und Druckpfählen Q_t/Q_c aus angegebenden Literaturquellen

Autor	Q_t/Q_c [-]	Bemerkung
Mansur/ Kaufman (1956)	0,41	
Beringen et al. (1979)	0,63 bis 0,8	
Lehane et al. (1993)	0,8	
Nicola/ Randolph (1993)	0,7	
Mörchen (2003)	0,3 bis 0,7	
Ramasamy et al. (2004)	0,87	feuchte Böden
	0,6	gesättigte Böden
	0,48	trockene nichtbindige Böden
Zhang et al. (2015)	0,49 bis 0,84	

Eine Gegenüberstellung der Mantelreibung über die Einbindetiefe für Zug- und Druckbelastung enthält Abb. 2.14. Dabei fällt auf, dass die Mantelreibung bei Druckpfählen in

der Nähe des Pfahlfußes abnimmt (siehe auch *Mansur/Kaufman (1956)*). *Mörchen (2003)* erklärt dies mit dem sogenannten Falltüreffekt (Abb. 2.15). In diesem Bereich überschreitet die Mantelreibung der Zugpfähle teilweise die der Druckpfähle. Ansonsten liegt die Mantelreibung auf Zug mit wenigen Ausnahmen unterhalb der infolge Druckbelastung. Das Verhältnis von Q_t/Q_c wird in Abb. 2.16 veranschaulicht.

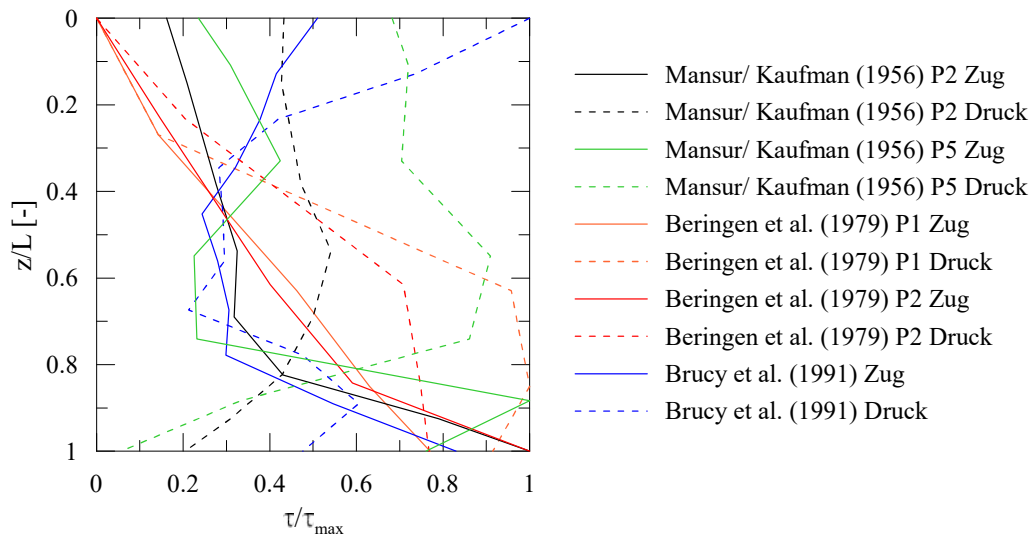


Abb. 2.14: Vergleich der Mantelreibung von Zug- und Druckpfählen: Verhältnis der lokalen Mantelreibung τ und der für Druck- und Zugbelastung maximal gemessenen Mantelreibung τ_{max} in Abhängigkeit der Tiefe über die Einbindelänge z/L mit den Messwerten aus Brucy et al. (1991), Beringen et al. (1979) und Mansur/Kaufman (1956)

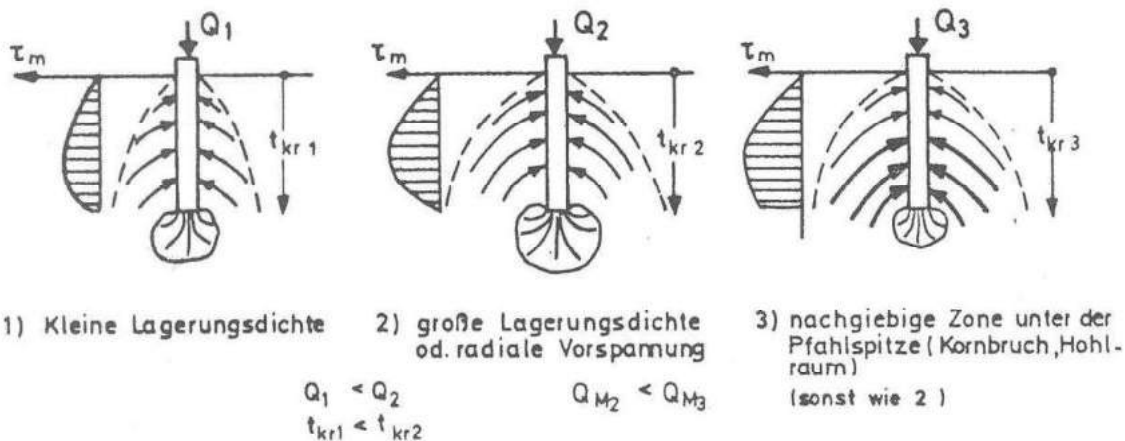


Abb. 2.15: Erläuterung des Falltüreffekts bei Druckpfählen, erkennbar ist die reduzierte Mantelreibung τ_m in Nähe des Pfahlfußes, aus Ripper (1984)

In Abb. 2.16 liegt das mittlere Verhältnis von Q_t/Q_c im Bereich von $z/l = 0$ bis $0,8$ bei $0,59$. Die deutlich größeren Mantelreibungswerte der Zugpfähle in unmittelbarer Umgebung zum Pfahlfuß können neben dem Falltüreffekt zusätzliche wie folgt begründet werden:

- Zum einen kann eine erhöhte Mantelreibung in unmittelbarer Umgebung zum Pfahlfuß auf den in *Witzel (2004)* beschriebenen komprimierten Pfropfen zurückgeführt werden, welcher den umgebenden Boden verdrängt und damit die Normalspannung auf den Pfahlmantel erhöht.

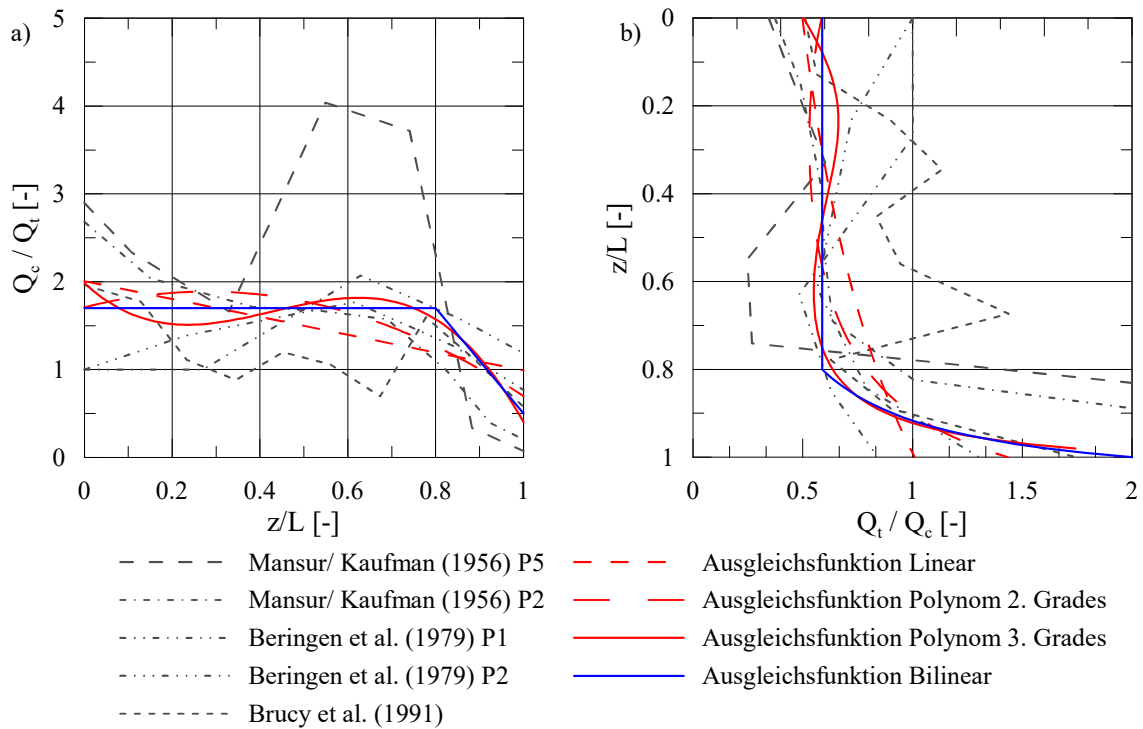


Abb. 2.16: Verhältnis der Mantelreibung infolge Druck- zu Zugbelastung Q_c/Q_t über die Einbindelänge z/L (a) mit Messwerten aus Brucy et al. (1991), Beringen et al. (1979) und Mansur/Kaufman (1956). Enthalten in (b) ist das Verhältnis von Mantelreibung infolge Zug- zu Druckbelastung Q_t/Q_c mit denselben Werten über die Einbindelänge. Die Mittelwerte werden über Ausgleichsfunktionen sichtbar gemacht.

- Eine andere Erklärung für einen erhöhten Widerstand am Pfahlfuß bei Zugbelastung liefern Saugeffekte. Bei den untersuchten Pfählen in *Beringen et al. (1979)* handelte es sich um ein offenes und ein geschlossenes Stahlrohr. Die erhöhte Mantelreibung trat nur am geschlossenen Pfahl auf und weist somit auf die Saugeffekte hin. Auch in *Xu et al. (2017)* wird der Hinweis auf eine mögliche Zugkraft am Pfahlfuß infolge von Sog gegeben.

Übertragung auf Fundexpfähle

Es ist festzuhalten, dass die mittlere Pfahlmantelreibung von Zugpfählen geringer als bei Druckpfählen ist. Darum ist es sinnvoll, die Erfahrungswerte der *EA-Pfähle (2012)* für Mantelreibung nicht pauschal für Zugpfähle anzusetzen. Lokal kann sich das Verhältnis Q_t/Q_c auch über 1,0 bewegen. Dies wird am Pfahlfuß beobachtet, da es hier bei Druckpfählen zu einem geringen Lastabtrag über Mantelreibung infolge des Falltüreffektes kommt. Bei Zugpfählen kann es zu einem Unterdruck am Pfahlfuß und damit zu Saugeffekten kommen, die den Zugwiderstand erhöhen. Infolge statischer Belastung bauen sich diese Saugeffekte in nichtbindigen Böden höchstwahrscheinlich rasch ab, weshalb diese nicht für den Widerstand angesetzt werden sollten. Bei Fundexpfählen kann aufgrund des Installationsvorganges davon ausgegangen werden, dass kein verdichteter Bodenkörper unterhalb der Spitze entsteht, welcher für eine erhöhte Mantelreibung sorgt. Somit können die beschriebenen Effekte, welche die Mantelreibung bei Zugpfählen erhöhen, für Fundexpfähle

ausgeschlossen werden. Andersherum ist es bei Druckpfählen möglich, dass die Mantelreibung am Pfahlfuß abnimmt.

2.4.8 Ankündigung des Versagens

Quarg-Vonscheidt (2000) beschreibt die Widerstands-Hebungs-Linie als eine anfänglich weitestgehend gleichmäßige Pfahlhebung mit einem plötzlichen Versagen bei Erreichen der Grenzlasterlast. Dagegen entsprechen die Widerstands-Hebungs-Linien in *Mansur/Kaufman (1956)* einer stetigen Hyperbelfunktion, die sich asymptotisch an eine Grenztragfähigkeit annähert. Das Versagen kündigt sich durch eine immer stärker zunehmende Hebung an. Dieses Verhalten kann auch in *Beringen et al. (1979)* beobachtet werden.

Bei den in *Goel/Patra (2007)* dargestellten Widerstands-Hebungs-Linien sind beide Verhaltensweisen erkennbar. Teilweise folgt auf einen linearen Anstieg der Hebung mit der aufgebrauchten Zuglast ein spröder Abbruch. In anderen Fällen kündigt sich das Versagen durch größer werdende Hebungen eher zäh und langsam an.

In *Zhang et al. (2015)* wird nach der vollen Mobilisierung der Pfahlmantelreibung eine Abnahme auf etwa 90 bis 93 % des Maximalwertes beobachtet, was dem plötzlichen Versagen zugeordnet werden kann. Auf den Beobachtungen aufbauend wird in *Zhang et al. (2015)* eine nichtlineare Mobilisierungskurve mit einem Entfestigungsbereich entwickelt. Anwendung findet das Berechnungsmodell beispielsweise in *Xu et al. (2017)*.

Übertragung auf Fundexpfähle

In der Literatur sind nicht viele bis zum Versagen dargestellte Widerstands-Hebungs-Linien verfügbar. Ob ein Fundexpfahl eher spröde oder zäh auf Zug versagt, kann nicht beurteilt werden. Möglich ist, dass je nach Baugrund beide Versagensarten vorkommen können. Im Hinblick auf die Extrapolation mit dem Hyperbelverfahren sollten daher keine zu großen Hebungen angesetzt werden, da die Erfahrungswerte ansonsten mit Unsicherheiten behaftet werden.

2.4.9 Adhäsionsfaktor bindiger Böden

Der Adhäsionsfaktor α gibt das Verhältnis aus den adhäsiven Verbundspannungen zwischen Boden und Bauwerk zur undränierten Scherfestigkeit c_u nach Gl. (2.9) an. Berechnungsansätze für den Adhäsionsfaktor α nach *API (2014)* werden in Abschnitt 2.3.3 vorgestellt. In Abb. 2.17 ist α für verschiedene effektive Vertikalspannungen in Abhängigkeit von c_u dargestellt. Zudem werden darin die Erfahrungswerte aus *Werner (2006)* für das 10 %- und 50 %-Quantil für Fundexpfähle dargestellt.

Nach *Jardine et al. (2005)* führt der Ansatz von totalen Spannungen über undränirierte Scherfestigkeiten und den Adhäsionsfaktor α jedoch zu fehlerhaften Ergebnissen. Als Ursache wird angegeben, dass das Reibungsverhältnis in der Scherzone sehr stark variieren kann. Eine bestimmbar Abhängigkeiten von c_u oder c_u/σ'_{v0} kann dabei nicht identifiziert werden.

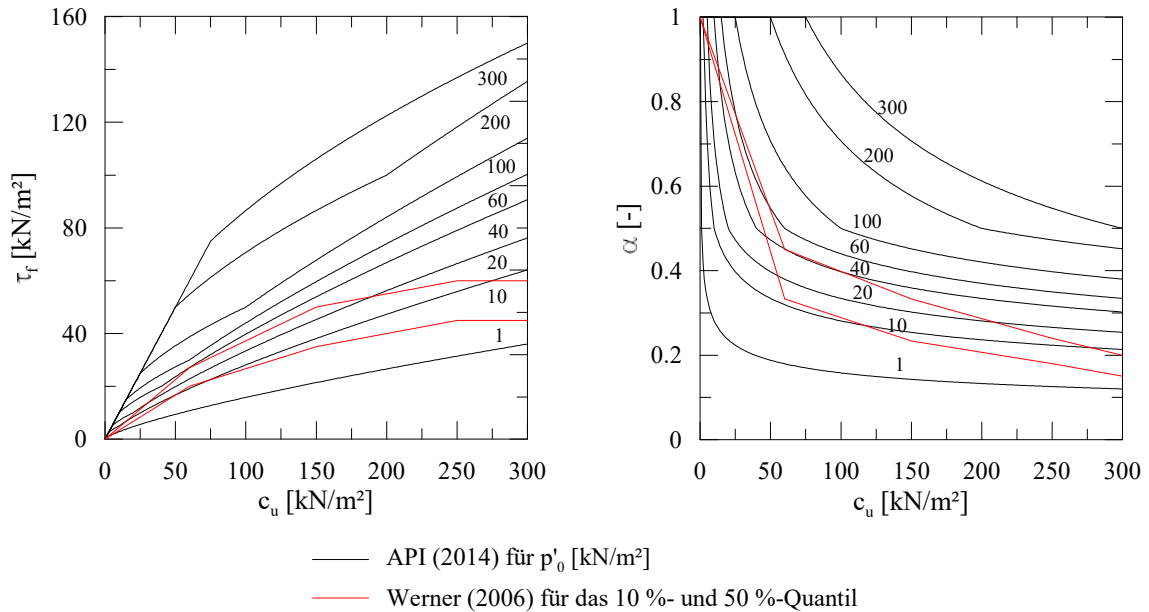


Abb. 2.17: Empfehlungen für die Pfahlmantelreibung τ_f und den Adhäsionsfaktor α nach API (2014) und Werner (2006)

Während für den Spitzenwiderstand Unterschiede zwischen Tonen und Geschiebemergel festzustellen sind, können für diese Böden die gleichen Erfahrungswerte für die Mantelreibung in Abhängigkeit von c_u angesetzt werden (Werner 2006).

Übertragung auf Fundexpfähle

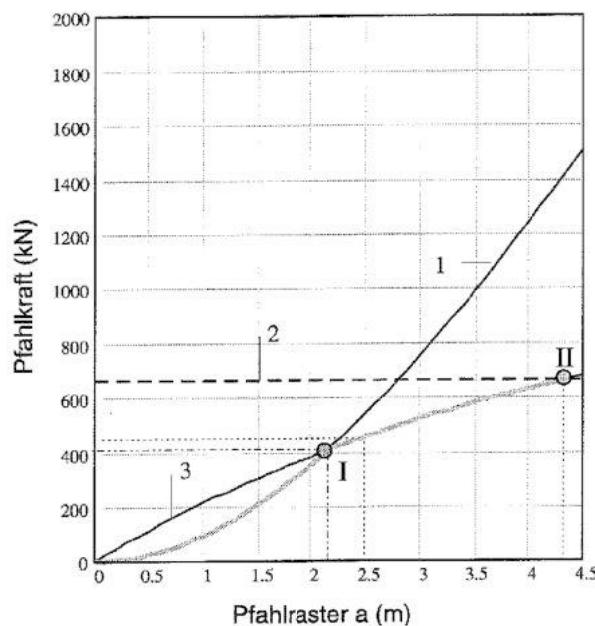
Über das Tragverhalten in bindigen Böden ist nach Durchführung der Literaturrecherche nicht viel bekannt. Die Pfahlmantelreibung hängt von der undrained Scherfestigkeit des Bodens ab. Allerdings ist zu prüfen, ob diese für das Verbundverhalten mit dem Pfahl abzumindern ist.

2.4.10 Gruppenverhalten

Stehen Einzelpfähle in einer Gruppe nahe beieinander, resultiert dies nach Franke/Golub (1996) in einer Verschlechterung des Tragverhaltens, da die einzelnen Pfähle von den Nachbarpfählen Bodenverformungen erfahren. Für das Gruppentragverhalten geht Quarg-Vonscheidt (2000) von der für Einzelpfähle entwickelten Modellvorstellung der angehängten Bodenkörper aus. Eine Gruppeneffektivität von über 1,0 (einzelner Gruppenpfahl trägt mehr als ein alleinstehender Einzelpfahl) ist nicht möglich. Das Tragverhalten wird in Abhängigkeit des Achsabstandes zwischen den Pfählen gesetzt. Zwei Kriterien werden dabei betrachtet:

- 1) Die Gruppe versagt als Ganzes: Maßgebend ist die Gewichtskraft des angehängten Bodenkörpers an die Pfahlgruppe.
- 2) Die Einzelpfähle versagen: Maßgebend ist die Gewichtskraft des angehängten Bodenkörpers an die Einzelpfähle, da gewisse Bereiche zwischen den Pfählen nicht mehr mobilisiert werden können.

Die Grenzkriterien sind in Abb. 2.18 dargestellt. Für kleine Pfahlraster ist das Kriterium 1) maßgebend, für größere Abstände das Kriterium 2). Als optimaler Pfahlabstand wird das Rastermaß bezeichnet, an dem sich die Kurven beider Kriterien schneiden. Hier wird der gesamte Boden zwischen den Pfählen mobilisiert. Auf diese Weise wird auf der geringsten Fläche die größtmögliche Gesamttragfähigkeit der Pfahlgruppe erreicht. Die Einzelpfähle tragen dagegen die maximale Last, wenn sie in einem so großen Abstand zueinander stehen, dass sie sich nicht mehr gegenseitig beeinflussen.



Versuchsparameter
der Probebelastung: $\gamma = 11,0 \text{ kN/m}^3$ $\varphi = 35^\circ$
Rechnansatz: $\eta_A = 1,25$ $\eta_{EP} = 2,0$
 $G = 1340 \text{ kN}$

1. Gewichtskraft des angehängten Erdkörpers ($\eta_A = 1,25$)

$$G_B = \frac{a^2 \cdot 11,0}{\eta_A} \cdot \left(11,5 - \frac{2}{3} \cdot \frac{a \cdot \sqrt{2}}{2 \cdot \tan 35^\circ} \right)$$

2. Tragfähigkeit eines Einzelpfahles

$$G/\eta_{EP} \quad (\eta_{EP} = 2,0)$$

3. Tragfähigkeit eines einzelnen Pfahles in der Gruppe

$$(\eta = 1,25 \text{ bis } 2,0)$$

$$Q_{\text{geb}}^* = \frac{G}{\eta_A + \frac{\eta_{EP} - \eta_A}{2 \cdot A + d} \cdot a}$$

- I. Optimaler Pfahlabstand für die vorgewählte Pfahllänge. Die Gruppenpfahltragfähigkeit entspricht dem Gewicht des angehängten Erdkörpers.

- II. Grenzabstand des Gruppenverhaltens (Gruppenpfahltragfähigkeit entspricht Einzelpfahltragfähigkeit) $a = 2 \cdot 2,04(A) + 0,25(d)$

Abb. 2.18: Erläuterung des Gruppeneffektes über die aufnehmbare Pfahlkraft in Abhängigkeit des Pfahlrasters, aus Quarg-Vonscheidt (2000)

Die Gruppenversuche von Borchert *et al.* (1998) zeigen, dass zwischen den Pfählen einer Gruppe zu Belastungsbeginn keine wesentlichen Unterschiede in der Hebung festzustellen sind. Im weiteren Verlauf nehmen die Hebungen der Innenpfähle stärker zu als die der Außenpfähle. Die Zuglast Q_t der Innen-, Eck- und Randpfähle bei gleicher Hebung ist in Abb. 2.19 dargestellt.

Bei den Losen 1.4 und 4 in Abb. 2.19 wurden neun Pfähle mit einem geringeren Achsabstand verwendet, da die zuvor durchgeführten Versuche vermuten ließen, dass der Innenpfahl durch die vier Eckpfähle nicht ausreichend abgeschirmt wird. Daher werden die Zuglasten dieser Lose hier als am aussagekräftigsten angesehen. Den geringsten Lastanteil hat somit der Innenpfahl gefolgt vom Randpfahl. Die Eckpfähle werden aufgrund ihrer Lage nicht so stark durch den Gruppeneffekt geprägt und tragen die größte Zuglast ab.

Das Gruppenverhalten von Zugpfählen ist dem von Druckpfählen abzugrenzen. Mörchen (2003) beschäftigt sich vorrangig mit Druckpfählen und entwickelt u.a. einen Berechnungs-

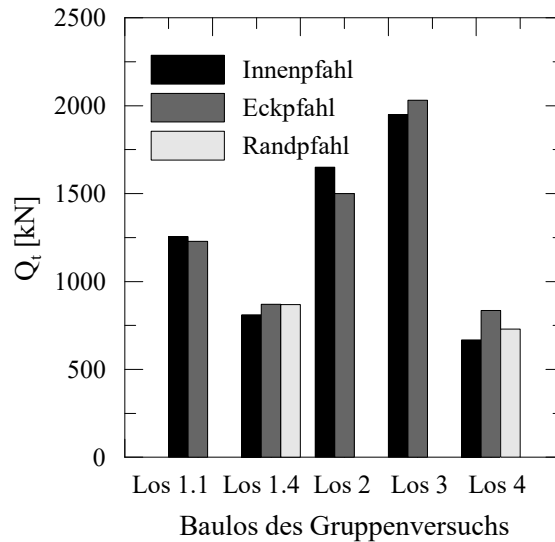


Abb. 2.19: aufgenommene Zuglast der Innen-, Eck- und Randpfähle bei jeweils gleicher Hebung, aus Borchert et al. (1998)

ansatz für Einzelpfähle über Rotationsschalen (Abb. 2.20), mit dessen Hilfe abgeschätzt werden kann, ab welchem Achsabstand Gruppeneffekte auftreten. Quantitative Aussagen zur Tragfähigkeit sind damit jedoch nicht möglich. Zur Berücksichtigung des Pfahlfußwiderstandes wird der Pfahl im Berechnungsmodell um $f \cdot d$ verlängert, wobei d der Durchmesser ist und der empirische Faktor f zwischen 4 und 5 liegt. Nach Mörchen (2003) kann über diesen Ansatz das Verhalten von langen Pfählen, welche ihre Last größtenteils über Mantelreibung abtragen, gut abgebildet werden.

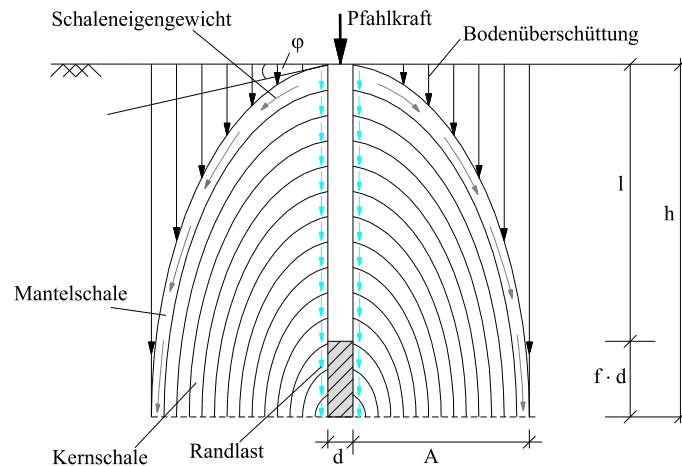


Abb. 2.20: Schalenkräfte infolge Pfahlbelastung für Druckpfähle, aus Mörchen (2003)

In kleinmaßstäblichen Versuchen wurden zudem vierer und fünfer Gruppen mit veränderlichen Achsabständen untersucht. Die Gruppeneffektivität beschreibt, wie sich das Tragverhalten der einzelnen Pfähle im Vergleich zu einem allein stehenden Einzelpfahl verändert. Eine Gruppeneffektivität größer 1,0 ergibt ein erhöhten Pfahlwiderstand infolge der Gruppenanordnung. Diese ist in Abhängigkeit des Verhältnisses Pfahlachsabstand a zu Pfahldurchmesser d in Abb. 2.21 dargestellt. Danach erhöht sich der Pfahlwiderstand, je näher die einzelnen Pfähle nebeneinander stehen.

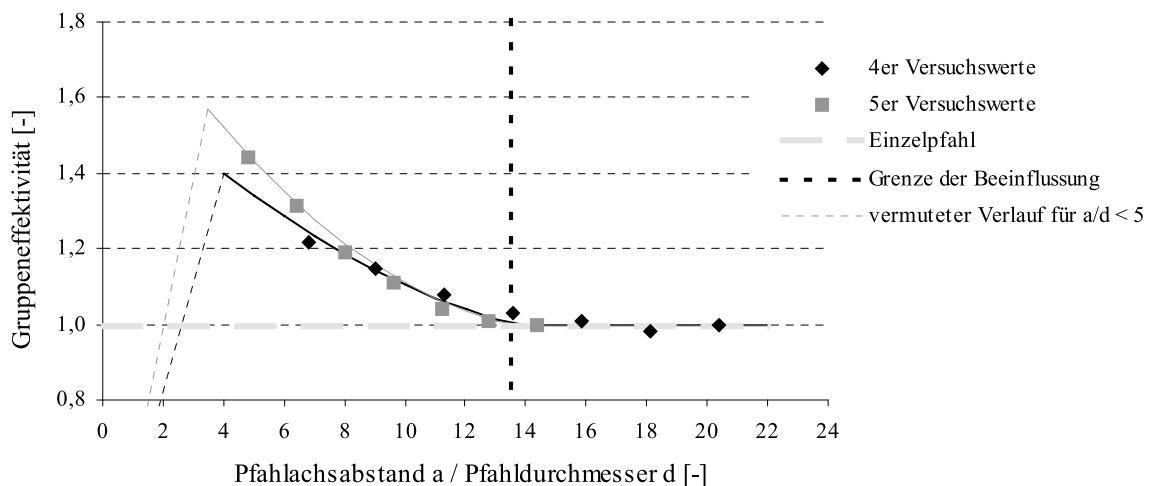


Abb. 2.21: Gruppeneffektivität bei Druckpfählen in Abhängigkeit des Pfahlabstandes aus Modellversuchen, aus Mörchen (2003)

Mörchen (2003) erklärt die Gruppeneffektivität aus Abb. 2.21 damit, dass sich die Rotationsschalen überschneiden (Abb. 2.22). Das Berechnungsmodell wird dabei angepasst, indem die einzelnen Pfähle im Bereich der Überschneidung zu einem virtuellen Ersatzpfahl zusammengefasst werden. Die anschließende Auswertung dieses Ansatzes kann die erhöhte Gruppeneffektivität jedoch nicht wiedergeben.

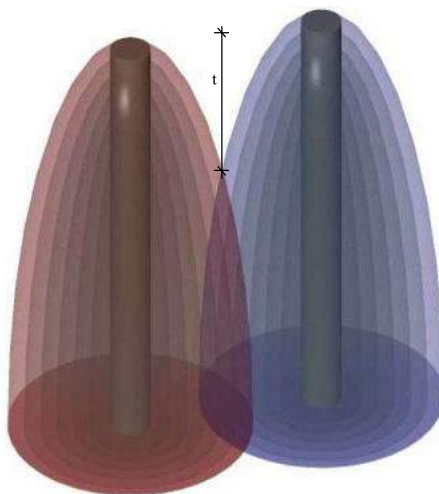


Abb. 2.22: Überlagerung der aus einzelnen Schalen bestehenden Rotationsparabeln bei Druckpfählen, aus Mörchen (2003)

Übertragung auf Fundexpfähle

Das Tragverhalten von Zugpfählen wird bei Anordnung in Gruppen vermindert. Stehen die Pfähle nahe beieinander, überlagern sich die angehängten Bodenkörper. Je geringer der Achsabstand ist, desto geringer ist die aufnehmbare Zugkraft der einzelnen Pfähle. Wird der gesamte Boden zwischen den Pfählen als Widerlager beansprucht, kann es zu einem Blockversagen kommen. Um ressourcensparend zu bauen, sollte das optimale Maß für die größtmögliche Tragfähigkeit der Einzelpfähle gefunden werden. Dieses kann nur bei ausreichenden Abstände der Pfähle erreicht werden.

2.4.11 Zusammenfassung

Das Tragverhalten von Zugpfählen ist von vielen Einflussfaktoren abhängig. Dabei können Erfahrungswerte für andere Pfahlssysteme nur bedingt auf Fundexpfähle übertragen werden. Nachfolgend werden die Kernaussagen aus dem Abschnitt 2.4 zusammengefasst.

- Der Zugwiderstand von Einzelpfählen wird durch die aufnehmbare Mantelreibung bestimmt. Es wird angenommen, dass sich eine Scherfuge zwischen Pfahl und Boden ausbildet. Die Mantelreibung wird über das Bruchkriterium Mohr-Coulomb bestimmt.
- Die Mantelreibung ist abhängig von den Normalspannungen auf den Pfahlmantel. Im Ausgangszustand kann somit ein mit der Tiefe zunehmender Verlauf angenommen werden. Der Seitendruckbeiwert K ist nach der Installation vermutlich größer als K_0 . Mit der Zeit bauen sich die erhöhten Spannungen ab, weshalb auf der sicheren Seite liegend $K = K_0 = 1 - \sin \varphi'$ angenommen werden kann.
- Bei Böden mit hoher Lagerungsdichte wird eine zusätzliche Mantelreibung durch Verspannungseffekte infolge Dilatanz mobilisiert. Diese leisten bei Fundexpfählen vermutlich einen wesentlichen Beitrag zum Tragverhalten. Über die Tiefe ist bei gleichbleibender hoher Lagerungsdichte somit ein konstanter Verlauf der Mantelreibung möglich.
- Der Oberflächenreibungswinkel kann für Fundexpfähle in nichtbindigen Böden vermutlich mit 0,9 bis 1,0 angenommen werden. Diese hohen Werte hängen damit zusammen, dass der Pfahloberfläche aus Ortbeton ein guter Verbund mit dem Boden unterstellt wird.
- Die erforderliche Hebung zur Mobilisierung der vollen Mantelreibung liegt bei Fundexpfählen vermutlich zwischen 10 und 50 mm. Einen wesentlichen Beitrag liefert dabei wahrscheinlich der Baugrund, weshalb keine pauschale Annahme getroffen werden kann.
- Die Mantelreibung bei Zugpfählen ist im Mittel wesentlich geringer als die von Druckpfählen. Dieses Verhältnis wird zwischen 0,4 und 0,85 vermutet. Die Hauptursachen sind abnehmende Vertikalspannungen im Boden und die geringeren Horizontalspannungen am Pfahlmantel infolge der Querkontraktion des Pfahles.
- Das Versagen von Fundexpfählen auf Zug kann spröde oder zäh erfolgen. Dabei ist in der WHL entweder ein abruptes Versagen oder ein hyperbolischer Verlauf erkennbar. Welche Versagensart auftritt, hängt vermutlich mit dem Baugrund zusammen. Bei der Extrapolation der WHLs sollte daher keine zu große Hebung angenommen werden.
- Bei bindigen Böden ist die Mantelreibung abhängig von der undränierten Scherfestigkeit. Dabei wird angenommen, dass der Adhäsionsfaktor α mit zunehmender undränkter Scherfestigkeit des Bodens abnimmt.

- Stehen Zugpfähle in einer Gruppe, tragen die einzelnen Pfähle weniger als wenn sie allein stehen würden. Das Tragverhalten nimmt bei einer kompakten Anordnung zunehmend ab. Dabei überschneiden sich die mobilisierten Erdkörper, deren Eigengewicht als Widerstand dient. Bei sehr naher Anordnung kann auch ein Blockversagen eintreten.

3 Theoretische Grundlagen zu numerischen Berechnungen

3.1 Grundlegendes zur Finiten-Elemente-Methode

Numerische Methoden werden heutzutage immer häufiger zur Lösung komplexer Problemstellungen verwendet. Dadurch werden Näherungslösungen ermöglicht, die auf analytischem Wege aufgrund der Größe und Komplexität der Systeme sonst nicht erreichbar wären. Zu den numerischen Verfahren gehört unter anderem die Finite-Elemente-Methode (FEM). Hierbei wird ein Kontinuum in eine endliche Zahl an kleinen Elementen zerlegt, die an ihren Stützstellen (Knoten) miteinander verbunden sind. Auf diese Weise wird ein großes System in viele kleine Teilsysteme unterteilt. Die Gleichgewichtsbedingungen werden nach dem Prinzip der virtuellen Verschiebungen aufgestellt und die Lösung nach dem Prinzip des Minimums der potentiellen Energie angenähert. Für eine ausführliche Darstellung der Grundlagen der FEM wird auf *Zienkiewicz (1977)*, *Werkle (2008)* und *Klein (2015)* verwiesen. Nachfolgend wird die FEM in ihren Grundzügen vorgestellt. Es sei darauf hingewiesen, dass fett gedruckte kleine Buchstaben einen Vektor und fett gedruckte große Buchstaben eine Matrix symbolisieren.

Das Kontinuum kann nach *Wehnert (2006)* mit den inneren Spannungen $\boldsymbol{\sigma}$ und Dehnungen $\boldsymbol{\varepsilon}$ sowie den äußeren Lastgrößen \boldsymbol{f} und Weggrößen \boldsymbol{u} beschrieben werden. Der Verschiebungsvektor \boldsymbol{u} wird im dreidimensionalen Raum nach dem kartesischen Koordinatensystem in x-, y- und z-Richtung definiert:

$$\boldsymbol{u} = \begin{pmatrix} u & v & w \end{pmatrix}^T . \quad (3.1)$$

Der Verzerrungsvektor $\boldsymbol{\varepsilon}$ besteht aus den drei Dehnungen in x-, y- und z- Richtung sowie den drei Verdrehungen in den Ebenen xy, yz und zx.

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \begin{pmatrix} \varepsilon_x & \varepsilon_y & \varepsilon_z & \gamma_{xy} & \gamma_{yz} & \gamma_{zx} \end{pmatrix}^T \quad (3.2)$$

Bei den Verzerrungen handelt es sich um die partiellen Ableitungen der Verschiebungen über eine Längendifferenz.

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} \quad (3.3)$$

$$\varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} \quad (3.4)$$

$$\varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z} \quad (3.5)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \quad (3.6)$$

$$\gamma_{yz} = \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \quad (3.7)$$

$$\gamma_{zx} = \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \quad (3.8)$$

Die Beziehung aus Dehnungen und Verschiebungen wird über den Differentialoperator \mathbf{L} ausgedrückt.

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{L}\mathbf{u} \quad (3.9)$$

Der Spannungsvektor beschreibt den inneren Spannungszustand in einem allgemeinen Punkt im Raum und besteht aus den drei Normalspannungen σ und den drei Schubspannungen τ .

$$\boldsymbol{\sigma} = \left(\sigma_x \quad \sigma_y \quad \sigma_z \quad \tau_{xy} \quad \tau_{yz} \quad \tau_{zx} \right)^T \quad (3.10)$$

Die Beziehung zwischen Spannungen und Dehnungen wird über den Materialtensor \mathbf{D} definiert, welcher vom verwendeten Stoffgesetz abhängt.

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D}\boldsymbol{\varepsilon} \quad (3.11)$$

Unter Annahme eines linear-elastischen Verhaltens nach dem Hooke'schen Gesetz kann der Materialtensor über den Elastizitätsmodul E und die Poissonzahl ν (Querdehnzahl) wie folgt definiert werden:

$$\mathbf{D} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}(1-2\nu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}(1-2\nu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}(1-2\nu) \end{bmatrix}. \quad (3.12)$$

In Abb. 3.1 ist das in PLAXIS 3D verwendete Volumenelement dargestellt. Es setzt sich aus zehn Knotenpunkten zusammen, die an den vier Ecken und in den Mittelpunkten der Kanten liegen.

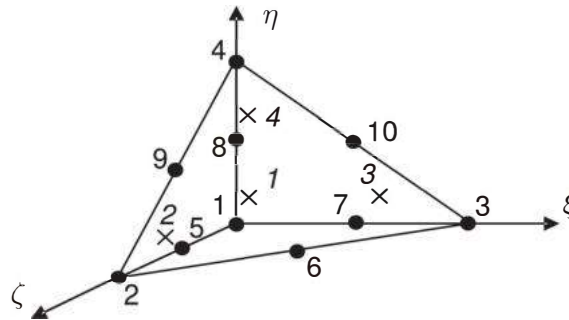


Abb. 3.1: Darstellung eines Volumenelements in Form eines Tetraeders, aus Brinkgreve et al. (2021). Punkte stellen Knoten dar, Kreuze sind Integrationspunkte.

An den Knoten werden die Verschiebungen \mathbf{u} als primäre Lösung ermittelt. Die inneren Spannungen und Dehnungen sind nach Wehnert (2006) die sekundären Unbekannten. Diese werden über eine numerische Integration der Knotenverschiebungen bestimmt. Das verwendete Polynom bei der Integration ist abhängig von der Anzahl der Stützstellen. Da hier pro Kante drei Knotenpunkte vorhanden sind, wird ein Polynom zweiten Grades als Ansatzfunktion verwendet. Über die zehn Ansatzfunktionen \mathbf{N} können die Verschiebungen an jedem Punkt im Tetraederelement numerisch angenähert werden. Dafür wird das normierte ξ, ζ, η -Koordinatensystem verwendet. Die Ansatzfunktionen können Brinkgreve et al. (2021) entnommen werden.

In einem Element kann nach Brinkgreve et al. (2021) das Verschiebungsfeld \mathbf{u} über die im Vektor \mathbf{v} berechneten Knotenverschiebungen und die Ansatzfunktionen \mathbf{N} bestimmt werden:

$$\mathbf{u} = \mathbf{N}\mathbf{v}. \quad (3.13)$$

Über Gl. (3.9) wird daraus

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{L}\mathbf{N}\mathbf{v} = \mathbf{B}\mathbf{v}. \quad (3.14)$$

Die Lösung des Gesamtsystems erfolgt über das Prinzip des Minimums der potentiellen Energie. Dafür werden die Verschiebungen so bestimmt, dass die Summe aus innerer und äußerer Arbeit nach Gl. (3.15) Null wird.

$$\delta W_i + \delta W_a = 0 \quad (3.15)$$

Darin ist δW_i die innere Arbeit aus inneren Spannungen $\boldsymbol{\sigma}$ und virtuellen Dehnungen $\delta\boldsymbol{\varepsilon}$ und δW_a die äußere Arbeit aus äußeren Lasten und virtuellen Verschiebungen $\delta\mathbf{u}$.

Im dreidimensionalen Fall können die Lastgrößen als räumlich verteilte Kräfte \mathbf{p} über das Volumen des Körpers V , Oberflächenkräfte \mathbf{q} über die Oberfläche S und Einzelkräfte \mathbf{F} wirken (Schwarz 1984, Klein 2015). Die totale potentielle Energie Π wird über Gl. (3.16) bestimmt.

$$\Pi = \int_V \delta \boldsymbol{\varepsilon}^T \boldsymbol{\sigma} dV - \int_V \delta \mathbf{u}^T \mathbf{p} dV - \int_S \delta \mathbf{u}^T \mathbf{q} dS - \sum_{i=1}^m \delta \mathbf{u}_i^T \mathbf{F}_i \quad (3.16)$$

Dem Prinzip der minimalen potentiellen Energie folgend wird nun der Gleichgewichtszustand ermittelt, welcher die potentielle Energie Π minimiert. Durch Umstellen von Gl. (3.16) und Einsetzen von Gln. (3.9), (3.11), (3.13) und (3.14) folgt Gl. (3.17) (Wehnert 2006, Klein 2015).

$$\delta \mathbf{v}^T \int_V \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} dV \mathbf{v} = \delta \mathbf{v}^T \left(\int_V \mathbf{N}^T \mathbf{p} dV - \int_S \mathbf{N}^T \mathbf{q} dS - \sum_{i=1}^m \mathbf{N}^T \mathbf{F}_i \right) \quad (3.17)$$

In *Wehnert (2006)* wird der im linken Integral stehende Term von Gl. (3.17) als Elementsteifigkeitsmatrix \mathbf{K}^e und der auf der rechten Seite zwischen den Klammern stehende Teil als Elementlastvektor \mathbf{f}^e bezeichnet. Die Integration der Elementsteifigkeitsmatrix \mathbf{K}^e erfolgt numerisch über das Gauss-Verfahren (*Wehnert 2006*). Über die verwendeten Ansatzfunktionen können die Verformungen über einen quadratischen und die Spannungen sowie Dehnungen über einen linearen Verlauf angenähert werden. Die Genauigkeit der Näherungslösung nach der Methode der Finiten Elemente ist somit maßgeblich von der gewählten Ansatzfunktion und der Netzfeinheit (Diskretisierung) abhängig. Als weitere Faktoren seien hier noch der zulässige Fehler (Energiedifferenz) und die Iterationsstrategie bei nichtlinearen Berechnungen genannt.

3.2 Stoffgesetze

3.2.1 Anforderungen an Stoffgesetze

Die Verknüpfung von Verschiebungen und Spannungen erfolgt mathematisch über Stoffgesetze. Diese basieren auf den wichtigsten Merkmalen von Elementversuchen. Ein absolut überzeugendes und zufriedenstellendes Stoffgesetz für die Beschreibung des Formänderungsverhaltens von Böden ist nach *Kolymbas/Herle (2017)* nicht vorhanden. Für die jeweilige Problemstellung ist ein passendes Stoffgesetz zu wählen.

Die Anwendung der linearen Elastizitätstheorie wie bei Stahl oder Beton ist für Böden nach *Kolymbas/Herle (2017)* nicht ausreichend, da sich das Verformungsverhalten von Böden zu dem der anderen Baustoffe unterscheidet. *Kolymbas/Herle (2017)* nennt dafür

- einen kleineren elastischen Bereich,
- früh auftretende Effekte wie z.B. Dilatanz, die durch lineare Elastizitätstheorie nicht abgedeckt werden können,

- ein kompliziertes Erinnerungsvermögen,
- Druck- und Dichteabhängigkeit,
- ein kompliziertes Dilatanzverhalten und
- unerreichbare Spannungszustände.

Ein nach *Wehnert (2006)* sehr häufig verwendetes Stoffgesetz stellt das linear elastische, ideal-plastische Mohr-Coulomb Modell dar (Abschnitt 3.2.2). Reversible bzw. elastische Verformungen nehmen nach dem Hooke'schen Gesetz linear zu, bis das Grenzkriterium nach Mohr-Coulomb erreicht ist und die Verformungen irreversibel bzw. plastisch ansteigen. Als höherwertiges Stoffgesetz wird das Hardening Soil Modell nach *Schanz (1998)* mit hyperbolischer Spannungs-Dehnungs-Beziehung, spannungsabhängiger Steifigkeit und isotroper Verfestigung verwendet (Abschnitt 3.2.3). Beide Stoffgesetze werden nachfolgend vorgestellt. Dabei wird der Fokus auf das Modell Hardening Soil gesetzt, da mit diesem der Großteil der Berechnungen in dieser Arbeit durchgeführt wird. Zuvor werden einige wichtige Grundlagen zur Beschreibung der Stoffgesetze erläutert.

Von einer Verfestigung (Hardening) wird nach *Werkle (2008)* gesprochen, wenn ein Material nach Erreichen der Elastizitätsgrenze in der Lage ist, auch im plastischen Dehnungsbereich zusätzlich Spannungen aufzunehmen. Dabei ist der Anstieg im Spannungs-Dehnungs-Diagramm wesentlich flacher als im elastischen Bereich. Durch die Verfestigung wird die Fließgrenze bis zur erreichten Spannung erweitert. Wie in Abb. 3.2 dargestellt, kann die Verfestigung isotrop erfolgen, sodass die obere Fließgrenze der unteren entspricht. Möglich ist auch eine kinematische Verfestigung, bei der die Differenz zwischen der oberen und unteren Fließgrenze immer konstant bleibt.

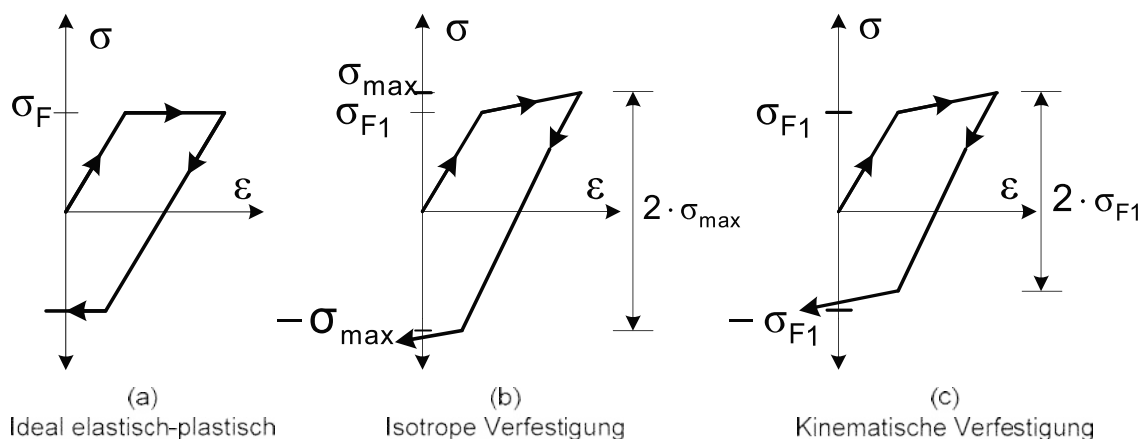


Abb. 3.2: *plastischer Bereich von bilinearen Materialgesetzen, aus Werkle (2008). Die Fließspannung zu Beginn ist als σ_F angegeben und steigt in b) und c) infolge plastischer Verformungen auf σ_{max} an.*

Das mechanische Bodenverhalten hängt von den effektiven Spannungen ab (*Kolymbas/Herle 2017*). Bei der Verwendung der Stoffgesetze werden die effektiven Hauptspannungen σ'_1 , σ'_2 und σ'_3 aus den Spannungen im kartesischen Koordinatensystem bestimmt. Obwohl

Druckspannungen in der Bodenmechanik für gewöhnlich positiv definiert sind, werden diese in PLAXIS mit negativem Vorzeichen berücksichtigt. Die Hauptspannungen werden nach ihren Größen in $\sigma'_1 \leq \sigma'_2 \leq \sigma'_3$ geordnet (*Brinkgreve et al. 2021*). Zusätzlich zu den Hauptspannungen werden in *Brinkgreve et al. (2021)* Spannungsinvarianten p' und q definiert, die den Spannungszustand unabhängig von der Orientierung im Koordinatensystem beschreiben. Die Invariante p stellt die isotrope effektive Spannung auf der hydrostatischen Achse im Hauptspannungsraum dar. Die Deviatorspannung q entspricht dem Abstand des herrschenden Spannungszustandes zu der hydrostatischen Achse. Die Invarianten werden wie folgt ermittelt:

$$p' = \frac{1}{3} (\sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z) \quad (3.18)$$

$$q = \sqrt{\frac{1}{2} \left((\sigma'_x - \sigma'_y)^2 + (\sigma'_y - \sigma'_z)^2 + (\sigma'_z - \sigma'_x)^2 + 6 (\sigma'^2_x + \sigma'^2_y + \sigma'^2_z) \right)}. \quad (3.19)$$

Nach *Brinkgreve et al. (2021)* können diese für triaxiale Bedingungen ($\sigma_2 = \sigma_3$) wie folgt bestimmt werden:

$$p' = \frac{1}{3} (\sigma'_1 + 2\sigma'_3) \quad (3.20)$$

$$q = |\sigma'_1 - \sigma'_3|. \quad (3.21)$$

3.2.2 Mohr-Coulomb

3.2.2.1 Formulierung

Das Mohr-Coulomb Model ist ein linear-elastisch, ideal-plastisches Stoffgesetz (*Brinkgreve et al. 2021*). Die möglichen Spannungszustände werden über das Bruchkriterium nach Mohr-Coulomb in Abb. 3.3 und Gl. (3.22) begrenzt.

$$\tau_f = \sigma'_f \cdot \tan \varphi' + c' \quad (3.22)$$

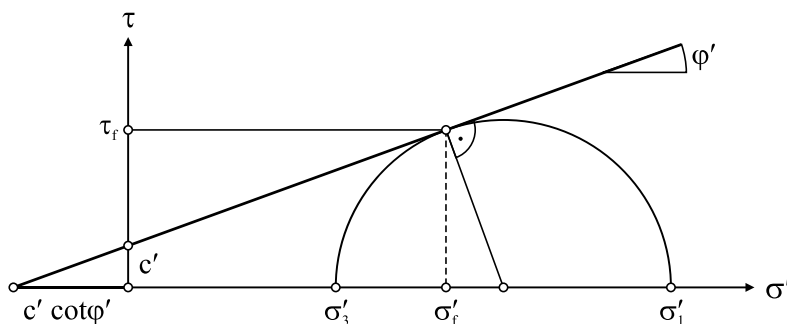


Abb. 3.3: Bruchgerade nach Mohr-Coulomb für drainierte Böden, aus Wehnert (2006)

Die Dehnungen werden nach *Brinkgreve et al. (2021)* in Dehnungsraten als Ableitung nach der Zeit formuliert. Diese teilen sich in elastische und plastische Anteile auf.

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^p \quad (3.23)$$

Die Spannungsrate (Ableitung der Spannung nach der Zeit) ergibt sich aus dem elastischen Materialtensor D nach Gl. (3.12) und den elastischen Dehnungsraten.

$$\dot{\sigma}' = D\dot{\varepsilon}^e = D(\dot{\varepsilon} - \dot{\varepsilon}^p) \quad (3.24)$$

Die Darstellung der Bruchflächen im dreidimensionalen Spannungsraum für kohäsionslose Böden in Abb. 3.4 zeigt einen vom Ursprung ausgehenden sechsseitigen Kegel. Innerhalb des Kegels verhält sich der Boden rein elastisch nach dem Hooke'schen Gesetz. Erreicht der Spannungszustand eine der Fließflächen, tritt ein plastisches Fließen ein. Dabei nehmen die Spannungen infolge weiterer Verformungen nicht mehr zu (vgl. Abb. 3.2a)). Die Definition der Fließflächen erfolgt in *Brinkgreve et al. (2021)* über sechs Fließfunktionen nach Gl. (3.25).

$$f_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma_2 - \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_2 + \sigma_3) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \quad (3.25a)$$

$$f_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma_3 - \sigma_2) + \frac{1}{2}(\sigma_3 + \sigma_2) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \quad (3.25b)$$

$$f_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma_3 - \sigma_1) + \frac{1}{2}(\sigma_3 + \sigma_1) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \quad (3.25c)$$

$$f_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \quad (3.25d)$$

$$f_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \quad (3.25e)$$

$$f_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma_2 - \sigma_1) + \frac{1}{2}(\sigma_2 + \sigma_1) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \quad (3.25f)$$

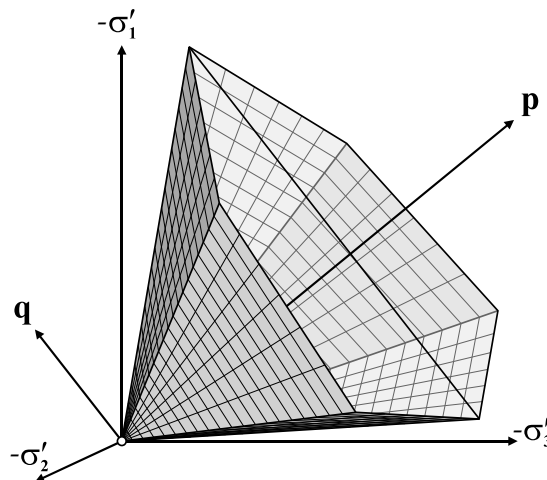


Abb. 3.4: Fließflächen nach der Bruchbedingung von Mohr-Coulomb im Hauptspannungsraum nach Wehnert (2006)

Neben den Fließfunktionen werden in *Brinkgreve et al. (2021)* sechs weitere Funktionen für das plastische Potential definiert. Diese Funktionen geben die Zunahme der plastischen Verformungen nach Erreichen der Fließgrenze vor. Anstelle des Reibungswinkels wird bei dem plastischen Potential der Dilatanzwinkel ψ verwendet, weshalb es sich um eine nicht-assozierte Fließregel handelt. Für $\psi = 0$ ergibt sich bei Erreichen der Fließgrenze keine weitere Volumenveränderung, während bei $\psi \geq 0$ eine Volumenzunahme folgt.

$$g_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma_2 - \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_2 + \sigma_3) \sin \psi \quad (3.26a)$$

$$g_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma_3 - \sigma_2) + \frac{1}{2}(\sigma_3 + \sigma_2) \sin \psi \quad (3.26b)$$

$$g_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma_3 - \sigma_1) + \frac{1}{2}(\sigma_3 + \sigma_1) \sin \psi \quad (3.26c)$$

$$g_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \sin \psi \quad (3.26d)$$

$$g_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) \sin \psi \quad (3.26e)$$

$$g_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma_2 - \sigma_1) + \frac{1}{2}(\sigma_2 + \sigma_1) \sin \psi \quad (3.26f)$$

Der Boden verformt sich plastisch, wenn die Konsistenzbedingungen in den Gln. (3.27) und (3.28) erfüllt sind.

$$\frac{\partial f^T}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \mathbf{D}^e \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} > 0 \quad (3.27)$$

$$f = 0 \quad (3.28)$$

Sind die Konsistenzbedingungen erfüllt, wird der plastische Multiplikator $\lambda > 0$ gesetzt, andernfalls gilt $\lambda = 0$. Die plastischen Dehnungen nehmen nach Gl. (3.29) zu.

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \quad (3.29)$$

3.2.2.2 Eingabeparameter

Nach *Brinkgreve et al. (2021)* werden die folgenden Eingabeparameter benötigt:

- E Elastizitätsmodul
- ν Poisson- bzw. Querdehnzahl
- c' Kohäsion und c_{u} undrÄnierte Scherfestigkeit
- φ' Reibungswinkel
- ψ Dilatanzwinkel
- σ'_t Zugfestigkeit

In den Baugrund- und Gründungsgutachten sind für Böden in der Regel der Reibungswinkel φ' , die Kohäsion c' und undrännierte Scherfestigkeit c_u und der Steifemodul E_S bzw. E_{oed} angegeben. Hieraus kann der Elastizitätsmodul E korreliert werden (*Brinkgreve et al. 2021*):

$$E = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} E_{\text{oed}}. \quad (3.30)$$

Der Dilatanzwinkel ψ kann über den Zusammenhang in Gl. (2.17) angenähert werden, sofern der Reibungswinkel im kritischen Zustand φ'_{cv} bekannt ist. Da die Bestimmung von φ'_{cv} in der Regel nicht Teil des Bodengutachtens ist und Erfahrungswerte für gewöhnlich nicht vorliegen, muss die Korrelation anderweitig erfolgen. Nach *Brinkgreve et al. (2021)* kann der Dilatanzwinkel wie folgt abgeschätzt werden:

$$\psi = \varphi' - 30^\circ \geq 0. \quad (3.31)$$

Die Querdehnzahl ν wird in *Brinkgreve et al. (2021)* zwischen 0,3 und 0,4 angegeben. Im Fall einer Entlastung (elastisches Verhalten) werden Werte zwischen 0,15 und 0,25 empfohlen. In *EANG (2014)* werden für locker sowie dicht gelagerte Sande $\nu = 0,25$ und für Klei $\nu = 0,30$ angenommen.

Die Zugfestigkeit σ'_t ist erforderlich für Böden mit Kohäsion $c > 0$, da bei sehr kleinen Spannungen durch Kohäsion rechnerisch Zugspannungen abgetragen werden können. Um dies zu verhindern, wird die maximale Spannung mit $\sigma'_t = 0$ begrenzt.

3.2.3 Hardening Soil

3.2.3.1 Einleitung

Das Stoffgesetz Hardening Soil wurde von *Schanz (1998)* entwickelt und ergänzt die kegelförmige Fließgrenze des Mohr-Coulomb Modells um eine Kappe für ödometrische Kompression in Abb. 3.5. Nach *Brinkgreve et al. (2021)* sind die Fließflächen im Vergleich zu elastisch perfekt-plastischen Modellen nicht im Hauptspannungsraum fixiert, sondern können infolge plastischer Dehnungen expandieren, was auch als isotrope Verfestigung bezeichnet wird. Das Stoffgesetz ist nach *Schanz (1998)* zur Modellierung von bindigen Böden (wie Schluff und überkonsolidierter Ton) und nichtbindigen Böden (wie Sand und Kies) geeignet.

Eine weitere Besonderheit des Hardening Soil Modells gegenüber dem Modell Mohr-Coulomb ist die spannungs- und belastungsabhängige Steifigkeit. In *Schanz (1998)* wird zwischen einer elastischen Steifigkeit E_{ur} , welche nur bei Ent- und Wiederbelastung auftritt, und Steifigkeiten für Erstbelastung bei Scherbeanspruchung E_{50} und bei ödometrischer Kompression E_{oed} unterschieden. Die Steifigkeiten sind spannungsabhängig und variieren mit den Hauptspannungen σ'_1 und σ'_3 über den Exponenten m . Die Eingabe der jeweiligen Steifigkeitsparameter erfolgt dabei für ein definierbares Spannungsniveau p'_{ref} (Druckspannungen sind hier ausnahmsweise positiv). Der Zusammenhang zwischen der

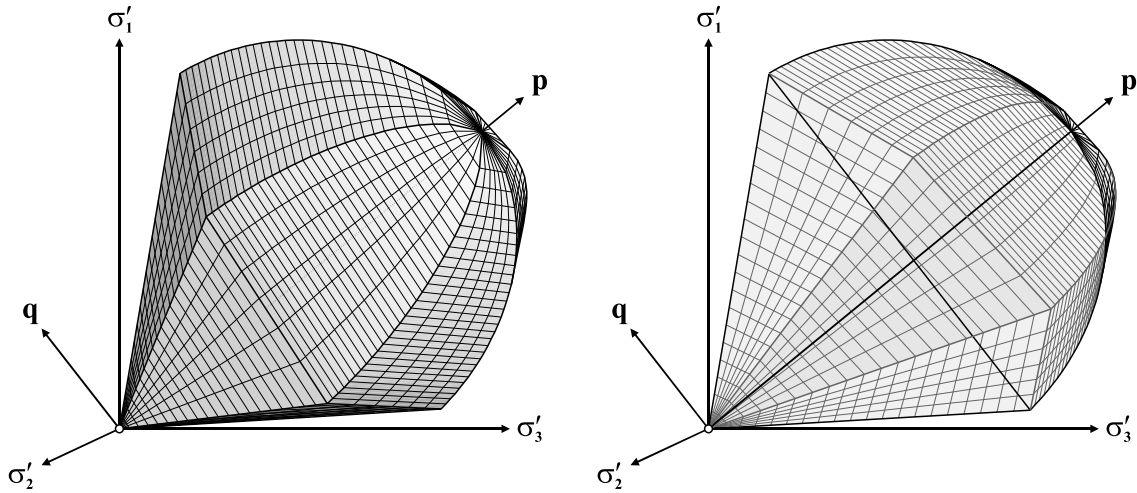


Abb. 3.5: Darstellung der Fließflächen beim Hardening Soil Modell, aus Wehnert (2006)

definierten Referenzsteifigkeit E^{ref} und der für die Berechnung in PLAXIS verwendeten Steifigkeit wird über die Gln. (3.32) bis (3.34) ausgedrückt (Brinkgreve et al. 2021).

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi' - \sigma'_3 \sin \varphi'}{c \cos \varphi' + p^{ref} \sin \varphi'} \right)^m \quad (3.32)$$

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi' - \sigma'_3 \sin \varphi'}{c \cos \varphi' + p^{ref} \sin \varphi'} \right)^m \quad (3.33)$$

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi' - \sigma'_1 \sin \varphi'}{c \cos \varphi' + p^{ref} \sin \varphi'} \right)^m \quad (3.34)$$

Dabei wird in Schanz (1998) von dem Verhältnis aus triaxialer zu ödometrischer Steifigkeit von

$$\frac{E_{50}^{ref}}{E_{oed}^{ref}} \approx 1,0 \quad (3.35)$$

sowie einem Verhältnis der Steifigkeit bei Erst- zu Ent- bzw. Wiederbelastung von

$$\frac{E_{ur}^{ref}}{E_{50}^{ref}} \approx 3 - 4 \quad (3.36)$$

ausgegangen.

Erfahrungswerte für E_{oed}^{ref} und m mit $p_{ref} = 100 \text{ kN/m}^2$ sind beispielsweise in EAU (2020) enthalten.

3.2.3.2 Scherbeanspruchung

Die Zunahme der Dehnungen erfolgt im Gegensatz zum Mohr-Coulomb Modell nicht linear sondern über eine hyperbolische Beziehung. Dabei treten neben elastischen Dehnungen auch schon vor Erreichen der Grenzbedingung plastische Dehnungsanteile auf. Gleichzeitig wird die Fließgrenze erweitert (isotrope Verfestigung).

Die maximale Deviatorspannung q_f wird nach dem Grenzkriterium von Mohr-Coulomb über Gl. (3.37) limitiert.

$$q_f = \frac{6 \sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'} (p + c \cot \varphi') \quad (3.37)$$

Der Zusammenhang zwischen Deviatorspannung q_f und Dehnung ist in Abb. 3.6 dargestellt und kann nach *Brinkgreve et al. (2021)* für $q < q_f$ über Gl. (3.38) beschrieben werden. Dabei wird die Hyperbelfunktion für eine Deviatorspannung q_a aufgestellt. In der Regel wird ein Verhältnis $R_f = q_f/q_a = 0,9$ gewählt. Dadurch wird die Spannungs-Dehnungs-Beziehung durch einen konstanten Verlauf abgeschlossen.

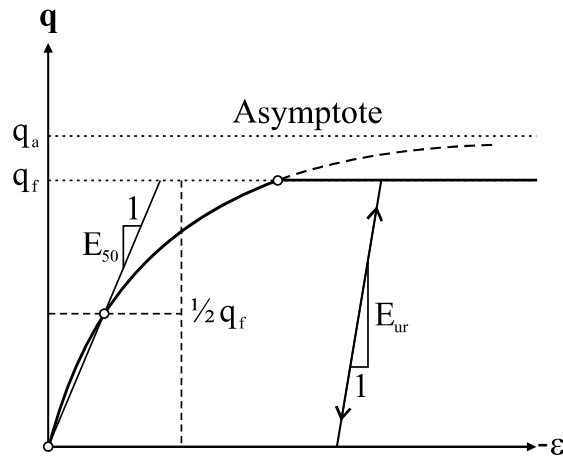


Abb. 3.6: Spannungs-Dehnungs-Beziehung unter deviatorischer Belastung beim Hardening Soil Modell nach Schanz (1998), aus Wehnert (2006)

$$-\varepsilon_1 = \frac{2 - R_f}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad (3.38)$$

Diese hyperbolische Funktion wird in *Schanz (1998)* über die nachfolgende Fließregel definiert:

$$f_{12} = \frac{q_a}{E_{50}} \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{q_a - (\sigma_1 - \sigma_2)} - \frac{2(\sigma_1 - \sigma_2)}{E_{ur}} - \gamma^p = 0 \quad (3.39)$$

$$f_{13} = \frac{q_a}{E_{50}} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{q_a - (\sigma_1 - \sigma_3)} - \frac{2(\sigma_1 - \sigma_3)}{E_{ur}} - \gamma^p = 0. \quad (3.40)$$

Die plastische Scherdehnung kann näherungsweise wie folgt bestimmt werden:

$$\gamma^p := \varepsilon_1^p - \varepsilon_2^p - \varepsilon_3^p = 2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p \approx 2\varepsilon_1^p. \quad (3.41)$$

Der Spannungszuwachs erfolgt in *Schanz (1998)* wie beim Mohr-Coulomb Modell über

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}} = \mathbf{D}\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} - \dot{\lambda}\mathbf{D}\frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}}. \quad (3.42)$$

Der plastische Multiplikator λ wird nach Gl. (3.43) bestimmt, wenn die Konsistenzbedingungen erfüllt sind.

$$\dot{\lambda} = \frac{\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}}(\mathbf{D}\dot{\boldsymbol{\varepsilon}})}{\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}}\left(\mathbf{D}\frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}}\right) + h} \quad (3.43)$$

Mit h wird der Verfestigungsmodul bezeichnet, welcher sich aus der Aufweitung der Fließgrenzen ergibt. Für Näheres wird an dieser Stelle auf *Schanz (1998)* verwiesen.

Das plastische Potential wird ebenfalls wie beim Mohr-Coulomb Modell über eine nicht-assozierte Fließregel definiert.

$$g_{12} = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2)\sin\psi_m \quad (3.44)$$

$$g_{13} = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)\sin\psi_m \quad (3.45)$$

Aus dem plastischen Potential ergibt sich die Volumenzunahme über den mobilisierten Dilatanzwinkel ψ_m und die Scherdehnungen zu

$$\dot{\varepsilon}_v^p = \sin\psi_m\dot{\gamma}^p. \quad (3.46)$$

Der mobilisierte Dilatanzwinkel ψ_m wird in *Brinkgreve et al. (2021)* nach Gl. (3.47) bestimmt, sofern die Bedingung über den mobilisierten Reibungswinkel φ_m nach Gl. (3.48) eingehalten ist. Andernfalls gilt $\psi_m = 0$.

$$\sin\psi_m = \frac{\sin\varphi_m - \sin\varphi_{cv}}{1 - \sin\varphi_m\sin\varphi_{cv}} \quad (3.47)$$

$$\sin\varphi_m \geq \frac{3}{4}\sin\varphi \quad (3.48)$$

Darin stellt φ_{cv} den spannungsunabhängigen Reibungswinkel dar, welcher nach *Brinkgreve et al. (2021)* wie folgt bestimmt wird:

$$\sin\varphi_{cv} = \frac{\sin\varphi - \sin\psi}{1 - \sin\varphi\sin\psi}. \quad (3.49)$$

Unter fortschreitender deviatorischer Beanspruchung kann die Volumenzunahme infolge Dilatanz theoretisch bis ins Unendliche voranschreiten. Eine Beschränkung ist in PLAXIS nur über den sogenannten Dilatanz Cut-Off möglich (*Brinkgreve et al. 2021*). Dafür wird eine maximale Porenzahl e_{\max} sowie die Anfangsporenzahl e_0 definiert. Sobald die Porenzahl e infolge Volumenzunahme die maximale Porenzahl e_{\max} erreicht, wird der mobilisierte Dilatanzwinkel gleich Null gesetzt.

3.2.3.3 Kompression

Die beim Mohr-Coulomb Modell in der p-q-Ebene offene deviatorische Fließfläche wird beim Hardening Soil Modell bei zunehmenden Druckspannungen durch eine Kappe begrenzt. Diese zweite Fließfläche ist nach *Schanz (1998)* notwendig, um ein realistisches Verhalten unter triaxialer und ödometrischer Belastung zu erhalten. Auf diese Weise können unter isotroper Kompression plastische Verformungen auftreten, was bei dem Mohr-Coulomb Modell nur unter deviatorischer Belastung möglich ist. Die Zunahme der plastischen Dehnungen wird nach *Brinkgreve et al. (2021)* über $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ kontrolliert.

Die Fließfunktion für die Kappe wird über die isotrope Vorkonsolidationsspannung p_c als Startpunkt und deren Form über den Hilfsparameter M definiert.

$$f_c = \frac{\tilde{q}^2}{M^2} + p^2 - p_c^2 \quad (3.50)$$

mit

$$\tilde{q} = \sigma'_1 + (\alpha - 1)\sigma'_2 - \alpha\sigma'_3 \quad (3.51)$$

$$\alpha = \frac{3 + \sin \varphi}{3 - \sin \varphi} \quad (3.52)$$

Die Fließgrenze wird erreicht, wenn die einzelnen Quadrate aus dem Quotienten der Deviatorspannung \tilde{q} und Hilfsparameter M sowie das der mittleren Spannung dem Quadrat der Vorkonsolidationsspannung entsprechen. Daraus folgt, dass wenn die mittlere Spannung nahe der Vorkonsolidationsspannung liegt, schon eine geringe Deviatorspannung zum Erreichen der Fließgrenze und damit zu plastischen Verformungen führt. Durch die Spannungsabhängigkeit des Steifigkeitsparameters E_{oed} wird ein nichtlinearer Zusammenhang zwischen Spannung und Dehnung in Abb. 3.7 hergestellt.

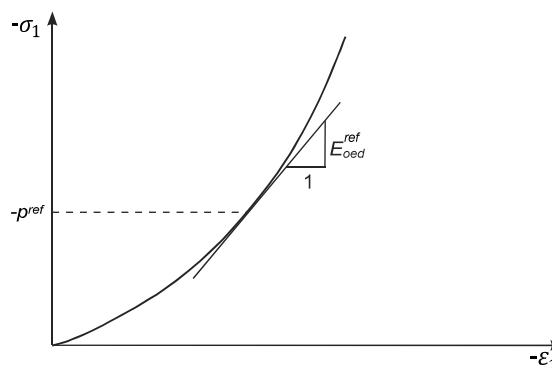


Abb. 3.7: Spannungs-Dehnungs-Kurve für Böden unter ödometrischer Kompression mit zunehmender Steifigkeit infolge Spannungserhöhung, aus *Brinkgreve et al. (2021)*

Die Volumenzunahme erfolgt nach *Schanz (1998)* über eine assoziierte Fließregel und hängt von den Eingabeparametern $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$, $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ und K_0^{nc} ab. Die weitere Berechnung erfolgt in PLAXIS über weitere programminterne Parameter. Das Vorgehen kann *Brinkgreve et al. (2021)* entnommen werden.

3.2.3.4 Zusammenwirken von deviatorischer und isotroper Beanspruchung

In Abb. 3.8 ist ein Ausgangsspannungszustand (0) in der p - q -Ebene gegeben. Die dazugehörige Deviatorspannung q_0 und die mittlere Spannung p_0 resultieren in der isotropen Vorkonsolidationsspannung p_{c0} . In Schanz (1998) werden die sechs möglichen Spannungspfade beschrieben, welche von diesem Punkt aus beschriftet werden können.

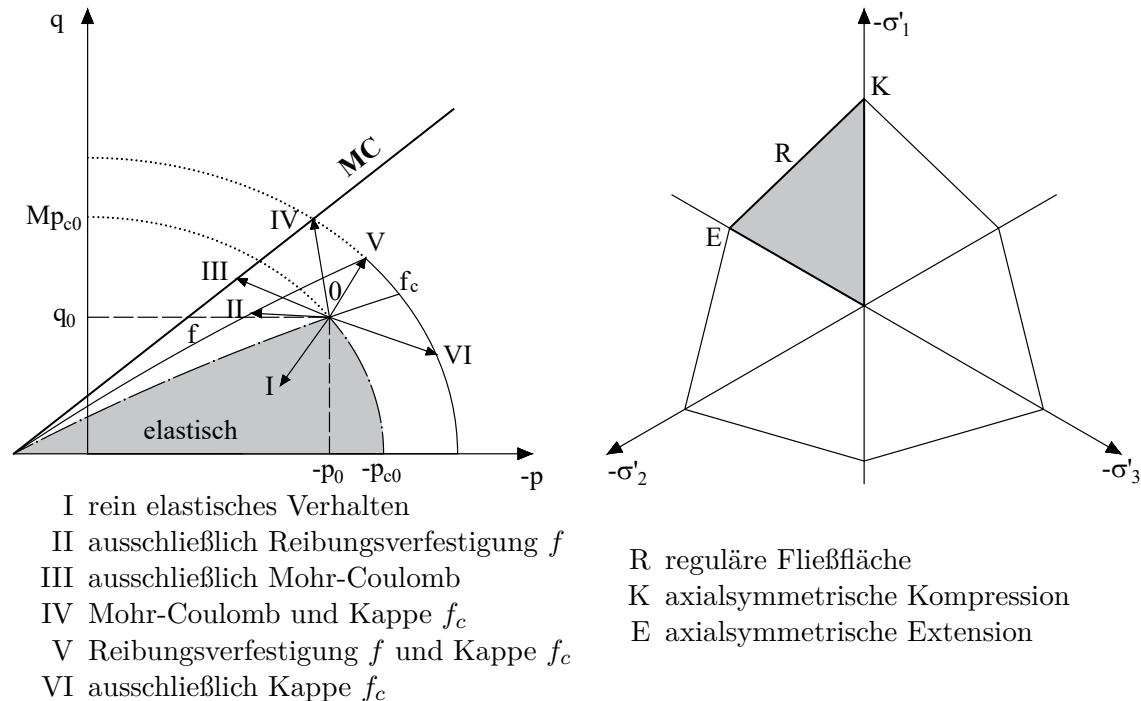


Abb. 3.8: Fließflächen des Modells Hardening Soil in der p - q -Ebene (links) und in der Deviatorebene (rechts) nach Schanz (1998)

Der elastische Bereich (I) wird durch die Fließgerade f und die Kappe f_c (punkt-gestrichelte Linien) begrenzt. Hier ist der Ent- bzw. Wiederbelastungsmodul E_{ur} maßgebend. Es findet keine Verfestigung statt.

Unter Zunahme der Deviatorspannung q und Abnahme der mittleren Spannung p ist der Erstbelastungsmodul E_{50} maßgebend (II). Neben weiteren elastischen Verformungen treten vor allem plastische Dehnungen auf. Die Fließgrenze wird über die isotrope Verfestigung erweitert, was in dem leicht geschwungenen Verlauf der Fließfläche f erkennbar ist. Dieser Bereich wird durch die Bruchgerade von Mohr-Coulomb begrenzt (III).

Plastische Dehnungen treten unter Zunahme der mittleren Spannungen auf, wenn die Ellipse bei p_{c0} überschritten wird (IV, V, VI). Wird dabei die Fließgrenze f unterschritten (VI), ist der Ödometermodul E_{oed} für die Bestimmung der plastischen Dehnungen maßgebend. Möglich sind auch Belastungspfade, bei denen sowohl Verfestigung infolge isotroper Kompression über f_c als auch Reibungsverfestigung über die Fließregel f (V) bis zum Erreichen der Mohr-Coulombschen Bruchgeraden (VI) auftreten.

3.2.3.5 Eingabeparameter

Nach *Brinkgreve et al. (2021)* werden die folgenden Eingabeparameter benötigt:

- c' Kohäsion und c_u undrännierte Scherfestigkeit
- φ' Reibungswinkel
- ψ Dilatanzwinkel
- σ'_t Zugfestigkeit
- E_{50}^{ref} Steifigkeit für Erstbelastung im dränierten Triaxialtest
- E_{oed}^{ref} Steifigkeit für Erstbelastung unter ödometrischer Belastung
- E_{ur}^{ref} Ent- bzw. Wiederbelastungsmodul (Elastizitätsmodul)
- m Exponent zur Steuerung der spannungsabhängigen Steifigkeiten
- ν_{ur} Poisson- bzw. Querdehnzahl für Ent- und Wiederbelastung

Die Bestimmung und Korrelation der Parameter c' , c_u , φ' und σ'_t ist in Abschnitt 3.2.2.2 beschrieben.

Die Parameter für die Steifigkeiten sind bereits in Abschnitt 3.2.3.1 erläutert. Darin sind auch Empfehlungen zur Korrelation gegeben. In *EAU (2020)* wird für m je nach Lagerungsdichte bzw. Konsistenz und Sieblinie bei nichtbindigen Böden ein Wert zwischen 0,5 und 0,7 und bei bindigen Böden zwischen 0,9 und 1,0 empfohlen.

Für ν_{ur} wird in *Brinkgreve et al. (2021)* die Verwendung von 0,2 unabhängig vom anstehenden Boden empfohlen.

Des Weiteren ist in PLAXIS die Möglichkeit gegeben, weitere Parameter zu definieren oder Eigenschaften über alternative Kennwerte einzutragen. Auf diese wird jedoch nicht weiter eingegangen, sondern auf *Brinkgreve et al. (2021)* verwiesen.

3.2.4 Zwischenbewertung

Die beiden beschriebenen Stoffgesetze Mohr-Coulomb und Hardening Soil teilen sich dieselbe Bruchbedingung über das Grenzkriterium nach Mohr-Coulomb. Bei dem Modell Mohr-Coulomb wird die Steifigkeit unabhängig von der Art der Belastung, der Belastungsgeschichte und den vorherrschenden Spannungen konstant über die Tiefe angesetzt. Die Anwendung von elastisch-ideal-plastischen Stoffgesetzen wie Mohr-Coulomb wird in *EANG (2014)* nur für Verformungsberechnungen ohne Richtungsumkehr (z.B. Setzungsberechnung unter Dammschüttung) empfohlen. Für Zugpfähle, bei denen die Vertikalspannung infolge Mantelreibung im Boden abnimmt, ist die Verwendung somit kritisch zu betrachten. Für Standsicherheitsberechnungen ergeben sich nach *EANG (2014)* zwischen den beiden betrachteten Modellen keine Vor- oder Nachteile. Hier sind beide Stoffmodelle geeignet.

Das Stoffgesetz Hardening Soil bietet gegenüber dem Modell Mohr-Coulomb den Vorteil, dass es für die Verformungsberechnungen einschließlich weniger Richtungsänderungen geeignet ist (*EANG 2014*). Die Ursachen hierfür sind, dass die Steifigkeit an die vorherrschenden Beanspruchungen bzw. Spannungen angepasst wird und dass plastische Verformungen durch isotrope Verfestigung infolge Reibung und infolge ödometrischer Kompression entstehen können. Ein weiterer Vorteil besteht darin, dass das Spannungs-Dehnungsverhalten nichtlinear beschrieben wird. Insgesamt gelingt dadurch eine sehr gute Abbildung von Elementversuchen im Labor (vgl. Schanz 1998). Für die numerischen Berechnungen erweist sich das Stoffgesetz Hardening Soil als geeignet.

Dennoch stellt das Modell Hardening Soil das Verhalten des Bodens nicht optimal dar. Zu berücksichtigen sind die folgenden Punkte:

- Infolge Dilatanz steigt die aufnehmbare Schubspannung im Elementversuch und im Stoffmodell bis zu einem Maximalwert an. Im Versuch findet anschließend eine Entfestigung statt (vgl. Abb. 2.10). Dagegen bleibt die maximale Schubspannung beim Stoffgesetz konstant.
- Die Volumenzunahme durch Dilatanz ist in der Realität begrenzt. Im Modell kann ein Ende der Dilatanz nur über die maximale Porenzahl definiert werden. Ansonsten nehmen die Hauptspannungen und damit auch die aufnehmbare Schubspannung unbegrenzt zu.

3.2.5 Undrained Berechnungen

Bei bindigen wassergesättigten Böden mit geringer Durchlässigkeit werden infolge einer schnell aufgetragenen Belastung die Zusatzspannungen anfangs über das Porenwasser aufgenommen. Erst mit voranschreiten der Zeit werden die Porenwasserüberdrücke Δu in effektive Spannungen auf das Korngerüst abgebaut. Nach *Wehnert (2006)* erhöhen sich infolge einer Belastung die effektiven Spannungen und damit verbunden auch die Scherfestigkeiten des Bodens. Daher sind bei Bauvorhaben wie Dammschüttungen die undrained Zustände maßgebend, während bei Entlastungen wie Baugruben die Scherfestigkeiten infolge der Konsolidation abnehmen und der drained Zustand für die Bemessung maßgebend wird.

Ob ein drained oder undrained Verhalten maßgebend ist, kann nach *Wehnert (2006)* über den dimensionslosen Zeitfaktor T_v nach *Vermeer/Meier (1998)* abgeschätzt werden.

$$T_v = \frac{k \cdot E_S}{\gamma_w \cdot D^2} \cdot t \quad (3.53)$$

Darin sind k die Durchlässigkeit, E_S der Steifemodul des Bodens, γ_w die Wichte des Wassers, D der Drainageweg und t die Bauzeit. Für nahezu undrained Zustände kann bei $T_v < 0,01$ ausgegangen werden, während bei $T_v > 0,4$ drained Verhältnisse überwiegen.

Für eine 5 m mächtige Kleischicht soll dies exemplarisch getestet werden. Für die Durchlässigkeit eines Kleis wird $k = 5 \cdot 10^{-9}$ angenommen. Da die Schicht nach oben und unten dränieren kann, wird $D = 2,5$ m gewählt. Für den Steifemodul wird $E_S = 1000$ kN/m² und

als Belastungszeit während der statischen Pfahlprobelastung wird $t = 6$ h angenommen.

$$T_v = \frac{5 \cdot 10^{-9} \cdot 1000}{10 \cdot 2,5^2} \cdot 6 \cdot \frac{3600 \text{ s}}{\text{h}} = 0,0017 \quad (3.54)$$

Damit liegt der abgeschätzte Zeitfaktor $T_v = 0,0017$ deutlich unterhalb des Grenzwertes 0,01, sodass von undränierem Verhalten ausgegangen werden kann.

Die totalen Spannungen σ ergeben sich nach *Wehnert (2006)* aus den effektiven Spannungen σ' und den Porenwasserdrücken u .

$$\sigma = \sigma' + u \quad (3.55)$$

Nach *Wehnert (2006)* werden die FE-Berechnung mit totalen Spannungen durchgeführt, während das Materialverhalten von den effektiven Spannungen abhängt. Dabei ist es auch möglich, die Scherfestigkeiten in totalen Spannungen zu definieren. In PLAXIS kann dies über die sogenannten Drainage Type festgelegt werden (*Brinkgreve et al. 2021*):

- Undrained (A): Undränierete Analyse mit effektiven Spannungen und effektiven Scherfestigkeitsparametern
- Undrained (B): Undränierete Analyse mit effektiven Spannungen und undräniereten Scherfestigkeitsparametern
- Undrained (C): Undränierete Analyse mit totalen Spannungen und undräniereten Scherfestigkeitsparametern

Für das Stoffgesetz Hardening Soil können die Typen Undrained (A) und (B) verwendet werden, während Mohr-Coulomb zusätzlich Typ Undrained (C) bietet. Bei der Verwendung des Hardening Soil Modells mit Undrained (B) ist zu berücksichtigen, dass die Steifigkeiten aufgrund von $\varphi_u = 0^\circ$ nicht mehr spannungsabhängig verwendet werden können (*Brinkgreve et al. 2021*). Dagegen bietet Undrained (B) (und Undrained (C) bei Mohr-Coulomb) den Vorteil, dass der Scherparameter c_u verwendet wird, welcher in Versuchen wesentlich leichter zu bestimmen ist als die effektiven Scherparameter. Die Methode Undrained (C) bietet nach *Wehnert (2006)* nicht die Möglichkeit der Unterscheidung zwischen effektiven Spannungen und Porenwasserdrücken, weshalb diese Methode für die Simulation von Konsolidationsvorgängen nicht geeignet ist. Bei Undrained (A) ist die undränierete Scherfestigkeit c_u das Resultat aus den effektiven Scherparametern und den effektiven Spannungen im Boden. Bei der Verwendung des Mohr-Coulomb Modells wird nach *Wehnert (2006)* eine zu große undränierete Scherfestigkeit ermittelt, während das Stoffgesetz Hardening Soil das reale Bodenverhalten besser abbilden kann. Die Spannungspfade sind in Abb. 3.9 dargestellt.

Die präferierte Methode ist hier Undrained (A), da die Spannungsabhängigkeit der Steifigkeiten und Scherfestigkeiten berücksichtigt werden kann. Die erforderlichen Parameter für die Nachrechnung der statischen Pfahlprobelastungen sind in den Bodengutachten

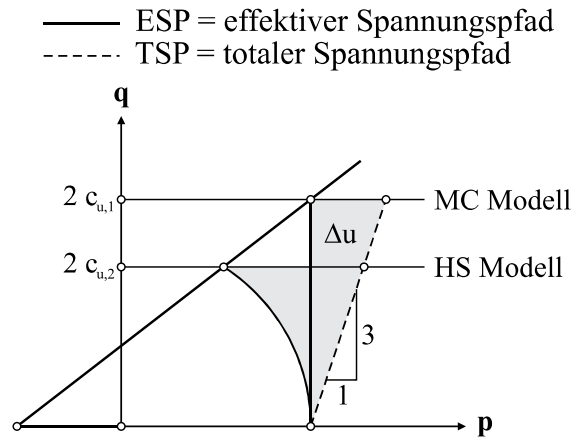


Abb. 3.9: Effektive und totale Spannungspfade im undrained Zustand mit den Stoffgesetzen Hardening Soil (HS) und Mohr-Coulomb (MC), aus Wehnert (2006)

gegeben. Zudem werden auch Berechnungen mit der Methode Undrained (B) in Abschnitt 4.6 durchgeführt, um eventuelle Unterschiede in den Ergebnisse aufzuzeigen. Die Methode Undrained (C) wird nicht verwendet.

3.2.6 Hardening Soil mit small strain stiffness

Das Stoffgesetz Hardening Soil with small strain stiffness (HSsmall) nach Benz (2007) bietet eine Erweiterung zum Modell nach Schanz (1998), indem eine größere Steifigkeit bei sehr kleinen Dehnungen berücksichtigt wird. Dadurch kann das Stoffverhalten bei Ent- und Wiederbelastung in Abb. 3.10 nichtlinear beschrieben werden. Dafür wird in Abhängigkeit der mobilisierten Schubdehnung eine erhöhte Schubsteifigkeit nach Gl. (3.56) im Modell approximiert, mit denen die mobilisierte Schubspannung ermittelt wird (Brinkgreve et al. 2021).

$$\tau = G_s \gamma = \frac{G_0 \gamma}{1 + 0,385 \frac{\gamma}{\gamma_{0,7}}} \quad (3.56)$$

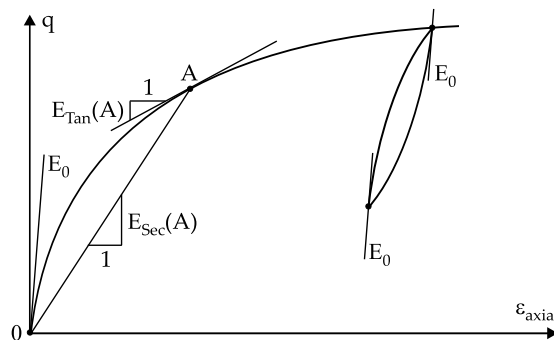


Abb. 3.10: Spannungs-Dehnungs-Kurve unter Berücksichtigung einer erhöhten Steifigkeit bei kleinen Dehnungen nach Richtungsumkehr, aus Benz (2007)

Die Anfangsschubsteifigkeit im Bereich sehr kleiner Dehnungen ist dabei G_0 . Die Scherdehnung, bei der der Sekantenschermodul G_s auf etwa 72 % der Anfangsschubsteifigkeit G_0 abfällt, wird über $\gamma_{0,7}$ definiert.

Für die Simulation von auf Zug durchgeführten statischen Pfahlprobelastungen, bei denen Entlastungsstufen vernachlässigt werden und somit keine Richtungsumkehr vorhanden ist, fällt der Unterschied in der Widerstands-Hebungs-Linie im Vergleich zum Hardening Soil Modell nur gering aus (*Jerger 2021*). Daher wird dieses Stoffgesetz bei den ersten Untersuchungen nicht verwendet, sondern erst aufgrund des realistischeren bodenmechanischen Verhaltens bei gleichzeitig größerem Berechnungsaufwand in den Hauptuntersuchungen berücksichtigt.

3.3 Modellbildung

Bei den hier durchgeführten numerischen Berechnungen an Einzelpfählen und Pfahlgruppen wird das räumliche System in den Koordinaten x , y und z betrachtet. Theoretisch treten bei dem Installationsvorgang der Fundexpfähle durch die seitliche Verdrängung verfestigende Effekte im Boden auf. Da das Ausmaß dieser Effekte jedoch derzeit nicht bekannt ist, müssen diese zunächst vernachlässigt werden. Die Modellierung der Pfähle erfolgt ohne diese Installationseffekte als *wished-in-place*. Bei der Eingabe von Bauwerksteilen können in PLAXIS die folgenden Elementarten verwendet werden (*Brinkgreve et al. 2021*):

- Fixed-end Anker
- Node-to-node Anker
- Balken
- eingebettete Balken
- Platten
- Geogrids
- Interfaces
- starre Körper

Eine Möglichkeit der Modellierung von Pfählen besteht in der Verwendung von sogenannten eingebetteten Balken (embedded beams). Die Verwendung von embedded beams zur Modellierung von Zugpfählen wurde beispielsweise in *Jerger (2021)* durchgeführt. Darin kommt *Jerger (2021)* zu dem Ergebnis, dass die gewünschte Interaktion zwischen Boden und Pfahl nicht abgebildet werden kann. Die Ursache dafür liegt darin, dass die maximale Mantelreibung vorgegeben werden muss und nicht aufgrund von Verspannungseffekten im Boden berechnet werden kann. Zudem stellt die Widerstands-Hebungs-Linie einen bilinea-

ren Verlauf dar, welcher die Messergebnisse nicht wiedergeben kann. Für die Nachrechnung der statischen Pfahlprobelastungen ist diese Elementart nicht geeignet.

Die zweite Möglichkeit zu Berücksichtigung eines Pfahles besteht darin, dessen Volumen im Kontinuum zu modellieren und im Anschlussbereich an den Baugrund die Verbundeigenschaften zu definieren. Dafür wird die Außenhülle des Pfahles über Platten- und das Pfahlinnere über Volumenelemente aufgebaut. Baustoffe wie Stahlbeton können nach *EANG (2014)* über linear-elastische Stoffgesetze modelliert werden. Die Voraussetzung, dass deren Fließgrenzen nicht erreicht werden, ist bei den Fundexpfählen erfüllt. Die Steifigkeit des Pfahles wird in Abhängigkeit der Betonfestigkeitsklasse gewählt. In dem Anschlussbereich zwischen Boden und Bauwerk kann ein sogenanntes Interface angeordnet werden. Die Verbindung zwischen zwei benachbarten Elementen an den Knoten wird dabei getrennt, indem die Zwischenknoten dupliziert werden und die betroffenen Elemente nur mit einem der Knoten verbunden sind. Zwischen den duplizierten Knoten wird eine rechnerische Breite δ_{inter} eingeführt. Zwischen den Elementen werden elastische Relativverschiebungen senkrecht und parallel zur Interface-Ebene zugelassen (*Brinkgreve et al. 2021*).

Die Eigenschaften des Interfacelements werden durch die Bodenparameter des umgebenden Baugrunds definiert. Bei den Stoffgesetzen Mohr-Coulomb und Hardening Soil kann das Verbundverhalten über den Reduktionsfaktor R_{inter} beeinflusst werden. Dadurch werden die Kohäsion und der Reibungswinkel im Interface beeinflusst.

$$c_{\text{inter}} = R_{\text{inter}} c_{\text{Soil}} \quad (3.57)$$

$$\tan \varphi_{\text{inter}} = R_{\text{inter}} \tan \varphi_{\text{Soil}} \quad (3.58)$$

Die Schubspannung im Interface wird durch das Bruchkriterium nach Mohr-Coulomb begrenzt.

$$|\tau| \leq -\sigma_n \tan \varphi_{\text{inter}} + c_{\text{inter}} \quad (3.59)$$

Darin ist σ_n die Normalspannung auf das Interfacelement.

Neben den Festigkeitsparametern wird durch $R_{\text{inter}} < 1$ ebenfalls die Steifigkeit reduziert. Zudem wird der Dilatanzwinkel im Interface zu $\psi_{\text{inter}} = 0$ gesetzt. Dies führt allerdings dazu, dass keine Verspannungseffekte um den Pfahl herum entstehen können. Da Verspannungseffekte bei dem Tragverhalten von Zugpfählen einen wesentlichen Betrag leisten, sollte die Abminderung der genannten Parameter anderweitig erfolgen. So ist es beispielsweise möglich, dem Interfacelement einen neuen Materialdatensatz mit abgeminderten Scherparametern zuzuordnen. Dieser Ansatz wird in den hier durchgeführten numerischen Berechnungen verfolgt.

Die definierten Geometrien wie Schichtenaufbau und Bauwerke werden in ein Netz aus Finiten Elementen übertragen. Dies erfolgt in PLAXIS über den sogenannten Netzgenerator. Das Vorgehen ist in *Brinkgreve et al. (2021)* erläutert und wird hier auszugsweise

vorgestellt. Die Feinheit des Netzes kann dabei über den relativen Elementgrößenfaktor r_e global gesteuert werden. Die Größe der Elemente wird unter anderem über den globalen Gitterparameter l_e bestimmt, welcher neben r_e von den Dimensionen bzw. dem Volumen des Modells (Δx , Δy , Δz) abhängt.

$$l_e = r_e \cdot 0,05 \cdot \sqrt{(\Delta x)^2 + (\Delta y)^2 + (\Delta z)^2} \quad (3.60)$$

Bei der Wahl des Elementgrößenfaktors stehen die Elementverteilungen in Tab. 3.1 zur Verfügung. Neben dem globalen Gitterparameter l_e hängt die Anzahl der Elemente zudem von der Form, der Geometrie sowie von lokalen Netzverfeinerungen ab. Im Bereich von Interface-Elementen werden Netzverfeinerungen über den Netzgenerator automatisch vorgenommen. Optional können manuell gewählte Bereiche stärker oder schwächer vernetzt werden.

Tab. 3.1: Nach der Elementverteilung vordefinierte Werte für den Elementgrößenfaktor r_e , aus Brinkgreve et al. (2021)

Elementverteilung	r_e
sehr grob	2,0
grob	1,5
mittel	1,0
fein	0,7
sehr fein	0,5

Da zur vollständigen Modellierung des Zugtragverhaltens von Fundexpfählen noch einige Fragestellungen offen sind, werden im nachfolgenden Kapitel Parameterstudien durchgeführt, sodass die am besten passenden Eingabewerte für die weiteren Berechnungen gefunden werden können.

3.4 Empirische Formeln zur Abschätzung von Modellparametern

3.4.1 Nichtbindige Böden

Zur ersten Abschätzung von Modellparametern für Sandböden haben *Brinkgreve et al. (2010)* aus Laborversuche an (Quarz-) Sanden in Abhängigkeit der bezogenen Lagerungsdichten Formeln zur Korrelation aufbereitet.

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad (3.61)$$

Danach lässt sich die Wichte nachfolgend abschätzen:

$$\gamma_{\text{unsat}} = 15 + 4I_D/100 \text{ [kN/m}^3\text{]} \quad (3.62)$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 19 + 1,6I_D/100 \text{ [kN/m}^3\text{]} \quad (3.63)$$

Für eine Referenzspannung $p_{\text{ref}} = 100 \text{ kN/m}^2$ gilt näherungsweise:

$$E_{50}^{\text{ref}} = 60000 I_D / 100 \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (3.64)$$

$$E_{\text{oed}}^{\text{ref}} = 60000 I_D / 100 \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (3.65)$$

$$E_{\text{ur}}^{\text{ref}} = 180000 I_D / 100 \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (3.66)$$

$$G_0^{\text{ref}} = 60000 + 68000 I_D / 100 \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (3.67)$$

Desweiteren werden die folgenden näherungsweise geltenden empirischen Zusammenhänge festgestellt:

$$m = 0,7 - I_D / 320 \text{ [-]} \quad (3.68)$$

$$\gamma_{0,7} = (2 - I_D / 100) \cdot 10^{-4} \text{ [-]} \quad (3.69)$$

$$\varphi' = 28 + 12,5 I_D / 100 \text{ [}^\circ\text{]} \quad (3.70)$$

$$\psi = -2 + 12,5 I_D / 100 \text{ [}^\circ\text{]} \quad (3.71)$$

$$R_f = 1 - I_D / 800 \text{ [-]} \quad (3.72)$$

Ein Zusammenhang der Lagerungsdichte zur bezogenen Lagerungsdichte I_D und zum Spitzenwiderstand der Drucksonde q_c kann nach *Floss (2011)* in Tab. 3.2 erfolgen.

Tab. 3.2: Lagerungsdichte zur bezogenen Lagerungsdichte I_D und zum Spitzenwiderstand der Drucksonde q_c nach *Floss (2011)*

Lagerungsdichte	sehr locker	locker	mitteldicht	dicht	sehr dicht
bez Lagerungsdichte I_D	< 0,15	0,15 - 0,35	0,35 - 0,65	0,65 - 0,85	0,85 - 1,00
Drucksonde q_c	< 5	5 - 10	10 - 15	15 - 20	> 20

Für exemplarische bezogene Lagerungsdichten geben *Brinkgreve et al. (2010)* die in Tab.3.3 dargestellten Modellparameter an. Auf Basis dieser empirischen Ansätze werden in Tab. 3.4 bis 3.7 die Erfahrungswerte aus *EAU (2020)* mit den restlichen Stoffparametern für das HSsmall Modell verknüpft.

3.4.2 Bindige Böden

Weiche bindige Böden weisen eine im Vergleich zur Ödometersteifigkeit hohe Steifigkeit bei Scherbeanspruchung auf. In der Literatur (beispielsweise *Terceros (2021)*) wird dieses Verhältnis häufig zu

$$\frac{E_{50}^{\text{ref}}}{E_{\text{oed}}^{\text{ref}}} = 2 \quad (3.73)$$

Tab. 3.3: Empirische Erfahrungswerte für exemplarische bezogene Lagerungsdichten aus Brinkgreve et al. (2010), ergänzt um die erste Zeile

Lagerungsdichte	locker	mitteldicht	dicht	sehr dicht
I_D [%]	25	50	80	100
γ_{unsat} [kN/m ³]	16,0	17,0	18,0	19,0
γ_{sat} [kN/m ³]	19,4	19,8	20,3	20,6
E_{50}^{ref} [kN/m ²]	15.000	30.000	48.000	60.000
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	15.000	30.000	48.000	60.000
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	45.000	90.000	144.000	180.000
G_0^{ref} [kN/m ²]	77.000	94.000	114.000	128.000
m [-]	0,622	0,544	0,450	0,388
γ_{07} [-]	$1,8 \cdot 10^{-4}$	$1,5 \cdot 10^{-4}$	$1,2 \cdot 10^{-4}$	$1,0 \cdot 10^{-4}$
φ_k [°]	31,1	34,3	38,0	40,5
ψ [°]	1,1	4,3	8,0	10,5
R_f [-]	0,969	0,938	0,900	0,875

Tab. 3.4: Anhaltswerte für charakteristische Werte von Bodenkenngrößen für nichtbindige Böden nach EAU 2020 mit Ergänzungen in Anlehnung an Tab. 3.3

Bodengruppe	SE (Grobsand)		
Lagerungsdichte	locker	mitteldicht	dicht
q_c [%]	< 7,5	7,5-15	> 15
γ_{unsat} [kN/m ³]	16,0	17,0	18,0
γ_{sat} [kN/m ³]	18,5	19,5	20,5
E_{50}^{ref} [kN/m ²]	20.000	45.000	70.000
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	20.000	45.000	70.000
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	60.000	135.000	210.000
m [-]	0,75	0,65	0,55
φ_k [°]	31,25	35,0	37,5
ψ [°]	1,25	5,0	7,5
R_f [-]	0,9	0,9	0,9

Tab. 3.5: Anhaltswerte für charakteristische Werte von Bodenkenngrößen für nichtbindige Böden nach EAU 2020 mit Ergänzungen in Anlehnung an Tab. 3.3

Bodengruppe	SE (Feinsand)		
Lagerungsdichte	locker	mitteldicht	dicht
q_c [%]	< 7,5	7,5-15	> 15
γ_{unsat} [kN/m ³]	16,0	17,0	18,0
γ_{sat} [kN/m ³]	18,5	19,5	20,5
E_{50}^{ref} [kN/m ²]	15.000	32.500	50.000
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	15.000	32.500	50.000
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	45.000	97.500	150.000
m [-]	0,75	0,675	0,60
φ_k [°]	31,25	35,0	37,5
ψ [°]	1,25	5,0	7,5
R_f [-]	0,9	0,9	0,9

Tab. 3.6: Anhaltswerte für charakteristische Werte von Bodenkenngrößen für nichtbindige Böden nach EAU 2020 mit Ergänzungen in Anlehnung an Tab. 3.3

Bodengruppe	SU, ST		
Lagerungsdichte	locker	mitteldicht	dicht
q_c [%]	< 7,5	7,5-15	> 15
γ_{unsat} [kN/m ³]	16,0	17,0	18,0
γ_{sat} [kN/m ³]	18,5	19,5	20,5
E_{50}^{ref} [kN/m ²]	15.000	32.500	50.000
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	15.000	32.500	50.000
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	45.000	97.500	150.000
m [-]	0,80	0,725	0,65
φ_k [°]	30	35,0	37,5
ψ [°]	0	5,0	7,5
R_f [-]	0,9	0,9	0,9

Tab. 3.7: Anhaltswerte für charakteristische Werte von Bodenkenngrößen für nichtbindige Böden nach EAU 2020 mit Ergänzungen in Anlehnung an Tab. 3.3

Bodengruppe	SÜ, ST		
Lagerungsdichte	locker	mitteldicht	dicht
q_c [%]	< 7,5	7,5-15	> 15
γ_{unsat} [kN/m ³]	16,5	18,0	19,5
γ_{sat} [kN/m ³]	19,0	20,0	21,5
E_{50}^{ref} [kN/m ²]	5.000	15.000	25.000
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	5.000	15.000	25.000
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	15.000	30.000	75.000
m [-]	0,90	0,825	0,75
φ_k [°]	30	35,0	37,5
ψ [°]	0	5,0	7,5
R_f [-]	0,9	0,9	0,9

angenommen. Darüber hinaus ist die Steifigkeit bei Ent- und Wiederbelastung mit einem Verhältnis von

$$\frac{E_{\text{ur}}^{\text{ref}}}{E_{50}^{\text{ref}}} = 5 \quad (3.74)$$

sehr hoch. Diese Erfahrungswerte können durchaus variieren. Als erste Abschätzung zur Bestimmung der Steifigkeiten E_{50}^{ref} und $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ werden diese Verhältnisse nachfolgend verwendet.

In EAU (2020) sind Erfahrungswerte für bindige Böden mit unterschiedlichen Plastizitätszahlen unter anderem in Form von $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ und m mit $p_{\text{ref}} = 100$ kN/m² angegeben. Diese Erfahrungswerte der Stoffparameter für das Hardening Soil Modell sind zusammen mit den oben beschriebenen Beziehungen für E_{50}^{ref} und $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ in den Tabellen 3.8 bis 3.12 formuliert.

Tab. 3.8: Anhaltswerte für charakteristische Werte von Bodenkenngrößen für anorganische bindige Böden mit leicht plastischen Eigenschaften aus EAU 2020, ergänzt um Zeile 5 und 7

Bodengruppe	UL		
	Weich	Steif	Halbfest
γ_{unsat} [kN/m ³]	18,0	19,0	20,0
γ_{sat} [kN/m ³]	19,0	20,0	21,0
E_{50}^{ref} [kN/m ²]	8.000	15.000	22.000
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	4.000	7.500	11.000
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	40.000	75.000	110.000
m [-]	0,8	0,7	0,6
φ [°]	27,5	30,0	32,5
c' [kN/m ²]	0	2-5	5-10

Tab. 3.9: Anhaltswerte für charakteristische Werte von Bodenkenngrößen für anorganische bindige Böden mit mittelplastischen Eigenschaften aus EAU 2020, ergänzt um Zeile 5 und 7

Bodengruppe	UM		
	Weich	Steif	Halbfest
γ_{unsat} [kN/m ³]	17,5	18,5	19,5
γ_{sat} [kN/m ³]	18,5	19,5	20,5
E_{50}^{ref} [kN/m ²]	6.000	10.000	14.000
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	3.000	5.000	7.000
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	30.000	50.000	70.000
m [-]	0,9	0,8	0,7
φ [°]	25,0	27,5	30,0
c' [kN/m ²]	0	5-10	10-15

Tab. 3.10: Anhaltswerte für charakteristische Werte von Bodenkenngrößen für anorganische bindige Böden mit leicht plastischen Eigenschaften aus EAU 2020, ergänzt um Zeile 5 und 7

Bodengruppe	TL		
	Weich	Steif	Halbfest
γ_{unsat} [kN/m ³]	20,0	21,0	22,0
γ_{sat} [kN/m ³]	20,0	21,0	22,0
E_{50}^{ref} [kN/m ²]	4.000	7.000	10.000
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	2.000	3.500	5.000
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	20.000	35.000	50.000
m [-]	1,0	0,95	0,9
φ [°]	25,0	27,5	30,0
c' [kN/m ²]	0	5-10	10-15

3.5 Erdruchdruckbeiwert

Zur Bestimmung der horizontalen Spannungsverhältnisse im Ausgangszustand bei Berechnungen wird die vorhandene Vertikalspannung mit dem Erdruchdruckbeiwert nach

Tab. 3.11: Anhaltswerte für charakteristische Werte von Bodenkenngrößen für anorganische bindige Böden mit mittelpplastischen Eigenschaften aus EAU 2020, ergänzt um Zeile 5 und 7

Bodengruppe	TM		
	Weich	Steif	Halbfest
γ_{unsat} [kN/m ³]	19,0	20,0	21,0
γ_{sat} [kN/m ³]	19,0	20,0	21,0
E_{50}^{ref} [kN/m ²]	2.000	4.000	6.000
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	1.000	2.000	3.000
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	10.000	20.000	30.000
m [-]	1,0	0,98	0,95
φ [°]	22,5	25,0	27,5
c' [kN/m ²]	5-10	10-20	15-20

Tab. 3.12: Anhaltswerte für charakteristische Werte von Bodenkenngrößen für anorganische bindige Böden mit stark plastischen Eigenschaften aus EAU 2020, ergänzt um Zeile 5 und 7

Bodengruppe	TA		
	Weich	Steif	Halbfest
γ_{unsat} [kN/m ³]	18,0	19,0	20,0
γ_{sat} [kN/m ³]	18,0	19,0	20,0
E_{50}^{ref} [kN/m ²]	1.200	2.600	4.000
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	600	1.300	2.000
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	6.000	13.000	20.000
m [-]	1,0	1,0	1,0
φ [°]	20,0	22,5	25,0
c' [kN/m ²]	5-10	10-20	15-25

Gl. (3.75) multipliziert.

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' \quad (3.75)$$

Aufbauend auf Gl. (3.75) gibt *Weißbach (1985)* für unterschiedliche Böden die folgende Erfahrungswerte für den Erdruhedruckbeiwert an:

- dicht gelagerter Sand und Kies $K_0 = 0,35 - 0,40$
- mitteldicht gelagerter Sand und Kies $K_0 = 0,40 - 0,45$
- locker gelagerter Sand und Kies $K_0 = 0,45 - 0,50$
- Geschiebemergel $K_0 = 0,50 - 0,55$
- Lehm $K_0 = 0,55 - 0,60$
- stark bindige Böden $K_0 = 0,60 - 0,65$
- Tonböden $K_0 = 0,65 - 0,70$

Im Fall von undrÄnierten ZustÄnden mit $\varphi_u = 0^\circ$ f¼hrt dieser Ansatz zu $K_0 = 1,0$. Da unter nat¼rlichen UmstÄnden davon ausgegangen werden kann, dass der Boden im Ausgangszustand genug Zeit zur Konsolidation hat, sollte eine Berechnung der horizontalen Spannungen ¼ber den effektiven Reibungswinkel erfolgen. Entsprechend k¼nnen bei numerischen Berechnungen mit undrÄnierten Bedingungen und gleichzeitiger Ber¼cksichtigung ¼ber den Fall Undrained (B) eine manuelle Vorgabe der Erdruhedruckbeiwerte nach *Weißbach (1985)* verwendet werden.

4 Parameterstudien an Einzelfählen

4.1 Hintergrund

Bevor die statischen Pfahlprobelastungen numerisch mit der FEM nachgerechnet werden, werden Parameterstudien durchgeführt, um den Einfluss der Eingabewerte in PLAXIS 3D auf die Berechnungsergebnisse beurteilen zu können. Das Ziel dieser Studien besteht darin, das Verhalten der Einzelfähle so genau wie möglich in der numerischen Berechnung nachzubilden, damit die erstellten Modelle in Anlehnung an *Franke/Gollub (1996)* auf das Gruppenverhalten angewandt werden können.

Die Berechnungen erfolgen mit der Software PLAXIS 3D V21. Als höherwertiges Stoffgesetz wird für die Böden das Modell Hardening Soil verwendet. Daneben wird für einzelne Berechnungen auch das Modell Mohr-Coulomb zu Vergleichszwecken berücksichtigt.

Die Untersuchungen lassen sich nach ihren Schwerpunkten wie folgt einteilen:

- Aufbau des numerischen Modells
 - Symmetrieachsen und Randabstände
- Tragverhalten und Spannungsentwicklung im Boden
 - Dilatanz
 - Querdehnzahl
 - Undrained Berechnungen
 - Berücksichtigung des Verdrängungseffektes über K_0

Durch die Untersuchungen zum Tragverhalten und zur Spannungsentwicklung im Boden soll unter anderem überprüft werden, ob sich die in Abschnitt 2.3 beschriebenen Effekte durch das verwendete Stoffgesetz einstellen.

4.2 Untersuchungen zur Symmetrie

Die Verwendung von Symmetrieachsen bei der FEM bietet den Vorteil, dass die Größe des Berechnungsmodells halbiert oder geviertelt werden kann, wodurch der Rechenaufwand

und die damit verbundene Rechenzeit stark verringert werden können. Durch eine Verkleinerung des Modells ist zudem eine feinere Netzbildung bzw. Diskretisierung möglich, was zu genaueren Berechnungsergebnissen führt. Dies führt dazu, dass in *EANG (2014)* die Empfehlung gegeben wird, das System auf Symmetrien zu untersuchen und das Berechnungsmodell möglichst einfach zu wählen. Erfahrungsgemäß kommt es vor, dass die Verwendung von Symmetrieeffekten zu etwas anderen Ergebnissen führt als bei der Modellbildung des gesamten Systems. Dieses Phänomen soll in diesem Abschnitt anhand eines Einzelfahles genauer untersucht werden.

Für den zu untersuchenden Einzelfahl wird ein Bodenaufbau aus einer oberen bindigen und einer unteren nichtbindigen Schicht gewählt. Das Berechnungsmodell mit den Symmetrieachsen sowie die verwendeten Bodenkennwerte sind in Abb. 4.1 dargestellt.

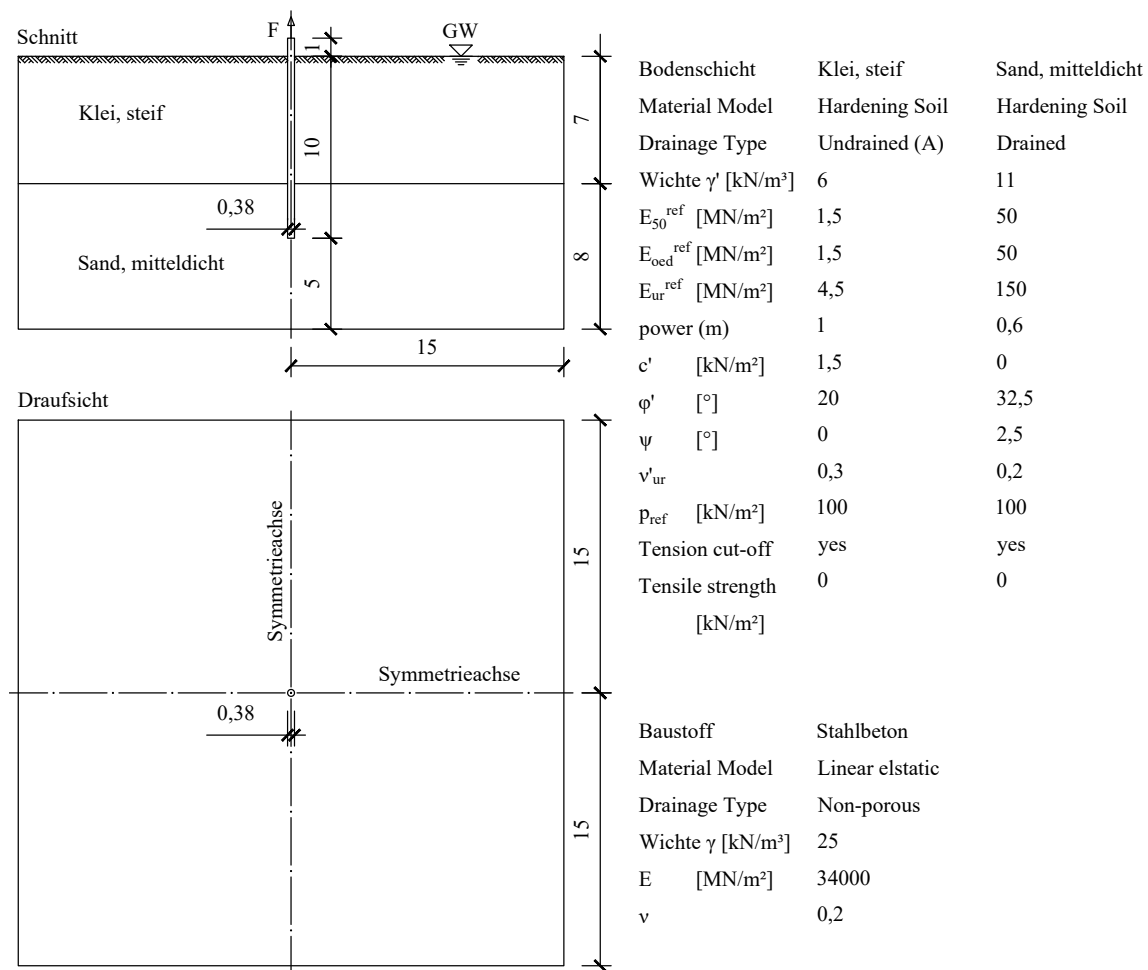


Abb. 4.1: Baugrundschnitt sowie Grundriss des Berechnungsmodells mit den jeweiligen Parametern, Symmetrieachsen sind die Punkt-Strich-Linien gekennzeichnet, Maßangaben in Metern

Die Berechnungen werden an einem Viertel des Modells unter Berücksichtigung von zwei Symmetrieachsen, an dem halben Modell mit einer Symmetrieachse und an dem gesamten Modell ohne Symmetrieachsen durchgeführt. Bei Letzterem wird der Pfahl in Modell 03 durch vier angrenzende Viertelpfähle und in Modell 04 durch einen durchgängigen Pfahl ohne Trennebenen modelliert. Die vier Modelle werden weiter in eine feine, mittlere und

grobe Netzgenerierung differenziert. Die Belastung auf das System erfolgt weggesteuert über eine Einzelhebung in Pfahlmitte. In weiteren Durchläufen wird die Größe des Modells angepasst. Die Bezifferungen der Berechnungsdurchläufe können Tab. 4.1 entnommen werden.

Tab. 4.1: *Berechnungsmodelle mit wesentlichen Eigenschaften für die Untersuchungen zu Symmetrieachsen und der Netzfeinheit*

Kürzel	Abstand Pfahlachse zum Rand	verwendete Symmetrieachsen	Netzfeinheit
01a	15 m	2	fein
01b			mittel
01c			grob
02a		1	fein
02b			mittel
02c			grob
03a		0	fein
03b			mittel
03c			grob
04a	fein		
04b	mittel		
04c	grob		
11b	7,5 m	2	mittel
14b		0	
21a	25 m	2	sehr fein
21b			mittel
24a		0	sehr fein
24b			mittel

Durchlauf 1: Bei einem feinen Netz ist in Abb. 4.2 zu erkennen, dass die Widerstandshebungslinien in geringem Maße voneinander abweichen. Die Differenzen treten erst ab einer großen Hebung (10 mm) und Ausnutzung des Bodens auf. Wie die Untersuchung in Abschnitt 4.4 zeigt, können die zusätzlichen Spannungen höchstwahrscheinlich auf Verspannungseffekte infolge Dilatanz zurückgeführt werden. Ohne die Ausnutzung der Symmetrieachsen wird ein größerer Pfahlwiderstand ermittelt. Je mehr Symmetrieachsen verwendet werden, desto geringer fällt dieser Widerstand aus. Die WHLs von Modell 03a und 04a sind deckungsgleich, sodass es scheinbar keinen Unterschied macht, ob der ganze Pfahl aus einem Querschnitt oder mehreren Teilen zusammengesetzt wird. Zusätzlich wird die WHL aus einer Berechnung in PLAXIS 2D an einem rotationssymmetrischen Modell dargestellt. Dabei fällt auf, dass der Widerstand des rotationssymmetrischen Modells wesentlich geringer ist als die Widerstände der dreidimensionalen Berechnung.

Durchlauf 2: Die Ergebnisse der Berechnungen mit einer angepassten Netzverfeinerung sind in Abb. 4.3 wiedergegeben. An den Widerstandshebungslinien von Modell 03 und 04 lässt sich ableiten, dass eine gröbere Netzgenerierung in einem weicheren Gesamtsystem bzw. in einer geringeren Tragfähigkeit resultiert. Dies gilt sowohl im elastisch geprägten Bereich der WHL mit $s \leq 1,5$ mm als auch für darüber hinausgehende Hebungen im plastisch geprägten Bereich. Die geringen Unterschiede zwischen den Kurven der Modelle 03

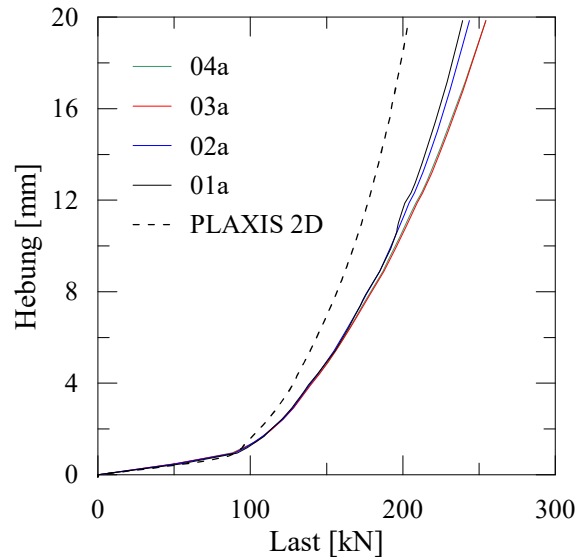


Abb. 4.2: Widerstandshebungslinien aus Durchlauf 1: Vergleich zwischen der Berechnung mit zwei, einer und ohne Symmetrieachsen bei feinem Netz

und 04 zeigen, dass bei geringfügig anderer Netzgenerierung doch sichtbare Unterschiede in den Berechnungsergebnissen auftauchen. Dies unterstreicht die Charakteristik der numerischen Näherungslösung.

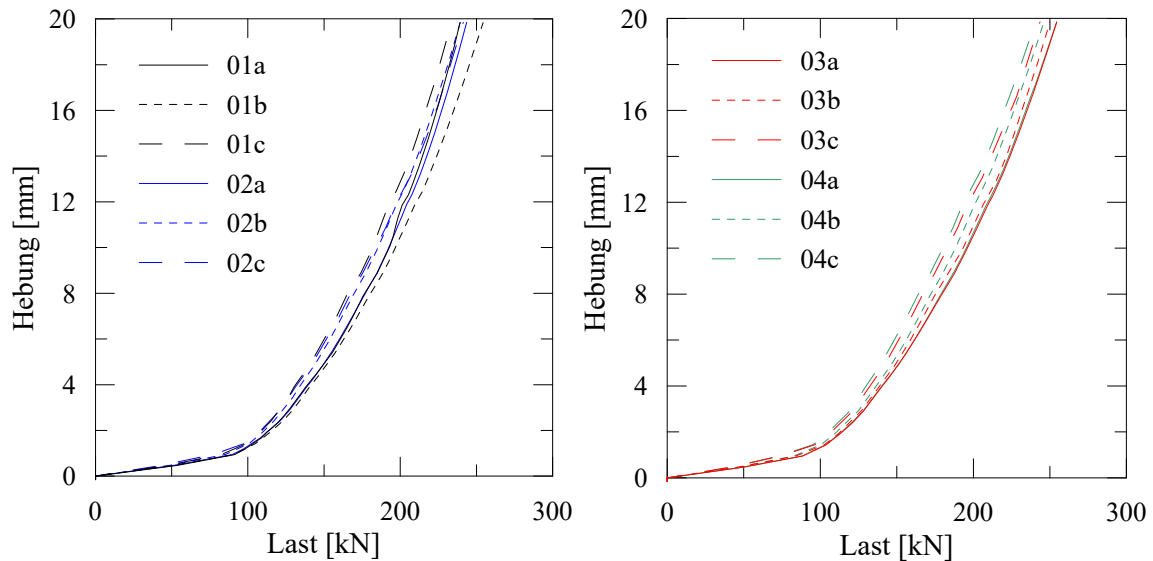


Abb. 4.3: Widerstandshebungslinien aus Durchlauf 2: Vergleich von feiner, mittlerer und grober Netzfeinheit

Auch für die Modelle 01 und 02 in Abb. 4.3 kann festgehalten werden, dass in der Regel ein feineres Netz in einer höheren Gesamtsteifigkeit resultiert. Die Berechnungen sind dennoch numerischen Ungenauigkeiten unterworfen, sodass eine sehr feine Vernetzung des Systems nicht automatisch zu einem exakten Ergebnis führt.

Durchlauf 3: Nachfolgend wird der Achsabstand zur Modellgrenze auf 7,5 m verringert. Die Berechnungen werden mit den Parametern der Modelle 01b und 04b durchgeführt und für diese Variante mit 11b und 14b abgekürzt. Die Ergebnisse werden mit den vorherigen

Berechnungen bei feiner Netzbildung in Abb. 4.4 verglichen, da die Verkleinerung des Modells auch zu einer geringeren Größe der Elemente führt.

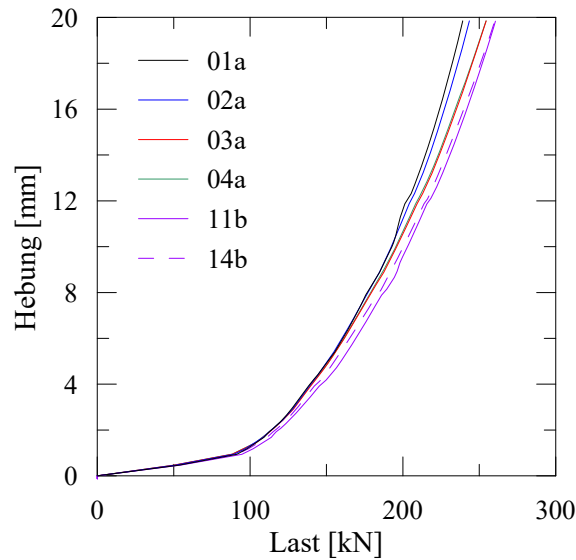


Abb. 4.4: Widerstandshebungslinien aus Durchlauf 3: Vergleich mit reduzierter Modellgröße (11, 14)

Die Modelle 11b und 14b weisen mit dem kleineren Modell eine höhere Steifigkeit bzw. hebungsabhängige Tragfähigkeit auf. Im Gegensatz zu Durchlauf 1 ist der Widerstand von 14b (ohne Symmetrieachsen) geringer als von 11b (zwei Symmetrieachsen). Hieraus ist erkennbar, dass ein kleineres Berechnungsmodell zu einer größeren Gesamtsteifigkeit beiträgt. Allerdings sind auch hier durch die numerische Näherungslösungen Abweichungen in den Ergebnissen vorhanden.

Eine Beeinflussung durch die Randbedingungen ist hierbei eher unwahrscheinlich, da bei einem zu geringen Abstand zum Rand theoretisch eine geringere Tragfähigkeit erzielt werden sollte. Ähnlich wie bei einer Pfahlgruppe werden die vertikalen Spannungen im Boden durch die Zugbelastung reduziert. Andererseits ist bei zu geringem Randabstand eine Erhöhung der effektiven Spannungen im Boden infolge Dilatanz vorstellbar. Es wird davon ausgegangen, dass die Verspannungseffekte nur in unmittelbarer Umgebung um den Pfahlmantel auftreten, was durch die Untersuchungen zu Pfahlgruppen in Kapitel 7 bestätigt wird. Die Spannungsentwicklung infolge Dilatanz wird in Abschnitt 4.4 untersucht.

Durchlauf 4: Um die Beobachtungen aus Durchlauf 3 zu verifizieren, wird in der zweiten Variante der Abstand zwischen Pfahlachse und Modellrand auf 25 m vergrößert. Dabei werden die Modelle 01 und 04 jeweils mit einem sehr feinen (21a, 24a) und einem mittleren Netz (21b, 24b) berechnet. Die Ergebnisse sind in Abb. 4.5 dargestellt.

Die Berechnungen mit einem mittleren Netz (21b, 24b) in Abb. 4.5 zeigen eine geringere Gesamtsteifigkeit. Bei einer Hebung von 20 mm gleichen sich die Widerstandshebungslinien an die der ersten Durchläufe an. Der Viertelpfahl mit sehr feinem Netz (21a) liefert nahezu dieselben Ergebnisse wie die ersten Durchläufe mit einem Achsabstand zum Rand

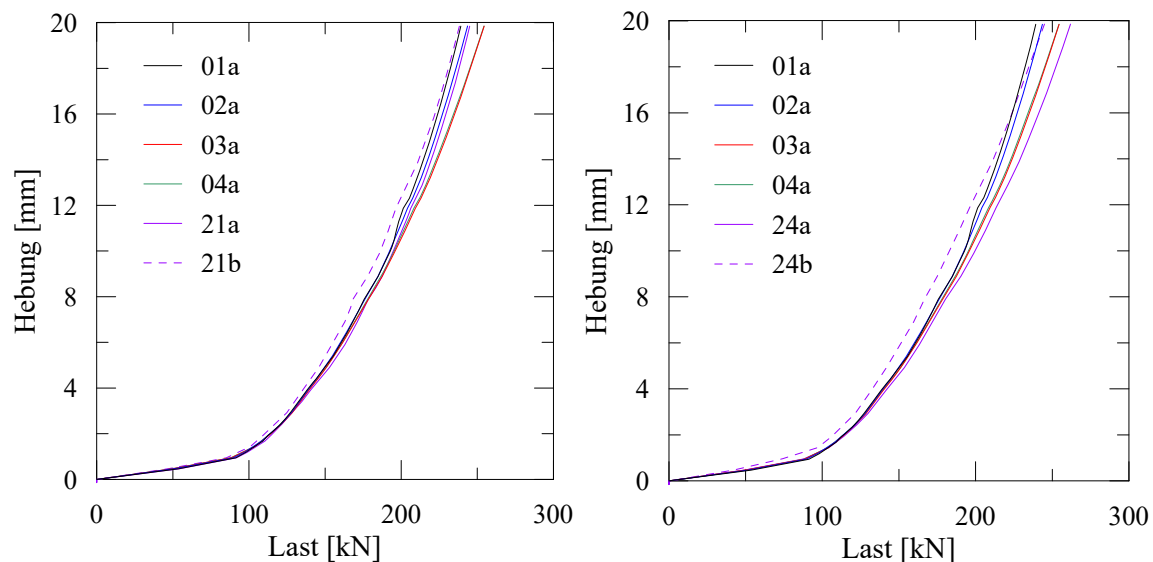


Abb. 4.5: Widerstandshebungslinien aus Durchlauf 4: Vergleich mit einem vergrößerten Modell (21, 24) bei sehr feiner (a) und mittlerer (b) Netzgenerierung

von 15 m. Dagegen resultiert die Vergrößerung des Modells von 24a in einer erhöhten Tragfähigkeit, was gegen die Vermutung aus Durchlauf 3 spricht.

In Übereinstimmung mit Durchlauf 1 kann festgehalten werden, dass die vollständige Modellierung des Pfahles ohne Berücksichtigung der Symmetrieachsen zu einer höheren Gesamtsteifigkeit führt. Wie in Durchlauf 2 gilt, dass das Gesamtsystem steifer reagiert, je feiner das Netz gewählt wird. Im Gegensatz zu Durchlauf 3 resultiert ein kleineres Berechnungsmodell nicht unbedingt in einem steiferen Pfahlverhalten. Es wird vermutet, dass die Differenzen teilweise auf die Ungenauigkeiten der numerischen Näherungslösungen zurückgeführt werden können. In der nachfolgenden Bewertung wird eine Zusammenfassung der Ergebnisse gegeben.

Bewertung:

Die hier durchgeführte Parameterstudie zum Aufbau des Modells zeigt, dass eindeutige Aussagen zum Einfluss der Modellgröße, Netzfeinheit und Verwendung von Symmetrieachsen nur bedingt möglich sind, da durch die Ungenauigkeiten in der numerischen Näherungslösung gewisse Abweichungen stets vorhanden sein können. Als Ergebnis der Untersuchungen werden die folgenden Beobachtungen festgehalten:

- Eine Netzverfeinerung führt bei gleichbleibender Modellgröße zu einer größeren Gesamtsteifigkeit bzw. einer höheren Tragfähigkeit der modellierten Zugpfähle.
- Symmetrieachsen haben eine Auswirkung auf die Ergebnisse. Bei Ausnutzung von zwei Symmetrieachsen, fällt die Tragfähigkeit etwas geringer als ohne Ausnutzung von Symmetrieeffekten aus. Die Unterschiede treten jedoch erst bei Hebungen von über 10 mm auf und werden vermutlich durch Dilatanz verursacht.
- Bei einem kleineren Berechnungsmodell werden größere Pfahlwiderstände ermittelt als bei einer mittleren oder großen Dimensionierung, bei denen die Widerstände in

etwa gleich sind. Hierbei stellt sich der Einfluss durch Randbedingungen bei dem verwendeten kleinen Modell als eher unwahrscheinlich heraus.

- Wird das Modell zu groß gewählt, kann unter Umständen das Netz zu grob ausfallen. Außerdem erhöhen sich die Berechnungszeiten maßgeblich. Auf ein ausreichend kleines Modell ist zu achten.
- Der Vergleich mit dem rotationssymmetrischen Modell zeigt, dass die Widerstände in der dreidimensionalen Berechnung deutlich größer ausfallen. Die Unterschiede werden vermutlich durch eine andere Entwicklung der Spannungseffekte ausgelöst. Die Ergebnisse in den 3D-Berechnungen waren in sich sehr konsistent, sodass dieser Punkt in der Arbeit nicht weiter behandelt wird. Auf eine Übertragung von Berechnungen in 2D auf 3D muss dafür verzichtet werden.

Hieraus ergeben sich die folgenden Leitlinien für die weiteren numerischen Berechnungen. Durch diese Grundsätze soll sichergestellt werden, dass die Ergebnisse zwischen den unterschiedlichen Modellen so gut vergleichbar wie möglich sind. Trotzdem können numerische Ungenauigkeiten nie ausgeschlossen werden. Dies sollte bei der Betrachtung der Ergebnisse stets berücksichtigt werden.

- Die Ausbildung des Netztes bei der Nachrechnung von Pfahlprobelastungen erfolgt so fein wie möglich. Dadurch werden Ungenauigkeiten bei der numerischen Berechnung reduziert.
- Der horizontale Abstand des äußersten Pfahles zum Rand sollte 15 m betragen. Der maximale Achsabstand für Pfahlgruppen wird auf unter 5 m gewählt. Dadurch ergibt sich eine maximale Modelllänge von 20 m.
- Um das Netz fein ausbilden zu können und Rechenzeit zu sparen, werden zwei Symmetrieachsen verwendet, bei geneigten Pfählen eine. Sofern die Hebungen unter 10 mm bleiben, sollte dies keine Auswirkungen haben. Für größere Hebungen bis 20 mm werden die Abweichungen als gering eingeschätzt.

4.3 Untersuchungen zum unteren Randabstand

In diesem Abschnitt wird eine Parameterstudie durchgeführt, bei der der Abstand des Pfahlfußes zum unteren Modellrand variiert wird. Ursache hierfür ist die große Einfluss dieses Parameters bei der Modellierung von Druckpfählen. Der untere Modellrand wird als unverschieblich angenommen. Daher reagieren Druckpfähle mit geringem Abstand zum unteren Rand beim Lastabtrag steifer.

Für Zugpfähle wird angenommen, dass dieser Parameter keine direkten Auswirkungen auf den simulierten Lastabtrag hat, da dieser effektiv nach oben stattfindet. Diese Annahme soll nachfolgend überprüft werden. Dafür wird der Modellpfahl aus Abschnitt 4.2 mit unterschiedlichen Abständen zum unteren Rand h modelliert. Die simulierten Widerstands-Hebungs-Linien sind in Abb. 4.6 dargestellt.

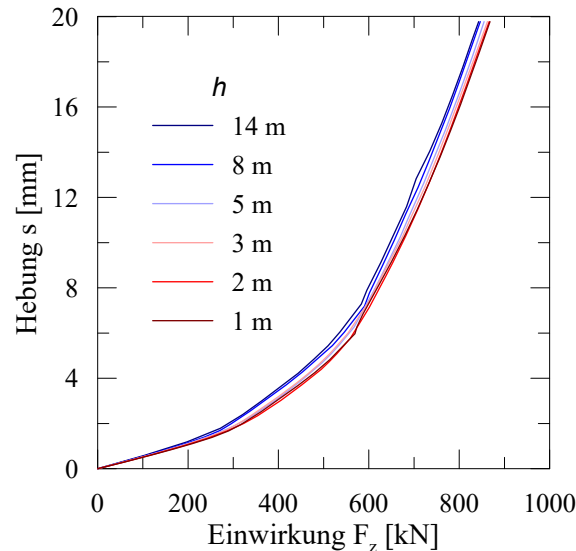


Abb. 4.6: Berechnete Widerstands-Hebungs-Linien bei Variation des Abstandes h zwischen Pfahlunterkante und unterem Modellrand

Unter Variation des unteren Randabstandes h ist in Abb. 4.6 zu erkennen, dass die Widerstände bei geringerem unteren Randabstand geringfügig größer sind. Diese Beobachtung kann für alle Hebungen gemacht werden.

Zu berücksichtigen ist allerdings auch, dass die Modellgröße durch h angepasst wird. Bei größerem h ist das Modell ebenfalls größer und die Diskretisierung fällt im Verhältnis größer aus als bei einem kleineren Modell. Aus Abschnitt 4.2 ist bereits bekannt, dass ein größeres Netz zu einer geringeren Steifigkeit des Gesamtsystems führt. Die Abweichungen der Widerstände in Abb. 4.3 passen sehr gut zu den Unterschieden in Abb. 4.6. Daher können die Differenzen zwischen den dargestellten Widerstands-Hebungs-Linien eher mit der unterschiedlichen Diskretisierung als mit variierendem unteren Randabstand h begründet werden. Wie zu Beginn vermutet, hat der Parameter h einen vernachlässigbaren Einfluss auf die Simulation von Zugpfählen.

4.4 Untersuchungen zur Dilatanz

In diesem Abschnitt wird die Auswirkung bei Berücksichtigung von Dilatanz untersucht. Dilatantes Verhalten tritt bei Abschervorgängen bei Böden mit einer hohen Lagerungsdichte auf. Dabei führt die Volumenzunahme (Dilatanz) bei behinderter Seitendehnung zu einer Erhöhung der effektiven Spannungen im Boden. Die Grundlagen werden in Abschnitt 2.4.4 erläutert. Nachfolgend werden die Auswirkungen bei Ansatz eines Dilatanzwinkels in dränierten nichtbindigen Böden untersucht.

In *Brinkgreve et al. (2021)* wird die Verwendung einer Näherungsformel zur Bestimmung des Dilatanzwinkels empfohlen:

$$\psi = \varphi' - 30^\circ \geq 0^\circ \quad (4.1)$$

Für die Modellierung werden sowohl das Modell Mohr-Coulomb als auch Hardening Soil verwendet. Das Berechnungsmodell und die jeweiligen Parameter sind in Abb. 4.7 dargestellt. Für das Berechnungsmodell wird ein grobes Netz gewählt. Eine Verfeinerung wird in einem Abstand von bis zu 2 m zur Pfahlachse vorgenommen, da dieser Bereich für die Ausbildung der Dilatanz maßgebend ist.

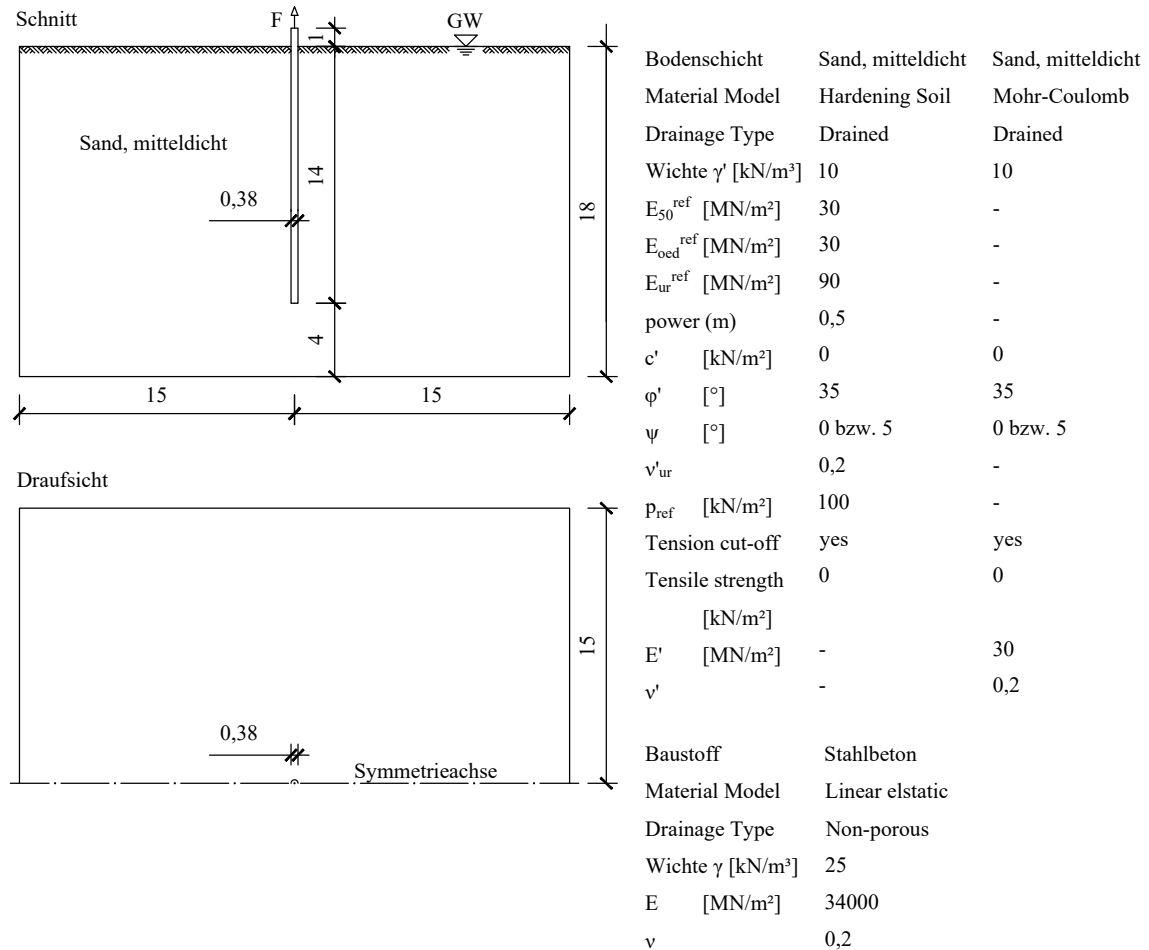


Abb. 4.7: Darstellung des Berechnungsmodells bei Ausnutzung einer Symmetrieachse und der verwendeten Parameter für den angesetzten nichtbindigen Boden und den Pfahl

Mit den in Abb. 4.7 dargestellten Parametern werden vier Berechnungen durchgeführt. Die Ergebnisse der Widerstands-Hebungs-Linien sind in Abb. 4.8 zu finden.

Bei Betrachtung der WHLs in Abb. 4.8 fällt auf, dass sich die Kurven der beiden Bodenmodelle stark ähneln. Bei Ansatz eines Dilatanzwinkels von $\psi = 5^\circ$ ist ein stetiger Verlauf mit zunehmendem Pfahlwiderstand zu erkennen. Mit größer werdender Einwirkung steigt die Hebung immer weiter an. Bis zu einer Hebung von $s = 8$ mm sind die Widerstands-Hebungs-Linien nahezu identisch. Bei größeren Hebungen ist ein größerer Widerstand bei dem Modell Mohr-Coulomb zu verzeichnen. Dass die Verläufe zu Beginn so gut zueinander passen, liegt hauptsächlich an den angesetzten Steifigkeiten für den Baugrund und ist zufällig bedingt, da sich die Steifigkeitsparameter in den beiden Modellen grundsätzlich voneinander unterscheiden. Festzuhalten ist, dass die Zunahme an Pfahlmantelreibung infolge Dilatanz bei beiden Bodenmodellen sehr ähnlich ist.

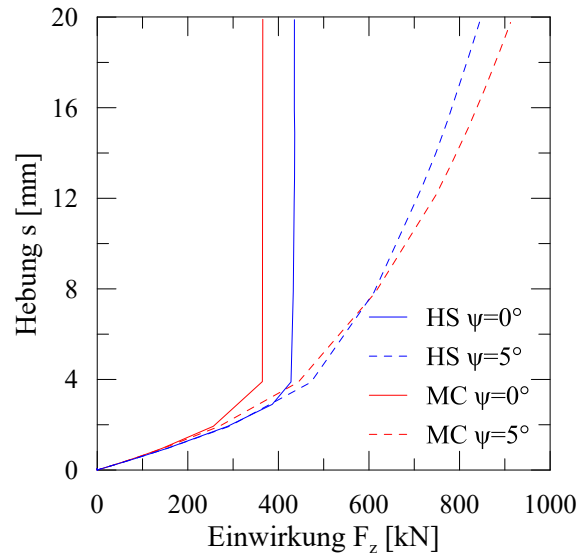


Abb. 4.8: Berechnete WHL bei Verwendung des Mohr-Coulomb und des Hardening Soil Modells sowie mit und ohne Berücksichtigung von Dilatanz

Obwohl die Modelle Hardening Soil und Mohr-Coulomb dasselbe Versagenskriterium verwenden, ist in den Widerstands-Hebungs-Linien ohne Dilatanz ($\psi = 0^\circ$) in Abb. 4.8 ein eindeutiger Unterschied für die Pfahlmantelreibung auszumachen. Die Kurven beginnen mit einem nahezu identischen Anstieg, welcher von den gewählten Steifigkeitsparametern abhängig ist. Die maximale Pfahlmantelreibung beträgt nach dem Modell von Mohr-Coulomb 365 kN, während mit dem Hardening Soil 435 kN erreicht werden. Da jeweils die maximale Schubspannung am Interface von der einwirkenden Normalspannung auf den Pfahlmantel abhängig ist, wird ein Spannungspunkt am Pfahlmantel (Stress Point 10191, $x = -0,21$ m, $y = 0,06$ m, $z = -9,98$ m) ausgewählt und die Spannungszustände in Abhängigkeit der Hebung geplottet. Diese sind nachfolgend in Abb. 4.9 für ausgewählte Hebungen (0, 1, 2, 4, 8, 12, 20 mm) dargestellt. Zwischen den Punkten wird ein linearer Verlauf dargestellt.

Der untersuchte Spannungspunkt ist so gewählt, dass die horizontalen Spannungen in x-Richtung (σ'_{xx}) den Normalspannungen auf das Interface des Pfahles entsprechen. Nachfolgend wird auf die wichtigsten Beobachtungen in Abb. 4.9 eingegangen. Dabei werden anfangs die Unterschiede zwischen Hardening Soil und Mohr-Coulomb ohne Dilatanz betrachtet. Die Ursache für die geringere Mantelreibung aus Abb. 4.8 kann in Abb. 4.9 ausgemacht werden, da auch hier eine Differenz zwischen den Bodenmodellen bestätigt wird. Während beim Hardening Soil der Betrag von σ'_{xx} bei geringen Hebungen steigt, nimmt dieser bei Mohr-Coulomb leicht ab. Ein wesentlicher Unterschied besteht in der Berechnung der effektiven Vertikalspannungen σ'_{zz} . Infolge der Zugbelastung verringern sich die Vertikalspannungen im Boden beim Hardening Soil um einen signifikanten Betrag. Dieses Verhalten wird zum Beispiel in *Borchert et al. (1998)* bestätigt. Dagegen wird bei Ansatz des Mohr-Coulomb-Modells eine Zunahme der vertikalen Druckspannungen vorhergesagt. Dies stellt einen starken Widerspruch dar und scheint die Hauptursache für die unterschiedlichen Ergebnisse zwischen den beiden Bodenmodellen zu sein. So lässt sich

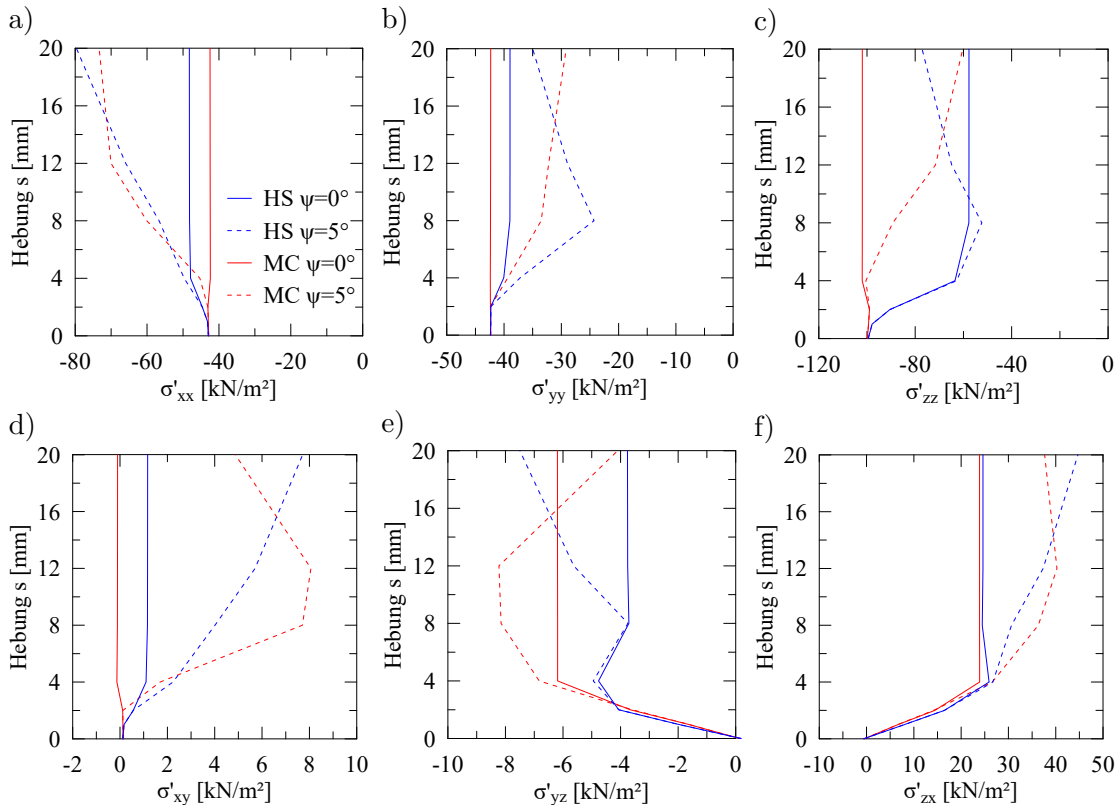


Abb. 4.9: Kartesische Spannungszustände bei Verwendung der Modelle Mohr-Coulomb und Hardening Soil sowie mit Dilatanz ($\psi = 5^\circ$) und ohne Dilatanz ($\psi = 0^\circ$)

die Veränderung der Horizontalspannungen σ'_{xx} auf die Querkontraktion des Bodens infolge der Spannungsänderung von σ'_{zz} zurückführen. Die unterschiedliche Berechnung der Änderung der Vertikalspannungen im Boden lässt sich gut anhand eines Schnittes in Abb. 4.10 darstellen.

So wie die Veränderung der Vertikalspannungen ohne Dilatanz der beiden Stoffgesetze verschieden verläuft, wirkt auch die Verspannung infolge Dilatanz unterschiedlich. Beim Modell Mohr-Coulomb nimmt die Vertikalspannung betragsmäßig ab. Infolge des Abschervorganges nehmen die Normalspannungen auf den Pfahl in Form von σ'_{xx} betragsmäßig zu. Für die Tangentialspannung σ'_{yy} ist eine Abnahme zu verzeichnen. Die Ausbildung von Ringzugspannungen wird beispielsweise in *Quarg-Vonscheidt (2000)* beschrieben und ist daher plausibel.

Beim Stoffgesetz Hardening Soil ist ebenfalls eine betragsmäßige Zunahme der Radialspannungen in Abb. 4.9a) zu erkennen. Auch hier ist die Entwicklung von Ringzugspannungen (σ'_{yy}) zu beobachten. Ab einer Hebung von $s = 8$ mm ist dagegen eine entgegengesetzte Veränderung zu verzeichnen. Die konstante Volumenzunahme infolge Dilatanz führt zu einer Zunahme der Druckspannungen in alle Richtungen. Dies wird durch die Volumendehnungen ε_V in Abb. 4.11 bestätigt. Die Spannungen in der p-q-Ebene sind in Abb. 4.12 dargestellt. Dass neben den kartesischen Druckspannungen auch die Hauptdruckspannungen zunehmen, kann Abb. 4.13 entnommen werden.

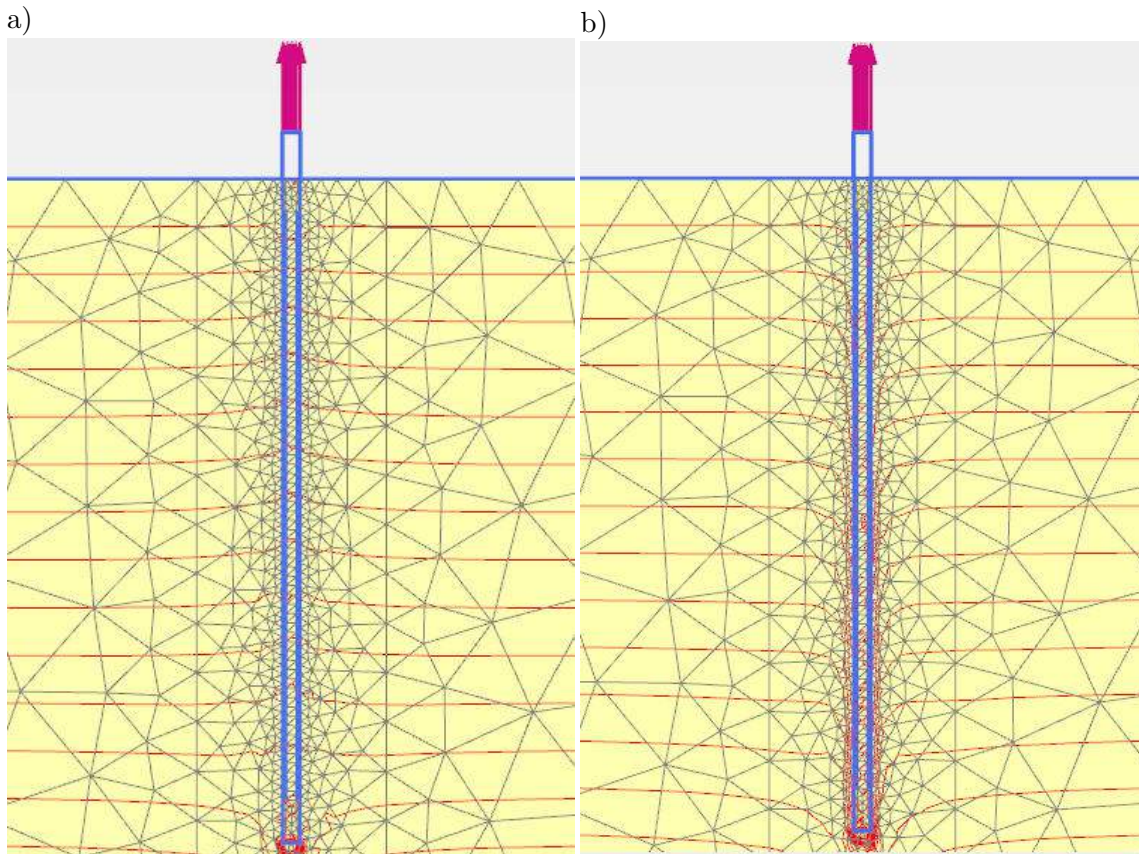


Abb. 4.10: Isoliniendarstellung der effektiven Vertikalspannung σ'_{zz} infolge eine Zugbelastung am Pfahl mit resultierender Kopfverschiebung von $s = 4$ mm, mit den Stoffgesetzen Mohr-Coulomb (a) und Hardening Soil (b). Am Pfahl erkennbar sind eine betragsmäßige Erhöhung der Vertikalspannungen bei Mohr-Coulomb und eine starke Reduzierung beim Hardening Soil.

Eine weitere wesentliche Beobachtung ist die Veränderung der Porenzahl e infolge Dilatanz. Diese liegt bei einer Pfahlkopfhebung von 20 mm bei lediglich $e = 0,5055$. Damit beträgt die Zunahme $\Delta e = 0,0055$. Wird von einer konstanten Zunahme der Porenzahl und einer damit verbundenen Zunahme der Dilatanzeffekte bis zum Erreichen des Grenzkriteriums $e_0 + \Delta e \leq e_{\max}$ ausgegangen, nimmt die maximale Pfahlmantelreibung bis zu einer sehr großen Hebung von $s = 240$ mm stetig zu, wenn dem Beispiel aus *Satibi et al. (2007)* folgend für $\Delta e_{\max} = 0,06$ angenommen wird. Eine solche stetige Zunahme des Tragwiderstandes von Zugpfählen ist jedoch unrealistisch, wie die Untersuchungen anderer Autoren in Abschnitt 2.4.6 zeigen. Ein Versagen sollte demnach zwischen 10 und 50 mm eintreten.

Auffallend in Abb. 4.11a) ist zudem das Auftreten der Dilatanz ohne vorherige Kontraktanz (vgl. Abb. 2.10). In dem Fall eines Zugpfahles erfolgt jedoch wie oben beschrieben eine Reduktion der Vertikalspannungen, wodurch eine elastische Dehnung verbunden mit einer Volumenzunahme erfolgt.

Für eine Anfangsporenzahl von $e_0 = 0,5$ und eine maximale Porenzahl von $e_{\max} = 0,505$ ist eine Widerstands-Hebungs-Linie mit Dilatancy cut-off in Abb. 4.14 wiedergegeben.

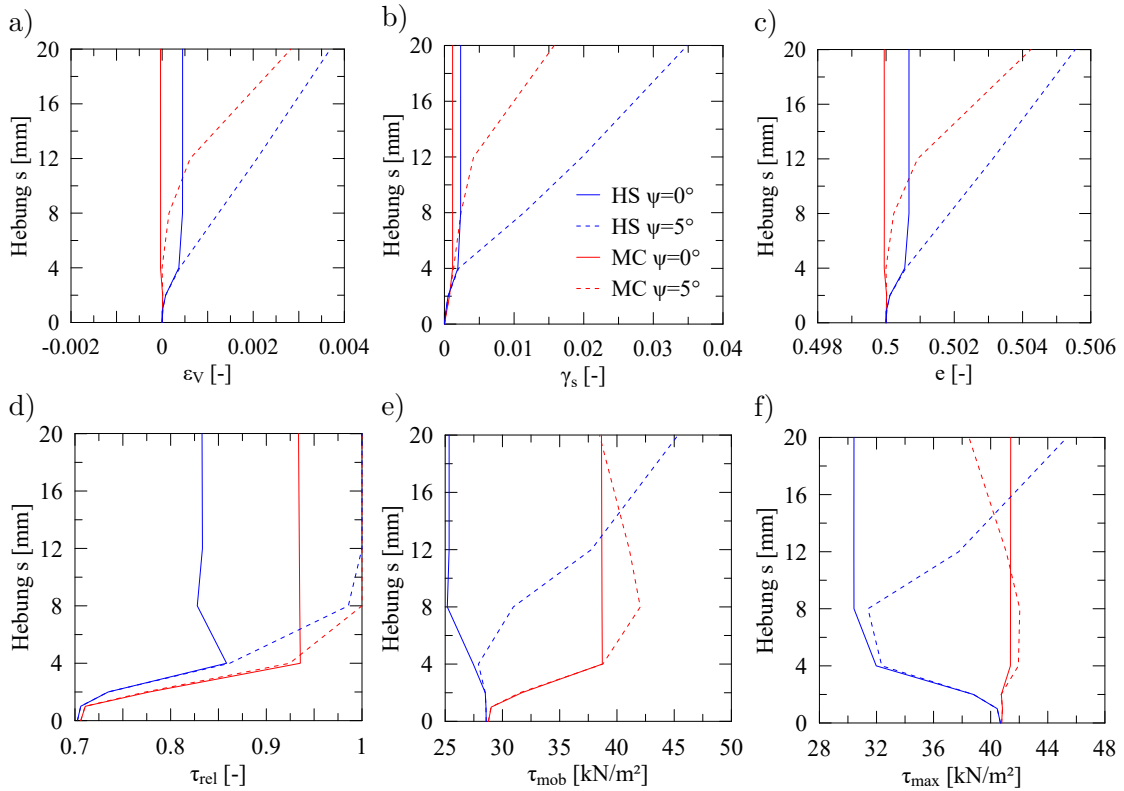


Abb. 4.11: Vergleich der Zustände von Volumendehnung ε_v , Scherdehnung γ_s , Porenzahl e und Schubspannungen τ der Modelle Mohr-Coulomb und Hardening Soil mit Dilatanz ($\psi = 5^\circ$) und ohne Dilatanz ($\psi = 0^\circ$)

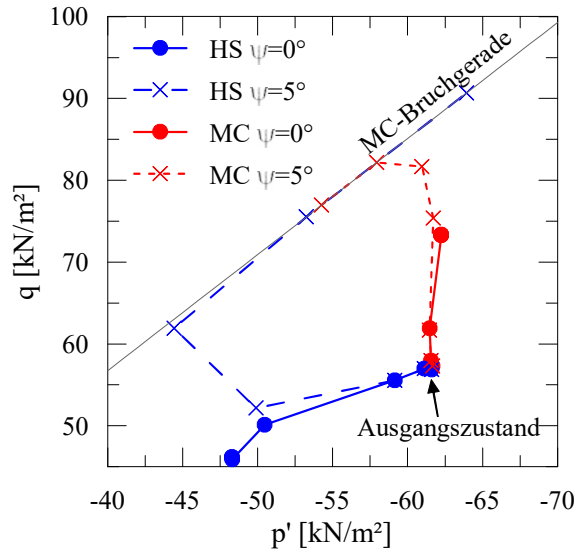


Abb. 4.12: Veränderung des Spannungszustandes in der p - q -Ebene bei Verwendung des Mohr-Coulomb und des Hardening Soil Modells mit und ohne Berücksichtigung von Dilatanz

Daneben sind die bereits bekannten Kurven mit dem Hardening Soil aus Abb. 4.8 dargestellt. Um den unterschiedlichen Verlauf mit cut-off sichtbar zu machen, ist die Hebung bis $s = 50$ mm abgebildet. Trotz des Dilatancy cut-offs ist ein stetiger Anstieg der Pfahlmantelreibung auszumachen. Dazu kommen auch *Satibi et al. (2007)*.

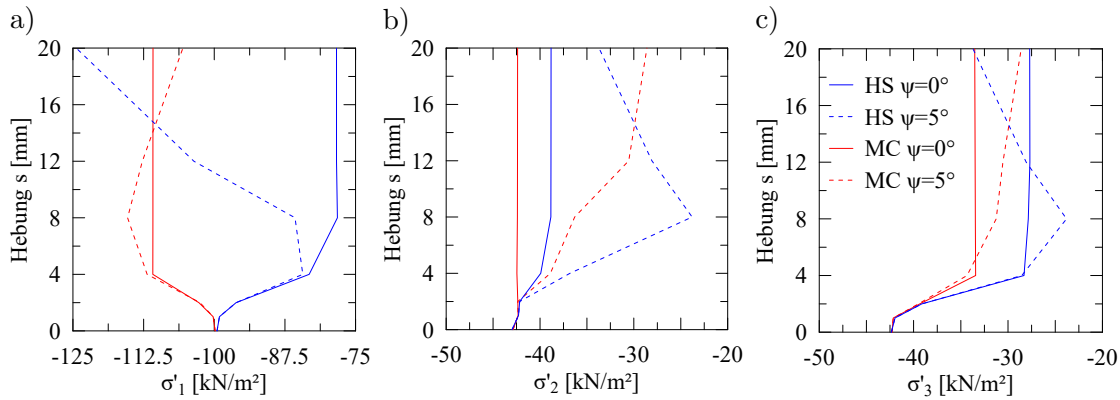


Abb. 4.13: Vergleich der Hauptnormalspannungen bei Ansatz der Stoffgesetze Mohr-Coulomb und Hardening Soil mit Dilatanz ($\psi = 5^\circ$) und ohne Dilatanz ($\psi = 0^\circ$)

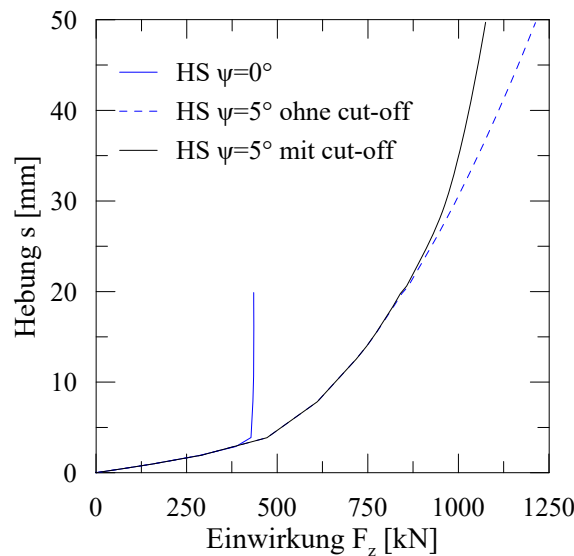


Abb. 4.14: Berechnete Widerstands-Hebungs-Linien bei Verwendung des Mohr-Coulomb und des Hardening Soil Modells sowie mit und ohne Berücksichtigung von Dilatanz

Bei dem Ansatz von Dilatanz muss ein sinnvolles Abbruchkriterium gewählt werden. Hierfür werden in Abb. 4.15 weitere Berechnungen mit variierenden Parametern dargestellt, um die Verspannungseffekte infolge Dilatanz zu beschränken. Dabei zeigt sich, dass der Dilatancy cut-off des Hardening Soil Modells für den betrachteten Bereich bis $s = 20$ mm nur einen geringen Einfluss hat. Für $\psi = 5^\circ$ kann eine Veränderung durch die Verwendung von $e_{\max} = 0,501$ ausgemacht werden. Verglichen mit den Parametern in *Satibi et al. (2007)* ist eine Veränderung der Porenzahl von $\Delta e = 0,001$ ein sehr geringer Wert. Bei $\psi = 2,5^\circ$ scheint diese Beschränkung wiederum zu groß gewählt zu sein, um den Verlauf der WHL anzupassen. Das beste Maß zur Beschränkung des dilatanten Verhaltens scheint somit nur über den Dilatanzwinkel ψ selbst möglich zu sein.

Die Entwicklung der Radialspannung σ'_{xx} und der Schubspannung τ am Pfahlmantel wird in Abb. 4.16 vergleichsweise mit den Ergebnissen aus Feldversuchen aus *Lehane et al. (1993)* wiedergegeben. Die Messung bei $z/D = 31$ lag innerhalb einer weicheren Schicht mit organischen Bestandteilen. Die Messungen bei $z/D = 43$ und $z/D = 54$ wurden

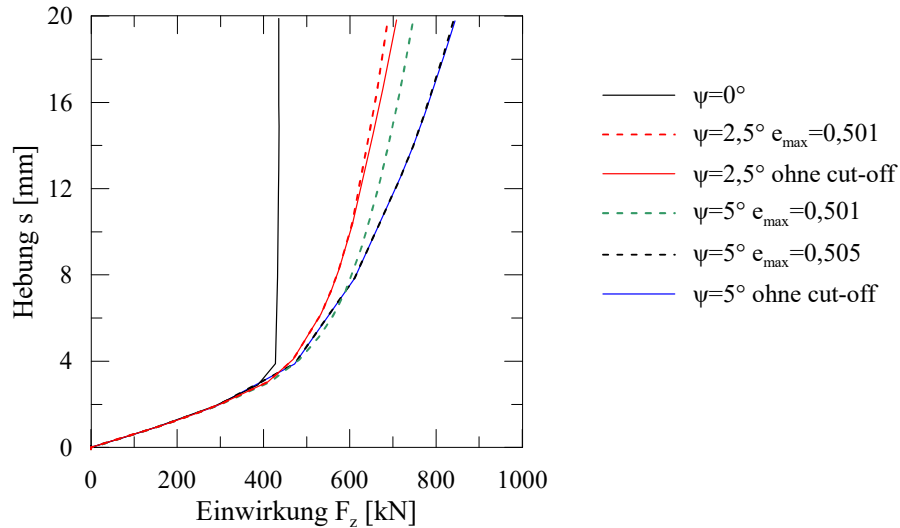


Abb. 4.15: Parametertest zur Beschränkung der Dilatanz beim Hardening Soil Modell mit $e_0 = 0,500$

dagegen in einem homogenen Sandboden durchgeführt und sind daher besser für den Vergleich geeignet. Bei dem Vergleich sollte berücksichtigt werden, dass die Messungen in einer Tiefe von 3,15 m, 4,38 m und 5,50 m vorgenommen worden sind, während in der numerischen Berechnung eine Tiefe von 9,98 m gewählt wird.

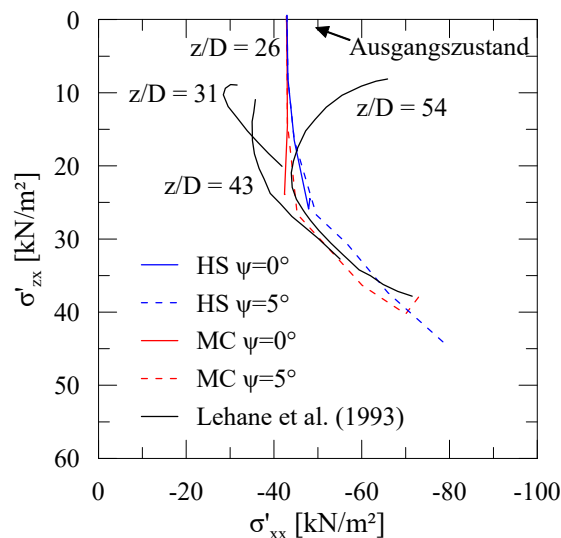


Abb. 4.16: Vergleich der Spannungspfade aus Lehane et al. (1993) mit denen aus der FEM für einen zugbelasteten Pfahl

Zu Beginn der Spannungspfade aus Lehane et al. (1993) in Abb. 4.16 sind bereits Schubspannungen und große Radialspannungen vorhanden. Diese resultieren vermutlich aus dem Installationsvorgang der Fertigrammpfähle. Während die Schubspannung weiter zunimmt, nimmt die Radialspannung für $z/D = 54$ ab. Nach Erreichen der Fließgrenze (entspricht hier der Bruchgeraden nach Mohr-Coulomb) erhöhen sich sowohl die Radialspannung als auch die Schubspannung.

In der FE-Berechnung startet die Schubspannung mit einem geringen negativen Betrag. Dieser resultiert daraus, dass das Eigengewicht des Pfahles hier aufgenommen wird und die Pfahlinstallation unberücksichtigt bleibt. Infolge der Lastaufbringung bleibt die Radialspannung nahezu konstant, bis die Schubspannung annähernd voll mobilisiert ist. Anschließend wird durch Dilatanz sowohl die Radial- als auch die Schubspannung erhöht. Zwischen den Stoffgesetzen sind nur geringe Unterschiede erkennbar. Abgesehen von dem Anfangszustand durch die Modellierung als *wished-in-place* können die Spannungszustände bei der Zugbelastung durch die Berücksichtigung von Dilatanz über die Stoffgesetzte Mohr-Coulomb und Hardening Soil simuliert werden.

Bewertung:

Insgesamt zeigt sich, dass bei Wahl eines höherwertigen Stoffgesetzes wie dem Hardening Soil die Spannungszustände und Effekte aus Dilatanz besser berücksichtigt werden. Auch wenn die Widerstands-Hebungs-Linie für den hier verwendeten Einzelpfahl mit dem Stoffgesetz Mohr-Coulomb nahezu denselben Verlauf aufweist, stellt sich hier jedoch die Frage, inwiefern dies auch bei einer Gruppenanordnung der Fall wäre. Unter Berücksichtigung von Dilatanz ist die Festlegung einer maximalen Pfahltragfähigkeit bzw. Mantelreibung nicht möglich, da die Verspannungseffekte infolge Dilatanz mit zunehmender Hebung stetig ansteigen. Die Begrenzung über den Dilatancy cut-off führt in dem betrachteten Hebungsbereich nicht zu der gewünschten Begrenzung der maximalen Tragfähigkeit. Stattdessen wird für Zugpfähle empfohlen, eine maximale Hebung als Grenzkriterium festzulegen und den Dilatanzwinkel gegebenenfalls zu reduzieren.

4.5 Untersuchungen zur Querdehnzahl

In dieser Parameterstudie wird die Auswirkung der Querdehnzahl des Pfahles auf das Zugtragverhalten untersucht. Die Querkontraktion bei Zugpfählen stellt nach *Nicola/Randolph (1993)* eine der Hauptursachen für eine geringere Mantelreibung als bei Druckpfählen dar. Somit ist diesem Parameter besondere Beachtung zu schenken. Die Querdehnzahl wird in der Parameterstudie angenommen zu $\nu_1 = 0$, $\nu_2 = 0,2$ und $\nu_3 = 0,490$. Dabei entstehen bei $\nu_1 = 0$ keine Veränderungen des Pfahlquerschnitts bei elastischer Dehnung, während diese bei einem nahezu volumentreuen Pfahl mit $\nu_3 = 0,490$ vorhanden sind. Für einen Pfahl aus Stahlbeton ist $\nu_2 = 0,2$ repräsentativ.

Es wird das Modell aus Abschnitt 4.4 mit dem Stoffgesetz Hardening Soil und $\psi = 5^\circ$ verwendet. Die resultierenden Widerstands-Hebungs-Linien sind in Abb. 4.17 dargestellt. Dabei sind zwischen den Ergebnissen mit variierenden Querdehnzahlen keine Unterschiede festzustellen.

Der Spannungspfad für die Belastung aus Abb. 4.17 ist in Abb. 4.18a) in der p-q-Ebene sowie in Abb. 4.18b) für die Radialspannung σ'_x gegeben. Dabei wird jeweils der Spannungspunkt 13201 ($x = -0,217$ m, $y = 0,075$ m, $z = -10,007$ m) berücksichtigt.

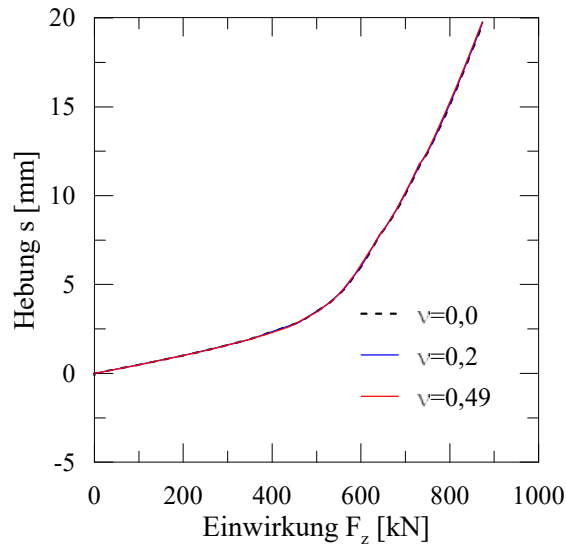


Abb. 4.17: Berechnete Widerstands-Hebungs-Linien mit variierender Querdehnzahl ν für den Pfahlquerschnitt

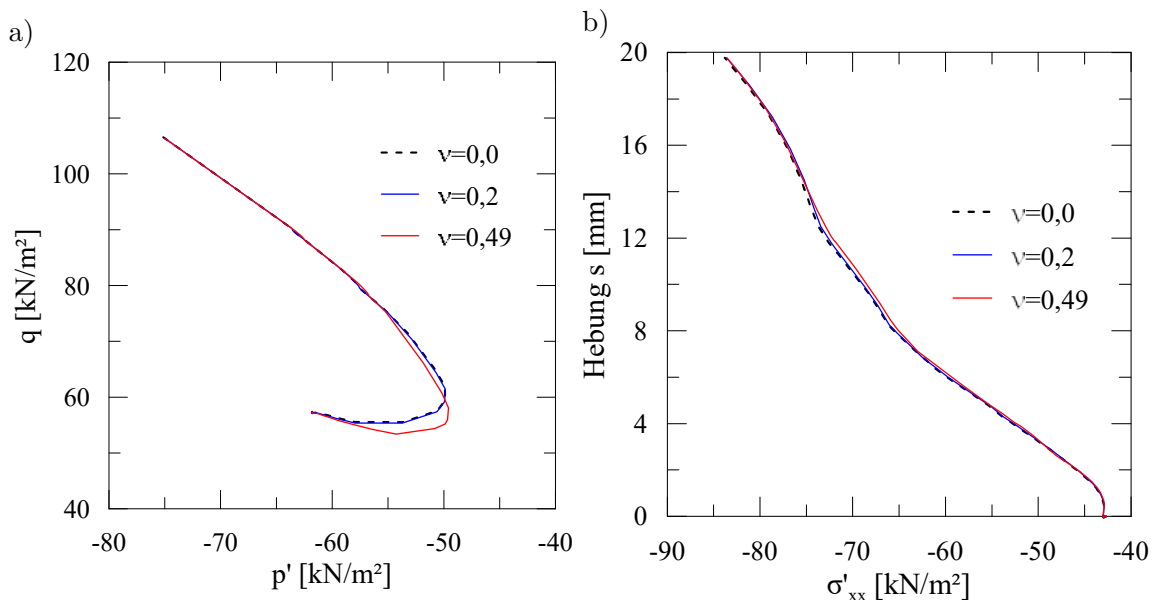


Abb. 4.18: a) Spannungspfade in der p - q -Ebene und b) Normalspannung auf den Pfahl σ'_{xx} über die Pfahlkopfhebung s bei jeweils variierender Querdehnzahl ν für den Pfahlquerschnitt

In Abb. 4.18a) sind die Verläufe für $\nu = 0$ und $\nu = 0,2$ nahezu identisch. Für $\nu = 0,49$ wird zu Beginn des Spannungspfades eine geringere Deviatorspannung q bestimmt. Die mittlere Spannung p' bleibt dagegen gleich. Im späteren Verlauf sind die drei Kurven deckungsgleich. Eine geringere Querdehnzahl sollte theoretisch zu einer geringeren mittleren Spannung führen, da durch die Querkontraktion eine Entlastung stattfindet. Dies kann hier jedoch nicht festgestellt werden. Die Deviatorspannung sollte davon unberührt bleiben. Dass diese für $\nu = 0,49$ geringer wird, kann damit zusammenhängen, dass die Pfahlmantelreibung in anderen Abschnitten stärker mobilisiert wurde. Numerische Ungenauigkeiten können zudem nicht ausgeschlossen werden.

Die Radialspannung in Abb. 4.18b) erfährt nur eine sehr geringe Änderung durch die Anpassung der Querdehnzahl. Zu berücksichtigen ist, dass der Spannungspunkt nicht direkt am Pfahlmantel liegt, sondern von diesem knapp 4 cm entfernt ist. An diesem Punkt mögen die Auswirkungen der Querkontraktion des Pfahles geringer ausfallen. Aus technischen Gründen steht kein näherer Spannungspunkt zur Verfügung.

Zur Überprüfung der Ergebnisse wird eine Plausibilitätskontrolle durchgeführt. Dabei wird die Änderung der Radialspannung σ'_x bei $\nu = 0$ und $\nu = 0,5$ betrachtet. Es werden die Belastung $F = 461$ kN und die Hebung $s = 2,88$ mm aus Abb. 4.17 und die Tiefe zu $z = -10$ m gewählt.

Es wird angenommen, dass sich der Boden größtenteils elastisch verhält. Da die Mantelreibung über die Bruchbedingung nach Mohr-Coulomb begrenzt wird und daher einen linearen Verlauf über die Tiefe hat, wird die Normalkraft bei $z = -10$ m abgeschätzt zu

$$N(-10) = \frac{1 + \frac{10}{14}}{2} \frac{4}{14} 2 \cdot 461 = 226 \text{ kN.}$$

Dabei ist zu berücksichtigen, dass aufgrund der Pfahldehnungen zuerst die Mantelreibung im oberen Bereich mobilisiert wird. Auf der anderen Seite sind im unteren Bereich größere Verspannungseffekte infolge Dilatanz zu erwarten. Die Normalkraft könnte somit etwas anders ausfallen. Diese Differenzen können hier vernachlässigt werden.

Mit einer Querschnittsfläche von $A_c = \frac{0,38^2}{4} \pi = 0,0115$ m² und einem angenommenen E-Modul von $E_c = 34 \cdot 10^3$ MN/m² ergibt sich eine Axialdehnung von

$$\varepsilon_z = \frac{F}{A \cdot E} = \frac{0,226}{0,0115 \cdot 34 \cdot 10^3} = 5,79 \cdot 10^{-4}.$$

Bei einer Querdehnzahl von $\nu = 0,5$ erfolgt eine Radialdehnung von

$$\varepsilon_x = \nu \cdot \varepsilon_z = 0,5 \cdot 5,79 \cdot 10^{-4} = 2,89 \cdot 10^{-4}.$$

Dies entspricht einer Reduktion des Durchmessers von

$$\Delta u_x = D \cdot \varepsilon_x = 380 \cdot 2,89 \cdot 10^{-4} = 0,11 \text{ mm.}$$

Die Stauchung des Pfahles führt zu einer Entlastung des Bodens, weshalb zur Spannungsberechnung $E_{ur}^{ref} = 90$ MN/m² angesetzt wird. Im Ausgangszustand beträgt die Horizontalspannung $\sigma'_{x,0} = K_0 \cdot \sigma'_v = (1 - \sin \varphi') \gamma' \cdot z = (1 - \sin 35) 10 \cdot 10 = 42,64$ kN/m². Somit gilt näherungsweise $E_{ur} = 90 \frac{42,64^{0,5}}{100} = 58,77$ MN/m². Die hieraus resultierende Änderung der Normalspannung ergibt sich zu

$$\sigma'_x = \varepsilon_x \cdot E_{ur} = 2,89 \cdot 10^{-4} \cdot 58770 = 1,70 \text{ kN/m}^2.$$

Dies entspricht in der GrÖBenordnung den Differenzen zwischen den berechneten Radialspannungen σ'_{xx} in Abb. 4.18b). Die numerisch ermittelten Widerstands-Hebungs-Linien mit unterschiedlichen Querdehnzahlen für den Pfahlquerschnitt sind damit plausibel.

Bewertung:

Aus dieser Untersuchung geht hervor, dass der Einfluss der Querkontraktion des Pfahles auf die Pfahlmantelreibung in nichtbindigen Böden vernachlässigbar gering ist. Dies steht im Widerspruch zu den Berechnungsmodellen aus *Nicola/Randolph (1993)* und *Alawneh et al. (2007)*. Allerdings ist hier zu berücksichtigen, dass es sich in den dort betrachteten Fällen in der Regel um Stahlprofile und keine Stahlbetonquerschnitte handelt. Durch die höhere Querdehnzahl von Stahl ($\nu = 0,3$) und größere mögliche Spannungen sind in diesen Profilen größere Radialdehnungen möglich. Dies erklärt, warum der Einfluss der Querdehnzahl bei Zugpfählen aus Stahlbeton gering ist.

4.6 Untersuchungen zu undrÄnierten ZustÄnden

In dieser Parameterstudie wird das undrÄnierte Verhalten von bindigen Böden untersucht. Für das numerische Modell werden dieselben Geometrien wie in Abschnitt 4.4 verwendet. Berücksichtigt werden die folgenden Stoffgesetze und DrÄnagetypen:

- Hardening Soil, Undrained (A), abgekürzt HS(A)
- Hardening Soil, Undrained (B), abgekürzt HS(B)
- Mohr Coulomb, Undrained (A), abgekürzt MC(A)
- Mohr Coulomb, Undrained (B), abgekürzt MC(B)

Für den Baugrund wird ein Geschiebelehm angesetzt. Die verwendeten BodenkenngrÖBen können aus Tab. 4.2 entnommen werden. Um möglichst realitätsnahe Parameter zu verwenden, werden KenngrÖBen aus einem Bodengutachten berücksichtigt. Um sicherzustellen, dass das Korngerüst wesentlich kompressibler als das Porenwasser ist, wird in Anlehnung an *Brinkgreve et al. (2021)* für das Stoffgesetz Mohr Coulomb $\nu \leq 0,35$ angesetzt.

Für den Anfangszustand sind die verwendeten Steifigkeiten des Bodens über die Tiefe in Abb. 4.19 gegeben. Dabei fällt der lineare Verlauf bei HS(A) auf, während die anderen Modelle eine konstante Steifigkeit haben. Im Mittel sind die Erstbelastungssteifigkeiten von HS(A) etwas geringer als die der anderen Modelle.

Die Ergebnisse der Berechnung sind in Abb. 4.20 dargestellt. Die Widerstands-Hebungs-Linien zeigen eine große Differenz in der Tragfähigkeit zwischen Undrained (A) und (B). Zwischen den Stoffgesetzen besteht nur ein geringer Unterschied. Es ist erkennbar, dass die Steifigkeiten mit Ausnahme von HS(B) zu gleichen Verläufen führen. Der steifere Verlauf von HS(B) kann auf das wesentlich höhere E_{ur} für Ent- und Wiederbelastungen zurückgeführt werden. Die Mobilisierungskurve ist bis zum Erreichen der maximalen Tragfähigkeit nahezu linear.

Tab. 4.2: Für die Parameterstudie zu undrained bindigen Böden verwendete Stoffgesetze und Bodenparameter

Bodenart		Geschiebelehm				
Stoffgesetz		Hardening Soil			Mohr-Coulomb	
Drainage Type		Undrained	(A)	(B)	(A)	(B)
Wichte	γ/γ'	[kN/m ³]	20,5/10,5	20,5/10,5	20,5/10,5	20,5/10,5
Scherparameter	φ'_k	[°]	22,5		22,5	
	ψ	[°]	0		0	
	c'_k	[kN/m ²]	30		30	
	$c_{u,k}$	[kN/m ²]		125		125
Steifigkeit	E_{50}^{ref}	[kN/m ²]	60000			
	E_{oed}^{ref}	[kN/m ²]	60000			
	E_{ur}^{ref}	[kN/m ²]	180000			
	p_{ref}	[kN/m ²]	100			
	m	[-]	1			
	v'_{ur}	[-]	0,2			
	E'	[kN/m ²]				60000
	v'	[-]				0,35

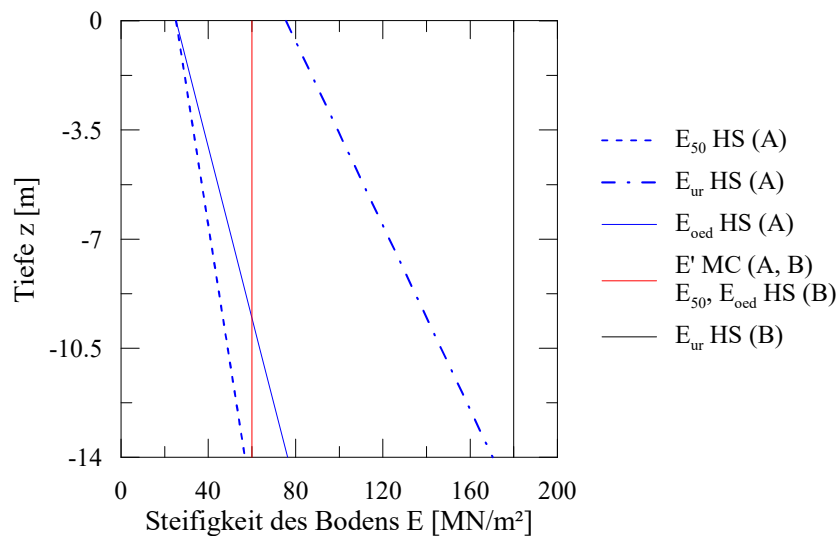


Abb. 4.19: Bei der Parameterstudie zu undrained bindigen Böden angesetzte Steifigkeiten E im Ausgangszustand

Die Tragfähigkeiten werden nachfolgend in einer kurzen Plausibilitätskontrolle überprüft.

Plausibilitätskontrolle für Undrained (A):

$$\tau_{avg,(A)} = c' + \frac{K_0 \cdot \sigma_{v,max}}{2} \tan \varphi' = 30 + \frac{(1 - \sin 22,5) \cdot 10,5 \cdot 14}{2} \tan 22,5 = 48,79 \text{ kN/m}^2$$

$$R_{(A)} = \tau_{avg,(A)} \cdot z \cdot D \cdot \pi = 48,79 \cdot 14 \cdot 0,38 \cdot \pi = 816 \text{ kN}$$

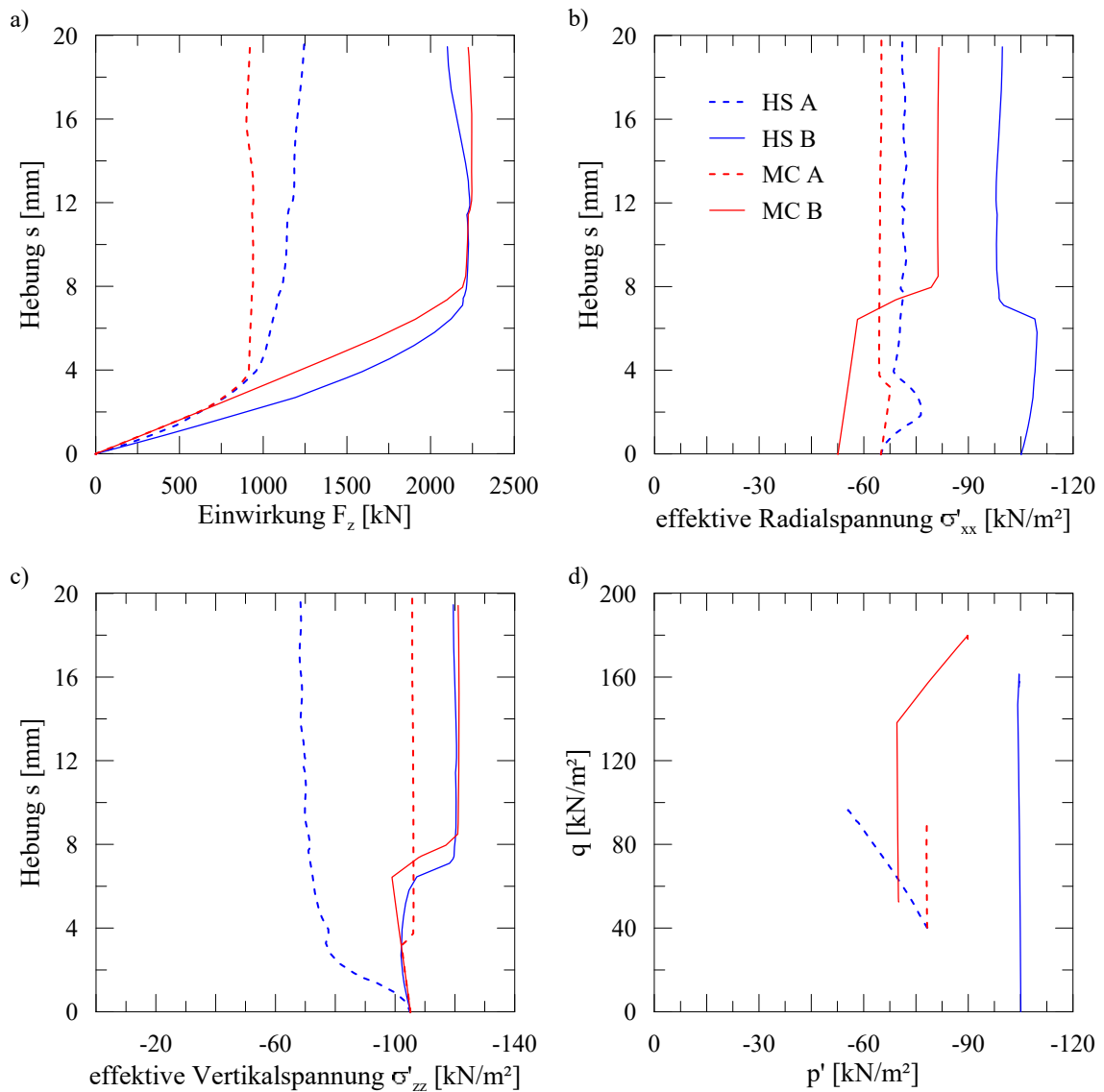


Abb. 4.20: Darstellung der SpannungszustÄnde aus der Parameterstudie zu undrÄnirten BÄden:
 a) Widerstands-Hebungs-Linie, b) Horizontalspannung und c) Vertikalspannung am Pfahlmantel in AbhÄngigkeit der Hebung, d) p - q -Ebene

PlausibilitÄtskontrolle fÄr Undrained (B):

$$\tau_{\text{avg,(B)}} = c_u = 125 \text{ kN/m}^2$$

$$R_{(B)} = \tau_{\text{avg,(B)}} \cdot z \cdot D \cdot \pi = 125 \cdot 14 \cdot 0,38 \cdot \pi = 2089 \text{ kN}$$

Zudem ist bei der ZugtragfÄhigkeit das Eigengewicht der PfÄhle zu berÄcksichtigen:

$$G = \pi \cdot D^2/4 \cdot z \cdot \gamma' = \pi \cdot 0,38^2/4 \cdot 14 \cdot 15 = 24 \text{ kN}$$

Die WiderstÄnde fÄr Undrained (A) sollten bei etwa 840 kN und fÄr Undrained (B) bei etwa 2110 kN liegen. Somit kann festgehalten werden, dass die in PLAXIS ermittelten ZugtragfÄhigkeiten recht gut zu der Handrechnung passen.

Für den Ausgangszustand fällt auf, dass die Vertikalspannungen in Abb. 4.20c) für alle Modelle gleich sind. Dies gilt jedoch nicht für die Horizontalspannungen in Abb. 4.20b). Für Undrained (A) wird ein Erdruchdruck von $K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 22,5 = 0,617$ verwendet und damit eine wesentlich geringere Horizontalspannung als beim Hardening Soil Modell mit $\varphi_u = 0^\circ$ bestimmt. Hier gilt $K_0 = 1,0$, sodass die Horizontalspannungen so groß wie die Vertikalspannungen sind. In Abb. 4.20d) ist die Deviatorspannung q daher gleich Null. Das Verhältnis σ_h/σ_v liegt beim Modell MC(B) standardmäßig bei $K_0 = 0,5$.

Auch die Spannungspfade unterscheiden sich zwischen den Modellen stark. Nur bei HS(A) ist eine starke Abnahme der effektiven Vertikalspannungen festzustellen. Bei den anderen Modellen folgt auf einen leichten Rückgang ein starker Anstieg, was insbesondere für Undrained (B) gilt. Die effektiven Vertikalspannungen sind in Abb. 4.21 für die Berechnungen mit dem Hardening Soil Modell für $s = 20$ mm dargestellt. Darin werden die festgestellten Unterschiede deutlich. Bei HS(A) in Abb. 4.21a) entsteht um den Pfahl herum eine Art Absenktrichter. Dagegen nehmen die Vertikalspannungen oberflächennah direkt am Pfahlmantel zu. In Abb. 4.21b) mit HS(B) ist keine trichterförmige Struktur zu erkennen. In unmittelbarer Umgebung zum Pfahlmantel sind erhöhte Vertikalspannungen zu beobachten. Diese sind über die Tiefe relativ konstant mit etwa $\sigma'_{zz} \approx 120$ kN/m².

Die mit HS(B) berechneten hohen effektiven Vertikalspannungen sind kritisch zu betrachten. Infolge einer Zugbelastung sollte der Boden entlastet werden. In Abb. 4.20d) ist in der p-q-Ebene die konstante mittlere Spannung p' erkennbar. Da die zusätzlichen Spannungen infolge der aufgetragenen Belastung über Porenwasserüberdrücke abgetragen werden sollen, bleibt p' konstant. Um dies zu erreichen, werden starke Sprünge in den effektiven Horizontal- und Vertikalspannungen bei etwa $s = 8$ mm verursacht.

Dagegen ist in Abb. 4.20d) für HS(A) eine Abnahme von p' bei zunehmendem q erkennbar, was als einziges Modell in Übereinstimmung mit Abb. 3.9 ist.

Die Berechnungen zeigen, dass die Verwendung der im Bodengutachten vorgegebenen Scherparameter dazu führt, dass die Berechnung mit effektiven Parametern wesentlich geringere Tragwiderstände als die Berechnung mit totalen Spannungen erbringt. Hier sei berücksichtigt, dass es sich um ein fiktives Bodenprofil handelt und auch die undrainede Scherfestigkeit von der Tiefe abhängig ist. Die Differenzen resultieren somit aus dem hier fiktiv gewählten Beispiel. In einer undraineden Analyse sollte der Widerstand des Zugpfahles mit undraineden (B) und effektiven Scherfestigkeiten (A) derselbe sein.

Bewertung:

Die Untersuchungen an undraineden Böden mit den Stoffgesetzen Mohr-Coulomb und Hardening Soil bestätigen die Grundlagen aus Abschnitt 3.2.5. Eine realistische Entwicklung der effektiven Spannungen kann nur bei Verwendung des Hardening Soil Modells in Kombination mit Undrained (A) erreicht werden. Dies erfordert jedoch, dass auch die effektiven Scherparameter bekannt sind, wofür aufwändige drainede Laborversuche erforderlich sind. Auf Kosten der Spannungszustände kann auch eine Berechnung mit der undraineden Scherfestigkeit erfolgen. Allerdings werden dann die Steifigkeitsparameter

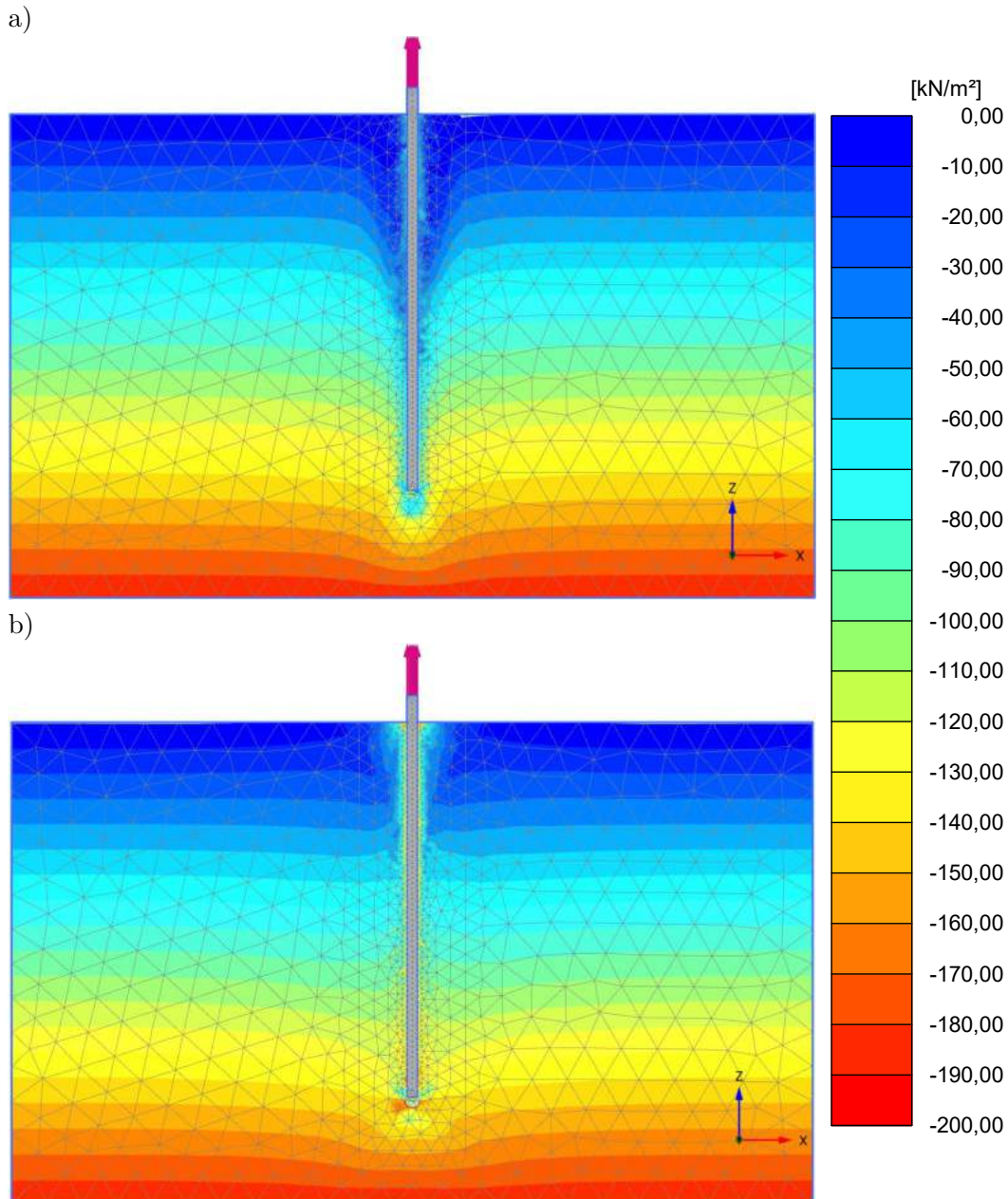


Abb. 4.21: Effektive Vertikalspannungen in der undrÄnierten Analyse bei einer Pfahlkopfhebung von 20 mm, a) Hardening Soil Undrained (A), b) Hardening Soil Undrained (B)

unabhÄngig von den Spannungen als konstant angenommen. Wenn möglich, sollte die Analyse mit Undrained (A) erfolgen.

4.7 Untersuchungen zum Erdruchdruckbeiwert

Bei dem Installationsvorgang der FundexpfÄhle kommt es zur seitlichen VerdrÄngung und damit zu einer Erhöhung der Horizontalspannungen um den Pfahlmantel, siehe hierzu Abschnitt 2.4.2. In dieser Parameterstudie wird in einem definierten Bereich um den Pfahlmantel der Erdruchdruckbeiwert erhöht, um diese VerdrÄngungseffekte zu simulie-

ren. Dabei werden sowohl die Größe des Bereichs d als auch das Seitendruckverhältnis K_0 variiert.

In Plaxis 3D werden während der Initialphase die Horizontalspannungen im Ausgangszustand berechnet. Wird der Pfahl in einer anschließenden plastischen Berechnungsphase hingegen modelliert, kann sich der Boden verformen und die zuvor angesetzten Horizontalspannungen nehmen wieder ab. Um dies zu vermeiden, wird der Pfahl ebenfalls in der Initialphase modelliert. Dies führt dazu, dass das Eigengewicht ausschließlich über Spitzendruck abgetragen wird. Die Ergebnisse dieser Berechnung gleichen somit nicht denen aus anderen Parameterstudien.

Die Berechnungsparameter entsprechen dabei denen aus Abschnitt 4.4. Der Erdruchdruck im Ausgangszustand ist dabei $K_0 = 1 - \sin \varphi' = 0,426$.

In Abb. 4.22 sind die berechneten Widerstands-Hebungs-Linien für unterschiedlich große Bereiche um den Pfahlmantel d mit erhöhtem $K_0 = 1,0$ dargestellt. Als Referenz wird die WHL ohne Erhöhung von K_0 mit abgebildet. Vergleichsweise wird zudem K_0 des gesamten Bodens im Modell erhöht. Dabei zeigt sich, dass mit zunehmender Breite d auch die maximale Tragfähigkeit steigt. Außerdem ist die WHL durch den größeren Spannungszustand steifer. Bei den im Durchmesser begrenzten Bereichen ist nach Erreichen einer maximalen Last eine Abnahme in der Tragfähigkeit zu beobachten.

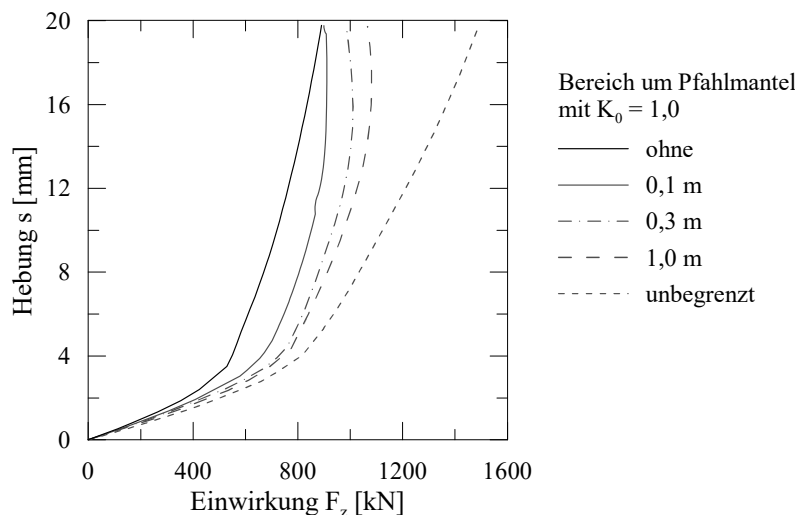


Abb. 4.22: Widerstands-Hebungs-Linien mit erhöhtem Erdruchdruckbeiwert $K_0 = 1,0$ in unterschiedlich großen Bereichen d um den Pfahlmantel

In Abb. 4.23 wird für den verdichteten Bereich eine konstante Breite von $d = 1,0$ m angenommen. Dafür wird der darin angesetzte Erdruchdruckbeiwert K_0 erhöht. Die Widerstands-Hebungs-Linien weisen eine größere Tragfähigkeit bei größerem K_0 auf. Dabei ist der zuvor beobachtete Abfall auf eine Resttragfähigkeit bei allen Erddruckbeiwerten $K_0 \geq 0,8$ erkennbar. Der Verlust des Zugwiderstandes bei größeren Hebungen steigt dabei mit zunehmendem K_0 an.

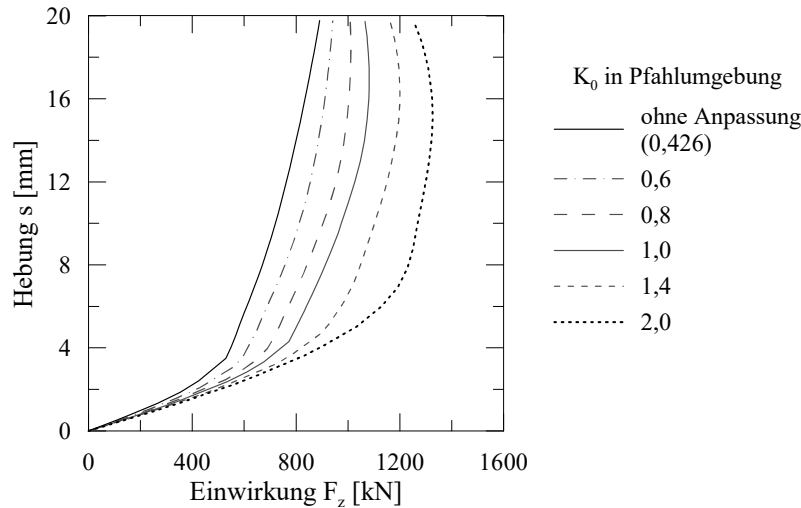


Abb. 4.23: Widerstands-Hebungs-Linien mit erhöhten Erdruchdruckbeiwerten K_0 in einem Bereich $d = 1,0$ m um den Pfahlmantel

In Abb. 4.24 sind die Entwicklungen der Spannungen dargestellt. Dabei zeigt sich ein sehr unruhiger, unstetiger Verlauf. Der Boden verhält sich im Ausgangszustand mit und ohne Verdichtung sehr unterschiedlich. Zunächst ist hervorzuheben, dass bei erhöhtem K_0 die Normalspannung auf den Pfahlmantel σ'_{xx} anfangs mit zunehmender Hebung abnimmt. Dadurch nimmt die aufnehmbare Zuglast bei großen Hebungen auf eine Resttragfähigkeit ab. Es fällt auf, dass die WHL in Abb. 4.23 ein Maximum bei etwa $s = 15$ mm und eine geringere Tragfähigkeit bei $s = 20$ mm aufweist, während die Normalspannung in Abb. 4.24 ein Minimum bei $s = 15$ mm hat, was einen Widerspruch darstellt. Es ist anzunehmen, dass die dargestellte Spannungsentwicklung in anderen Tiefen über den Pfahlmantel aufgrund der unterschiedlichen Steifigkeiten früher oder später zustande kommt. Dies erklärt die abweichenden Ergebnisse. Die WHL stellt dabei den Mittelwert über die gesamte Pfahllänge dar.

Für $K_0 = 2,0$ kann zu Beginn eine starke Zunahme der effektiven Vertikalspannung σ'_{zz} beobachtet werden, wohingegen mit anderen Erdruchdruckbeiwerten eine Abnahme festzustellen ist. Hier fällt auf, dass die Spannungsverläufe über die ersten 3 bis 6 mm von $K_0 = 0,426$ und $K_0 = 2,0$ durch den Verlauf von $K_0 = 1,0$ ungefähr symmetrisch sind. Es wird vermutet, dass infolge der umgekehrten Hauptspannungsverhältnisse mit $\sigma'_v = \sigma'_3$ $\sigma'_h = \sigma'_1$ die Volumenzunahme durch Dilatanz in vertikale und nicht in horizontale Richtung erfolgt. Darauf weisen die Hauptspannungstrajektorien in Abb. 4.25 ebenfalls hin. Darin ist zu erkennen, dass in der verdichteten Zone die größte Hauptspannung eher horizontal und außerhalb dieser Zone eher vertikal verläuft. Über die umgekehrten Hauptspannungsverhältnisse und die Spannungszunahme durch Dilatanz kann auch die Zunahme der Vertikalspannung mit $K_0 = 2,0$ in Abb. 4.24a) erklärt werden. Mit zunehmender Hebung wird der Zustand $\sigma'_{zz} < \sigma'_{xx}$ anschließend auch bei $K_0 = 2,0$ erreicht.

Ab einer Hebung von etwa $s = 8$ mm nähern sich die Verhältnisse von σ'_v/σ'_h bei den drei Pfählen relativ stark an. Ab etwa $s = 13$ mm weisen die Normal- und Vertikalspannungen

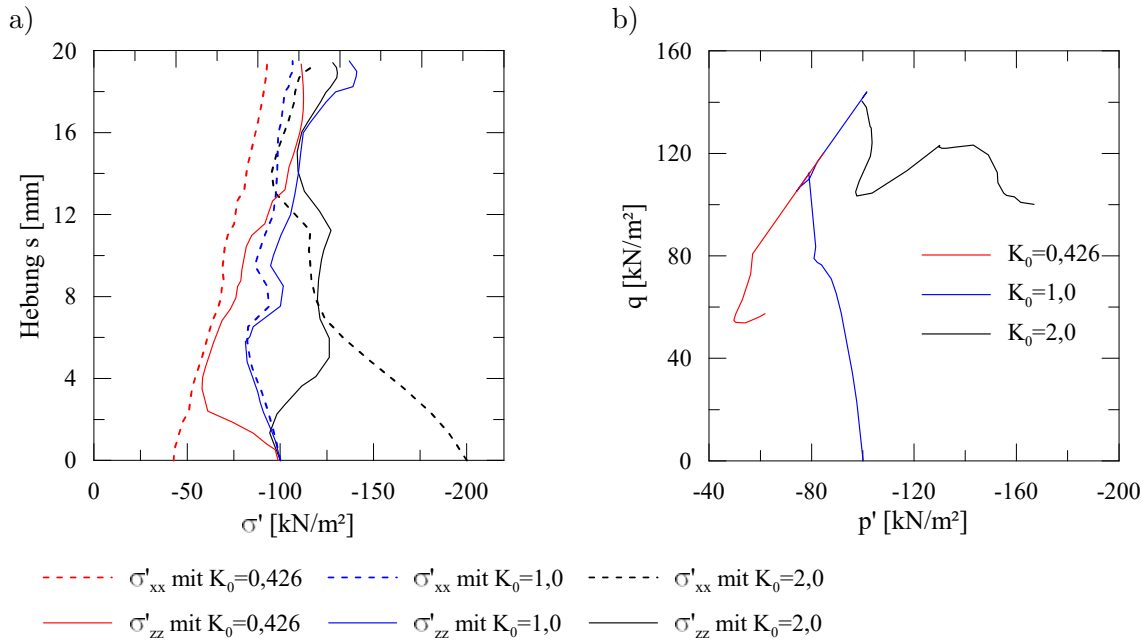


Abb. 4.24: Spannungspfade bei unterschiedlichen Seitendruckverhältnissen K_0 am Spannungspunkt bei $x = -0,22$ m, $y = 0,07$ m, $z = -10,01$ m
 a) für die effektiven Normal- und Vertikalspannungen σ'_x bzw. σ'_z in Abhängigkeit der Hebung s ,
 b) für die Deviatorspannung q und die mittlere effektive Spannung p'

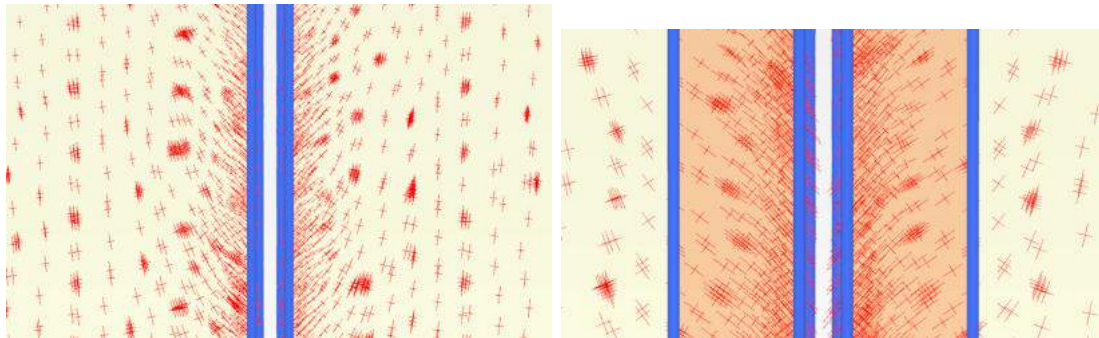


Abb. 4.25: Hauptspannungstrajektorien für einen Pfahl ohne umliegend verdichteten Boden (links) und mit erhöhtem Seitendruckverhältnis $K_0 = 2,0$ bei einer Breite von $d = 1,0$ m (rechts)

der Kurven mit erhöhtem Erdruhedruck nahezu identische Verläufe auf, während die Spannungen bei $K_0 = 0,426$ signifikant geringer sind. Dies ist auch bei einer Pfahlkopfhebung von $s = 20$ mm zu erkennen.

In Abb. 4.24b) sind zudem die Spannungszustände in der p - q -Ebene dargestellt. Dabei ist die Abhängigkeit mit der Hebung von $K_0 = 2,0$ aus Abb. 4.24a) relativ gut erkennbar. Durch die höhere Radialspannung σ'_{yy} ist die mittlere Spannung p' wesentlich größer als bei den anderen dargestellten Kurven. Bei $K_0 = 2,0$ nimmt p' über die Hebung sehr stark ab. Die Bruchgerade nach Mohr-Coulomb wird dabei nicht ganz erreicht. Die anderen beiden Kurven erreichen dagegen die Grenzbedingung. Dabei ist das Fließen auf der Bruchgeraden mit zunehmender mittlerer Spannung p' infolge Dilatanz erkennbar. Aufgrund der größeren

mittleren Spannungen bei $K_0 = 1,0$ ist auch die aufnehmbare Deviatorspannung größer als bei $K_0 = 0,426$.

Bewertung:

Es lässt sich zusammenfassen, dass der Ansatz einer erhöhten Seitendruckspannung K zur Berücksichtigung von Verdrängungseffekten bei der Pfahlinstallation zu einem Anstieg der Zugtragfähigkeit führt. Wird K nur in naher Umgebung zum Pfahl erhöht, sinkt die Tragfähigkeit nach dem Erreichen eines Maximalwertes mit zunehmender Hebung ab und nähert sich der WHL ohne erhöhtes K an. Hierbei spielt die Größe des Bereichs, der um den Pfahl herum ein erhöhtes Seitendruckverhältnis zugewiesen bekommt, eine wesentliche Rolle. Gegenwärtig liegen keinerlei Untersuchungen weder zum erhöhten Seitendruckverhältnis K noch zu dem zu berücksichtigenden Bereich d bei Fundexpfählen vor. In dieser Arbeit wird davon ausgegangen, dass sich bis zum Belastungszeitpunkt näherungsweise der Ausgangsspannungszustand vor der Pfahlinstallation über den Erdruchdruckbeiwert $K_0 = 1 - \sin \varphi'$ wieder einstellt. In weiteren Untersuchungen sollten diese Verdrängungseffekte und die damit verbundene Baugrundverbesserung näher betrachtet werden und eine Abschätzung zum Seitendruckverhältnis K und dem dazugehörigen Bereich d vorgenommen werden. Es wird vermutet, dass dies auch große Auswirkungen auf das Gruppentragverhalten haben könnte.

4.8 Untersuchungen zur Pfahlneigung

In einer Vergleichsberechnung wird die Auswirkung eines geneigten Pfahles untersucht. Abb. 4.26.

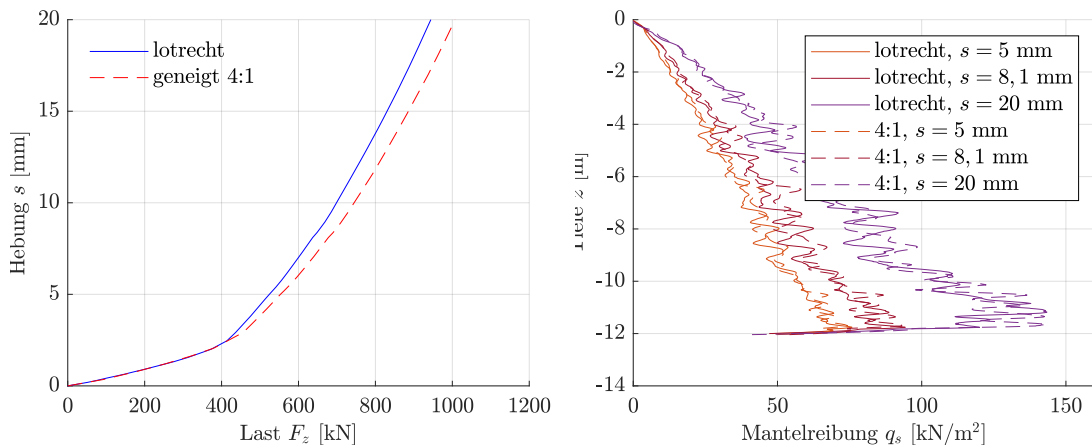


Abb. 4.26: Widerstands-Hebungs-Linie (links) und Verteilung der Pfahlmantelreibung (rechts) für einen lotrechten und einen geneigten Pfahl in dicht gelagertem Sand

Für den Pfahl in locker gelagertem Sand ergibt sich eine Zugtragfähigkeit von $F_{\text{lot}} = 326$ kN bzw. $F_{4:1} = 335$ kN. Abzüglich des zusätzlichen Eigengewichts des geneigten Pfahles von $\Delta G = 1$ kN ergibt sich ein Verhältnis $F_{4:1}/F_{\text{lot}} = 1,025$.

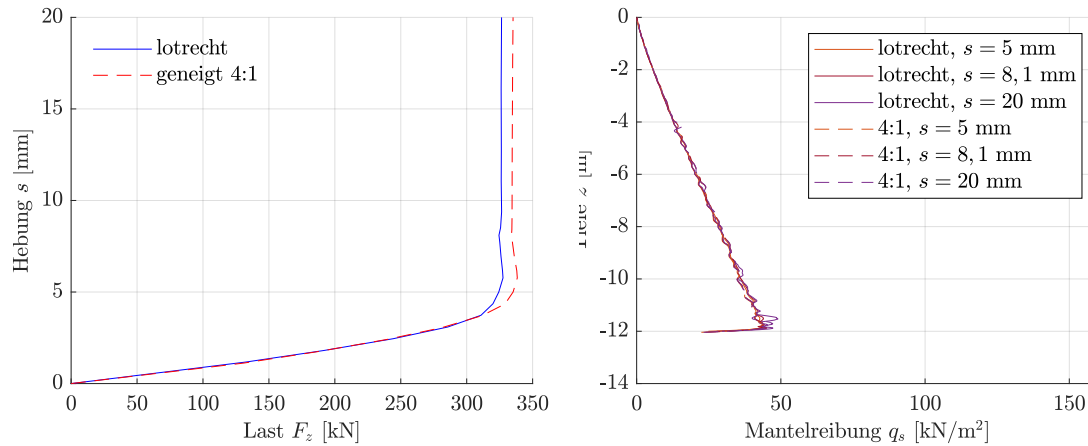


Abb. 4.27: Widerstands-Hebungs-Linie (links) und Verteilung der Pfahlmantelreibung (rechts) für einen lotrechten und einen geneigten Pfahl in locker gelagertem Sand

Aufgrund der Neigung des Pfahles ergibt sich eine Zunahme des Pfahlmantelfläche von

$$f_{qs,4:1} = \frac{1}{\cos(\tan^{-1}(1/4))} = 1,031$$

Damit liegt das berechnete Verhältnis $F_{4:1}/F_{lot} = 1,025$ sehr nahe an dem theoretischen Wert $f_{qs,4:1} = 1,031$. Daraus lässt sich schließen, dass die unterschiedlich großen Tragfähigkeiten nur aus der größeren Pfahlmantelfläche und nicht aus einer größeren Pfahlmantelreibung infolge der Pfahlneigung resultieren. Dies lässt sich auch in Abb. 4.27 in der Verteilung der Pfahlmantelreibung bestätigen.

4.9 Zusammenfassung

Nachfolgend werden die Kernaussagen aus den Parameterstudien kurz zusammengefasst:

- Numerische Berechnungen bieten Näherungslösungen und weisen zum analytisch exakten Wert Differenzen auf. Je feiner das Netz und je geringer die Elementanzahl sind, desto geringer fallen diese Abweichungen aus.
- Infolge einer Netzverfeinerung und der Verkleinerung des Modells durch Ausnutzung von Symmetrieachsen wird eine größere Steifigkeit und Tragfähigkeit des modellierten Zugpfahles beobachtet. Die Differenzen sind jedoch gering. Für weitere Berechnungen werden ein sehr feines Netz, möglichst viele Symmetrieachsen und ein Randabstand von 15 m zur Pfahlachse gewählt.
- Eine Übertragbarkeit der dreidimensionalen auf rotationssymmetrische Modelle ist nicht gegeben. Daher müssen zur Kalibrierung eines dreidimensionalen Modells für Pfahlgruppen auch die statischen Pfahlprobelastungen an Einzelpfählen dreidimensional nachgerechnet werden.

- Mit Hilfe des Hardening Soil Modells können Spannungszustände infolge Dilatanz und im undrännierten Zustand am besten erfasst werden, während mit dem Modell Mohr-Coulomb abweichende Spannungszustände berechnet werden.
- Der Ansatz eines Dilatanzwinkels führt bei fortlaufender Hebung zu einer unendlichen Zunahme des Tragwiderstandes. Für die Begrenzung ist im Fall eines Zugpfahles der Dilatancy cut-off nicht ausreichend. Hier können eine Abminderung des Dilatanzwinkels und die Begrenzung der Hebungen erforderlich werden.
- Die Querkontraktion eines Pfahles aus Stahlbeton bei Zugbelastung hat einen vernachlässigbaren Einfluss auf das Tragverhalten.
- Für undrännierte bindige Böden sollte eine Modellierung über das Hardening Soil Modell mit Undrained (A) erfolgen, sofern effektive Scherparameter vorhanden sind. Alternativ kann mit Undrained (B) die undrännierte Scherfestigkeit verwendet werden. Dabei werden die Steifigkeiten jedoch spannungsunabhängig berücksichtigt.
- Die Zunahme von horizontalen Spannungen zur Berücksichtigung von Installationseffekten kann über eine lokale Erhöhung von K_0 vorgenommen werden. Dadurch nimmt der Widerstand zu. Wird die Verbesserung in ihrer Breite begrenzt, nimmt die Tragfähigkeit nach Erreichen eines Maximalwertes wieder ab. Da sowohl die Breite der Verbesserungszone als auch die Zunahme der Horizontalspannungen über K_0 unbekannt sind, wird zur Kalibrierung der Modelle der Ansatz $K_0 = 1 - \sin \varphi'$ verwendet. Hierzu sollten jedoch zukünftig weitere Untersuchungen durchgeführt werden.

5 Voruntersuchungen zum Zugtragverhalten von Einzelpfählen

5.1 Vorbemerkungen

Dieses Kapitel umfasst die in der Masterarbeit von *Wiesenthal (2022)* durchgeführten Untersuchungen zum Zugtragverhalten von einzeln stehenden Fundexpfählen. Dabei wird ein Zusammenhang aufgestellt, dass ein Fundexpfahl in nichtbindigen Böden eine geringere Pfahlmantelreibung mobilisieren kann, wenn sich oberhalb der nichtbindigen Schicht ein bindiger Boden befindet. Es wird angenommen, dass dies auf den Installationsprozess zurückzuführen ist. Diese Beobachtung stellt jedoch nur eine Theorie dar, da die tatsächliche Pfahlmantelreibung während der statischen Pfahlprobelastungen nicht gemessen wurde. Hierzu sind weitere Untersuchungen erforderlich, um diese Zusammenhänge zu bestätigen. Daher wird hier das in *Wiesenthal (2022)* durchgeführte Vorgehen in ungekürzter Form dargestellt. Die Hauptuntersuchung und die Ableitung von Erfahrungswerten für die Pfahlmantelreibung erfolgt im nächsten Kapitel.

5.2 Statistische Auswertung

5.2.1 Beschreibung der Datengrundlage

Durch die Fa. König Pfahlgründung werden Messdaten aus statischen Pfahlprobelastungen bereitgestellt. Die Probelastungen wurden an Fundexpfählen durchgeführt, welche im Zuge des Ausbaus der Nord-Süd-Trasse in Schleswig-Holstein und im nördlichen Niedersachsen zur Tiefgründung von Strommasten verwendet werden. Die bereitgestellte Datengrundlage umfasst die Messwerte der statischen Pfahlprobelastungen in Form von Widerstands-Hebungs-Linien. Des Weiteren liegen die zugehörigen Baugrund- und Gründungsgutachten bei, sodass der Boden mit charakteristischen Parametern beschrieben ist. Zudem liegen Drucksondierungen aus den Vorerkundungen vor. Für die statistische Auswertung der Zugversuche liegen die folgenden Unterlagen zugrunde:

- Baugrund- und Gründungsgutachten
 - Drucksondierung
 - Baugrundschnitt mit Schichtenprofil

- charakteristische Bodenkenngrößen
- Grundwasserstand
- Unterlagen zum Pfahl
 - Pfahl- und Bewehrungsplan mit Angabe der planmäßigen Geometrie und Neigung
 - Herstellprotokoll mit Angaben der tatsächlichen Länge
- Kurzbericht der statischen Pfahlprobelastung
 - Widerstands-Hebungs-Linien

Die Datenlage umfasst die statischen Probelastungen von 61 Fundexpfählen. Allerdings wurde bei der Auswertung dieser Daten festgestellt, dass von diesen insgesamt 54 brauchbar sind. Bei vier Pfählen (Pfähle 10-13) wurde die Pfahllänge über die Sondiertiefe hinaus verlängert und bei drei weiteren (Pfähle 39, 43, 58) lagen Messungenauigkeiten vor, welche die Extrapolation der Widerstands-Hebungs-Linie zu stark beeinflussen. Die durchnummerierten Pfähle sind über die Einbindelänge in die unterschiedlichen Bodenschichten in Abb. 5.1 dargestellt. Bei den Böden wird zwischen nichtbindig und bindig unterschieden, wobei eine weitere Differenzierung über je vier Klassen in Abhängigkeit vom Widerstand der Drucksonde q_c bzw. der undränierten Scherfestigkeit $c_{u,k}$ vorgenommen wird.

Pfahl 39: Laut Kurzbericht über den Zugversuch hat sich die Messbrücke im ersten Lastzyklus gesetzt, da der langsam auftauende Boden nachgegeben hat. Die 25%-Laststufe der Wiederbelastung weist die gleiche Hebung auf wie die Maximallast der Erstbelastung, was sehr ungewöhnlich ist. Es kann nicht differenziert werden zwischen Verschiebungen durch Setzungen im gefrorenen Boden oder Hebungen durch das Aufbringen der Last. Mit 173 kN ist die aufgebrachte Prüflast sehr gering. Die maximale Hebung inkl. aufgetretener Setzungen liegt bei 2,70 mm. Da die Messwerte sehr gering sind und eine Aufteilung in Hebungen und Setzungen mit Unsicherheiten behaftet ist, wird für diesen Pfahl keine Extrapolation vorgenommen.

Pfahl 43: Laut Kurzbericht über den Zugversuch wurde aufgrund des abgebrochenen Gewi-Stahls mit einer speziellen Aufnahmekonstruktion gearbeitet. Die Lasteinleitung fand direkt über die Längsbewehrung des Pfahles statt. Aus der WHL geht hervor, dass durch die Muffenverschraubung eine spätere Reaktion des Gesamtsystems resultiert. Die zusätzliche erforderliche Verschiebung wird im Kurzbericht auf 3-4 mm geschätzt. Daher wird dieser Pfahl zunächst nicht berücksichtigt. Es ist jedoch eher davon auszugehen, dass nur etwa 1,3 mm Schlupf zu berücksichtigen sind. Dies geht aus der Verlängerung der WHL (Erstbelastung) auf den y-Achsendurchgang hervor. Von der WHL werden somit 1,3 mm Hebung abgezogen.

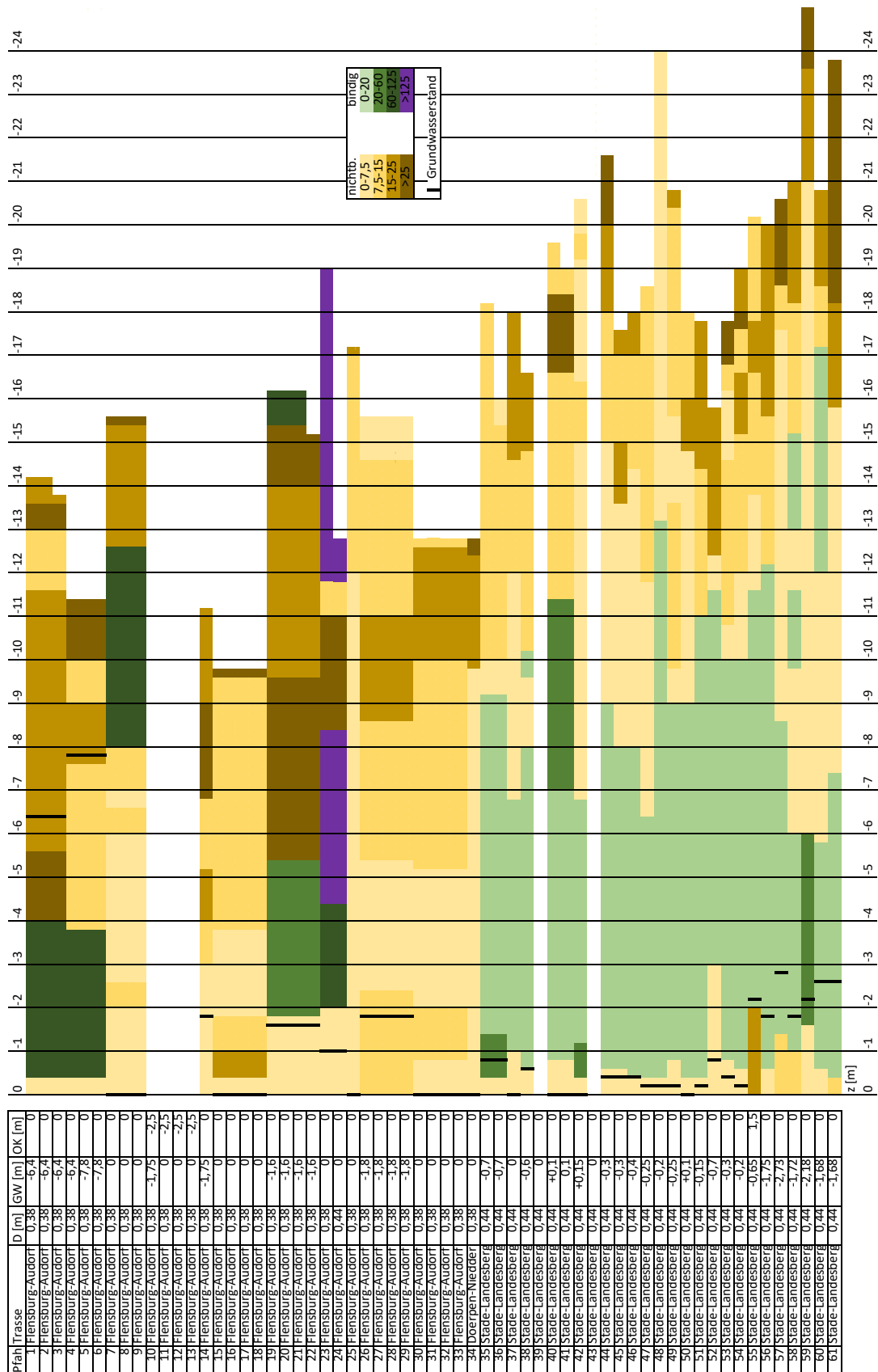


Abb. 5.1: Bodenprofile unterteilt in je vier Klassen für nichtbindige Böden nach Sondrierwiderstand q_c und bindige Böden nach undrännierter Scherfestigkeit $c_{u,k}$

Die Testpfähle wurden mit einer Neigung von 4:1 bis 5,74:1 ausgeführt. Einzelne Pfähle wurden lotrecht hergestellt. Bei der Korrelation wird angenommen, dass die Neigung des Pfahles einen vernachlässigbaren Einfluss auf dessen Mantelreibung hat.

Pro Maststandort wurde in der Regel eine Drucksondierung durchgeführt. An einigen Standorten wurden mehrere Pfähle getestet, wobei je Mastfuß maximal ein Pfahl berücksichtigt wurde. Bei der Auswertung ist somit zu bedenken, dass Abweichungen zum tatsächlichen Bodenprofil möglich sind.

Die Daten enthalten keine direkt gemessene Mantelreibung oder den Verlauf der Normalkraft im Pfahl. Vorhanden ist nur die Gesamtlast sowie der Schichtenaufbau. Die Verteilung der Mantelreibung kann nur sinnvoll abgeschätzt werden, indem möglichst gut passende Funktionen zur Beschreibung von $q_{s,k}(q_c)$ bzw. $q_{s,k}(c_{u,k})$ gefunden werden.

Wie aus Abb. 5.1 ersichtlich wird, sind die Böden sehr ungleich verteilt. Dies wird in Abb. 5.2 veranschaulicht. Hier wird die Einbindelänge aller betrachteten Pfähle in Abhängigkeit von q_c bzw. $c_{u,k}$ dargestellt. Dabei ist zu erkennen, dass vor allem locker bis mitteldicht gelagerte nichtbindige Böden vorliegen. Die Einbindelänge in dicht gelagerte Böden ist sehr gering. Ähnlich ist es bei den bindigen Böden. Vor allem binden die Pfähle in weiche Böden mit $c_{u,k} \leq 25 \text{ kN/m}^2$ ein. Die Einbindelänge in bindige Böden mit höheren undrännierten Scherfestigkeiten ist nur gering. Dies kann Auswirkungen auf die statistische Auswertung haben. Die Regressionsanalyse erfolgt nach der Methode der kleinsten Fehlerquadrate. Dies kann zur Folge haben, dass die häufiger vorhandenen Böden wesentlich stärker gewichtet werden als die seltener vorkommenden Böden. Bei letzteren kann dies dazu führen, dass die korrelierten Mantelreibungswerte stark vom tatsächlichen Verlauf abweichen.

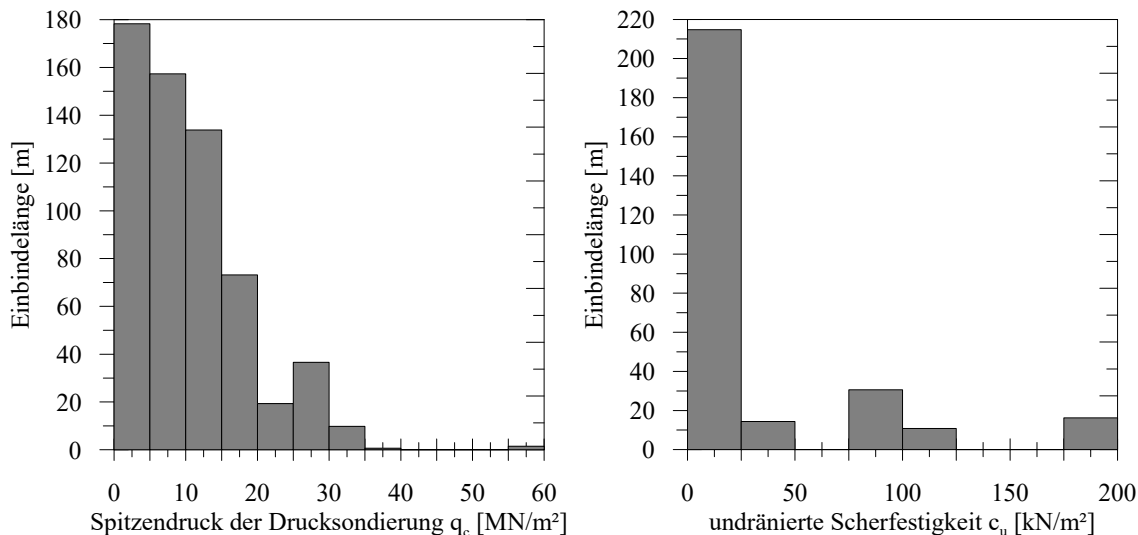


Abb. 5.2: Einbindelängen der Testpfähle sortiert nach dem Sondierwiderstand q_c für nichtbindige Böden und undrännierter Scherfestigkeit $c_{u,k}$ für bindige Böden, Gruppierung von $>$ Untergrenze bis \leq Obergrenze

Die Standzeit der Probepfähle ist in Abb. 5.3 dargestellt. Dabei fällt auf, dass ein Großteil der Pfähle für die Trasse Stade-Landesbergen vor Erreichen der 28 Tage geprüft worden sind.

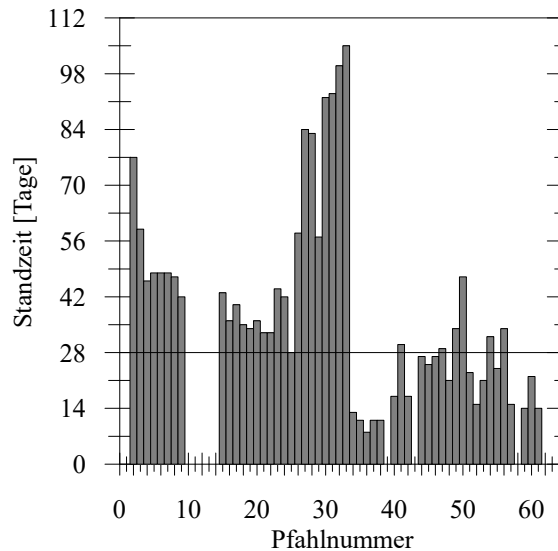


Abb. 5.3: Standzeit zwischen Zeitpunkt der Pfahlherstellung und dem Zugversuch der einzelnen Probepfähle

In der Regel wurden die statischen Pfahlprobebelastungen auf Zug bis zum Erreichen der Prüflast durchgeführt, welche sich aus den Anforderungen für die Strommasten ergibt. Die Prüflast wurde mit dem 1,25-fachen Wert der charakteristischen Last definiert. Die Belastung erfolgte in zwei Zyklen nach dem in Tab. 5.1 dargestellten Schema. Zwischen den Zyklen erfolgt eine Entlastung bis auf die Vorlast. Die Wiederbelastung wird wie in Zyklus 1 aufgebracht. Zum Bestehen der Zugversuche ist für Zyklus 1 ein Kriechmaß von $k \leq 0,5$ mm und in Zyklus 2 von $k \leq 1$ mm zulässig. Die maximale Hebung darf in beiden Zyklen die Grenze von $s \leq 9$ mm nicht überschreiten.

Tab. 5.1: Belastungsstufen für Abnahmezugversuche

Laststufe [%] der char. Last	Mindest- belastungs- dauer [min]	Messwert- aufzeichnung nach [min]	Verlängerung	Verkürzung
			der Belastungsdauer	
5	5		Vorlast	
25	15		jede Laststufe um jeweils 5 min solange verlängern bis der Verschiebungs- zuwachs auf $< 0,1$ mm in den letzten 20 min abgeklungen ist	nicht möglich
50	15			
75	15			
100	15	0, 1, 2, 5, 10,15		
125	60	0, 10, 20, 40 ,60		wenn der Verschiebungs- zuwachs in den letzten 20 min $< 0,1$ mm ist

Da die Probepfähle nach erfolgreichem Test als Bauwerkspfähle verwendet wurden, ist nur in wenigen Ausnahmefällen die zulässige Hebung von $s \leq 9$ mm überschritten worden. In diesen Fällen wurde der Versuch abgebrochen. Daher wurde ein tatsächlicher Grenzzustand der Tragfähigkeit bei den Probelastungen nicht erreicht. Für die statistische Auswertung müssen die gemessenen Widerstands-Hebungs-Linien extrapoliert werden. Die in den Probelastungen maximal erreichten Hebungen sind in Abb. 5.4 dargestellt.

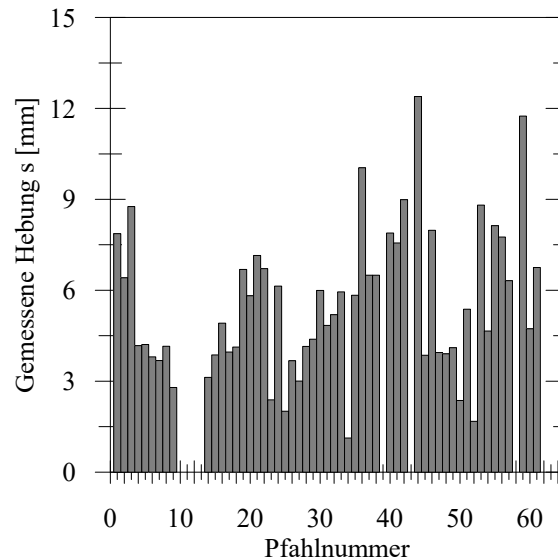


Abb. 5.4: In den statischen Probelastungen gemessene maximale Hebung s_m infolge der aufgetragenen Prüflast

Die Betrachtung der Datengrundlage zeigt, dass die vorhandenen Unterlagen nicht für eine optimale Auswertung geeignet sind. Kritisch ist, dass die Pfähle nicht bis zum Versagen beansprucht worden sind und dass die Mantelreibung nicht direkt gemessen wurde. Außerdem ist die Datengrundlage von Pfählen in bindigen Böden mit $c_{u,k} > 25$ kN/m² relativ gering. In dem nächsten Abschnitt werden diese Umstände über geeignete Maßnahmen so gut wie möglich ausgeglichen. Positiv ist dagegen die große Anzahl an getesteten Pfählen. Der Vorteil bei der Ermittlung von Erfahrungswerten für Zugpfähle ist, dass die Gesamtlast nicht zwischen Mantelreibung und Spitzenwiderstand aufgeteilt werden muss. Zudem sind im Gegensatz zu Druckpfählen keine Besonderheiten wie der Falltüreffekt zu erwarten.

5.2.2 Extrapolation der Widerstandshebungslinien

Für die Extrapolation der Widerstand-Hebungs-Linien wird das Hyperbelverfahren nach *Chin (1970)* verwendet. Die Anwendbarkeit des Hyperbelverfahrens auf Zugpfähle wird in *Rollberg (1978)* bestätigt. Verwendung fand dieses Verfahren in der Vergangenheit unter anderem in *Rollberg (1985)*, *Elborg (1993)*, *Bruns (1998)*, *Witzel (2004)*, *Kempfert/Becker (2007)* und *Reul/Berndt (2021)*. Das Hyperbelverfahren beruht auf der Annahme, dass die Widerstands-Hebungs-Linien (bzw. bei Druckpfählen Widerstands-Setzungs-Linien) über eine Hyperbel beschrieben werden können. Dabei wird der Widerstand in Gl. (5.1) in Abhängigkeit der Hebung (bzw. Setzung) beschrieben. Die Hyperbel ist in Abb. 5.5b) dargestellt.

$$R(s) = \frac{s}{a + b \cdot s} \quad (5.1)$$

mit: s = Hebung [mm]

a = Kehrwert der Anfangssteifigkeit [mm/kN]

b = Kehrwert der maximalen Zugtragfähigkeit [1/kN]

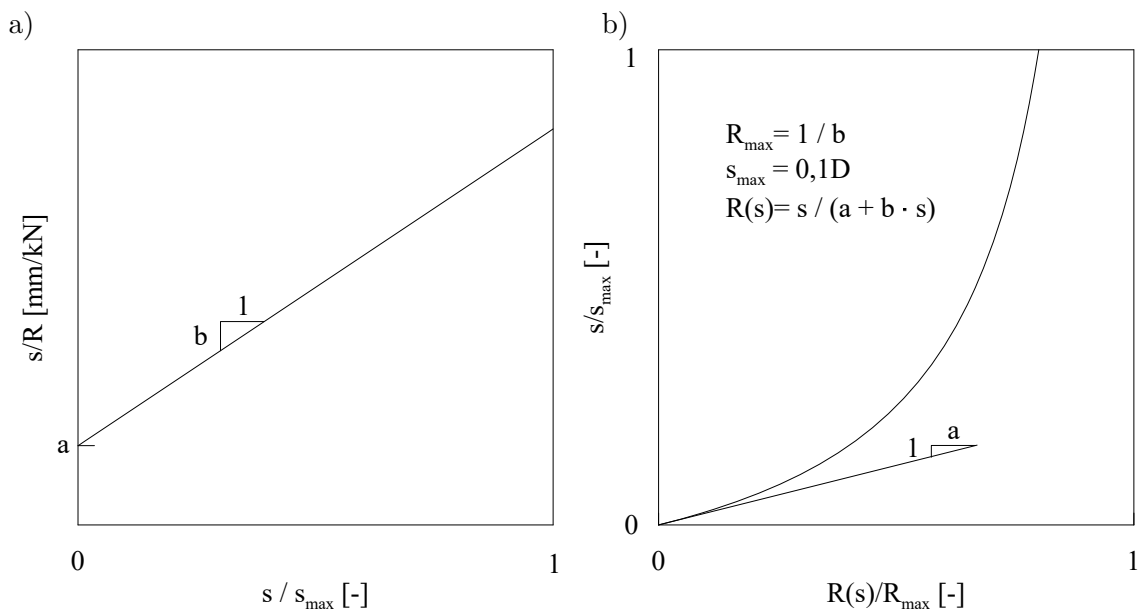


Abb. 5.5: Extrapolation mit Hilfe des Hyperbelverfahrens in normierter Darstellung

Die Anfangssteigung der Widerstands-Hebungs-Linie wird über den Parameter a kontrolliert. Der Kehrwert von b bestimmt die maximale Tragfähigkeit für unendlich große Hebungen. Zur Bestimmung von a und b wird Gl. (5.1) zu Gl. (5.2) umgestellt und eine Ausgleichsgerade durch die Messpunkte in Abb. 5.5a) gelegt.

$$s/R = a + b \cdot s \quad (5.2)$$

Die extrapolierten Widerstands-Hebungs-Linien können Anhang A entnommen werden. Für die Auswertung der Zugversuche, bei denen der Widerstand ausschließlich über Man-

telreibung mobilisiert wurde, erweist sich das Hyperbelverfahren als sehr akkurat im Bereich der Messergebnisse. So liegen nahezu alle gemessenen Punkte auf der Ausgleichsgeraden. Für die ersten Laststufen kann in wenigen Fällen eine Abweichung festgestellt werden. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Versuchseinrichtung zur Kraftübertragung vor der ersten Belastung Anfangssetzungen erfährt. Die Abweichungen könnten auch dadurch verstärkt werden, dass bei der ersten Belastungsstufe sehr kleine Werte vorliegen, die bei schon geringen Messungenauigkeiten merkbare Differenzen verursachen können. Daher wird jeweils die Ausgleichsgerade manuell überprüft und bei größeren Abweichungen der erste Messwert entfernt.

Da die extrapolierte WHL einer Hyperbel folgt, findet kein abruptes Versagen statt. Es ist erforderlich, ein Kriterium für die Grenztragfähigkeit zu formulieren. Diese Festlegung erfolgt hier über den Krümmungsverlauf der Widerstands-Hebungs-Linie in Anlehnung an *Elborg (1993)*. Dafür werden die Achsen normiert, sodass die betrachteten Bereiche zwischen 0 und 1 liegen. Für den maximalen Widerstand wird der Kehrwert des Parameters b aus Gl. (5.1) verwendet, da dies dem Widerstand für eine unendlich große Hebung entspricht. Wie in *Elborg (1993)* wird die maximale Hebung auf $0,1 \cdot D$ beschränkt. Abweichend von der Darstellung in Abb. 5.5 werden die Achsen im Kraft-Hebungs-Diagramm vertauscht. Die in Abb. 5.5 gewählte Darstellungsform dient dem besseren Verständnis und wird in allen weiteren Abbildungen auch beibehalten.

Die Krümmung κ einer Funktion wird nach *Papula (2018)* über Gl. (5.3) bestimmt.

$$\kappa = \frac{y''}{\left[1 + (y')^2\right]^{3/2}} \quad (5.3)$$

Die Achsen werden wie folgt normiert:

$$y = \frac{R}{R_{\max}} = R \cdot b \quad (5.4)$$

$$x = \frac{s}{0,1D} \cdot \quad (5.5)$$

Zur Bestimmung des Punktes der maximalen Krümmung wird Gl. (5.3) zweimal abgeleitet. Die Ableitungen können *Elborg (1993)* entnommen werden. Durch das Einsetzen der Gln. (5.4) und (5.5) in Gl. (5.1) folgt

$$y = \frac{x \cdot 0,1D}{a + b \cdot x \cdot 0,1D} \cdot b = \frac{x}{\frac{a}{0,1D \cdot b} + x} \quad (5.6)$$

Zur besseren Handhabung wird eine Substitution mit

$$z = \frac{a}{0,1D \cdot b} \quad (5.7)$$

in Gl. (5.6) durchgeführt und die resultierende Gl. (5.8) anschließend zweimal abgeleitet.

$$y = \frac{x}{z+x} \quad (5.8)$$

$$y' = \frac{z}{(z+x)^2} \quad (5.9)$$

$$y'' = \frac{-2z}{(z+x)^3} \quad (5.10)$$

Der Extremwert der Krümmung wird in *Elborg (1993)* durch das Nullsetzen der ersten Ableitung von Gl. (5.3) ermittelt. Durch Einsetzen von Gln. (5.9) und (5.10) und anschließendes Umformen folgt daraus

$$x = -z + \sqrt{z}. \quad (5.11)$$

Damit können der Punkt der maximalen Hebung sowie der zugehörige Widerstand nach Gln. (5.12) und (5.13) berechnet werden.

$$s_k = x \cdot 0,1D = (-z + \sqrt{z}) \cdot 0,1D \quad (5.12)$$

$$R_{m,sk} = \frac{y}{b} = \frac{x}{(z+x) \cdot b} = \frac{-z + \sqrt{z}}{\sqrt{z} \cdot b} \quad (5.13)$$

Zusätzlich werden die WHLs bis zu einer Hebung von $s_1 = 5$ mm und $s_2 = 20$ mm extrapoliert und die entsprechenden Widerstände $R_{m,s1}$ und $R_{m,s2}$ bestimmt.

Die für die jeweiligen Pfähle berücksichtigten Hebungen zur Bestimmung der Tragfähigkeit über das Hyperbelverfahren sind in Abb. 5.6 dargestellt. Bei der Auswertung der extrapolierten Widerstands-Hebungs-Linien zeigt sich, dass die maximale Tragfähigkeit im Mittel für eine Hebung von 8,1 mm bestimmt wird. Von den verwendeten Testpfählen überschreiten 24 % eine Hebung von 9 mm, 9 % eine Hebung von 10 mm und kein Testpfahl eine Hebung von 11 mm. Da die maximale Hebung in den durchgeführten Zugprobebelastungen bis auf 9 mm begrenzt ist, scheint die getroffene Wahl für die Normierung der Achsen gut gewählt.

Anmerkung: Bei nachträglicher Prüfung der Daten ist aufgefallen, dass der Pfahl 49 in zwei weiteren Laststufen bis zu einer Hebung von 41,73 mm getestet wurde. Dies wurde bei den statistischen Auswertungen in Kapitel 5.2 und 5.4 nicht berücksichtigt. Die extrapolierte Widerstands-Hebungs-Linie mit den vollständigen Messwerten ist im Anhang A dargestellt. Dabei fällt auf, dass die extrapolierten Widerstände eine geringfügig größere Tragfähigkeit aufweisen als die Messwerte. Diese Differenz ist aufgrund der großen Datengrundlage von 53 weiteren Pfahlprobebelastungen vernachlässigbar. Dies veranschaulicht, dass die Extrapolation mit gewissen Unsicherheiten behaftet ist.

In Abb. 5.7 sind die extrapolierten Widerstände und Hebungen am Punkt der maximalen Krümmung dargestellt. Um die erforderlichen Hebungen zur Mobilisierung des Zugwiderstandes abzuschätzen, wird eine Ausgleichsgerade durch die Punkte gelegt. Diese weist

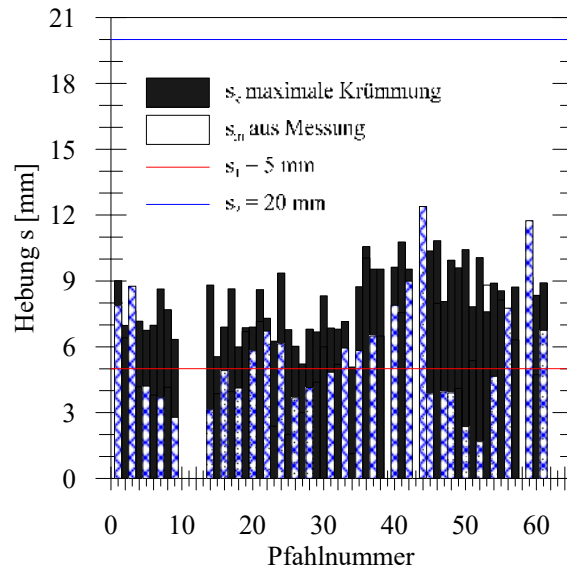


Abb. 5.6: Gegenüberstellung der maximalen Hebungen während der Versuche s_m zu den für die Extrapolation verwendeten Hebungen $s_1 = 5$ mm, s_k über die maximale Krümmung sowie $s_2 = 20$ mm

eine starke Übereinstimmung mit Gl. (2.3) für auf Druck belastete Bohrpfähle auf. Um die Grenzhebungen im Bruchzustand auf der sicheren Seite liegend abzuschätzen, eignet sich Gl. (2.4) sehr gut. Nur drei der 54 extrapolierten Widerstands-Hebungs-Linien weisen eine größere Hebung auf.

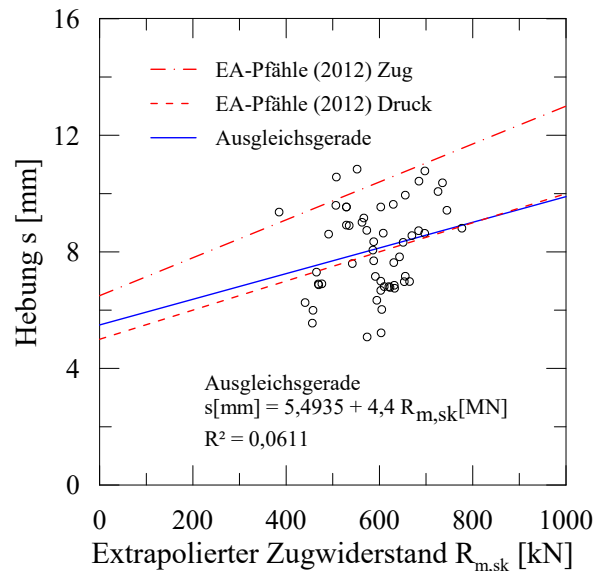


Abb. 5.7: Extrapolierter Pfahlwiderstand und berechnete Hebung am Punkt der maximalen Krümmung der WHL mit einer bestimmten Ausgleichsgeraden sowie denen nach EA-Pfähle (2012) für auf Druck bzw. Zug belastete Bohrpfähle

5.2.3 Überprüfung des Hyperbelverfahrens

Der Ansatz einer Hyperbelfunktion zur Erweiterung der WHL stellt nur eine grobe Näherung dar. Obwohl dieses Vorgehen wie zuvor beschrieben vielfach angewandt wurde, wird

die Extrapolation anhand von verfügbaren statischen Pfahlprobelastungen, bei denen größere Hebungen auftraten, untersucht.

Nachfolgend werden Messergebnisse von zwei statischen Pfahlprobelastungen berücksichtigt, die im Rahmen des Forschungsprojektes durchgeführt wurden. Eine detaillierte Beschreibung zu den Pfählen und Versuchen befindet sich in Kapitel 8. In Abb. 5.8 sind die Versuchsergebnisse aus Stade und in Abb. 5.9 sind jene aus Hamburg dargestellt. Zudem ist die Widerstands-Hebungs-Linie von Pfahl 49 in Abb. 5.10 wiedergegeben.

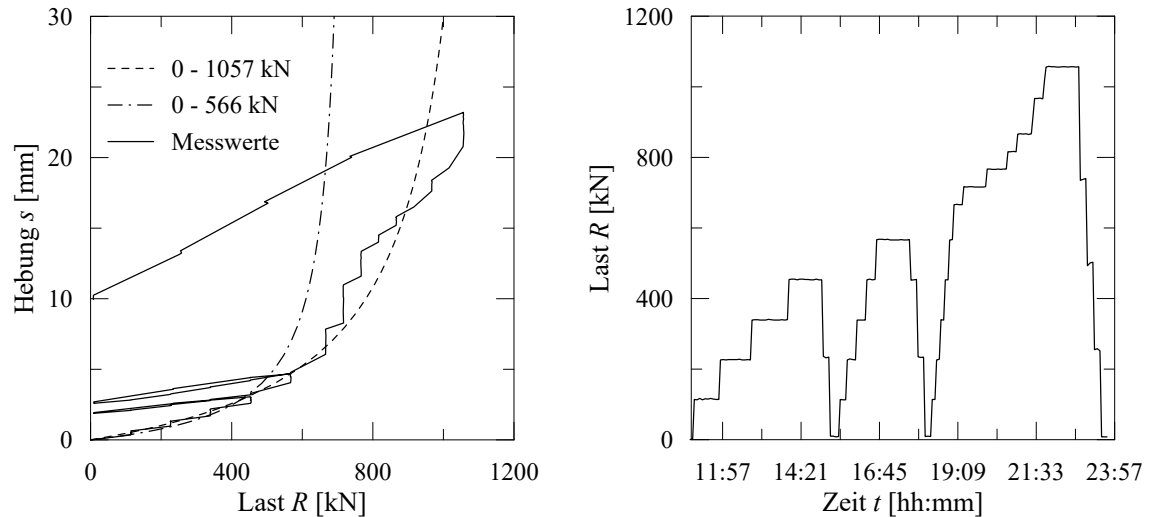


Abb. 5.8: Gemessene Widerstands-Hebungs-Linie bei statischer Pfahlprobelastung von T1 in Stade mit Ausgleichshyperbeln zur Extrapolation bei Berücksichtigung unterschiedlicher Datenbereiche

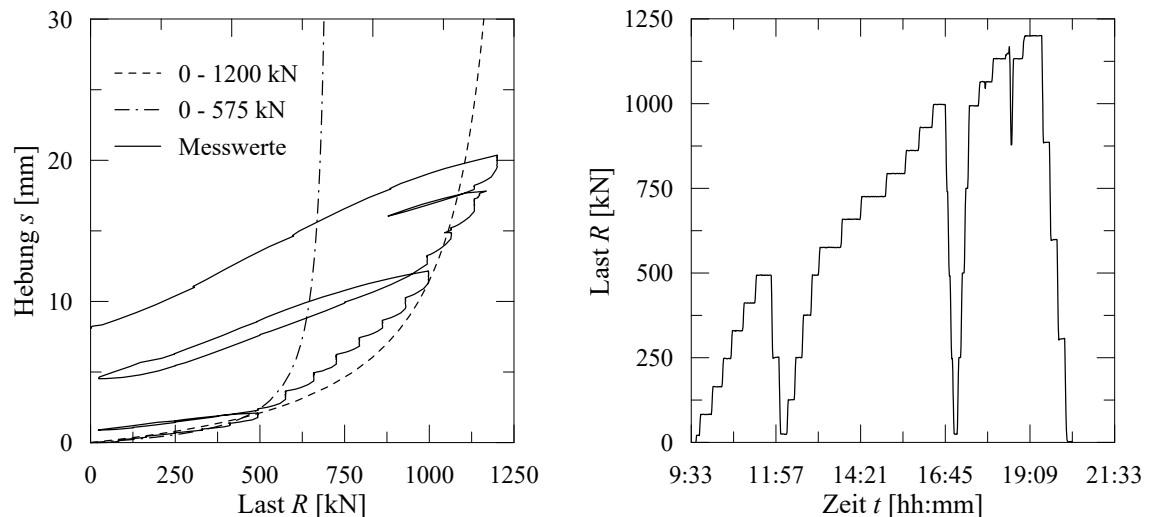


Abb. 5.9: Gemessene Widerstands-Hebungs-Linie bei statischer Pfahlprobelastung von P6 in Hamburg mit Ausgleichshyperbeln zur Extrapolation bei Berücksichtigung unterschiedlicher Datenbereiche

Die beschriebenen WHLs werden über das Hyperbelverfahren extrapoliert. Zur Bestimmung der Parameter a und b werden die in Abb. 5.8 bis 5.10 angegebenen Messwerte berücksichtigt. Die verwendeten Messbereiche sind so gewählt, dass die Hebungen und

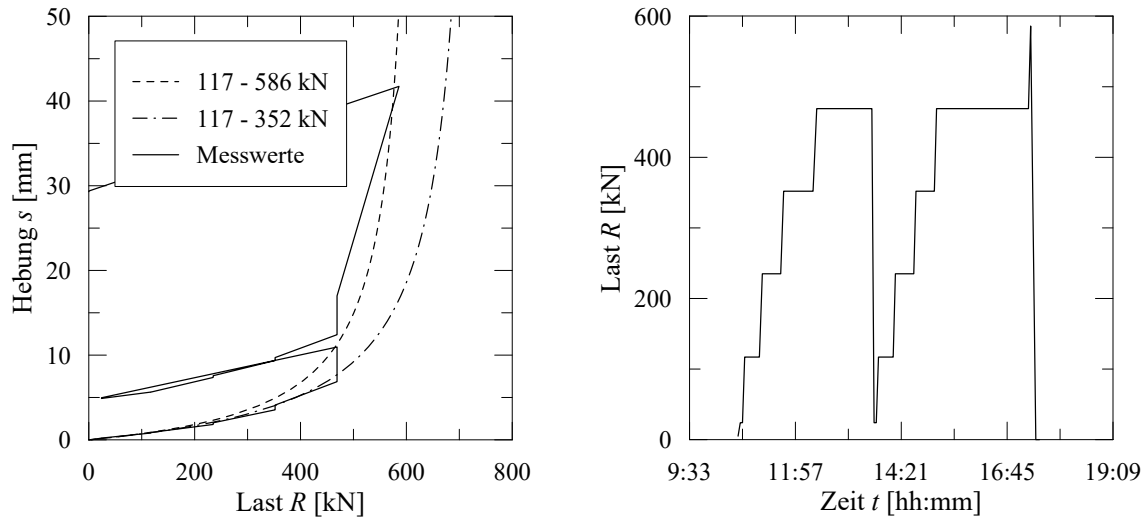


Abb. 5.10: Gemessene Widerstands-Hebungs-Linie bei statischer Pfahlprobelastung von Pfahl 49 mit Ausgleichshyperbeln zur Extrapolation bei Berücksichtigung unterschiedlicher Datenbereiche

Lasten möglichst gut zu den in der Datengrundlage zur Verfügung stehenden Werten passen.

Die Extrapolation der WHLs in Abb. 5.8 und 5.9 zeigt eine deutliche Unterschätzung des tatsächlichen Widerstandes. Unter Berücksichtigung aller Messwerte stellt die Hyperbel eine gute Approximation der WHL dar. Der späte Zunahme der Steifigkeit in der WHL in Abb. 5.8 bei $s = 13$ mm kann durch die Hyperbel nicht abgebildet werden.

Ein anderes Verhalten ist dagegen in Abb. 5.10 zu erkennen. Hier führt die Extrapolation zu einer Überschätzung des Pfahlwiderstandes. Dies liegt vor allem daran, dass mit der Wiederbelastung die Hebungen sehr stark zunehmen und ein plötzliches Versagen erkennbar ist. Die letzte Laststufe mit 586 kN kann nur für eine sehr kurze Zeit abgetragen werden.

Zum gegenwärtigen Zeitpunkt stehen keine weiteren Messungen zur Verfügung, die eine Überprüfung des Hyperbelverfahrens zulassen. Durch die drei Pfähle zeigt sich, dass sowohl eine Über- als auch Unterschätzung der Tragfähigkeit bei größeren Hebungen möglich sind.

5.2.4 Korrelation der Pfahlmantelreibung

5.2.4.1 Vorgehen

Wie bereits beschrieben, wurde die Pfahlmantelreibung während der statischen Pfahlprobelastungen nicht direkt gemessen. Zur Korrelation der Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ über q_c bzw. $c_{u,k}$ sind möglichst passende Funktionen zu wählen. Gegebenenfalls werden Iterationen erforderlich. Wie bereits in Abschnitt 2.3.4 erwähnt, werden in der Literatur unterschiedlichen Ansätze für Druckpfähle vorgeschlagen. Da keine genaueren Daten zugrunde liegen, werden verschiedene Funktionen angenommen und ausgewertet. Der Ansatz mit den geringsten Werten für Standardabweichung und Mittelwert sollte theoretisch den

Verlauf wiedergeben, der am nächsten an der Realität liegt. Neben den vordefinierten Funktionen wird ein weiterer Ansatz über Einzelwerte verfolgt. Dabei werden Intervalle für q_c und $c_{u,k}$ vordefiniert und anschließend der am besten passende Verlauf für die Mantelreibung gesucht. Der Verlauf kann dabei unstetig sein. Für alle weiteren Ansätze werden Funktionen mit den Konstanten a , b und c verwendet, wobei die Konstanten über eine Regressionsanalyse bestimmt werden. Die Auswertungsverfahren sind in Tab. 5.2 dargestellt und werden nachfolgend als Ansätze bezeichnet.

Tab. 5.2: Gewählte Funktionen $q_s(q_c)$ bzw. $q_s(c_{u,k})$ zur Korrelation der Pfahlmantelreibung

Auswertungsverfahren	
1	Korrelation über Einzelwerte
2	$y=a \cdot x$
3	$y=a \cdot x + b$
4	$y=a \cdot \ln(c+x) + b$
5	$y=x / (a + b \cdot x)$
6	$y=a \cdot x^b$

Der Pfahlwiderstand aus der statischen Pfahlprobelastung setzt sich aus dem Eigengewicht und der Pfahlmantelreibung zusammen. Bei der Auswertung wird nur die Pfahlmantelreibung berücksichtigt. Von der Zuglast aus der Probelastung wird das Eigengewicht des Pfahles abgezogen. Die Auftriebskraft durch anstehendes Grundwasser wird dabei berücksichtigt.

Die Korrelation der Mantelreibung wird iterativ angenähert. Der berechneten Gesamtpfahlwiderstand R_{cal} setzt sich nach Gl. (5.14) aus den einzelnen Anteilen je Homogenbereich $R_{cal,i}$ zusammen. Dieser wird aus der Pfahlmantelfläche und der gewählten Korrelationsfunktion nach Gl. (5.15) bestimmt.

$$R_{cal} = \sum R_{cal,i} \quad (5.14)$$

$$R_{cal,i} = A_{s,i} \cdot (q_s(q_c) + q_s(c_u)) \quad (5.15)$$

Der korrelierte Widerstand wird dem Messwert bzw. der Extrapolation $R_{m,s}$ gegenübergestellt, wobei jeweils die drei nachfolgenden Hebungen berücksichtigt werden:

- $s_1 = 5$ mm mit $R_{cal,s1}$ und $R_{m,s1}$
- s_k über den Krümmungsverlauf nach Gl. 5.12 mit $R_{cal,sk}$ und $R_{m,sk}$
- $s_2 = 20$ mm mit $R_{cal,s2}$ und $R_{m,s2}$

Aus der Differenz von korrelierter zur gemessener Widerstandskraft wird der Fehler ΔR_s nach Gl. (5.16) bestimmt.

$$\Delta R_s = \frac{R_{m,s} - R_{cal,s}}{R_{m,s}} \quad (5.16)$$

Anschließend werden die vorhandenen Fehler aller Testpfähle als Fehlerquadrat nach Gl. (5.17) addiert. Das Fehlerquadrat gibt Rückschluss auf die Qualität der Korrelation. Bei der Anpassung der Parameter der Ansätze wird nach dem Kriterium vorgegangen, das Fehlerquadrat über mehrere Iterationen auf ein Minimum zu reduzieren.

$$F = \sum \left((\Delta R_s)^2 \right) \quad (5.17)$$

Die Bewertung der korrelierten Widerstände erfolgt nach statistischen Methoden (vgl. *Bruns (1998)*). In dieser Auswertung wird nicht die Grundgesamtheit aller Pfähle untersucht, sondern nur eine Stichprobe mit n Beobachtungen aus der Grundgesamtheit N aller statischen Pfahlprobelastungen an Fundexpfählen.

Für die Streuung der berechneten Werte $R_{\text{cal},s}$ um die Messwerte $R_{\text{m},s}$ wird eine Normalverteilung angenommen. Diese wird über das arithmetische Mittel \bar{x} und die Standardabweichung s beschrieben (*Papula 2018*).

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (5.18)$$

$$s = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \quad (5.19)$$

Auf die Verwendung des Korrelationskoeffizienten r wird hier verzichtet, weil der Wertebereich der Pfahlwiderstände zu dicht beieinander liegt.

Für die Iteration der Parameter der Korrelationsfunktionen wird ein Algorithmus verwendet. Dabei wird nacheinander jeder Parameter für sich um einen Betrag erhöht. Anschließend wird das neue Fehlerquadrat ermittelt und mit jenem vor der Anpassung verglichen. Ist das Fehlerquadrat kleiner geworden, wird die Anpassung beibehalten. Andernfalls wird die Anpassung wieder zurückgenommen und der Parameter um denselben Betrag verringert. Nach erneuter Prüfung des Fehlerquadrates wird die Anpassung entweder beibehalten oder im Fall einer Verschlechterung der Korrelation der Ursprungswert wieder angenommen. Anschließend wird der nächste Parameter angepasst. Es wird solange iteriert, bis das kleinste Fehlerquadrat gefunden ist. Dabei wird ein globales Minimum angestrebt. Es kann jedoch auch vorkommen, dass je nach gewählter Funktion und angenommener Anfangsparameter lediglich ein lokales Minimum erreicht wird.

Die Korrelation ist erfolgreich, wenn die statistischen Kennwerte \bar{x} und s möglichst nahe Null sind. Für $\bar{x} > 0$ liegt die Analyse der Pfahlmantelreibung auf der sicheren Seite, während $\bar{x} < 0$ im Mittel auf zu große Mantelreibungswerte schließen lässt. Die Standardabweichung gibt an, wie stark die Abweichung der Korrelation ist.

Nach *EA-Pfähle (2012)* sollten bei der Verwendung von Erfahrungswerten nichtbindige Böden mit $q_c < 7,5 \text{ MN/m}^2$ und bindige Böden mit $c_u < 60 \text{ kN/m}^2$ beim Lastabtrag in der Regel nicht berücksichtigt werden. Bei der statistischen Auswertung werden diese

Böden dennoch betrachtet. Es wird vermutet, dass diese Böden wenig tragen und in Einzelfällen große Streuungen vorhanden sein können. Ein Ignorieren der Tragwirkung dieser Bodenschichten würde allerdings dazu führen, dass den übrigen Bodenschichten eine größere Tragwirkung zugesprochen wird, als tatsächlich vorhanden ist.

5.2.4.2 Durchlauf 1: Korrelation für nichtbindige Böden

Betrachtung aller Pfähle in ausschließlich nichtbindigen Böden

Um möglichst wenig unbekannte Größen bei der Korrelation berücksichtigen zu müssen, werden im ersten Schritt zunächst nur die Pfähle betrachtet, die ausschließlich in nichtbindige Böden einbinden. Dies umfasst 16 statische Pfahlprobelastungen in sechs unterschiedlichen Bodenprofilen (vgl. Abb. 5.1). Die Einbindelängen der 16 Pfähle sind in Abhängigkeit der gemessenen Spitzendrücke der Drucksonde q_c in Abb. 5.11 dargestellt. Dabei fällt auf, dass nahezu nur Böden mit $q_c \leq 20 \text{ MN/m}^2$ betrachtet werden. Die beste Beurteilung sollte für locker bis mitteldicht gelagerte nichtbindige Böden mit $q_c \leq 15 \text{ MN/m}^2$ getroffen werden können, da hier eine gleichmäßige Verteilung der Einbindelängen vorhanden ist.

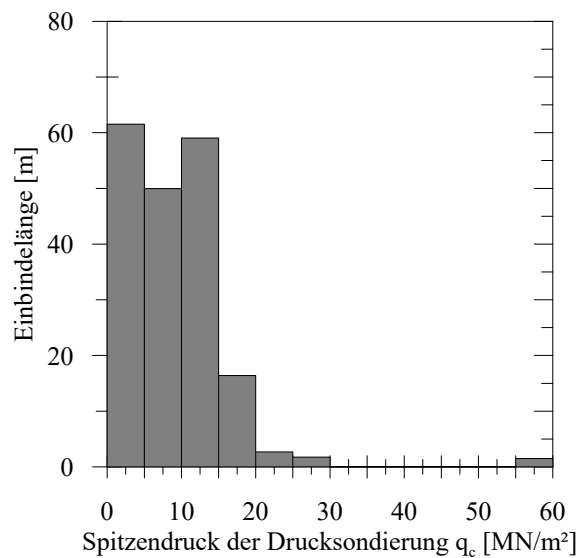


Abb. 5.11: Einbindelängen der in Durchlauf 1 berücksichtigten Probepfähle sortiert nach dem Sondierwiderstand q_c

Die Regressionsanalyse wird für die sechs Ansätze und drei Hebungskriterien (vgl. Abschnitt 5.2.4.1) durchgeführt. In Abb. 5.12 sind die Verläufe der Ansatzfunktionen dargestellt. Die resultierenden Standardabweichungen und Mittelwerte können Tab. 5.3 entnommen werden. In Abb. 5.13 werden die nach den Ansätzen 5 und 6 kalkulierten sowie die gemessenen bzw. extrapolierten Pfahlwiderstände dargestellt. Die relative Differenz ΔR_{sk} für die Hebung s_k und die entsprechende Dichtefunktion können Abb. 5.13b) und 5.13c) entnommen werden.

Nachfolgend werden die sechs Ansätze über das arithmetische Mittel und die Standardabweichung aus Tab. 5.3 verglichen. Dabei zeigt sich, dass die linearen Ansätze (2 und 3)

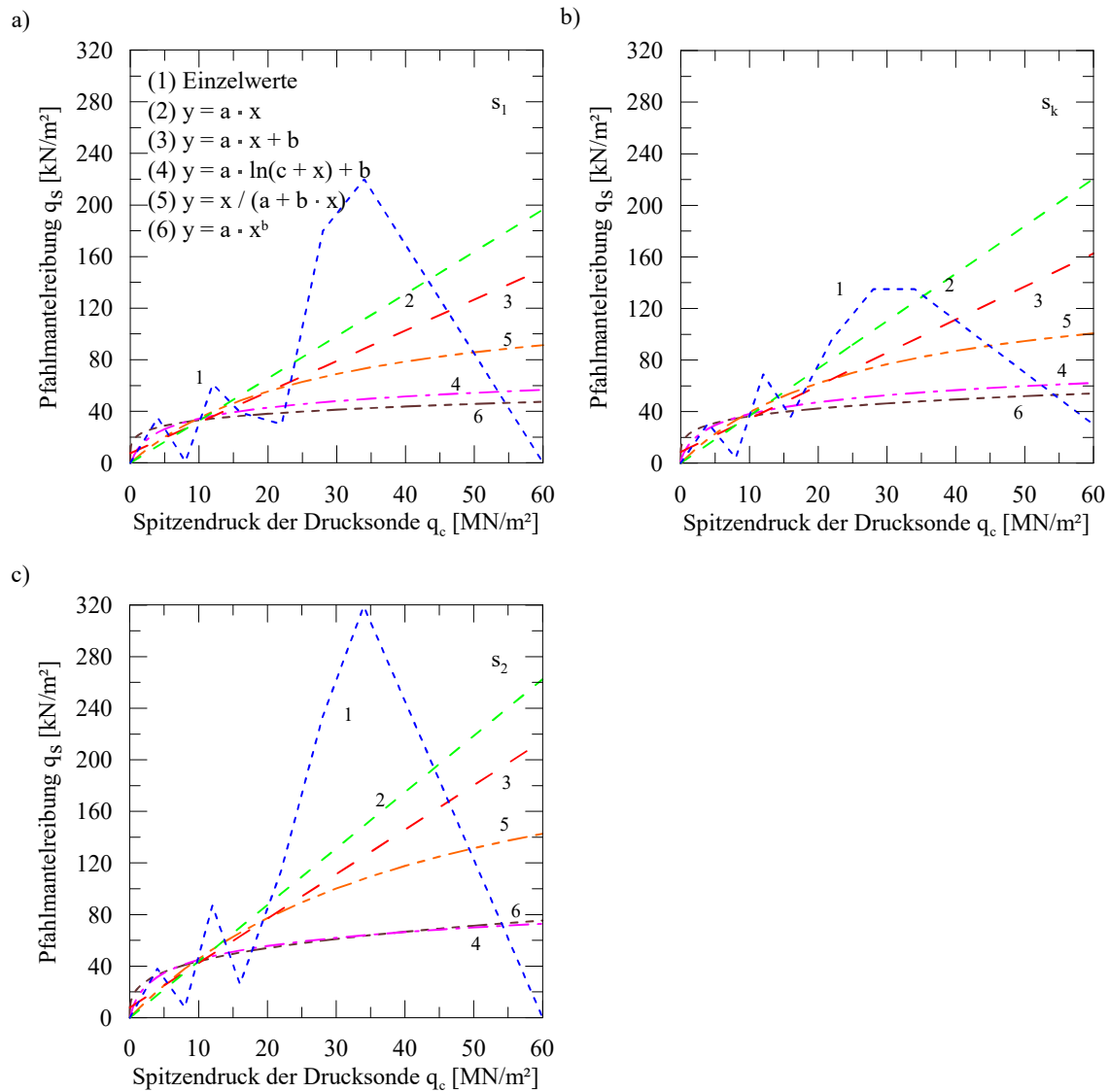


Abb. 5.12: Für Durchlauf 1 korrelierte Mantelreibung q_s in Abhängigkeit des Spitzendrucks der Drucksonde q_c für die Hebungen $s_1 = 5 \text{ mm}$, s_k sowie $s_2 = 20 \text{ mm}$ über die 6 vordefinierten Ansätze

Tab. 5.3: Standardabweichung und Mittelwerte der Regressionsanalyse für unterschiedliche Hebungen aus Durchlauf 1

Ansatz	Standardabweichung s			arithmetischer Mittelwert \bar{x}		
	s_1	s_k	s_2	s_1	s_k	s_2
1 Einzelwerte	0,081	0,103	0,107	0,002	0,026	0,012
2 $y=a*x$	0,181	0,158	0,157	0,034	0,024	0,026
3 $y=a*x+b$	0,196	0,158	0,155	0,031	0,042	0,021
4 $y=a*\ln(c+x)+b$	0,158	0,163	0,168	0,019	0,009	0,022
5 $y=x/(a+b*x)$	0,156	0,150	0,151	0,016	0,000	0,015
6 $y=a*x^b$	0,147	0,153	0,160	0,011	0,021	0,022

für s_1 eine relativ geringe Übereinstimmung aufweisen. Auch der Mittelwert weicht am stärksten ab. Für die Hebungen s_k und s_2 sind die Standardabweichungen recht gut.

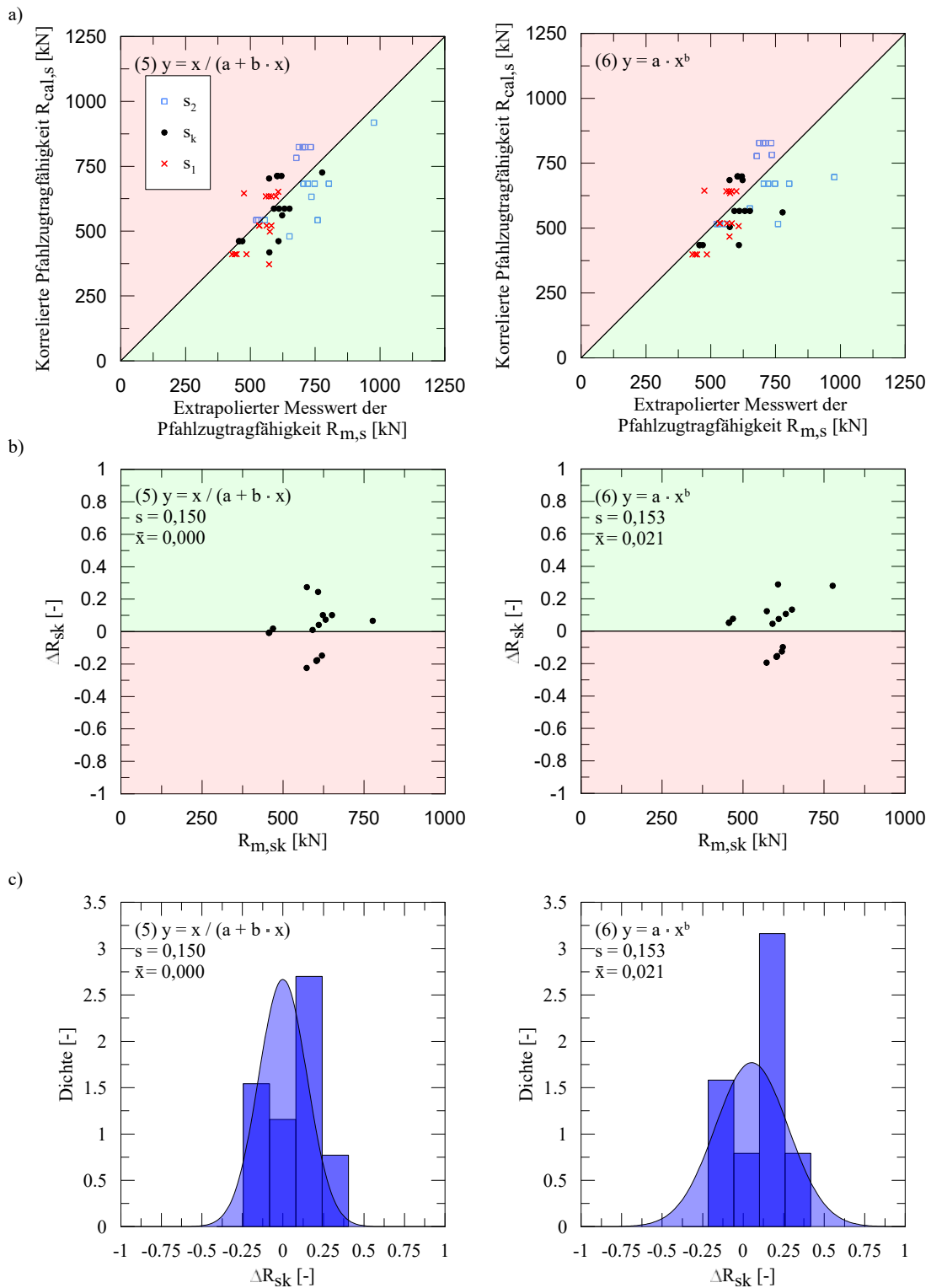


Abb. 5.13: Vergleich der extrapolierten und der korrelierten Pfahlzugtragfähigkeiten $R_{m,sk}$ bzw. $R_{cal,sk}$ aus Durchlauf 1 für die Ansätze 5 (links) und 6 (rechts): a) Punktwolke $R_{m,s}$ zu $R_{cal,s}$ für alle 3 Hebungskriterien, b) relative Abweichung für die Hebung s_k und c) Dichtefunktion der relativen Abweichung für s_k

Die beste Korrelation wird über den Ansatz 1 (Einzelwerte) gefunden. Hier ist jedoch darauf zu achten, dass der Verlauf stark unstetig und über theoretische Modelle nicht erklärbar ist. Die starken Schwankungen resultieren aus dem angewandten Verfahren der

kleinsten Fehlerquadrate und der variierenden Anzahl an Stichproben je Klasse. Aus dem Verlauf von Verfahren 1 lässt sich der Trend ablesen, dass mit zunehmendem Spitzendruck der Drucksonde q_c im Intervall $[0, 20]$ die Mantelreibung q_s leicht unterlinear ansteigt. Wie bereits erwähnt, sind die Werte außerhalb des betrachteten Intervalls aufgrund der geringen Stichprobengröße nicht aussagekräftig.

Die Funktionen der Ansätze 4, 5 und 6 weisen eine über q_c abnehmende Steigung auf. Die Mittelwerte liegen deutlich günstiger als bei den linearen Ansätzen 2 und 3. Neben Ansatz 1 erreichen die Ansätze 5 und 6 die geringsten Standardabweichungen. Diese sind jeweils mit $s \leq 0,16$ sehr gering im Vergleich zu anderen Korrelationen aus der Literatur (siehe Tab. 2.2). Auffällig an Ansatz 6 in Abb. 5.11 ist jedoch, dass schon für geringe Spitzendrücke der Drucksonde verhältnismäßig große Mantelreibungswerte bestimmt werden. Im Vergleich dazu wirkt Ansatz 5 zutreffender. Hier ist die Steigungsänderung im Intervall $[0, 5]$ für q_c sehr gering bzw. nahezu linear. Dies deckt sich mit den Annahmen in *Bruns (1998)*. Für größere q_c , bei denen eine dichte Lagerung vorliegt, steigt die Mantelreibung noch immer relativ stark an. Dies passt gut zu der Annahme von *Wernick (1978)*, dass die Pfahlmantelreibung infolge Dilatanz bei großer Lagerungsdichte zunimmt. Für die Korrelation der Pfahlmantelreibung von nichtbindigen Böden erweist sich der Ansatz 5 als das am besten passende Auswertungsverfahren.

Übertragung auf alle Pfähle

Die korrelierte Funktion von Ansatz 5 wird in Abb. 5.14 auf alle 54 Probepfähle angewandt, wobei für bindige Böden keine Mantelreibung angesetzt wird. Die statistischen Kennwerte sind in Tab. 5.4 enthalten. Die Standardabweichung hat sich im Vergleich zu Tab. 5.3 erheblich erhöht. Zudem fällt auf, dass $\bar{x} < 0$ ist und die korrelierten Mantelreibungen damit im Mittel auf der unsicheren Seite liegen. Eine Wechselwirkung zwischen bindigen und nichtbindigen Bodenschichten kann somit nicht ausgeschlossen werden. Da das arithmetische Mittel nahezu Null ist, wird der Traganteil der bindigen Böden als gering eingeschätzt.

Tab. 5.4: Standardabweichung und Mittelwerte der Regressionsanalyse aus Durchlauf 1 unter Anwendung auf alle 54 Testpfähle ohne Berücksichtigung von bindigen Böden für die 3 Hebungskriterien

Ansatz	Standardabweichung s			arithmetischer Mittelwert \bar{x}		
	s_1	s_k	s_2	s_1	s_k	s_2
5 $y=x/(a+b*x)$	0,362	0,348	0,363	-0,081	-0,022	0,060

Zwischenergebnis

Die in Durchlauf 1 gefundenen Korrelationen gelten für Pfähle in ausschließlich nichtbindigen Böden. Da von Wechselwirkungen zwischen den Böden auszugehen ist, müssen auch Bodenprofile aus bindigen und nichtbindigen Böden bei der Ableitung von Erfahrungswerten für die Mantelreibung in nichtbindigen Böden berücksichtigt werden. Ansonsten werden zu hohe Mantelreibungswerte angesetzt.

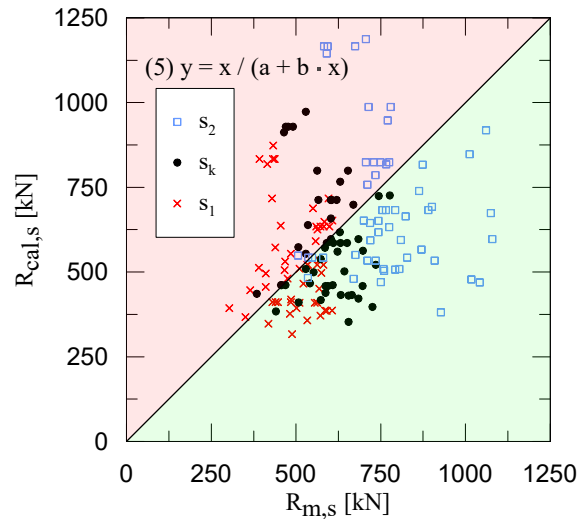


Abb. 5.14: Aus Durchlauf 1 korrelierte Zugtragfähigkeit $R_{cal,s}$ nach Ansatz 5 und extrapoliertes Widerstand $R_{m,s}$ angewandt auf alle 54 Testpfähle ohne Berücksichtigung von bindigen Böden

5.2.4.3 Durchlauf 2: Korrelation für bindige und nichtbindige Böden

Durchführung und Ergebnisse

Nach dem ersten Durchgang zur Korrelation der Mantelreibung für nichtbindige Böden werden in Durchlauf 2 auch bindige Böden berücksichtigt. Zur Korrelation der Mantelreibung q_s über q_c und $c_{u,k}$ werden jeweils dieselben Ansätze verwendet. Dadurch wird das Spektrum an Variation bei der Auswertung gering gehalten. Allerdings kann ein möglicher Zusammenhang der Pfahlmantelreibung über unterschiedliche Funktionsansätze für nichtbindige und bindige Böden damit nicht vollständig berücksichtigt werden. Es wird davon ausgegangen, dass die Auswirkung gering ist. In Abb. 5.15 sind die Verläufe der Mantelreibung nach Durchführung der Regressionsanalyse dargestellt. Die statistischen Kenngrößen sind in Tab. 5.5 enthalten.

Tab. 5.5: Standardabweichungen und Mittelwerte der Regressionsanalyse aus Durchlauf 2

Ansatz		Standardabweichung s			arithmetischer Mittelwert \bar{x}		
		s_1	s_k	s_2	s_1	s_k	s_2
1	Einzelwerte	0,155	0,150	0,150	0,021	0,022	0,022
2	$y=a*x$	0,361	0,361	0,361	0,165	0,170	0,170
3	$y=a*x+b$	0,283	0,234	0,234	0,084	0,060	0,060
4	$y=a*\ln(c+x)+b$	0,239	0,236	0,236	0,060	0,058	0,058
5	$y=x/(a+b*x)$	0,236	0,228	0,228	0,061	0,056	0,056
6	$y=a*x^b$	0,242	0,233	0,233	0,062	0,057	0,057

Die geringsten Standardabweichungen und den kleinsten Mittelwert weist der Ansatz 1 auf. Der Verlauf der Korrelationskurve für nichtbindige Böden in Abb. 5.15 ist sehr unstetig und geprägt durch ein wechselndes Vorzeichen in der Steigung. Für sehr hohe Sondierwiderstände zwischen $q_c = 28$ und 34 MN/m² wird keine Mantelreibung entwickelt. Dies ist unrealistisch und über die geringe Einbindelänge der Pfähle aus der Stichprobe in diesen Böden und den daraus entstandenen Fehler bei der Regressionsanalyse zu erklären. An-

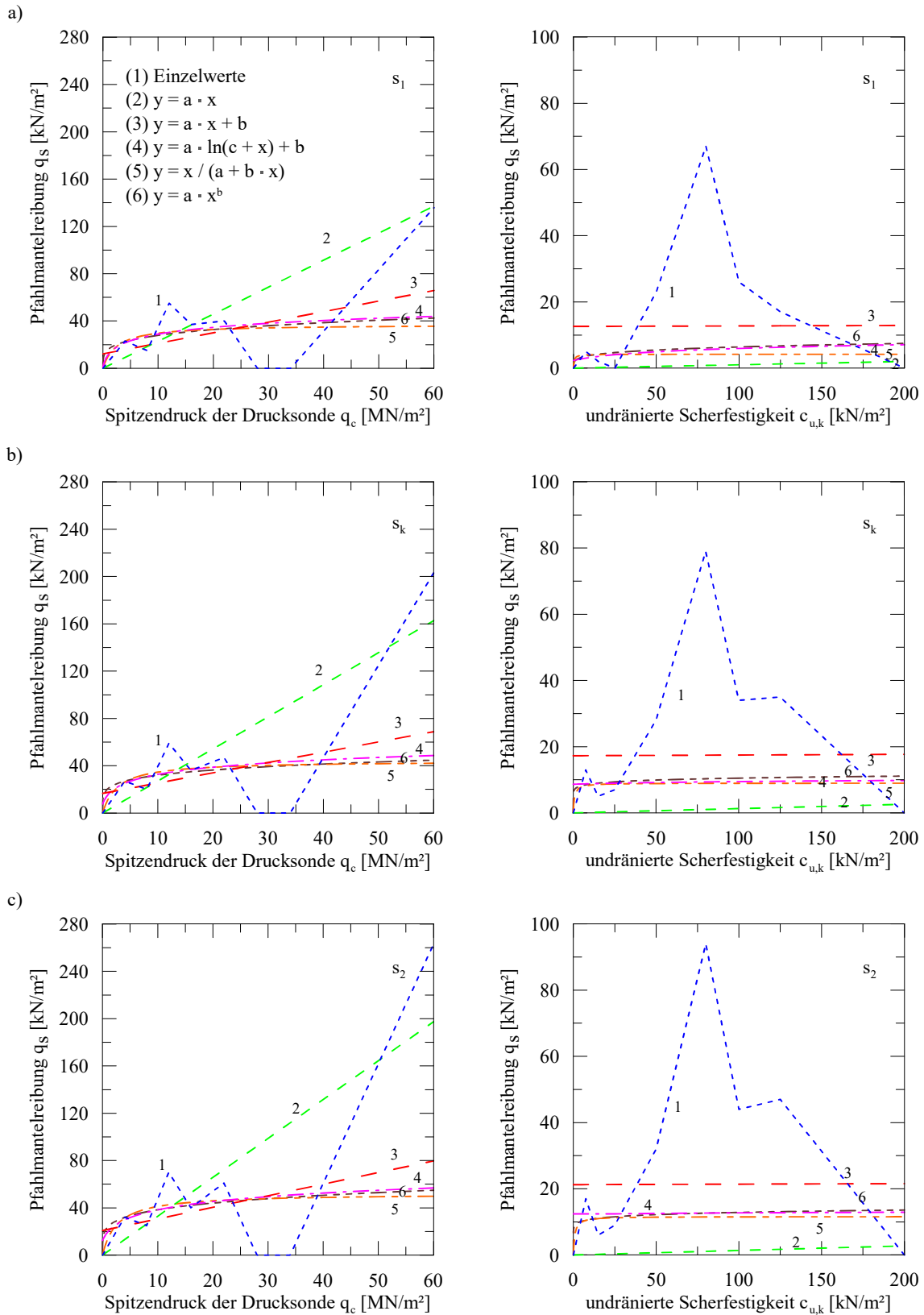


Abb. 5.15: In Durchlauf 2 korrelierte Mantelreibung q_s in Abhängigkeit des Spitzendrucks der Drucksonde q_c und der charakteristischen undrännierten Scherfestigkeit für $c_{u,k}$ die Hebungen $s_1 = 5 \text{ mm}$, s_k sowie $s_2 = 20 \text{ mm}$ über die 6 vordefinierten Ansätze für bindige und nichtbindige Böden

sonsten ist für alle Hebungen ein recht konsistenter Anstieg der Pfahlmantelreibung für ein größeres q_c zu erkennen. Zu Beginn wird ein großer Anstieg identifiziert, im weiteren Verlauf wird dieser etwas flacher. Dies passt gut zu den gewählten Funktionen für die Ansätze 2-6. Diese weisen einen sehr ähnlichen Verlauf auf.

Der Verlauf von Ansatz 1 für bindige Böden über $c_{u,k}$ verweist auf geringe Pfahlmantelreibungswerte im Intervall $[0, 20]$ und keine für $c_{u,k} = 25 \text{ kN/m}^2$. Bis $c_{u,k} = 75 \text{ kN/m}^2$ ist ein starker Anstieg zu verzeichnen, bevor die Kurve wieder stark absinkt und auf Null hinausläuft. Das Maximum der Pfahlmantelreibung ist auf einen Geschiebelehm und einen Geschiebemergel mit jeweils $c_{u,k} = 80 \text{ kN/m}^2$ zurückzuführen. Gleichzeitig wird für $c_{u,k} = 200 \text{ kN/m}^2$ rechnerisch keine Mantelreibung angesetzt. Dies ist auf die Pfähle 4 und 5 sowie 23 und 24 zurückzuführen. Da der Gesamtwiderstand der Pfähle 4 und 5 sehr groß ist, wird auf eine hohe Mantelreibung für bindige Böden mit $c_{u,k} = 80 \text{ kN/m}^2$ geschlossen. Diese wird auch für die Pfähle 23 und 24 angesetzt. Allerdings ist deren Gesamtwiderstand deutlich geringer, was wiederum auf den bindigen Boden mit $c_{u,k} = 200 \text{ kN/m}^2$ zurückgeführt wird. Da in der Stichprobe keine anderen Pfähle vorhanden sind, die in Böden mit den gleichen undrännierten Scherfestigkeiten einbinden, wird nach dem hier verwendeten Verfahren auf einen empirischen Zusammenhang geschlossen, der bodenmechanisch nicht erklärt werden kann. Dies zeigt die Schwäche des Ansatzes über Einzelwerte auf. Die Ansätze 2-6 mit den vordefinierten stetigen Funktionsverläufen können diesem Problem entgegenwirken.

Die übrigen Kurven haben einen sehr flachen Verlauf, bei dem die Pfahlmantelreibung unabhängig von der undrännierten Scherfestigkeit nahezu konstant ist. Dies erscheint nicht ganz plausibel, da die Mantelreibung erwartungsgemäß mit der undrännierten Scherfestigkeit zunimmt (vgl. Abschnitt 2.4.9). Große Abweichungen weist Ansatz 3 auf, da hier für die Mantelreibung in bindige Böden der Wert für $q_c = 0 \text{ MN/m}^2$ in nichtbindigen Böden zusätzlich berücksichtigt wird.

Abgesehen von Ansatz 1 liefern die nichtlinearen Ansätze 4, 5 und 6 in Tab. 5.5 die besten Ergebnisse, wobei die Funktion von Ansatz 5 die geringste Standardabweichung erbringt. In Abb. 5.16a) werden die nach den Ansätzen 5 und 6 berechneten Pfahlwiderstände den Messwerten gegenübergestellt. Die relativen Abweichungen und die Dichtefunktion für s_k sind in Abb. 5.16b) und 5.16c) dargestellt. Die größten Abweichungen in Abb. 5.16b) können für die Pfähle 59 und 61 festgestellt werden. Ansonsten ist aus dem Balkendiagramm relativ gut die Dichtefunktion als Glockenkurve zu erkennen.

Zwischenergebnis

Die über den Ansatz 5 erfolgte Korrelation für bindige und nichtbindige Böden ist im Vergleich zur Literatur mit einer Standardabweichung von $s=0,228$ sehr gut. Es gibt nur wenige Ausreißer. Die geringe Anzahl an Pfählen in bindigen Böden mit $c_{u,k} > 25 \text{ kN/m}^2$ lässt keine eindeutige Aussage zur Korrelation für diese Gruppe zu. Da die Korrelation auf einen konstanten Verlauf der Mantelreibung schließen lässt, ist hier von einer konservativen Näherung auszugehen. Im Vergleich zur Korrelation in Durchlauf 1 in Abschnitt

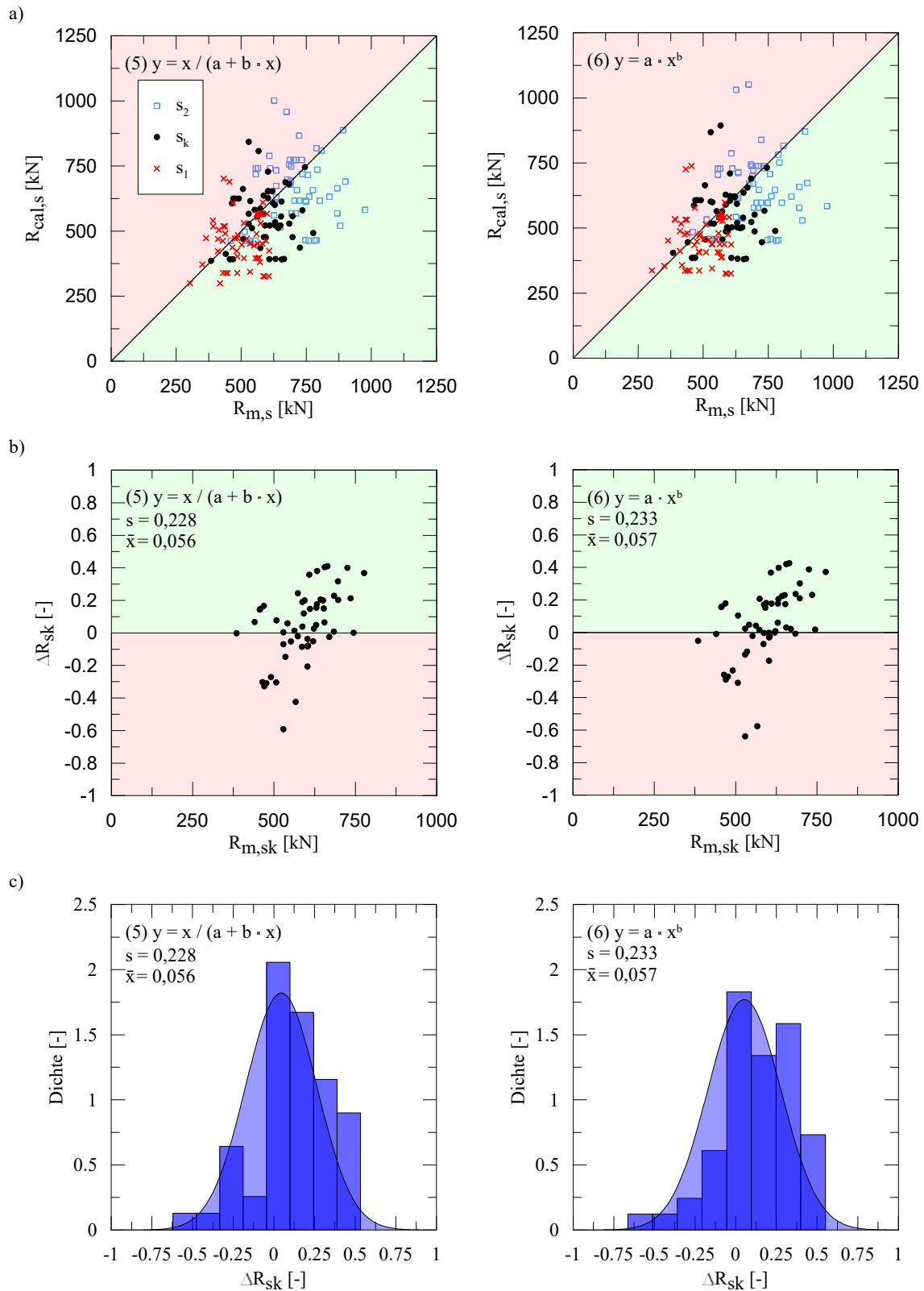


Abb. 5.16: Vergleich der extrapolierten und der korrelierten Pfahlzugtragfähigkeiten $R_{m,sk}$ bzw. $R_{cal,sk}$ aus Durchlauf 2 für die Ansätze 5 (links) und 6 (rechts): a) Punktwolke $R_{m,s}$ zu $R_{cal,s}$ für alle 3 Hebungskriterien, b) relative Abweichung für die Hebung s_k und c) Dichtefunktion der relativen Abweichung für s_k

5.2.4.2 ist die Pfahlmantelreibung für nichtbindige Böden nun insbesondere für dichte Lagerungsbedingungen deutlich geringer.

5.2.4.4 Durchlauf 3: Korrelation für bindige und nichtbindige Böden mit Untergrenze

Durchführung und Ergebnisse

Die Erfahrungswerte aus *EA-Pfähle (2012)* dürfen nur im Ausnahmefall für nichtbindige Böden mit $q_c < 7,5 \text{ MN/m}^2$ und bindige Böden mit $c_{u,k} < 60 \text{ kN/m}^2$ angewandt werden. Dies wird zum Anlass genommen, die letzte Korrelation erneut durchzuführen, wobei jene Böden, die die Untergrenzen unterschreiten, bei der Entwicklung der Pfahlmantelreibung vernachlässigt werden. Die verwendeten Ansätze sind in Abb. 5.17 und die resultierenden statistischen Kennwerte in Tab. 5.6 dargestellt.

Tab. 5.6: Standardabweichung und Mittelwerte der Regressionsanalyse aus Durchlauf 3

Ansatz		Standardabweichung s			arithmetischer Mittelwert \bar{x}		
		s_1	s_k	s_2	s_1	s_k	s_2
1	Einzelwerte	0,250	0,263	0,269	0,070	0,078	0,081
2	$y=a*x$	0,405	0,412	0,414	0,227	0,235	0,235
3	$y=a*x+b$	0,306	0,310	0,316	0,128	0,126	0,122
4	$y=a*\ln(c+x)+b$	0,299	0,310	0,314	0,106	0,114	0,117
5	$y=x/(a+b*x)$	0,302	0,310	0,317	0,105	0,122	0,120
6	$y=a*x^b$	0,301	0,312	0,317	0,109	0,116	0,119

Das arithmetische Mittel ist bei den Ansätzen 2 bis 6 mit über 10 % auffallend hoch. Auch die Standardabweichung hat sich bei allen Ansätzen im Vergleich zu Tab. 5.5 verschlechtert. Für die Ansätze 3 bis 6 wird ein nahezu konstanter Verlauf über q_c ermittelt. Für bindige Böden treten wesentliche Veränderungen in Ansatz 4 auf, bei dem mit zunehmender undrännierter Scherfestigkeit eine verringerte Mantelreibung festzustellen ist. Im Mittel ist in allen tragfähigen Böden eine erhöhte Mantelreibung zu verzeichnen. Dies lässt vermuten, dass durch den Wegfall der Tragwirkung in den locker gelagerten nichtbindigen und weichen bindigen Böden eine Kompensation in den übrigen Böden erfolgt. Entsprechend findet Pfahlmantelreibung zu einem großen Teil auch unterhalb der Grenze von $q_c < 7,5 \text{ MN/m}^2$ und $c_{u,k} < 60 \text{ kN/m}^2$ statt. Auch die Gegenüberstellung der berechneten Pfahlwiderstände in Abb. 5.16 zeigt eine sehr große Streubreite, die darauf schließen lässt, dass die Korrelation hier nicht sehr aussagekräftig ist.

5.2.4.5 Zwischenergebnis

Die Vernachlässigung von Böden mit $q_c < 7,5 \text{ MN/m}^2$ und $c_{u,k} < 60 \text{ kN/m}^2$ führt zu einer Überschätzung der Traganteile in mitteldicht und dicht gelagerten nichtbindigen sowie steifen bindigen Böden. Auf diese Weise kann der Gesamtwiderstand der Zugpfähle nicht mehr so präzise wie zuvor korreliert werden. Die Streubreite ist wesentlich größer, während das arithmetische Mittel konservativ bei über 10 % liegt.

5.2.5 Zusammenfassung

- Für die Mantelreibungswerte ist zu berücksichtigen, dass diese nicht direkt gemessen wurden, sondern über Ansatzfunktionen in Abhängigkeit von q_c und $c_{u,k}$ über

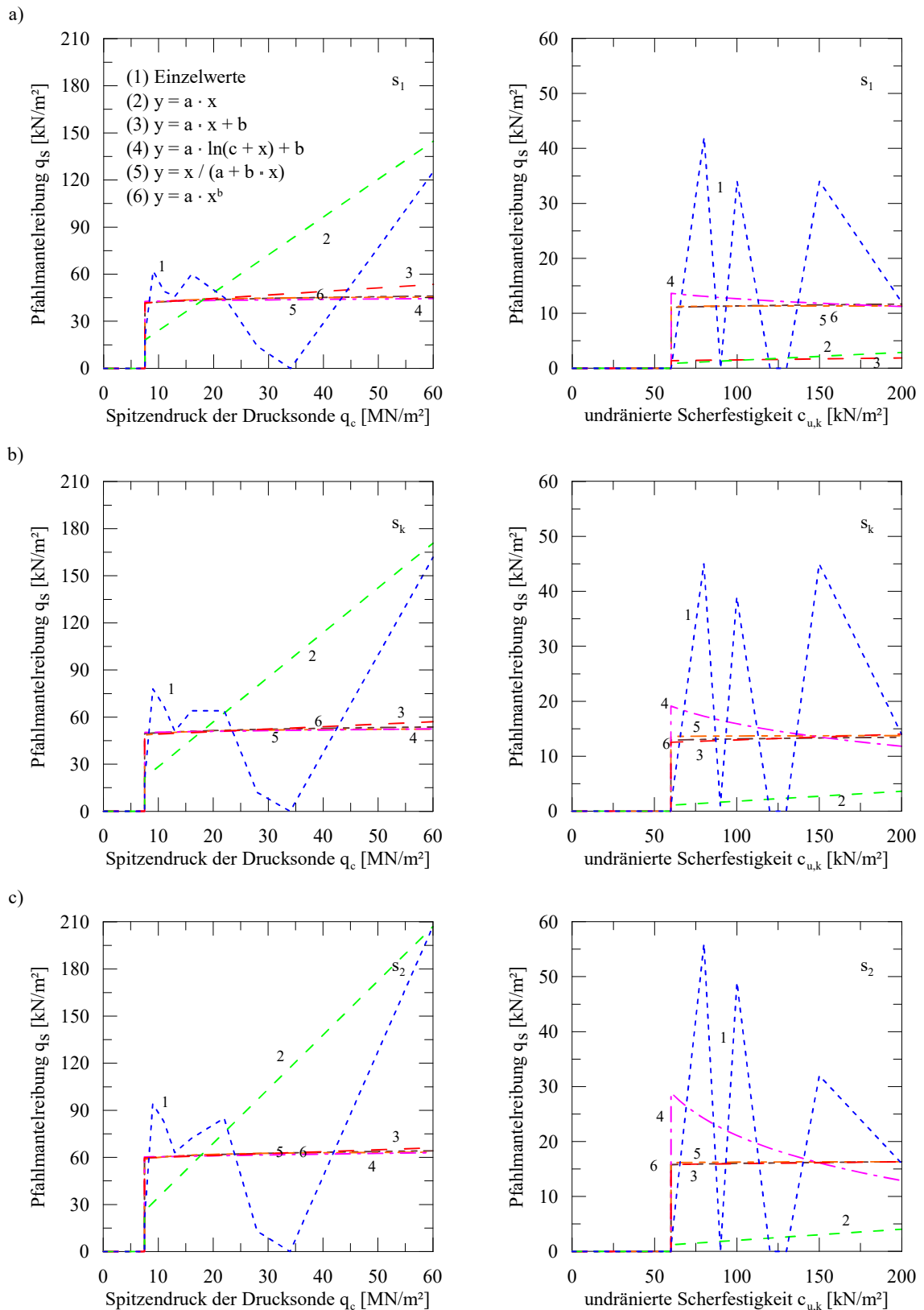


Abb. 5.17: In Durchlauf 3 korrelierte Mantelreibung q_s in Abhängigkeit des Spitzendrucks der Drucksonde q_c und der charakteristischen undrÄnierten Scherfestigkeit für $c_{u,k}$ die Hebungen $s_1 = 5$ mm, s_k sowie $s_2 = 20$ mm über die 6 vordefinierten Ansätze für bindige und nichtbindige Böden

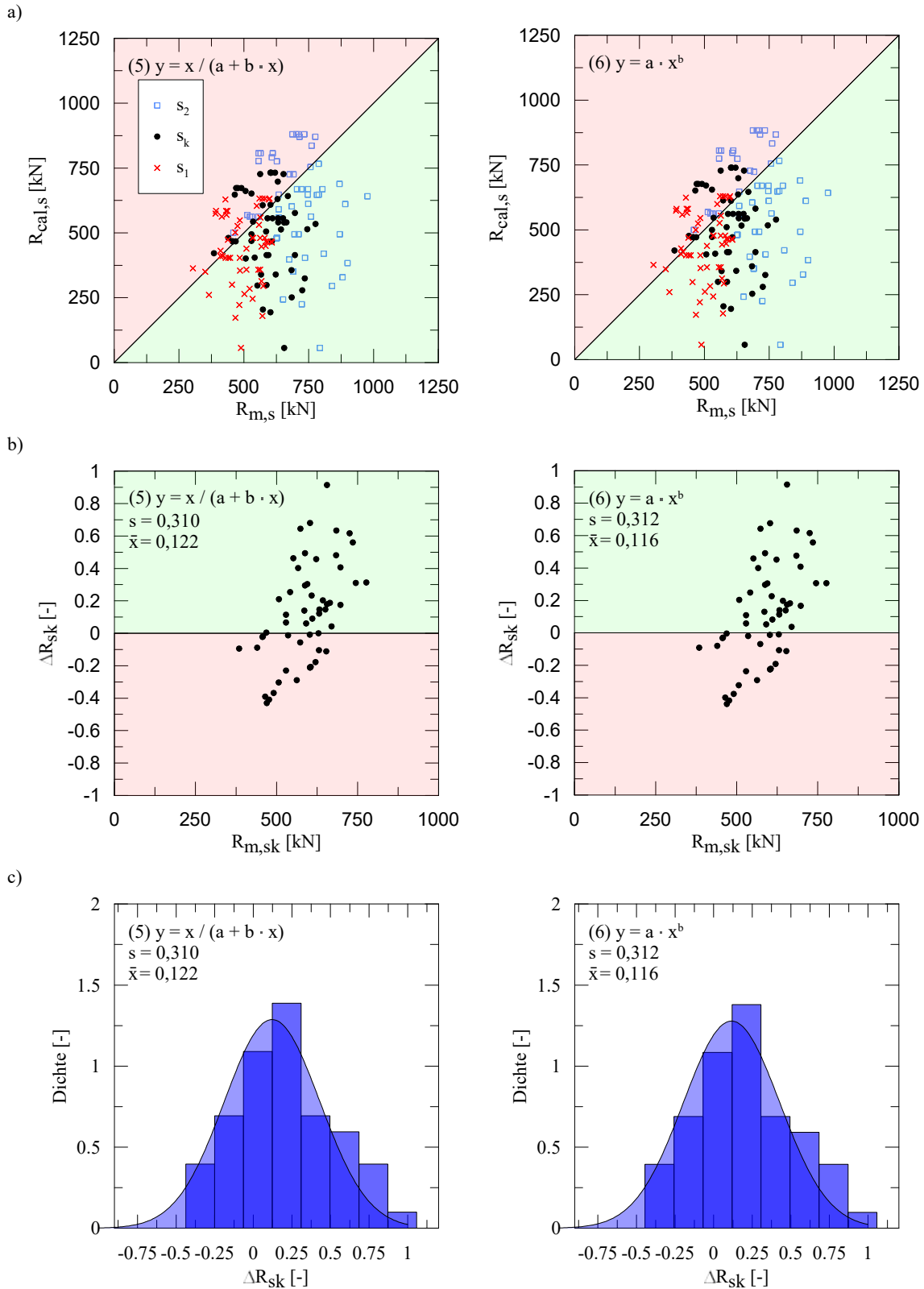


Abb. 5.18: Vergleich der extrapolierten und der korrelierten Pfahlzugtragfähigkeiten $R_{m,sk}$ bzw. $R_{cal,sk}$ aus Durchlauf 3 für die Ansätze 5 (links) und 6 (rechts): a) Punktwolke $R_{m,s}$ zu $R_{cal,s}$ für alle 3 Hebungskriterien, b) relative Abweichung für die Hebung s_k und c) Dichtefunktion der relativen Abweichung für s_k

den extrapolierten Gesamtwiderstand aus statischen Pfahlprobelastungen korreliert wurden. Somit liegen gleich mehrere Unsicherheitsfaktoren vor. Insgesamt ist nach Durchführung der Regressionsanalysen nur eine sehr geringe Standardabweichung bei der Korrelation der Pfahlmantelreibung vorhanden. Dadurch werden die getroffenen Annahmen und abgeleiteten Zusammenhänge bestätigt.

- Unter Berücksichtigung aller betrachteten Probelastungen erweist sich der Ansatz 5 mit einer hyperbolischen Funktion als am zuverlässigsten. Die Größe der Pfahlmantelreibung ist abhängig von der angenommenen Hebung. Für die drei gewählten Hebungskriterien werden in Tab. 5.7 und Abb. 5.19 die Parameter zur Korrelation der Pfahlmantelreibung und die statistischen Kennwerte wiedergegeben.

Tab. 5.7: Ergebnisse der Regressionsanalyse aus Durchlauf 2 für Ansatz 5

Ansatz 5		nichtbindig		bindig		Standardabweichung s	arithmetischer Mittelwert \bar{x}
$y=x/(a+b*x)$		a	b	a	b		
Hebung	s_1	0,0667	0,0270	0,1002	0,2381	0,236	0,061
	s_k	0,0617	0,0227	0,0835	0,1111	0,228	0,056
	s_2	0,0505	0,0192	0,0715	0,0862	0,228	0,056

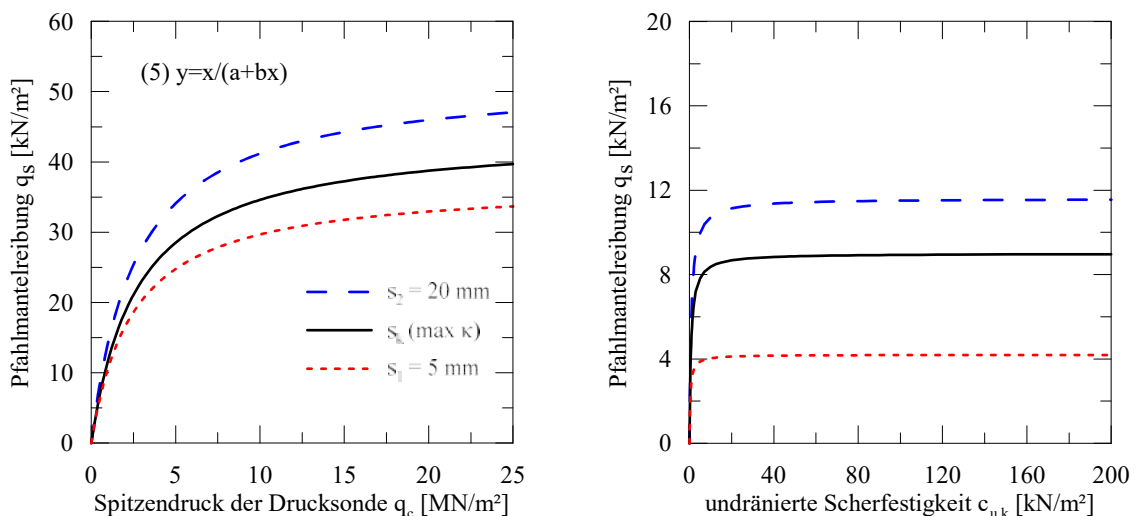


Abb. 5.19: Aus Durchlauf 2 für Ansatz 5 erhaltene Funktionskurve zur Korrelation der Pfahlmantelreibung für nichtbindige Böden über q_c (links) und bindige Böden über $c_{u,k}$ (rechts)

- Die Übertragung der Mantelreibung bei Fundexpfählen in ausschließlich nichtbindigen Böden auf Bodenprofile mit bindigen und nichtbindigen Anteilen führt zu einer Überschätzung der Tragfähigkeiten. Dies lässt darauf schließen, dass beim Lastabtrag eine Beeinflussung zwischen den einzelnen Schichten stattfindet. Bindige Böden können zu einer geringeren Tragfähigkeit von nichtbindigen Böden beitragen. Diese Hypothese wird in Kapitel 5.4 weiter verfolgt.
- Bei der Ableitung von Erfahrungswerten müssen die nichtbindigen Böden mit $q_c < 7,5$ MN/m² und bindige Böden mit $c_{u,k} < 60$ kN/m² beim Lastabtrag berücksichtig

sichtigt werden, da ansonsten allen übrigen Böden eine erhöhte Mantelreibung zugesprochen wird. Werden die Erfahrungswerte hingegen zur Abschätzung der Pfahlzugwiderstandes angewandt, können besagte Böden vernachlässigt werden.

5.2.6 Überprüfung der angesetzten undrännierten Scherfestigkeiten

Wie in Abb. 5.1 dargestellt ist, liegen in den jeweiligen Bodengutachten angegebenen undrännierten Scherfestigkeiten $c_{u,k}$ zwischen 50 und 125 kN/m². Im späteren Verlauf des Forschungsprojektes stellte sich heraus, dass diese Werte deutlich von den Ergebnissen aus einaxialen Druckversuchen abweichen und die Werte in den Bodengutachten die undrännierten Scherfestigkeiten überschätzen. Zur weiteren Überprüfung wird eine Korrelation der undrännierten Scherfestigkeiten c_u über den Wassergehalt w der Böden nach *Kausch (2010)* über Gl. (5.20) und über den Spitzenwiderstand der Drucksonde q_c nach *Lunne et al. (1997)* über Gl. (5.21) vorgenommen. Die undrännierten Scherfestigkeiten sind in Abb. 5.20 bis 5.23 dargestellt.

$$c_u = e^{(0,04-2,09 \cdot \ln(w))} \quad \text{für Geschiebelehm} \quad (5.20a)$$

$$c_u = e^{(0,987-1,81 \cdot \ln(w))} \quad \text{für Geschiebemergel} \quad (5.20b)$$

mit: w = Wassergehalt

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_k} \quad (5.21)$$

mit: N_k = empirischer Faktor zwischen 10 und 20

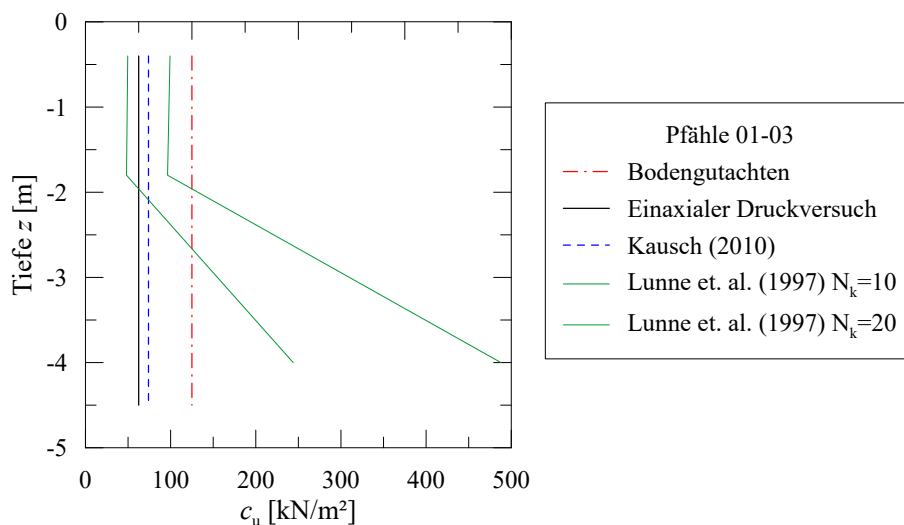


Abb. 5.20: Gegenüberstellung der undrännierten Scherfestigkeit aus dem Bodengutachten (charakteristisch), dem einaxialen Druckversuch sowie nach Korrelationsansätze von Kausch (2010) und Lunne et al. (1997) für Mast 324-008 der Trasse Flensburg-Audorf

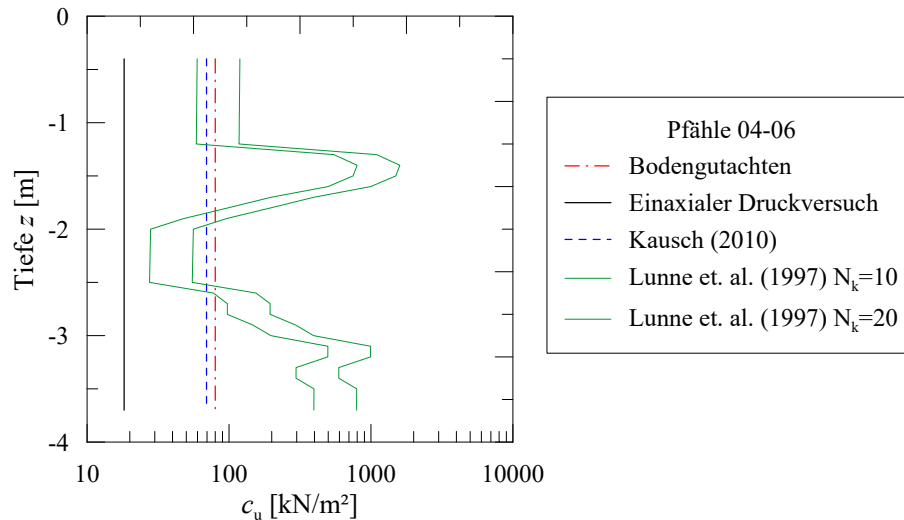


Abb. 5.21: Gegenüberstellung der undrännierten Scherfestigkeit aus dem Bodengutachten (charakteristisch), dem einaxialen Druckversuch sowie nach Korrelationsansätze von Kausch (2010) und Lunne et al. (1997) für Mast 324-009 der Trasse Flensburg-Audorf

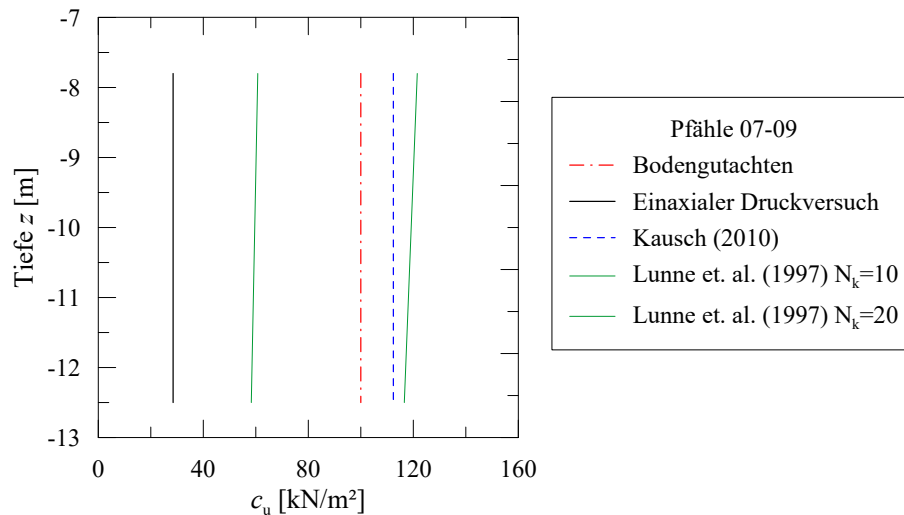


Abb. 5.22: Gegenüberstellung der undrännierten Scherfestigkeit aus dem Bodengutachten (charakteristisch), dem einaxialen Druckversuch sowie nach Korrelationsansätze von Kausch (2010) und Lunne et al. (1997) für Mast 324-010 der Trasse Flensburg-Audorf

Aus Abb. 5.20 bis 5.23 geht hervor, dass die in den Bodengutachten angegebene charakteristische undrännierte Scherfestigkeit die im einaxialen Druckversuch gemessene undrännierte Scherfestigkeit um den Faktor 2 bis 4,4 überschätzt. Auch die Korrelationsansätze liegen nahezu vollständig oberhalb der Messwerte.

Werden in der statistischen Auswertung größere undrännierte Scherfestigkeiten angesetzt als tatsächlich vorhanden sind, führt dies zu konservativen Erfahrungswerten für die Pfahlmantelreibung. Allerdings wirkt sich dies negativ auf die Wirtschaftlichkeit bei der späteren Bemessung aus. Da sich die undrännierten Scherfestigkeiten erst nach Durchführung der Regressionsanalysen und numerischen Berechnungen in Kapitel 5 als unrealistisch herausgestellt haben, werden hier noch die in den Bodengutachten angegebenen Werte verwendet. In der Hauptuntersuchung in Kapitel 6 werden die realistischeren Werte angesetzt.

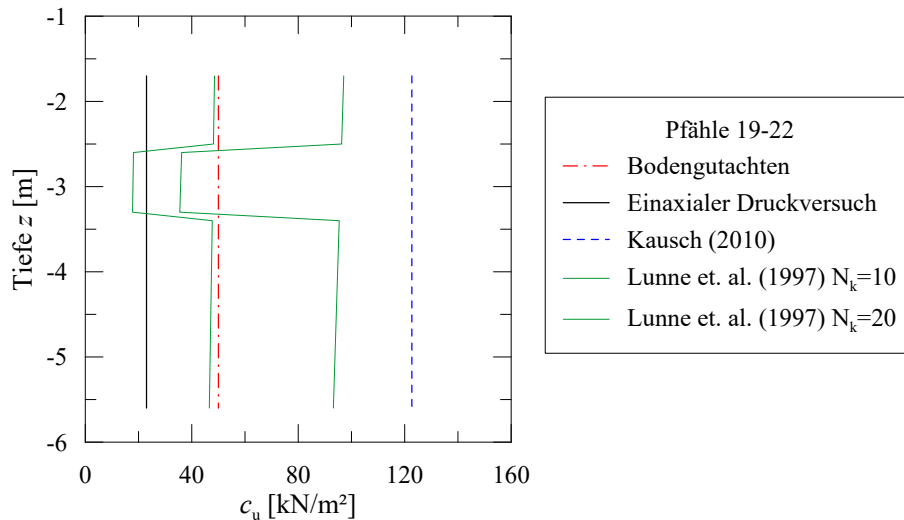


Abb. 5.23: Gegenüberstellung der undrained Scherfestigkeit aus dem Bodengutachten (charakteristisch), dem einaxialen Druckversuch sowie nach Korrelationsansätze von Kausch (2010) und Lunne et al. (1997) für Mast 324-151 der Trasse Flensburg-Audorf

5.3 Nachrechnung von statischen Pfahlprobelastungen mittels FEM

5.3.1 Erläuterung zur Modellbildung

In diesem Kapitel werden einige ausgewählte statische Pfahlprobelastungen aus Kapitel 5.2 mittels FEM in PLAXIS 3D V21 nachgerechnet. Das Ziel dieser Nachrechnung besteht darin, sowohl die korrelierten Erfahrungswerte für die Pfahlmantelreibung aus Abschnitt 5.2.4 zu überprüfen als auch ein für Einzelpfähle geeignetes Berechnungsmodell zu finden. Dieses Modell soll die Realität so gut abbilden, dass es auf die Thematik der Pfahlgruppen übertragen werden kann, wie es von *Franke/Gollub (1996)* vorgeschlagen wurde. Der Aufbau dieses Berechnungsmodells erfolgt zunächst so einfach wie möglich und wird anschließend iterativ angepasst.

Der Boden wird über das Stoffgesetz Hardening Soil abgebildet. Als Eingabeparameter werden die vorgegebenen Bodenkenngrößen aus den jeweiligen Bodengutachten verwendet. Dies umfasst die Wichte γ/γ' , den inneren Reibungswinkel φ' , die Kohäsion c'/c_u sowie den Steifemodul E_S . Für Letzterem fällt auf, dass dieser nicht tiefen- oder spannungsabhängig angegeben ist, sondern für eine unbekannte Referenzspannung gilt. Der Vergleich mit den Erfahrungswerten aus *EAU (2020)* zeigt, dass für die angegebenen Steifemoduln E_S eine Referenzspannung von etwa $p_{\text{ref}} = 100 \text{ kN/m}^2$ angenommen werden kann. Die Korrelation der weiteren Parameter ist nachfolgend dargestellt. Für Erläuterungen wird auf Abschnitt 3.2.3 verwiesen. Eine Zusammenstellung der verwendeten Bodenparameter ist in Anhang B-1 enthalten.

- $E_{\text{oed}}^{\text{ref}} = E_{50}^{\text{ref}} = \frac{1}{3} E_{\text{ur}}^{\text{ref}} = E_S$
- $m = 0,5$ für nichtbindige Böden, $m = 1,0$ für bindige Böden

- $p_{\text{ref}} = 100 \text{ kN/m}^2$
- $\psi = \varphi' - 30 \geq 0$
- $\sigma'_t = 0$
- $\nu_{\text{ur}} = 0,2$
- $K_0 = 1 - \sin \varphi'$

Für den Pfahl wird der Außendurchmesser dem verwendeten Vortreibrohr (38 cm bzw. 44 cm) gleichgesetzt. In der Regel wurde ein Beton C25/30 verwendet. Nach DIN EN 1992-1-1:2011-01 können dafür ein mittlerer Elastizitätsmodul von $E_{\text{cm}} = 22 \left(\frac{f_{\text{cm}}}{10} \right)^{0,3} = 31500 \text{ N/mm}^2$ und für den Betonstahl $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$ angesetzt werden. Letzterer kam in Körben mit $6\varnothing 20 \text{ mm}$ oder $5\varnothing 25 \text{ mm}$ zum Einsatz. Der mittlere Elastizitätsmodul des Pfahles E_P wird für die numerischen Berechnungen über die Flächenanteile des Betons und des Betonstahls zusammengesetzt. Dies erfolgt hier exemplarisch für einen Pfahl mit $D = 38 \text{ cm}$ und $5\varnothing 25 \text{ mm}$:

$$E_{P,38\text{cm}} = \frac{A_c \cdot E_{\text{cm}} + A_s \cdot E_s}{A_c + A_s} = \frac{\pi \frac{38^2}{4} \cdot 31500 + 5\pi \frac{2,5^2}{4} \cdot 200000}{\pi \frac{38^2}{4} + 5\pi \frac{2,5^2}{4}} = 35000 \text{ N/mm}^2$$

Da bei einem Pfahl mit $D = 44 \text{ cm}$ der Flächenanteil des Betons größer wird, verringert sich auch automatisch der E-Modul des Pfahles. Vereinfachend wird für alle Pfähle ein mittlerer E-Modul von $E_P = 34000 \text{ MN/m}^2$ mit $\nu_P = 0,2$ gewählt.

Die Modellierung der Pfähle erfolgt *wished-in-place* über linear-elastische non-porous Volumenelemente. Da die Pfähle größtenteils geneigt gebaut wurden, werden die Modelle unter Ausnutzung von nur einer Symmetrieachse erstellt. Am Pfahlmantel wird ein Interface verwendet, wobei zunächst der Verbundparameter $R_{\text{inter}} = 1,0$ angenommen wird. Bei den Berechnungsphasen werden eine Initialphase zur Erfassung des Spannungszustandes, eine Konstruktionsphase zur Modellierung des Pfahles samt Interface, eine Ruhephase (*Nil-step*) sowie die anschließende Belastungsphase verwendet. Vor der Durchführung der Belastungsphase werden die Spannungsgeschichten zurückgesetzt (*Reset displacements to zero*).

Die Durchführung der Nachrechnungen erfolgt in zwei Abschnitten. Zunächst werden sämtliche Probepfähle in ausschließlich nichtbindigen Böden betrachtet, um Erfahrungswerte für R_{inter} für vergleichbare Baugründe abzuleiten. Im nächsten Schritt werden Pfähle nachgerechnet, welche sowohl in nichtbindige als auch bindige Schichten einbinden. Dabei sollen die Erfahrungen für nichtbindige Böden berücksichtigt werden, sodass realistische Erfahrungswerte für bindige Böden abgeleitet werden können.

5.3.2 Nachrechnung mit vollem Verbund

5.3.2.1 Pfähle in nichtbindigen Böden

Insgesamt eignen sich 15 Probelastungen, welche nachfolgend nachgerechnet werden. Da teilweise mehrere dieser Versuche am selben Baufeld durchgeführt wurden, werden sechs unterschiedliche Probelastungen in PLAXIS 3D nachgerechnet. Die Berechnung in diesem Durchlauf werden mit der Bezeichnung V0 abgekürzt. Die ermittelten Widerstands-Hebungs-Linien sind in Abb. 5.24 dargestellt. Darin befinden sich zudem die Messwerte und deren Extrapolationen aus Abschnitt 5.2.2.

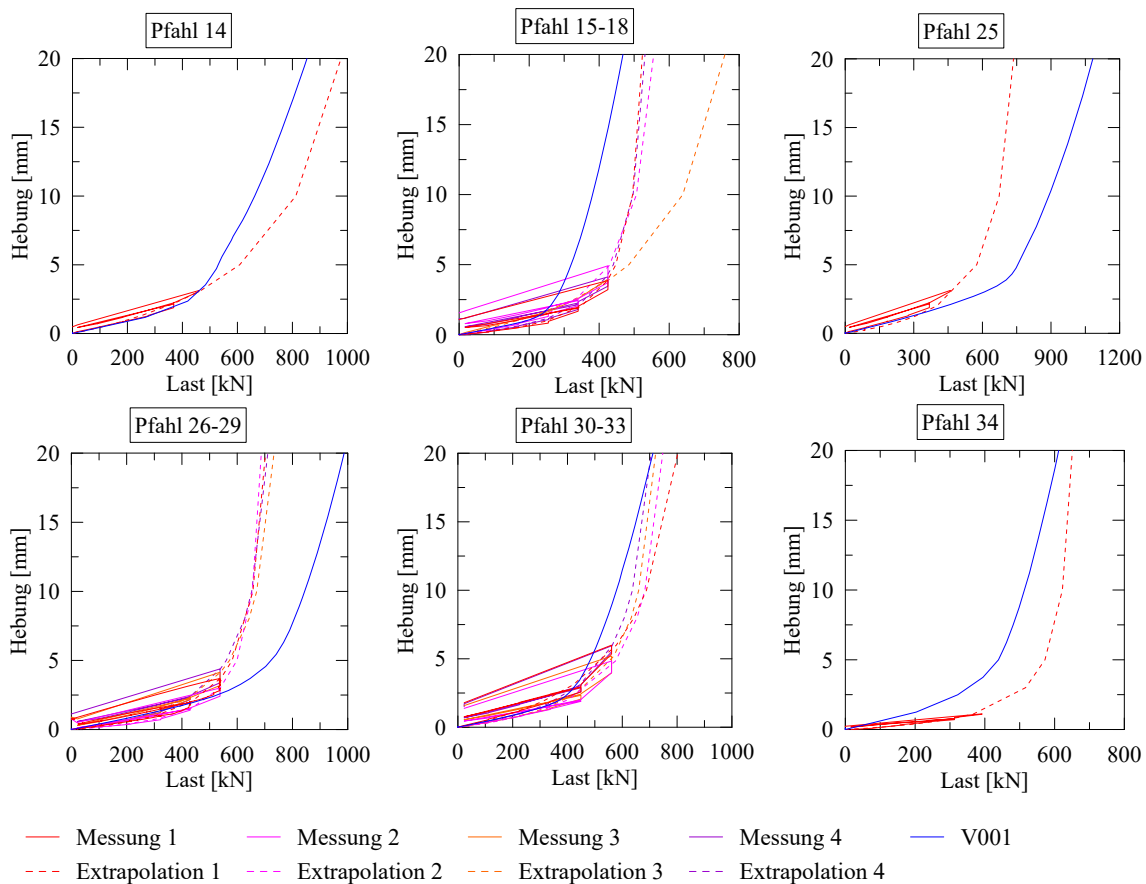


Abb. 5.24: Numerische Nachrechnung in PLAXIS 3D der Einzelpfähle in ausschließlich nichtbindigen Böden (blau) mit den gemessenen Widerstands-Hebungs-Linien aus den Probelastungen (rot, durchgezogen) bzw. der Extrapolation der WHL (rot, gestrichelt)

Die Widerstands-Hebungs-Linien werden in die folgenden charakteristischen Abschnitte eingeteilt:

- Abschnitt 1: nahezu linearer Anstieg der WHL, der Boden verformt sich zu großen Anteilen elastisch.
- Abschnitt 2: starke Zunahme der Hebungen, der Boden verhält sich um den Pfahl ausschließlich plastisch, Zunahme des Widerstandes durch Dilatanz.

Der Vergleich der numerisch berechneten Widerstands-Hebungs-Linien mit den Extrapolierten Messwerten in Abb. 5.24 zeigt gute Übereinstimmungen in der Steigung des ersten Abschnittes. Lediglich bei Pfahl 34 sind sehr große Unterschiede sichtbar. Die Verwendung des Steifemoduls E_S für die Steifigkeitsparameter des Hardening Soil Modells mit einer Referenzspannung von $p_{\text{ref}} = 100 \text{ kN/m}^2$ scheint für die anderen Pfähle gut gewählt zu sein. Auch die Steigung des zweiten Abschnittes unter zunehmenden plastischen Verformungen zeigt eine gute Übereinstimmung mit der Extrapolation, sodass auch für den angenommenen Dilatanzwinkel ψ eine gute Näherung festgestellt wird.

Die wesentlichen Abweichungen können in der horizontalen Verschiebung im zweiten Abschnitt der WHL ausgemacht werden. Hier zeigt sich, dass in der Nachrechnung mit PLAXIS der Abschnitt 2 bei den Pfählen 14, 15-18 und 34 etwas früher beginnt, während bei den Pfählen 25 und 26-29 größere Tragfähigkeiten simuliert werden.

Dass die Tragfähigkeiten nach der FEM zu gering ermittelt werden, kann an den folgenden Faktoren liegen:

- Verwendung von charakteristischen statt mittleren Scherparametern
- Vernachlässigung von Verdrängungseffekten durch die Pfahlinstallation über $K_0 = 1 - \sin \varphi'$

Auf der anderen Seite können die Widerstände durch die folgenden Annahmen auch zu groß ausfallen:

- Annahme eines vollen Verbundes durch $R_{\text{inter}} = 1,0$

Des Weiteren ist zu berücksichtigen, dass auch der Boden großen Streuungen unterworfen sein kann und die Bedingungen im Feld nicht mit denen im Labor gleichgestellt werden können. Insgesamt sind die Abweichungen relativ gering. Die in PLAXIS nachgerechneten WHLs stellen einen guten Mittelwert dar.

In Abb. 5.25a) wird die in Plaxis berechnete Mantelreibung über den Spitzendruck der Drucksonde q_c dargestellt. Da die Normalkraft im Pfahl numerisch integriert wird und der Verlauf mit einigen Fehlern behaftet ist (vgl. Abb. 5.25b)), stellt das Diagramm in Abb. 5.25a) nur eine grobe Näherung dar. Darin werden die Daten als unterschiedlich große Blasen in Abhängigkeit der betrachteten Einbindelänge abgebildet. Zudem ist die Ansatzfunktion 5 zur Korrelation aus Kapitel 5.2 enthalten. Der Verlauf von Ansatz 5 aus Druchlauf 1 für ausschließlich nichtbindige Böden zeigt eine sehr gute Übereinstimmung mit der numerischen Nachrechnung.

Für die Nachrechnung der WHLs in nichtbindigen Böden kann festgehalten werden, dass geringe Abweichungen vorhanden sind. Mit den gewählten Parametern ($R_{\text{inter}} = 1,0$) kann im Mittel eine gute Näherung erzielt werden, die auch durch die statistische Auswertung aus Kapitel 5.2 gestützt wird.

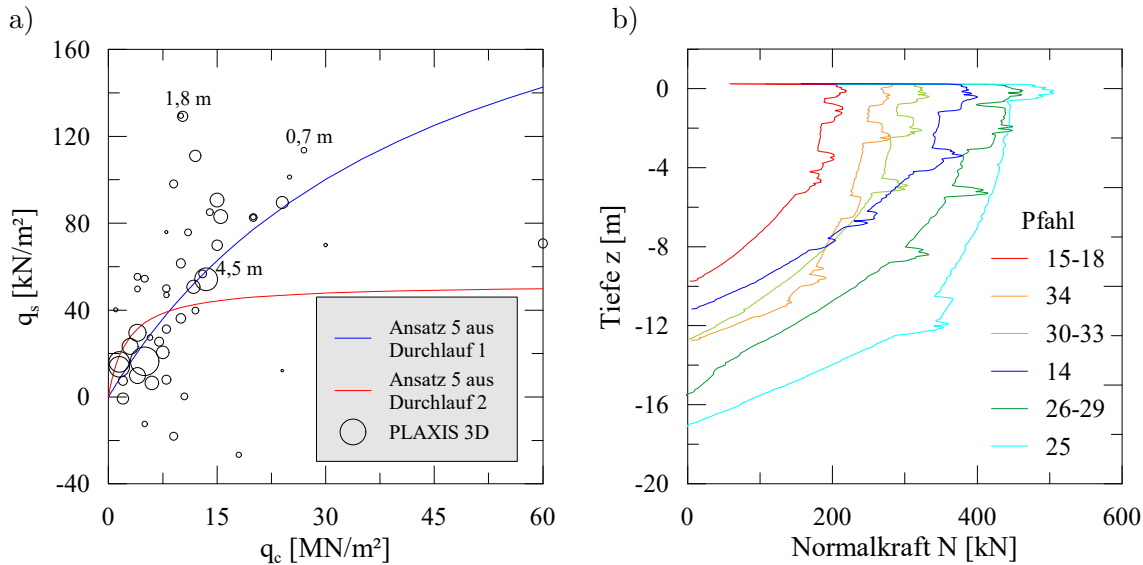


Abb. 5.25: a) Darstellung der mit PLAXIS in ausschließlich nichtbindigen Böden bestimmten Mantelreibung q_s über den Spitzendruck der Drucksonde q_c , zu Vergleichszwecken mit den Ergebnissen der Regressionsanalyse aus Kapitel 5.2
 b) Normalkraftverlauf aus PLAXIS mit sichtbaren Streuungen infolge der numerischen Integration

5.3.2.2 Pfähle in bindigen Böden

In diesem Abschnitt wird ermittelt, wie bindige Böden zu modellieren sind, sodass die resultierenden Widerstands-Hebungs-Linien möglichst gut zu den extrapolierten Messwerten passen. Für die nichtbindigen Böden werden die Parameter aus Abschnitt 5.3.2.1 angesetzt. Da am einfachsten auf die Mantelreibung in bindigen Böden geschlossen werden kann, wenn diese einen hohen Traganteil besitzen, werden zuerst die Pfähle in bindigen Böden mit hoher Scherfestigkeit nachgerechnet. Hierfür findet eine Unterteilung in bindige Böden mit hoher Scherfestigkeit $c_u \geq 50$ kN/m² und solche mit geringer Scherfestigkeit $c_u < 50$ kN/m² statt.

Bei der Modellierung werden bindige Böden über das Hardening Soil Modell im undrained Zustand (Undrained A) berücksichtigt. Hierbei wird die undrained Scherfestigkeit über die effektiven Scherparameter ermittelt. Dies bietet zudem den Vorteil, dass die Steifigkeit von den effektiven Spannungen abhängig und somit über die Tiefe veränderlich ist. Für weitere Erläuterungen wird auf die Abschnitte 3.2.5 und 4.6 sowie Wehnert (2006) verwiesen.

Böden mit hoher Scherfestigkeit

Zunächst werden die bindigen Schichten über einen Interface-Beiwert von $R_{\text{inter}} = 1,0$ voll berücksichtigt (V001). In einer zweiten Version (V002) erfolgt bei der Modellierung eine Vernachlässigung der Lastabtragung im Interface zwischen Pfahl und bindigen Böden mittels $R_{\text{inter}} = 0,01$. Die resultierenden Widerstands-Hebungs-Linien sind in Abb. 5.26 dargestellt.

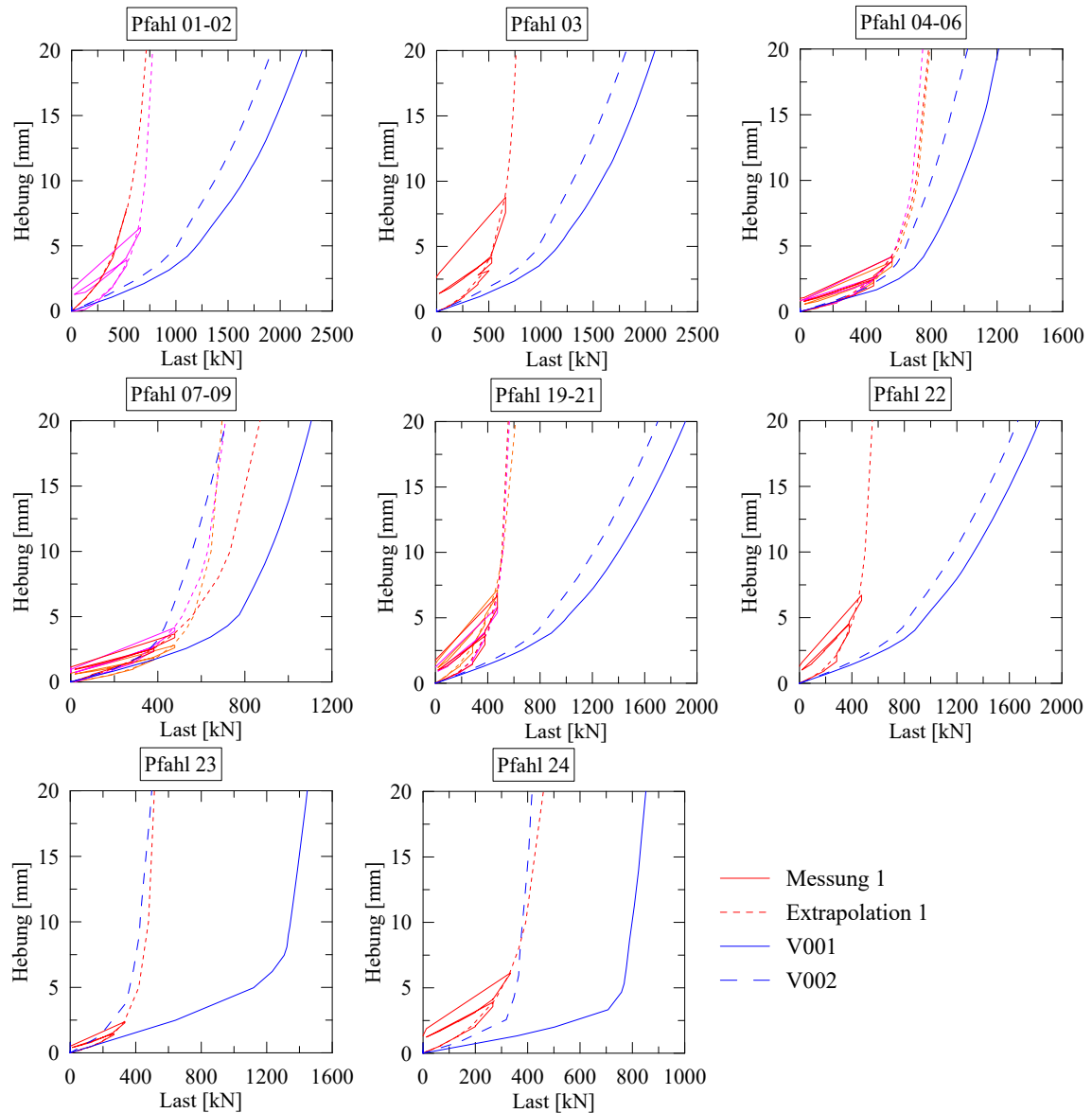


Abb. 5.26: Numerische Nachrechnung in PLAXIS 3D der Einzelpfähle in teilweise bindigen Böden mit hoher Scherfestigkeit (blau), durchgezogen mit $R_{inter} = 1,0$ für bindige Böden, gestrichelt mit $R_{inter} = 0$ für bindige Böden. Vergleich mit den gemessenen Widerstands-Hebungs-Linien aus den Probelastungen (rot, durchgezogen) bzw. der Extrapolation der WHL (rot, gestrichelt).

Bei der Betrachtung der Ergebnisse aus den FE-Berechnungen in Abb. 5.26 für V001 fällt auf, dass bei Ansatz von $R_{inter} = 1,0$ bei bindigen Böden eine deutlich zu hohe Zugtragfähigkeit prognostiziert wird. Für die Pfähle 04-06, 07-09, 23 und 24 führt deren Vernachlässigung in V002 zu sehr guten Überschneidungen mit den Messdaten. Die Pfähle 01-02, 03, 19-21 sowie 22 weisen dennoch einen zu großen Widerstand auf. Als Gemeinsamkeit des Schichtenaufbaus in Abb. 5.1 kann für die letztgenannten Pfähle ausgemacht werden, dass sich die bindigen Schichten oberflächennah befinden und darunter ein dicht bis sehr dicht gelagerter nichtbindiger Boden folgt.

In Abb. 5.27 ist die in PLAXIS berechnete Mantelreibung über q_c und $c_{u,k}$ dargestellt. Auch hier ist zu berücksichtigen, dass die Normalkraft großen Schwankungen unterliegt und daher auch negative Mantelreibungswerte möglich sind. Hier wird wiederum auf die Aussagekraft der großen Blasen verwiesen. Diesmal ist keine gute Übereinstimmung zu den Korrelationsfunktionen aus Kapitel 5.2 vorhanden. Die Mantelreibungswerte liegen deutlich oberhalb von Ansatz 5 aus den Durchläufen 1 und 2. Da die Pfähle größtenteils auch ohne Berücksichtigung von bindigen Böden in den Modellen V002 eine zu große Tragfähigkeit aufweisen, kann darauf geschlossen werden, dass diese Abweichungen in der Mantelreibung zwischen Extrapolation und numerischer Berechnung auf die nichtbindigen Böden zurückzuführen sind. Für die Nachrechnung in PLAXIS ist somit eine Abminderung der Mantelreibung erforderlich.

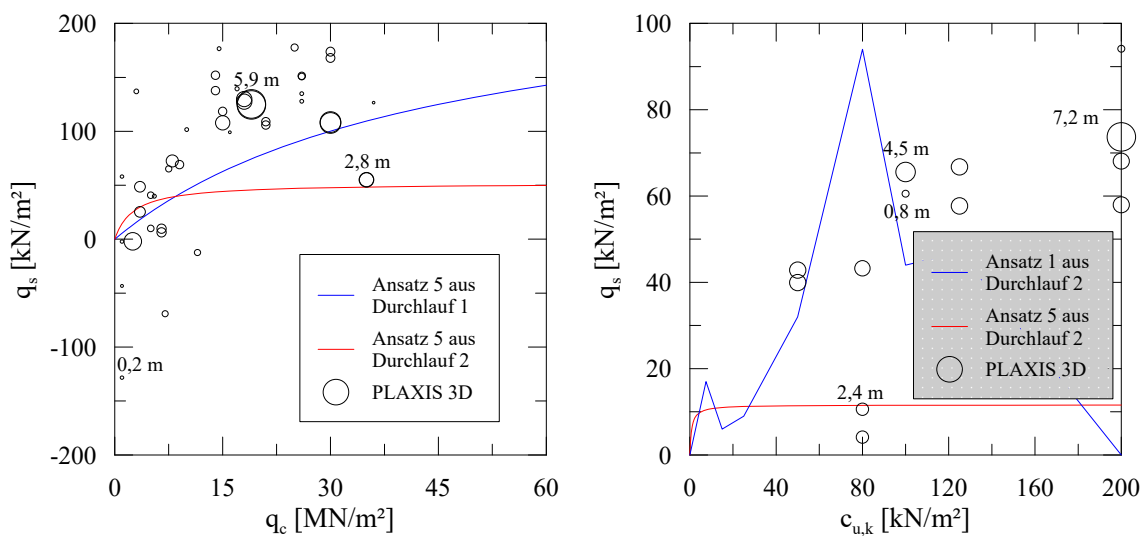


Abb. 5.27: Darstellung der mit PLAXIS bestimmten Mantelreibung q_s für Pfähle in bindigen Böden mit hoher Scherfestigkeit, zu Vergleichszwecken mit den Ergebnissen der Regressionsanalyse aus Kapitel 5.2

- a) für nichtbindige Böden über den Spitzendruck der Drucksonde q_c
 b) für bindige Böden über die undrained Scherfestigkeit $c_{u,k}$

Bei den bindigen Böden wird in Abhängigkeit von $c_{u,k}$ eine Mantelreibung mobilisiert, die der von Ansatz 1 aus Durchlauf 2 nahe kommt. Dabei fällt auch der Verlauf auf, der mit Ausnahme von zwei Ausreißern relativ gut über eine lineare Funktion abgebildet werden kann. Obwohl dies eine gute Korrelation vermuten lässt, ist zu berücksichtigen, dass unter diesem Ansatz eine deutlich zu große Tragfähigkeit in den WHLs von Pfahl 23 und 24 in Abb. 5.26 resultiert. Somit sollte die Mantelreibung auch in bindigen Böden reduziert werden.

Böden mit geringer Scherfestigkeit

In Abb. 5.28 sind die nachgerechneten Widerstands-Hebungs-Linien für Pfähle in weichen bindigen Böden dargestellt. Bei diesen Böden handelt es sich größtenteils um Klei mit einer weichen bis steifen Konsistenz.

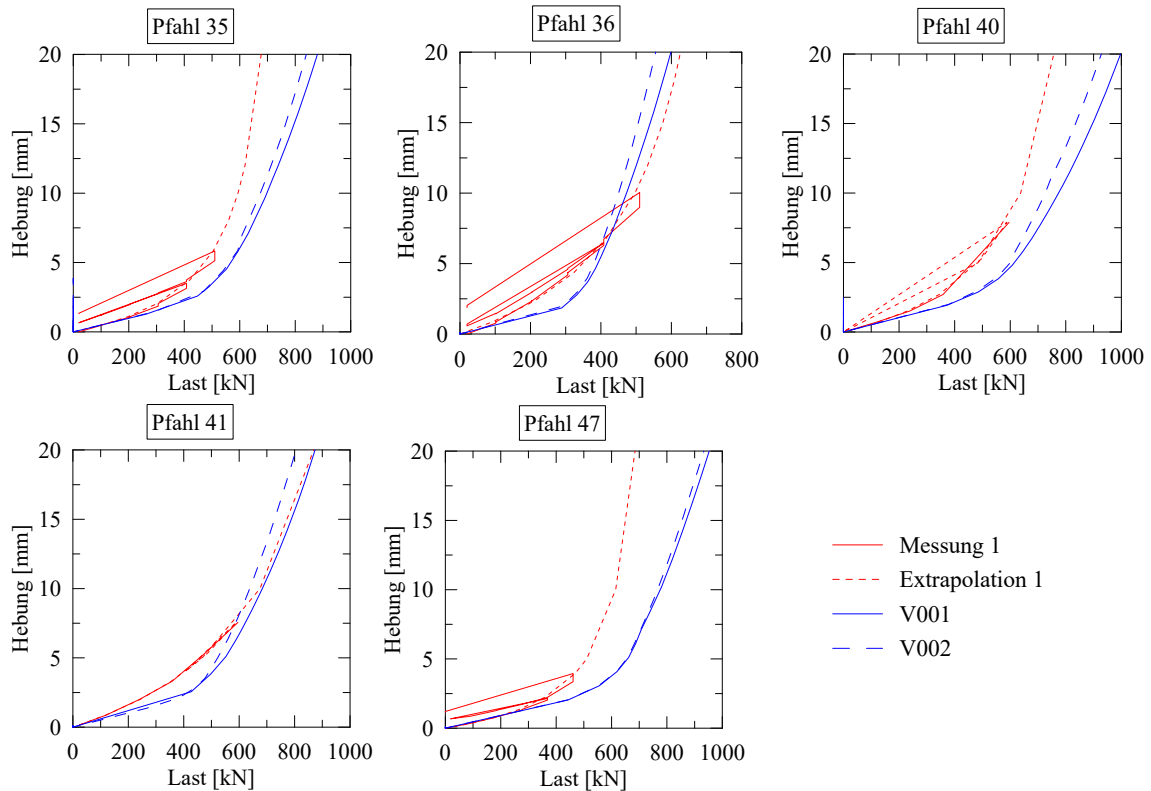


Abb. 5.28: Numerische Nachrechnung in PLAXIS 3D der Einzelpfähle in teilweise bindigen Böden mit hoher Scherfestigkeit (blau), durchgezogen mit $R_{inter} = 1,0$ für bindige Böden, gestrichelt mit $R_{inter} = 0$ für bindige Böden. Vergleich mit den gemessenen Widerstands-Hebungs-Linien aus den Probelastungen (rot, durchgezogen) bzw. der Extrapolation der WHL (rot, gestrichelt).

Aus den WHLs in Abb. 5.28 geht hervor, dass die Differenz zwischen V001 und V002 und damit verbunden der Traganteil des Kleis nur sehr gering ist. Daher kann über die Nachrechnung der Pfähle keine Aussage auf das Tragverhalten in Kleiböden abgeleitet werden. Es ist aber zu erkennen, dass unabhängig von der Berücksichtigung der bindigen Böden die WHLs bei den numerischen Berechnungen recht gut getroffen werden. Dabei liegt die FEM mit der Annahme von $R_{inter} = 1,0$ für bindige Böden meistens etwas über den tatsächlich gemessenen Widerständen.

5.3.3 Nachrechnung mit angepassten Verbundparametern

Die Nachrechnung der Probepfähle zeigt, dass mit den verwendeten Modellen eine gute Näherung für Fundexpfähle in ausschließlich nichtbindigen Böden erzielt wird. In Kombination mit bindigen Böden kommt die Nachrechnung zu deutlich größeren Tragfähigkeiten, welche sowohl auf bindige als auch nichtbindige Böden zurückzuführen sind. Nachfolgend werden die Berechnungsparameter für ausgewählte Pfähle so weit kalibriert, dass eine gute Abbildung der gemessenen Widerstands-Hebungs-Linien über das numerische Modell erzielt wird.

5.3.3.1 Pfahl 01-02

Die Anpassung des Modells erfolgt über den Verbundparameter im Interface R_{inter} . Für Böden mit $\psi > 0$ wird dagegen ein neuer Materialdatensatz erstellt, da die Verwendung von $R_{\text{inter}} < 1$ zu einem Wegfall der Dilatanz führen würde. Die Anpassung des Reibungswinkels im Interfacedatensatz erfolgt dabei unter Berücksichtigung von Gl. (3.58) nach Gl. (5.22).

$$\varphi'_{\text{inter}} = \arctan(\tan(\varphi' \cdot R_{\text{inter}})) \quad (5.22)$$

Der Dilatanzwinkel ψ wird über R_{inter} nicht verändert, sondern separat betrachtet. Die Abminderung erfolgt über einen Faktor zwischen 0 und 1. Dabei wird zwischen ψ_{soil} für den gesamten Boden und ψ_{inter} für das Interface unterschieden. Der Dilatancy cut-off wird trotz der Ergebnisse der Parameterstudie in Abschnitt 4.4 nachfolgend berücksichtigt. Dabei wird die maximale Porenzahl entweder nur im Interface $e_{\text{max,inter}}$ oder im gesamten Boden $e_{\text{max,soil}}$ angepasst. Im Ausgangszustand gilt $e_0 = 0,5$. Die Kalibrierung des Modells V1 an die gemessenen Widerstands-Hebungs-Linien in Abb. 5.29 erfolgt in den folgenden Schritten:

- 1: $R_{\text{inter}} = 0,5$
- 2: $R_{\text{inter}} = 0,4$
- 3: $R_{\text{inter}} = 0,3$
- 4: $R_{\text{inter}} = 0,3, \psi_{\text{inter}} = 0,5$
- 5: $R_{\text{inter}} = 0,3, \psi_{\text{soil}} = 0,5$
- 6: $R_{\text{inter}} = 0,3, \psi_{\text{inter}} = 0,5, e_{\text{max,soil}} = 0,501$
- 7: $R_{\text{inter}} = 0,3, \psi = 0,5, e_{\text{max,soil}} = 0,501$
- 8: $R_{\text{inter}} = 0,3, \psi_{\text{inter}} = 0,5, e_{\text{max,soil}} = 0,501, e_{\text{max,inter}} = 0,5001$
- 9: $R_{\text{inter}} = 0,3, \psi_{\text{inter}} = 0,5, e_{\text{max,soil}} = 0,501, e_{\text{max,inter}} = 0,5001, e_{\text{min,inter}} = 0,499$
- 10: $R_{\text{inter}} = 0,3, \psi_{\text{inter}} = 0,1$
- 11: $R_{\text{inter}} = 0,4, \psi_{\text{inter}} = 0,1$

Am besten wird die WHL bis zu einer Hebung von $s = 6$ mm abgebildet, wenn der Verbundparameter $R_{\text{inter}} = 0,3$ gesetzt und der Dilatanzwinkel ψ beibehalten wird. Wird hingegen der Bereich zwischen $s = 6$ und $s = 12$ mm betrachtet, liefert die Verwendung von einem um den Faktor 0,5 abgeminderten Dilatanzwinkel eine bessere Näherung. Für Hebungen von $s \approx 20$ mm sollte der Dilatanzwinkel weiter verringert werden. Indem $R_{\text{inter}} = 0,4$ angesetzt wird, kann auch mit einem Faktor von 0,1 für ψ eine gute Annäherung gefunden werden.

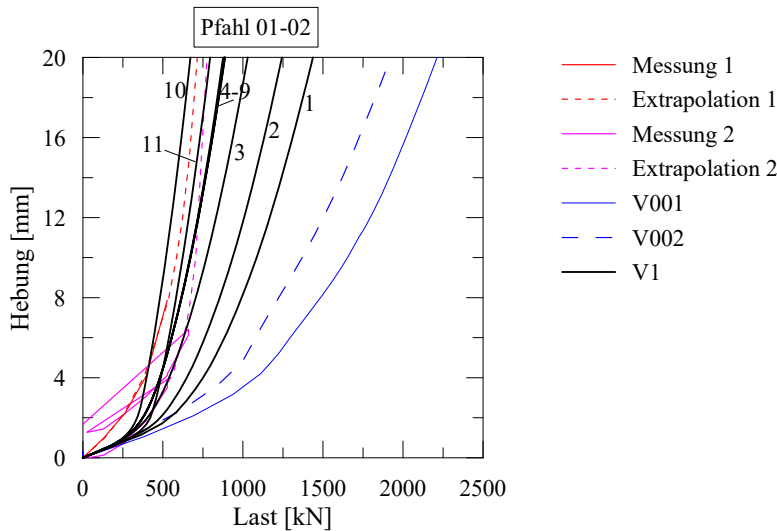


Abb. 5.29: In *PLAXIS* mit angepassten Verbundparametern nachgerechnete Widerstands-Hebungs-Linie von Pfahl 01-02

Mit den verwendeten Parametern deckt kein Modell die WHL aus dem Zugversuch vollständig ab. Die Ursache dafür ist, dass der Zuwachs an Tragfähigkeit durch Dilatanz beim Hardening Soil Modell mit zunehmender Hebung konstant bleibt. Der verfügbare Dilatancy cut-off über die Begrenzung der Porenzahl e ist für das Modell des Zugpfahles nicht ausreichend.

5.3.3.2 Pfähle 04-06, 07-09, 19-21 und 23

Nach der Kalibrierung des Modells für die Pfähle 01-02 werden auch die Pfähle 04-06, 07-09, 19-21 und 23 unter Anpassung von R_{inter} und ψ_{inter} nachgerechnet. Der Vergleich der Bodenschichten in Abb. 5.1 zeigt, dass außer bei den Pfählen 07-09 die steifen bindigen Böden knapp unter Geländeoberkante beginnen. Bei den Pfählen 07-09 weicht die Berechnung nicht so stark von der gemessenen WHL ab wie bei den anderen Pfählen. In Verbindung mit den bereits vermuteten Wechselwirkungen zwischen bindigen und nichtbindigen Böden wird angenommen, dass nichtbindige Böden oberhalb von bindigen Böden nicht abgemindert werden müssen. Die Anpassung erfolgt daher nur für nichtbindige unterhalb von bindigen und für bindige Böden. Die resultierenden WHLs sind in Abb. 5.30 bis 5.33 dargestellt.

Die Ergebnisse zeigen, dass bei Verwendung von R_{inter} zwischen 0,3 und 0,6 eine gute Näherung erzielt wird. Der Ansatz von $\psi = \varphi - 30^\circ \geq 0$ kann zu einer Überschätzung der Widerstandsentwicklung bei größeren Hebungen von $s > 10$ mm führen, weshalb teilweise eine Abminderung erforderlich ist.

Zur Überprüfung der numerischen Ergebnisse wird die Mantelreibung für $s = 20$ mm in Abb. 5.34 dargestellt. Dabei wird jeweils das Modell verwendet, welches die beste Näherung an die Extrapolation der WHL für eine Hebung von 20 mm ergibt. Darin werden auch ausgewählte Korrelationen der Regressionsanalyse dargestellt.

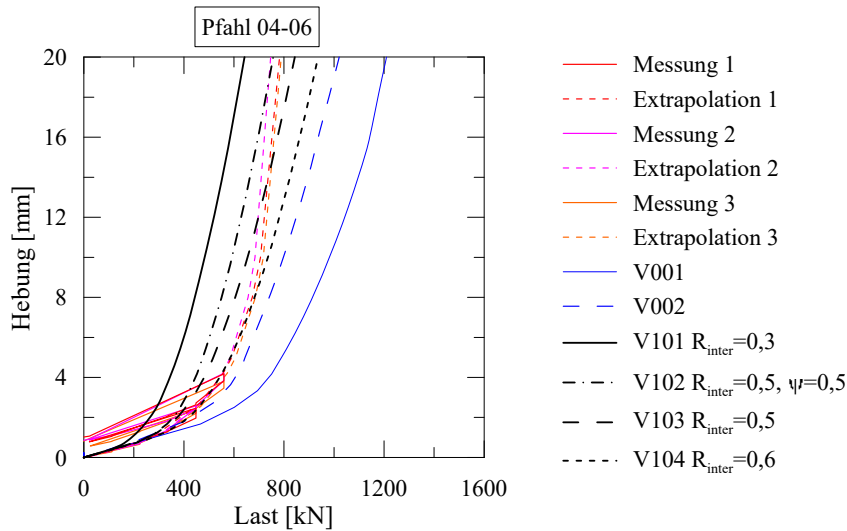


Abb. 5.30: In PLAXIS mit angepassten Verbundparametern nachgerechnete Widerstands-Hebungs-Linie von Pfahl 04-06

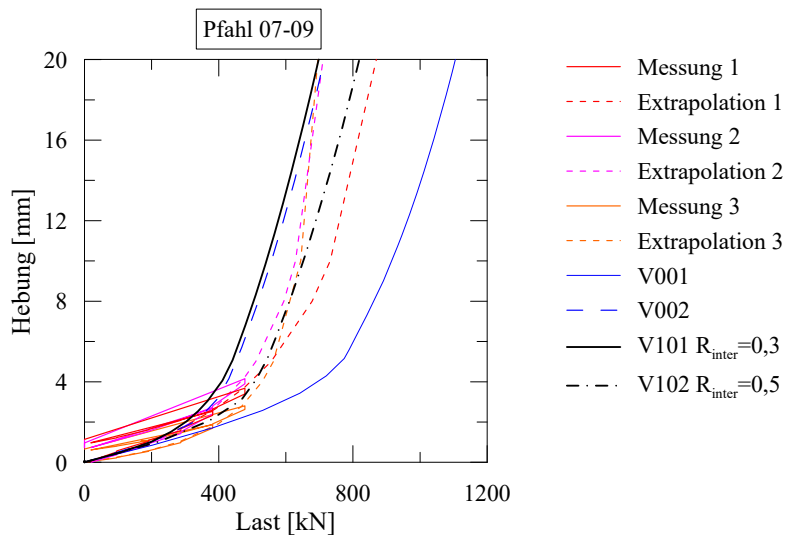


Abb. 5.31: In PLAXIS mit angepassten Verbundparametern nachgerechnete Widerstands-Hebungs-Linie von Pfahl 07-09

Im Vergleich zu Abb. 5.27 passen die Erfahrungswerte von Ansatz 5 aus Durchlauf 2 in Abb. 5.34 sehr gut zu den Werten der Mantelreibung in PLAXIS, wenn berücksichtigt wird, dass es sich bei letzteren Werten nur um grobe Mittelwerte handelt. Für bindige Böden liegen die Erfahrungswerte deutlich auf der konservativen Seite. Im Vergleich zu den zuvor durchgeführten Berechnungen, passen die Ergebnisse nach der FEM deutlich besser zu den abgeleiteten empirischen Werten für die Mantelreibung. Mit der durchgeführten Anpassung der Parameter in PLAXIS können die statischen Pfahlprobelastungen wesentlich besser nachgerechnet werden.

5.3.3.3 Pfähle 35 und 47

Die Nachrechnung von Pfählen in weichen bindigen Böden in Abb. 5.28 zeigt nur geringe Abweichungen zu den Messergebnissen. Um zu überprüfen, ob die neu gewonnenen Erfah-

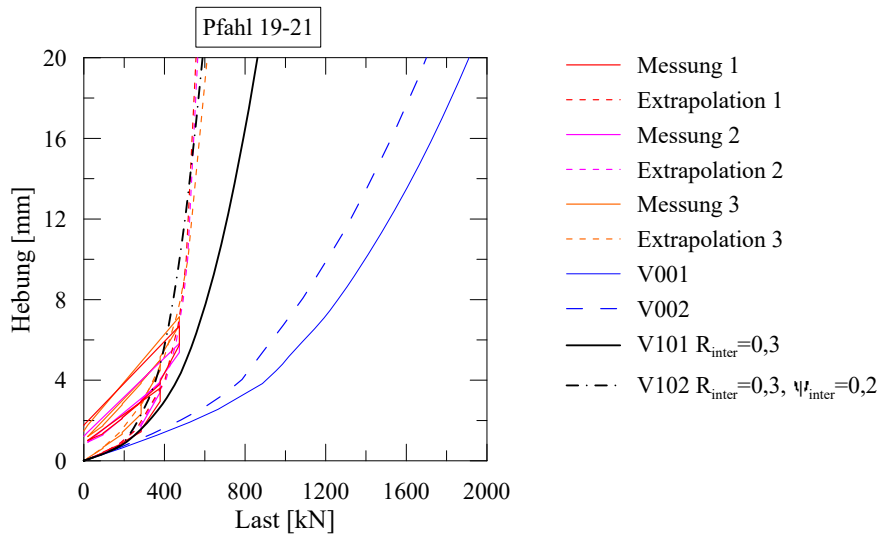


Abb. 5.32: In PLAXIS mit angepassten Verbundparametern nachgerechnete Widerstands-Hebungs-Linie von Pfahl 19-21

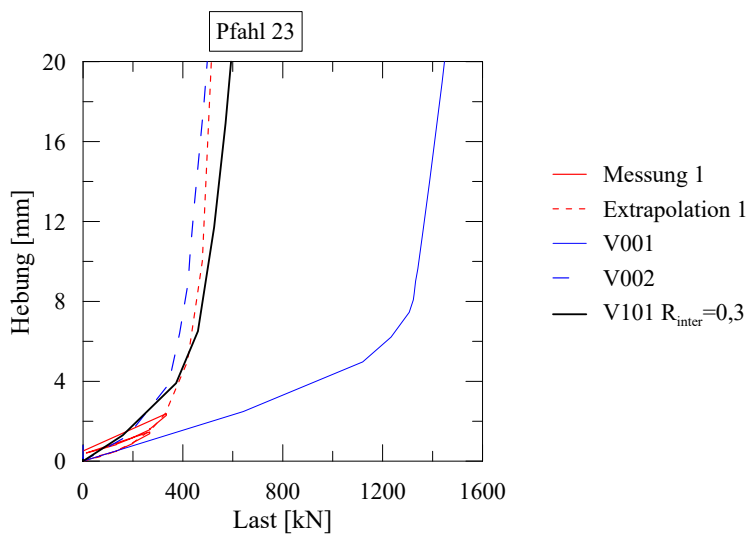


Abb. 5.33: In PLAXIS mit angepassten Verbundparametern nachgerechnete Widerstands-Hebungs-Linie von Pfahl 23

rungswerte für steife bindige Böden auch hier anwendbar sind, werden die Pfähle 35 und 47 erneut nachgerechnet. Dabei wird jeweils R_{inter} angepasst. Die Ergebnisse sind in Abb. 5.35 und 5.36 dargestellt.

Es zeigt sich, dass eine gute Näherung mit $R_{\text{inter}} = 0,7$ erreicht wird. Da die Pfähle 36 und 41 mit $R_{\text{inter}} = 1,0$ schon eine sehr gute Übereinstimmung mit den Messwerten zeigen, wird gefolgert, dass die abmindernde Wirkung in der Tragfähigkeit von weichen bindigen Böden nicht so stark ist wie von steifen bindigen Böden. Eine gute Näherung ergibt sich mit R_{inter} zwischen 0,7 und 1,0.

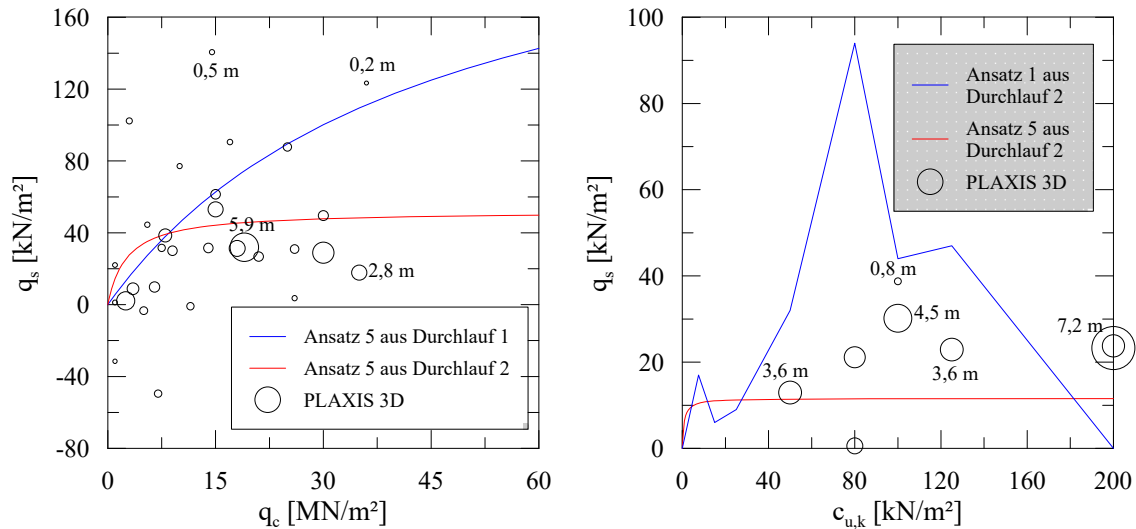


Abb. 5.34: Darstellung der mit PLAXIS bestimmten Mantelreibung q_s mit angepassten Verbundparametern, zu Vergleichszwecken mit den Ergebnissen der Regressionsanalyse aus Kapitel 5.2

a) für nichtbindige Böden bestimmte Mantelreibung q_s über den Spitzendruck der Drucksonde q_c

b) für bindige Böden bestimmte Mantelreibung q_s über die undrained Scherfestigkeit $c_{u,k}$

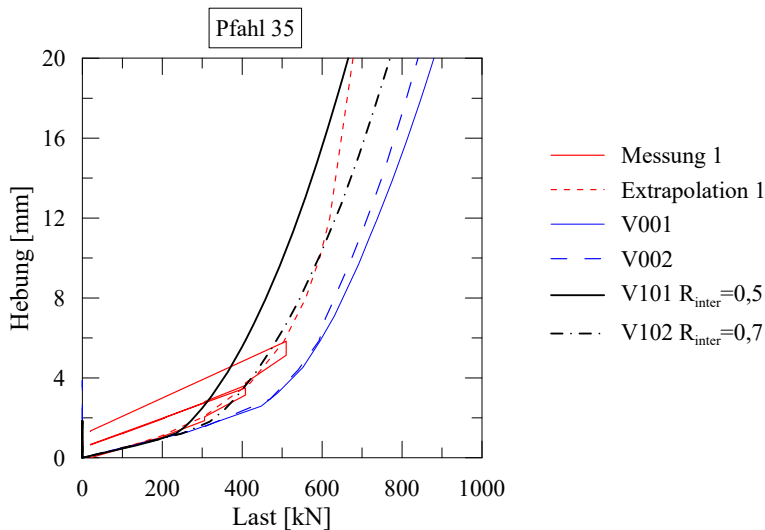


Abb. 5.35: In PLAXIS mit angepassten Verbundparametern nachgerechnete Widerstands-Hebungs-Linie von Pfahl 35

5.3.4 Bewertung

- Pfähle in ausschließlich nichtbindigen Böden können gut mit $R_{\text{inter}} = 1,0$ nachgerechnet werden. Eine Übertragung auf Pfähle in Böden mit einem Anteil an bindigen Schichten ist jedoch nicht möglich, da die Tragfähigkeiten bei diesem Ansatz überschätzt werden. Dies bestätigt die Beobachtungen der statistischen Auswertung in Kapitel 5.2.

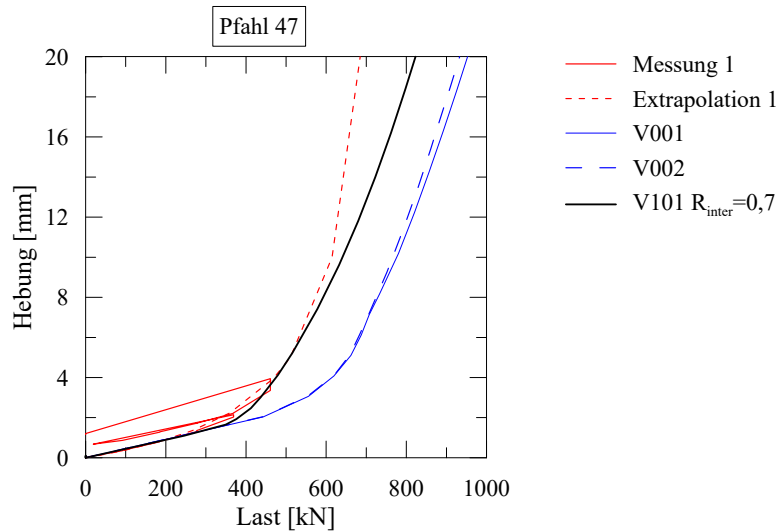


Abb. 5.36: In PLAXIS mit angepassten Verbundparametern nachgerechnete Widerstands-Hebungs-Linie von Pfahl 47

- Die Nachrechnung der WHLs in bindigen Böden zeigt, dass die Tragfähigkeit von nichtbindigen Böden unterhalb von bindigen Böden geringer ist als in ausschließlich nichtbindigen Böden. Bei bindigen Böden mit $c_{u,k} > 50 \text{ kN/m}^2$ kann eine gute Näherung mit R_{inter} zwischen 0,3 und 0,6 erzielt werden, während R_{inter} bei weichen bindigen Böden mit $c_{u,k} < 50 \text{ kN/m}^2$ vermutlich zwischen 0,7 und 1,0 einzuordnen ist. Dabei sollte R_{inter} sowohl für die bindigen Böden als auch für die unterhalb dieser Schichten liegenden nichtbindigen Böden angewandt werden. Ansonsten liegt R_{inter} für nichtbindige Böden ohne aufliegende bindige Böden in der Nähe von 1,0.
- Um diese Zusammenhänge zu überprüfen, wird die statistische Auswertung aus Kapitel 5.2 in Kapitel 5.4 mit einem angepassten Modell erneut durchgeführt.
- Die Verwendung des Dilatancy cut-off über die Begrenzung der maximalen Porenzahl führt zu keiner Limitierung der Zugtragfähigkeit. Für geringe Hebungen bis etwa 10 mm führt der Ansatz $\psi = \varphi' - 30^\circ \geq 0$ zu einer guten Näherung. Wird eine größere Hebung betrachtet, kann eine Abminderung des Dilatanzwinkels erforderlich sein.
- Insgesamt können die betrachteten Widerstands-Hebungs-Linien durch die Anpassung von R_{inter} und ψ gut nachgerechnet werden. Eine Übertragung auf Pfahlgruppen scheint gut möglich, da die Verspannung aus Dilatanz bei der numerischen Lösung berücksichtigt wird.
- Es ist jedoch auch zu erwähnen, dass die Kalibrierung des Modells für eine teilweise extrapolierte Widerstands-Hebungs-Linie erfolgt, dessen analytisch verlängerter Verlauf nicht abgesichert ist. Um zu prüfen, ob eine Abminderung des Dilatanzwinkels ψ bei großen Hebungen tatsächlich erforderlich ist, sollten statische Pfahlprobelastungen nachgerechnet werden, in denen derartige Hebungen erreicht wurden.

5.4 Erfahrungswerte für die Mantelreibung von auf Zug belasteten Fundexpfählen

5.4.1 Erneute statistische Auswertung unter Berücksichtigung empirischer Zusammenhänge

Der Bewertung von Kapitel 5.3 folgend wird die statistische Auswertung erneut durchgeführt, um die Wechselwirkungen zwischen bindigen Böden und darunterliegenden nichtbindigen Böden zu untersuchen. Dafür werden nichtbindige Böden in die folgenden Kategorien eingeteilt:

- (1) nichtbindige Böden ohne aufliegende bindige Böden,
- (2) nichtbindige Böden mit aufliegenden steifen bindigen Böden ($c_u \geq 50 \text{ kN/m}^2$),
- (3) nichtbindige Böden mit aufliegenden weichen bindigen Böden ($c_u < 50 \text{ kN/m}^2$).

Für die Regressionsanalyse wird der Ansatz 5 aus Kapitel 5.2 verwendet. Dabei handelt es sich um eine hyperbolische Beziehung zwischen dem Spitzendruck der Drucksonde q_c bzw. der undrännierten Scherfestigkeit $c_{u,k}$ und der Pfahlmantelreibung q_s . Als Startwerte der Analyse werden für Böden aus Kategorie (1) die korrelierten Werte aus Durchlauf 1 in Abschnitt 5.2.4.2 und für die Kategorien (2) und (3) sowie für bindige Böden die Werte aus Durchlauf 3 in Abschnitt 5.2.4.4 angenommen. Es werden bei der Regressionsanalyse die drei definierten Hebungskriterien s_1 , s_k und s_2 (siehe Abschnitt 5.2.2) verwendet. Die Ergebnisse der Regressionsanalysen sind in Abb. 5.37 und Abb. 5.38 dargestellt.

Zwischen den Standardabweichungen s der drei Hebungskriterien in Abb. 5.38 fällt auf, dass diese mit zunehmender Hebung ungenauer werden. Dies wird durch die relativ ungenaue Extrapolation bei $s_2 = 20 \text{ mm}$ und die unterschiedlichen Hebungen bei s_k verursacht. Am genauesten sind die Korrelationen für $s_1 = 5 \text{ mm}$ mit einer sehr geringen Standardabweichung von $s = 0,179$ und einem guten Mittelwert von $\bar{x} = 0,035$. Auch die statistischen Kennwerte der anderen Korrelationen fallen sehr gut aus.

Die korrelierten Mantelreibungswerte für $s_2 = 20 \text{ mm}$ werden in Abb. 5.39 mit den in Plaxis numerisch bestimmten Mantelreibungen verglichen. Für die nichtbindigen Böden in Abb. 5.39a) fällt auf, dass die korrelierte Kurve (1) sehr gut zu den Werten aus Plaxis passt. Die Kurve (2) stellt nahezu einen konstanten Verlauf dar und entspricht damit nicht ganz den Erwartungen. Im Bereich von $q_c < 7,5 \text{ MN/m}^2$ wird theoretisch eine zu große Mantelreibung mobilisiert. Allerdings zeigt Abb. 5.1, dass in dem Bereich $q_c < 7,5 \text{ MN/m}^2$ keine Daten zugrunde liegen und der Verlauf bis dahin daher keine Aussagekraft besitzt. Der Verlauf von Kurve (3) erfüllt dagegen eher die Erwartungen. Für $q_c < 7,5 \text{ MN/m}^2$ wird nahezu dieselbe Tragfähigkeit wie von Kurve (1) berechnet. Anschließend nimmt die Kurve (3) nahezu dieselben Mantelreibungswerte wie Kurve (2) an. Dies zeigt, dass das Tragverhalten von nichtbindigen Böden sowohl durch aufliegende weiche als auch steife

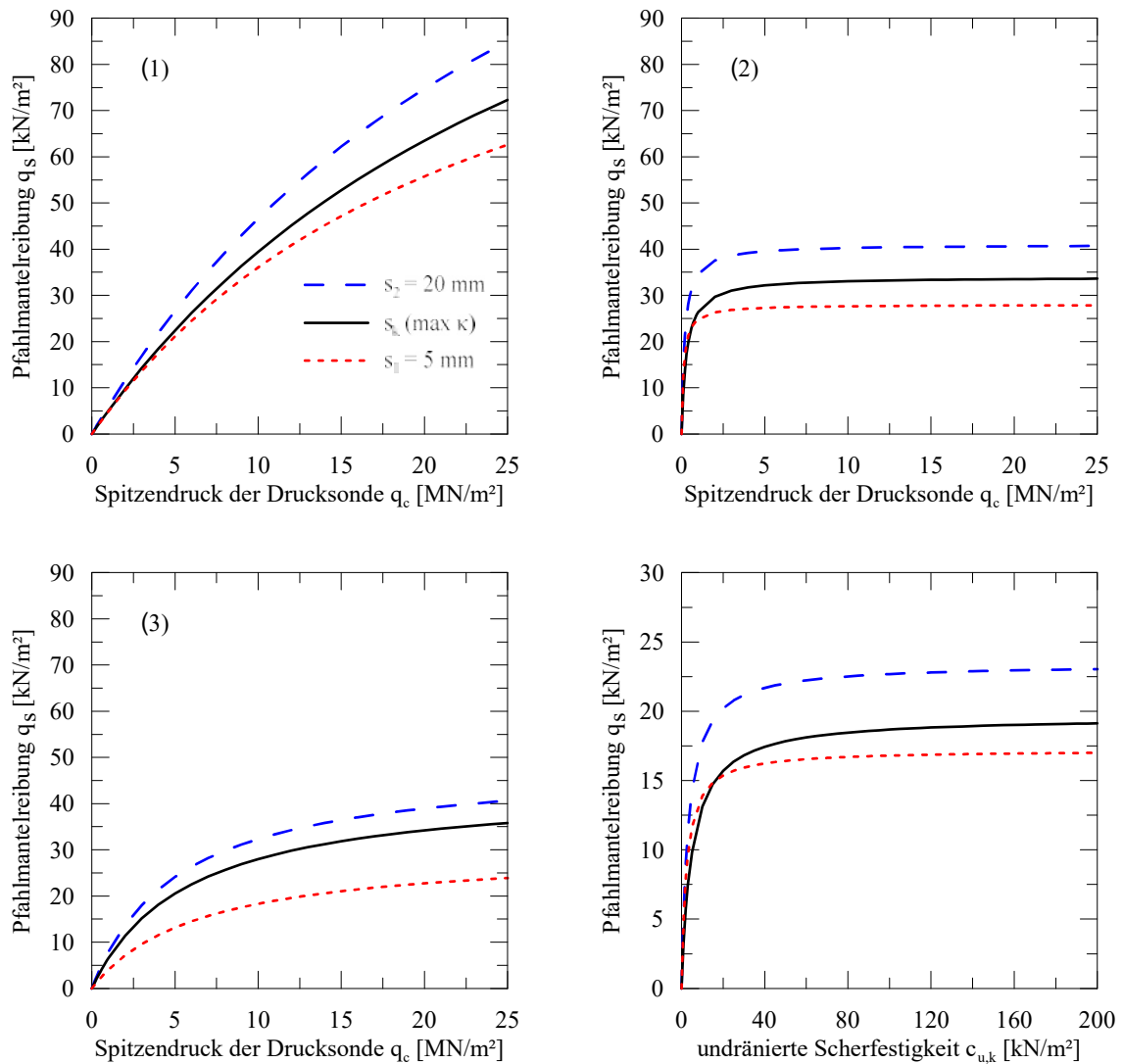


Abb. 5.37: Darstellung der korrelierten Funktionen $q_s(q_c)$ und $q_s(c_{u,k})$ für die Hebungen s_1 , s_k und s_2

bindige Böden sehr stark eingeschränkt wird. Damit werden die Beobachtungen aus den numerischen Berechnungen in Kapitel 5.3 bestätigt.

Für bindige Böden in Abb. 5.39b) werden bei hohen undrained Scherfestigkeiten dieselben Mantelreibungswerte korreliert wie in den numerischen Berechnungen mit PLAXIS. Dadurch werden die Ergebnisse der Numerik und der statistischen Auswertung gegenseitig bestätigt. Interessant ist außerdem, dass die Kurve nahezu konstant ist. Entsprechend ist eine Mitwirkung beim Zugtragverhalten von weichen bindigen Böden vorhanden.

5.4.2 Theorie zum geminderten Tragverhalten

Bisher kann die Theorie zum verringerten Tragverhalten nichtbindiger Böden unterhalb von bindigen Böden anhand numerischer Berechnungen und statistischer Auswertung bestätigt werden. Nachfolgend wird für dieses Phänomen ein Erklärungsversuch gegeben.

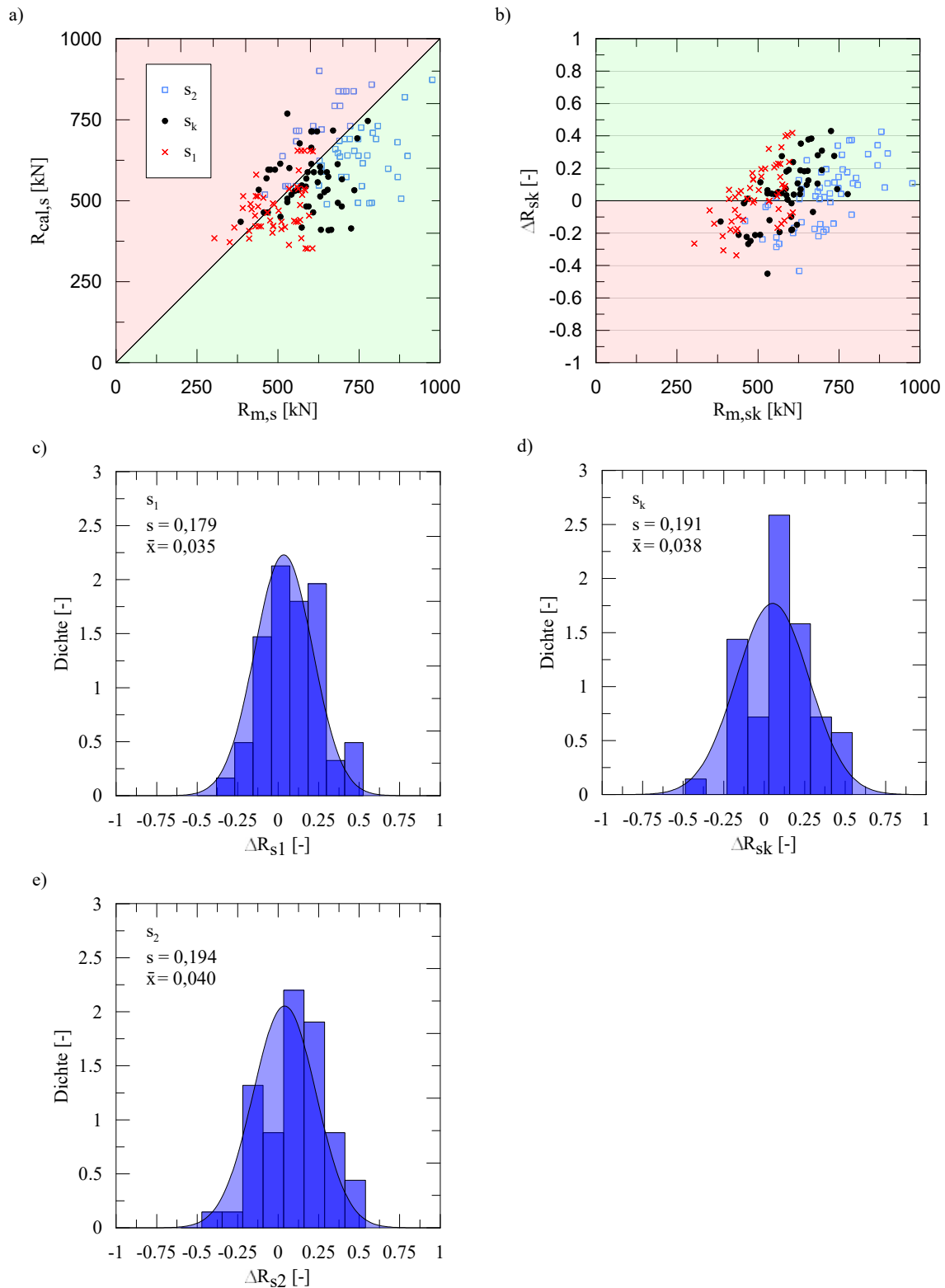


Abb. 5.38: Vergleich der mit den korrelierten Mantelreibungen ermittelten mit den gemessenen bzw. extrapolierten Pfahlwiderständen: Direkte Gegenüberstellung in a) und b), Dichtefunktionen für s_1 , s_k und s_2 in c), d) und e)

Bei der Herstellung von Fundexpfählen in Kleiböden kann beobachtet werden, dass beim Herausziehen des Vortreibrohres eine wenige Zentimeter dicke Kleischicht am Pfahlmantel vorhanden ist (Abb. 5.40). Dies wird dadurch ermöglicht, dass der vordere Bereich des

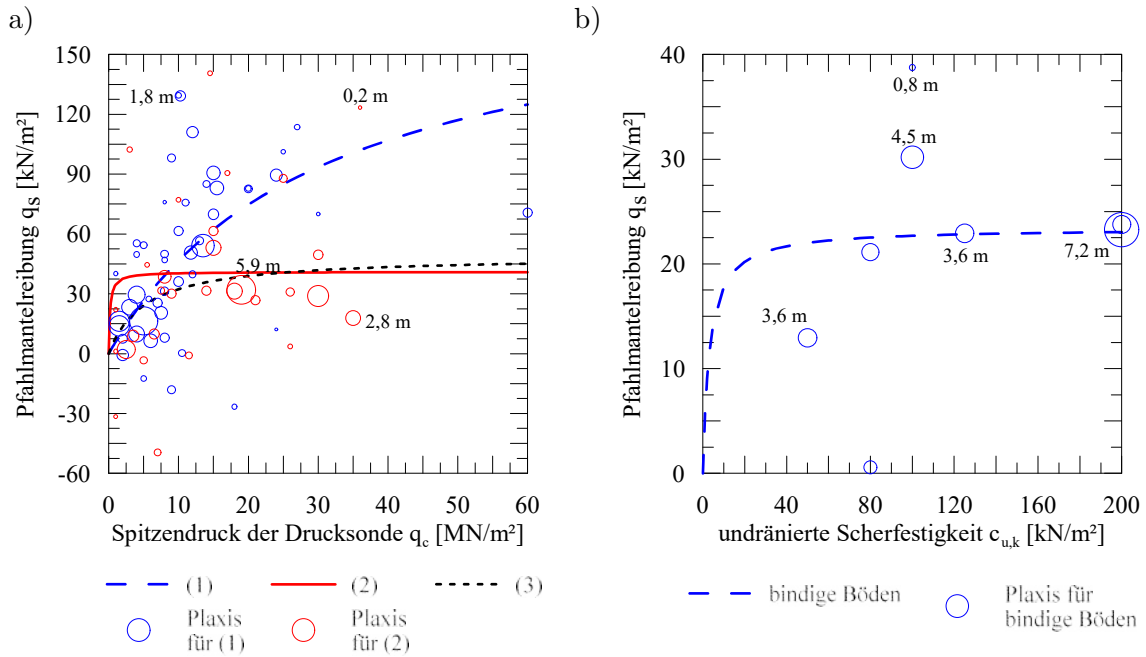


Abb. 5.39: Vergleich der korrelierten Pfahlmantelreibungen mit den numerischen Ergebnissen aus PLAXIS für die Hebung $s_2 = 20$ mm

Vortreibrohres und auch die verlorene Spitze eine Aufweitung gegenüber dem restlichen Mantelrohr im Boden aufweisen. Die Ursache für das Phänomen wird in der Pfahlinstallation gesehen.



Abb. 5.40: Am Vortreibrohr haftende Kleischicht beim Herausziehvorgang

Der Installationsprozess ist in Abb. 5.41 dargestellt. Darin ist das vermutete Phänomen erläutert. Beim Eindrehen des Vortreibrohres entsteht hinter der Aufweitung ein kleiner Spalt, welcher durch den haftenden Klei ausgefüllt wird. Liegt unterhalb des Kleis eine nichtbindige Schicht, wird diese durch die Aufweitung seitlich verdrängt. Wird der Hohlraum dann durch den Klei ausgefüllt, kann es infolge des Eindrehens und Herausziehens dazu kommen, dass zwischen Betonoberfläche und nichtbindigem Boden einige Reste des Kleis durch Abrieb verbleiben. Diese Trennschicht wird durch die kohäsiven und adhäsiven Eigenschaften hervorgerufen und ist daher auch bei anderen bindigen Böden wie Geschiebelehm und -mergel vorhanden.

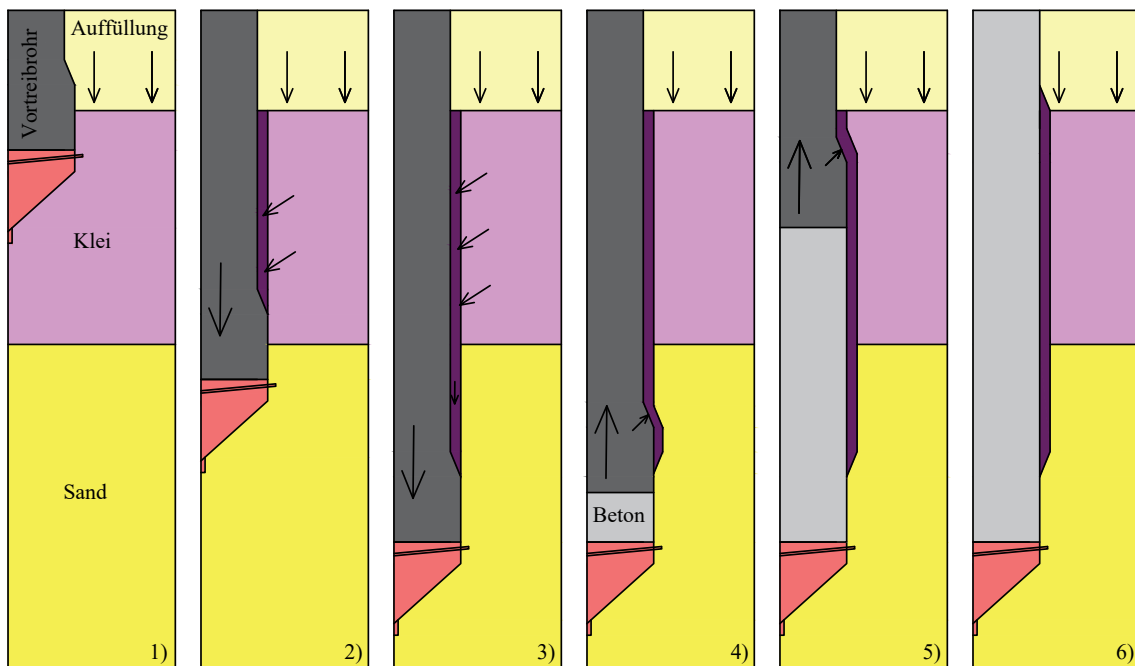


Abb. 5.41: Bildung einer Trennschicht am Pfahlmantel bei der Pfahlinstallation

Diese Vorstellung einer Stör- oder Trennschicht aus bindigem Bodenmaterial zwischen Pfahlmantel und tieferliegenden nichtbindigen Böden erklärt die zuvor gefundenen Zusammenhänge. Dabei wirkt der am Pfahlmantel befindliche Klei wie eine Schmierschicht. Es erklärt auch, warum dieses Verhalten bei Fundexpfählen beobachtet werden kann und noch keine vergleichbaren Berichte für andere Pfahlsysteme wie Bohr- oder Fertigrammpfähle vorliegen. Ob dieses Phänomen tatsächlich so auftritt, muss jedoch noch experimentell bestätigt werden.

5.4.3 Bestimmung von Erfahrungswerten für das 10 %- und 50 %-Quantil

Ausgehend von der in Abschnitt 5.4.1 neu durchgeführten Regressionsanalyse werden nachfolgend Erfahrungswerte für das 10 %- und 50 %-Quantil von auf Zug belasteten Fundexpfählen abgeleitet. Die Erfahrungswerte orientieren sich an den Vorgaben der *EA-Pfähle (2012)*. Es werden Erfahrungswerte für die Pfahlmantelreibung q_s bei $q_c = 7,5 \text{ MN/m}^2$, $q_c = 15 \text{ MN/m}^2$ und $q_c = 25 \text{ MN/m}^2$ sowie bei $c_{u,k} = 60 \text{ kN/m}^2$, $c_{u,k} = 150 \text{ kN/m}^2$, $c_{u,k} = 250 \text{ kN/m}^2$ angegeben. Zwischenwerte werden linear interpoliert. Da Unterschiede im Tragverhalten von nichtbindigen Böden festzustellen sind, wenn diese unterhalb von bindigen Bodenschichten liegen, werden hier unterschiedliche Empfehlungen gegeben. Abweichend von der *EA-Pfähle (2012)* werden auch Werte für die Mantelreibung bei $q_c < 7,5 \text{ MN/m}^2$ und $c_{u,k} < 60 \text{ kN/m}^2$ angesetzt, siehe hierzu Abschnitt 5.2.4.1. Bei der späteren Nutzung können diese Bereiche vom Anwendenden vernachlässigt werden.

Die Auswertung erfolgt zunächst für die Hebung s_k am Punkt der maximalen Krümmung in der normierten Widerstands-Hebungs-Linie für das 50 %-Quantil. Sämtliche Erfahrungswerte werden dabei mit einem globalen Faktor multipliziert, sodass die Verteilungsfunktion

bei $\bar{x} = 0$ den Wert 0,5 erreicht. Dieser Faktor wird bestimmt zu 1,186. Dabei ergibt sich eine Standardabweichung von $s = 0,263$. Hierbei fällt auf, dass sich die Standardabweichung gegenüber der Regressionsanalyse mit $s = 0,191$ stark erhöht. Aus diesem Grund werden die Eingangswerte für nichtbindige Böden unter bindigen Böden angepasst, indem nun der Mittelwert aus (2) und (3) Verwendung findet. Damit findet keine Unterscheidung in nichtbindige Böden unter weichen oder steifen bindigen Böden statt. Die resultierende Standardabweichung ist mit $s = 0,247$ deutlich geringer als vor der Anpassung. Daher wird diese Änderung beibehalten.

Bei der Bestimmung des 10 %-Quantils wird wie für das 50 %-Quantil vorgegangen. Der globale Faktor wird so bestimmt, dass die Verteilungsfunktion bei $x = 0$ den Wert 0,1 erreicht. Für die Hebungen s_1 , s_k und s_2 sind die statistischen Kennwerte und der globale Faktor in Tab. 5.8 dargestellt. Die abgeleiteten Erfahrungswerte sind tabellarisch in Tab. 5.9 bis 5.11 und grafisch in Abb. 5.42 gegeben. Die Dichtefunktionen können Abb. 5.44 entnommen werden.

Tab. 5.8: Zusammenfassung der statistischen Kennwerte für die abgeleiteten Erfahrungswerte für die unterschiedlichen Pfahlkopfhebungen und die beiden Quantile

statistische Kennwerte	10 %-Quantil			50 %-Quantil		
	s_1	s_k	s_2	s_1	s_k	s_2
globaler Faktor	0,906	0,879	0,889	1,199	1,176	1,193
Standardabweichung s	0,177	0,185	0,189	0,234	0,247	0,254
Mittelwert \bar{x}	0,227	0,237	0,243	0,000	0,000	0,000

Der Vergleich der Erfahrungswerte mit den numerischen Berechnungen in PLAXIS 3D in Abb. 5.42 zeigt eine hervorragende Übereinstimmung. Die vorhandenen Differenzen sind zum einen darauf zurückzuführen, dass die Mantelreibung in PLAXIS numerischen Ungenauigkeiten unterworfen ist und nach oben und unten streut. Im Mittel passen die Werte sehr gut zur Korrelation. Auf der anderen Seite ist zu berücksichtigen, dass hier zwei verschiedene Berechnungsverfahren mit unterschiedlichen Eingabeparametern miteinander verglichen werden, die zu sehr ähnlichen Ergebnisse kommen. Damit werden sowohl die Regressionsanalyse als auch die numerische Nachrechnung in PLAXIS bestätigt.

Die Pfahlmantelreibung wird für unterschiedliche Hebungen angegeben, da diese verschiebungsabhängig ist und die statischen Probelastungen nicht bis zum Bruch ausgeführt worden sind. Ein Vergleich der gemessenen und extrapolierten Hebungen ist in Abb. 5.6 enthalten. Die Hebung s_2 mag nah an einen Bruch herangehen. Dass insbesondere die Erfahrungswerte des 50 %-Quantils für eine Hebung von 20 mm nicht abgesichert sind, sollte bei deren Verwendung beachtet werden.

Bei der Anwendung der Erfahrungswerte für bindige Böden ist zu berücksichtigen, dass zu deren Ermittlung nur eine geringe Datengrundlage zur Verfügung steht. *Bruns (1998)* weist darauf hin, dass durch Konsolidierung ein Abbau der Pfahlmantelreibung stattfindet. Da die Erfahrungswerte an statischen Pfahlprobelastungen mit einer Dauer von deutlich

Tab. 5.9: Für nichtbindige Böden ohne aufliegende bindige Böden korrelierte Pfahlmantelreibung in Abhängigkeit des Spitzenwiderstands der Drucksonde q_c für das 10 %- und 50 %-Quantil bei unterschiedliche Hebungen

Pfahlkopf- hebung	Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ [kN/m ²]		
	bei einem mittleren Spitzenwiderstand q_c der Drucksonde [MN/m ²]		
	7,5	15	25
s_1	26 -35	43 -57	57 -75
s_k	28 -37	46 -62	64 -85
s_2	33 -44	55 -74	76 -101

Tab. 5.10: Für nichtbindige Böden unterhalb bindiger Böden korrelierte Pfahlmantelreibung in Abhängigkeit des Spitzenwiderstands der Drucksonde q_c für das 10 %- und 50 %-Quantil bei unterschiedliche Hebungen

Pfahlkopf- hebung	Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ [kN/m ²]		
	bei einem mittleren Spitzenwiderstand q_c der Drucksonde [MN/m ²]		
	7,5	15	25
s_1	20 -26	22 -29	23 -31
s_k	25 -34	29 -38	31 -41
s_2	31 -41	34 -46	36 -49

Tab. 5.11: Für bindige Böden korrelierte Pfahlmantelreibung in Abhängigkeit der undrännierten Scherfestigkeit $c_{u,k}$ für das 10 %- und 50 %-Quantil bei unterschiedliche Hebungen

Pfahlkopf- hebung	Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ [kN/m ²]		
	bei einer Scherfestigkeit $c_{u,k}$ des undrännierten Bodens [kN/m ²]		
	60	150	250
s_1	15 -20	15 -20	15 -20
s_k	16 -21	17 -22	17 -23
s_2	20 -27	20 -27	21 -28

weniger als einem Tag kalibriert worden sind, können diese bei langanhaltender Belastung zu einer Überschätzung der Tragfähigkeit führen.

5.4.4 Vergleich mit den Erfahrungswerten für Druckpfähle

Nachfolgend werden die hergeleiteten Erfahrungswerte für die Mantelreibung von Fundexpfählen bei Zugbelastung aus Abschnitt 5.4.3 mit denen aus *Werner (2006)* infolge Druckbelastung verglichen. Da diese in *Werner (2006)* für den Bruchzustand extrapoliert worden sind, werden die Erfahrungswerte für Zugpfähle mit einer Hebung von $s_2 = 20$ mm verwendet. Die Gegenüberstellung für Pfähle in nichtbindigen Böden ist in Abb. 5.45 enthalten.

Die Mantelreibung für $q_c = 7,5$ MN/m² weicht in Abb. 5.45 nur geringfügig von den Erfahrungswerten in *Werner (2006)* ab. Größere Unterschiede sind hingegen für große-

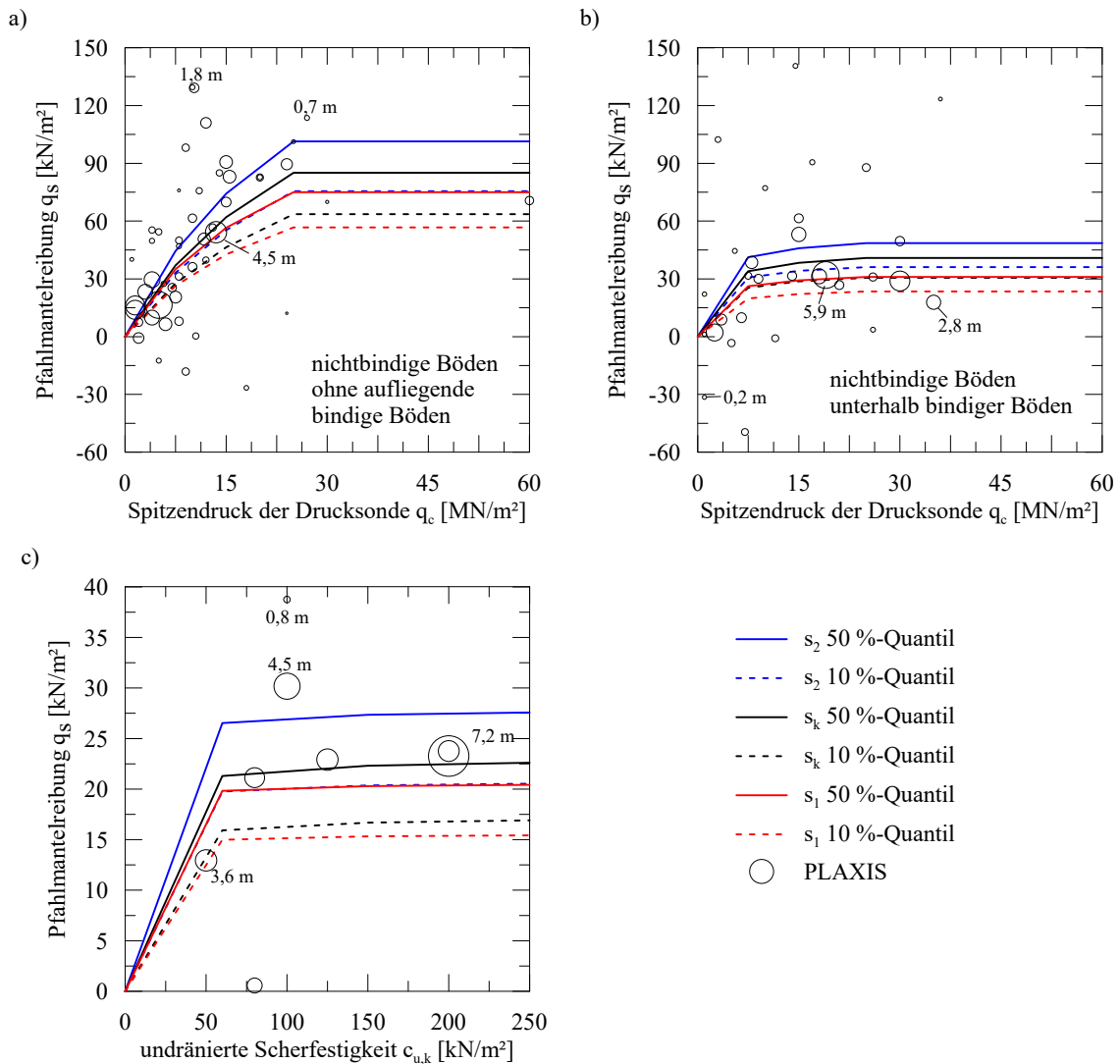


Abb. 5.42: Darstellung der abgeleiteten Erfahrungswerte zur Korrelation der Pfahlmantelreibung von auf Zug beanspruchten Fundexpfählen in Abhängigkeit der Hebung, vergleichsweise mit den numerischen Ergebnissen aus Plaxis für die Hebung $s_2 = 20$ mm, Blasengöße skaliert mit Einbindelänge

re Sondierwiderstände festzustellen. Die Erfahrungswerte für Zugpfähle ohne aufliegende bindige Böden (1) betragen dabei 64 bis 70 % der Mantelreibungswerte für Druckpfähle. Dies passt sehr gut zu den in Abschnitt 2.4.7 zusammengetragenen Verhältnissen aus der Literatur. Unberücksichtigt bleibt an dieser Stelle jedoch, dass bei der hier durchgeführten Regressionsanalyse auch eine Mantelreibung für $q_c < 7,5$ MN/m² angesetzt wird. Würde dieser Bereich vernachlässigt und die weiteren Mantelreibungswerte entsprechend erhöht werden, ergebe dies geringere Unterschiede zwischen Druck- und Zugpfählen.

Auf der anderen Seite sind die Mantelreibungswerte von nichtbindigen Böden unterhalb von bindigen Böden (2) bei dem Vergleich deutlich geringer und weisen bei hohem Sondierwiderstand nur ein Verhältnis von 31 bzw. 34 % zu den Erfahrungswerten aus *Werner (2006)* auf. Zu berücksichtigen ist, dass für die Zugpfähle nur eine Hebung bis 20 mm

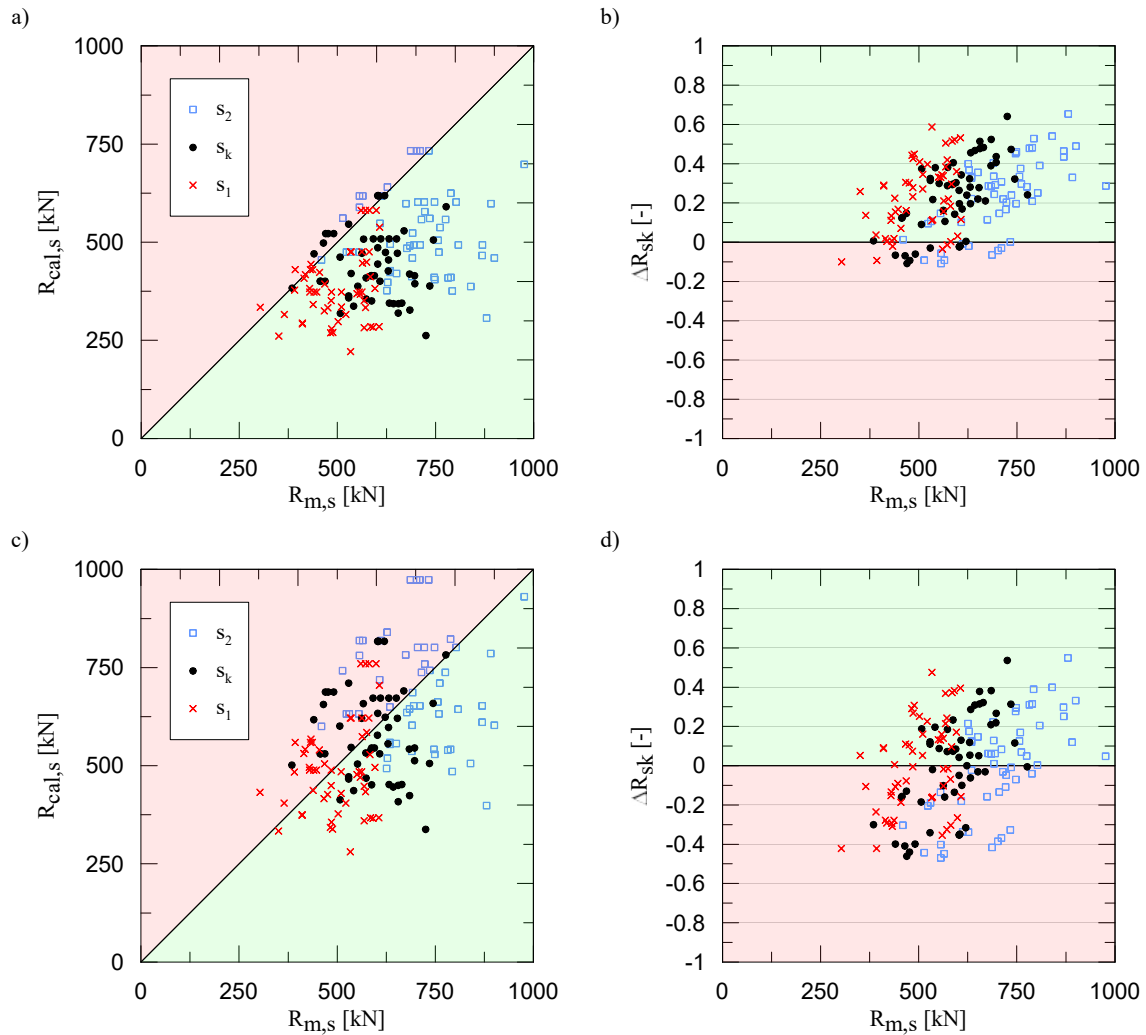


Abb. 5.43: Vergleich der berechneten Pfahlwiderstände R_{cal} für das 10 %-Quantil in a) und b) sowie das 50 %-Quantil in c) und d) mit den gemessenen Pfahlwiderständen R_m für die gewählten Hebungen

betrachtet wird. Da dies nicht zwangsläufig den Bruchzustand darstellt, werden hier noch Tragreserven vermutet.

Der Vergleich der Erfahrungswerte der Mantelreibung in bindigen Böden ist in Abb. 5.46 enthalten. Hierbei ist die nur sehr geringe Datengrundlage für Zugpfähle zu berücksichtigen. Dabei zeigt sich ein ähnliches Verhältnis wie bei Pfählen in nichtbindigen Böden. Für geringe undrained Scherfestigkeiten $c_u = 60 \text{ kN/m}^2$ werden im Vergleich zu *Werner (2006)* sehr ähnliche Erfahrungswerte generiert. Je größer die undrained Scherfestigkeit wird, desto geringer wird das Verhältnis zwischen Zug- und Druckpfählen, bis bei $c_u = 250 \text{ kN/m}^2$ knapp 50 % erreicht werden.

In Abb. 5.47 sind die Erfahrungswerte den Empfehlungen der *API (2014)* gegenübergestellt. Dabei fällt auf, dass sich die hier abgeleiteten Erfahrungswerte für bindige Böden mit $c_{u,k} > 100 \text{ kN/m}^2$ an den unteren Werten der *API (2014)* mit einer sehr geringen Vertikalspannung p'_0 zwischen 20 und 1 kN/m^2 orientieren. Dass die aufnehmbare Schubspannung τ_f mit zunehmender undrained Scherfestigkeit konstant bleibt, kann bei *API*

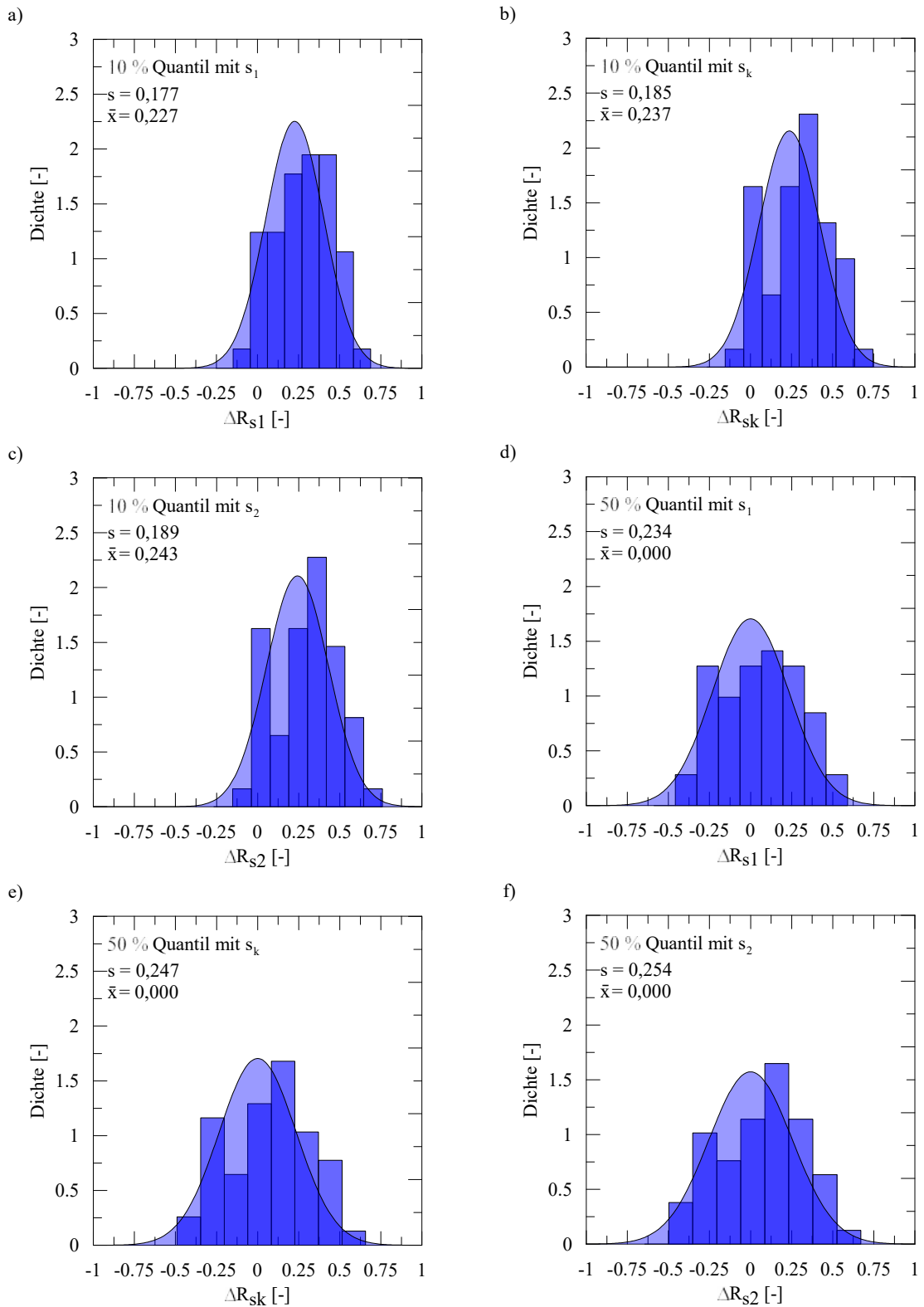


Abb. 5.44: Dichtefunktionen der abgeleiteten Erfahrungswerte für das 10 %- und 50 %-Quantil bei unterschiedlichen Hebungen

(2014) hingegen nicht festgestellt werden. Die Werte von *Werner (2006)* können einer geringen Vertikalspannung von $p'_0 \leq 40 \text{ kN/m}^2$ zugeordnet werden. Insgesamt liegen die Empfehlungen von *Werner (2006)* und die hier formulierten Erfahrungswerte in ihrem

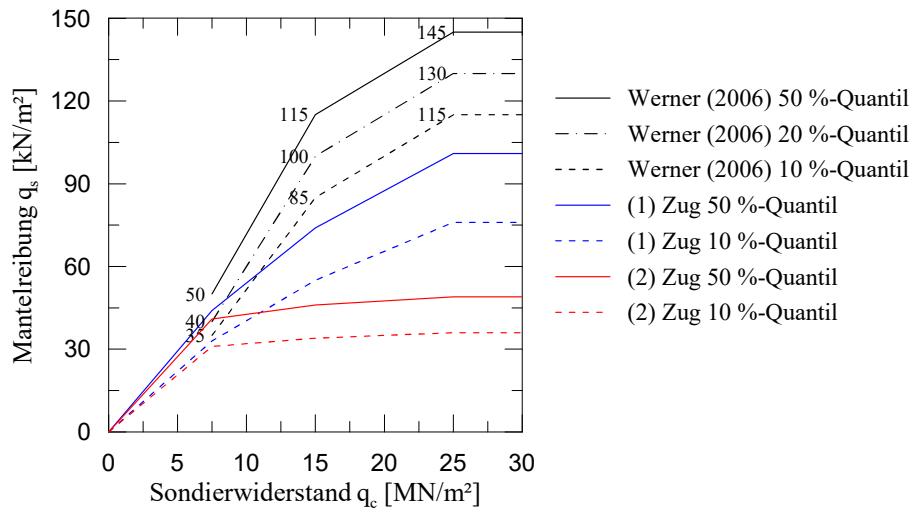


Abb. 5.45: Vergleich der korrelierten Pfahlmantelreibungen q_s für die Hebung $s_2 = 20$ mm mit den Erfahrungswerten nach Werner (2006) für nichtbindige Böden

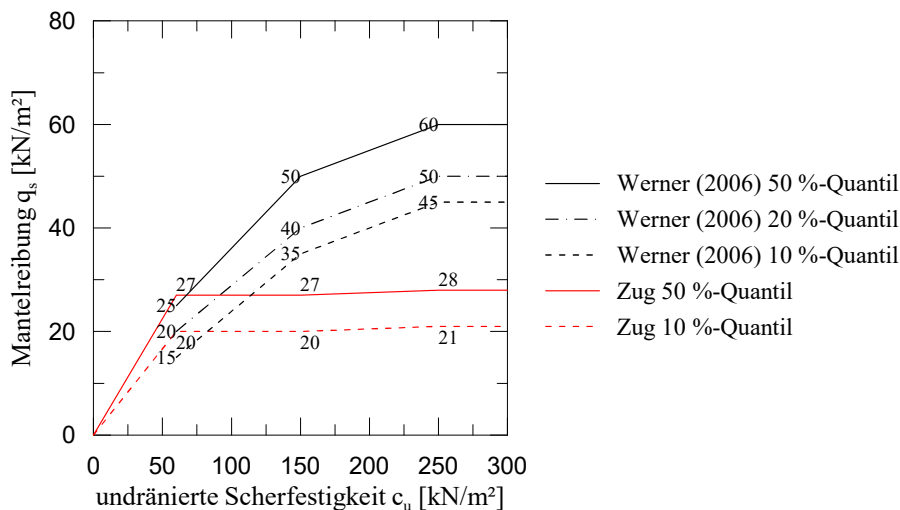


Abb. 5.46: Vergleich der korrelierten Pfahlmantelreibungen q_s für die Hebung $s_2 = 20$ mm mit den Erfahrungswerten nach Werner (2006) für bindige Böden

Verlauf relativ nahe beieinander. Da die Mantelreibung mit zunehmender undrännierter Scherfestigkeit konstant bleibt, liegen die abgeleiteten Erfahrungswerte für bindige Böden im Zweifelsfall auf der sicheren Seite.

Insgesamt liegen die Erfahrungswerte für auf Zug belastete Fundexpfähle damit unterhalb derer für Druckbeanspruchung. Das Verhältnis liegt dabei je nach Lagerungsdichte und undränniertem Scherwiderstand zwischen 50 und 70 %. Dies deckt sich mit den Erfahrungswerten aus der Literaturrecherche in Tab. 2.6. Aufgrund der geringen Datengrundlage werden weitere Untersuchungen zur Tragfähigkeit in bindigen Böden empfohlen.

5.4.5 Zusammenfassung

- Für die Erfahrungswerte der Pfahlmantelreibung von auf Zug belasteten Fundexpfählen in nichtbindigen Böden wird ein neuer Ansatz verwendet, bei dem zwischen

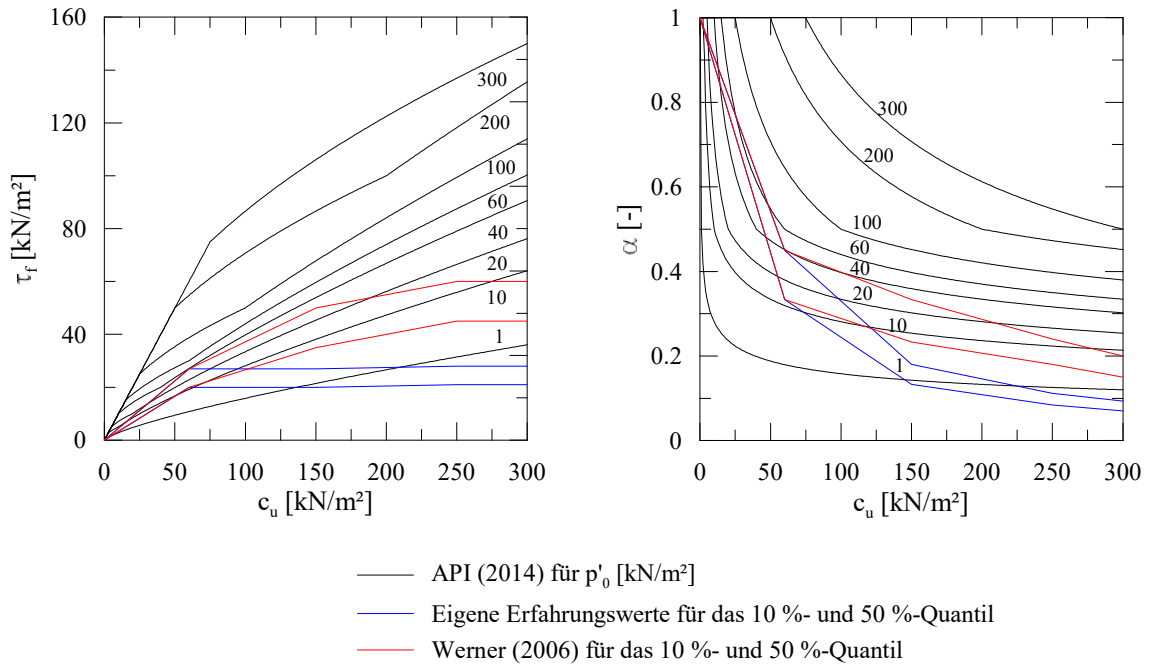


Abb. 5.47: Vergleich der Erfahrungswerte für bindige Böden bei $s_2 = 20$ mm mit den Empfehlungen für die Pfahlmantelreibung τ_f und den Adhäsionsfaktor α nach API (2014) für unterschiedliche Vertikalspannungen p'_0 und Werner (2006)

dem Vorhandensein aufliegender bindiger Schichten unterschieden wird. Die statistische Auswertung zeigt, dass nichtbindige Böden deutlich weniger tragfähig sind, wenn sich diese unterhalb bindiger Schichten befinden.

- Die Ursache für die verringerte Tragfähigkeit bei aufliegenden kohäsiven Böden wird im Installationsvorgang durch die Aufweitung der Bohrkrone von Fundexpfählen vermutet.
- Die Erfahrungswerte für nichtbindige Böden ohne aufliegende bindige Schichten liegen je nach Lagerungsdichte bei etwa 70 % von den Empfehlungen der *EA-Pfähle (2012)* für druckbelastete Fundexpfähle. Bei nichtbindigen Böden unter bindigen Schichten sind dies nur noch 34 %. Bindige Böden liegen bei etwa 50 % im Vergleich zu den Erfahrungswerten von *Werner (2006)*. Für lockere Lagerungsdichten und weiche Konsistenzen nähern sich die Erfahrungswerte für Zugpfähle einem Verhältnis von 100 % zur Mantelreibung von Druckpfählen.
- Durch die numerische Nachrechnung in PLAXIS 3D werden die korrelierten Mantelreibungswerte bestätigt. Die abgeleiteten Erfahrungswerte weisen eine im Vergleich zur Literatur sehr geringe Standardabweichung auf.
- Um die abgeleiteten Erfahrungswerte final abzusichern, ist deren Anwendung auf eine Kontrollgruppe statischer Pfahlprobelastungen erforderlich.

6 Hauptuntersuchungen zum Zugtragverhalten von Einzelpfählen

6.1 Erläuterung

In den Voruntersuchungen in Kapitel 5 sind die Voruntersuchungen zum Zugtragverhalten von Einzelpfählen dargestellt. Nach Durchführung dieser Voruntersuchungen haben sich jedoch in der Datenlage einige erforderliche Anpassungen ergeben. Daher wird im Folgenden die statistische Auswertung erneut durchgeführt. Zudem wird bei der Nachrechnung der statischen Pfahlprobelastungen mit der FEM für den Boden mit dem Modell Hardening Soil with small strain stiffness ein höherwertigeres Stoffgesetz verwendet.

6.2 Durchführung der statistischen Auswertung

6.2.1 Änderungen gegenüber der Voruntersuchung

Wie in Abschnitt 5.2.6 beschrieben, ist eine Anpassung der undränierten Scherfestigkeiten erforderlich. Zudem wurden folgende Modifikationen vorgenommen:

- Pfahl 35 wird aus Durchlauf 1 entfernt, da dieser auch in bindige Schichten einbindet.
- Pfahl 43 wird mit aufgenommen. Die Anfangshebung wird durch lineare Interpolation ermittelt.
- Pfahl 48 wird angepasst. Der erste berücksichtigte Wert beim Hyperbelverfahren wird auf den zweiten Messwert verschoben.
- Pfahl 49 wird angepasst. Hier felte der letzte Messwert mit $R = 586$ kN und $s = 41,73$ mm.
- Pfahl 58 wird mit aufgenommen.

In Abb. 6.1 sind die Bodenprofile mit einer Differenzierung in bindige und nichtbindige Böden sowie Einteilung in Bereiche von q_c und $c_{u,k}$ dargestellt. Die Verteilung der Einbindelänge aller berücksichtigten Pfähle über q_c und $c_{u,k}$ kann Abb. 6.2 entnommen werden.

Die Gegenüberstellung der in den Probelastungen maximal erreichten Hebungen mit den extrapolierten Hebungen ist in Abb. 6.3 vorhanden. Dargestellt ist zudem der Be-

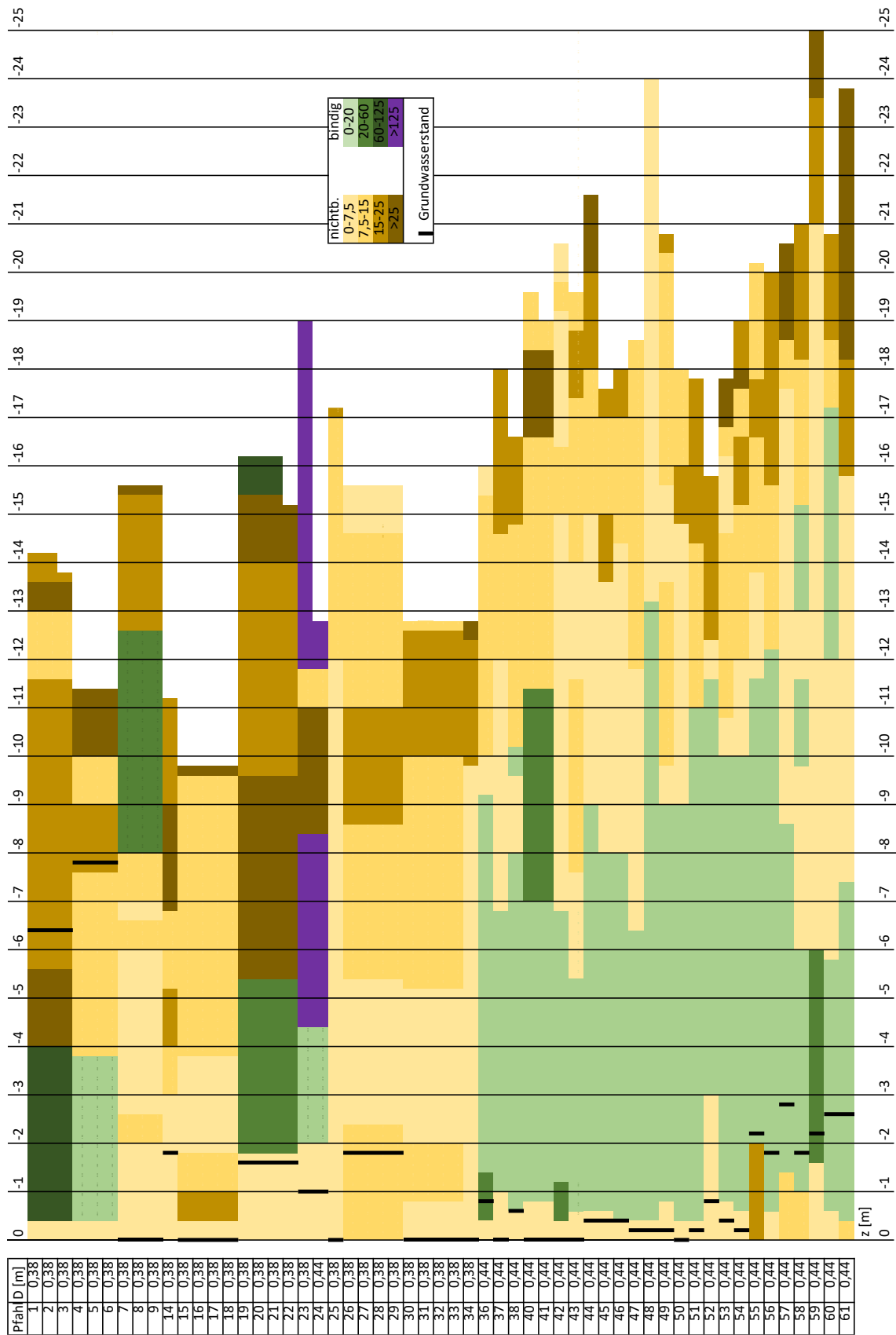


Abb. 6.1: Übersicht der Bodenprofile der statischen Pfahlprobelastungen

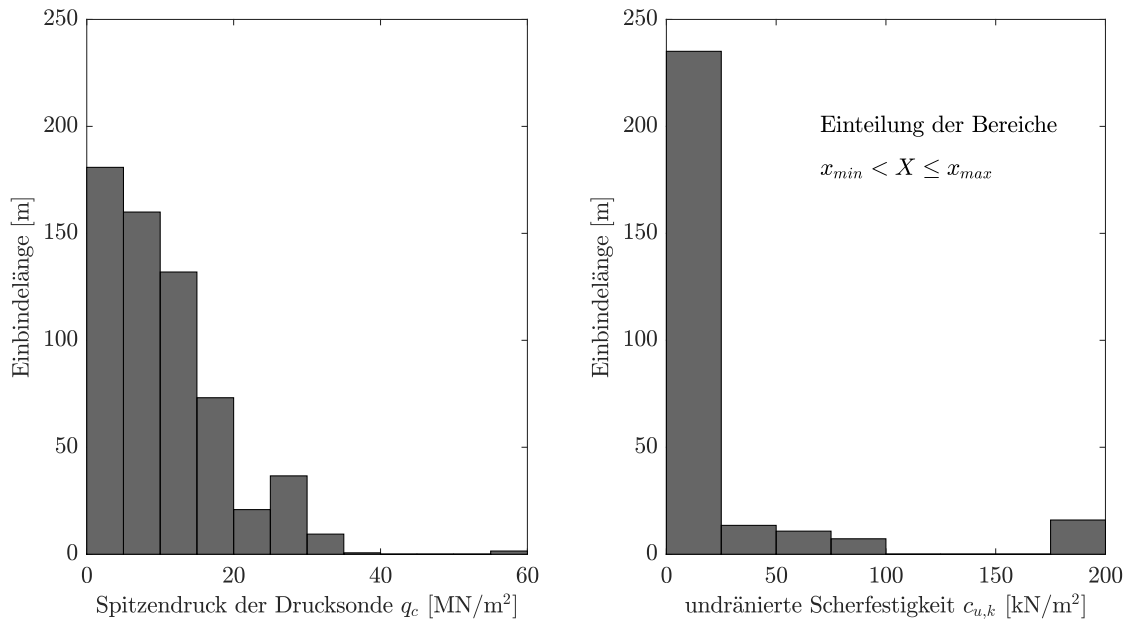


Abb. 6.2: Verteilung der Einbindelängen der probebelasteten Pfähle über den Spitzendruck der Drucksonde bei nichtbindigen Böden (links) und die undrained Scherfestigkeit bei bindigen Böden (rechts)

rechnungsansatz zur Korrelation der Hebung am Punkt der maximalen Krümmung in der Widerstands-Hebungs-Linie in Abhängigkeit der maximalen Zugtragfähigkeit des Pfahles. Der Ansatz nach *EA-Pfähle (2012)* für auf Druck belastete Bohrpfähle liegt sehr nahe an der Ausgleichsgeraden für die mittlere Hebung. Die Abschätzung nach *EA-Pfähle (2012)* für auf Zug belastete Bohrpfähle gibt eine gute Approximation für den oberen Wert der Hebung am Punkt der maximalen Krümmung.

Gegenüber der Voruntersuchung werden nicht mehr so viele unterschiedliche Betrachtungsweisen bei der Regressionsanalyse berücksichtigt, da vieler dieser offenen Fragestellungen infolge der Voruntersuchungen ausreichende beantwortet werden konnten. Es werden zunächst die Pfähle betrachtet, die ausschließlich in nichtbindige Böden einbinden. Wie in der Voruntersuchung sollen hieraus Erfahrungswerte für die Pfahlmantelreibung in nichtbindigen Böden abgeleitet werden. Indem in einem weiteren Durchlauf auch die Fundexpfähle in bindigen Böden zu der Datenbank hinzugefügt werden, sollen unter Ansatz der Erfahrungswerte für nichtbindige Böden die Mantelreibungswerte für bindige Böden erarbeitet werden. Es werden für diese beiden Durchläufe die Bezeichnungen aus der Voruntersuchung übernommen. Somit werden hier Durchlauf 1 und Durchlauf 3 betrachtet.

6.2.2 Durchlauf 1: nur nichtbindige Böden

In Abb. 6.4 wird die statistische Auswertung unter Berücksichtigung der Pfähle in ausschließlich nichtbindigen Böden durchgeführt. Dabei werden die drei Hebungskriterien s_1 , s_k und s_2 aus Abb. 6.3 berücksichtigt.

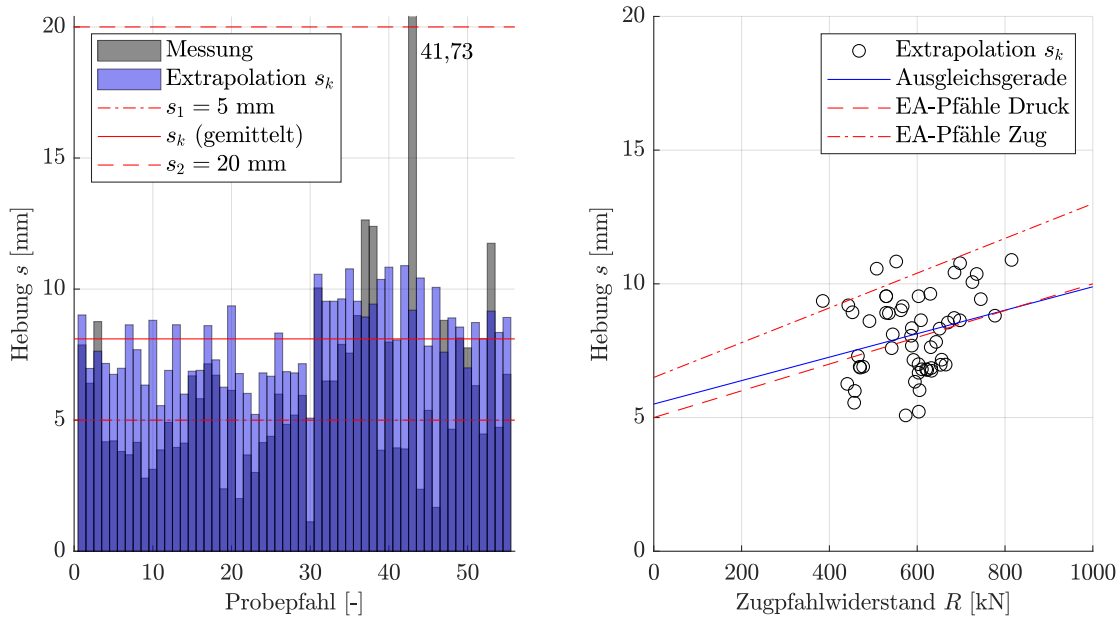


Abb. 6.3: Gegenüberstellung der in den statischen Pfahlprobelastungen erreichten Hebungen mit den in den Extrapolationen angenommenen Hebungen (links) und Darstellung der bis zum Punkt der maximalen Krümmung extrapolierten Pfahlwiderstände R und der zugehörigen Hebungen s_k (rechts)

Eine Gegenüberstellung der extrapolierten Messwerte und der korrelierten Pfahlwiderstände zur Überprüfung der Regressionsanalyse ist in Abb. 6.5 dargestellt. Ergänzende Diagramme können Anhang D-1 entnommen werden.

Das Verfahren 1 in Abb. 6.4 liefert einen stark unstetigen Verlauf. Zurückzuführen ist dies auf die große Sensitivität für Bereiche mit einer geringen Anzahl an einbindenden Pfählen, vergleiche die Verteilung der Einbindelänge über den Spitzendruck der Drucksonde in Abb. 6.2. Zudem sei auf die Möglichkeit hingewiesen, dass das Verfahren der kleinsten Fehlerquadrate nicht zwangsläufig das globale Minimum findet, sondern auch lokale Minima möglich sind. In diesem Fall ist von einem lokalen Minimum auszugehen, da es keine sinnvolle Erklärung für den Verlauf gibt.

Ansonsten sei an dieser Stelle erwähnt, dass mit Rücksichtnahme auf Abb. 6.2 die Regressionsanalyse für die Bereiche $q_c \leq 15$ MN/m² repräsentativ ist. Für $q_c > 15$ MN/m² ist die Datengrundlage zu gering.

6.2.3 Durchlauf 3: alle Pfähle

In Abb. 6.6 sind die korrelierten Mantelreibungswerte in Abhängigkeit des Spitzendrucks der Drucksonde beziehungsweise der undränierten Scherfestigkeit dargestellt. Dabei wurden alle Pfähle der Datenbank berücksichtigt, die sowohl in nichtbindige als auch in bindige Böden einbinden.

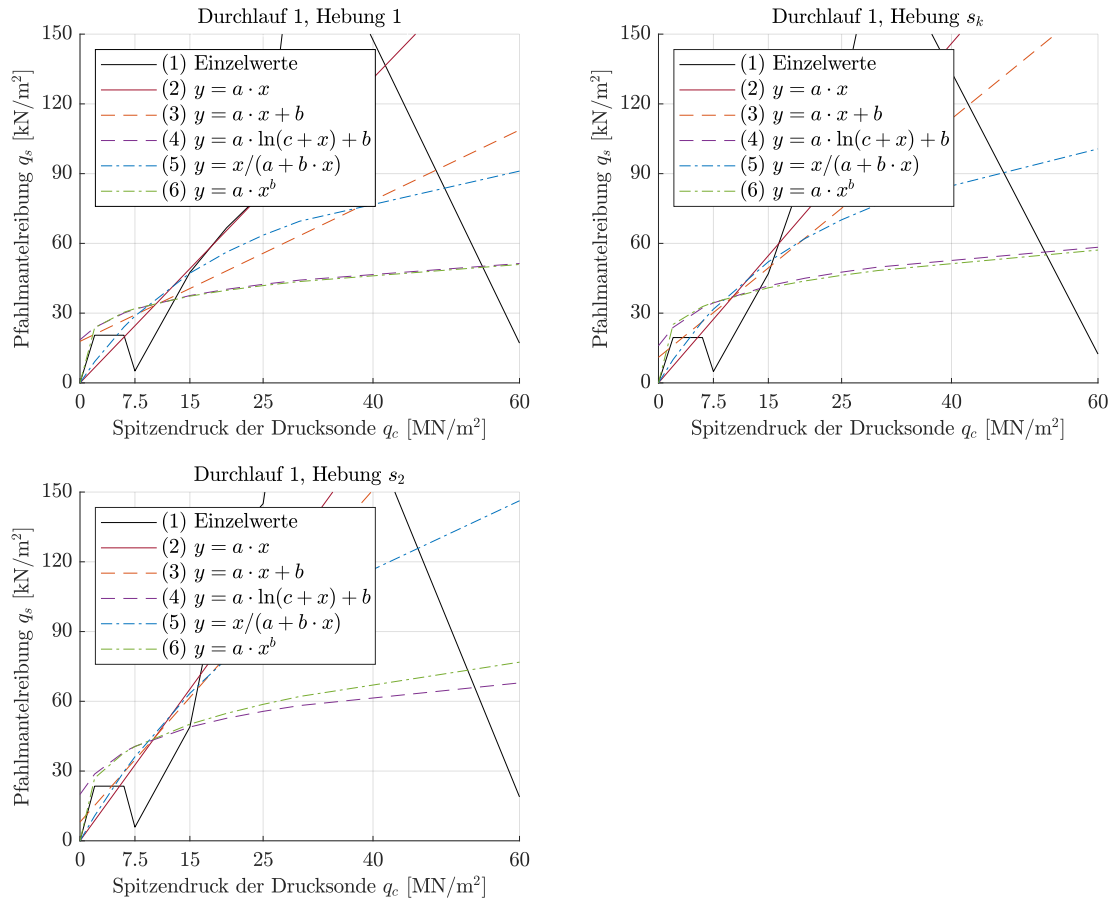


Abb. 6.4: Korrelation zwischen dem Spitzendruck der Drucksonde q_c und der Pfahlmantelreibung q_s in den 16 betrachteten Bodenprofilen aus ausschließlich nichtbindigen Böden

Eine Gegenüberstellung der extrapolierten Messwerte und der korrelierten Pfahlwiderstände zur Überprüfung der Regressionsanalyse ist in Abb. 6.7 dargestellt. Ergänzende Diagramme können Anhang D-2 entnommen werden.

In Abb. 6.6 fällt bei Verfahren 1 auf, dass im Bereich hoher Lagerungsdichten ein Rückgang der Pfahlmantelreibung in nichtbindigen Böden verzeichnet wird. Die gewählten Ansatzfunktionen der Verfahren 2 bis 6 sind nicht in der Lage, einen Rückgang der Mantelreibung abzubilden. Dafür ist diese im übrigen Verlauf deutlich geringer. Wie in Durchlauf 1 beschrieben ist zu beachten, dass aufgrund der geringen Datengrundlage für nichtbindige Böden mit hoher Lagerungsdichte die Aussagekraft gering ist. Dennoch werden diese Beobachtung in Abschnitt 6.3 berücksichtigt.

Auch bei der sehr un stetigen Ausgleichsfunktion von Verfahren 1 für bindige Böden ist zu berücksichtigen, dass die Datengrundlage für $c_u > 20$ kN/m² verhältnismäßig gering ist. Die Aussagekraft ist entsprechend gering. Dagegen sind die Verläufe der übrigen Verfahren eher konstant mit einer vernachlässigbaren Steigung über c_u .

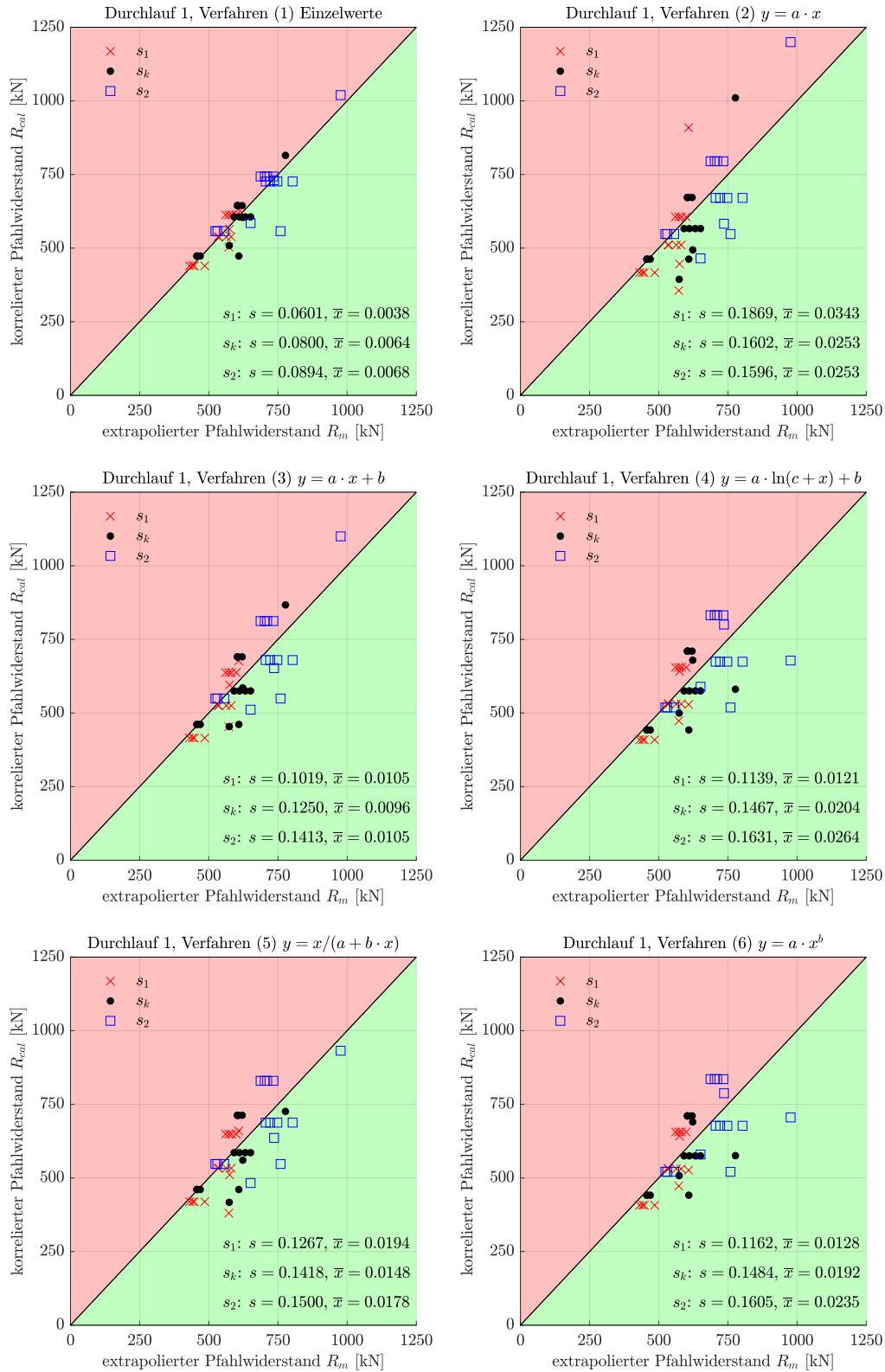


Abb. 6.5: Gegenüberstellung der extrpolierten Messwerte R_m und der aus der Korrelation berechneten Pfahlwiderstände R_{cal} nach Durchlauf 1

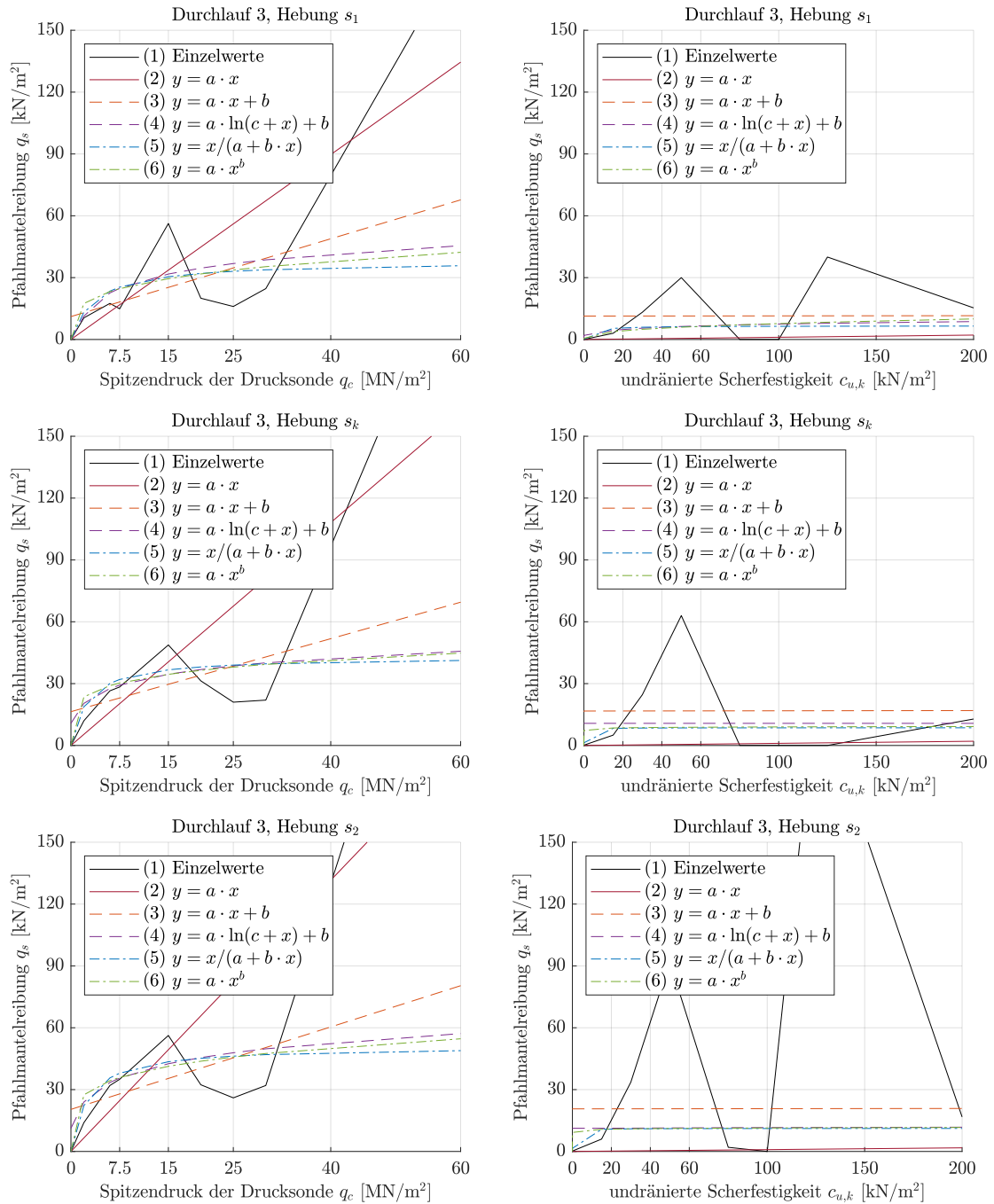


Abb. 6.6: Korrelation zwischen dem Spitzendruck der Drucksonde q_c beziehungsweise der undrained Scherfestigkeit $c_{u,k}$ und der Pfahlmantelreibung q_s

6.3 Numerische Nachrechnung der Pfahlprobelastungen mit korrelierten Modellparametern

Wie in den Voruntersuchungen in Kapitel 5 werden hier ausgewählte statische Pfahlprobelastungen mit der FEM nachgerechnet. Für nichtbindige Böden wird hier das Hardening Soil Modell mit small strain stiffness (HSsmall) verwendet. Die Korrelation der Bodenparameter für das Stoffgesetz erfolgt nach *Brinkgreve et al. (2010)* und *EAU (2020)*. Das

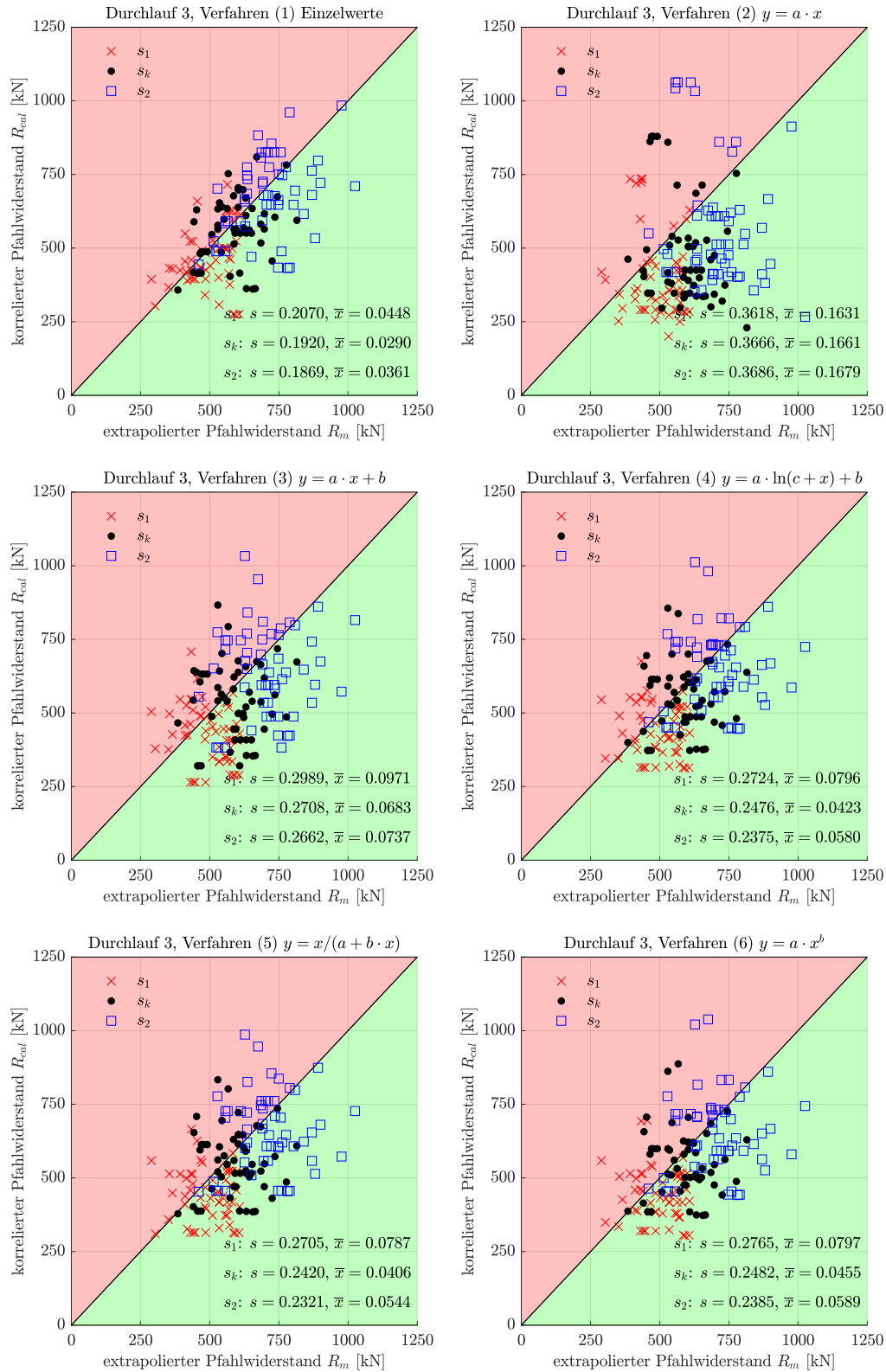


Abb. 6.7: Gegenüberstellung der extrpolierten Messwerte R_m und der aus der Korrelation berechneten Pfahlwiderstände R_{cal} nach Durchlauf 3

Vorgehen zur Ermittlung ist in Abschnitt 3.4 beschrieben. Die verwendeten Modellparameter können Anhang B-2 entnommen werden.

Die Berechnungsergebnisse fallen im Vergleich zu den Messergebnissen mal progressiv und in einigen Fällen konservativ aus. Die Widerstands-Hebungs-Linien der Modelle mit progressiven Tragfähigkeiten sind in Anhang C dargestellt. Um eine mögliche Ursache für die zu hohen Tragfähigkeiten zu ermitteln, werden Matrizen mit qualitativen Merkmalen in Abb. 6.8 erstellt. Als mögliche Einflussfaktoren werden aufliegende bindige Bodenschichten, dilatantes Verhalten und das Vorhandensein dichter und sehr dichter Lagerungsdichten berücksichtigt.

Tragfähigkeit	über-schätzt	0	0	6	Tragfähigkeit	über-schätzt	2	0	4	Tragfähigkeit	über-schätzt	0	6		
		2	0	2			1	3	0			3	1		
	unter-schätzt	1	1	4		unter-schätzt	unter-schätzt	2	2		2	unter-schätzt	unter-schätzt	4	2
		2	0	0				1	1		0			2	0
		1	0	0				1	0		0			1	0
		nein		ja			gering		groß			nein		ja	
		bindige Schicht oberhalb nichtbindigem Boden					Einfluss Dilatanz					dicht gelagerte Sandschicht			

Abb. 6.8: Qualitative Beschreibung des berechneten Tragverhaltens unter Berücksichtigung möglicher Einflussfaktoren

In Abb. 6.8 kann der Zusammenhang zwischen dicht gelagerten Sandböden und einer zu hohen Tragfähigkeit beobachtet werden. Dieser Zusammenhang ist auch in der statistischen Auswertung in Durchlauf 3 für Verfahren 1 in Abb. 6.6 erkennbar.

Eine Erklärung für das vermutlich gemeinsame Auftreten dicht gelagerter Sandböden und zu hoch berechneter Zugtragfähigkeit wird im Installationsvorgang der Pfähle vermutet. Beim Eindrehen des Vortreibrohres wird der umgebende Baugrund vollständig verdrängt. Dabei findet eine Verdichtung bei locker gelagerten nichtbindigen Böden statt. Somit können auch Böden mit geringen Lagerungsdichten einen vergleichsweise großen Lastabtrag gewährleisten. Für Sandböden mit hoher Lagerungsdichte wird vermutet, dass beim Ziehen des Vortreibrohres nach dem Betonieren hingegen eine Auflockerung in der direkt am Pfahl befindlichen Zone erfolgt. Zum einen weist die Bohrkronen eine Aufweitung von etwa 40 mm im Vergleich zum restlichen Vortreibrohr auf. Zum anderen ist es denkbar, dass der Frischbetondruck schwächer ist als der von außen wirkende Erddruck, sodass das vom Vortreibrohr beanspruchte Volumen größtenteils durch den nichtbindigen Boden ausgefüllt wird, wodurch eine Auflockerung stattfindet. Mit Sicherheit können diese Thesen nicht formuliert werden. Hierzu ist weiterer Forschungsbedarf vorhanden.

Nachfolgend werden in den Abbildungen 6.9 bis 6.27 die Ergebnisse in Form von Widerstands-Hebungs-Linien und dem Verlauf der Pfahlmantelreibung für die Hebungen $s_1 = 5$ mm, $s_k = 8,1$ mm und $s_2 = 20$ mm dargestellt.

Die Modelle werden in Abhängigkeit ihrer Tragfähigkeitsprognose in drei Kategorien unterteilt:

- 1 Modelle mit einer guten Übereinstimmung in der Gesamttragfähigkeit: Pfahl 04-06, Pfahl 07-09, Pfahl 14, Pfahl 35, Pfahl 36.

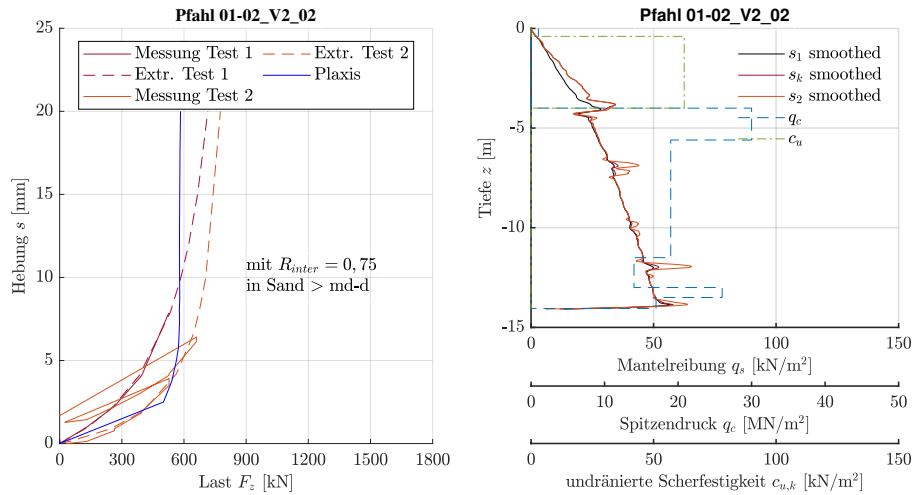


Abb. 6.9: Nachrechnung der Probelastung Pfahl 01-02 und Verteilung der Mantelreibung

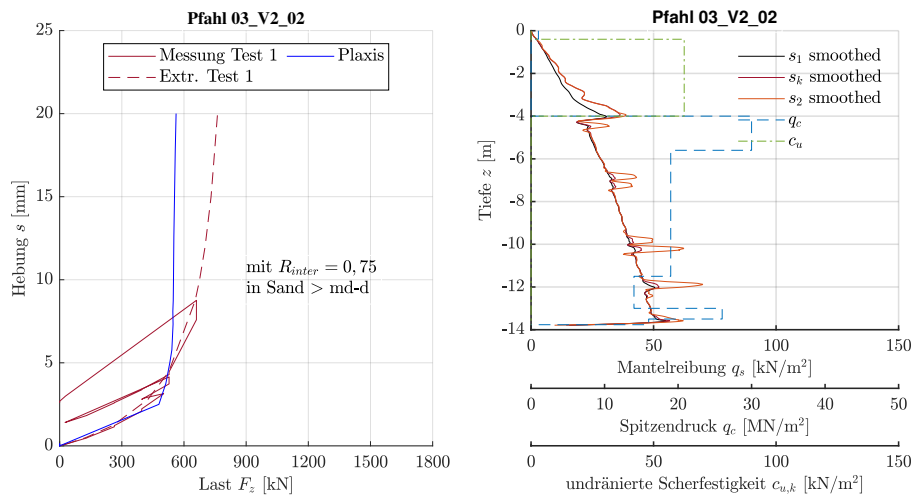


Abb. 6.10: Nachrechnung der Probelastung Pfahl 03 und Verteilung der Mantelreibung

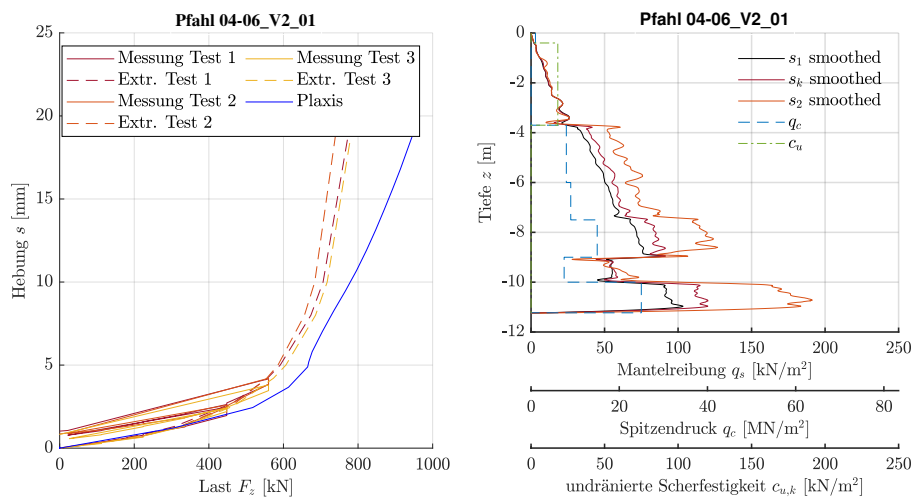


Abb. 6.11: Nachrechnung der Probelastung Pfahl 04-06 und Verteilung der Mantelreibung

2 Modelle mit zunächst zu großer Tragfähigkeit: Pfahl 01-02, Pfahl 03, Pfahl 19-21, Pfahl 22, Pfahl 23, Pfahl 24, Pfahl 25, Pfahl 26-29, Pfahl 40, Pfahl 41, Pfahl 47.

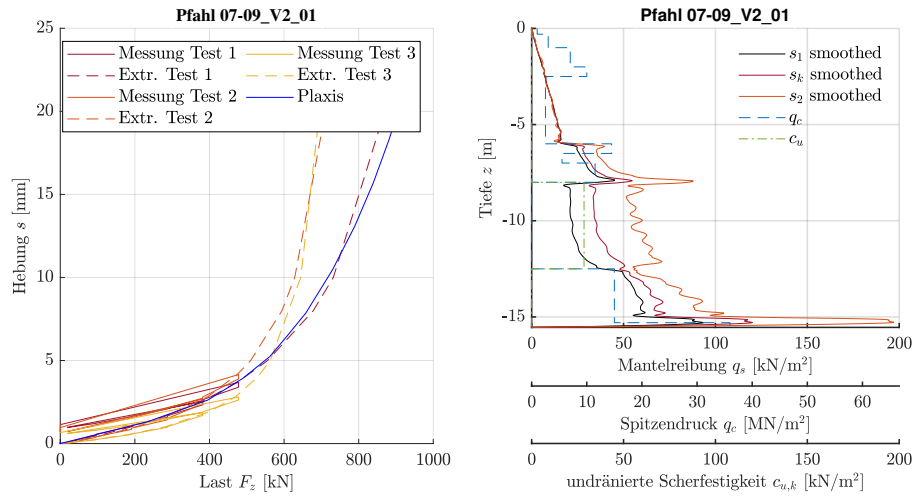


Abb. 6.12: Nachrechnung der Probelastung Pfahl 07-09 und Verteilung der Mantelreibung

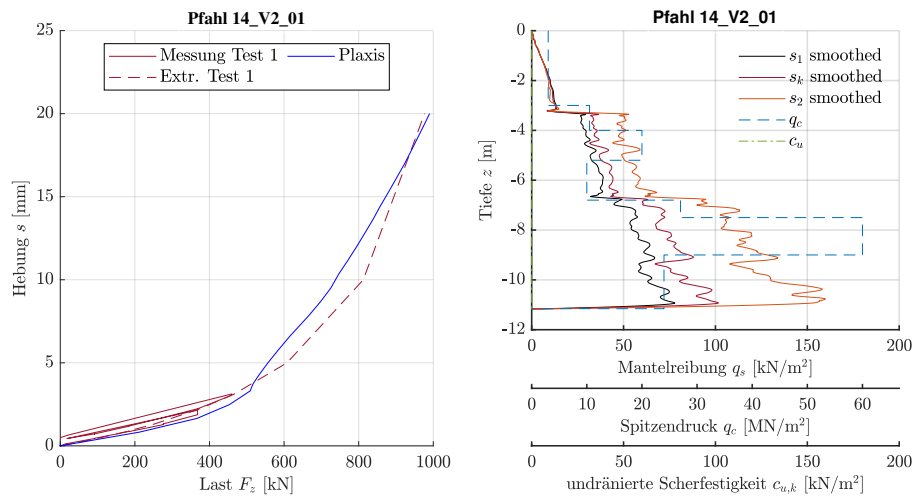


Abb. 6.13: Nachrechnung der Probelastung Pfahl 14 und Verteilung der Mantelreibung

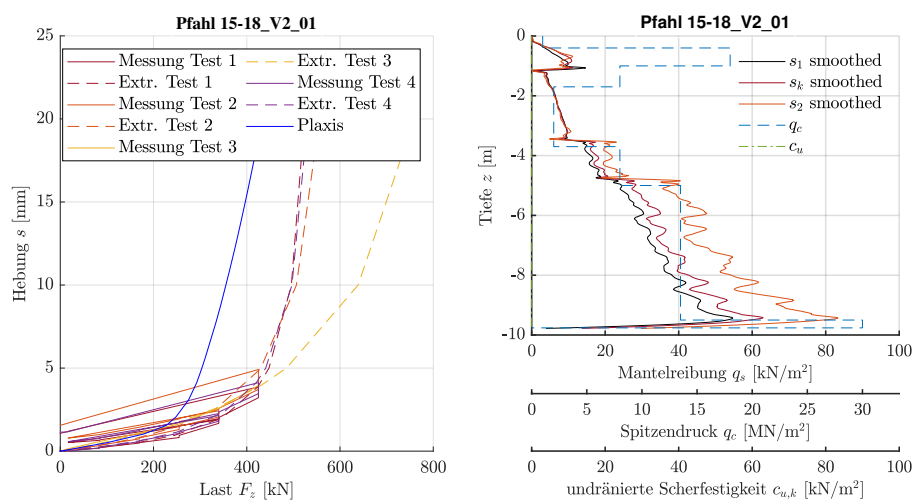


Abb. 6.14: Nachrechnung der Probelastung Pfahl 15-18 und Verteilung der Mantelreibung

Eine Anpassung erfolgte durch Anpassung des Verbundfaktors R_{inter} , sodass eine zufriedenstellende Näherung erreicht ist.

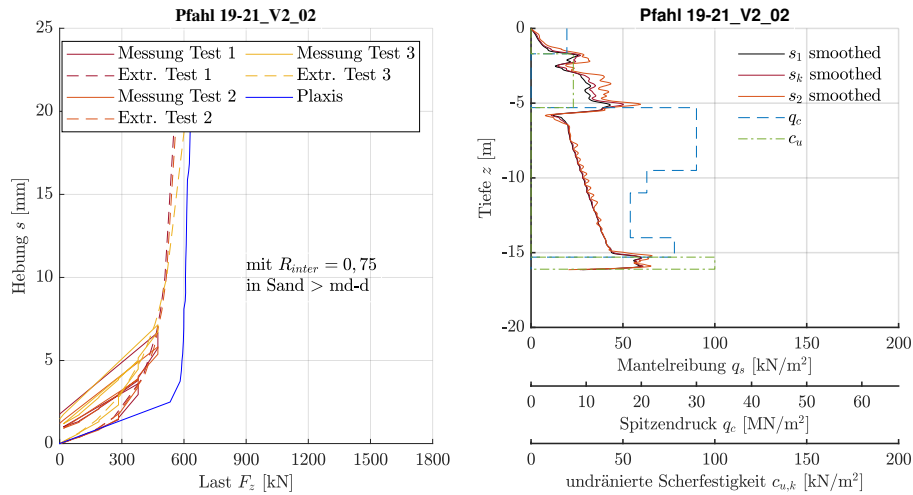


Abb. 6.15: Nachrechnung der Probelastung Pfahl 19-21 und Verteilung der Mantelreibung

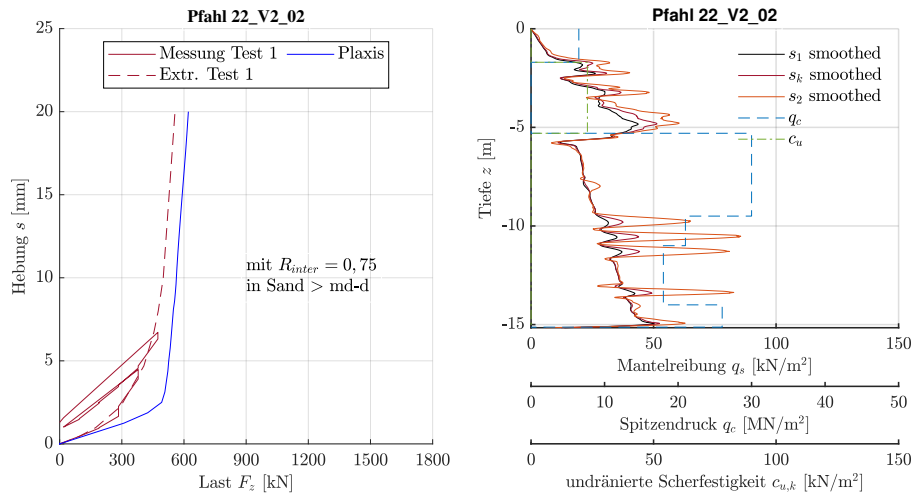


Abb. 6.16: Nachrechnung der Probelastung Pfahl 22 und Verteilung der Mantelreibung

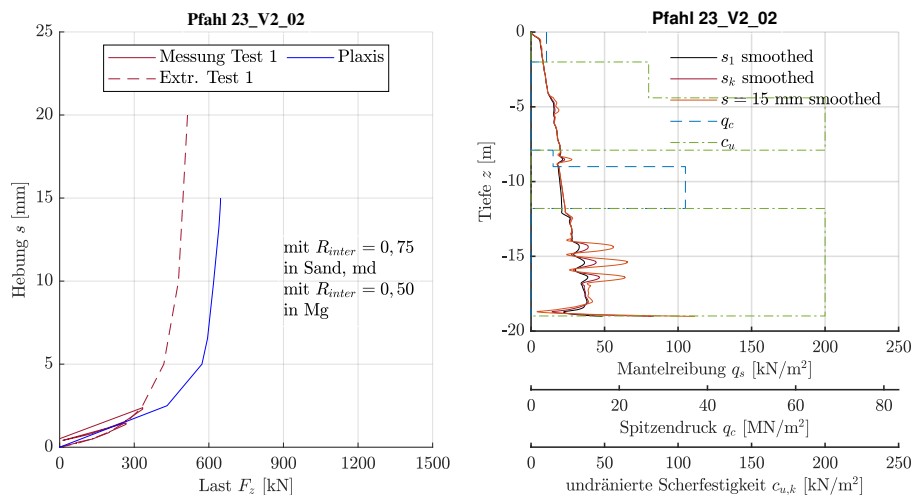


Abb. 6.17: Nachrechnung der Probelastung Pfahl 23 und Verteilung der Mantelreibung

3 Modelle mit zu geringer Tragfähigkeit: Pfahl 15-18, Pfahl 30-33, Pfahl 34. Als Ursache werden zu gering angenommene Modellparameter gesehen. Da dies Abweichungen konservativ ausfallen, wird keine Anpassung an den Modellen vorgenommen.

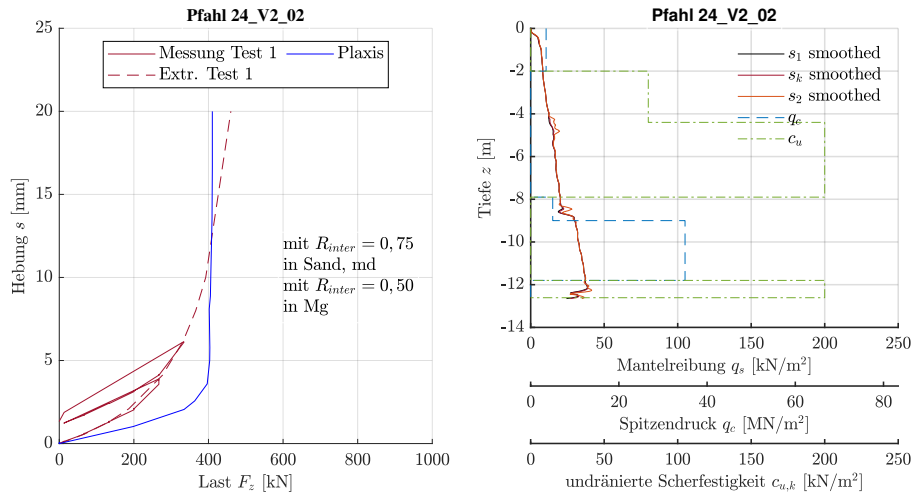


Abb. 6.18: Nachrechnung der Probelastung Pfahl 24 und Verteilung der Mantelreibung

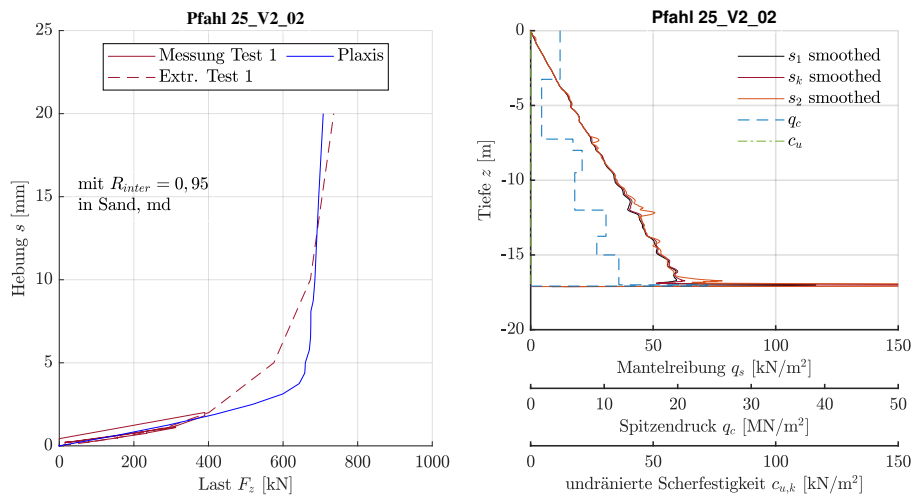


Abb. 6.19: Nachrechnung der Probelastung Pfahl 25 und Verteilung der Mantelreibung

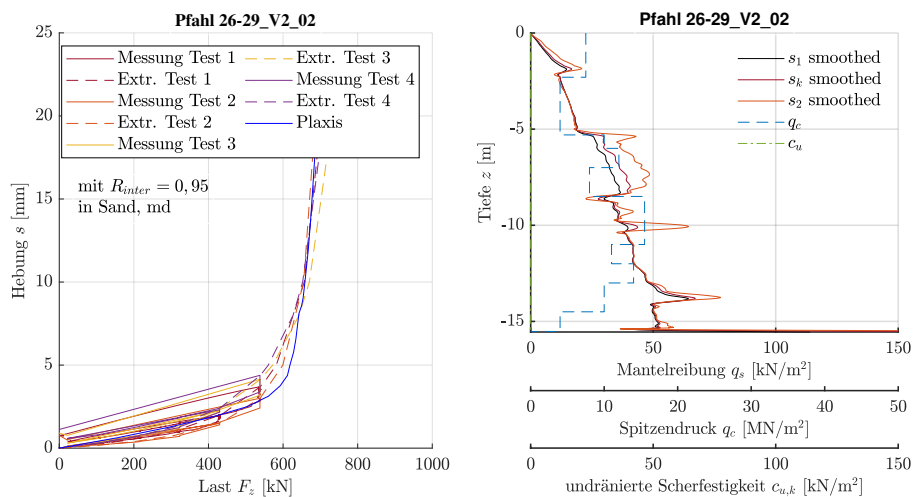


Abb. 6.20: Nachrechnung der Probelastung Pfahl 26-29 und Verteilung der Mantelreibung

Die FE-Modelle mit einer zu großen Tragfähigkeit werden angepasst, indem der Verbundparameter auf $R_{inter} = 0,75$ abgemindert wird. Dies erfolgt in allen Sandschichten mit

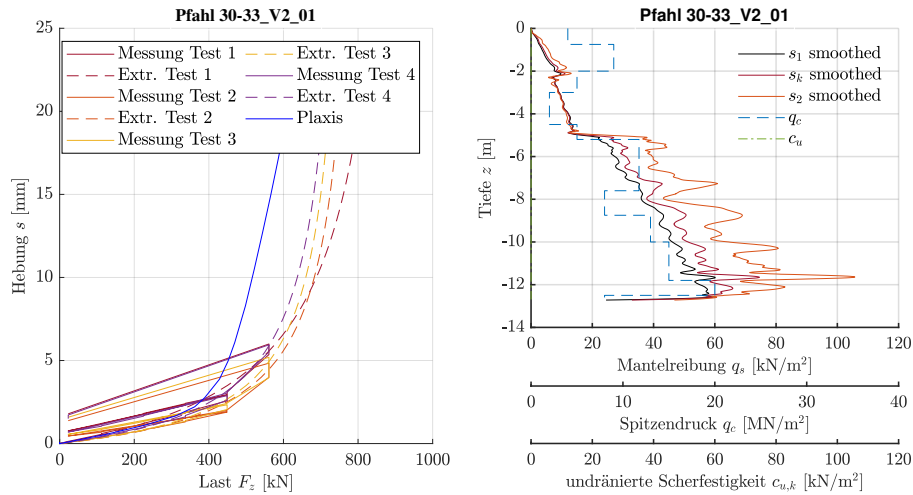


Abb. 6.21: Nachrechnung der Probelastung Pfahl 30-33 und Verteilung der Mantelreibung

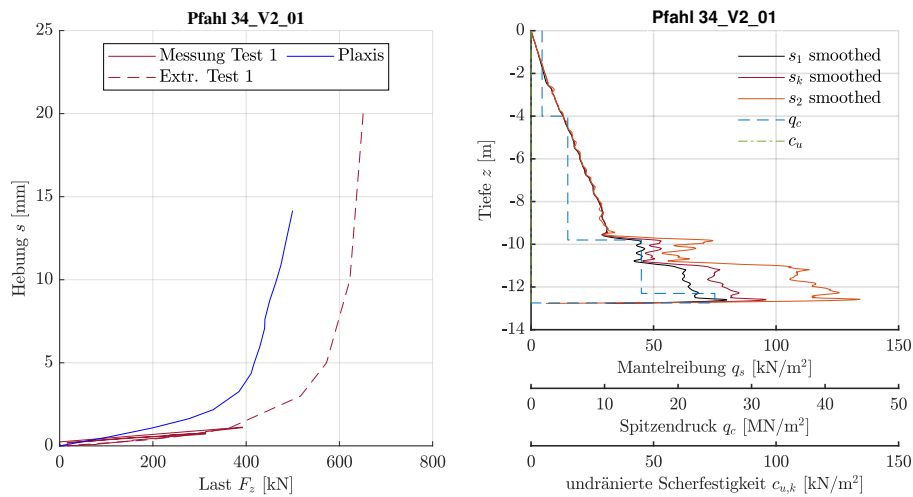


Abb. 6.22: Nachrechnung der Probelastung Pfahl 34 und Verteilung der Mantelreibung

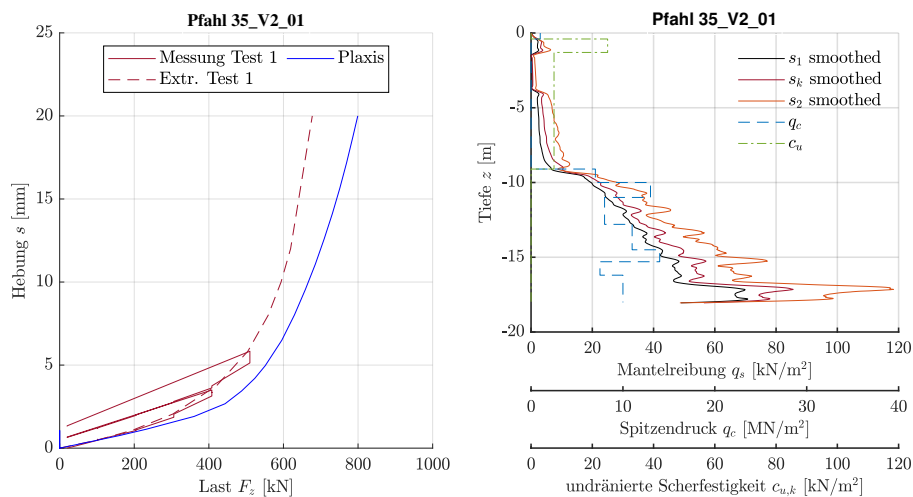


Abb. 6.23: Nachrechnung der Probelastung Pfahl 35 und Verteilung der Mantelreibung

einer Lagerungsdichte von mindestens mitteldicht bis dicht, also bei $q_c > 15 \text{ MN/m}^2$. Dadurch verringert sich die aufnehmbare Schubspannung in diesen Schichten. Zudem

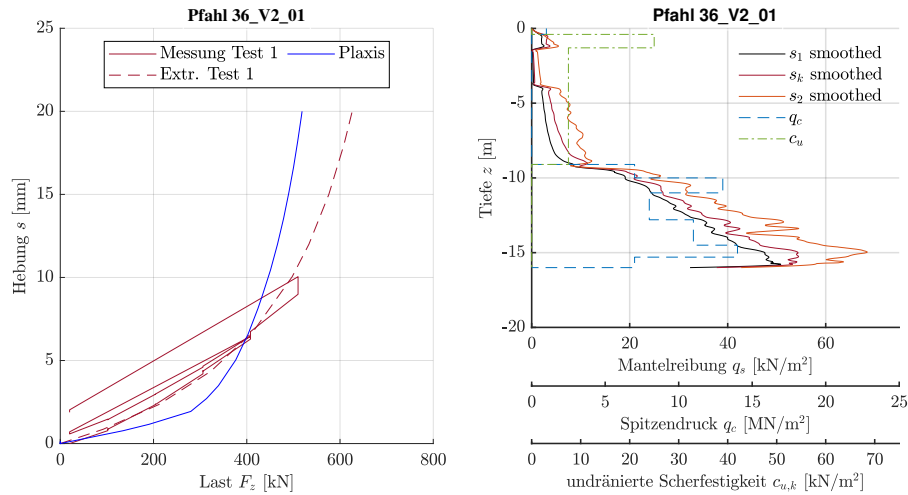


Abb. 6.24: Nachrechnung der Probelastung Pfahl 36 und Verteilung der Mantelreibung

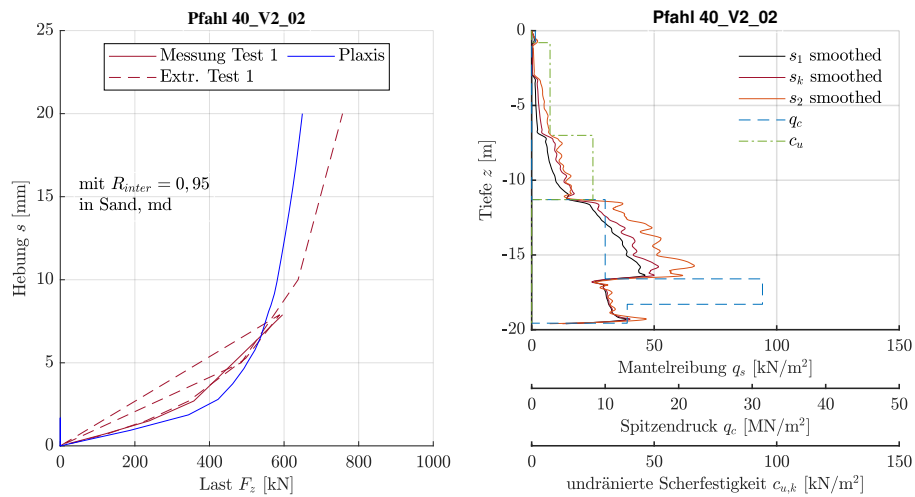


Abb. 6.25: Nachrechnung der Probelastung Pfahl 40 und Verteilung der Mantelreibung

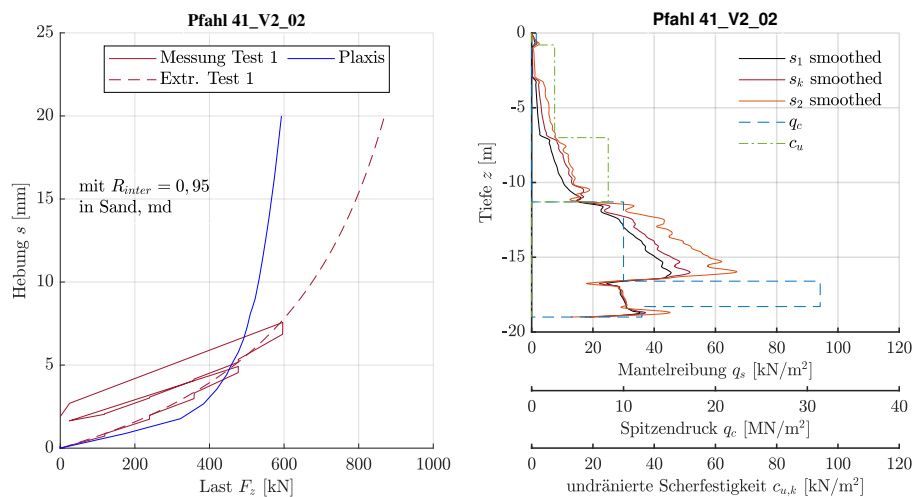


Abb. 6.26: Nachrechnung der Probelastung Pfahl 41 und Verteilung der Mantelreibung

können Verspannungseffekte infolge Dilatanz nicht mehr berücksichtigt werden. Vereinzelt sind für mitteldicht gelagerte Sande geringere Abminderungen auf $R_{inter} = 0,95$ ausrei-

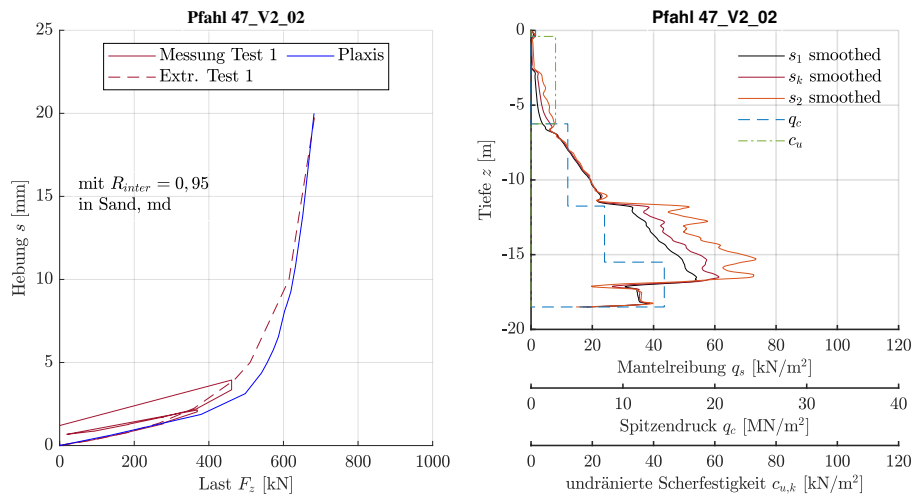


Abb. 6.27: Nachrechnung der Probelastung Pfahl 47 und Verteilung der Mantelreibung

chend. Für einige bindige Böden mit großer Scherfestigkeit erscheint eine Abminderung mit $R_{inter} = 0,50$ sinnvoll.

Die Verläufe der Mantelreibung weisen jedoch auch eine Schwäche zwischen der Korrelation von der Pfahlmantelreibung über den Sondierwiderstand auf, was beispielsweise für die Pfähle 35 und 36 besonders auffällig ist. Hier korreliert die mit Plaxis berechnete Mantelreibung deutlich besser mit den über die Tiefe z zunehmenden Vertikalspannungen als mit q_c .

6.4 Korrelation der Pfahlmantelreibung unter Annahme einer Reduktion in dicht gelagerten Sanden

In Abb. 6.28 bis 6.30 werden die Funktionsverläufe zur Korrelation der Mantelreibung aus Abschnitt 6.2.3 mit den berechneten Mantelreibungswerten aus Abschnitt 6.3 gegenübergestellt. Zudem wird eine neue Korrelationskurve erarbeitet. Dabei wird für dicht gelagerte nichtbindige Böden eine reduzierte Pfahlmantelreibung berücksichtigt.

In nichtbindigen Böden wird das Maximum der Pfahlmantelreibung nach der neuen Korrelation bei mitteldichter Lagerung mit $q_c = 15 \text{ MN/m}^2$ erreicht. Die in Plaxis berechneten Werte für die Pfahlmantelreibung bei $q_c \leq 15 \text{ MN/m}^2$ weisen eine große Varianz auf. Besonders fallen die sehr geringen Mantelreibungswerte von $q_s \leq 10 \text{ kN/m}^2$ bei $q_c \approx 7,5 \text{ MN/m}^2$ auf. Zurückzuführen sind diese hohen Spitzenwiderstände auf die oberflächennahen Schottertragschichten, die als Maßnahme zur Gewährleistung der Standicherheit von Baumaschinen eingesetzt werden. Da die Auflastspannungen vernachlässigbar gering sind, fällt die Pfahlmantelreibung in diesem Bereich trotz hohem Eindringwiderstand der Drucksonde sehr gering aus.

Die als Empfehlung deklarierten Werte für die Pfahlmantelreibung orientieren sich vor allem an den Berechnungsergebnissen aus Plaxis, bei denen eine gute Näherung vorlag (Kategorie 2). Die Werte der Kategorie 3 können durchaus unterhalb den Empfehlungen

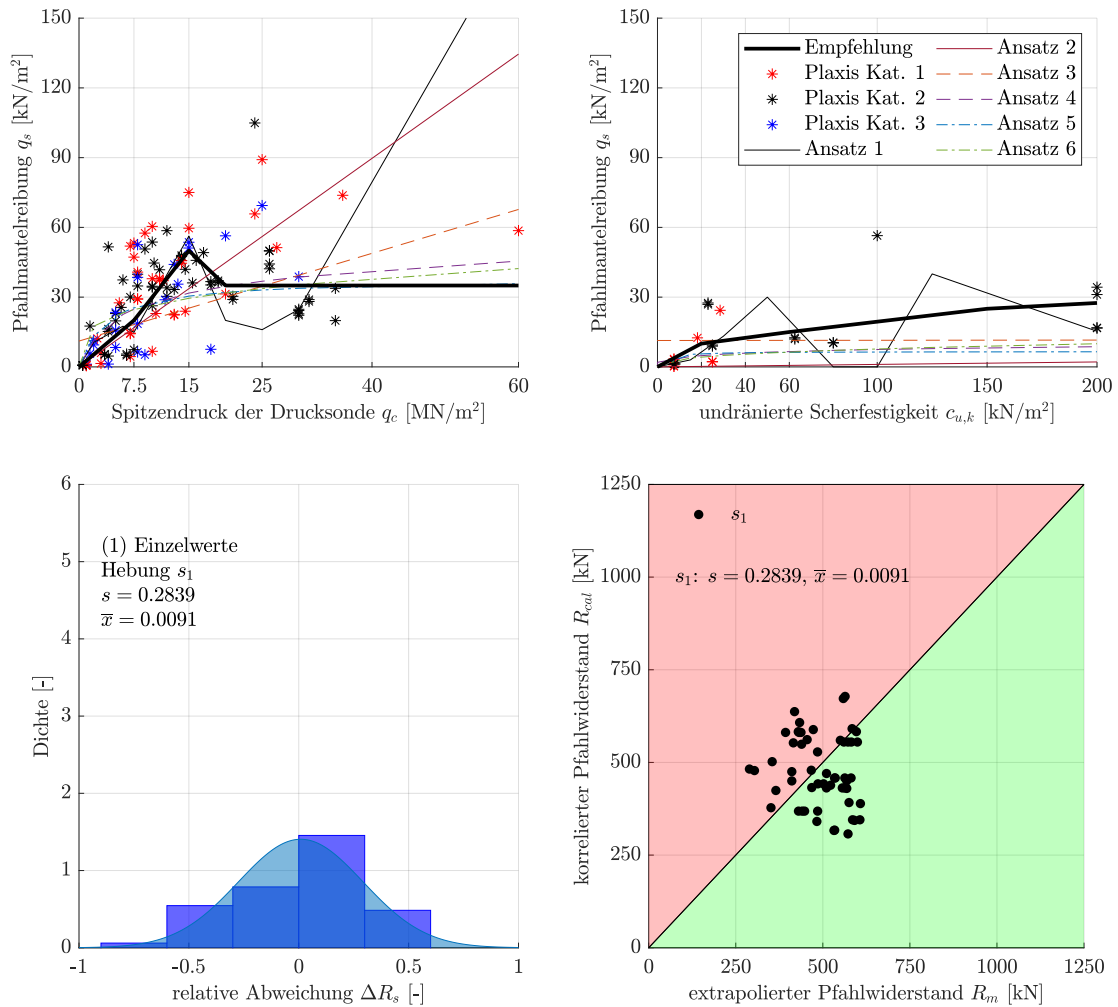


Abb. 6.28: Abgeleitete Erfahrungswerte für die Pfahlmantelreibung für das 50 %-Quantil und eine Hebung von $s_1 = 5$ mm

liegen, da in diesen Fällen eine in Plaxis zu gering ermittelte Pfahlzugtragfähigkeit berechnet wurde. Die Empfehlungen für $q_c > 15$ MN/m² sollten nahe an den Werten der Kategorie 1 liegen. Da bei den Berechnungen der Kategorie 1 in den Bereichen $q_c > 15$ MN/m² eine Abminderung der Verbundeigenschaften vorgenommen wurde, sollten hier realistische bis konservative Mantelreibungswerte im Vergleich zu Kategorie 2 angegeben sein. Entgegen dieser Erwartungen liegen die Werte der Kategorie 2 deutlich unterhalb derer der Kategorien 1 und 3.

Da die Pfahlmantelreibung in Böden mit $q_c < 25$ MN/m² in Plaxis teilweise verhältnismäßig gering ausfällt und auch die Regressionsanalysen einen ähnlichen Trend vermuten lassen, wird nach dem Peak bei $q_c = 15$ MN/m² eine Reduktion der Pfahlmantelreibung q_s angenommen.

Für bindige Böden ist die Datengrundlage für $c_{u,k} > 20$ kN/m² gering. In den Berechnungsergebnissen ist dennoch der Trend erkennbar, dass mit Zunahme der undrained Scherfestigkeit auch eine Erhöhung der Pfahlmantelreibung einhergeht.

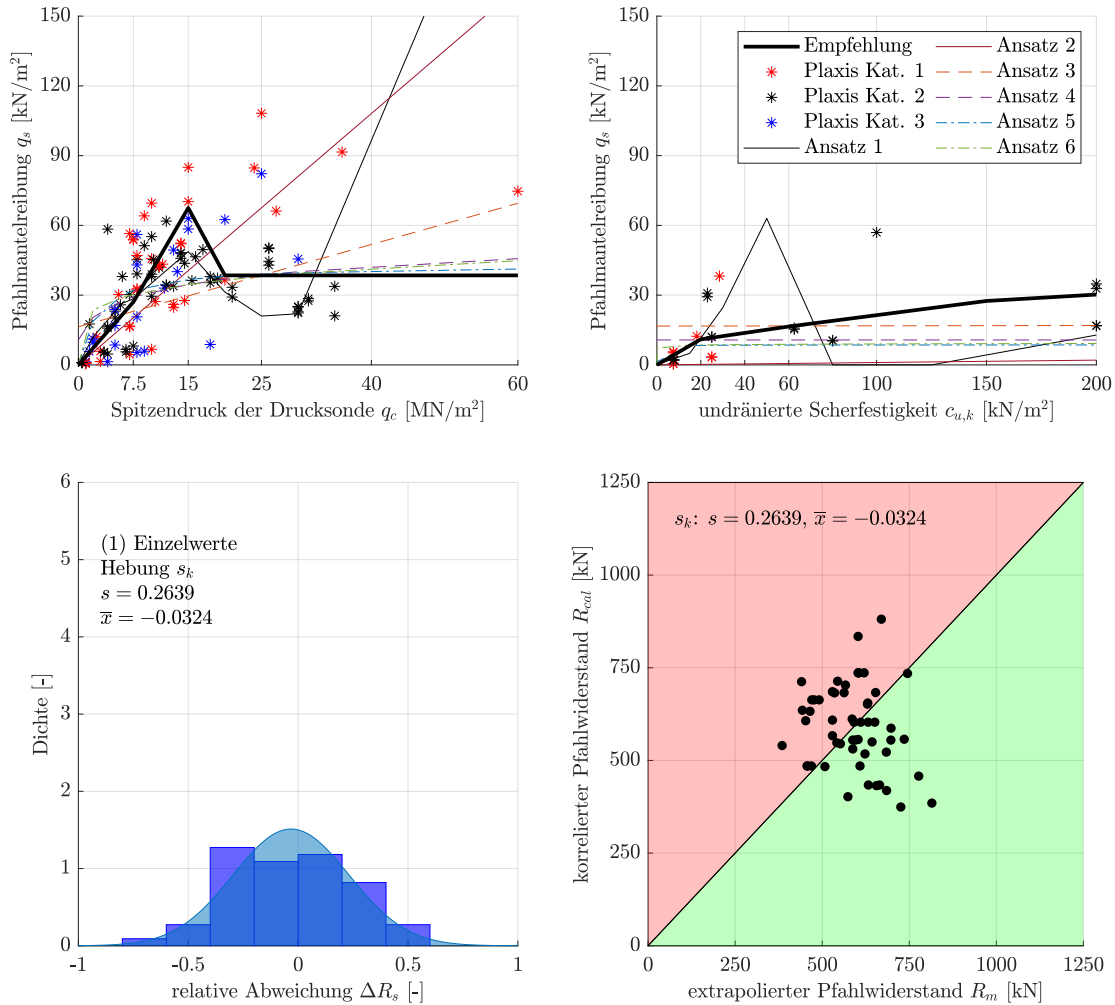


Abb. 6.29: Abgeleitete Erfahrungswerte für die Pfahlmantelreibung für das 50 %-Quantil und eine Hebung von $s_k \approx 8,1$ mm

Mit den angenommenen Pfahlmantelreibungswerten werden für die unterschiedlichen Hebungen zufriedenstellende Ergebnisse mit einer Standardabweichung zwischen 25 % und 29 % ermöglicht.

Allerdings stellt die Verringerung der Pfahlmantelreibung mit zunehmender Lagerungsdichte nur eine Vermutung dar, die durch weitere Untersuchungen abzusichern ist. Verhältnismäßig hoch ist dagegen die Pfahlmantelreibung für nichtbindige Böden mit $q_c = 15$ MN/m² anzusehen. Um einen arithmetischen Mittelwert von $\bar{x} \approx 0$ anzunähern, ist die hier abgeleitete Pfahlmantelreibung teilweise deutlich größer als in den Regressionsanalysen und in den numerischen Berechnungen ermittelt.

Als Erfahrungswerte können die hier abgeleiteten Mantelreibungswerte somit nicht verwendet werden.

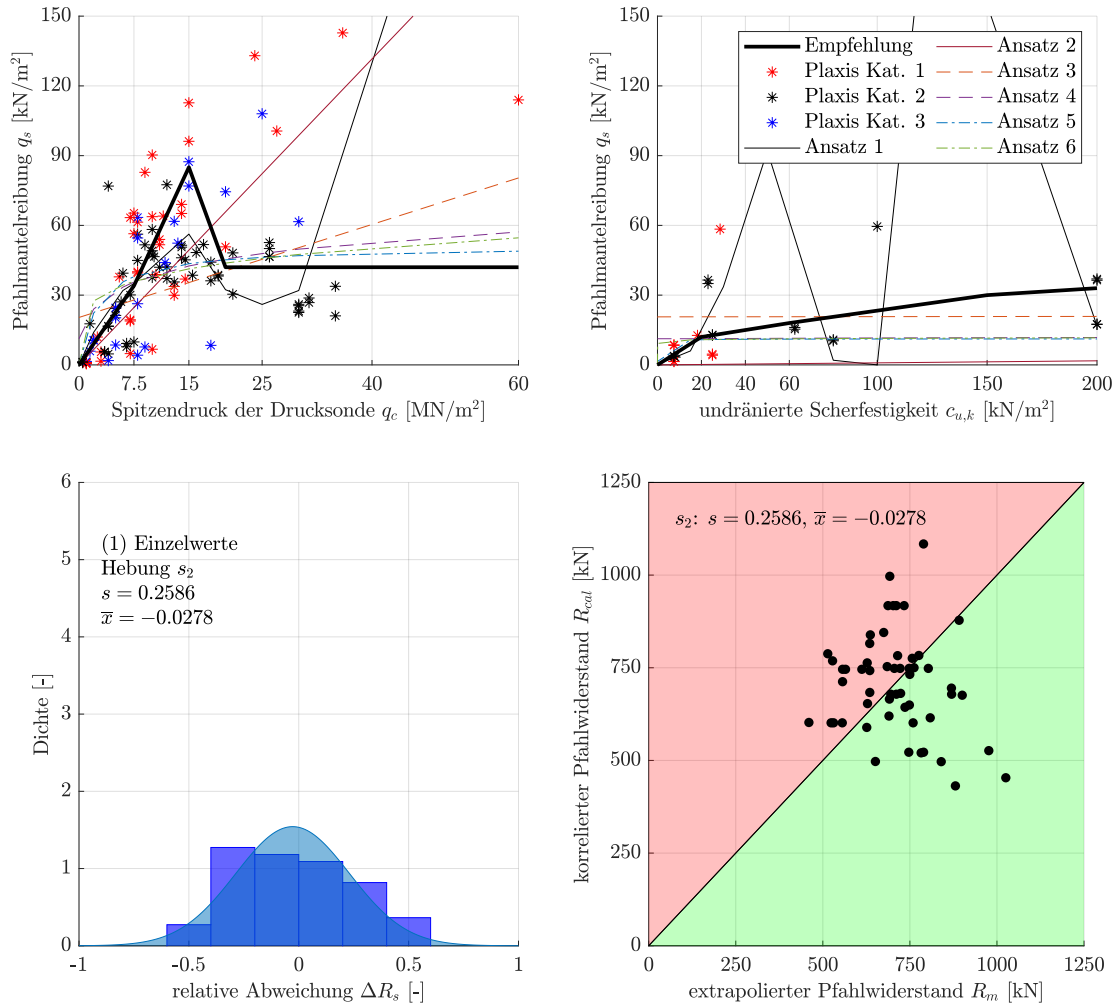


Abb. 6.30: Abgeleitete Erfahrungswerte für die Pfahlmantelreibung für das 50 %-Quantil und eine Hebung von $s_2 = 20$ mm

6.5 Korrelation der Pfahlmantelreibung unter Annahme einer stetigen Zunahme mit der Lagerungsdichte

Basierend auf den Regressionsanalysen und den numerischen Berechnungen in Plaxis werden nachfolgend Erfahrungswerte für auf Zug belastete Fundexpfähle in bindigen und nichtbindigen Böden wiedergegeben. Dabei wird nur die Hebung am Punkt der maximalen Krümmung in der Widerstands-Hebungs-Linie berücksichtigt. Größere Hebungen werden aufgrund der Unsicherheiten des Extrapolationsverfahrens nicht berücksichtigt. In Abb. 6.31 ist die Pfahlmantelreibung q_s für das 50 %-Quantil dargestellt. Dabei wird eine stetige Zunahme der Mantelreibung mit zunehmendem Spitzenwiderstand q_c beziehungsweise undrännierter Scherfestigkeit $c_{u,k}$ zugrunde gelegt. Die Standardabweichung liegt dabei knapp unter 30 %, was für geotechnische Verhältnisse ein guter Wert ist.

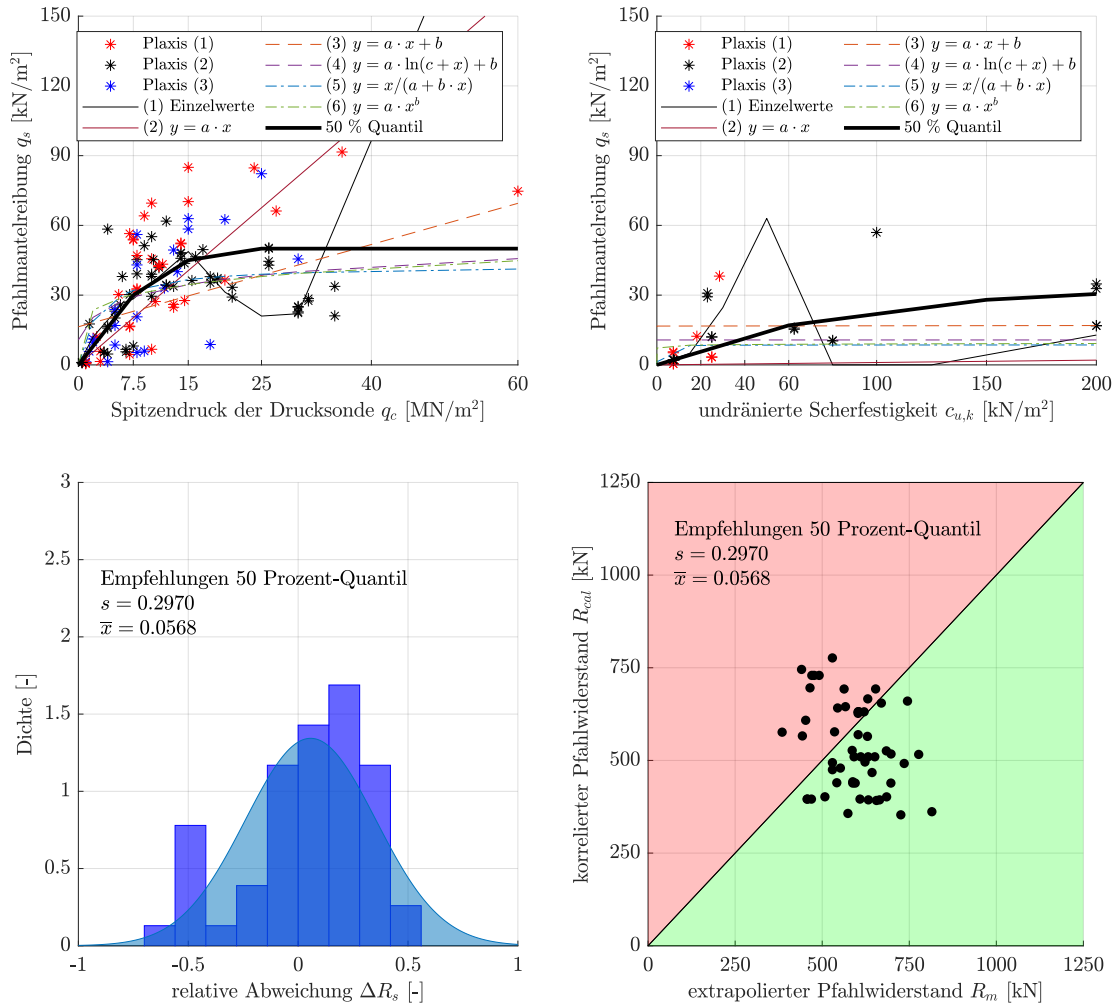


Abb. 6.31: Abgeleitete Erfahrungswerte für die Pfahlmantelreibung für das 50 %-Quantil mit den Werten der Regressionsanalysen und der numerischen Berechnungen für eine Hebung von $s_k \approx 8,1$ mm

Die Erfahrungswerte für die Pfahlmantelreibung q_s für das 10 %-Quantil sind in Abb. 6.32 dargestellt. Hier liegt das arithmetische Mittel bei knapp $\bar{x} = 30$ %, wobei keine Außreißer zu erkennen sind.

In Abschnitt 10.1 sind Empfehlungen zur Ermittlung der Pfahlmantelreibung von auf Zug belasteten Fundexpfählen zusammengefasst, die für die Anwendung bei der Bemessung geeignet sind.

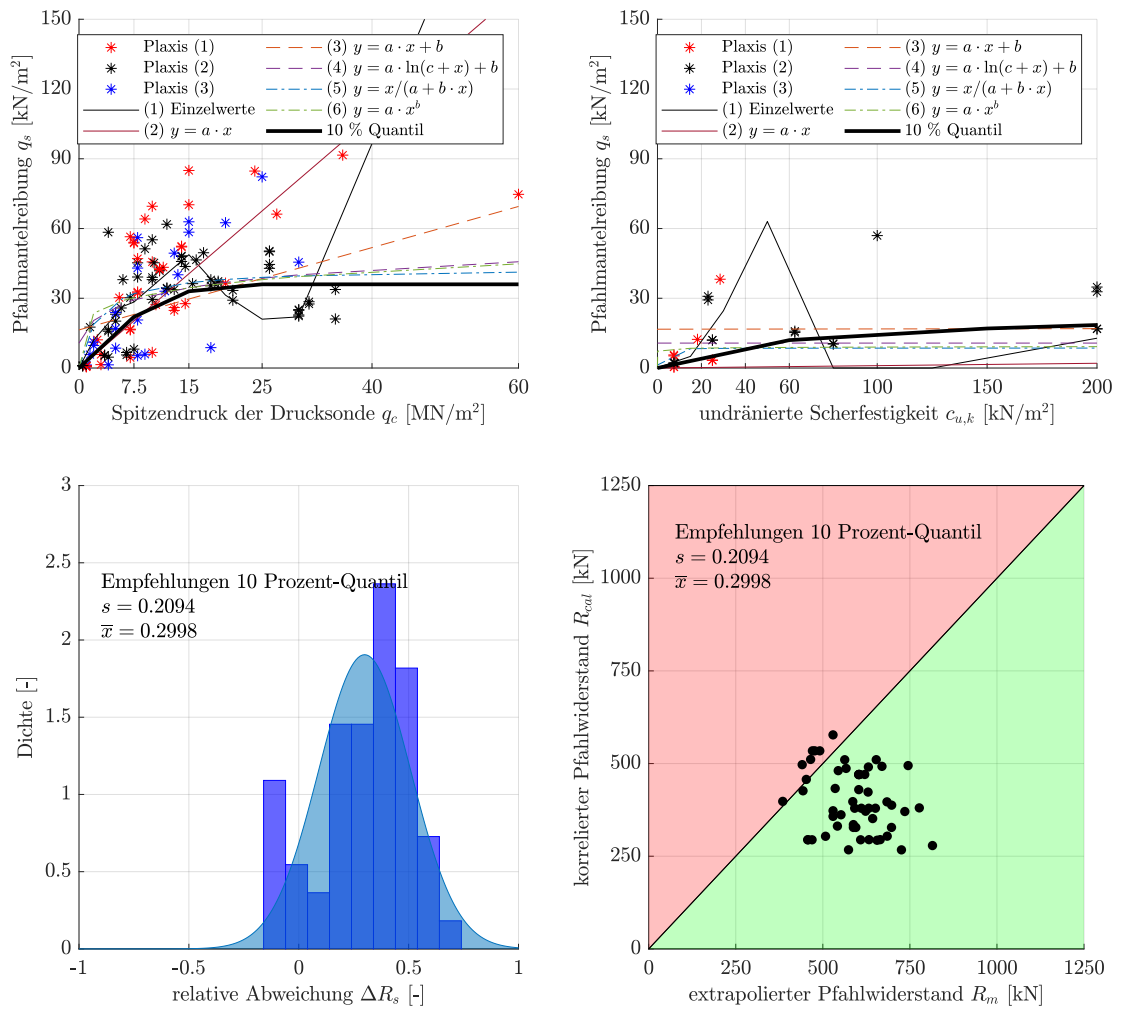


Abb. 6.32: Abgeleitete Erfahrungswerte für die Pfahlmantelreibung für das 10 %-Quantil mit den Werten der Regressionsanalysen und der numerischen Berechnungen für eine Hebung von $s_k \approx 8,1$ mm

7 Voruntersuchungen zum Gruppentragverhalten

7.1 Vorbemerkungen

Dieses Kapitel umfasst die in der Masterarbeit von *Wiesenthal (2022)* durchgeführten Untersuchungen zum Zugtragverhalten von in Pfahlgruppen angeordneten Fundexpfählen. Aufgrund des zeitlichen Rahmens der Masterarbeit ist der Umfang der Untersuchungen nur relativ gering. Hier wird auf die Hauptuntersuchungen in Kapitel 9 verwiesen. Dennoch stellen die hier durchgeführten Voruntersuchungen und die dabei beobachteten Zusammenhänge einen wichtigen Grundstein für die weiteren Hauptuntersuchungen dar und sind daher in diesen Bericht integriert.

7.2 Erläuterung zur Modellbildung

Das Gruppentragverhalten soll in diesem Kapitel anhand von numerischen Berechnungen genauer untersucht werden. Dafür wird der Begriff der Gruppeneffektivität ρ in Anlehnung an *Quarg-Vonscheidt (2000)* verwendet, welcher das Tragverhalten eines Gruppenpfahles im Verhältnis zu einem allein stehenden Pfahl beschreibt. Den zentralen Parameter stellt dabei der Achsabstand zwischen den Gruppenpfählen dar. Die folgenden Fragestellungen sollen mit dieser Untersuchung beantwortet werden:

- Wie verhält sich die Gruppeneffektivität ρ in Abhängigkeit vom Achsabstand?
- Womit kann die Gruppeneffektivität ρ bei unterschiedlichen Pfahllängen und Durchmessern korreliert werden?

Für die numerischen Berechnungen wird in Anlehnung an *Franke/Gollub (1996)* das in Kapitel 5.3 für Einzelpfähle kalibrierte Modell verwendet. Da die Begrenzung der Verspannungen infolge Dilatanz nicht über die Limitierung der Porenzahl e_{\max} erfolgt, wird nur eine Hebung bis $s = 10$ mm betrachtet, da bis zu dieser Verschiebung eine gute Näherung für Einzelpfähle festgestellt werden kann. Bei größeren Hebungen wird dagegen vermutlich der Verspannungseffekt überschätzt.

Zur Untersuchung des Gruppentragverhaltens werden hier wenige aber dafür möglichst aussagekräftige Berechnungsmodelle angestrebt, um den Aufwand überschaubar zu halten.

Der Lastabtrag findet für gewöhnlich überwiegend in nichtbindigen Böden statt, weshalb dieser den Großteil der Untersuchungen ausmacht. Das Gruppenverhalten ist vermutlich abhängig vom Dilatanzverhalten und der damit verbundenen Spannungsentwicklung im Boden. Um einen möglichst repräsentativen Boden zu verwenden, wird ein mitteldicht gelagerter Sand angesetzt. Es ist zu erwarten, dass das Gruppenverhalten zudem von der Pfahllänge und dem Durchmesser abhängt. Daher werden diese Parameter ebenfalls angepasst. Ein weiterer wichtiger Parameter ist die Gruppengröße, da die Anordnung von mehr Pfählen zu einer stärkeren Abschirmung des Innenpfahles führt. Um den Unterschied zwischen Innen- und Randpfahl zu untersuchen, wird hauptsächlich eine Gruppe aus fünf Pfählen betrachtet. In einer weiteren Untersuchung wird zudem das Gruppenverhalten in bindigen Böden untersucht.

Die numerischen Berechnungen werden an den folgenden Modellen durchgeführt, welche sich in ihrer Variation auf das Basismodell *Gruppe 001* beziehen:

- Gruppe 001: $L = 10$ m in Sand mit $\varphi = 35^\circ$ und $\psi = 5^\circ$
- Gruppe 002: oberste 5 m nicht tragfähig ($R_{\text{inter}} = 0,01$), untere 5 m tragfähig
- Gruppe 003: $D = 0,44$ m
- Gruppe 004: $L = 15$ m
- Gruppe A001: 9er Gruppe
- Gruppe B001: Kleiboden mit $\varphi = 20^\circ$ und $c' = 2$ kN/m²

Das Modell wird unter Ausnutzung von zwei Symmetrieachsen erstellt und ist in Abb. 7.1 dargestellt. In Anlehnung an Abschnitt 4.2 wird eine Modelllänge von 20 m gewählt. Die Pfahllänge wird zu $L = 10$ m und der Durchmesser zu $D = 38$ cm gewählt. Der Abstand vom Pfahlfuß zum unteren Modellrand wird zu 8 m festgelegt. Für das Modell wird ein sehr feines Netz erstellt.

Weitere Betrachtungen wie beispielsweise ein variierender Dilatanzwinkel, andere Lagerungsdichten oder geneigte Pfähle können aufgrund des Umfangs in dieser Arbeit nicht berücksichtigt werden.

Nachfolgend werden die Hintergründe der einzelnen Modelle kurz erläutert und die verwendeten Parameter angegeben.

Gruppe 001

Gruppe 001 dient als Basismodell, um den Einfluss variierender Parameter in den weiteren Modellen abschätzen zu können. Die Parameter werden wie folgt gewählt:

- **Boden:** Hardening Soil, Drained, $\gamma' = 10$ kN/m², $E_{50}^{ref} = E_{\text{oed}}^{ref} = \frac{1}{3}E_{\text{ur}}^{ref} = 30000$ kN/m², $m = 0,5$, $p_{\text{ref}} = 100$ kN/m², $c' = 0$ kN/m², $\varphi = 35^\circ$, $\psi = 5^\circ$, $\nu_{\text{ur}} = 0,2$
- **Pfahl:** Linear elastic, non-porous, $\gamma = 25$ kN/m², $E = 34000000$ kN/m², $\nu_{\text{ur}} = 0,2$

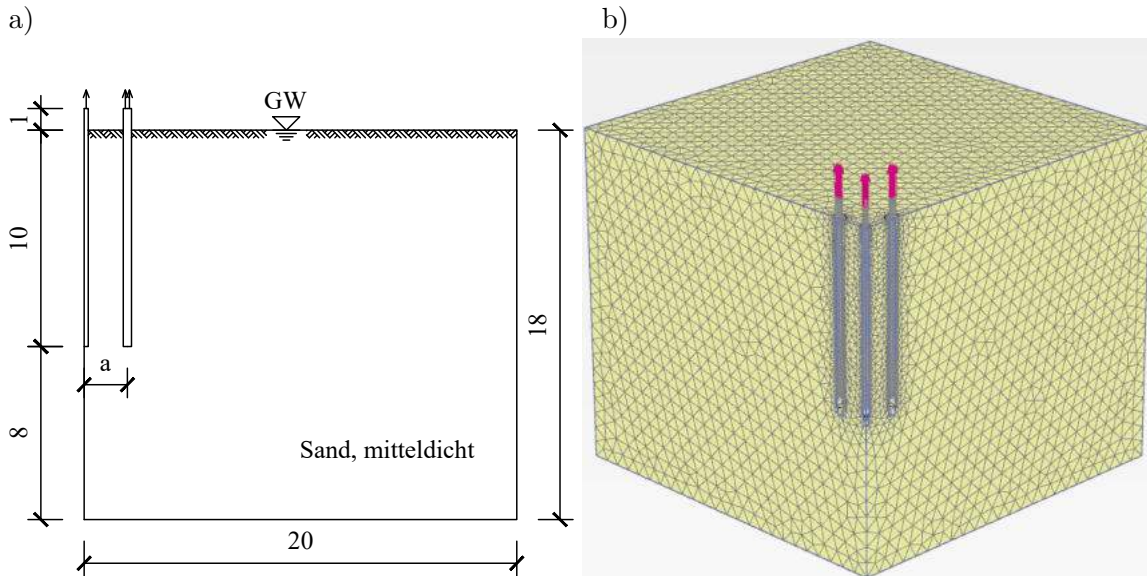


Abb. 7.1: Für die Berechnungen an Pfahlgruppen verwendetes Basismodell
 a) Schnitt mit Maßangaben in [m],
 b) isometrische Darstellung der geviertelten Gruppen in PLAXIS 3D

Gruppe 002

Es soll überprüft werden, welchen Einfluss die in die tragfähigen Schichten einbindende Pfahllänge auf den Gruppeneffekt hat. In Gl. (2.2) wird diese als maßgeblich berücksichtigt. Die obersten 5 m des Bodens werden $R_{\text{inter}} = 0,01$ gesetzt. Damit wird die wirksame Pfahllänge L halbiert.

Gruppe 003

In Gl. (2.2) wird auch der Durchmesser als maßgeblich für den Gruppeneffekt angegeben. Da auch Fundexpfähle gewöhnlich mit zwei verschiedenen Durchmessern hergestellt werden, wird dieser nachfolgend zu $D = 0,44$ m vergrößert.

Gruppe 004

Um die Übertragbarkeit auch auf andere Pfahllängen zu prüfen, wird der Pfahl auf $L = 15$ m verlängert. Der untere Modellrandabstand wird mit 5 m beibehalten.

Gruppe A001

An dieser Stelle wird die Pfahlgruppe um 4 Eckpfähle ergänzt. Es soll untersucht werden, ob bei größerer Abschirmung des Innenpfahles ein größerer Gruppeneffekt sichtbar wird.

Gruppe B001

Da die Berechnungen nur für einen nichtbindigen Boden unter Berücksichtigung von Dilatanz durchgeführt werden, soll in einer weiteren Berechnung das Gruppenverhalten in bindigen Böden geprüft werden.

- **Boden:** Hardening Soil, Undrained (A), $\gamma' = 6 \text{ kN/m}^2$, $E_{50}^{ref} = E_{\text{oad}}^{ref} = \frac{1}{3} E_{\text{ur}}^{ref} = 2000 \text{ kN/m}^2$, $m = 1$, $p_{\text{ref}} = 100 \text{ kN/m}^2$, $c' = 2 \text{ kN/m}^2$, $\varphi = 20^\circ$, $\psi = 0^\circ$, $\nu_{\text{ur}} = 0,2$.

7.3 Darstellung der Ergebnisse

Die Ergebnisse der numerischen Berechnungen für die sechs Modelle sind in Abb. 7.2 dargestellt. Dabei werden nur die Widerstands-Hebungs-Linien mit den Achsabständen $a = 0,75$ m, $a = 1$ m, $a = 2,5$ m und $a = 4,5$ m berücksichtigt. Aus den Diagrammen wird deutlich, dass eine dichtere Anordnung der Pfähle in einer geringeren Tragfähigkeit resultiert. Dabei liegt der Widerstand der Innenpfähle knapp unterhalb dem der Randpfähle. Größere Unterschiede können bei geringerem Achsabstand ausgemacht werden. Es kann außerdem festgehalten werden, dass die äußeren Pfähle deutlich steifer reagieren als die Innenpfähle.

Bei Gruppe B001 kann beobachtet werden, dass zu Beginn der Belastung eine negative Hebung (beziehungsweise eine Setzung) vorhanden ist. Ursache dafür ist die Modellbildung mit den Bauzuständen. Infolge des Pfahleinbaus und der damit verbundenen erhöhten Vertikalbelastung tritt eine Setzung ein. Diese ist je nach Anordnung der Gruppe unterschiedlich stark ausgeprägt. Da der Boden in Gruppe B001 sehr weich ist, sind die Setzungen hier am deutlichsten erkennbar.

7.4 Betrachtung der Spannungen

Um zu erkennen, woher das unterschiedliche Tragverhalten der Pfahlgruppe kommt, werden aus Gruppe 001 die effektiven Horizontalspannungen in Abb. 7.3 und Vertikalspannungen in Abb. 7.4 mit variierendem Achsabstand dargestellt. Der Spannungszustand gilt dabei für eine Hebung von $s = 10$ mm.

Die Horizontalspannungen um den Einzelpfahl erhöhen sich über die gesamte Pfahllänge infolge Dilatanz. Dabei ist der größte Spannungszustand knapp oberhalb des Pfahlfußes erkennbar. Bei der sehr eng stehenden Gruppe findet eine Zunahme der Horizontalspannungen zwischen den Pfählen statt. Diese Zunahme infolge Dilatanz wird durch beide Pfähle begünstigt. Am außen liegenden Rand des äußeren Pfahles treten nur sehr geringe Verspannungseffekte auf. Mit zunehmendem Achsabstand ist erkennbar, dass die Verspannung zwischen den Pfählen abnimmt. Liegen die Pfähle so weit auseinander, dass ein gegenseitiger Einfluss gering ist, nehmen die Verspannungseffekte direkt am Pfahlmantel wieder zu. Zudem wird die Zunahme der Horizontalspannungen an der rechten Seite des Randpfahls deutlich größer.

Die Vertikalspannungen um den Einzelpfahl nehmen in der oberen Hälfte der Einbindelänge stark ab. In der unteren Hälfte ist sowohl eine Abnahme als auch eine lokale Zunahme erkennbar. Es überwiegt jedoch die Abnahme, welche auf den Lastabtrag zurückzuführen ist. Bei den sehr eng stehenden Pfahlgruppen findet die Abnahme der Vertikalspannungen nur am äußeren Pfahl statt, während zwischen den Pfählen nahezu keine Veränderung zu erkennen ist. Am Pfahlfuß sind die Vertikalspannungen nahezu Null, was darauf hinweist, dass ein blockartiges Verhalten vorliegt und der gesamte Boden zwischen den Pfählen voll beansprucht ist. Dieses Verhalten ist auch bei $a = 1$ m noch erkennbar. Bei große-

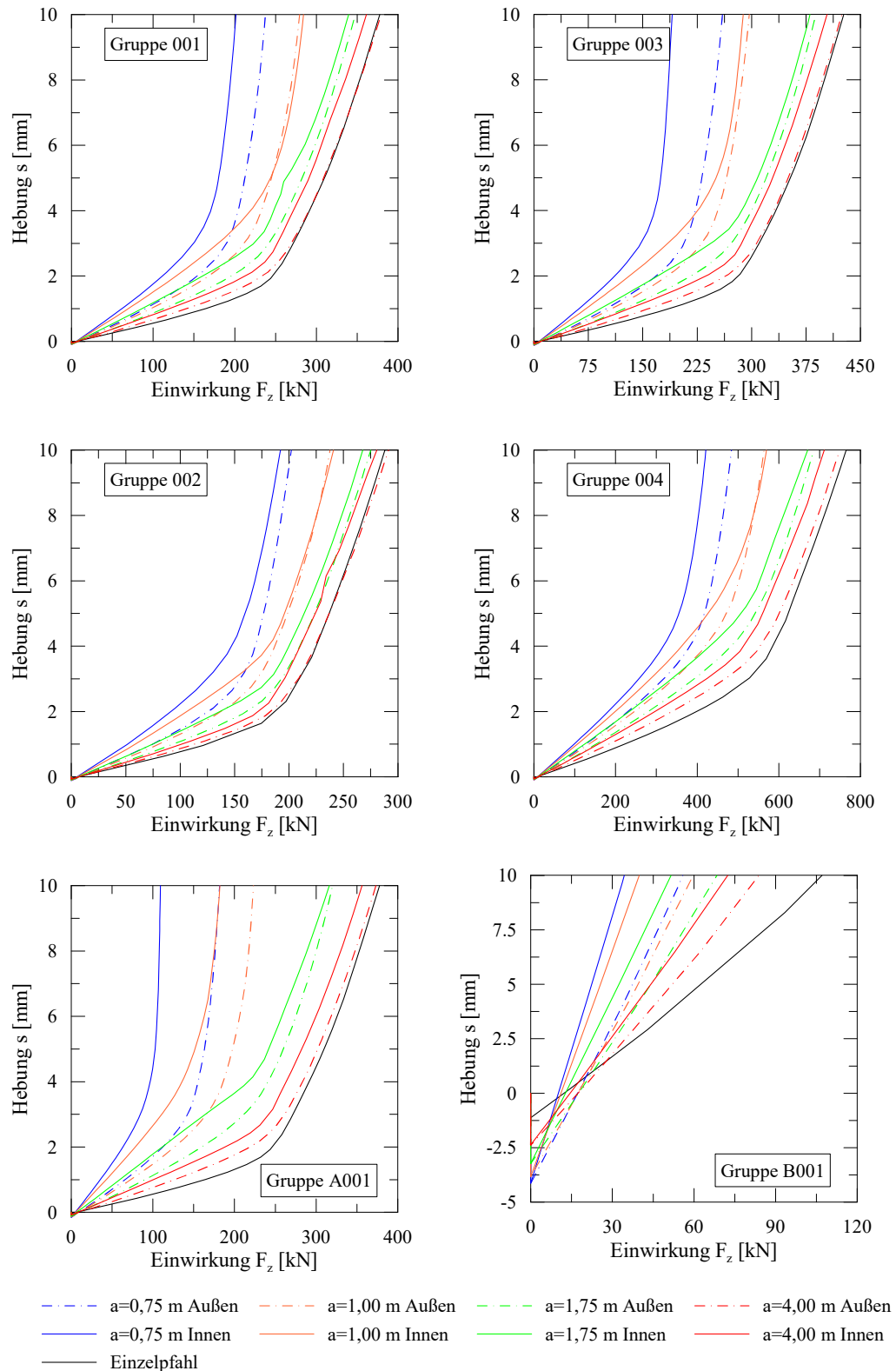


Abb. 7.2: Auszug der berechneten Widerstands-Hebungs-Linien mit variierenden Achsabständen in der Pfahlgruppe

ren Achsabständen sind die Spannungszustände mit denen eines Einzelfahles sehr gut vergleichbar. Ein blockartiges Verhalten tritt nicht mehr auf.

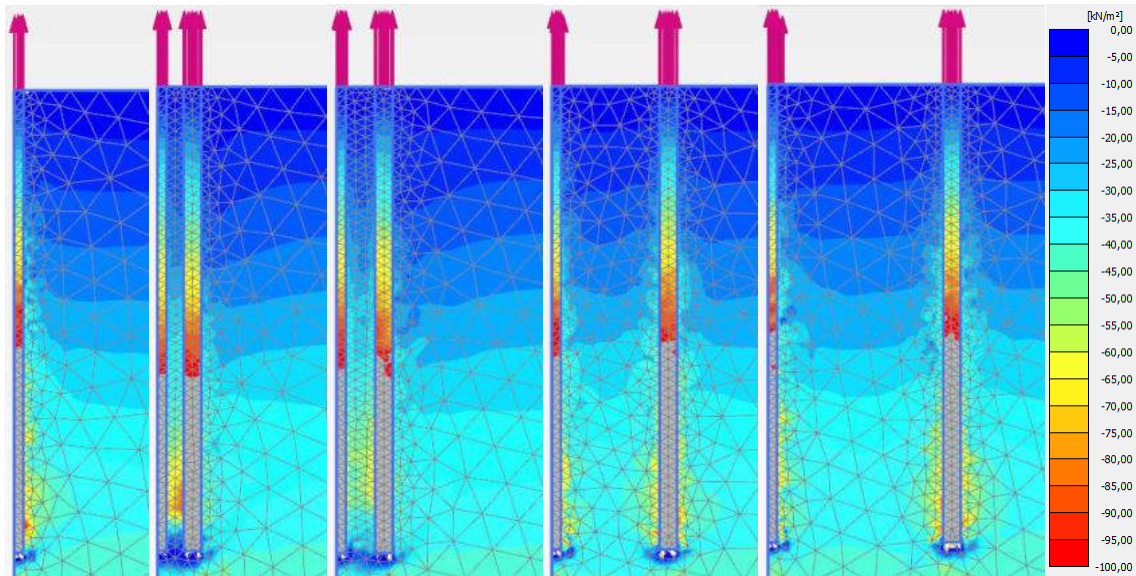


Abb. 7.3: Darstellung der effektiven Horizontalspannungen σ'_{xx} bei einer Hebung von $s = 10 \text{ mm}$ für einen Einzelpfahl, Pfahlgruppen mit $a = 0,75 \text{ m}$, $a = 1,00 \text{ m}$, $a = 2,50 \text{ m}$ und $a = 4,00 \text{ m}$

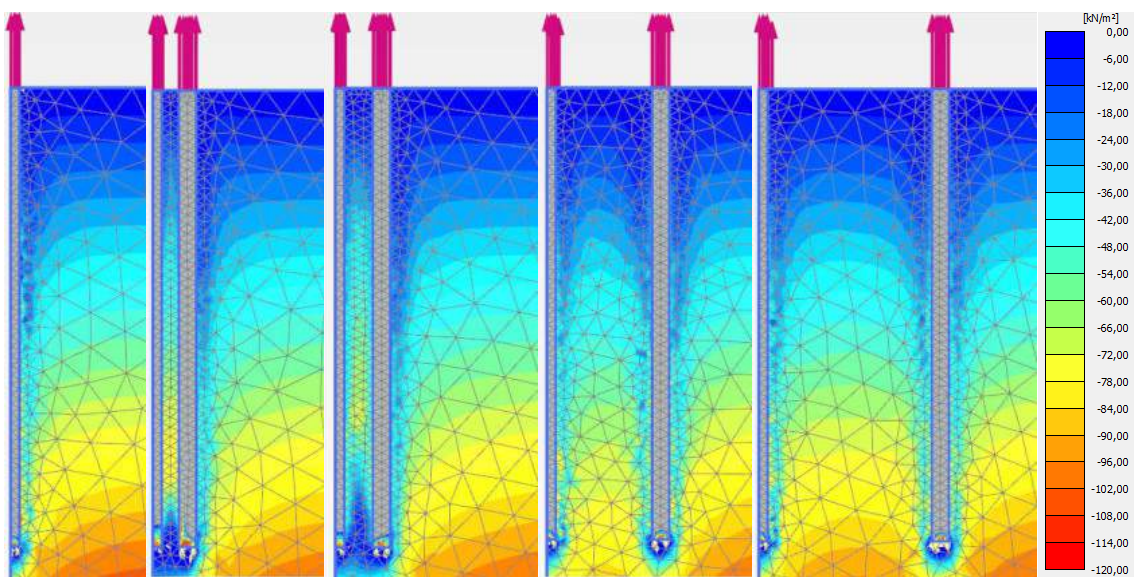


Abb. 7.4: Darstellung der effektiven Vertikalspannungen σ'_{zz} bei einer Hebung von $s = 10 \text{ mm}$ für einen Einzelpfahl, Pfahlgruppen mit $a = 0,75 \text{ m}$, $a = 1,00 \text{ m}$, $a = 2,50 \text{ m}$ und $a = 4,00 \text{ m}$

Die Richtung der Hauptspannungen ist in Abb. 7.5 dargestellt. Für den Einzelpfahl ist erkennbar, dass sich die Hauptspannungstrajektorien für den Lastabtrag am Pfahlmantel neigen und mit zunehmendem Abstand vom Pfahl wieder senkrecht werden. Dieses Bild erinnert stark an das Modell der Rotationsschalen von *Quarg-Vonscheidt (2000)*. Bei den eng stehenden Pfahlgruppen ist ein ähnliches Bild erkennbar. Die Vergrößerung in Abb. 7.6 zeigt jedoch, dass sich die Hauptspannungen am Pfahlfuß zwischen den Pfählen nahezu horizontal ausrichten. Der Anteil der Vertikalspannungen ist, wie zuvor beobachtet, nahezu Null. Hier wird das gesamte Eigengewicht des Erdkörpers zwischen den Pfählen ausgenutzt.

Dies wird auch in Abb. 7.2 deutlich, indem die WHL der Gruppe 001 mit $a = 0,75$ m nahezu keinen weiteren Widerstandszuwachs nach $s = 6$ mm infolge Dilatanz mehr erfährt.

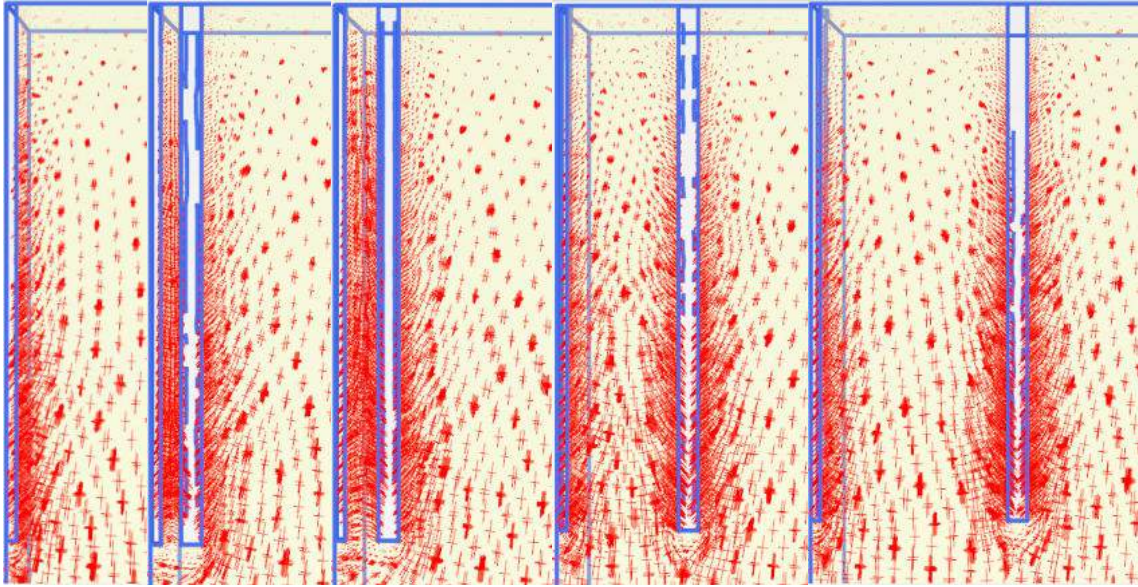


Abb. 7.5: Darstellung der Hauptspannungstrajektorien bei einer Hebung von $s = 10$ mm für einen Einzelpfahl, Pfahlgruppen mit $a = 0,75$ m, $a = 1,00$ m, $a = 2,50$ m und $a = 4,00$ m

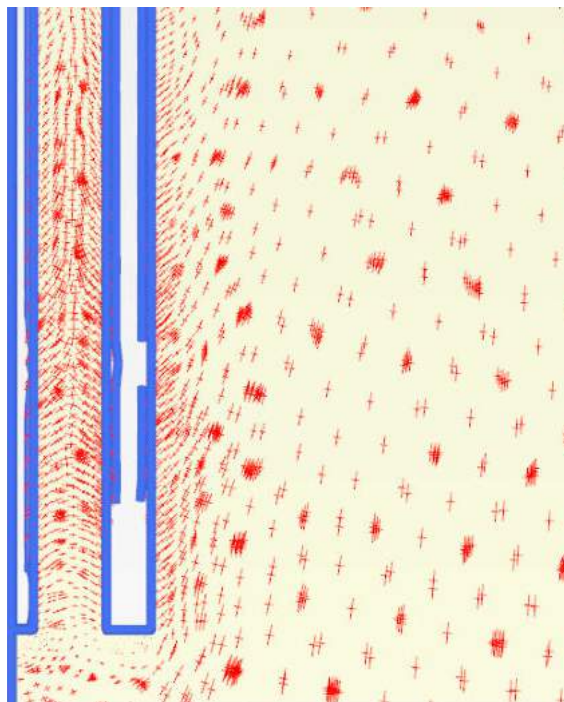


Abb. 7.6: Vergrößerte Darstellung der Hauptspannungstrajektorien bei einer Hebung von $s = 10$ mm für eine Pfahlgruppen $a = 1,00$ m

7.5 Gruppeneffektivität

Die Gruppeneffektivität ρ wird in Abb. 7.7 in Abhängigkeit des Achsabstandes a dargestellt. Dabei werden als dimensionslose Größen die Verhältnisse $\frac{a}{D}$, $\frac{a}{L}$ sowie $\frac{a}{\sqrt{DL}}$ verwendet. Für die Modelle in nichtbindigem Boden können zwei nahezu lineare Verläufe

ausgemacht werden. Der erste lineare Bereich (Blockversagen) geht von $a = 0$ m bis etwa $a = 1,5$ m. In diesem Abschnitt ist eine sehr starke Zunahme der Gruppeneffektivität erkennbar. Bei $a = 0$ teilen sich die Gruppenpfähle theoretisch einen Querschnitt, so dass die Gruppeneffektivität rechnerisch bei $\rho = 1/n$ beginnt, wobei n der Anzahl der Gruppenpfähle entspricht. Die Gruppeneffektivität erreicht dann 90 %. Der zweite Bereich (Individualversagen) beginnt anschließend bei etwa $a = 1,5$ m und geht bis $a = \infty$. Dieser Abschnitt ist durch einen sehr geringen Anstieg von ρ über a geprägt. Die Gruppeneffektivität von 90 % wird in Abb. 7.7 alternativ über $a/L = 0,14$, $a/D = 3,6$ oder $a/\sqrt{DL} = 0,7$ erreicht.

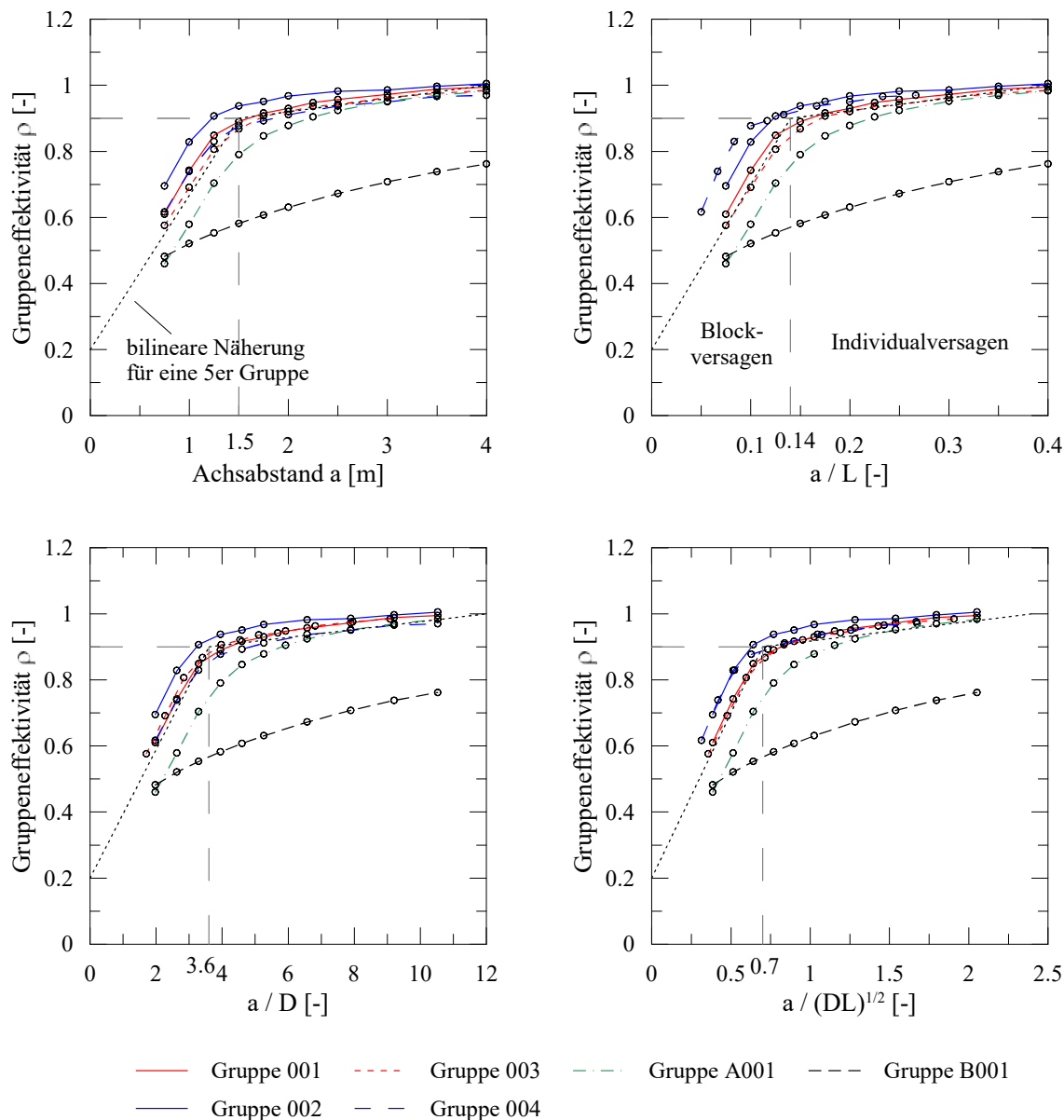


Abb. 7.7: Gruppeneffektivität ρ in Abhängigkeit des Achsabstandes a , des Durchmessers D und der in tragfähige Schichten einbindende Pfahlänge L

Die Ursache für den ersten Bereich kann in dem blockartigen Verhalten der eng stehenden Pfahlgruppe ausgemacht werden. Je größer die Pfähle auseinander stehen, desto mehr Bodeneigengewicht steht für den Zugwiderstand zur Verfügung. Dies wird durch das Ver-

halten von Gruppe 002 unterstützt, da hier die Gruppeneffektivität im Vergleich zu Gruppe 001 bei gleichem Achsabstand deutlich größer ist. Die zusätzliche Traglast rührt daher, dass oberhalb der tragfähigen Schicht die zusätzliche Auflast des nicht tragfähigen Bodens ebenfalls mobilisiert werden kann. Die Begrenzung der Tragfähigkeit bei enger Anordnung durch ein blockartiges Versagen deckt sich mit den Untersuchungen von *Quarg-Vonscheidt (2000)*.

Die weitere Zunahme der Zugtragfähigkeit im zweiten Bereich kommt daher, dass sich die Rotationsschalen der einzelnen Pfähle, wie in *Quarg-Vonscheidt (2000)* beschrieben, überschneiden und somit die effektiven Spannungen im Boden reduziert werden. Die Überschneidung ist dabei nicht mehr so stark ausgeprägt wie beim Blockversagen, sodass der früheste Bruchzustand beim Erreichen der maximalen Mantelreibung eintritt. Daher wird hier auch vom Individualversagen gesprochen. Die Tragfähigkeit ist durch die geringeren Vertikalspannungen im Vergleich zum Einzelpfahl reduziert. Außerdem reagiert der Boden aufgrund des geringeren Spannungszustandes weniger steif. Da das Bodenvolumen mit dem Achsabstand überproportional zunimmt, ist ein asymptotischer Verlauf erkennbar.

Zwischen den Modellen kann beobachtet werden, dass die zusätzlichen Pfähle in der 9er Gruppe (Gruppe A001) zu einer wesentlich größeren Abschirmung des Innenpfahles führen (Abb. 7.2) und das blockartige Verhalten deutlich stärker ausgeprägt ist. Indem sowohl D als auch L in den Berechnungen getrennt voneinander variiert werden, kann gezeigt werden, dass der hergestellte Zusammenhang von ρ über a/D und a/L zu keiner guten Korrelation führt. Ein wesentlich besseres Ergebnis kann mit dem Zusammenhang über a/\sqrt{DL} erzielt werden. Die Modelle Gruppe 001 bis Gruppe 004 liegen dabei sehr nahe beieinander. Aufgrund des stärker ausgeprägten Gruppeneffektes in Gruppe A001 ist die Gruppeneffektivität ρ jedoch deutlich geringer. Dass nach *Handbuch Eurocode 7-1 (2015)* ein Gruppeneffekt bei $a/\sqrt{DL} < 1$ zu berücksichtigen ist, deckt sich sehr gut mit den hier ermittelten Ergebnissen. Die Gruppeneffektivität ρ liegt danach zwischen 87 und 97 % und nimmt mit größer werdendem Achsabstand nur langsam zu. Daher scheint diese Empfehlung unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten sinnvoll gewählt.

Bei der Betrachtung des bindigen Bodens aus Gruppe B001 fällt auf, dass auch hier ein Gruppeneffekt vorhanden ist. Dieser fällt im Vergleich zu den anderen Modellen wesentlich stärker aus. Auffällig ist zudem, dass auch bei einem sehr großen Achsabstand von $a = 4$ m die Gruppeneffektivität $\rho < 80$ % liegt. Daher sollte insbesondere bei bindigen Böden eine Berücksichtigung des Gruppeneffektes vorgenommen werden. Die geringe Gruppeneffektivität kann jedoch auch dadurch hervorgerufen werden, dass die Randabstände für die undrained Berechnung relativ gering gewählt sind. Im Rahmen dieser Arbeit wird diese Fragestellung nicht weiter verfolgt. Auch für eine Abschätzung des Verhaltens unter anderen Randbedingungen sind weitere Untersuchungen erforderlich.

7.6 Bewertung

- Das Tragverhalten von Zugpfählen in einer Gruppe wird maßgeblich von den gewählten Achsabständen beeinflusst. Dabei können zwei Bereiche für die Entwicklung der Gruppeneffektivität ρ ausgemacht werden.
- Der erste Bereich wird durch ein blockartiges Verhalten dominiert, weshalb der Zugwiderstand aufgrund des abnehmenden Bodeneigengewichts zwischen den Pfählen mit dem geringeren Achsabstand stark abnimmt. Im zweiten Bereich wird der Bodenblock nicht mehr voll mobilisiert. Der Tragwiderstand wird durch Reibung zwischen Pfahlmantel und Boden dominiert. Die Gruppeneffektivität ρ nimmt nur noch langsam über den Achsabstand zu. Dies deckt sich mit den Untersuchungen von *Quarg-Vonscheidt (2000)*.
- Auf die Gruppeneffektivität ρ haben neben dem Achsabstand auch der Pfahldurchmesser und die Pfahllänge einen Einfluss. Eine Korrelation von ρ kann näherungsweise über die dimensionslose Größe a/\sqrt{DL} erfolgen.
- Bei einer größeren Anzahl an Gruppenpfählen wird die Gruppeneffektivität ρ durch die gegenseitige Abschirmung verringert. Innenstehende Pfähle haben eine geringere Tragfähigkeit als außen angeordnete Pfähle.
- Die Vorgabe des *Handbuch Eurocode 7-1 (2015)*, einen Gruppeneffekt bei $a/\sqrt{DL} < 1$ zu berücksichtigen, scheint in nichtbindigen Böden gut gewählt zu sein. Allerdings ist zu berücksichtigen, dass auch bei $a/\sqrt{DL} > 1$ eine Interaktion zwischen den Pfählen vorhanden ist. Die numerischen Berechnungen zeigen hier eine Gruppeneffektivität von $\rho = 0,87$ bis $0,97$.
- Das Gruppenverhalten von locker und dicht gelagerten nichtbindigen Böden wird hier aufgrund des Umfangs nicht betrachtet. In weiteren Untersuchungen sollten neben diesen auch geschichteten Bodenprofile betrachtet werden.
- Für bindige Böden fällt die Gruppeneffektivität insbesondere bei großen Achsabständen deutlich geringer aus. Hierzu sind weitere Untersuchungen erforderlich, da das Verhalten bindiger Böden im Rahmen dieser Arbeit nicht vollständig abgedeckt werden kann.
- Es ist zu berücksichtigen, dass das numerische Modell auf der Nachrechnung von statischen Pfahlprobelastungen an Einzelpfählen beruht und eventuell vorhandene Verdrängungseffekte aus der Pfahlinstallation vernachlässigt werden. Anhand von Feldversuchen sollten diese Annahmen noch verifiziert werden, bevor die hier abgeleitete Gruppeneffektivität ρ bei der Bemessung von Pfahlgruppen Anwendung findet.

8 Feldversuch in Hamburg

8.1 Beschreibung des Gruppenversuches in Hamburg

8.1.1 Versuchsplanung

Im Rahmen des Forschungsprojektes ist die Durchführung eines Gruppenzugversuches vorgesehen. Mit dem Versuch sollen folgende Informationen ermittelt werden:

- Verlauf der Widerstands-Hebungs-Linie des Einzelpfahls, insbesondere im Bereich des Versagens. Überprüfung der vorgenommenen Extrapolationen.
- Verteilung der Mantelreibung am Einzelpfahl
- Gruppenverhalten, Lastabtrag des Eckpfahls und Innenpfahls, Vergleich mit Einzelpfahl.
- Kalibrierung des numerischen Berechnungsmodells für Einzel- und Gruppenpfähle

Dafür wird eine Pfahlgruppe aus 5 FUNDEX-Pfählen von der Firma König Pfahlgründung zur Verfügung gestellt. Damit das Gruppenverhalten mit dem eines Einzelpfahles verglichen werden kann, wird zusätzlich ein allein stehender FUNDEX-Pfahl hergestellt. Die Pfähle werden mit einem Außendurchmesser $D = 0,38$ m gefertigt. Zudem soll für spätere numerische Berechnungen die Verteilung der Pfahlmantelreibung bestimmt werden. Dafür soll ein Einzelpfahl mit einem Kettenextensometer ausgesetzt werden. Der Lasteintrag soll bei diesem Pfahl von unten erfolgen. Dafür wird eine GEWI-Stange durch ein Hüllrohr im Pfahlinneren geführt und mit dem Pfhalfuß über eine Ankerplatte verbunden. Aufgrund dieser Anforderungen wird ein Außendurchmesser von $D = 0,44$ m erforderlich. Somit werden die folgenden Pfähle hergestellt und getestet:

- 5 Gruppenpfähle, $D = 0,38$ m
- 1 Referenzpfahl für Gruppe, $D = 0,38$ m
- 1 Testpfahl mit Kettenextensometern, $D = 0,44$ m

Der Versuch wird als statische Pfahlprobelastung durchgeführt.

Aus den äußeren Rahmenbedingungen werden für die Versuche die folgenden Vorgaben gemacht:

- maximale Belastung für Einzelpfähle 1200 kN aus GEWI-Stange
- maximale Belastung für Gruppe 4200 kN aus Pressen und Trägerkonstruktion

Unter Beachtung dieser Bedingungen sind die Pfahllänge und der Abstand der Pfähle in der Gruppe festzulegen. Dabei werden folgende Überlegungen berücksichtigt:

- Die Pfahllänge aller Pfähle sollte gleich sein, damit das Verhalten zwischen den Versuchen übertragen werden kann. Dies setzt voraus, dass der Baugrund möglichst gleich ist.
- Die Einbindelänge des Referenzpfahles in die tragfähige Sandschicht sollte nicht zu lang gewählt werden, damit das Eintreten eines Versagenszustandes im Versuch gewährleistet wird.
- Die Einbindelänge der Gruppenpfähle in die tragfähige Sandschicht muss lang genug sein, dass es zu einer gegenseitigen Beeinflussung kommt. Es wird angenommen, dass das Blockversagen keilförmig vom Pfahlfuß aus auftritt. Somit ist auch der Abstand zwischen den Pfählen relevant. Dieser sollte möglichst gering gewählt werden, damit das Blockversagen gewährleistet wird. Der Unterschied im Tragverhalten des Einzelpfahls zu den Gruppenpfählen sollte möglichst groß sein.
- Bei der Herstellung der Pfähle wird der umgebende Baugrund vollständig verdrängt. Da das Vortreibrohr gezogen wird, dürfen die Pfähle im frischen Zustand nicht zu nahe aneinander stehen.

Die Einbindelänge wird zunächst angenommen zu $t = 3,5$ m. Der Achsabstand a wird über Gl. (2.2) abgeschätzt, sodass theoretisch ein Gruppeneffekt auftritt.

$$a = \sqrt{Dt} = \sqrt{0,38 \cdot 3,5} = 1,15\text{m}$$

Das Tragverhalten in dem vorhandenen Baugrund ist nur schwer vorherzusagen. Die Bodenaufschlüsse in Abb. 8.1 wurden nicht am Versuchsfeld sondern an dem benachbarten Baufeld durchgeführt. Somit ist das genaue Bodenprofil unbekannt. Die Zusammensetzung der Auffüllung variiert mit der Lage der Aufschlüsse, sodass auch hier eine Abschätzung der Mantelreibung nur schwer möglich ist.

Zur Abschätzung geeigneter Achsabstände und Pfahllängen werden numerische Berechnungen in PLAXIS 3D durchgeführt. Dafür wird der Schichtaufbau in Tab. 8.1 angenommen. Das Netz ist in Abb. 8.2 dargestellt. Es ist zu berücksichtigen, dass Effekte aus den Installationsvorgängen nicht berücksichtigt werden. Dafür wird im Interface keine Abminderung der Scherparameter vorgenommen. Dadurch soll eine zusätzliche Sicherheit eingebaut werden, dass der Pfahlwiderstand in den Versuchen nicht die beschriebenen Belastungsobergrenzen erreicht.

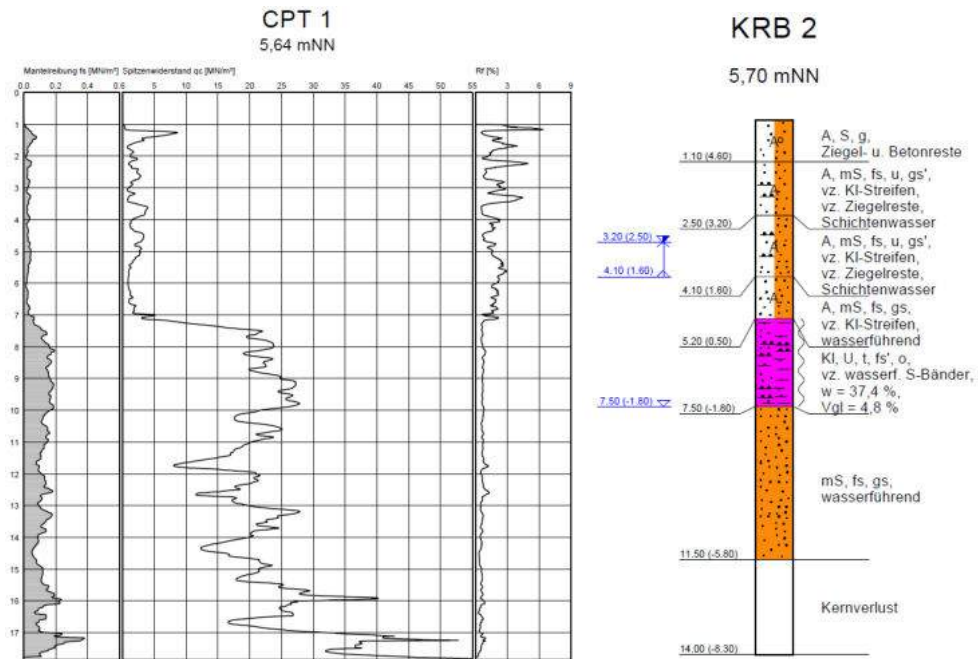


Abb. 8.1: Ergebnisse der auf dem benachbarten Baufeld durchgeführten Bodenaufschlüsse

Tab. 8.1: Modellparameter für die Vorprognose, gewendetes Stoffgesetz: Hardening Soil

Bodenart			Auffüllung, sandig, inhomogen, locker gelagert, Bauschutt, Klei-Streifen	Klei	Sand, mitteldicht bis dicht gelagert
Schichtunterkante		[m]	-5,2	-7,5	-18
Drainage Type			Drained	Undrained (A)	Drained
Wichte	γ/γ'	[kN/m ³]	18/10	16/6	19/11
Scherparameter	φ'_k	[°]	25	17	37,5
	ψ	[°]	0	0	7,5
	c'_k	[kN/m ²]	0	10	0
	$c_{u,k}$	[kN/m ²]	0	20	0
Steifigkeit	E_{50}^{ref}	[kN/m ²]	10000	1648	70000
	E_{oed}^{ref}	[kN/m ²]	10000	1648	70000
	E_{ur}^{ref}	[kN/m ²]	30000	4500	210000
	p_{ref}	[kN/m ²]	100	100	100
	m	[-]	0,5	1	0,5
	ν'_{ur}	[-]	0,2	0,2	0,2

Einzelpfahl: gewählt $D = 0,38$ m, $l = 11$ m. Der Pfahlwiderstand wird bei einer Kopfhebung von $s = 20$ mm bestimmt zu $R_1 = 714$ kN.

Gruppe 1: gewählt $a = 1,5$ m, D und l wie Einzelpfahl. Die Gesamttragfähigkeit der Gruppe wird für eine Hebung von $s = 20$ mm bestimmt zu $R_{ges,150} = 2732$ kN. Damit ergibt sich der durchschnittliche Widerstand in der Gruppe zu $R_{avg,150} = 546$ kN.

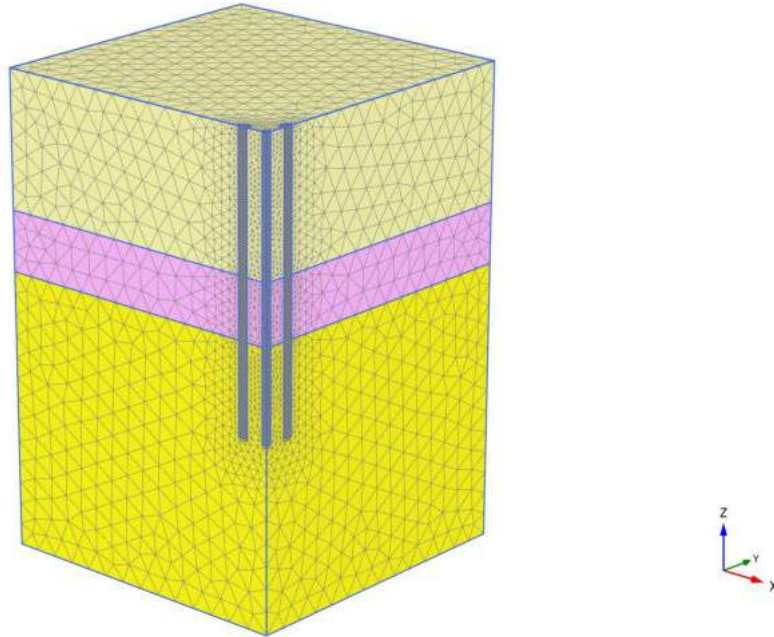


Abb. 8.2: Netz des Berechnungsmodells für die Vorprognose von Gruppe 2. Dimensionen: $\Delta x = 17,5 \text{ m}$, $\Delta y = 17,5 \text{ m}$, $\Delta z = 18 \text{ m}$

Gruppe 2: gewählt $a = 1,06 \text{ m}$, D und l wie Einzelpfahl. Die Gesamttragfähigkeit der Gruppe wird für eine Hebung von $s = 20 \text{ mm}$ bestimmt zu $R_{ges,106} = 2119 \text{ kN}$. Damit ergibt sich der durchschnittliche Widerstand in der Gruppe zu $R_{avg,106} = 424 \text{ kN}$.

Der Gruppeneffekt in Gruppe 2 ist mit $\frac{R_{avg}}{R_1} = 0,59$ sehr groß und deutlich. Daher wird ein Achsabstand von $a = 1,06 \text{ m}$ für den Gruppenversuch vorgesehen. Der Aufbau ist in Abb. 8.3 skizziert. Damit trotz der geringen Abstände zwischen den Pfählen von nur 68 cm keine Beschädigung untereinander direkt nach der Betonage stattfindet, werden die Pfähle an unterschiedlichen Tagen zur Entwicklung der Frühfestigkeit betoniert. Aufgrund der Platzverhältnisse kann das Bohrgerät nur von einer Seite arbeiten und die Pfähle nach dem folgenden Schema herstellen:

- Tag 1: Pfahl 1 und 2
- Tag 2: Pfahl 3
- Tag 3: Pfähle 4 und 5

Der berechnete Widerstand des Einzelpfahls liegt mit $R_1 = 714 \text{ kN}$ deutlich unterhalb der maximalen Prüflast von 1200 kN. Allerdings ist nicht sicher, dass der Pfahl bereits bei einer Hebung von $s = 20 \text{ mm}$ versagen wird. Außerdem ist fraglich, ob die Tragwirkung der Auffüllung mit den verwendeten charakteristischen Scherparametern richtig abgeschätzt wurde. Daher wird die Pfahllänge von 11 m auf 10,5 m reduziert, sodass die Sicherheit erhöht wird. Es wird eine Einbindelänge in die tragende Schicht von $t = 3 \text{ m}$ angestrebt.

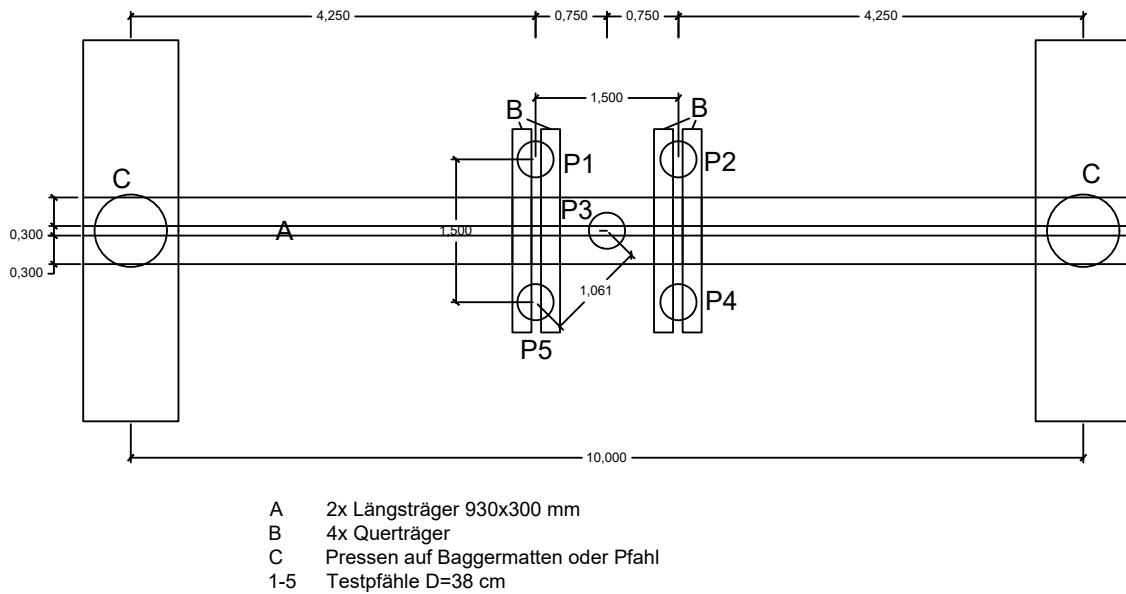


Abb. 8.3: Skizzierter Versuchsaufbau für den Gruppenversuch in Hamburg

8.1.2 Herstellung der Testpfähle

Nach dem Ansetzen des Bohrers kam es während des oberflächennahen Eindringens bedingt durch die einseitig vorhandene Baugrundverbesserung zu horizontalen Lageänderungen. Insgesamt wurden die Abstände gegenüber der Vorplanung dadurch reduziert. Die genaue Lage der Pfähle in der Gruppe ist in Abb. 8.4 dargestellt. Der Abstand der benachbarten Einzelpfähle kann Abb. 8.5 entnommen werden. Darin sind die Bezeichnungen der Probepfähle erläutert.

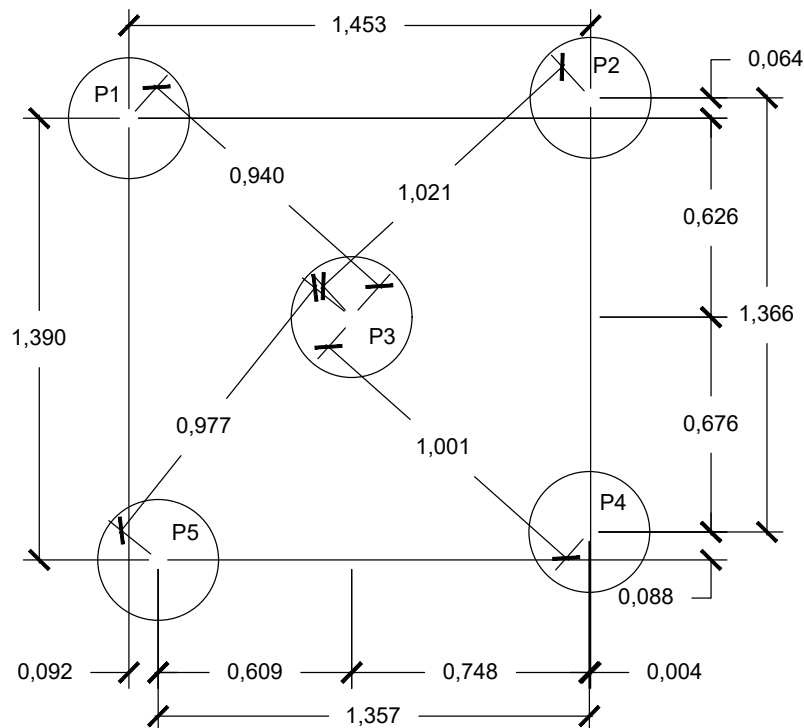


Abb. 8.4: Nach der Pfahlherstellung gemessene Lage der Pfahlgruppe, Angaben in [m]

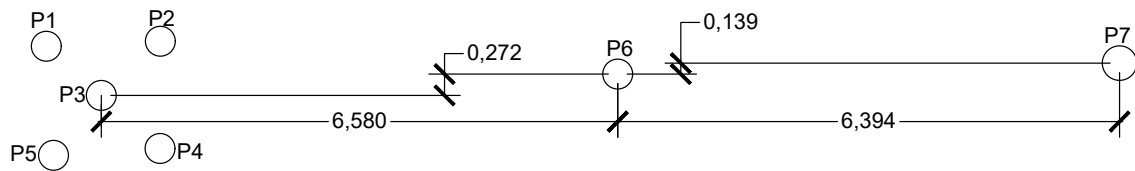


Abb. 8.5: Nach der Pfahlherstellung gemessene Lage der benachbarten Einzelpfähle, Angaben in [m]

Der gemessene Eindringwiderstand des Vortreibrohres ist in Abb. 8.6 als Manometerdruckverlauf dargestellt. Dabei fällt auf, dass Versuchspfähle P1 bis P5 einen zunehmenden Widerstand aufweisen. Dies deutet auf die verdichtende Wirkung des Installationsvorganges durch den fehlenden Raum für den verdrängten Boden hin. Das gilt insbesondere für P3, da hier zwei direkt benachbarte Pfähle angrenzen.

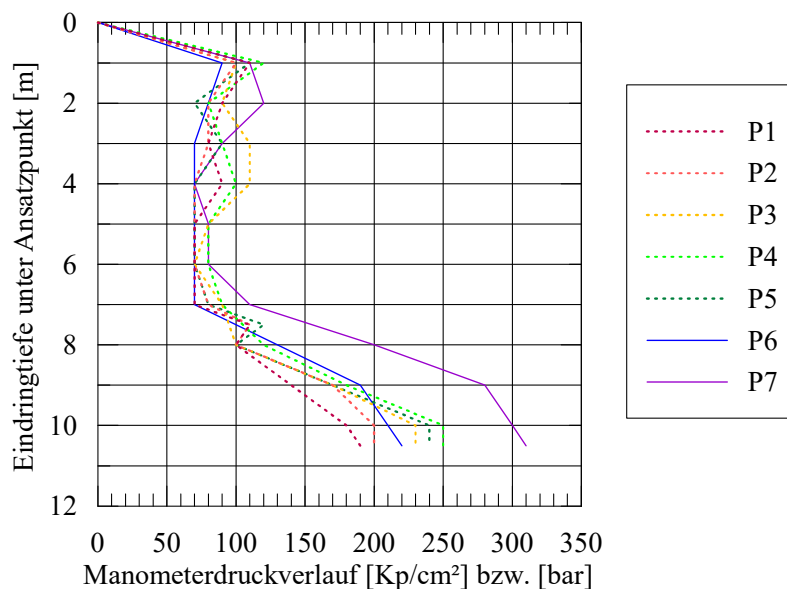


Abb. 8.6: Manometerdruckverlauf über die Tiefe für die 7 Versuchspfähle in Hamburg

Der Einzelpfahl P6 weist einen sehr ähnlichen Manometerdruckverlauf auf. Da dieser alleine steht, sollte dessen Verlauf dem von P1 entsprechen. In den oberen 4 m wird ein geringerer Widerstand aufgenommen, während ab einer Tiefe von 8 m ein größerer Manometerdruck aufgezeichnet wird. Die Schichtgrenzen scheinen hier sehr gut übereinzustimmen.

Der größere Pfahl P7 weist einen relativ ähnlichen Verlauf auf. Durch den größeren Durchmesser ist ein größerer Eindringwiderstand im Sandboden vorhanden. Dieser scheint knapp unterhalb von 7 m anzustehen.

Insgesamt sind die Manometerverläufe sehr ähnlich, sodass von einem homogenen Baugrund ausgegangen werden kann.

8.1.3 Nacherkundung des Baugrundes

Da die vorliegenden Daten zur Baugrunderkundung für die benachbarte Bebauung in ihrer Lage von den untersuchten Pfählen abweichen, wird eine Nacherkundung durchgeführt, um die tatsächlichen Schichtgrenzen zu definieren. Dafür werden Drucksondierungen mit der DPL durchgeführt. Aufgrund des Tragschichtaufbaus aus Schotter waren die oberflächennahen Eindringwiderstände sehr groß, was die Durchführung erschwerte. Von den ebenfalls durchgeführten Kleinrammbohrungen kam nur eine durch die Schottertragschicht. Nach dem Ziehen der Bohrstange fielen dabei Schottersteine in das Bohrloch, sodass ein weiteres Erkunden unmöglich war. Die Anordnung der Nacherkundung ist in Abb. 8.7 dargestellt. Die Nacherkundung erfolgte erst nach der Durchführung der Zugversuche.

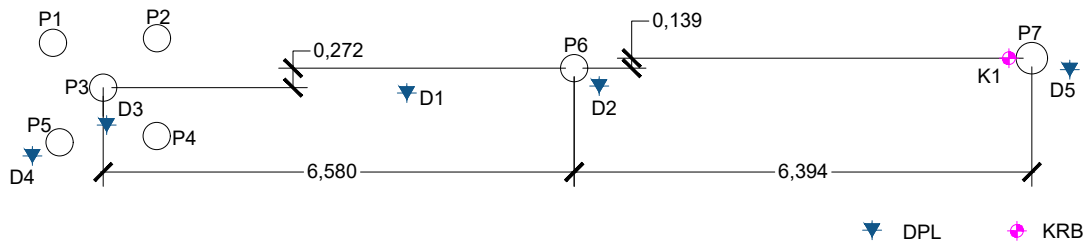


Abb. 8.7: Anordnung der durchgeführten Nacherkundung in Form von Drucksondierungen und einer Kleinrammbohrung

Die Verteilung der erforderlichen Schläge zum Erreichen des 10 cm Inkrements N_{10} ist für die Pfahlgruppe in Abb. 8.8 und für die Einzelpfähle P6 in Abb. 8.9 beziehungsweise P7 in Abb. 8.10 dargestellt. Aus den Manometerdruckverläufen in Abb. 8.6 und den Ergebnissen der DPL werden die Schichtgrenzen in Tab. 8.2 definiert. Die Bodenarten orientieren sich dabei an dem vorliegenden Bodengutachten. Der Grundwasserstand wurde während der Nacherkundung im Anschluss an die Pfahlprobelastungen in einer Tiefe $z = -4,1$ m unter Geländeoberkante festgestellt.

Tab. 8.2: Schichteneinteilung nach Durchführung der Nacherkundung mittels DPL

P1 bis P5		P6		P7	
z [m]	Bodenart	z [m]	Bodenart	z [m]	Bodenart
-1,0	Schotter	-1,0	Schotter	-1,0	Schotter
-2,0	Sand, locker	-2,5	Sand, locker	-3,0	Sand, locker
-3,2	Klei, weich	-4,5	Klei, weich	-4,8	Klei, weich
-4,6	Sand, locker				
-5,8	Klei, weich				
-7,0	Sand, locker	-6,8	Sand, locker	-6,4	Sand, locker
$-\infty$	Sand, dicht	$-\infty$	Sand, dicht	$-\infty$	Sand, dicht

8.1.4 Gruppenpfähle P1 bis P5 und Einzelpfahl P6

Der Versuchsaufbau der Pfahlgruppe ist in Abb. 8.11 dargestellt. Oberhalb ist die Lastverteilungskonstruktion erkennbar, mit der über die Hydraulikpressen eine nach oben gerichtete Kraft über die Längsträger auf die Querträger und von dort über die Zugstangen auf die Zugpfähle übertragen wird. Im Detail sind dabei die Zugstangen mit Pfahlköpfen

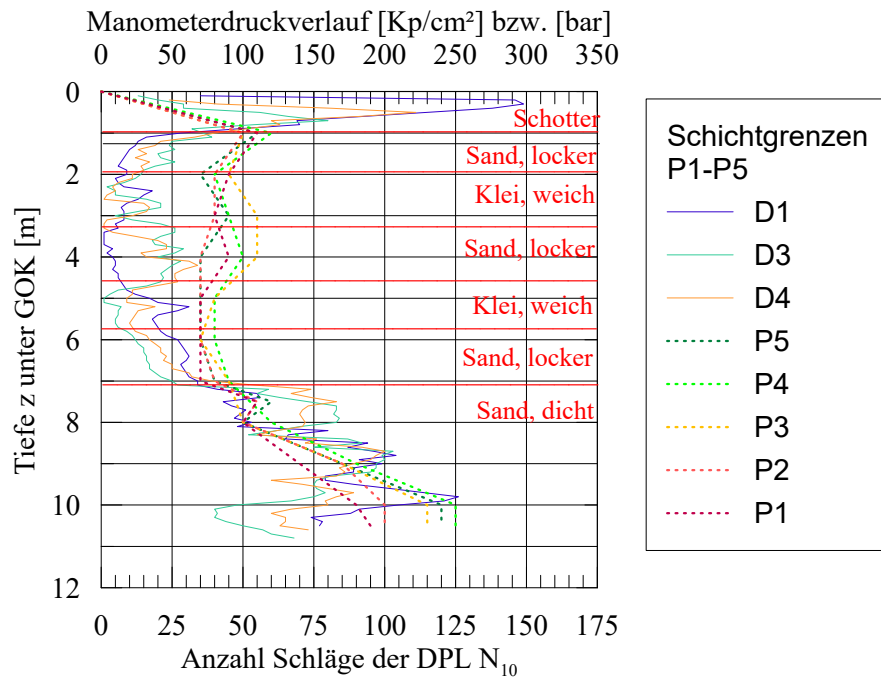


Abb. 8.8: Festgelegte Schichtgrenzen für das Bodenprofil der Pfähle P1 bis P5

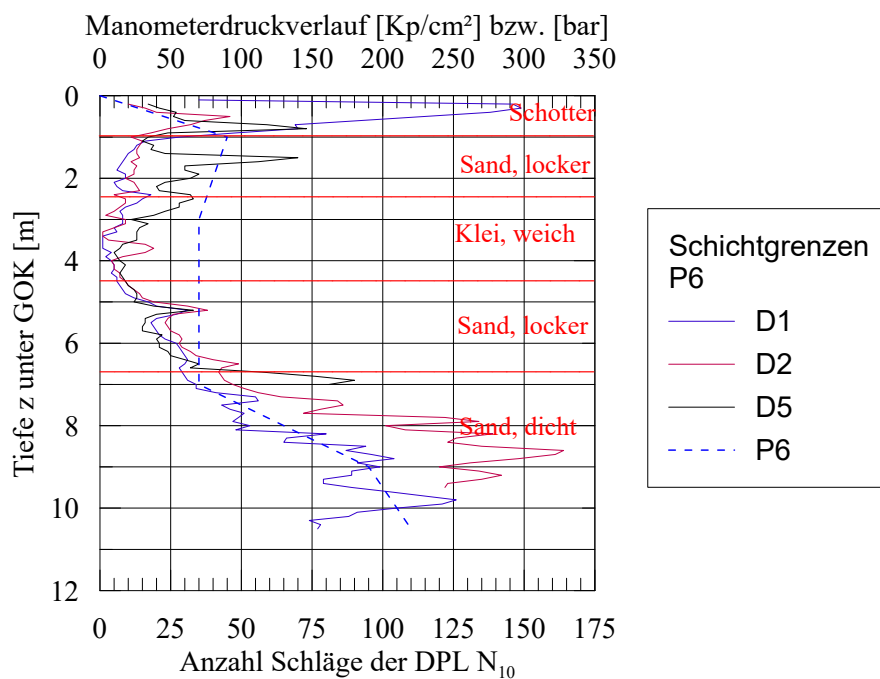


Abb. 8.9: Festgelegte Schichtgrenzen für das Bodenprofil des Pfahles P6

und das Messgerüst zur Aufnahme der Pfahlkopfhebungen sowie die Hydraulikpresse auf den Baggermatten erkennbar.

Der Gruppenversuch wurde bei guten Witterungsbedingungen durchgeführt. Die Temperatur lag während der Versuchsdurchführung zwischen 10° C und 16° C. Zu Beginn lagen die Querträger der Gruppe in Waage. Die Last wurde über die Hydraulikpressen mittig

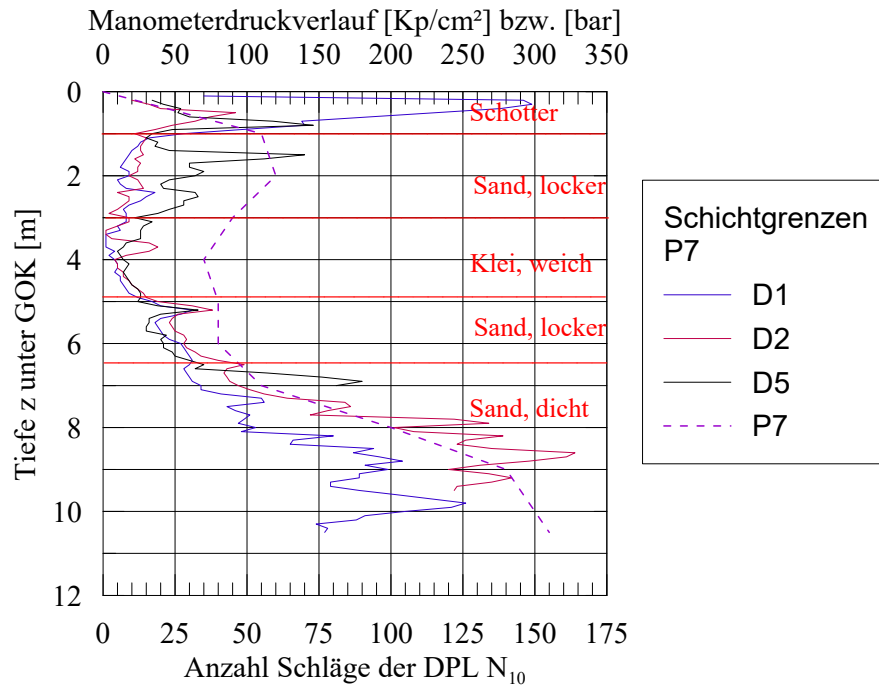


Abb. 8.10: Festgelegte Schichtgrenzen für das Bodenprofil des Pfahles P7

zwischen den Hauptträgern aufgebracht. Durch die symmetrische Anordnung des Aufbaus wurde eine gleichmäßige Hebung erwartet.

Die Hebungen traten für die Gruppenpfähle nicht gleichmäßig auf (Abb. 8.12). Dies führte zur Ausbildung einer Querneigung (Abb. 8.14), die durch das Kalottenlager der Hydraulikpressen ermöglicht wurde. Die Pfähle P1 und P2 weisen wesentlich größere Verschiebungen als die restliche Pfähle auf. Neben dem weicheren Verhalten der Pfähle P1 und P2 ist auch der Lastabtrag deutlich reduziert. Als mögliche Erklärung wurde die Verdichtung des Baugrundes infolge der Einbringprozesse der Verdrängungspfähle gesehen. Die Verdichtung ist dabei bei den Pfählen 3-5 am stärksten erfolgt (vgl. Abb. 8.6). Die Widerstands-Hebungslinie ist in Abb. 8.13 dargestellt. Als Durchschnitt dargestellt ist dabei die aufgebrachte Kraft der Hydraulikpressen auf die Lastverteilungskonstruktion und die Pfähle dividiert durch die Pfahlanzahl.

Bei den größeren Laststufen der Pfahlgruppe wurde eine Hebung des gesamten Bodens um die Pfähle herum beobachtet. Neben den Widerlagern traten gleichzeitig deutlich erkennbare Setzungen auf.

Während der Probelastung von P6 die Hebungen des umliegenden Baugrunds an drei Stellen gemessen (Abb. 8.14). Während der Laststufe $F = 1064$ kN wurden Setzungen des Bodens um den Pfahl herum festgestellt. Diese könnten mit dem eingetretenen Temperaturabfall zu tun haben. Beim Hochfahren der Last auf $F = 1200$ kN wurde festgestellt, dass kein Kraftaufbau stattfand. Sicherheitshalber wurde die Belastung reduziert. Nachdem Setzungen unter der Belastungseinrichtung dafür verantwortlich gemacht werden konnten,



Abb. 8.11: Fotos des Versuchsaufbaus der Pfahlgruppe

dass sich der Druck in der Presse nicht aufbaute, wurde die Belastung wieder auf 1200 kN erhöht.

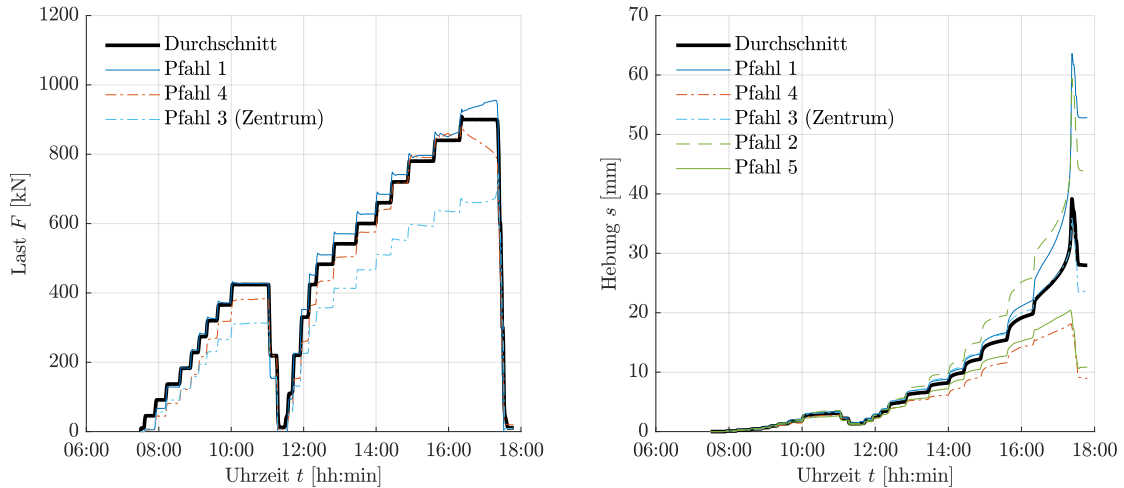


Abb. 8.12: Gemessene Pfahlwiderstände und Hebungen über die Versuchsdauer

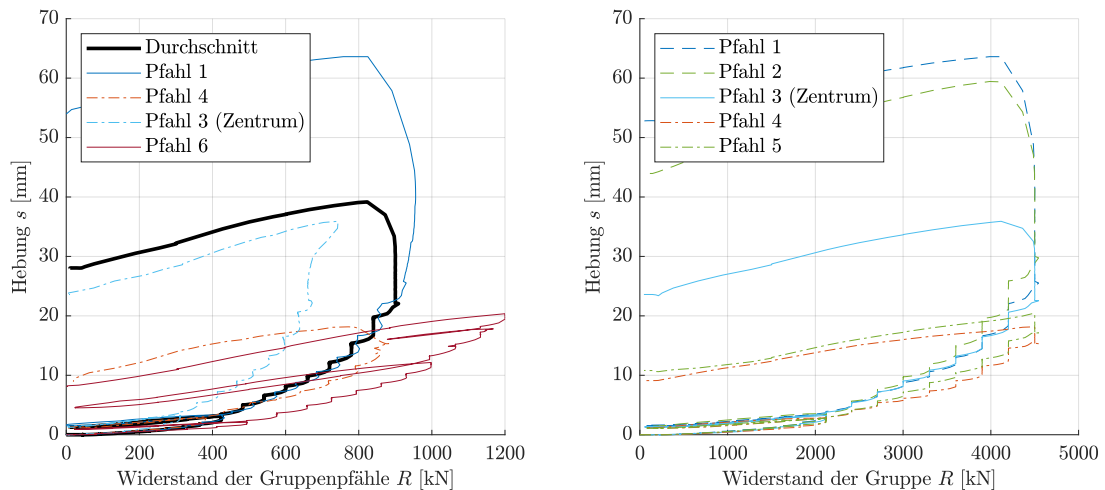


Abb. 8.13: Last-Hebungs-Linien: links über den Widerstand je Gruppenpfahl, rechts über den Gesamtwiderstand der Gruppe

Die Tragfähigkeit des Einzelpfahles P6 überschritt deutlich den erwarteten Zugwiderstand. Ein Versagenszustand konnte weder bei P6 noch bei der Pfahlgruppe erreicht werden. Die erzielten Hebungen lagen dafür in einem befriedigendem Bereich, der den Gebrauchszustand überschreitet. Somit können die erreichten Widerstände für die weitere Auswertung gut verwendet werden.

8.1.5 Extensometerpfahl P7

8.1.5.1 Versuchsergebnisse

Erwartungsgemäß wurde für den Pfahl P7 mit $D = 44$ cm und eingebautem Kettenextensometer ein steiferes Last-Verformungsverhalten festgestellt. Die gemessenen Dehnungen und die aufgebrauchte Zulast sind in Abb. 8.15 über die Zeit dargestellt.

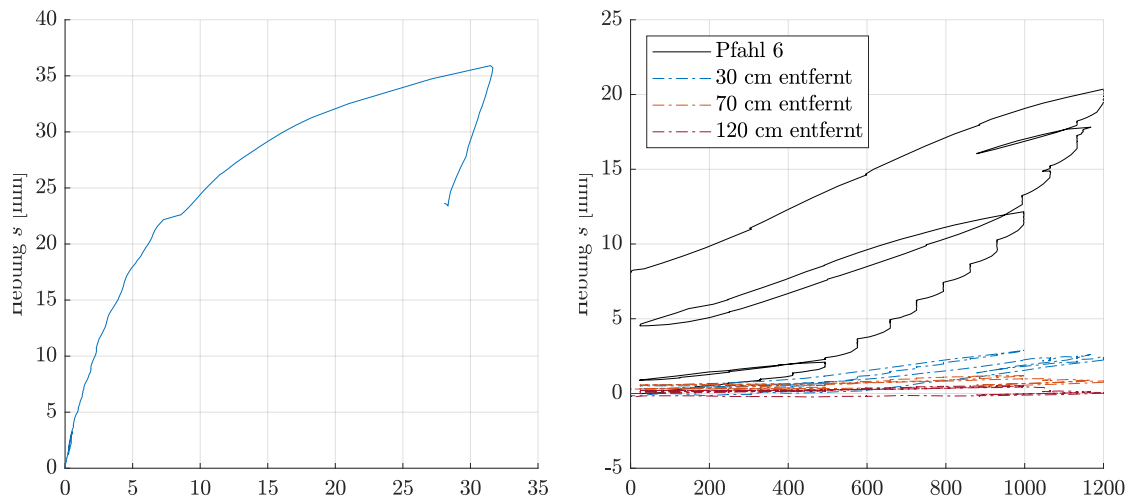


Abb. 8.14: Mittels Extensometer gemessene Dehnung und vom Pfahlkopf aus zurückgerechnete Pfahlverschiebung (links), Gemessene Pfahlhebung und Hebung des umliegenden Bau-
grunds während der Pfahlprobelastung von Pfahl P6 (rechts)

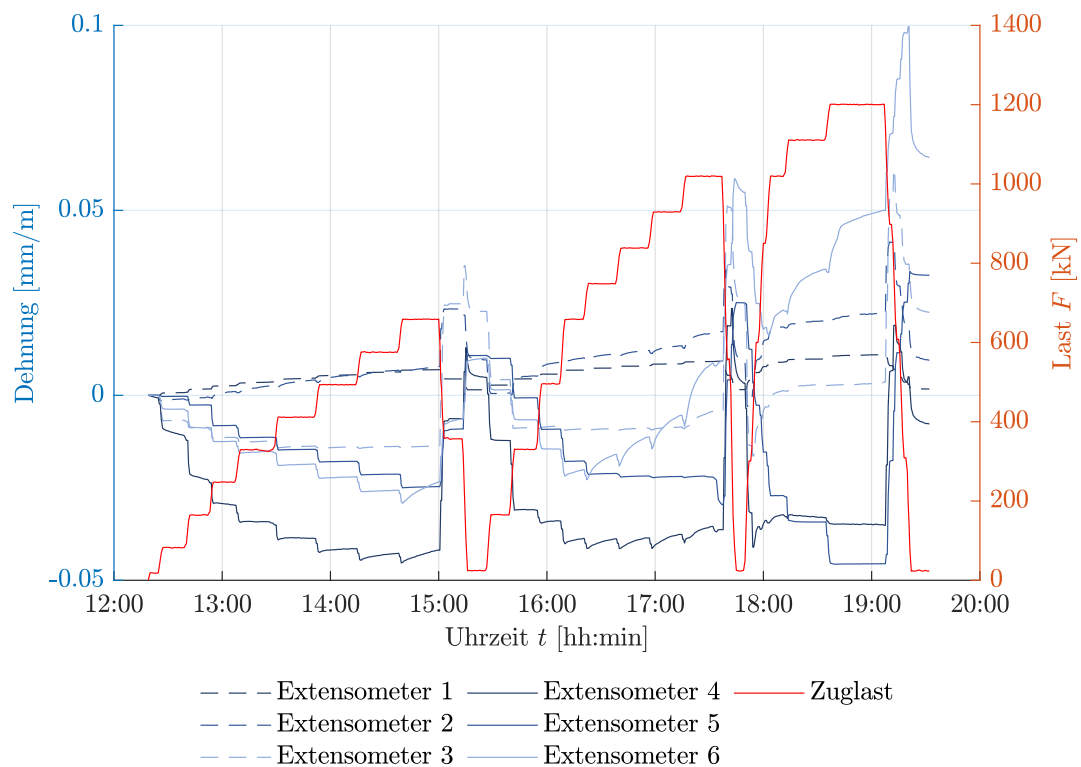


Abb. 8.15: Messergebnisse der Extensometer und aufgebrachte Zuglast von Pfahl P7 über die Zeit

Die am Pfahlkopf gemessenen Hebungen waren auch unter Vollast in Abb. mit $s_{\max} = 4,2$ mm auffällig gering. Als ursächlich werden der im Vergleich zu den anderen Pfähle vergrößerte Durchmesser und die Querdehnung infolge der an der Fußplatte aufgebrachten Druckkraft gesehen.

Die durch die Extensometer gemessenen Dehnungen weisen insbesondere für die frühen Laststufen negative Werte auf, sodass hier von einer Dehnung infolge von Zugspannungen

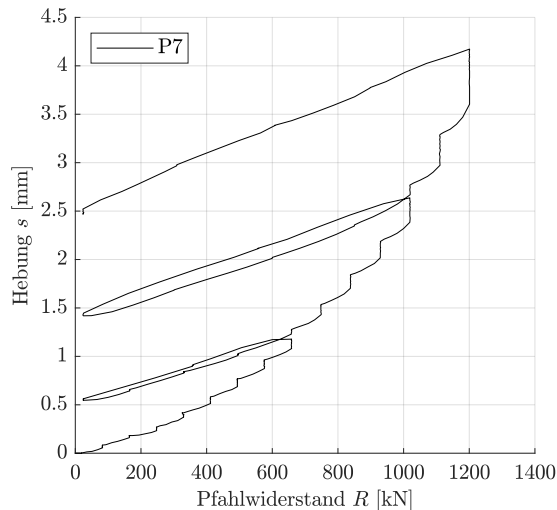


Abb. 8.16: Gemessene Widerstands-Hebungs-Linie von Pfahl P7

auszugehen ist. Der Versuchsaufbau sollte durch den im Pfahl durchgeführten und mit der Fußplatte verschraubten Spannstahl jedoch nur Stauchungen infolge Druckspannungen im Pfahlquerschnitt zulassen. Diese Stauchungen sind in Abb. 8.15 jedoch nicht für die Extensometer 4 und 5 erkennbar, sodass hier von einem ungewünschten Kraftschluss zwischen Spannstahl und Stahlbeton ausgegangen werden muss.

8.1.5.2 Rückrechnung auf die Pfahlmantelreibung

Da der Pfahlquerschnitt durch Extensometer und Spannstahl geschwächt wurde, wird nachfolgend ein äquivalenter Elastizitätsmodul bei Anrechnung des vollen Querschnittes ermittelt.

$$A_{net} = A_{D=44cm} - A_{D=11cm} - A_{D=6cm} = 1521 - 95 - 28 = 1398 \text{ cm}^2$$

$$E_{eq} = \frac{A_{net}}{A_{D=44cm}} E_{Pfahl} = \frac{1398}{1521} 34 \cdot 10^6 = 31,25 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$$

Nachfolgend werden aus den Dehnungen ε die Normalkraftverteilung N und daraus die Änderung der Normalkraft n beziehungsweise die Verteilung der Pfahlmantelreibung q_s ermittelt. Die Knotenverschiebungen u stammen aus den Messungen der Extensometer (Abb. 8.17). Mit dem gewählten Ansatz werden eine konstante Verteilung der Mantelreibung und eine linear veränderliche Dehnung und Normalkraft angesetzt.

Über die Differentialgleichung des Normalkraftstabes werden zwischen den Knoten 0 und 1 die folgenden Gleichgewichtsbedingungen aufgestellt:

$$u_1 = u_0 + \frac{N_0}{EA} \Delta x + \frac{1}{2} \frac{n}{EA} \Delta x^2 \quad (8.1)$$

$$N_1 = N_0 + n_0 \Delta x \quad (8.2)$$

$$n_0 = n_1 \quad (8.3)$$

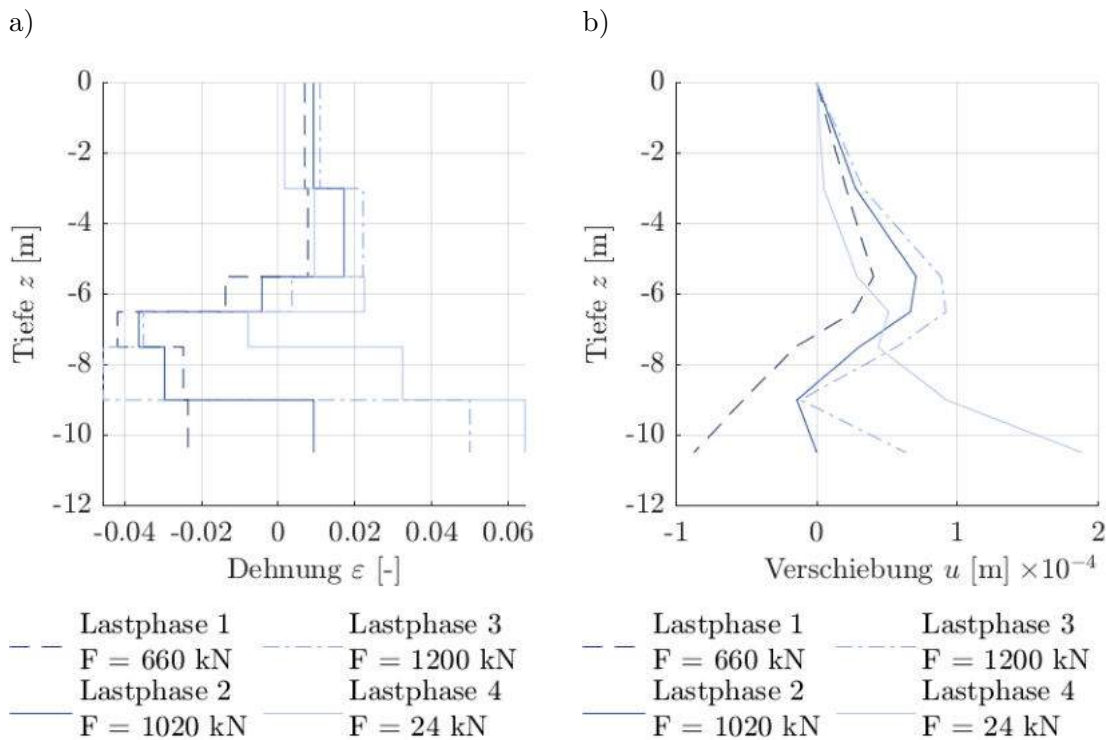


Abb. 8.17: Mittels Extensometer gemessene Dehnung und vom Pfahlkopf aus zurückgerechnete Pfahlverschiebung

Die Dehnungen sind aus den Messungen vorgegeben. Hieraus werden die Knotenverschiebungen u bestimmt:

$$u_1 = u_0 + \varepsilon \Delta x \quad (8.4)$$

Als Randbedingungen werden für die Kopfverschiebung $u = 0$ und die Pfahlkopfnormalkraft $N = 0$ gewählt. Die Mantelreibung wird bestimmt, indem Gl. (8.2) umgestellt wird:

$$n = 2 \left(u_1 - u_0 - \frac{N_0}{EA} \right) \frac{EA}{\Delta x^2} \quad (8.5)$$

Mit Hilfe der berechneten Mantelreibung wird die resultierende Normalkraft nach Gl. (8.2) ermittelt. Diese sind in Abb. 8.18 dargestellt.

Der häufige Vorzeichenwechsel in der Änderung der Mantelreibung n lässt auf eine unsteifige Lasteinleitung schließen. Mit dem gewählten Ansatz kann folglich nicht die Verteilung der Pfahlmantelreibung nachgerechnet werden.

Berücksichtigung von Knotenlasten

Aus dem äußeren Lasteintrag durch Betonverbund zur Zugstange wird die Belastung F eingeführt. Diese wird jeweils an den Knoten angesetzt. Damit werden die Gleichgewichtsbedingungen erweitert:

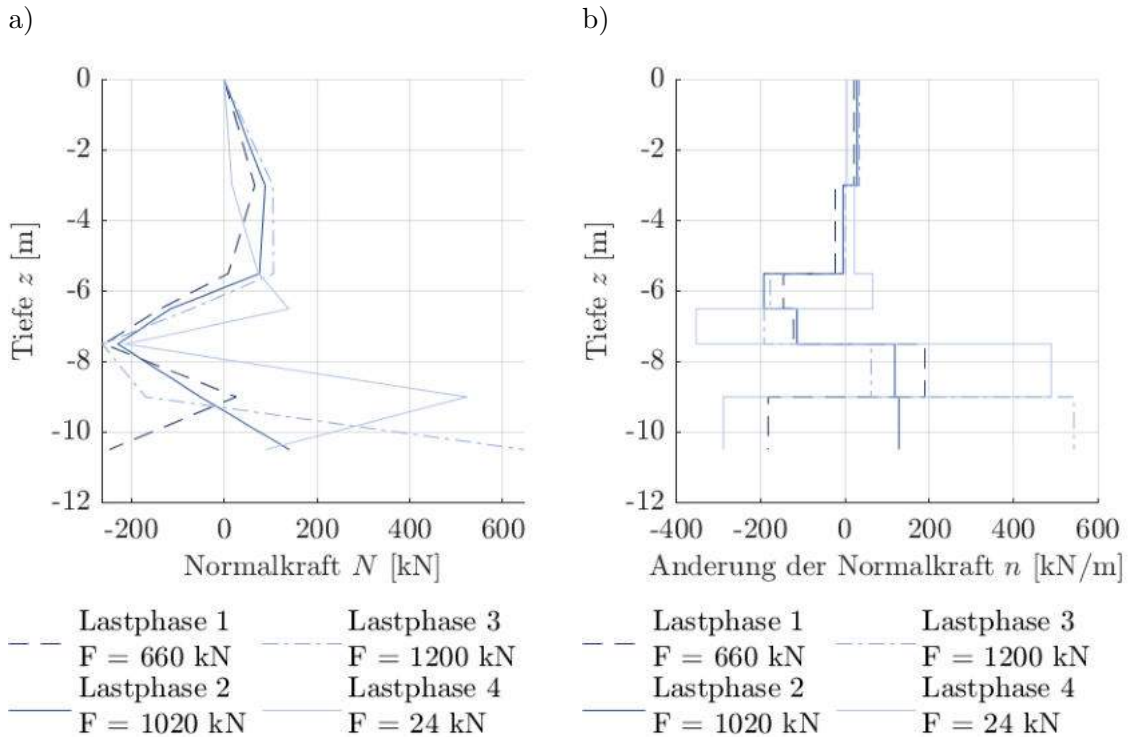


Abb. 8.18: Unter Annahme einer in Homogenbereichen konstanten Mantelreibung berechneter Normalkraftverlauf

$$u_1 = u_0 + \frac{N_0}{EA} \Delta x + \frac{1}{2} \frac{n}{EA} \Delta x^2 + \frac{F}{EA} \Delta x \quad (8.6)$$

$$N_1 = N_0 + n_0 \Delta x + F \quad (8.7)$$

$$n_0 = n_1 \quad (8.8)$$

Die Änderung der Normalkraft über die Tiefe n kann über Gl. (8.9) ermittelt werden.

$$n = 2 \left(u_1 - u_0 - \frac{N_0 + F}{EA} \right) \frac{EA}{\Delta x^2} \quad (8.9)$$

Dieser Ansatz erfordert, dass die von außen eingebrachte Last F vorgegeben wird. Da diese eine unbekannte Größe darstellt, ist ein iteratives Vorgehen zur Ermittlung der Normalkraft unter Ansatz der äußeren Lasten F erforderlich. Als Bedingung gilt, dass die äußeren Lasten F und die am Pfahlfuß vorhandene Normalkraft der Pressenlast von 1200 kN entsprechen müssen.

Mit Hilfe dieses Ansatzes wird das System für die Laststufen $F_1 = 660$ kN, $F_2 = 1020$ kN, $F_3 = 1200$ kN und $F_4 = 24$ kN näherungsweise gelöst, wobei F_4 die Haltelast nach der letzten Entlastung widerspiegelt. Die Knotenverschiebungen und Dehnungen werden aus Abb. 8.17 verwendet, da sich hier keine Änderungen ergeben. Die Verläufe der Normalkraft und deren Veränderung sind in Abb. 8.19 dargestellt. Die angesetzten Knotenlasten F und

der daraus resultierende Normalkraftverlauf im Spannstahl können Abb. 8.20 entnommen werden.

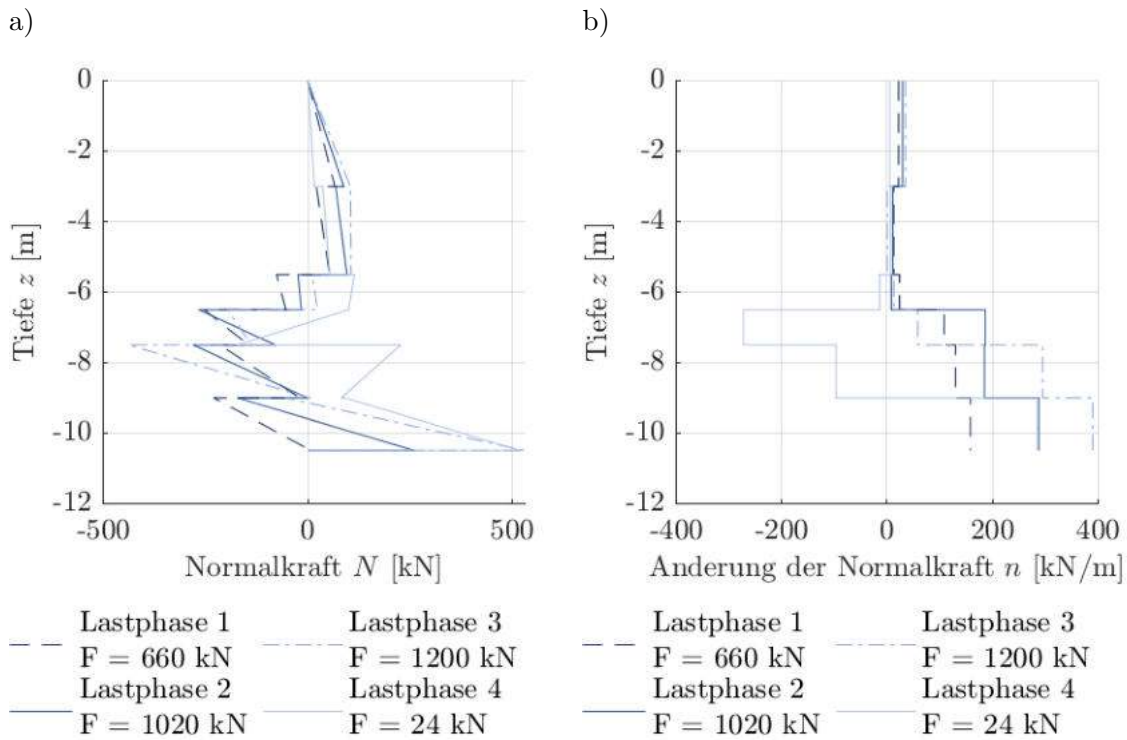


Abb. 8.19: Unter Ansatz von Knotenlasten berechnete Normalkraft im Pfahl

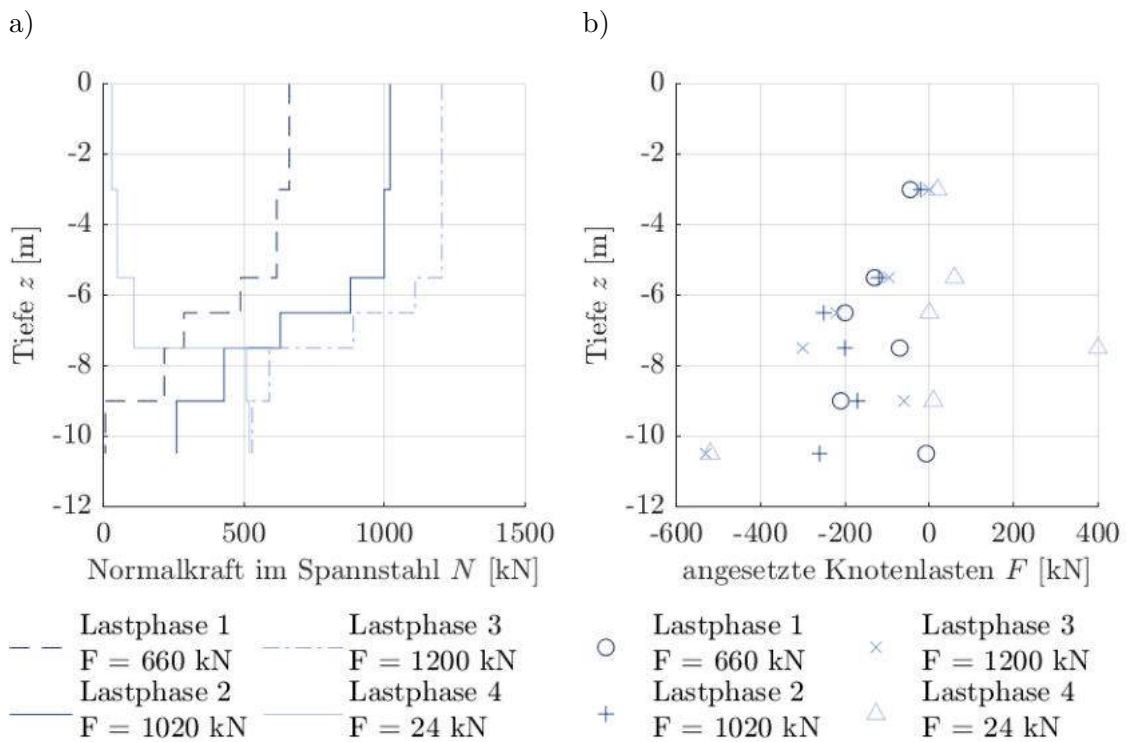


Abb. 8.20: Unter Ansatz von Knotenlasten berechnete Normalkraft im Spannstahl

Um den gewählten Ansatz und die äußeren Lasteinwirkungen F zu überprüfen, wird in Abb. 8.21 die aus der Normalkraft im Spannstahl resultierende Kopfverschiebung mit den Messwerten gegenübergestellt. Das iterative Vorgehen zur Ermittlung der äußeren Lasteinwirkungen F zeigt eine hohe Sensitivität auf die Kopfverschiebung am Spannstahl. Dafür passt die Berechnung sehr gut zu den Messwerten. Eine noch überzeugendere Übereinstimmung wird erreicht, wenn die Kopfverschiebungen aus Kriechvorgängen in den Messungen vernachlässigt werden. Es bleibt festzuhalten, dass die dargestellten Ergebnisse eine von vielen möglichen Lösungen darstellen.

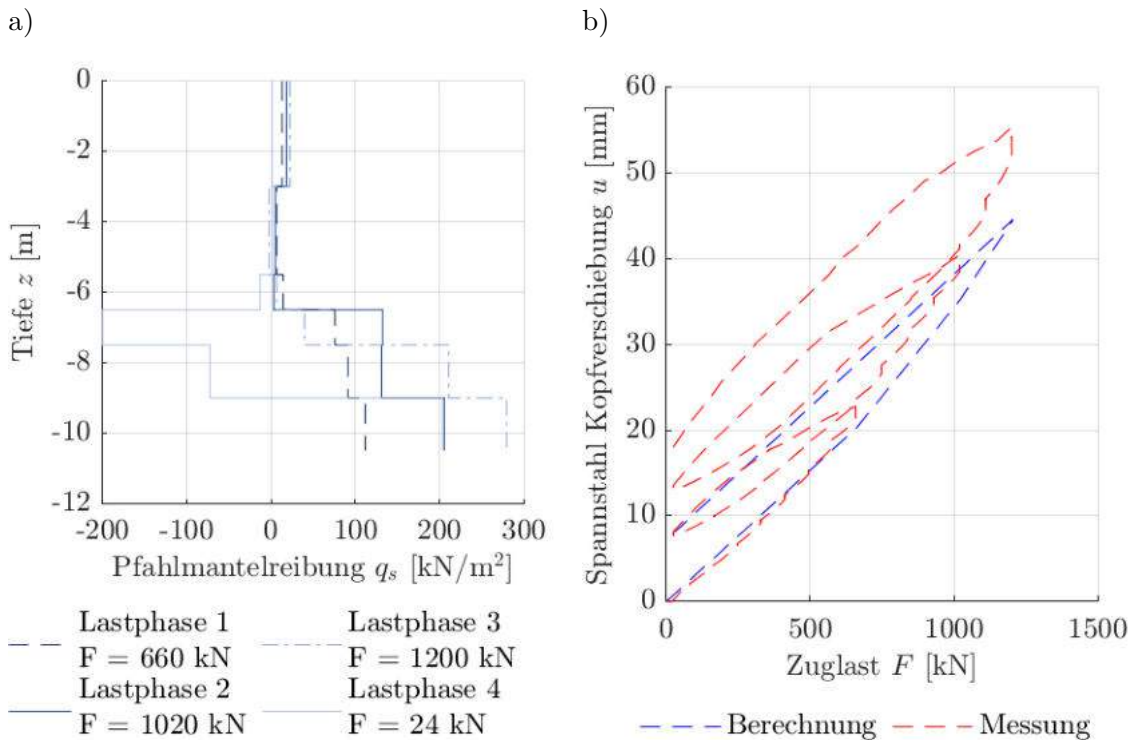


Abb. 8.21: Unter Ansatz von Knotenlasten berechnete Mantelreibung und Validierung über Kopfverschiebung des Spannstahls

Die in Abb. 8.21 dargestellte Pfahlmantelreibung zeigt einen für den Bodenschichtenverlauf plausible Näherung. Für die ersten drei betrachteten Laststufen nimmt die Pfahlmantelreibung ab einer Tiefe von 6,5 m zu. Die höchsten Mantelreibungswerte in der dicht gelagerten Sandschicht ab $z = -7,5$ m werden bei der höchsten Zuglast erreicht. Die Pfahlmantelreibung ist hier mit $q_{s,\max} = 280$ kN/m² vergleichsweise hoch.

Die Pfahlmantelreibung nach der Entlastung in Lastphase 4 zeigt im oberen Bereich der Sandschicht eine negative und im untersten Bereich eine positive Mantelreibung. Dies ist auf eine mögliche Verspannung infolge der Zuglast im Spannstahl zwischen einer Kontaktstelle im Pfahl und dem Pfahlfuß zurückzuführen. Durch die bleibende Vorspannung im Spannstahl in Form einer Zuglast wird in den Betonquerschnitt eine Druckkraft eingebracht. Da es sich um innere Zwangsspannungen im Pfahl handelt, findet kein Lastabtrag in Form von Pfahlmantelreibung in den Baugrund statt.

Es bleibt zusammenzufassen, dass mit dem gewählten Ansatz eine plausible Nachrechnung des Lastabtrages für den Pfahl P7 erfolgte. Die exakte Größe und Verteilung der Pfahlmantelreibung kann nicht bestimmt werden, da die Stellen der Lastübertragung vom Spannstahl in den Betonquerschnitt unbekannt sind. Die gefundene Lösung stellt eine hinreichend genaue Mantelreibungsverteilung dar und kann durch eine Kontrollrechnung über die Kopfverschiebung des Spannstahls bestätigt werden. Der Lastabtrag in den Schichten bis $z = -6,5$ m ist erwartungsgemäß gering. Der wesentliche Anteil der Pfahlmantelreibung findet in der unteren dicht gelagerten Sandschicht statt. Hier ist eine Pfahlmantelreibung von etwa $q_s = 250$ kN/m² als Höchstwert zu erwarten. Dieser Wert ist jedoch aus den oben genannten Gründen nicht abgesichert. Auf der sicheren Seite liegend geht aus der Auswertung eine charakteristische Pfahlmantelreibung von $q_{s,k} = 150$ kN/m², wobei diese nicht über die gesamte Tiefe der Sandschicht mobilisiert wurde.

8.2 Numerische Simulation

8.2.1 Erste numerische Simulationen zum Feldversuch

Die gemessene Widerstands-Hebungs-Linie wird in einer ersten Berechnungsiteration angenähert. Die Ergebnisse der einzelnen Schritte sind in Abb. 8.22 dargestellt. Die verwendeten Modellparameter können Tab. 8.3 entnommen werden.

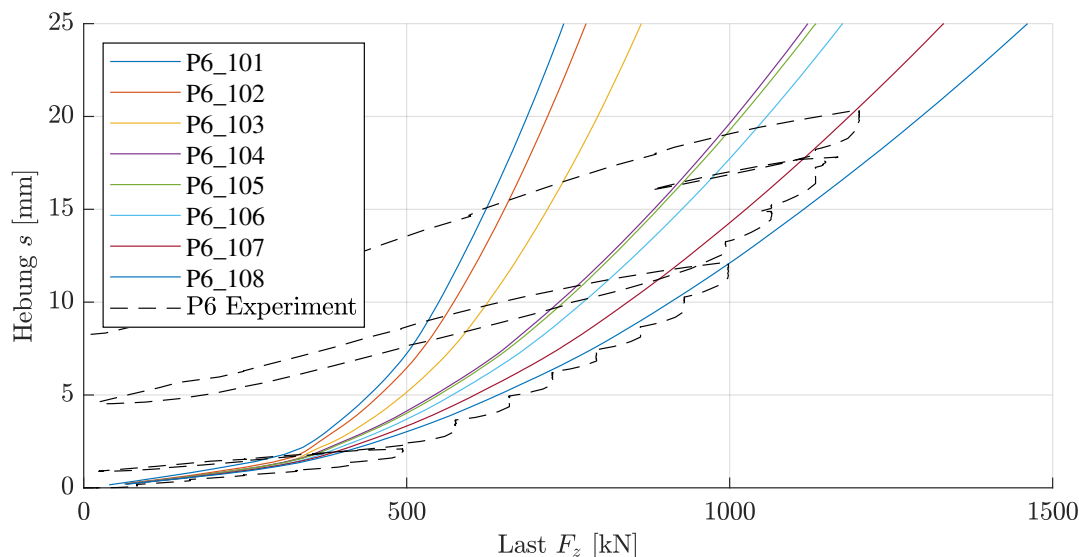


Abb. 8.22: Berechnete Widerstands-Hebungs-Linien für den Einzelpfahl P6

Die Verifizierung der numerischen Berechnung erfolgt durch den Vergleich der Pfahlmantelreibung mit den ausgewerteten Extensometermessungen. Dafür werden die Schubspannungen an den Stresspoints der Interface-Elemente ausgelesen. Da eine gewisse Streuung vorhanden ist, wird eine Glättung vorgenommen (Abb. 8.23a). Die Mantelreibungen sind für Einwirkungen von $F = 660$ kN und $F = 1200$ kN in Abb. 8.23b) dargestellt.

Tab. 8.3: *Verwendete Modellparameter für die Nachrechnung der Gruppenpfahlprobelastung*

Model	101	102	103	104	105	106	107	108	109	110	111
Schotter											
γ_{unsat} [kN/m ³]	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00
γ_{sat} [kN/m ³]	21,00	21,00	21,00	21,00	21,00	21,00	21,00	21,00	21,00	21,00	21,00
E_{50}^{ref} [kN/m ²]	45000	45000	45000	45000	45000	45000	45000	45000	45000	45000	45000
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	45000	45000	45000	45000	45000	45000	45000	45000	45000	45000	45000
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	135000	135000	135000	135000	135000	135000	135000	135000	135000	135000	135000
m	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
c_k' [kN/m ²]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ϕ' [°]	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00
ψ [°]	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00
R_{inter} [-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
SandL											
γ_{unsat} [kN/m ³]	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00
γ_{sat} [kN/m ³]	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00
E_{50}^{ref} [kN/m ²]	15000	15000	15000	15000	20000	20000	20000	20000	20000	20000	20000
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	15000	15000	15000	15000	20000	20000	20000	20000	20000	20000	20000
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	60000	60000	60000	60000	60000	60000	60000	60000	60000	60000	60000
m	0,65	0,65	0,65	0,65	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
c_k' [kN/m ²]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ϕ' [°]	27,00	27,00	27,00	27,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00
ψ [°]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
R_{inter} [-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
KleiST											
γ_{unsat} [kN/m ³]	16,00	16,00	16,00	16,00	16,00	16,00	16,00	16,00	16,00	16,00	16,00
γ_{sat} [kN/m ³]	16,00	16,00	16,00	16,00	16,00	16,00	16,00	16,00	16,00	16,00	16,00
E_{50}^{ref} [kN/m ²]	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	15000	15000	15000	15000	15000	15000	15000	15000	15000	15000	15000
m	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
c_u [kN/m ²]	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00
R_{inter} [-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
SandMD											
γ_{unsat} [kN/m ³]	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00
γ_{sat} [kN/m ³]	21,00	21,00	21,00	21,00	21,00	21,00	21,00	21,00	21,00	21,00	21,00
E_{50}^{ref} [kN/m ²]	45000	45000	60000	60000	60000	60000	60000	80000	80000	80000	80000
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	45000	45000	60000	60000	60000	60000	60000	80000	80000	80000	80000
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	135000	135000	180000	180000	180000	180000	180000	240000	240000	240000	240000
m	0,60	0,60	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
G_0^{ref} [kN/m ²]		130000	150000	150000	150000	200000	200000	200000	200000	200000	200000
$\nu_{0,7}$ [-]		0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001
c_k' [kN/m ²]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ϕ' [°]	37,50	37,50	37,50	42,50	42,50	42,50	42,50	42,50	42,50	42,50	40,00
ψ [°]	7,50	7,50	7,50	12,50	12,50	12,50	16,00	16,00	16,00	12,50	12,50
R_{inter} [-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
K_0 [-]								0,50	0,50	0,50	
Concrete											
E^{ref} [kN/m ²]	34000000	34000000	34000000	34000000	34000000	34000000	34000000	34000000	34000000	34000000	34000000

Die Ergebnisse der Pfahlmantelreibung aus dem numerischen Modell passt sehr gut mit den ausgewerteten Messdaten überein. Damit wird auch die angenommene sehr hohe Mantelreibung von 200 bis 300 kN/m² bestätigt.

Das numerische Modell aus der letzten Iteration wird anschließend auf die Gruppensituation übertragen. Die resultierende Widerstands-Hebungs-Linien sind in Abb. 8.24 dargestellt.

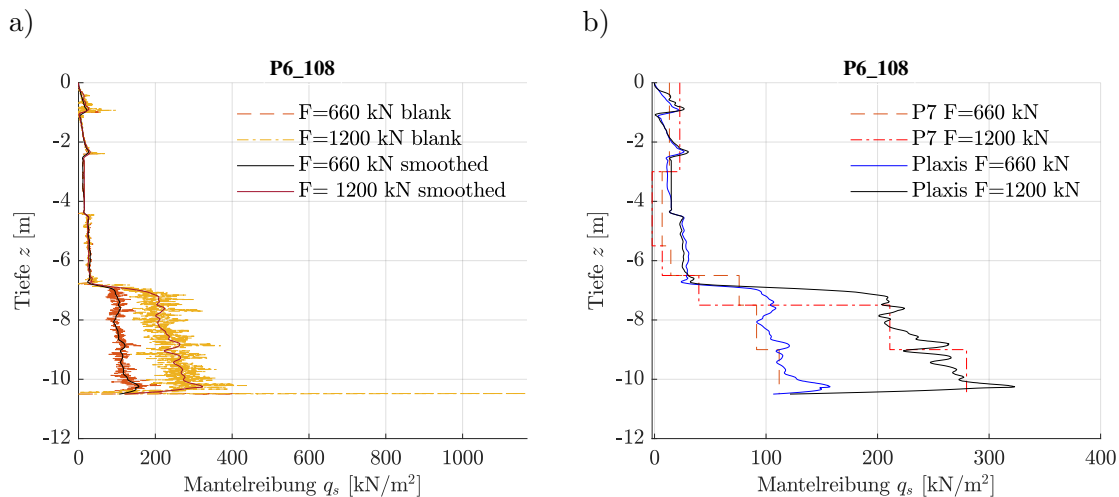


Abb. 8.23: Vergleich der berechneten Pfahlmantelreibung

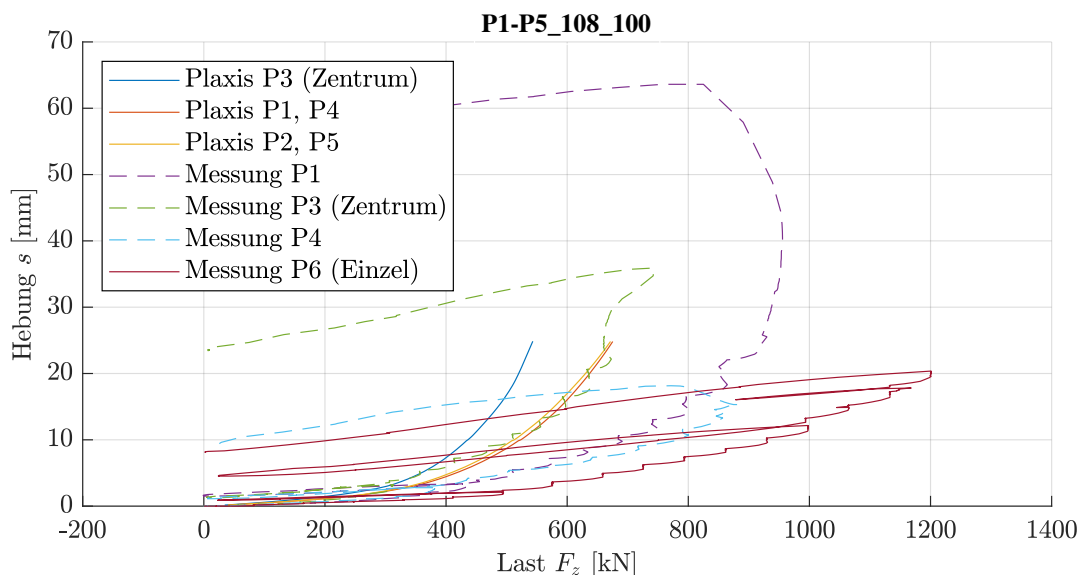


Abb. 8.24: Berechnete Widerstands-Hebungs-Linien für den Einzelpfahl P6

Aus Abb. 8.24 geht hervor, dass das numerische Modell eine deutlich zu geringe Tragfähigkeit im Vergleich zum Feldversuch berechnet. Die verhältnismäßigen Unterschiede zwischen dem Innenpfahl P3 und den Eckpfählen in der numerischen Simulation ähneln stark dem Feldversuch.

In Abb. 8.25 wird eine genauere Betrachtung der Mantelreibung aus der numerischen Simulation für unterschiedliche Laststufen vorgenommen. Dabei ist in den unteren Laststufen erkennbar, dass die Mantelreibung des Innenpfahles (hier P1) in dem tragfähigen Sandboden ab einer Tiefe $z = -7$ m unterhalb jener der Eckpfähle liegt. Die Unterschiede nehmen dabei mit größerer Laststufe zu. Jedoch steigt bei größerer Hebung die Mantelreibung in der oberen Sandschicht deutlich an und übersteigt am Innenpfahl sogar die Mantelreibung der Eckpfähle.

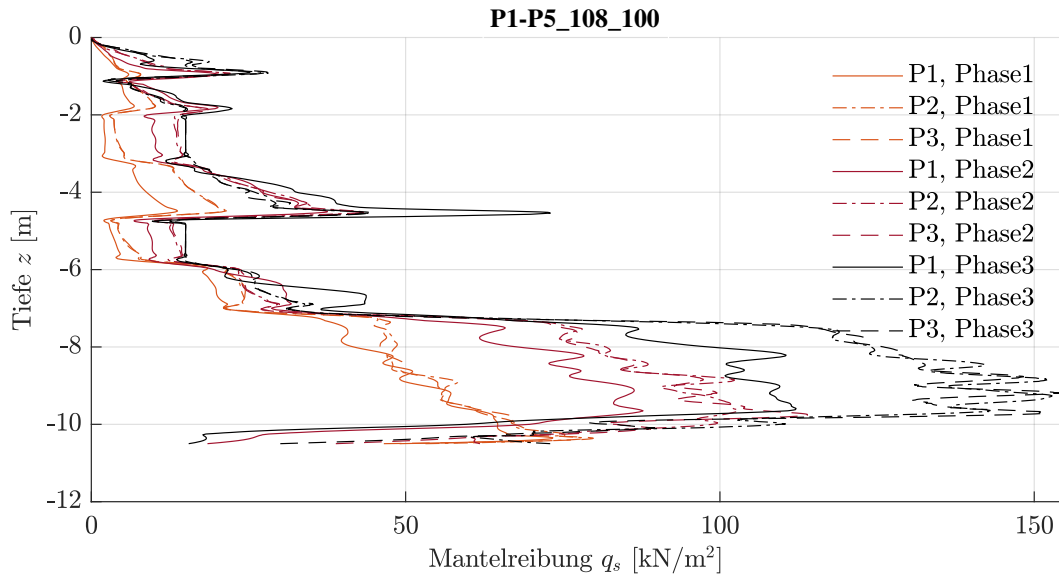


Abb. 8.25: Berechnete Mantelreibung des Innenpfahles P1 und der Eckpfähle P2 und P3 für die Phase 1 bis 3 bei Hebungen von $s_1 = 3 \text{ mm}$, $s_2 = 10 \text{ mm}$ und $s_3 = 25 \text{ mm}$

Zusätzlich wird eine Anpassung der Achsabstände vorgenommen, um die Sensitivität der Gruppentragfähigkeit auf diesen Parameter zu untersuchen (Abb. 8.26). Allerdings zeigt die Auswertung, dass geringe Abweichungen des Abstandes zwischen den Pfählen einen im Vergleich zu den sehr großen festgestellten Differenzen zwischen Modell und Experiment einen vernachlässigbaren Effekt haben.

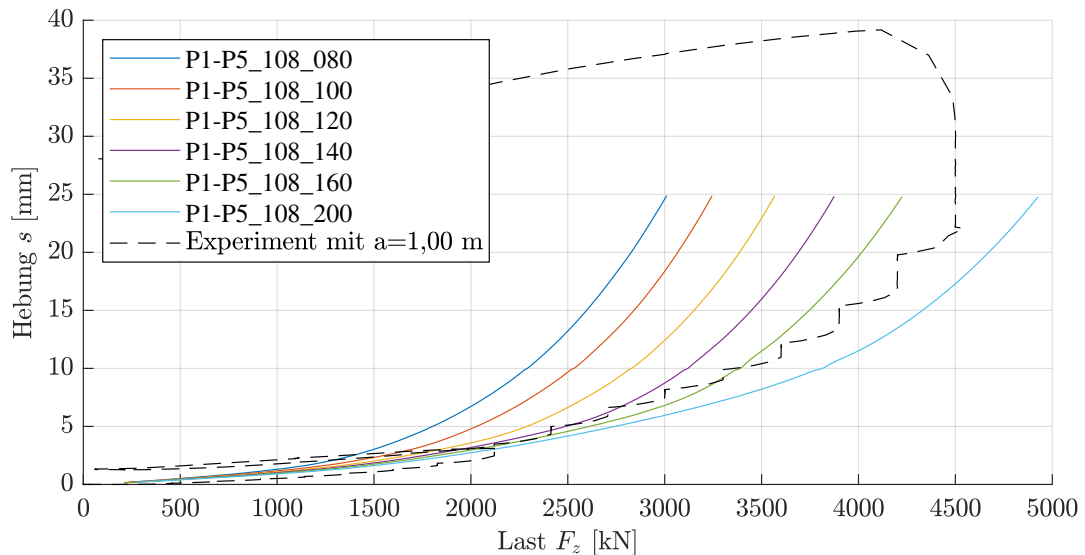


Abb. 8.26: Untersuchung zur Sensitivität des Systems auf den Achsabstand a zwischen Innen- und Eckpfahl

Insgesamt stellt die numerische Berechnung ein unbefriedigendes Ergebnis dar. Das Modell für den Einzelpfahl konnte nicht auf die Pfahlgruppe übertragen werden, da der Pfahlgrup-

penwiderstand zu gering ermittelt wurde. Daher wird nachfolgend eine weitere Iteration angestrebt.

8.2.2 Zweite numerische Simulation zum Feldversuch

Das numerische Modell wird in weiteren Schritten iterativ angepasst. Dabei wird jeweils die unterste Sandschicht leicht modifiziert. Die Abminderung der Scherparameter erfolgt vor dem Hintergrund, dass geringere Werte für einen mitteldicht gelagerten Sand auch unter Berücksichtigung von Verdichtungseffekten aus der Pfahlinstallation realistischer erscheinen. Gleichzeitig führen die genannten Installationsvorgänge vermutlich zu einer Verspannung um den Pfahl herum, was durch den erhöhten Erdruchdruckbeiwert abgebildet wird.

- Sand, mitteldicht: $\varphi = 40^\circ < 42,5^\circ$, $\psi = 12,5^\circ < 16^\circ$, $K_0 = 0,5 > 0,324$.

Die Modifikation wird sowohl für die Pfahlgruppe als auch für den Einzelpfahl vorgenommen. Die resultierenden Widerstands-Hebungs-Linien sind in Abb. 8.27 und Abb. 8.28 dargestellt. Die Verteilung der Pfahlmantelreibung für die Pfahlgruppe kann Abb. 8.29 entnommen werden.

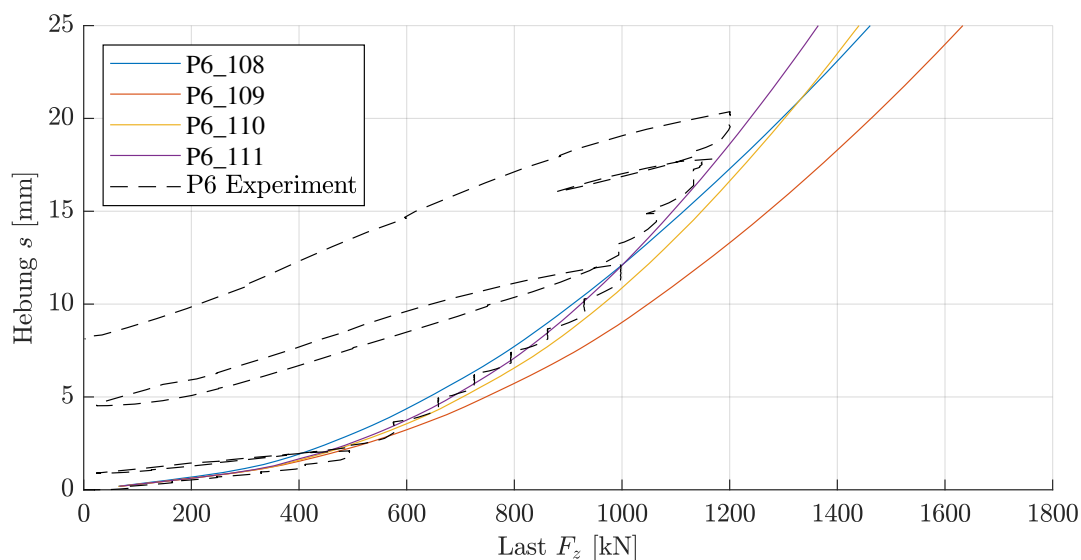


Abb. 8.27: Berechnete Widerstands-Hebungs-Linien für den Einzelpfahl P6

Im Vergleich zu Abb. 8.24 hat sich durch die Anpassung in Abb. 8.28 für die Gruppe keine Verbesserung ergeben. Die Berechnungen zeigen, dass bei geringeren Scherparametern und erhöhten Horizontalspannungen im Ausgangszustand nahezu identische Ergebnisse erzielt werden. Dadurch ist es eine besonders große Herausforderung, die passenden Parameter zu bestimmen, welche realitätsnahe Bodenverhältnisse abbilden.

Für den Einzelpfahl P6 sind die in der Berechnung ermittelten Hebungen des umgebenden Baugrunds den Messwerten in Abb. 8.30 gegenübergestellt. Als Messwerte werden die Hebungen gewählt, die zu Beginn der Laststufe $F = 1200$ kN aufgezeichnet wurden, da

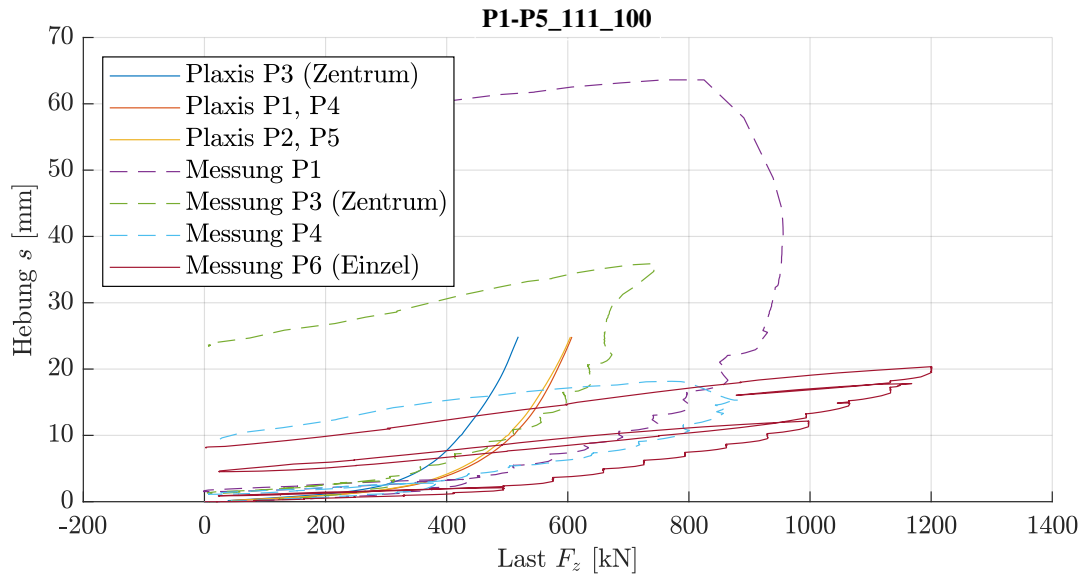


Abb. 8.28: Berechnete Widerstands-Hebungs-Linien für den Einzelpfahl P6

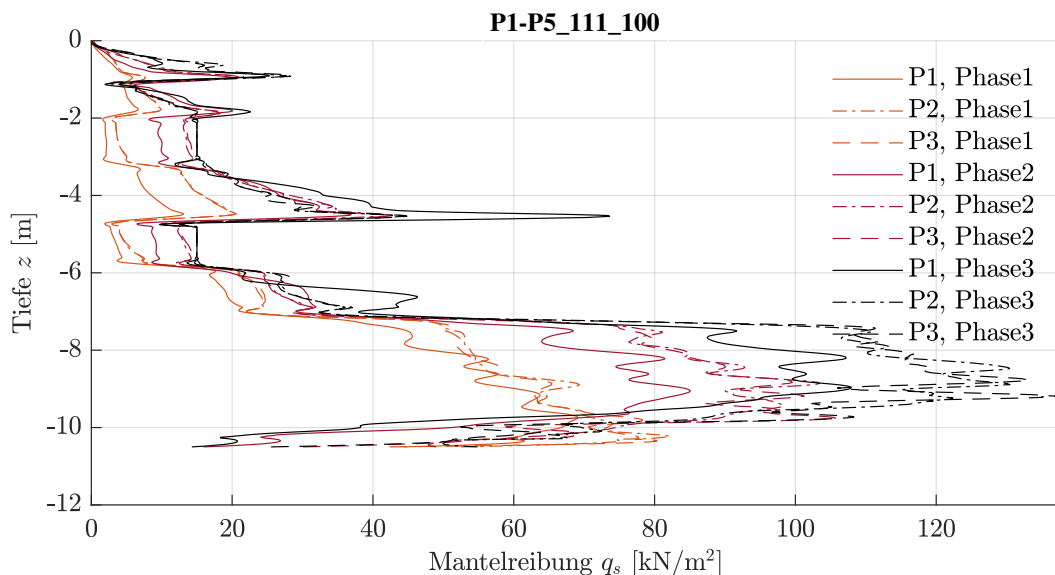


Abb. 8.29: Berechnete Mantelreibung des Innenpfahles P1 und der Eckpfähle P2 und P3 für die Phase 1 bis 3 bei Hebungen von $s_1 = 3 \text{ mm}$, $s_2 = 10 \text{ mm}$ und $s_3 = 25 \text{ mm}$

die Pfahlkopfhebung zu diesem Zeitpunkt sehr gut mit der Berechnung übereinstimmt. Die berechneten Hebungen des Baugrunds passen sehr gut mit den Messwerten überein.

8.2.3 Parameterstudien zu Pfahlgruppen

In einer Parameterstudie soll die Sensitivität einzelner Parameter auf das Gruppentragverhalten untersucht werden. Der Aufbau der Pfahlgruppe orientiert sich an dem Feldversuch in Hamburg. Für die aus fünf Pfählen bestehende Pfahlgruppe mit einem Pfahldurchmesser von $D = 0,38 \text{ m}$ wird ein konstanter Achsabstand von $a = 1 \text{ m}$ zwischen Innen- und Eckpfählen angesetzt.

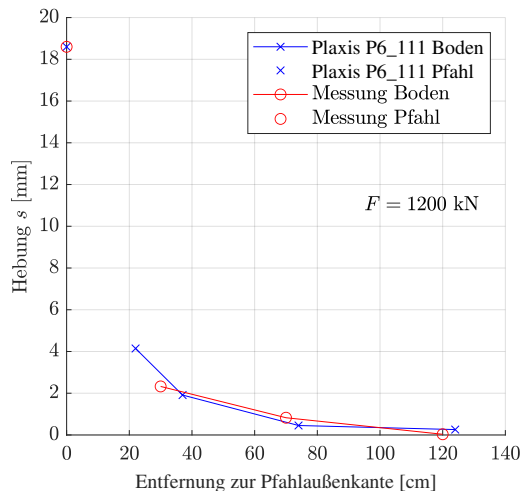


Abb. 8.30: Gemessene und im Modell P6 111 berechnete Hebung des umgebenden Baugrunds für eine Zuglast von $F = 1200$ kN

Die Pfähle werden mit einer Einbindelänge von $L = 10,5$ m modelliert. Als Baugrund wird ein homogener dichter Sandboden mit $\gamma' = 11$ kN/m³ angenommen, um Effekte aus Dilatanz berücksichtigen zu können. Die Parameter sind in Tab. 8.4 enthalten.

Tab. 8.4: Verwendete Parameter in der Untersuchung zum Gruppentragverhalten

Parameter	Min	Basis	Max
ν_{ur} [-]	0,15	0,20	0,25
E_{50}^{ref} [kN/m ²]	40.000	50.000	60.000
E_{oed}^{ref} [kN/m ²]	40.000	50.000	60.000
E_{ur}^{ref} [kN/m ²]	130.000	150.000	170.000
m [-]	0,45	0,50	0,55
G_0^{ref} [kN/m ²]	110.000	130.000	150.000
γ_{07} [-]	0,00005	0,0001	0,00015
φ [°]	35	37,5	40
ψ [°]	5	7,5	10
K_0 [-]	0,35	0,3912	0,45

Die Ergebnisse der Parameterstudie sind in Form von Widerstands-Hebungs-Linien in den Abb 8.31 und 8.32. dargestellt. Ein quantitativer Vergleich für den Gesamtwiderstand der Pfahlgruppe bei einer Hebung von $s = 25$ mm ist in Abb. 8.33 vorhanden.

Aus Abb. 8.31 geht hervor, dass die Steifigkeitsparameter E_{50}^{ref} für den Anfangsbereich und E_{oed}^{ref} für den durch Dilatanz geprägten Verlauf der WHL einen merkbaren Einfluss aufweisen. Einen deutlich signifikanteren Einfluss hat dagegen der Steifigkeitsexponent m . Dies liegt vor allem daran, dass eine Referenzspannung $p_{ref} = 100$ kN/m² gewählt wurde und nahezu der gesamte Boden um den Pfahl herum einen geringeren Spannungszustand aufweist. Durch einen höheren Steifeexponenten werden sämtlich Steifigkeiten für $p < 100$ KN/m² im Vergleich zu $m = 0,5$ verringert. Für einen längeren Pfahl oder durch eine höhere Wichte des Baugrundes würden sich die hier dargestellten Verläufe für $m = 0,4$

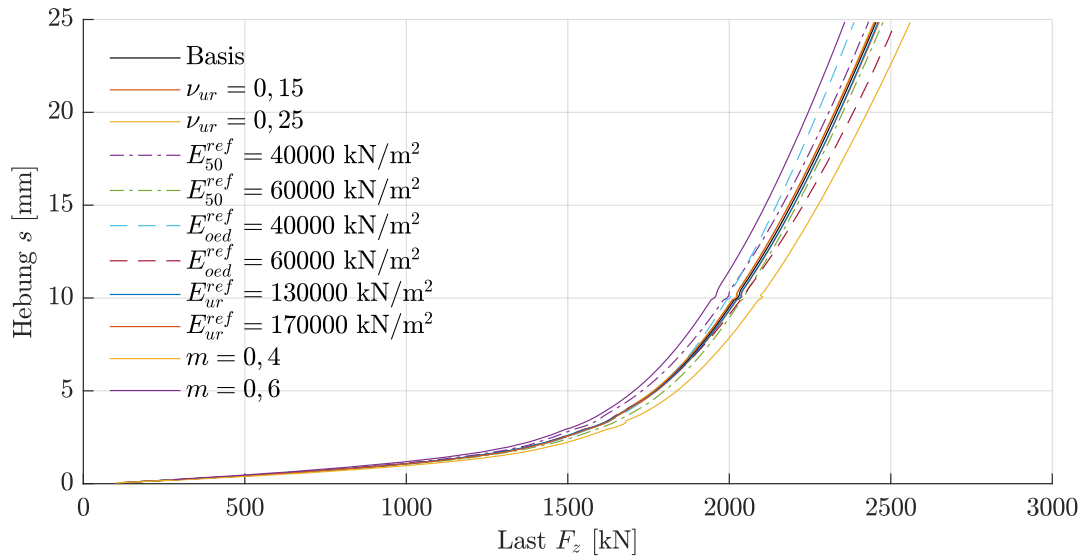


Abb. 8.31: Widerstands-Hebungs-Linien bei Variation der Eingabeparameter

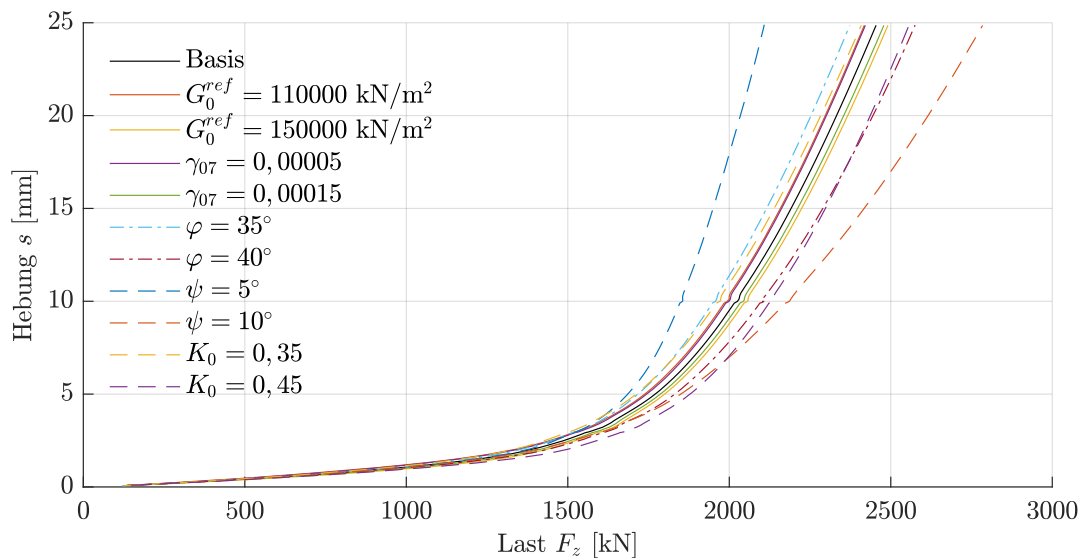


Abb. 8.32: Widerstands-Hebungs-Linien bei Variation der Eingabeparameter

und $m = 0,6$ deutlich verändern, weshalb die Aussagekraft gering ist und diese Parameter in der Anpassung vernachlässigt werden sollten.

Der Erdruhedruckbeiwert K_0 beeinflusst vor allem den Anfangsbereich der WHL und verschiebt diese horizontal. Der Reibungswinkel φ wirkt sich erst im späteren Verlauf auf die WHL aus und hat einen großen Einfluss. Die größte Veränderung der WHL tritt durch die Anpassung des Dilatanzwinkels ψ auf. Durch diesen verändert sich der spätere Verlauf der WHL deutlich. Der Einfluss der weiteren Parameter ist dagegen eher vernachlässigbar.

Die großen Einflüsse auf die WHL durch K_0 , φ sowie ψ wurden bereits in der zweiten Iteration der numerischen Nachrechnung des Feldversuches berücksichtigt. Eine Anpassung

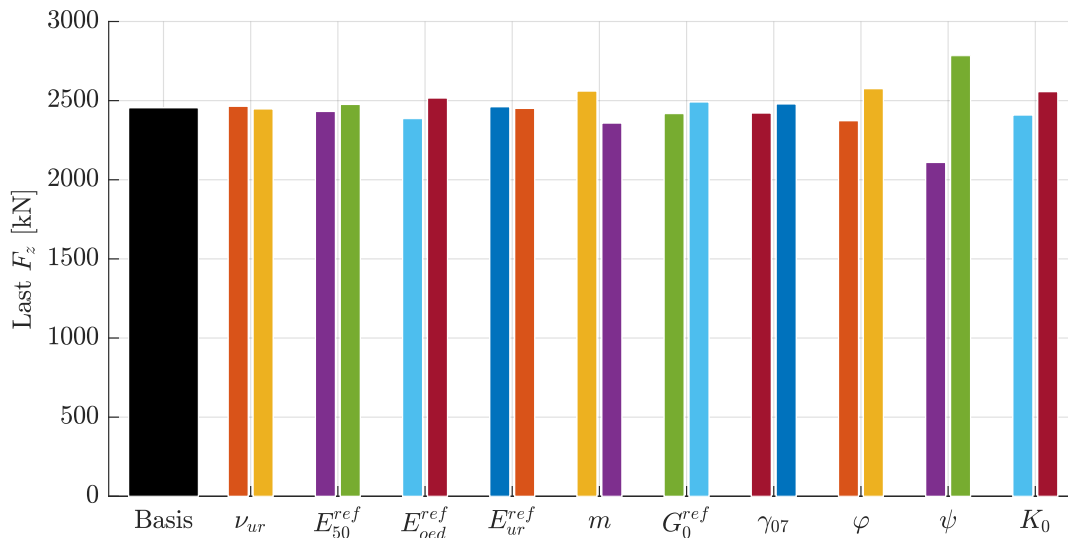


Abb. 8.33: Gesamtwiderstand der Pfahlgruppe bei einer Hebung von $s = 25$ mm unter dem Einfluss einer Verringerung bzw. Erhöhung spezifischer Bodenparameter

dieser Werte führte zu keiner nennenswerten Verbesserung. Hier muss auch berücksichtigt werden, dass eine Erhöhung dieser Parameter zwar die Gruppentragfähigkeit erhöht, dadurch wird gleichzeitig auch die Tragfähigkeit des Einzelpfahles erhöht.

8.2.4 Dritte numerische Simulation

Eine Variation der Bodenparameter zeigt durch die zweite Iteration und durch die Parameterstudie keine nennenswerten Verbesserung, bei der ein numerisches Modell die Pfahlprobelastungen des Einzelpfahl und der Pfahlgruppe realitätsnah simulieren kann. Daher wird eine erneute Betrachtung des Baugrunds vorgenommen. Für die Pfahlgruppe ist in Abb. 8.8 ein größerer Eindringwiderstand zwischen 2 und 3,4 m zu erkennen als beim Einzelpfahl P6. Daher wird nachfolgend die Zwischenschicht nicht mehr als Klei sondern als locker gelagerter Sandboden aufgefasst. Dies wirkt sich nur auf die Pfahlgruppe P1-P5 aus, das Modell von P6 bleibt unverändert. Es wird eine numerische Simulation ausgehend von dem Modell 108 (erste Iteration) durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Abb. 8.34 und 8.35 dargestellt.

Aus Abb. 8.34 geht im Vergleich zur ersten Iteration keine nennenswerte Verbesserung hervor. Die berechnete WHL der Pfahlgruppe liegt noch immer deutlich unterhalb der des Feldversuches.

Für die Hebung von $s = 25$ mm sind die effektiven Spannungen, inkrementelle Scherdehnungen sowie vertikale Verschiebungen in Abb. 8.36 dargestellt.

In der untersten Sandschicht ist die Ausbildung eines Verspannungskörpers zu erkennen. Im Pfahlnahbereich verdrehen sich die größten effektiven Hauptspannungen infolge Dilatanz in horizontale Richtung. Da es keine Begrenzung des dilatanten Bodenverhaltens

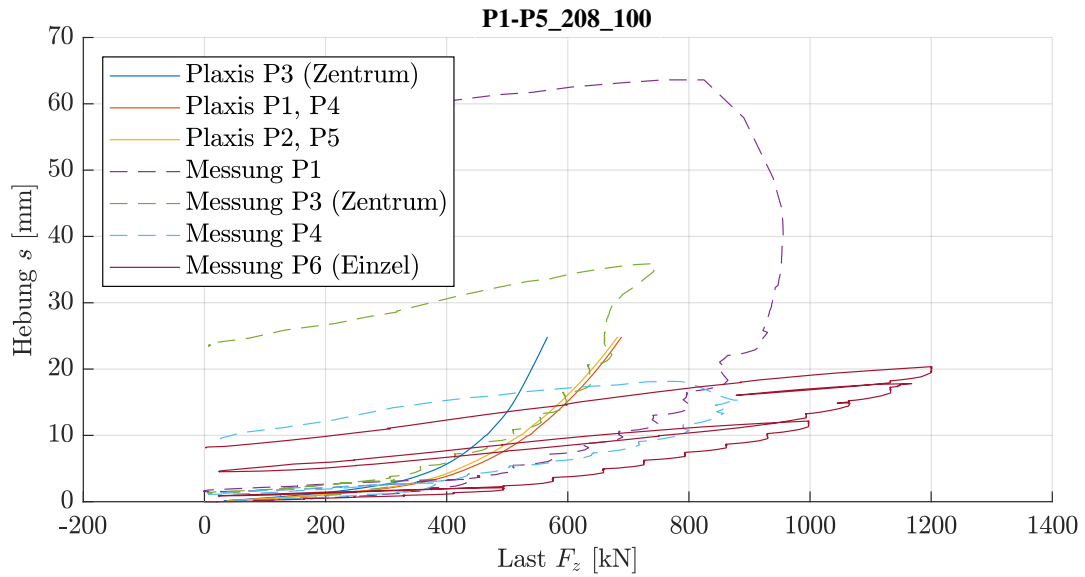


Abb. 8.34: Berechnete Widerstands-Hebungs-Linien

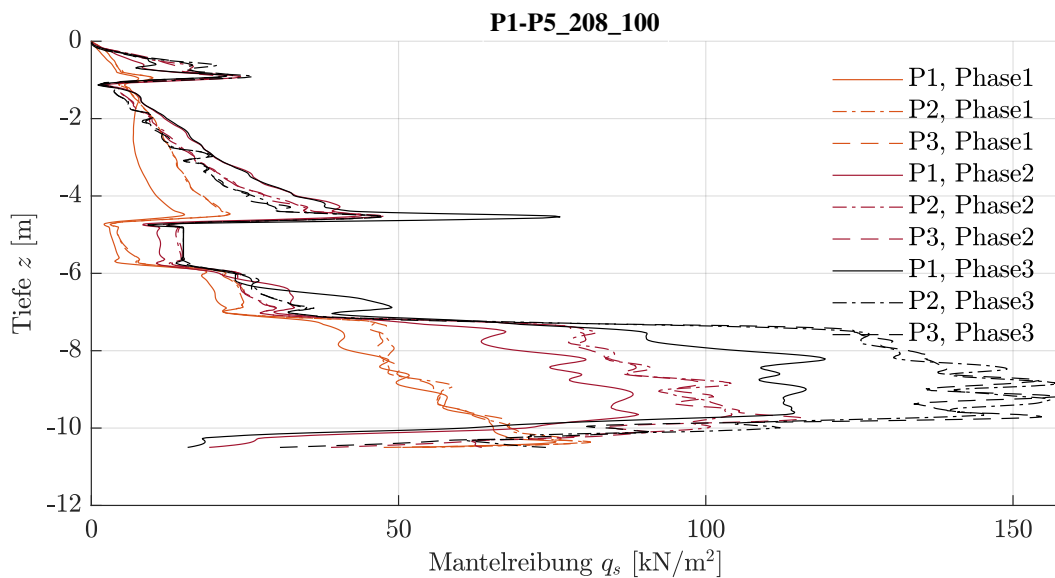


Abb. 8.35: Berechnete Mantelreibung des Innenpfahles P1 und der Eckpfähle P2 und P3 für die Phase 1 bis 3 bei Hebungen von $s_1 = 3 \text{ mm}$, $s_2 = 10 \text{ mm}$ und $s_3 = 25 \text{ mm}$

gibt, ist die Aufnahme der Zugkräfte im Pfahl über die effektiven Vertikalspannungen limitiert. In Abb. 8.36b) ist zu erkennen, dass um den Verspannungskörper herum die effektiven Vertikalspannungen nahezu Null sind. Aus den vertikalen Verschiebungen u_z ist ersichtlich, dass das komplette Bodenpaket zwischen den Pfählen voll mobilisiert ist und eine Relativverschiebung zum umgebenden Baugrund vorhanden ist. Das bekannte Blockversagen ist hier eingetreten.

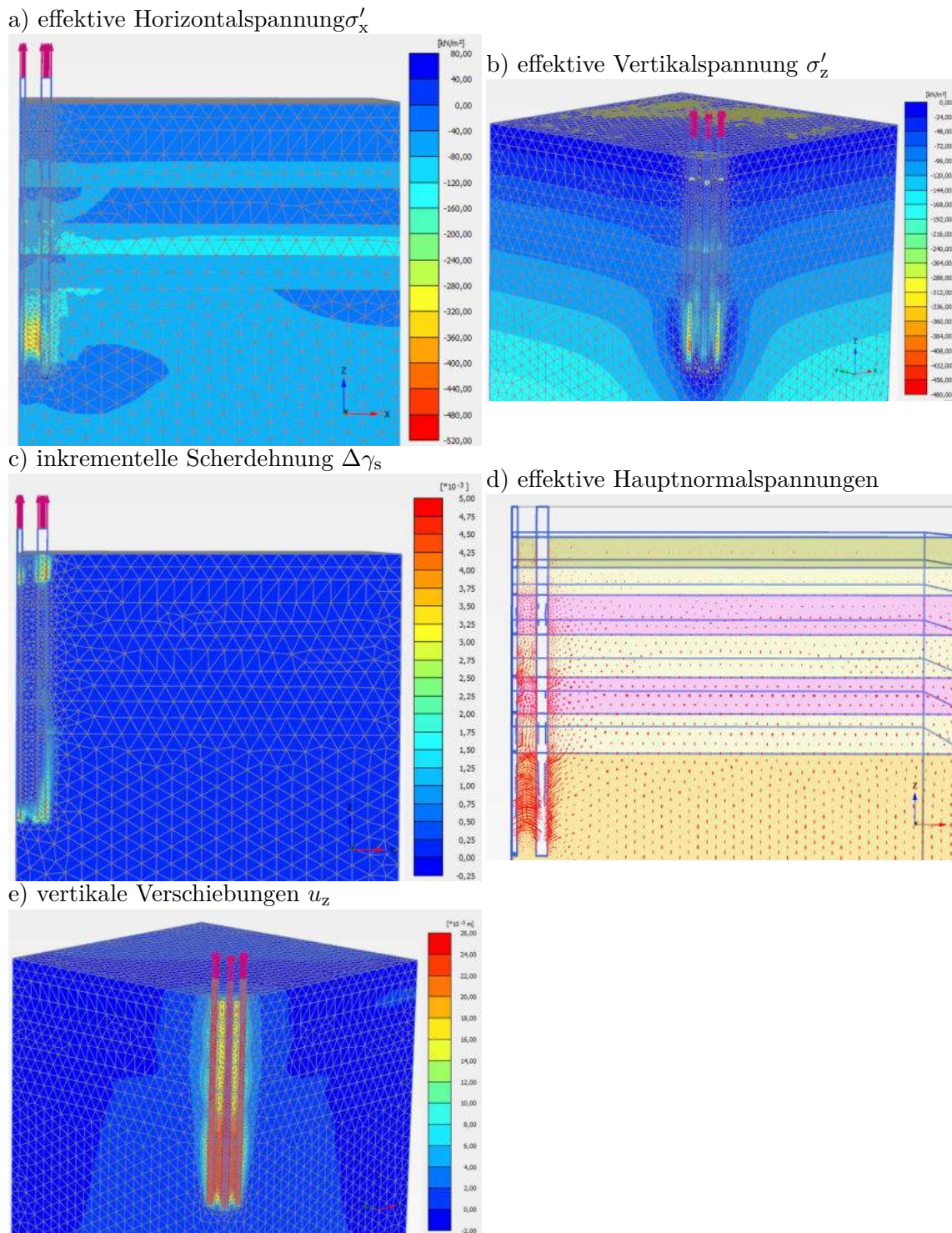


Abb. 8.36: Betrachtung der Spannungen und Verformungen der Pfahlgruppe 108

8.2.5 Vierte numerische Simulation

Zur Berücksichtigung einer Verdichtung des Bodens bei der Pfahlinstallation der Gruppe werden in einer weiteren Iteration (113) die Scher- und Steifigkeitsparameter der Sandschichten erhöht. Die Erhöhung der Parameter bezieht sich auf das Referenzmodell 111.

- Sand, locker: $E_{50}^{ref} = 30.000 > 20.000 \text{ kN/m}^2$, $E_{oed}^{ref} = 30.000 > 20.000 \text{ kN/m}^2$, $E_{ur}^{ref} = 90.000 > 60.000 \text{ kN/m}^2$, $\varphi = 35^\circ > 30^\circ$, $\psi = 5^\circ > 0$, $K_0 = 0,7 > 0,5$
- Sand, mitteldicht: $E_{50}^{ref} = 120.000 > 80.000 \text{ kN/m}^2$, $E_{oed}^{ref} = 120.000 > 80.000 \text{ kN/m}^2$, $E_{ur}^{ref} = 300.000 > 240.000 \text{ kN/m}^2$, $\psi = 15^\circ > 12,5^\circ$, $K_0 = 0,7 > 0,5$

Die Widerstands-Hebungs-Linie in Abb. 8.37 fügt sich deutlich besser an die Messergebnisse an. Eine gewisse Differenz ist noch immer vorhanden. Das Verhältnis der Tragfähigkeiten zwischen Eckpfahl und Innenpfahl scheint jedoch mit dem Feldversuch übereinzustimmen.

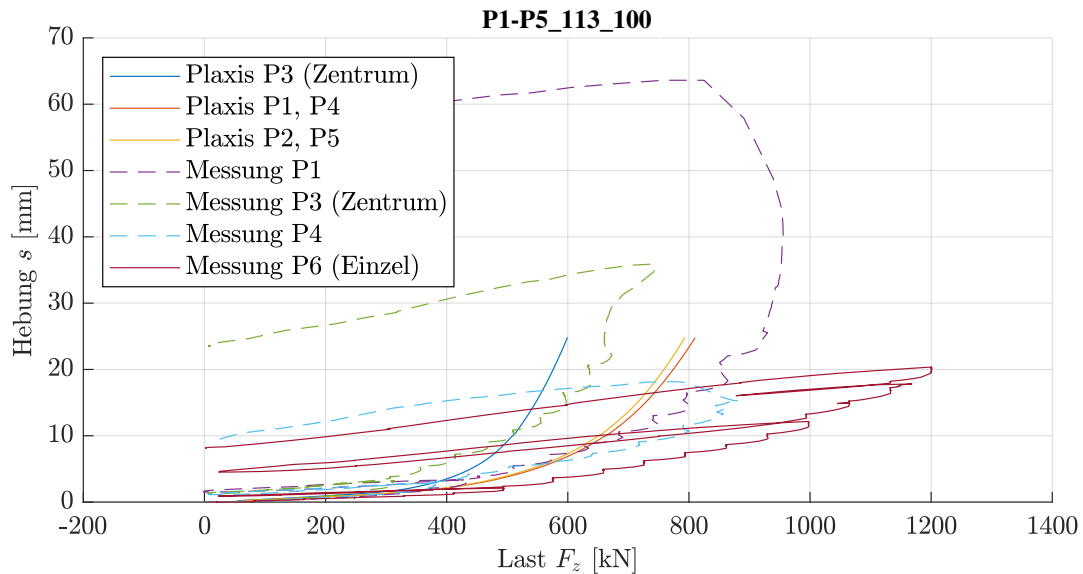


Abb. 8.37: Berechnete Widerstands-Hebungs-Linien

Die Verteilung der Pfahlmantelreibung ist in Abb. 8.38 dargestellt. Im Vergleich zu den vorgegangen Modellen ergeben sich keine maßgeblichen Unterschiede.

8.2.6 Fünfte numerische Simulation

In einer weiteren Berechnungsiteration werden in Modell 115 die Erdruhedruckbeiwerte der nichtbindigen Schicht auf $K_0 = 1,0$ erhöht. Begründet wird diese Anpassung mit den bereits zuvor erläuterten Verspannungseffekten infolge der Pfahlinstallation und den eng zueinander stehenden Gruppenpfählen. Die Ergebnisse sind in Abb. 8.39 und Abb. 8.40 dargestellt.

Die Tragfähigkeit der Eckpfähle stimmt in dem Modell sehr gut mit dem Experiment überein, sofern die chronologisch zuerst erstellten Eckpfähle (P1 und P2) betrachtet werden. Die zuletzt erstellten Pfähle P4 und P5 weisen einen größeren Zugwiderstand auf. Vermutet wird als Ursache, dass die Pfähle P4 und P5 in einem bereits verdrängten Baugrund eingebracht wurden und die Verspannungseffekte des umgebenden Baugrundes damit größer sind als bei P1 und P2.

Das Tragverhalten des Innenpfahles (P3) fällt hier bei kleinen Hebungen deutlich zu steif aus. Dafür passt die WHL im späteren Verlauf sehr gut mit den Messergebnissen überein.

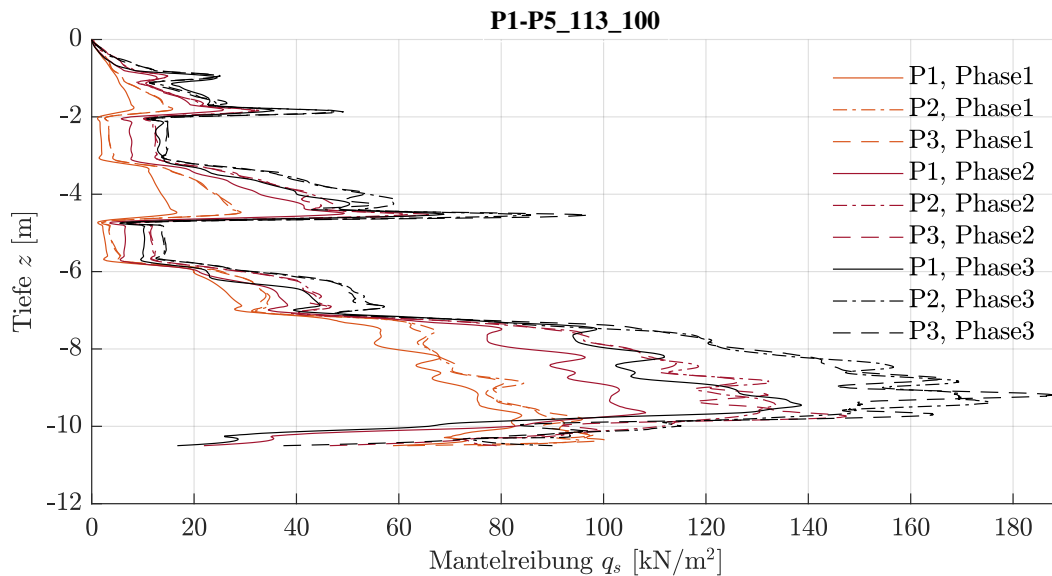


Abb. 8.38: Berechnete Mantelreibung des Innenpfahles P1 und der Eckpfähle P2 und P3 für die Phase 1 bis 3 bei Hebungen von $s_1 = 3$ mm, $s_2 = 10$ mm und $s_3 = 25$ mm

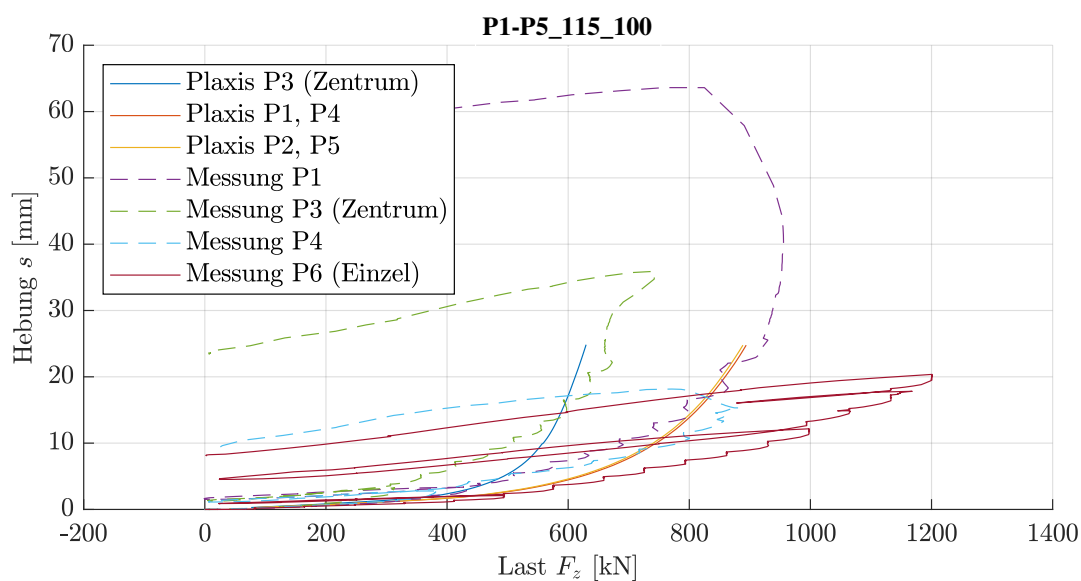


Abb. 8.39: Berechnete Widerstands-Hebungs-Linien

Es ist anzumerken, dass die Berücksichtigung des verdrängten und damit verspannten Baugrundes über den Erdruchdruckbeiwert global und nicht lokal begrenzt erfolgt. Zudem stellen die angesetzten Erdruchdruckbeiwerte nur Annahmen dar. Hier sind weitere Forschungen notwendig, um eine realitätsnahe Modellierung zu ermöglichen.

8.3 Fazit

Aus den Berechnungen wird ersichtlich, dass eine realitätsnahe Modellierung des Feldversuches der Pfahlgruppe ohne Berücksichtigung der Installationsvorgänge nicht möglich ist. Das Modell für den Einzelpfahl kann nicht direkt auf die Pfahlgruppe übertragen werden,

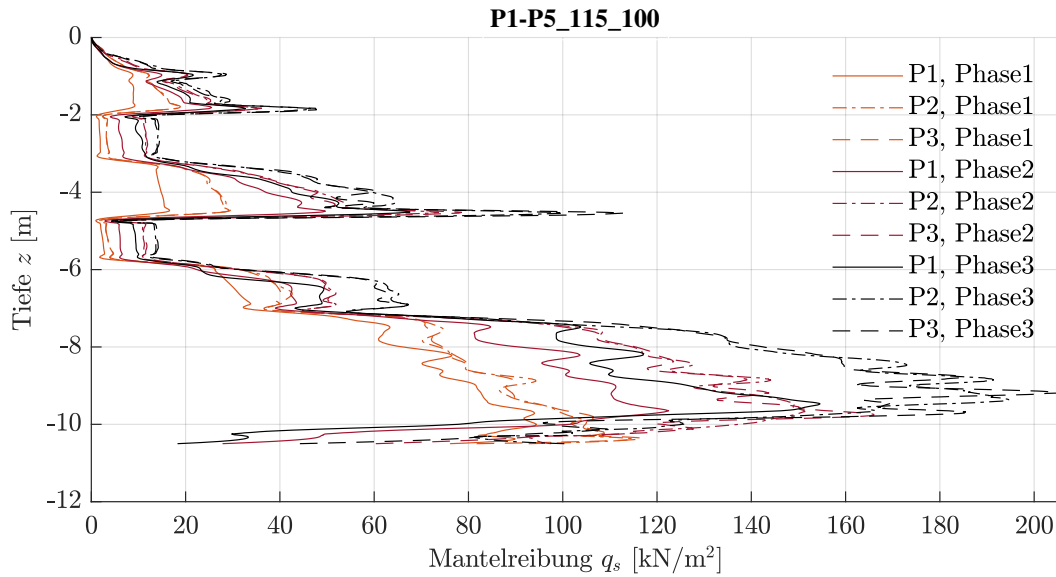


Abb. 8.40: Berechnete Mantelreibung des Innenpfahles P1 und der Eckpfähle P2 und P3 für die Phase 1 bis 3 bei Hebungen von $s_1 = 3 \text{ mm}$, $s_2 = 10 \text{ mm}$ und $s_3 = 25 \text{ mm}$

ohne eine Verbesserung des Baugrundes und damit verbunden eine verbesserte Gruppentragfähigkeit zu vernachlässigen. In dem Feldversuch wurde der lichte Pfahlabstand mit etwa 60 cm sehr gering gewählt, um auch die Pfahlgruppeninteraktion sicherzustellen. Es ist zu vermuten, dass bei größeren Abständen zwischen den Pfählen auch die verbessernde Wirkung auf den Baugrund infolge Pfahleinbringung schwächer ausfällt. Um auf der sicheren Seite zu bleiben, sollten daher für weitere Untersuchungen Installationseffekte vernachlässigt werden, solange keine weiteren Kenntnisse über die Auswirkungen des Einbringprozesses auf den Baugrund vorliegen.

9 Hauptuntersuchungen zum Gruppentragverhalten

9.1 Parameterstudie in homogenen nichtbindigen Böden

9.1.1 Durchführung der Simulationen

Nachfolgend wird eine Parameterstudie durchgeführt, in der Pfahlgruppen in einen homogenen nichtbindigen Boden einbinden. Dabei wird keine Neigung der Pfähle berücksichtigt. Folgende Variationen werden vorgenommen:

- Gruppenkonstellation: 2x2, 3x2, 3x3, 5x5
- Pfahldurchmesser: 0,41 m
- nichtbindiger Boden mit Lagerungsdichten: locker, mitteldicht, dicht
- Einbindelängen: 7,5 m, 11 m, 15 m
- Achsabstände: 1,0 m, 1,5 m, 2,0 m, 3,0 m, 4,0 m, 5,0 m

Die Modellparameter werden in Anlehnung an Abb. 3.3 gewählt und sind in Tab. 9.1 Insgesamt ergeben sich somit 216 Varianten.

Dabei werden die Widerstände der einzelnen Pfähle für die folgenden Hebungen bestimmt:

- $s_1 = 2 \text{ mm}$
- $s_2 = 5 \text{ mm}$
- $s_3 = 8,1 \text{ mm}$
- $s_4 = 10 \text{ mm}$
- $s_5 = 20 \text{ mm}$

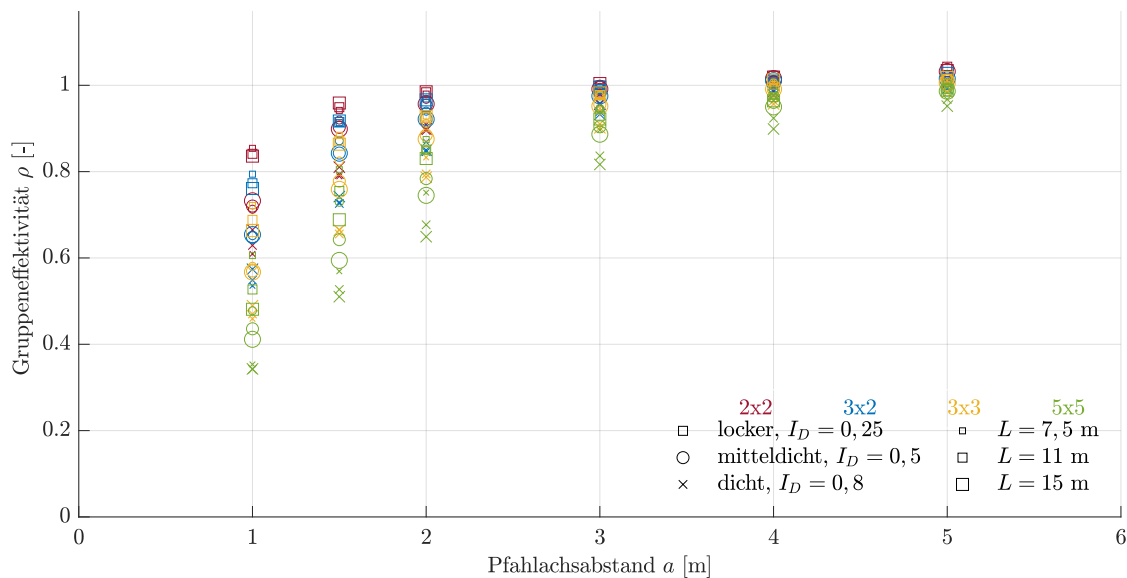
Um die Verteilung der Gesamteinwirkung auf die einzelnen Pfähle bestimmen zu können, wird an den Pfahlköpfen ein Balkenelement mit einer sehr hohen Dehnsteifigkeit angeschlossen, sodass die am Balkenkopf aufgebrauchte vertikale Verschiebung zu einer im Balken konstanten Normalkraft führt und an einem beliebigen Knotenpunkt ausgelesen werden kann.

Tab. 9.1: Modellparameter für die Untersuchung zum Gruppenverhalten in homogenen nichtbindigen Böden

Parameter	Sandboden		
	locker gelagert	mitteldicht gelagert	dicht gelagert
I_D	0,25	0,50	0,80
γ_{sat} [kNm ³]	19,4	19,8	20,3
E_{50}^{ref} [kN/m ²]	15.000	30.000	48.000
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	15.000	30.000	48.000
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	45.000	90.000	144.000
m [-]	0,622	0,544	0,450
G_0^{ref} [kN/m ²]	77.000	94.000	114.000
$\gamma_{0,7}$ [-]	0,00018	0,00015	0,00012
c' [kN/m ²]	0,1	0,1	0,1
φ' [°]	31,1	34,3	38,0
ψ [°]	1,1	4,3	8,0
R_{inter}	1,0	1,0	1,0
K_0	$1 - \sin \varphi'$	$1 - \sin \varphi'$	$1 - \sin \varphi'$

Nachfolgend werden die Ergebnisse der Berechnungen für eine Pfahlkopfhebung von $u_z = 8,1$ mm betrachtet, da sich auch die in der statistischen Auswertung abgeleiteten Erfahrungswerte auf diese Hebung beziehen. Zudem erfolgt die Darstellung der Gruppeneffektivität ρ über a , da die Verwendung von a/L oder a/\sqrt{LD} zu einer scheinbar größeren Streuung führt.

In Abb. 9.1 ist die Effektivität der gesamten Pfahlgruppe dargestellt. Dabei fällt auf, dass alle gewählten Variationen einen Einfluss auf die Gruppeneffektivität aufweisen. In den Abbildungen 9.2 bis 9.5 sind die Effektivitäten aufgeteilt nach Eck-, Rand- und Innenpfählen dargestellt.

**Abb. 9.1:** Gruppenverhalten aller untersuchten Gruppenkonstellationen in nichtbindigen Böden

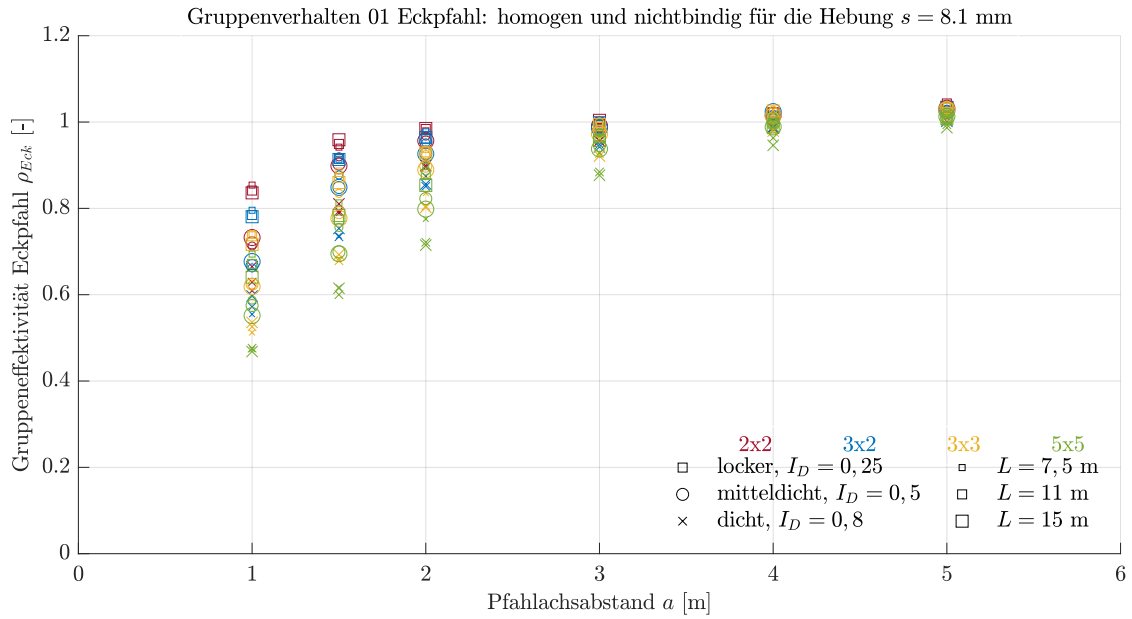


Abb. 9.2: Gruppenverhalten der Eckpfähle aller untersuchten Gruppenkonstellationen in nichtbindigen Böden

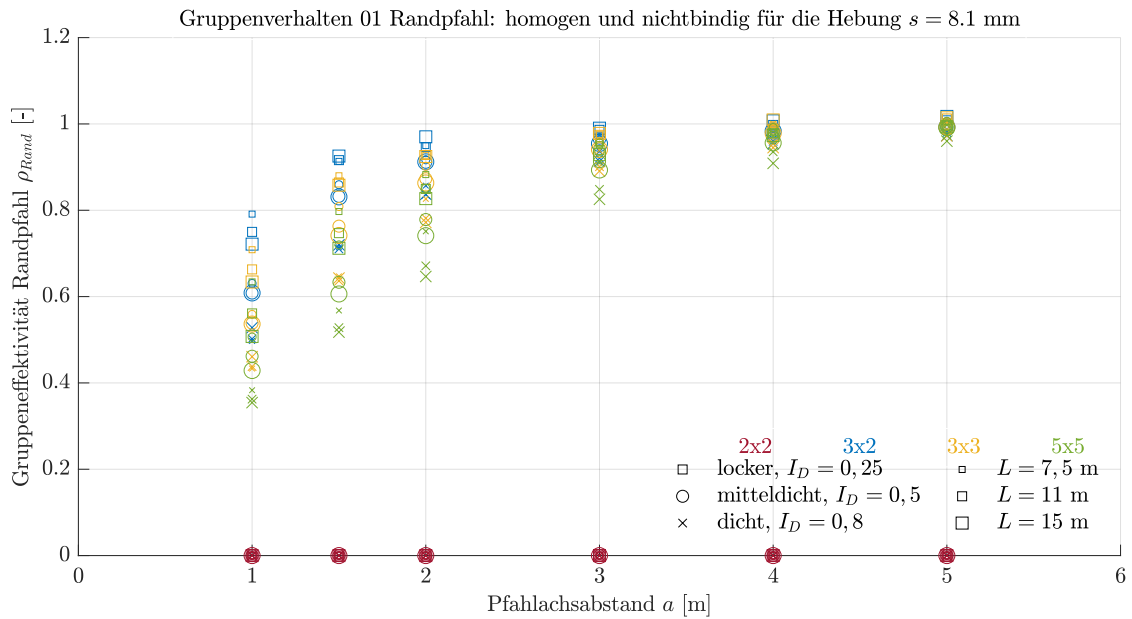


Abb. 9.3: Gruppenverhalten der Randpfähle aller untersuchten Gruppenkonstellationen in nichtbindigen Böden

Die folgenden Zusammenhänge für die Gruppeneffektivität können festgestellt werden:

- Je größer die Einbindelänge L ist, desto geringer wird die Gruppeneffektivität ρ .
- Je größer die Anzahl der Gruppenpfähle n ist, desto geringer wird die Gruppeneffektivität ρ .
- Je größer die bezogene Lagerungsdichte I_D ist, desto geringer wird die Gruppeneffektivität ρ .

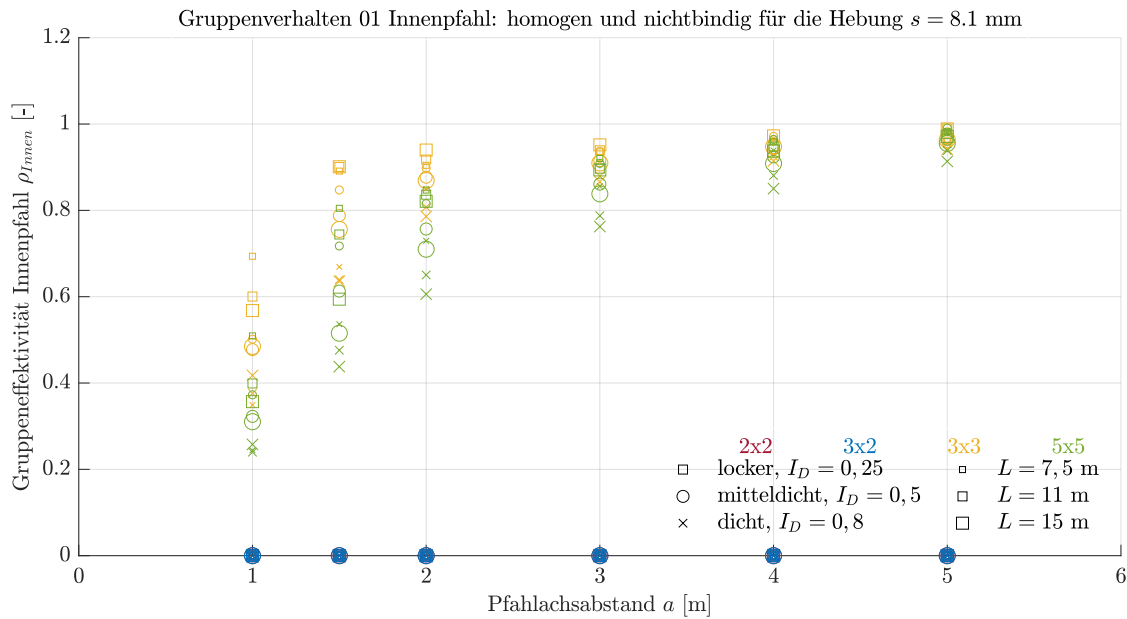


Abb. 9.4: Gruppenverhalten der Innenpfähle aller untersuchten Gruppenkonstellationen in nichtbindigen Böden

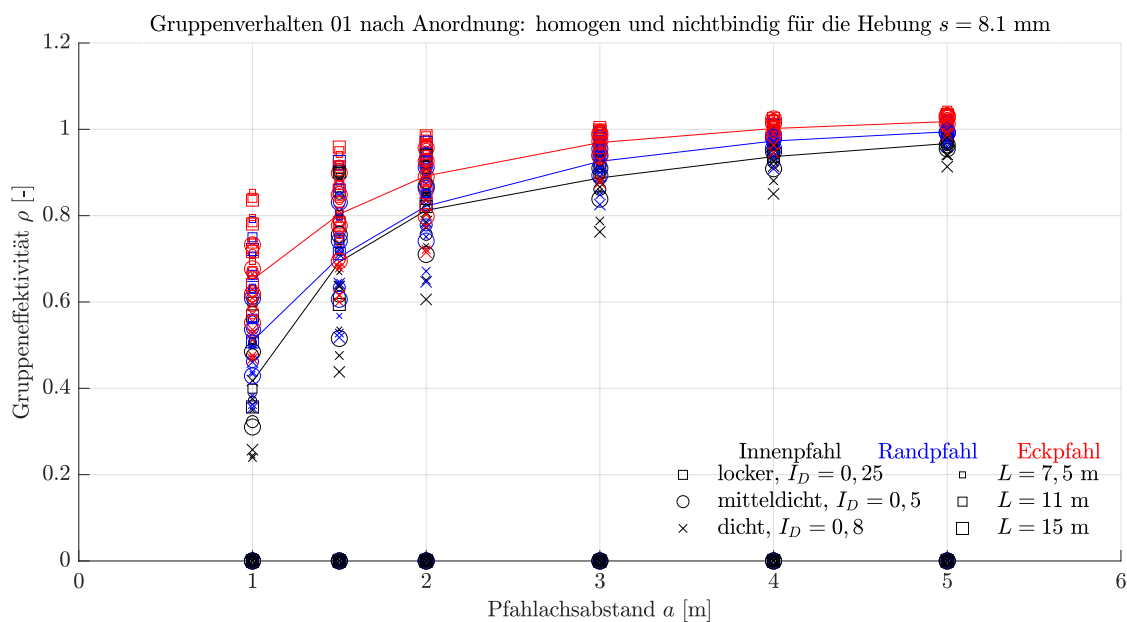


Abb. 9.5: Vergleich des Gruppenverhaltens von Eck-, Rand- und Innenpfählen mit Mittelwerten

Dafür werden die folgenden Ursachen gesehen:

- I_D : Mit zunehmender Lagerungsdichte erhöht sich der Zugwiderstand maßgeblich über Verspannungseffekte infolge Dilatanz. Dies ist besonders beim Einzelpfahl bemerkbar. Bei der Pfahlgruppe führt diese Verspannung jedoch dazu, dass der umgebende Baugrund so stark mobilisiert wird, dass aus dem Bodeneigengewicht keine weiteren Lasten vorhanden sind, um die Vertikalspannungen abzutragen.

- L : Je tiefer die Pfähle in den Baugrund reichen, desto größer sind die sich überschneidenden mobilisierten Bodenkörper.
- n : Je mehr Pfähle in der Gruppe angeordnet sind, desto größer ist das Verhältnis der sehr stark beeinflussten Innenpfähle zur Gesamtanzahl der Gruppenpfähle. Es findet eine stärkere Beeinflussung statt.

Insbesondere für locker gelagerte Sande und große Achsabstände ist erkennbar, dass die Gruppeneffektivität Werte $\rho > 1$ erreicht. Daher werden in Abb. 9.6 beziehungsweise 9.7 die effektive Horizontalspannung σ'_x und in Abb. 9.8 beziehungsweise 9.9 die effektive Vertikaltalspannung σ'_z bei $s = 8,1\text{ mm}$ beziehungsweise $s = 20\text{ mm}$ Hebung für die Pfahlgruppe 2×2 in locker gelagertem Sand mit $a = 5\text{ m}$ dargestellt.

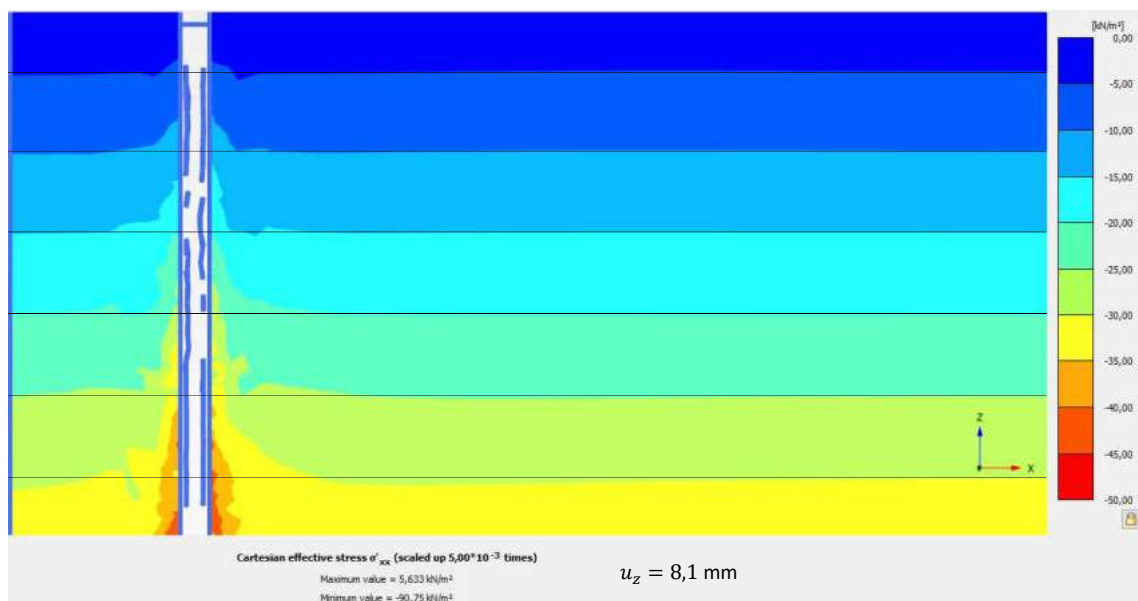


Abb. 9.6: Verteilung der effektiven Horizontalspannungen σ'_x bei einer Hebung von $s = 8,1\text{ mm}$ im vertikalen Schnitt durch das Modell der Gruppe 2×2 in locker gelagertem Sand mit einem Achsabstand von 5 m

Darin ist erkennbar, dass für eine Hebung $s = 8,1\text{ mm}$ keine Beeinflussung der effektive Horizontalspannung σ'_x durch den linken Randabstand vorhanden ist. Dagegen führt der geringe Randabstand zu einer signifikanten Verringerung der effektiven Vertikaltalspannung σ'_z . Die Schlussfolgerung wäre somit, dass der Zugwiderstand des Gruppenpfahles nicht größer als beim Einzelpfahl sein kann, da die Horizontalspannungen durch die Randbedingungen nicht beeinflusst werden. Bei größeren Hebungen $s = 20\text{ mm}$ kommt es dagegen durch den Ansatz von Dilatanz zu einer sehr leichten Erhöhung der Horizontalspannungen. Da auch hier die Vertikalspannungen durch die Randbedingungen reduziert sind, ist auch hier eine geringere Zugtragfähigkeit des Gruppenpfahles im Vergleich zum Einzelpfahl zu erwarten.

Ursächlich für die größer berechnete Zugtragfähigkeit des Gruppenpfahles im Verhältnis zum Einzelpfahl ist wahrscheinlich die vorgenommene Modellierung. Wie in Abb. 4.2 dargestellt, fällt der Widerstand eines voll modellierten Volumenpfahles etwas größer aus, als

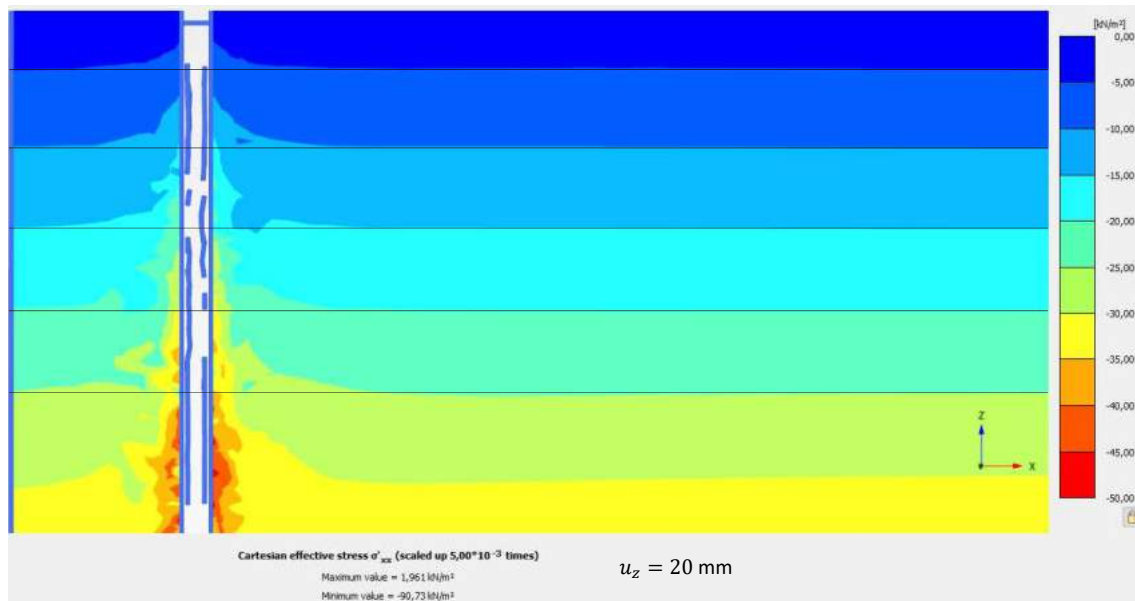


Abb. 9.7: Verteilung der effektiven Horizontalspannungen σ'_x bei einer Hebung von $s = 20 \text{ mm}$ im vertikalen Schnitt durch das Modell der Gruppe 2×2 in locker gelagertem Sand mit einem Achsabstand von 5 m

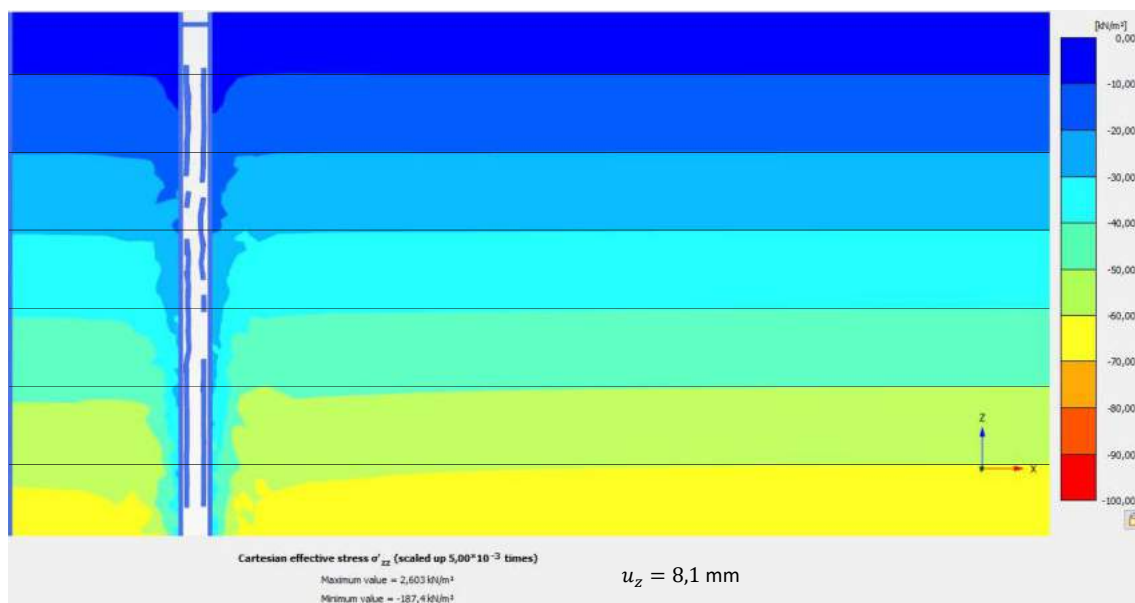


Abb. 9.8: Verteilung der effektiven Vertikalspannungen σ'_z bei einer Hebung von $s = 8,1 \text{ mm}$ im vertikalen Schnitt durch das Modell der Gruppe 2×2 in locker gelagertem Sand mit einem Achsabstand von 5 m

wenn dieser unter Ausnutzung von Symmetrieachsen durch Randbedingungen modelliert wird. In den hier durchgeführten Berechnungen erfolgt die Modellierung durch eine Viertelung des Gesamtsystems. Für die hier betrachtete Gruppe bedeutet dies, dass der Eckpfahl der 2×2 Gruppe vollständig mit geringeren Randabständen erstellt wird, dagegen wird vom Einzelpfahl nur ein Viertel modelliert. Die Differenz in den Tragfähigkeiten zwischen Gruppenpfahl und Einzelpfahl passen gut zu den Unterschieden durch die Modellerstellung in Abb. 4.2.

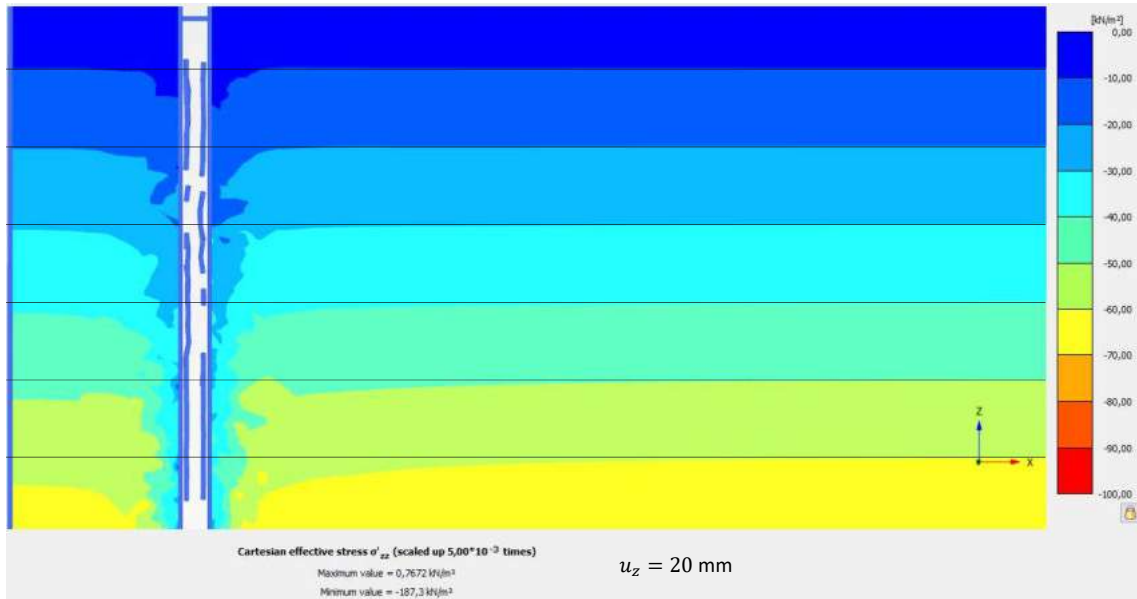


Abb. 9.9: Verteilung der effektiven Vertikalspannungen σ'_z bei einer Hebung von $s = 20$ mm im vertikalen Schnitt durch das Modell der Gruppe 2×2 in locker gelagertem Sand mit einem Achsabstand von 5 m

In den weiteren Untersuchungen wird diese Differenz im Zugwiderstand des Einzelpfahles aufgrund der Modellbildung vernachlässigt, da die Unterschiede nur gering sind. Bei der späteren Ableitung des Berechnungsansatzes wird sichergestellt, dass die Tragfähigkeit des Gruppenpfahles nicht größer als die des Einzelpfahles angenommen wird.

9.1.2 Ausgleichsfunktion

9.1.2.1 Basisfunktion

Um einen mathematischen Zusammenhang zwischen der Gruppeneffektivität ρ und den genannten Einflussfaktoren herzustellen, wird eine Basisfunktion für eine Basisgruppe gesucht. Als Basismodell wird die Gruppe mit 3×2 Pfählen ($n = 6$), dem mitteldicht gelagerten Sandboden ($I_D = 0,50$) und der Einbindelänge von $L = 11$ m gewählt. Zur Beschreibung der Gruppeneffektivität ρ über den Achsabstand a wird eine Hyperbelfunktion gewählt (Abb. 9.10). Dabei zeigt sich, dass für geringe Achsabstände eine Überschätzung von ρ vorhanden ist. Dies ist jedoch tolerierbar, sofern ein Mindestachsbstand von $a_{\min} = 1,5$ m eingehalten wird. Für größere Achsabstände findet eine leichte Unterschätzung der Gruppeneffektivität statt, was auf der sicheren Seite liegt. Die Hyperbelfunktion wird im weiteren Verlauf auf $\rho \leq 1,0$ begrenzt.

9.1.2.2 Gruppengröße n

Aufbauend auf der Hyperbelfunktion der Basiskurve werden in Abb. 9.11 neben der 3×2 Gruppe auch die anderen Gruppen betrachtet. In Abhängigkeit der Gruppengröße kann dabei eine Variation der Funktionsparameter der Hyperbel H_1 und H_2 festgestellt werden. In Abb. 9.12 sind diese in Abhängigkeit der Pfahlanzahl in der Gruppe n dargestellt. Für

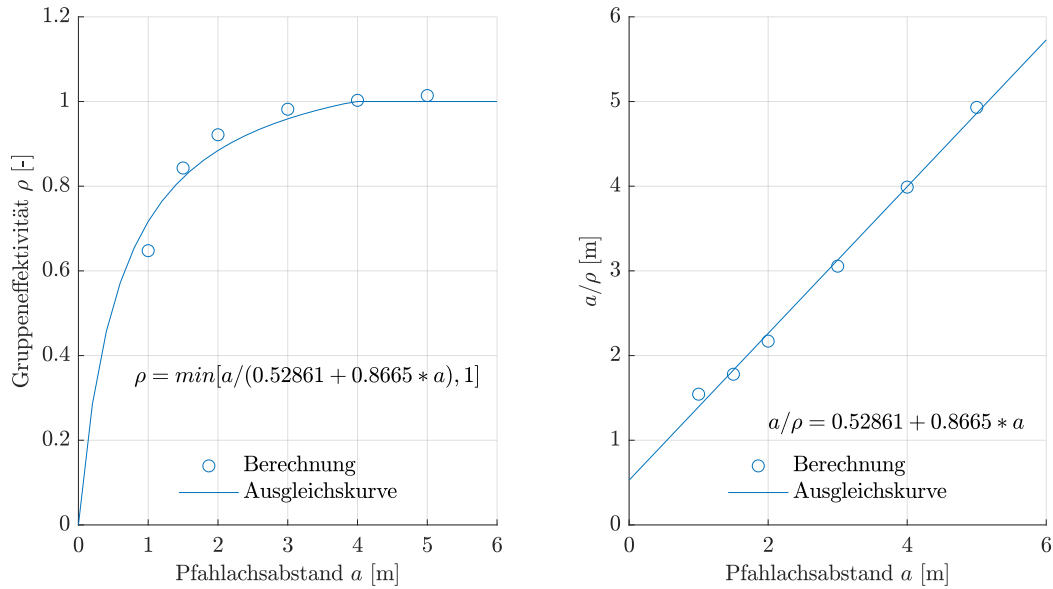


Abb. 9.10: Basisfunktion aus der Ausgleichskurve für die Gruppe 3x2 mit $I_D = 0,5$ und $L = 7,5$ m

H_1 wird ein hyperbolischer und für H_2 ein linearer Zusammenhang über n angenommen. Hieraus ergeben sich die Einflussfaktoren für die Gruppengröße α_{H_1} und α_{H_2} .

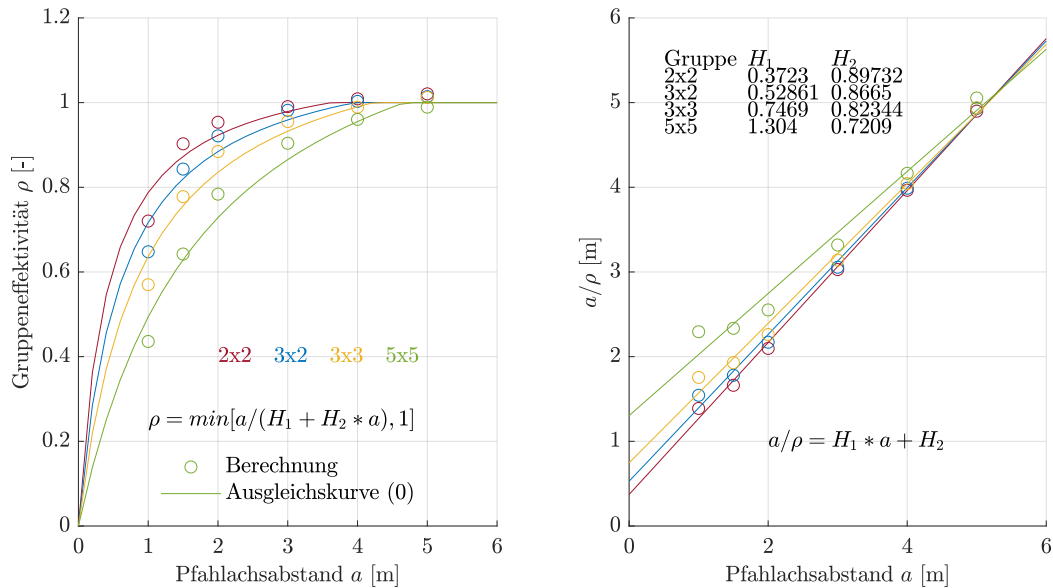


Abb. 9.11: Ausgleichskurven für variierende Gruppengrößen mit $I_D = 0,5$ und $L = 11$ m

Mit Hilfe der Einflussfaktoren für die Gruppengröße α wird die Hyperbelfunktion für die Gruppeneffektivität ρ über den Achsabstand a gebildet. Die Korrelation und die Referenzwerte für ρ sind in Abb. 9.13 dargestellt. Dabei ergeben sich im Vergleich zu Abb. 9.11 keine wesentlichen Unterschiede. Die Verwendung der Hyperbelfunktion zur Korrelation ist somit zufriedenstellend.

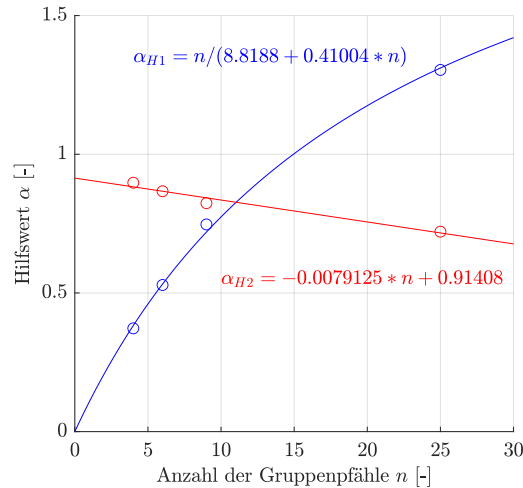


Abb. 9.12: Hyperbelparameter zur Ermittlung der Ausgleichskurve für variierende Gruppengrößen mit $I_D = 0,5$ und $L = 7,5$ m

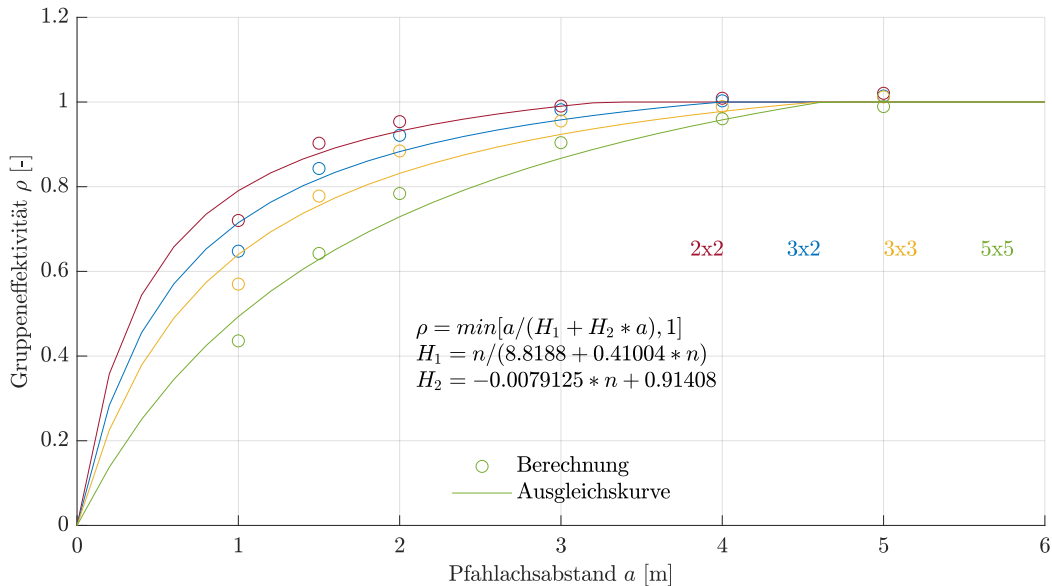


Abb. 9.13: Anwendung der ermittelten Funktionen zur Bestimmung der Gruppeneffektivität für unterschiedliche Gruppengrößen mit $I_D = 0,5$ und $L = 11$ m

9.1.2.3 Bezogene Lagerungsdichte I_D

Ausgehend von der Basiskurve für eine Pfahlgruppe aus $n = 6$ Pfählen und einer Einbindelänge von $L = 11$ m wird eine Variation der bezogenen Lagerungsdichte I_D in Abb. 9.14 vorgenommen. Dabei zeigt sich wie bei der Variation der Gruppengröße, dass für kleine Achsabstände $a < 1,5$ m eine Überschätzung von ρ und für $a \geq 1,5$ m eine leichte Unterschätzung vorhanden sind.

In Abb. 9.15 wird analog zum Vorgehen aus Abschnitt 9.1.2.2 eine Ausgleichsfunktion zur Beschreibung der Funktionsparameter H_1 und H_2 gesucht. Dabei wird ein linearer

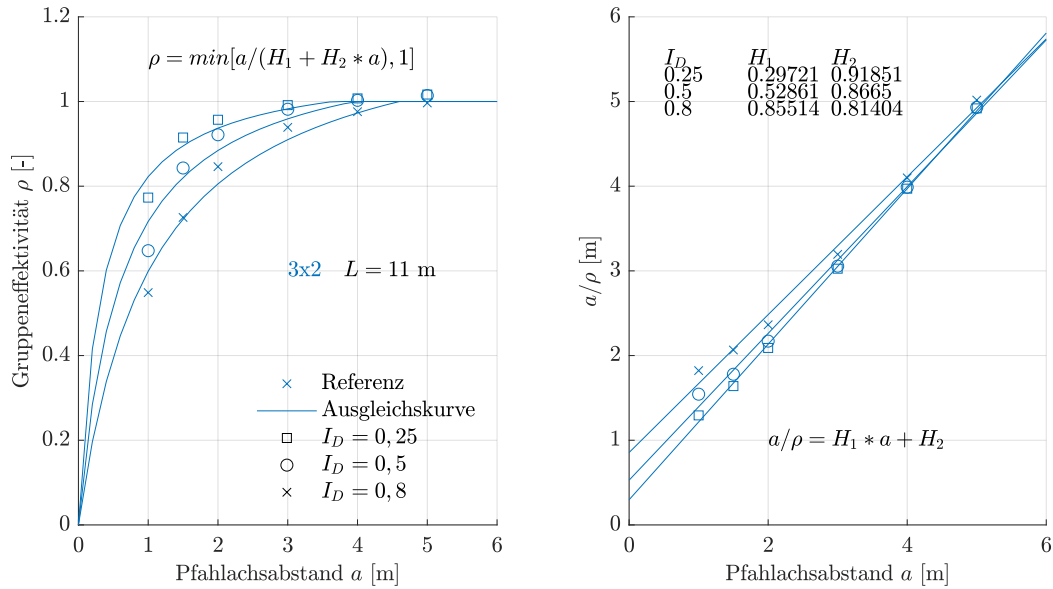


Abb. 9.14: Ausgleichskurven für variierende Lagerungsdichten mit $n = 6$ und $L = 11 \text{ m}$

Zusammenhang zwischen der bezogenen Lagerungsdichte I_D und den Einflussfaktoren β_{H1} und β_{H2} angenommen.

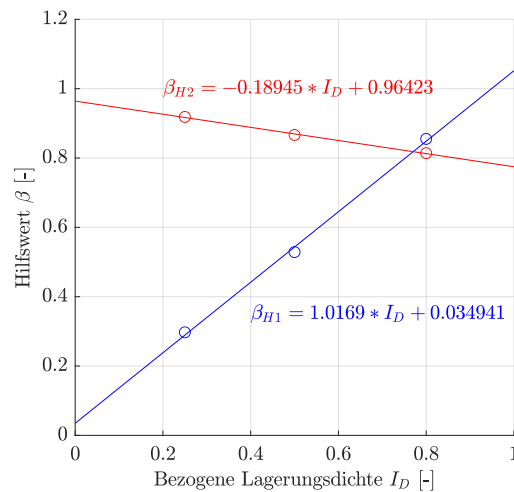


Abb. 9.15: Hyperbelparameter zur Ermittlung der Ausgleichskurve für variierende Lagerungsdichten mit $n = 6$ und $L = 11 \text{ m}$

Mit Hilfe der abgeleiteten Einflussfaktoren β_{H1} und β_{H2} wird die Gruppeneffektivität ρ über den Achsabstand a zur Kontrolle in Abb. 9.16 dargestellt. Im Vergleich zu Abb. 9.14 ergeben sich wiederum keine wesentlichen Unterschiede, was für eine gute Beschreibung der Einflussfaktoren spricht.

Die gleichzeitige Variation der Gruppengröße n und der Lagerungsdichte I_D wird über Multiplikation der Einflussfaktoren α und β berücksichtigt. Dabei werden α_{H1} und α_{H2} nach Abb. 9.12 sowie β_{H1} und β_{H2} nach Abb. 9.15 bestimmt. Der Basiswert der Funktionsparameter $H_{1,0}$ und $H_{2,0}$ ergibt sich aus Abb. 9.10. Die Funktionsparameter H_1 und

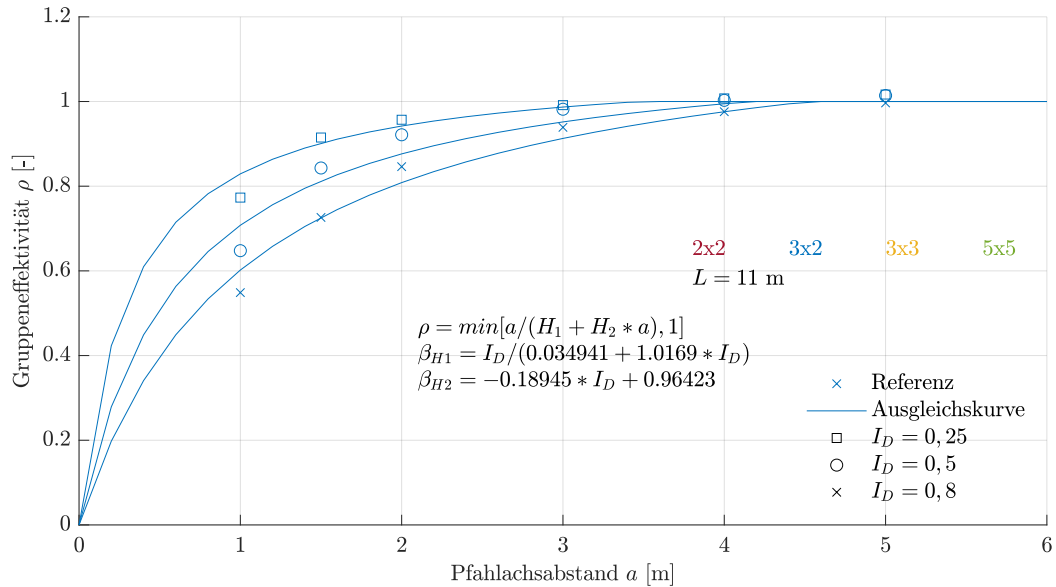


Abb. 9.16: Anwendung der ermittelten Funktionen zur Bestimmung der Gruppeneffektivität für unterschiedliche Lagerungsdichten mit $n = 6$ und $L = 11 \text{ m}$

H_2 unter Berücksichtigung der Gruppengröße und der Lagerungsdichte werden nach Gl. (9.1) und (9.2) ermittelt.

$$H_1 = H_{1,0} \cdot \frac{\alpha_{H1}}{H_{1,0}} \frac{\beta_{H1}}{H_{1,0}} \quad (9.1)$$

$$H_2 = H_{2,0} \cdot \frac{\alpha_{H2}}{H_{2,0}} \frac{\beta_{H2}}{H_{2,0}} \quad (9.2)$$

Unter Anwendung von Gl. (9.1) und (9.2) wird die Gruppeneffektivität ρ in Abb. 9.17 bestimmt. Dabei zeigt sich, dass das gewählte Vorgehen grundsätzlich umsetzbar ist und größtenteils zufriedenstellende Ergebnisse hervorbringt. Allerdings fällt auch für die 5x5 Gruppe mit $n = 25$ Pfählen und einer dichten Lagerung $I_D = 0,8$ auf, dass mit dem gewählten Ansatz eine deutliche Unterschätzung der Gruppentragfähigkeit vorhanden ist. Für die Gruppen mit weniger Pfählen ist ein guter Zusammenhang erkennbar.

9.1.2.4 Einbindelänge L

Um auch die Einbindelänge L der Gruppenpfähle bei der Ermittlung der Gruppeneffektivität ρ zu berücksichtigen, wird der abgeleitete Ansatz weiterentwickelt. Zunächst wird analog zu dem Vorgehen aus Abschnitt 9.1.2.3 die Basiskurve in Abb. 9.18 unter Variation der Einbindelänge L dargestellt. Hieraus ist nur eine sehr geringe Sensitivität auf das gewählte Basismodell erkennbar.

Zur Beschreibung der Funktionsparameter H_1 und H_2 in Abhängigkeit der Einbindelänge wird in Abb. 9.19 ein linearer Zusammenhang zwischen den Parametern für H und der

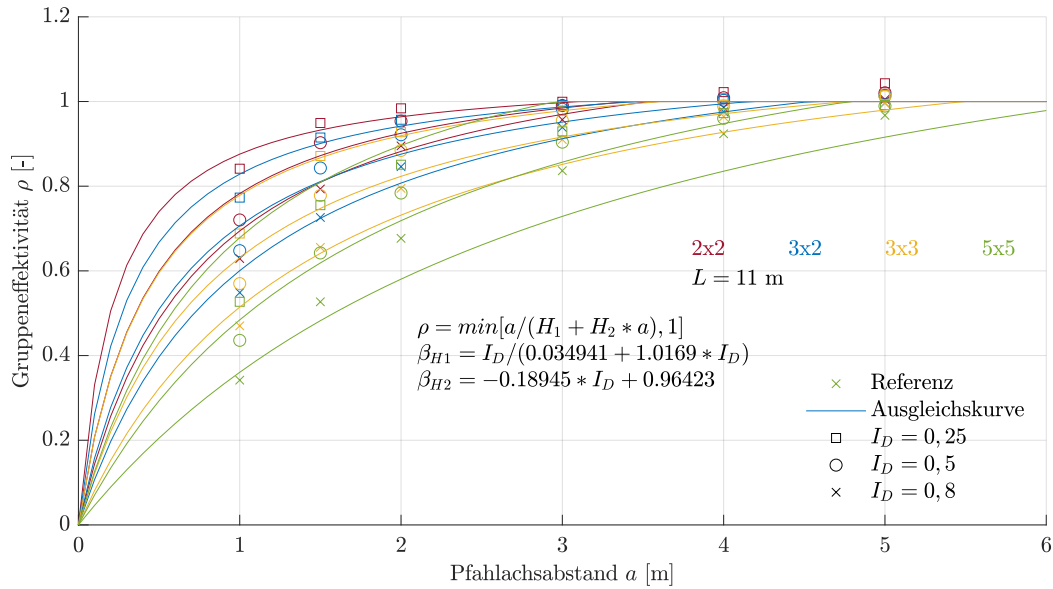


Abb. 9.17: Anwendung der ermittelten Funktionen zur Bestimmung der Gruppeneffektivität für unterschiedliche Gruppengrößen Lagerungsdichten mit $L = 11\text{ m}$

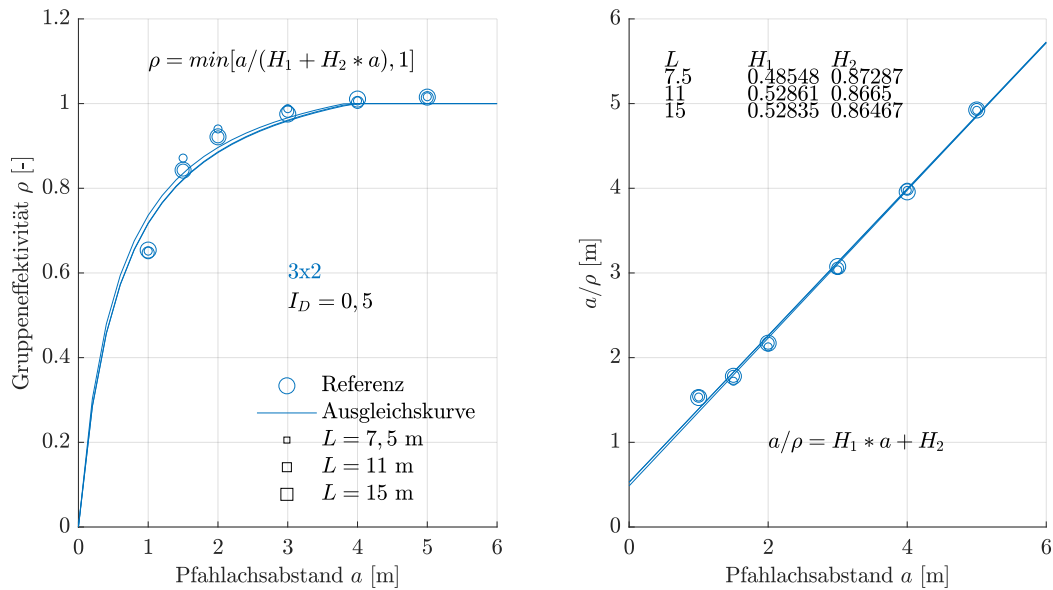


Abb. 9.18: Ausgleichskurven für variierende Einbindelängen mit $n = 6$ und $I_D = 0,5$

Einbindelänge L angenommen. Dieser Zusammenhang wird über die Funktionen γ_{H1} und γ_{H2} ausgedrückt.

Mit Hilfe der abgeleiteten Einflussfaktoren γ_{H1} und γ_{H2} wird in Abb. 9.20 die Gruppeneffektivität ρ für das Basismodell unter variierender Einbindelänge dargestellt. Dabei zeigen sich im Vergleich zu Abb. 9.18 keine erkennbaren Unterschiede.

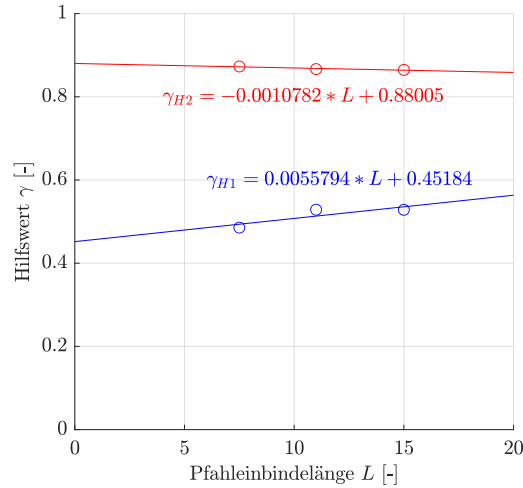


Abb. 9.19: Hyperbelparameter zur Ermittlung der Ausgleichskurve für variierende Einbindelängen mit $n = 6$ und $I_D = 0,5$

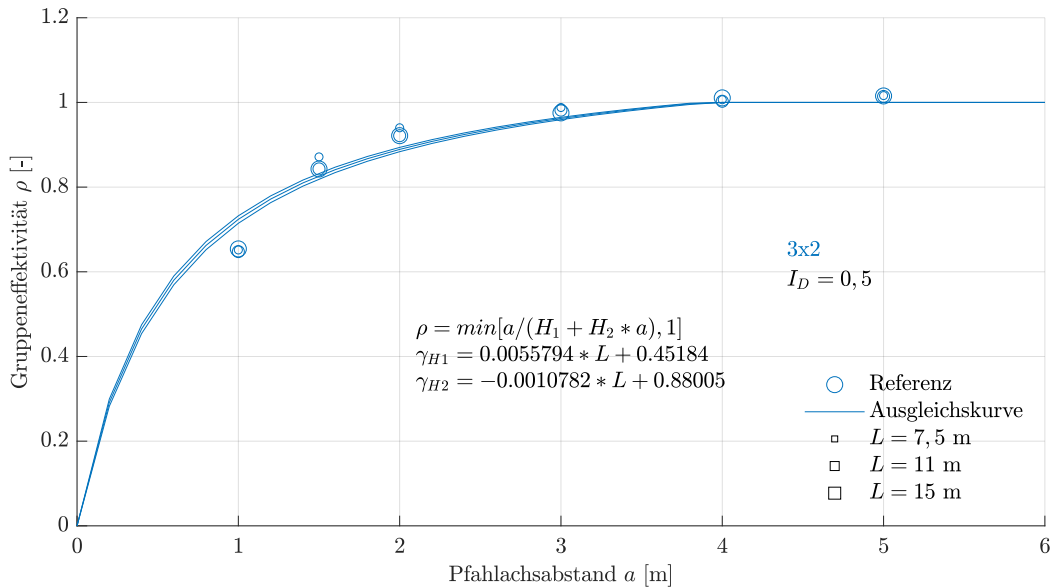


Abb. 9.20: Anwendung der ermittelten Funktionen zur Bestimmung der Gruppeneffektivität für unterschiedliche Einbindelängen mit $n = 6$ und $I_D = 0,5$

9.1.2.5 Ergebnis

Unter Berücksichtigung der Pfähleinbindelänge L werden die Gleichungen (9.1) und (9.2) nachfolgend erweiterter:

$$H_1 = H_{1,0} \cdot \frac{\alpha_{H1}}{H_{1,0}} \cdot \frac{\beta_{H1}}{H_{1,0}} \cdot \frac{\gamma_{H1}}{H_{1,0}} \tag{9.3}$$

$$H_2 = H_{2,0} \cdot \frac{\alpha_{H2}}{H_{2,0}} \cdot \frac{\beta_{H2}}{H_{2,0}} \cdot \frac{\gamma_{H2}}{H_{2,0}} \tag{9.4}$$

Die Einflussparameter aus Gruppengröße, Lagerungsdichte und Einbindelänge α , β und γ ergeben sich aus den Abbildungen 9.12, 9.15 und 9.19. Die Gruppeneffektivität ρ in

Abhängigkeit des Achsabstandes a wird über die Funktionsparameter für die Hyperbel H_1 und H_2 nach Gl. 9.5 bestimmt.

$$\rho = \min \left[\frac{a}{H_1 + H_2 \cdot a}; 1 \right] \quad (9.5)$$

Die sich aus diesem Vorgehen ergebenden Gruppeneffektivitäten ρ über a sind in Abb. 9.21 dargestellt. Hierbei ist der nur geringe Einfluss der Pfahleinbindelänge feststellbar. Für Achsabstände $a \geq 1,5\text{ m}$ liegt der Ansatz durch eine leichte Unterschätzung von ρ auf der sicheren Seite. Für die 5x5 Gruppe in dicht gelagertem Sand ist eine größere Unterschätzung erkennbar.

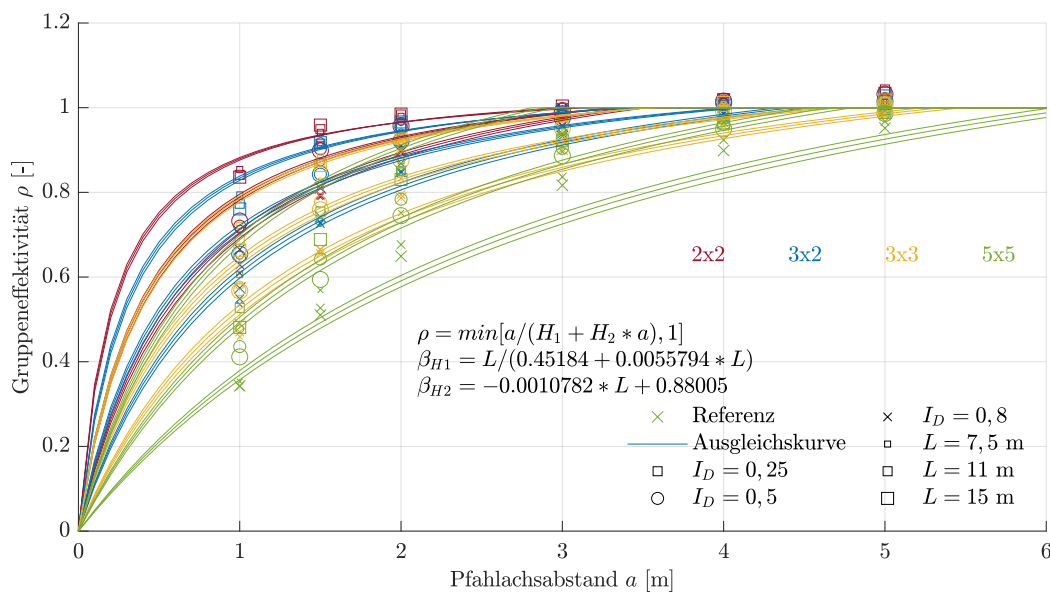


Abb. 9.21: Anwendung der ermittelten Funktionen zur Bestimmung der Gruppeneffektivität für unterschiedliche Gruppengrößen, Lagerungsdichten und Einbindelängen

Die in Praxis ermittelten Gruppeneffektivitäten ρ_{ref} werden als Referenzparameter den über den abgeleiteten Ansatz korrelierten Gruppeneffektivitäten ρ_{korrr} in Abb. 9.22 gegenübergestellt. Dabei ergeben sich als statistische Kenngrößen ein Mittelwert von -0,12 %, eine Standardabweichung von 7,01 %, eine Varianz von 0,49 % und ein Korrelationskoeffizient von 95,9 %.

9.1.3 Vergleich mit Blockversagen nach EC7-1

Nach *Handbuch Eurocode 7-1 (2015)* darf für den Nachweis gegen Herausziehen des gesamten Bodenblockes das Eigengewicht des angehängten Bodenblockes G_E und der Reibungswiderstand T zum umliegenden Boden angesetzt werden. Die charakteristische Größe des Eigengewichtes darf dabei nach Gl. 2.1 bestimmt werden.

$$G_{E,k} = n_z \left[l_a \cdot l_b \left(L - \frac{1}{3} \sqrt{l_a^2 + l_b^2} \cdot \cot \varphi \right) \right] \cdot \eta_z \cdot \gamma,$$

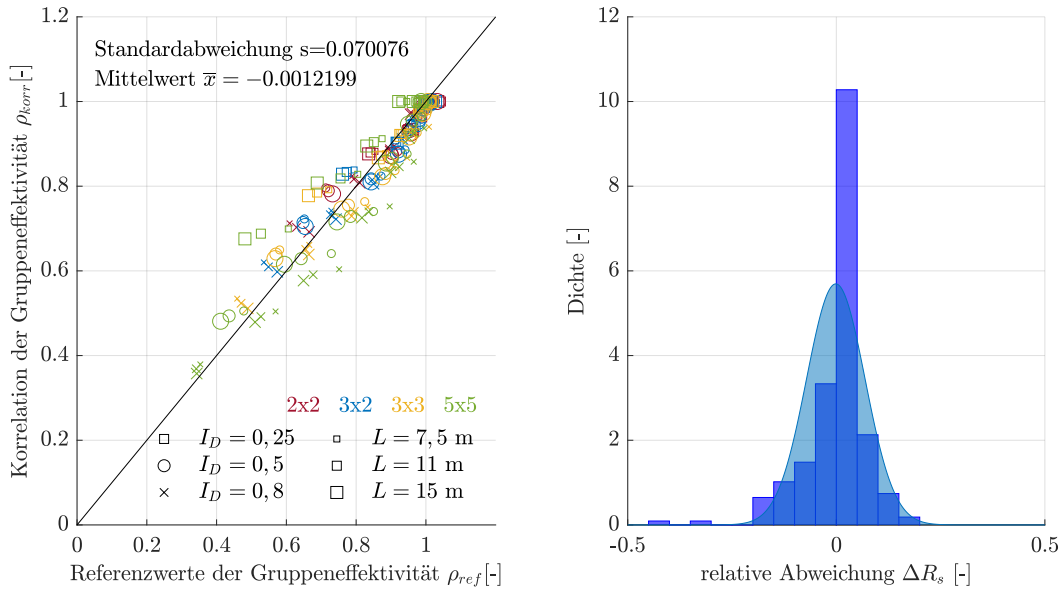


Abb. 9.22: Überprüfung der ermittelten Funktionen zur Bestimmung der Gruppeneffektivität für alle Achsabstände

wobei für l_a und l_b der Achsabstand a eingesetzt werden kann. Die Reibungskraft T wird über die vertikale Außenfläche des Bodenblockes A angesetzt.

Ermittlung von T_k über den aktiven Erddruck

Nach *Handbuch Eurocode 7-1 (2015)* darf der charakteristische Wert der Reibungskraft T_k in einer gedachten lotrechten Bodenfuge über den aktiven Erddruck ermittelt werden, was dem kleinsten zu erwartenden Erddruck entspricht.

$$T_k = \eta_z \cdot E_{ah,k} \cdot \tan \varphi' \quad (9.6)$$

Für die Ermittlung von $E_{ah,k}$ wird das folgende Vorgehen verwendet:

$$E_{ah,k} = \frac{1}{2} \cdot t \cdot e_{ah,k} \cdot A \quad (9.7)$$

$$e_{ah,k} = t \cdot \gamma \cdot K_{agh} \quad (9.8)$$

$$K_{agh} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (9.9)$$

$$A = n_A \cdot t \cdot a \quad (9.10)$$

Dabei ist n_A die Anzahl der Teilflächen, von denen sich je Eckpfahl zwei und je Randpfahl eine ergeben. Die Höhe der umgedrehten Pyramide h_{pyr} , mit der Bodenblock zum Pfahlfuß abschließt, ergibt sich aus

$$h_{pyr} = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot a \cdot \cot \varphi'. \quad (9.11)$$

Die Länge der vertikalen Fläche des Bodenblockes wird über $t = L - h_{pyr}$ berechnet.

Der Schubwiderstand wird letztlich berechnet über

$$T_k = (n_{\text{Rand}} + 2 \cdot n_{\text{Eck}}) \cdot \frac{1}{2} \cdot K_{\text{agh}} \cdot \gamma \cdot \tan \varphi \cdot a \cdot \left(L - \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot a \cdot \cot \varphi' \right)^2 \quad (9.12)$$

Ermittlung von T_m über den Erdruchdruck

Für die horizontale Spannung auf die Gleitfuge zwischen abhebendem Bodenblock und umgebendem Baugrund wird über den Ansatz des Erdruchdruckes E_0 und das Erhöhen des Abminderungsfaktors zu $\eta_z = 1,0$ ein realistischer zu erwartender Mittelwert für die Reibungskraft T_m angenommen, um die Modellvorstellung des Bodenblocks zu überprüfen. Die Ermittlung des charakteristischen Eigengewichtes des Bodenblocks bleibt davon unberührt.

$$T_m = \eta_z \cdot E_0 \cdot \tan \varphi' \quad (9.13)$$

$$E_0 = \frac{1}{2} \cdot t \cdot e_0 \cdot A \quad (9.14)$$

$$e_0 = t \cdot \gamma \cdot K_0 \quad (9.15)$$

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' \quad (9.16)$$

$$A = n_A \cdot t \cdot a \quad (9.17)$$

Die mittlere zu erwartende Reibungskraft ergibt sich zu

$$T_m = (n_{\text{Rand}} + 2 \cdot n_{\text{Eck}}) \cdot \frac{1}{2} \cdot K_0 \cdot \gamma \cdot \tan \varphi \cdot a \cdot \left(L - \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot a \cdot \cot \varphi' \right)^2. \quad (9.18)$$

Überprüfung

Da an dieser Stelle der entwickelte Ansatz der Gruppeneffektivität überprüft werden soll, wird über den Widerstand für Blockversagen eine Gruppeneffektivität ausgerechnet, welche sich auf das Tragverhalten des Einzelpfahles aus den numerischen Berechnungen bezieht. Diese Gruppeneffektivität wird bestimmt über

$$\rho_{\text{Block},1} = \frac{G_{\text{E},k}}{n \cdot R_{\text{Einzel}}} \quad (9.19)$$

$$\rho_{\text{Block},2} = \frac{G_{\text{E},k} + T_k}{n \cdot R_{\text{Einzel}}} \quad (9.20)$$

$$\rho_{\text{Block},3} = \frac{G_{\text{E},k} + T_m}{n \cdot R_{\text{Einzel}}} \quad (9.21)$$

Auf diese Weise kann der Ansatz der Schubspannungen zwischen Bodenblock und umgebendem Baugrund untersucht werden.

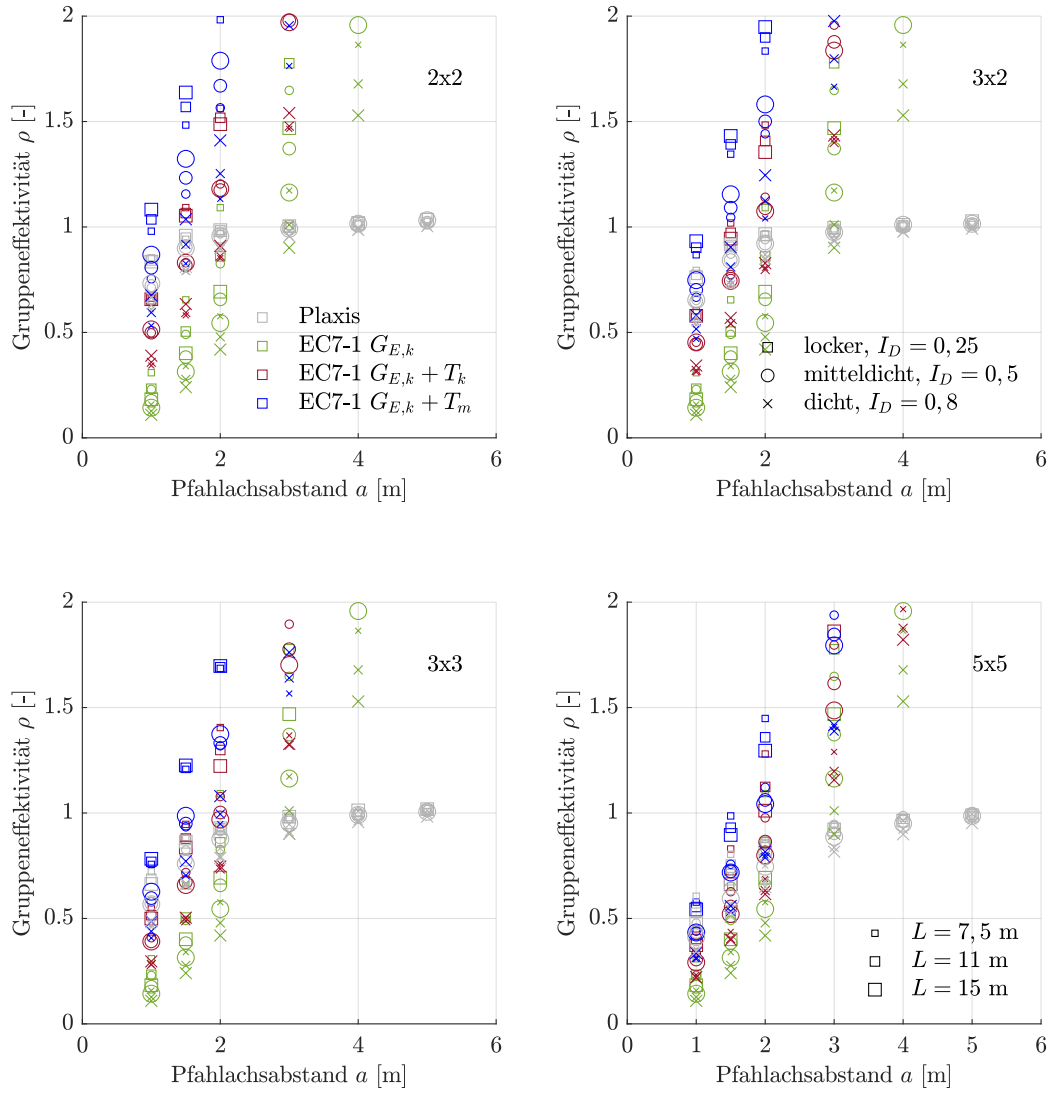


Abb. 9.23: Gruppenverhalten aller untersuchten Gruppenkonstellationen

9.1.4 Anwendung auf Feldversuch

Um die Anwendbarkeit des entwickelten Ansatzes für Zugpfahlgruppen zu demonstrieren, wird das Berechnungsverfahren nachfolgend auf den in Hamburg durchgeführten Feldversuch angewandt. Für den Einzelpfahl P6 wird bei einer Hebung von $s = 8,7$ mm ein Widerstand von $R_{\text{Einzel}} = 862$ kN abgelesen. Um die Gruppenwirkung abzuschätzen werden die Einflussfaktoren und die Funktionparameter bestimmt. Dabei sind

$$\begin{aligned}
 n &= 5 \\
 I_D &= 0,85 \\
 L &= 3,5 \text{ m}
 \end{aligned}$$

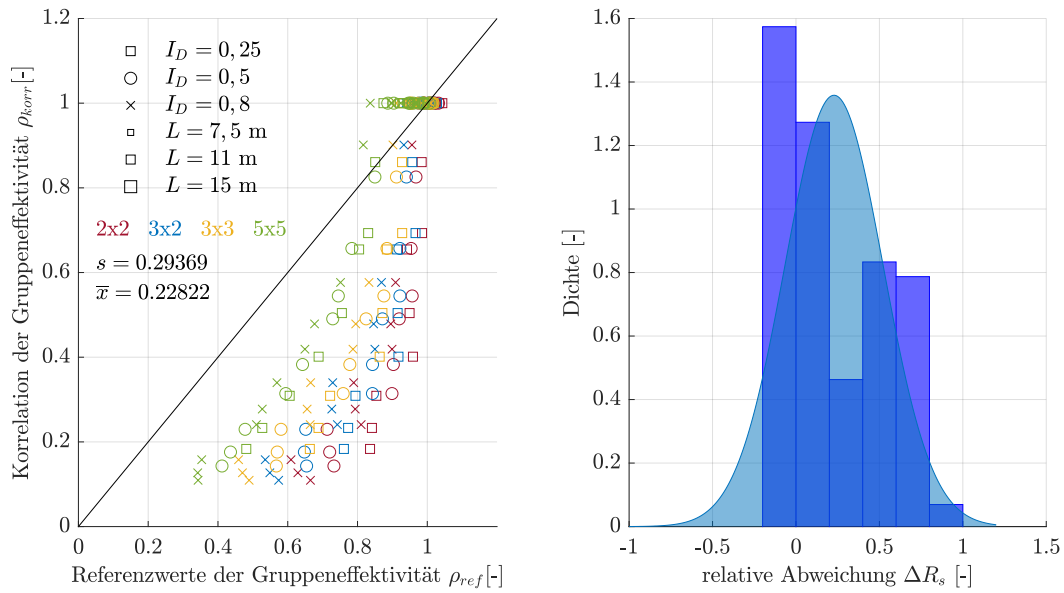


Abb. 9.24: Gruppeneffektivität bei Ansatz des Blockversagens ohne Reibungskräfte

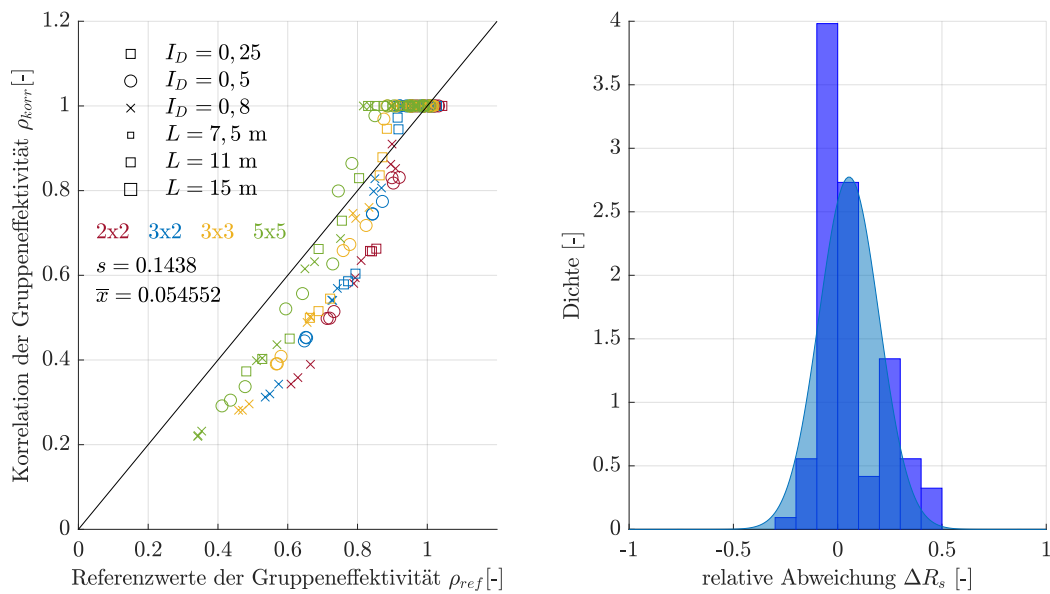


Abb. 9.25: Gruppeneffektivität bei Ansatz des Blockversagens mit charakteristischen Reibungskräften T_k

und

$$H_{1,0} = 0,529$$

$$H_{2,0} = 0,867.$$

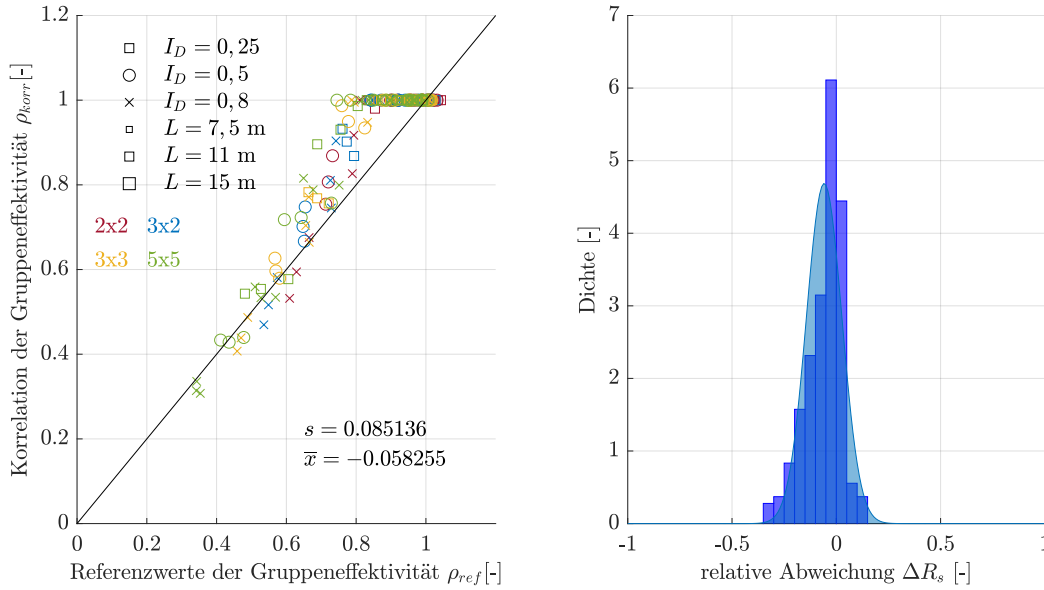


Abb. 9.26: Gruppeneffektivität bei Ansatz des Blockversagens mit mittleren Reibungskräften T_m

Die Einflussfaktoren zur Berücksichtigung von Gruppengröße, Einbindelänge und Lagerungsdichte ergeben sich zu

$$\alpha_{H1} = \frac{n}{8,819 + 0,41 \cdot n} = \frac{5}{8,819 + 0,41 \cdot 5} = 0,46$$

$$\alpha_{H2} = -0,0079 \cdot n + 0,914 = -0,0079 \cdot 5 + 0,914 = 0,8745$$

$$\beta_{H1} = 1,0169 \cdot I_D + 0,0349 = 1,0169 \cdot 0,85 + 0,0349 = 0,8993$$

$$\beta_{H2} = -0,1895 \cdot I_D + 0,964 = -0,1895 \cdot 0,85 + 0,964 = 0,8029$$

$$\gamma_{H1} = 0,00558 \cdot L + 0,4518 = 0,00558 \cdot 3,5 + 0,4518 = 0,4713$$

$$\gamma_{H2} = -0,00108 \cdot L + 0,8801 = -0,00108 \cdot 3,5 + 0,8801 = 0,8763.$$

Daraus folgen die Hyperbelparameter

$$H_1 = H_{1,0} \cdot \frac{\alpha_{H1}}{H_{1,0}} \frac{\beta_{H1}}{H_{1,0}} \frac{\gamma_{H1}}{H_{1,0}} = 0,529 \cdot \frac{0,46}{0,529} \frac{0,8993}{0,529} \frac{0,4713}{0,529} = 0,6968$$

$$H_2 = H_{2,0} \cdot \frac{\alpha_{H2}}{H_{2,0}} \frac{\beta_{H2}}{H_{2,0}} \frac{\gamma_{H2}}{H_{2,0}} = 0,867 \cdot \frac{0,8745}{0,867} \frac{0,8029}{0,867} \frac{0,8763}{0,867} = 0,8186$$

Die Gruppeneffektivität wird ermittelt zu

$$\rho = \min \left[\frac{a}{H_1 + H_2 \cdot a}; 1 \right] = \min \left[\frac{1,0}{0,6968 + 0,8186 \cdot 1,0}; 1 \right] = 0,6599.$$

$$R_{\text{Gruppe}} = R_{\text{Einzel}} \cdot \rho \cdot n = 862 \cdot 0,6599 \cdot 5 = 2844 \text{ kN}$$

Tatsächlich wurde in dem Feldversuch für die Laststufe $F_{\text{Gruppe}} = 3000 \text{ kN}$ eine mittlere Hebung der Pfahlgruppe von 8,8 mm gemessen. Bis auf kleine Abweichungen passt die über den Faktor für die Gruppeneffektivität ρ bestimmte Gruppentragfähigkeit sehr gut zu den Messergebnissen.

In Abb. wird der berechnete Faktor $\rho = 0,6599$ auf die Widerstands-Hebungs-Linie des Einzelpfahles P6 angewandt und somit der Gruppenwiderstand der Gruppe P1-P5 berechnet. Die Gegenüberstellung zeigt eine gute Näherung zwischen berechneter und gemessener Gruppentragfähigkeit. Da erhöhte Spannungszustände infolge des Installationsprozesses der Pfahlgruppen beim Gruppenfaktor nicht berücksichtigt werden, liegt die Gruppeneffektivität hier leicht auf der sicheren Seite. Es wird zudem bestätigt, dass der Faktor der Gruppeneffektivität ρ auch für beliebige andere Hebungen angewandt werden kann.

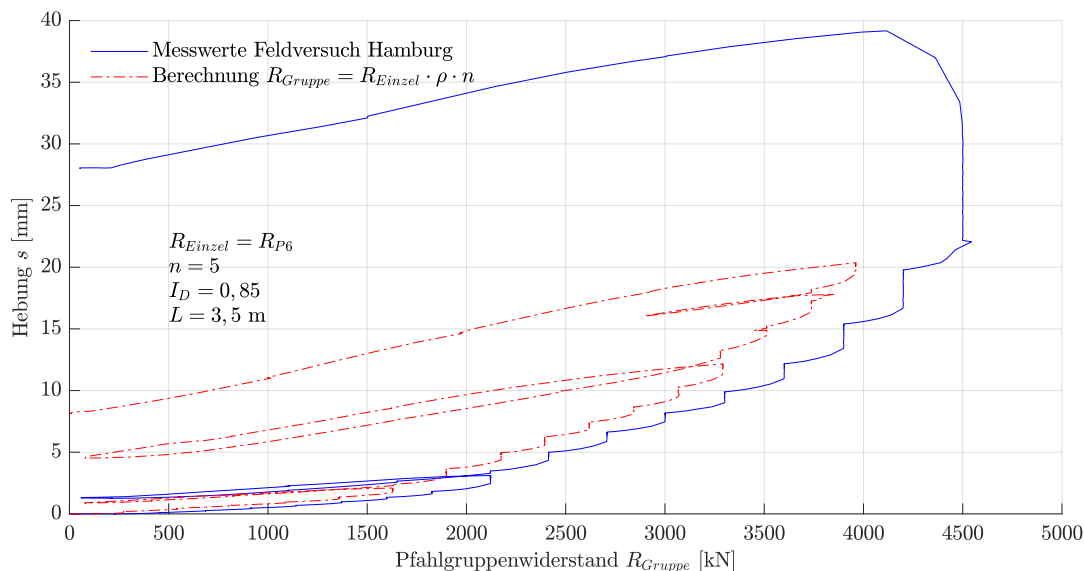


Abb. 9.27: Gruppenverhalten aller untersuchten Gruppenkonstellationen

9.2 Parameterstudie in geschichtetem Boden

9.2.1 Überprüfung des bisherigen Ansatzes

Um die Übertragbarkeit der abgeleiteten Hyperbelfunktion auf einen anderen Baugrundaufbau zu überprüfen, wird nachfolgend eine weitere Parameterstudie durchgeführt. Abweichend von dem homogenen Boden in der ersten Untersuchung wird der folgende Bodenaufbau bestehend aus drei Schichten gewählt:

- Auffüllung, Sand, locker gelagert, $I_D = 0,25$, Mächtigkeit $h = 1,5$ m,
- Klei, weich bis steif, Mächtigkeit $h = [3; 6]$ m,
- Sand, $I_D = [0,25; 0,5; 0,8]$, Mächtigkeit $h = [3; 6]$ m

Dabei werden die in Abb. 9.28 dargestellten unterschiedlichen Zugpfahlgruppen mit unterschiedlichen Achsabständen berücksichtigt.

In Abb. 9.29 bis 9.31 ist die Anwendung der berechneten Gruppeneffektivitäten ρ unter Variation der Einbindelänge L mit den Berechnungsergebnissen aus der neuen Parameterstudie dargestellt. Dabei wird mit L_2 die Einbindelänge in Weichschichten und mit L_3

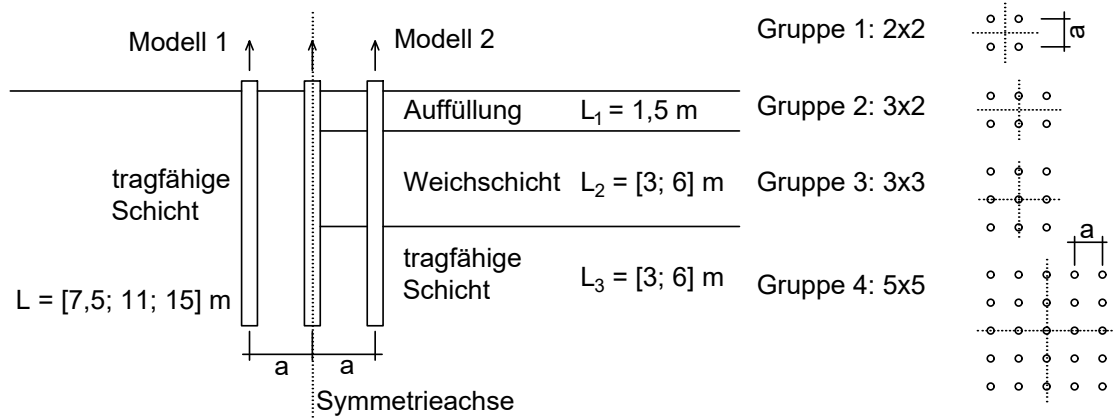


Abb. 9.28: Gruppenverhalten aller untersuchten Gruppenkonstellationen

die Einbindelänge in tragfähige Schichten bezeichnet. Die bei den geschichteten Böden vorhandene Auffüllung von $L_1 = 1,5$ m wird dabei vernachlässigt.

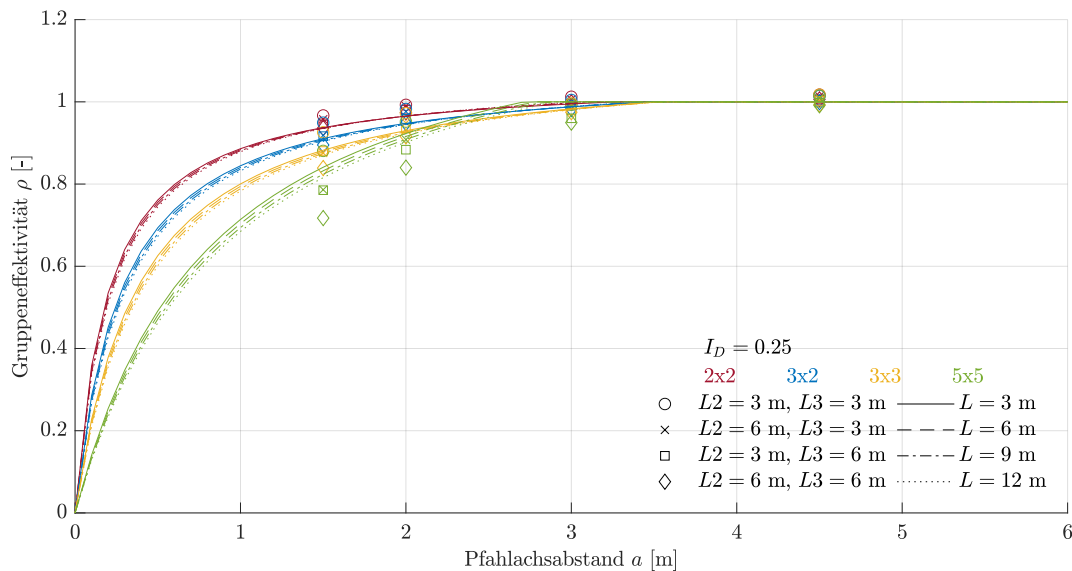


Abb. 9.29: Überprüfung des Gruppenfaktors ρ auf die Pfahlgruppen in geschichteten Böden mit $I_D = 0,25$

Die Überprüfung des Gruppenfaktors ρ zeigt insbesondere für die 5x5 Gruppen eine verhältnismäßig schwache Übereinstimmung. In Abb. 9.32 sind die Abweichungen zwischen mit dem neuen Ansatz berechneter und in Plaxis an geschichtetem Baugrund ermittelten Gruppeneffektivität dargestellt.

9.2.2 Verbesserung des bisherigen Ansatzes

Aus den Abbildungen 9.29 bis 9.31 wird ersichtlich, dass der bisherige Ansatz der Gruppeneffektivität den Einfluss der Einbindelänge in tragfähige Schichten auf die Gruppeneffektivität nicht ausreichend abbildet. Es ist erkennbar, dass eine Abhängigkeit der Einbindelänge mit der Gruppengröße vorhanden ist. Daher wird nachfolgend eine Anpassung des Berechnungsansatzes vorgenommen, um diese Abhängigkeit abbilden zu können.

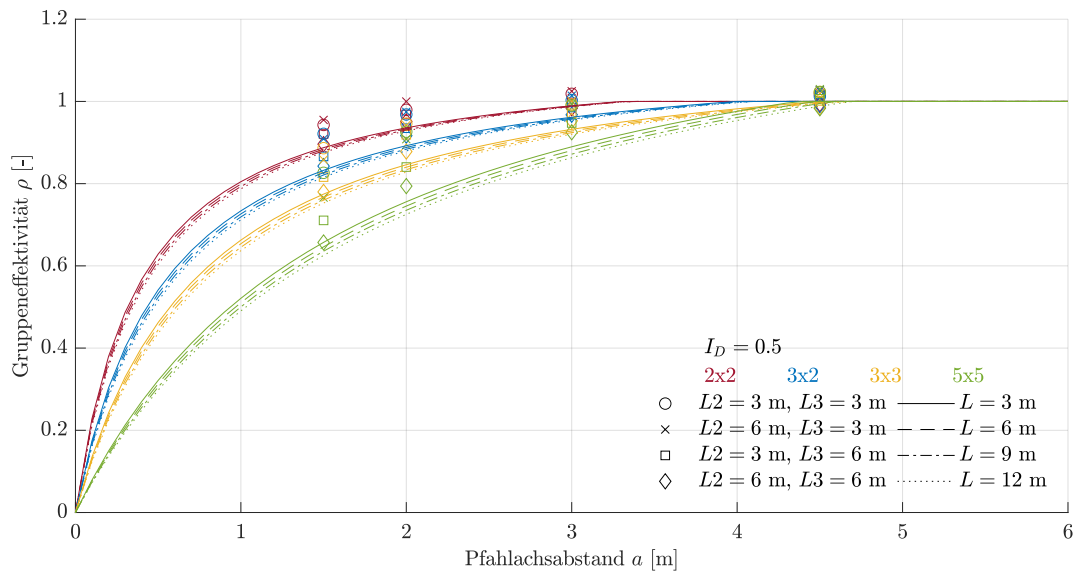


Abb. 9.30: Überprüfung des Gruppenfaktors ρ auf die Pfahlgruppen in geschichteten Böden mit $I_D = 0,5$

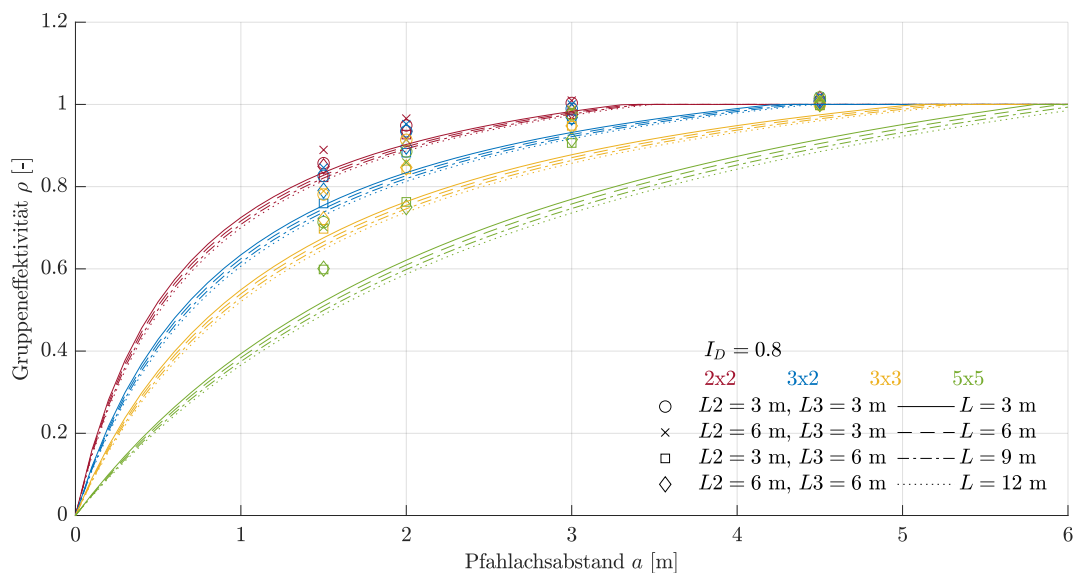


Abb. 9.31: Überprüfung des Gruppenfaktors ρ auf die Pfahlgruppen in geschichteten Böden mit $I_D = 0,8$

Bei der Entwicklung des modifizierten Ansatzes werden neben den Gruppenberechnungen für nichtbindige Böden die neuen Berechnungen an geschichteten Böden berücksichtigt. In den Abbildungen E-1.1 bis E-1.3 sind die Gruppeneffektivitäten dargestellt. Diese stellen die Datengrundlage für das weitere Vorgehen dar.

Zur Ermittlung eines neuen Ansatzes zur Berücksichtigung der Gruppengröße und Einbindelänge wird ein in Abb. 9.33 die große Variation der Gruppeneffektivitäten dargestellt. die Gruppeneffektivität bei konstanter bezogener Lagerungsdichte $I_D = 0,5$ dargestellt. Dabei ist die große Streubreite erkennbar, die sich aus den Wechselwirkungen zwischen Einbindelänge L und Gruppengröße n ergibt.

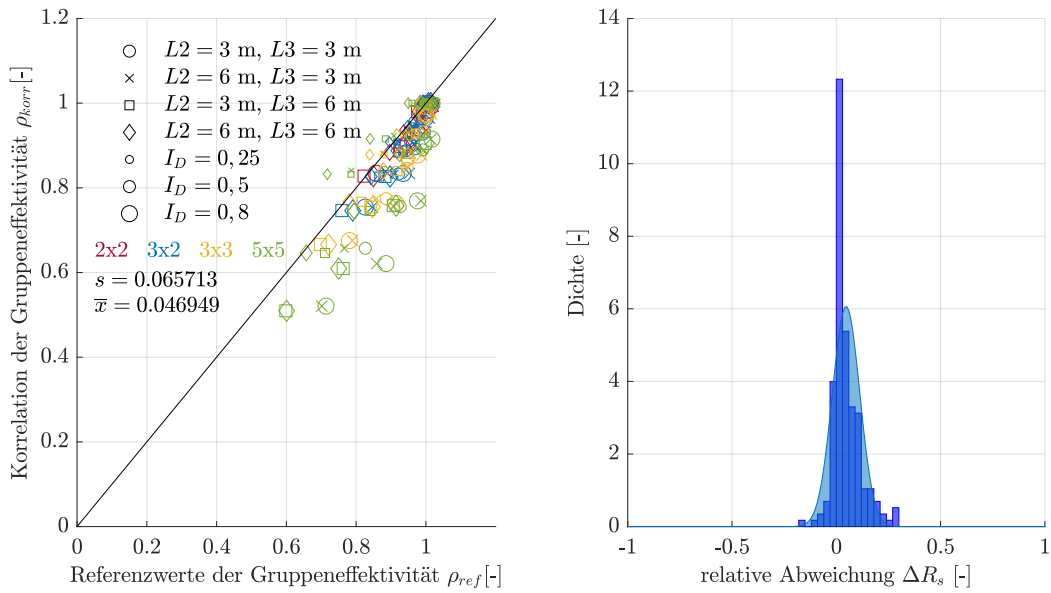


Abb. 9.32: Gegenüberstellung der mit dem neuen Berechnungsansatz und in Praxis ermittelten Gruppeneffektivitäten ρ (links) und Dichtefunktion der Abweichung des Berechnungsansatzes (rechts) für alle Berechnungen in nichtbindigen und geschichteten Böden

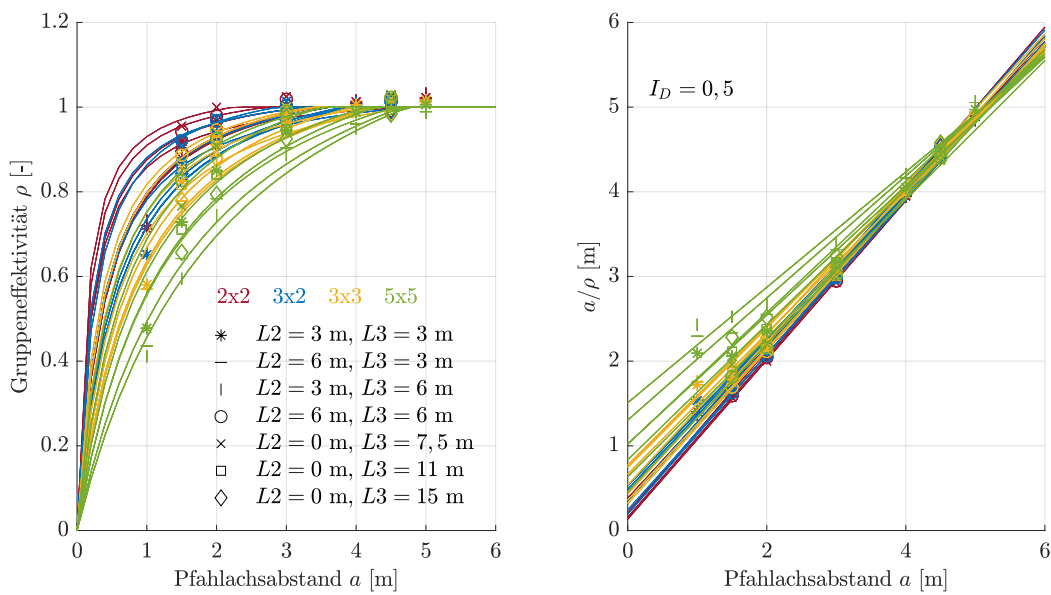


Abb. 9.33: normierte Gruppeneffektivität ρ_{norm} für eine bezogene Lagerungsdichte $I_D = 0,5$ und allen berücksichtigten Einbindelängen

Für den verbesserten Ansatz werden die Einflussparameter α und γ durch einen einzigen Hilfswert δ ersetzt. Die Abhängigkeiten von δ zur Einbindelänge und der Gruppengröße werden in Abb. 9.34 deutlich. Für unterschiedliche Gruppengrößen kann dabei ein näherungsweise linearer Verlauf zur Beschreibung der Abhängigkeit über die Einbindelänge erfolgen.

Um die Abhängigkeit zur Gruppengröße zu erfassen, werden in Abb. 9.35 die Parameter zur Erstellung der Ausgleichsgeraden aus Abb. 9.34 in Abhängigkeit von n dargestellt und wiederum Ausgleichskurven erstellt.

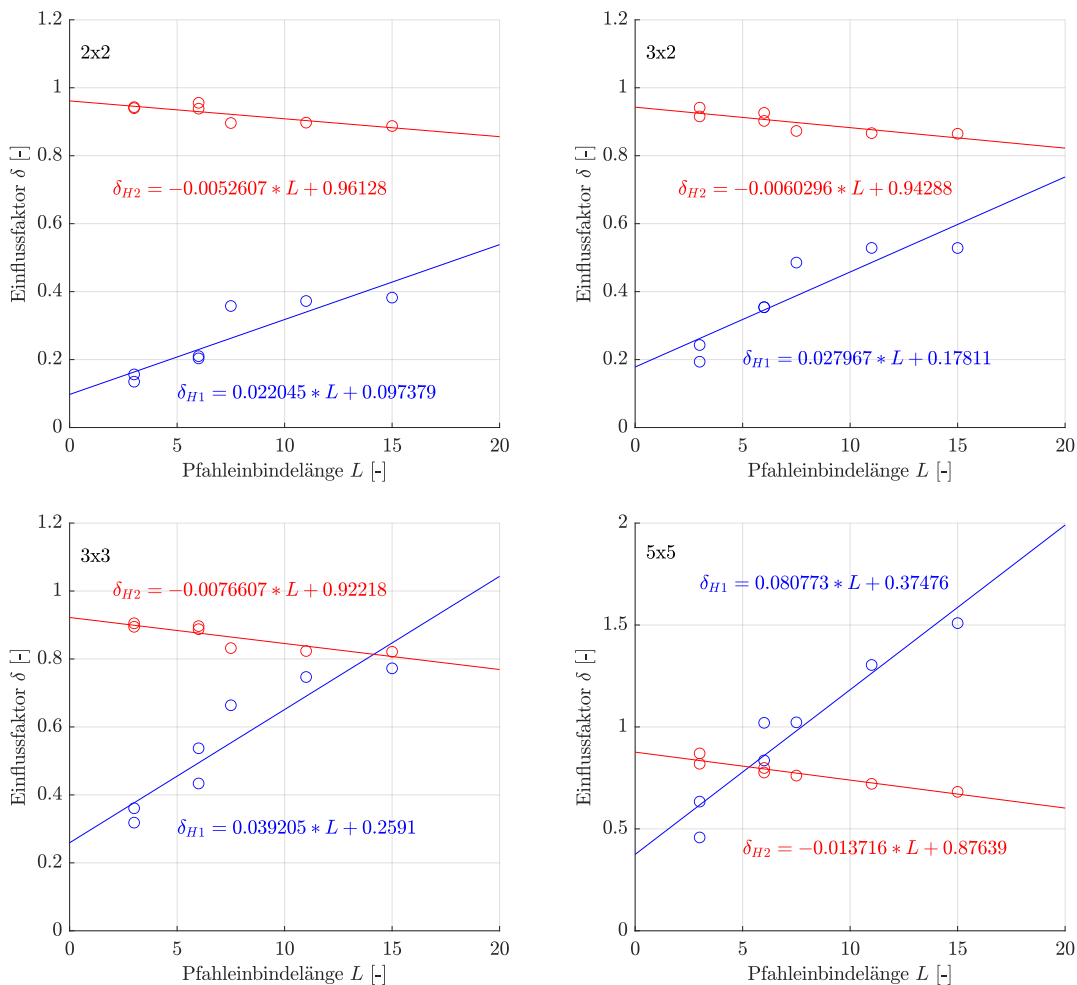


Abb. 9.34: Hilfwerte der Hyperbelfunktionen zur Bestimmung der normierten Gruppeneffektivität für die 2x2 Gruppe (oben links), 3x2 Gruppe (oben rechts), 3x3 Gruppe (unten links) und 5x5 Gruppe (unten rechts)

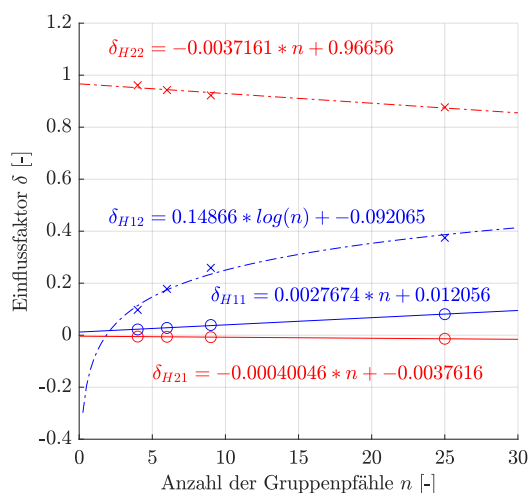


Abb. 9.35: Ableitung der Hilfsparameter zur Korrelation der Gruppeneffektivität über Einbindelänge und Gruppengröße

Mit Hilfe der in Abb. 9.35 bestimmten Parameter δ_{ij} werden die Hilfsparameter δ_i in Abb. 9.36 über die Einbindelänge L dargestellt. Die ermittelten Funktionen passen dabei sehr gut zu den als Punkte dargestellten Referenzwerten. Die sich hieraus ergebende Gruppeneffektivität in Abhängigkeit von n und L kann ebenfalls Abb. 9.36 entnommen werden.

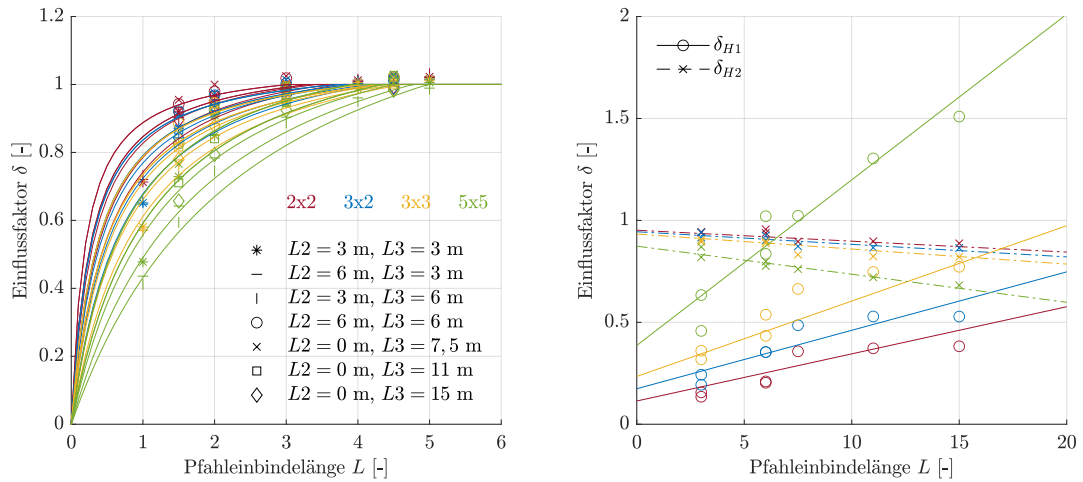


Abb. 9.36: Überprüfung der abgeleiteten Hilfswerte δ_i (rechts) sowie daraus ermittelte Gruppeneffektivität ρ (links)

Es ist erkennbar, dass bei sehr kleinen Achsabständen eine Überschätzung der Gruppeneffektivität vorhanden ist. Die Ursache liegt dabei in dem gewählten Funktionsverlauf der Hyperbelgleichung. In Abb. 9.37 wird diese Überschätzung in Form des Verhältnisses der Gruppeneffektivitäten der über den neuen Ansatz berechneten Faktoren zu den Referenzwerten aus Plaxis ρ_{korr}/ρ_{ref} über den Achsabstand aufgetragen. Dabei werden die zuvor festgestellten Beobachtungen bestätigt. Um die zu große Gruppeneffektivität bei kleinen Achsabständen auszugleichen, wird eine empirischer Parameter ζ festgelegt, der sich an dem Mittelwert von ρ_{korr}/ρ_{ref} orientiert. Die Ermittlung von ζ erfolgt nach Gl. (9.22).

$$\zeta = 1,36 - 0,2 \cdot a \geq 1,0 \tag{9.22}$$

Die Berücksichtigung bei kleinen Achsabständen erfolgt mittels Division bei der Ermittlung der Gruppeneffektivität ρ durch den empirischen Anpassungsfaktor ζ nach Gl. (9.23).

$$\rho = \frac{a}{\zeta \cdot (H_1 + H_2 \cdot a)} \leq 1 \tag{9.23}$$

Die Verteilung der berechneten Gruppeneffektivität ρ_{korr} mit den Referenzwerten aus den numerischen Berechnungen in Plaxis ρ_{ref} ist in Abb. 9.38 sowie Abb. 9.39 dargestellt. Dabei ist mittels des verbesserten Ansatzes eine überzeugende Korrelation erkennbar. Die Standardabweichung liegt bei $s = 3,3\%$.

Die Berücksichtigung von variierenden Lagerungsdichten erfolgt bei dem verbesserten Ansatz analog zum vorherigen Vorgehen über den Parameter β . Unter Berücksichtigung sämt-

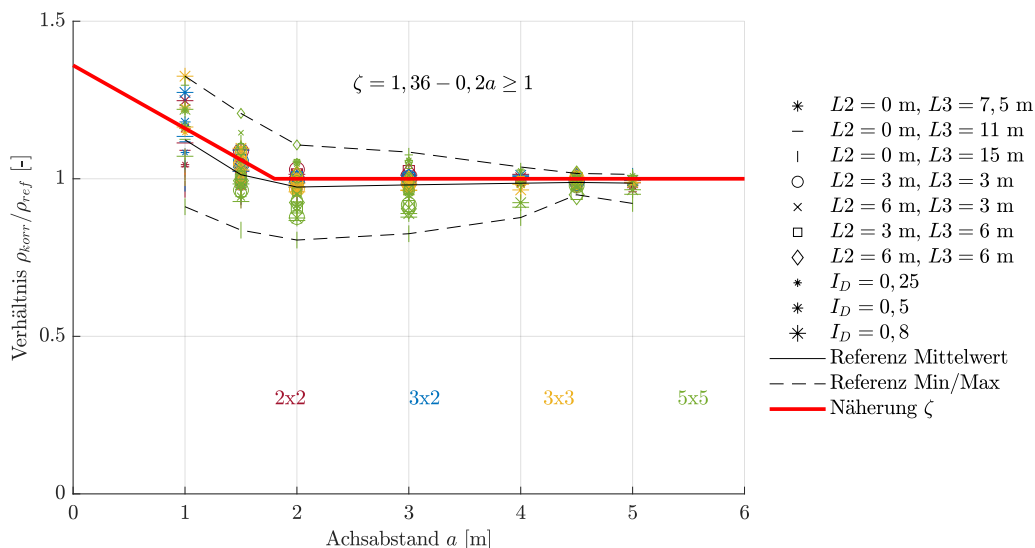


Abb. 9.37: Ermittlung des empirischen Anpassungsfaktor ζ

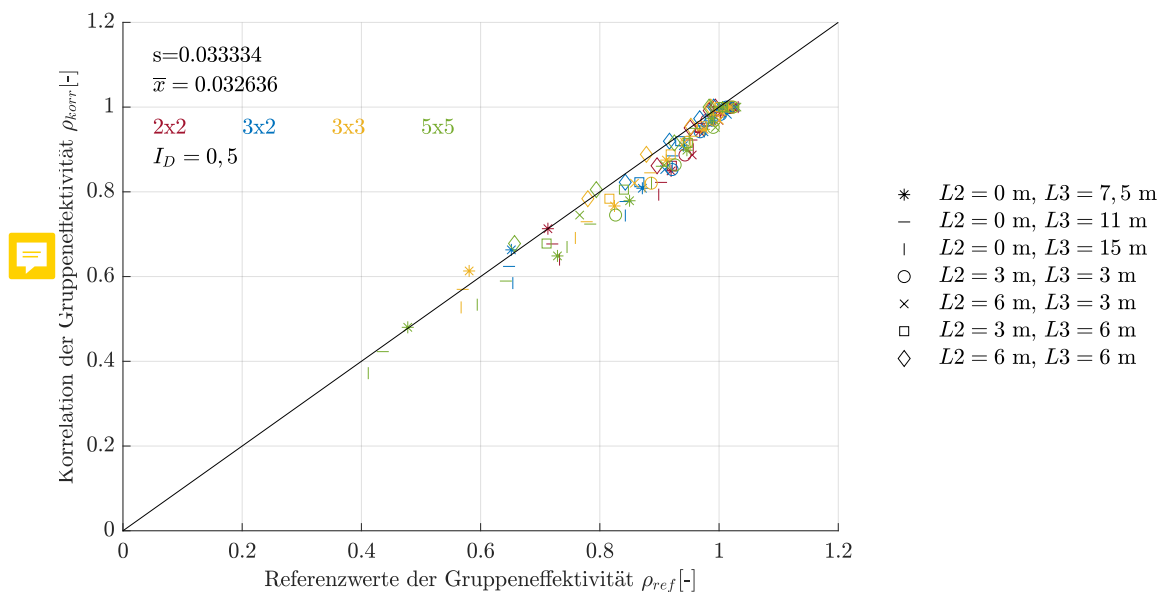


Abb. 9.38: Gegenüberstellung der abgeleiteten Hilfswerte zur Berechnung der Gruppeneffektivität für Böden mit $I_D = 0,5$

licher durchgeführter Pfahlgruppensimulationen ergibt sich die in Abb. 9.40 dargestellte Verteilung für alle berücksichtigten Achsabstände. Die Normalverteilung ist in Abb. 9.41 dargestellt. Durch die somit größere Variation an Pfahlgruppenkonfigurationen resultieren leicht erhöhte Standardabweichungen von knapp 5 %.

9.2.3 Überprüfung für größere Pfahldurchmesser

Das Gruppenverhalten ist neben der Einbindelänge, der Gruppengröße und der Bodenart auch maßgeblich von dem Pfahldurchmesser beeinflusst. Dieser wird in dem entwickelten Ansatz bisher vernachlässigt, da übliche Schaftdurchmesser der Fundexpfähle mit 38 cm

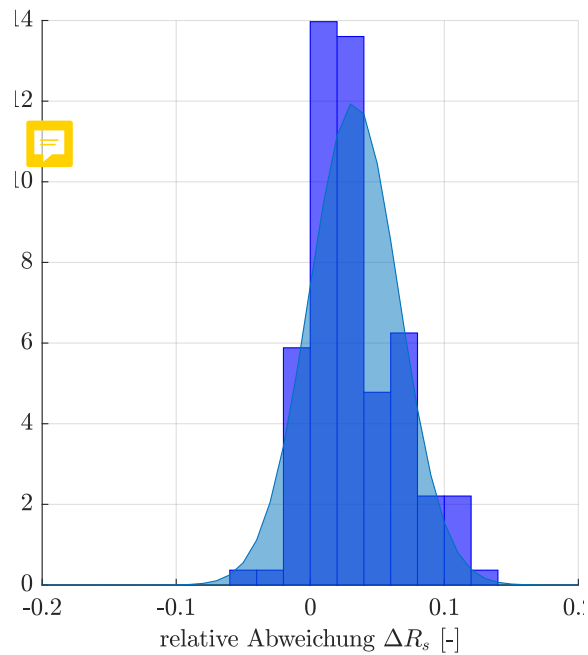


Abb. 9.39: Dichtefunktion der abgeleiteten Hilfswerte zur Berechnung der Gruppeneffektivität für Böden mit $I_D = 0,5$

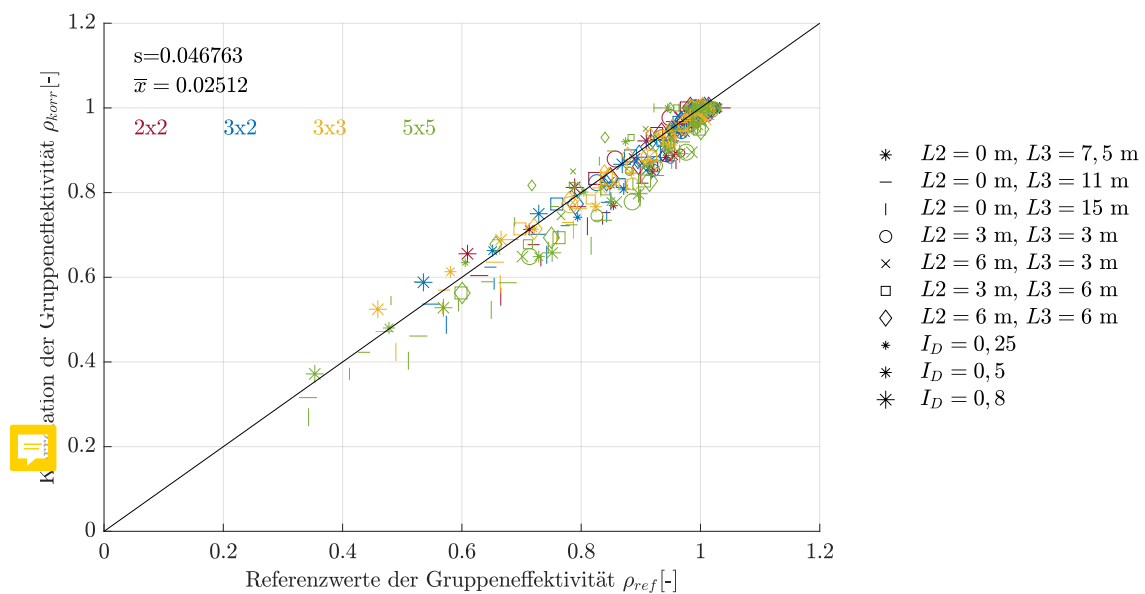


Abb. 9.40: Gegenüberstellung der abgeleiteten Hilfswerte zur Berechnung der Gruppeneffektivität für Böden mit unterschiedlichen Lagerungsdichten

und 44 cm keine großen Abweichungen haben. Hier wurde ein Außendurchmesser von 41 cm als repräsentativ gewählt.

Nachfolgend wird der Ansatz auf Pfahlgruppen in nichtbindigen mitteldicht gelagerten Böden mit einem Durchmesser von 56 cm überprüft. Somit können Aussagen über die Sensitivität des Modells bei abweichenden Pfahldurchmessern getroffen werden.

Hierfür werden numerische Berechnung in Plaxis erneut durchgeführt mit

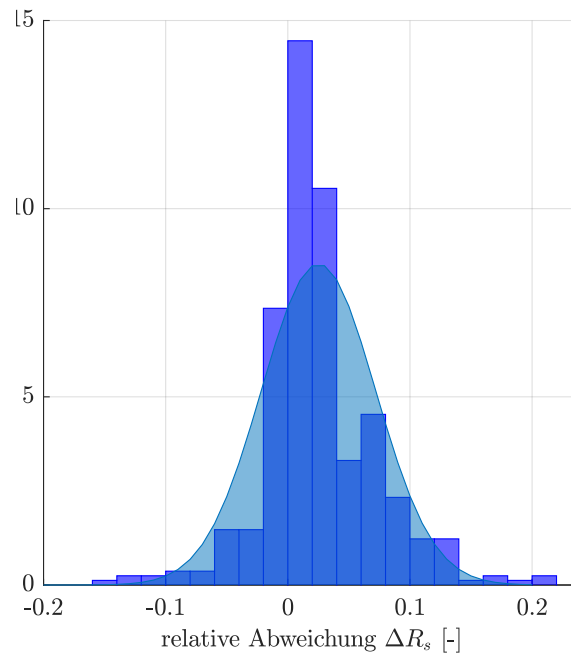


Abb. 9.41: Dichtfunktion der abgeleiteten Hilfswerte zur Berechnung der Gruppeneffektivität für Böden mit unterschiedlichen Lagerungsdichten

- Gruppengrößen 2x2, 3x3, 5x5,
- Achsabständen a 1,5 m, 2,0 m, 3,0 m und
- Einbindelängen L 7,5, 11, 15 m.

In Abb. 9.42 sind die Ergebnisse der numerischen Berechnung in Plaxis für die Gruppeneffektivität unter Berücksichtigung des größeren Durchmessers dargestellt. Vergleichbar sind zudem mit dem neuen Berechnungsansatz ermittelten Gruppeneffektivitäten ρ sichtbar. Für alle Achsabstände ist eine zufriedenstellende Übereinstimmung erkennbar.

Die Standardabweichung von 3 % in Abb. 9.43 fällt relativ gering aus, wenn berücksichtigt wird, dass der Ansatz gültig sein sollte für Pfahldurchmesser von $D = 38$ cm und $D = 44$ cm. Der in den numerischen Berechnungen gewählte Durchmesser $D = 41$ cm weicht davon nur um 7 % ab. Die numerischen Modelle unter Verwendung dieser Durchmesser von $D = 38$ cm und $D = 44$ cm sind an Pfahlprobelastungen kalibriert. Der Sprung auf den Durchmesser $D = 56$ cm entspricht eine Steigerung um 37 % und führt zu vernachlässigbaren Differenzen mit einer Standardabweichung von $s = 3$ %. Sollten die Fundexpfähle beispielsweise durch die aufgeweitete Bohrkronen einen größeren Durchmesser von bis zu 56 cm aufweisen, kann angenommen werden, dass das abgeleitete Berechnungsverfahren auch für die Pfähle gültig ist. Eine Übertragung auf größere Durchmesser oder andere Pfahlsysteme ist jedoch nicht zulässig, da hierzu keine Untersuchungen durchgeführt wurden.

Die Ergebnisse der numerischen Berechnungen in Plaxis weisen trotz des angepassten Durchmessers eine zufriedenstellende Übereinstimmung mit der berechneten Gruppeneffektivität ρ über den neuen Berechnungsansatz auf.

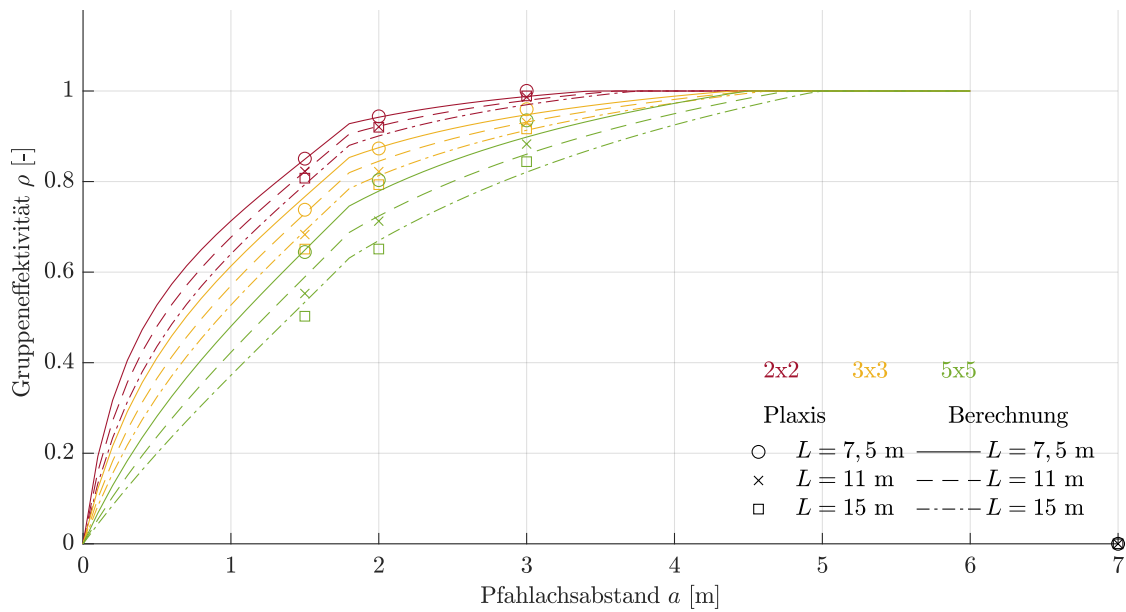


Abb. 9.42: Anwendung des neuen Berechnungsansatzes auf Gruppen mit Pfahldurchmessern $D = 56$ cm

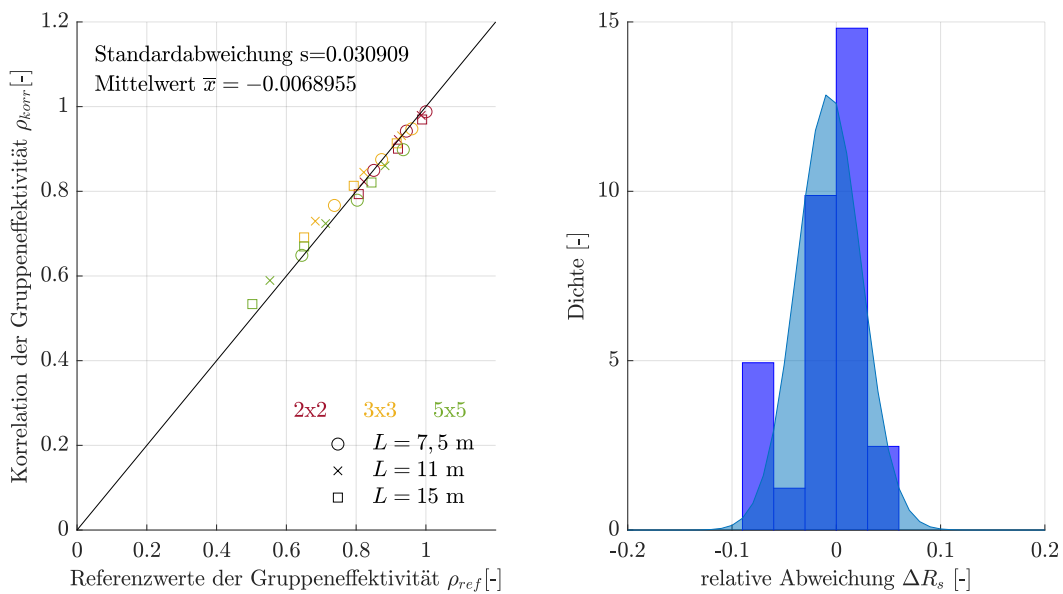


Abb. 9.43: Dichtefunktion nach Anwendung des neuen Berechnungsansatzes auf Gruppen mit Pfahldurchmessern $D = 56$ cm

9.3 Zusammenfassung des Berechnungsansatzes

Das Vorgehen für eine Berechnung der Gruppeneffektivität ρ über den neuen Ansatz ist nachfolgend dargestellt. Dabei sind die Einflussfaktoren im Vergleich zu den Herleitungen bereits über die Parameter H_{10} und H_{20} normiert, sodass eine einfachere Anwendung erfolgen kann.

Die Gruppeneffektivität wird über eine Hyperbel in Abhängigkeit des Achsabstandes zwischen den Gruppenpfählen a definiert. Dafür werden die Hyperbelparameter H_1 und H_2

benötigt. Die maximale Zugtragfähigkeit eines Gruppenpfahles wird dabei auf den Zugwiderstand des Einzelpfahles beschränkt.

$$\rho = \min \left(\frac{a}{\zeta (H_1 + H_2 \cdot a)}, 1 \right) \quad (9.24)$$

Die Hyperbelparameter werden über Gl. (9.25) und (9.26) bestimmt.

$$H_1 = H_{10} \cdot \delta_1 \cdot \beta_1 \quad (9.25)$$

$$H_2 = H_{20} \cdot \delta_2 \cdot \beta_2 \quad (9.26)$$

Über den Parameter δ wird die Abhängigkeit von der Anzahl der Gruppenpfähle und der Einbindelänge ausgedrückt. Eine getrennte Betrachtung der Gruppeneffektivität und der Pfahlanzahl sowie der Gruppeneffektivität und der Einbindelänge ist nicht möglich, da zwischen Pfahlanzahl und Einbindelänge zu große Wechselwirkungen von die Gruppeneffektivität festzustellen sind. Der Parameter β berücksichtigt die Lagerungsdichte der tragfähigen Bodenschicht und wird separat ermittelt.

Die Basiskurve der Gruppeneffektivität wird über die Basiswerte der Hyperbelparameter für eine 3x2 Gruppe mit $L = 11$ m und $I_D = 0,5$ ermittelt. Dabei sind

$$H_{10} = 0,529 \quad (9.27)$$

$$H_{20} = 0,867. \quad (9.28)$$

Die Abhängigkeit über die Einbindelänge L erfolgt nach den Gln. (9.29) und (9.30).

$$\delta_1 = \delta_{11} \cdot L + \delta_{12} \quad (9.29)$$

$$\delta_2 = \delta_{21} \cdot L + \delta_{22} \quad (9.30)$$

Die Abhängigkeit über die Gruppengröße n findet über die Gln. (9.31) bis (9.34) Berücksichtigung.

$$\delta_{11} = 0,00523 \cdot n + 0,0228 \quad (9.31)$$

$$\delta_{12} = 0,281 \cdot \ln(n) - 0,174 \quad (9.32)$$

$$\delta_{21} = -0,000462 \cdot n - 0,00434 \quad (9.33)$$

$$\delta_{22} = -0,00429 \cdot n + 1,1148 \quad (9.34)$$

Die bezogene Lagerungsdichte der tragfähigen Sandschicht wird in den Gln. (9.35) und (9.36) berücksichtigt.

$$\beta_1 = 1,922 \cdot I_D + 0,0660 \quad (9.35)$$

$$\beta_2 = -0,219 \cdot I_D + 1,112 \quad (9.36)$$

Für sehr kleine Achsabstände a liefert der Ansatz der Hyperbelfunktion zu große Werte für die Gruppeneffektivität. Daher erfolgt hier eine Berücksichtigung über den empirischen Anpassungsfaktor ζ .

$$\zeta = 1,36 - 0,2 \cdot a \geq 1 \quad (9.37)$$

9.4 Anwendungsbeispiel

Nachfolgend wird die in Kapitel 8 untersuchte Pfahlgruppe mit dem neuen Berechnungsansatz nachgerechnet. Dabei gelten die folgenden Randbedingungen:

- $R_{\text{Einzel}}(s = 8,7 \text{ mm}) = 862 \text{ kN}$
- $n = 5$ Pfähle
- $I_D = 0,85$, entspricht einem mitteldicht gelagertem Sand
- $L = 3,5 \text{ m}$, die Einbindelänge in dicht gelagerten Sand
- $a = 1,0 \text{ m}$, der Achsabstand zwischen den Gruppenpfählen

Hieraus ergeben sich die Einflussfaktoren δ und β zu

$$\begin{aligned} \delta_{11} &= 0,00523 \cdot 5 + 0,0228 = 0,04895 \\ \delta_{12} &= 0,281 \cdot \ln 5 - 0,174 = 0,2783 \\ \delta_{21} &= -0,000462 \cdot 5 - 0,00434 = -0,00665 \\ \delta_{22} &= -0,00429 \cdot 5 + 1,1148 = 1,0934 \\ \delta_1 &= 0,04895 \cdot 3,5 + 0,2783 = 0,4496 \\ \delta_2 &= -0,00665 \cdot 3,5 + 1,0934 = 1,070 \\ \beta_1 &= 1,922 \cdot 0,85 + 0,0660 = 1,6997 \\ \beta_2 &= -0,219 \cdot 0,85 + 1,112 = 0,9259 \end{aligned}$$

Aus den Einflussparametern werden die Hyperbelparameter H ermittelt:

$$\begin{aligned} H_1 &= 0,529 \cdot 0,4496 \cdot 1,6997 = 0,4043 \\ H_2 &= 0,867 \cdot 1,070 \cdot 0,9259 = 0,8589 \end{aligned}$$

Für den Achsabstand a wird der empirische Anpassungsfaktor ermittelt zu

$$\zeta = 1,36 - 0,2 \cdot 1 = 1,16.$$

Entsprechend wird für die Achsabstand a die Gruppeneffektivität bestimmt zu

$$\rho = \frac{a}{\zeta \cdot (H_1 + H_2 \cdot a)} = \frac{1}{1,16 \cdot (0,4043 + 0,8589 \cdot 1)} = 0,682.$$

Hieraus ergibt sich für die vorgegebene Hebung ein Gruppenwiderstand von

$$R_{\text{Gruppe}} = R_{\text{Einzel}} \cdot \rho \cdot n = 862 \cdot 0,682 \cdot 5 = 2939 \text{ kN}.$$

Damit weicht der berechnete Widerstand lediglich um 2 % von den gemessenen 3000 kN ab.

Mit der neuen Gruppeneffektivität $\rho = 0,682$ wird die in Abb. 9.44 dargestellte Prognose der Widerstands-Hebungs-Linie der Pfahlgruppe aus der WHL des Einzelpfahles P6 erstellt.

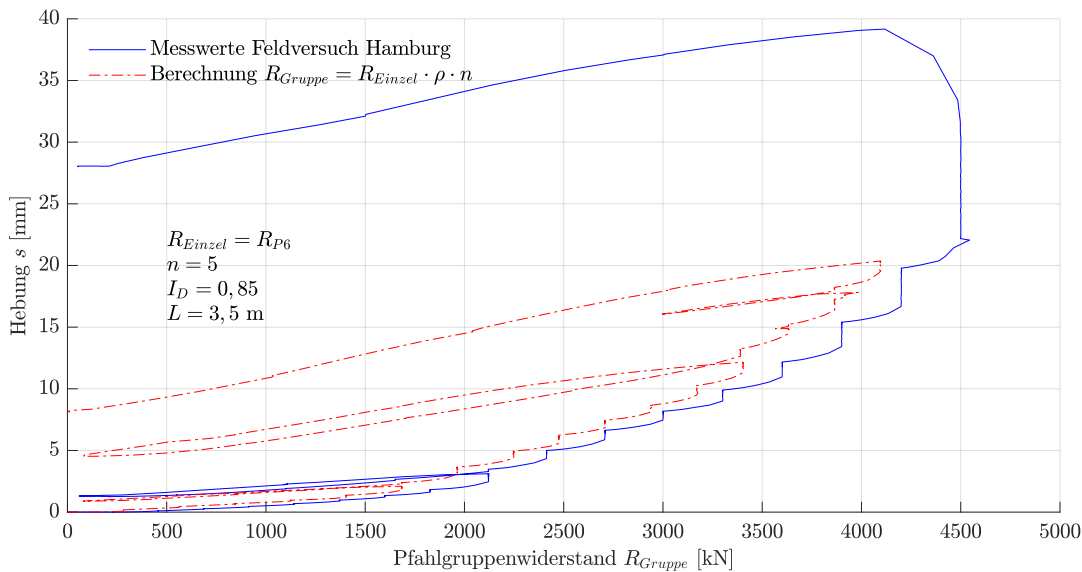


Abb. 9.44: Anwendung des neuen Berechnungsansatzes auf den Feldversuch in Hamburg

Aus der Nachrechnung der statischen Pfahlprobelastung wird zudem ersichtlich, dass der Berechnungsansatz näherungsweise hebungsunabhängig zu sein scheint, also sowohl für kleinere Hebungen also auch für Hebungen bis 20 mm angewendet werden kann.

9.5 Bewertung

Mit dem hier abgeleiteten Berechnungsverfahren wird das Gruppentragverhalten von Zugpfählen über die Gruppeneffektivität ρ ausgedrückt, welche den Zugwiderstand eines Gruppenpfahles im Verhältnis zum Einzelpfahl beschreibt. Dabei wird der verringerte Herauszieh Widerstand der einzelnen Gruppenpfähle berücksichtigt. Für die Bemessung einer Zugpfahlgruppe kann der Gruppenwiderstand R_{Gruppe} einer Gruppe mit n Pfählen ermittelt werden, wenn der Widerstand eines Einzelpfahles R_{Einzel} aus einer Berechnung oder Pfahlprobelastung bekannt ist.

$$R_{\text{Gruppe}} = R_{\text{Einzel}} \cdot n \cdot \rho \quad (9.38)$$

Der abgeleitete Berechnungsansatz kann für auf Zug belastete Fundexpfähle angewandt werden, die mit einem Schaftaußendurchmesser von 38 cm oder 44 cm hergestellt worden sind. Die hierfür bestimmte Gruppeneffektivität ρ berücksichtigt dabei

- die Lagerungsdichte der tragfähigen Bodenschicht über die bezogene Lagerungsdichte I_D : Je höher die Lagerungsdichte des tragfähigen Sandbodens ist, desto stärker fällt die Zunahme in der Zugtragfähigkeit des Einzelpfahles infolge Dilatanz durch den Schervorgang am Pfahlmantel aus. Da der Widerstand der Gruppe maßgeblich durch das Bodeneigengewicht begrenzt wird, fällt der Gruppenwiderstand im Verhältnis zum Einzelpfahl in Böden mit Dilatanz geringer aus.
- die Einbindelänge der Pfähle in die tragfähigen Schichten: Je tiefer die Pfähle in die tragfähigen Schichten einbinden, desto größer ist der Bereich an Überschneidungen von vom Pfahlfuß nach oben aufsteigenden Zylindern, welche die Interaktion der Gruppenpfähle verbildlichen.
- die Anzahl der Gruppenpfähle: Je mehr Pfähle in einer Gruppe stehen, desto stärker fällt das Verhältnis Innen- zu Rand- und Eckpfählen aus. Innenpfähle weisen durch die allseitige Angrenzung an weitere Gruppenpfähle eine stärkere Interaktion auf, da das mobilisierbare Bodeneigengewicht mit mehr Pfählen geteilt werden muss als bei Rand- oder Eckpfählen. Da das Verhältnis an Innenpfählen mit der Anzahl der Gruppenpfähle zunimmt, führt dies auch zu einer Veränderung der Gruppeneffektivität.

In Abb. 9.45 ist die Abhängigkeit der Hyperbelparameter H_1 und H_2 von I_D , L und n dargestellt. Dabei wird von einer Basisgruppe aus $n = 12$ Pfählen, einem mitteldicht gelagerten Sand mit $I_D = 0,5$ und einer Einbindelänge von $L = 7$ m ausgegangen und jeweils nur ein Parameter verändert.

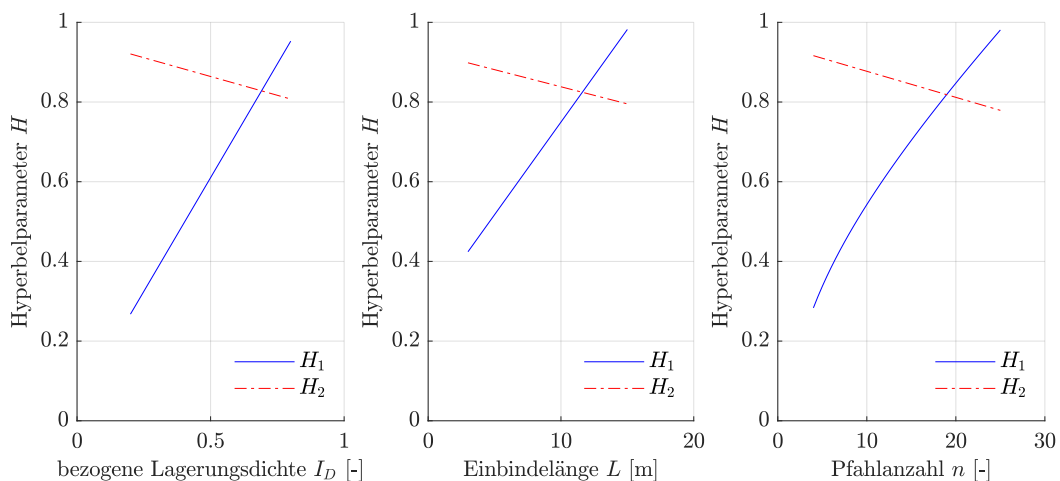


Abb. 9.45: Hyperbelparameter H_1 und H_2 in Abhängigkeit von I_D , L und n

Um die Auswirkungen der variierenden Größen von I_D , L und n zu veranschaulichen, sind in Abb. 9.46 die jeweiligen Gruppeneffektivitäten dargestellt. Auch hier von der gleichen

Basisgruppe ausgegangen und jeweils ein Parameter verändert. Deutlich werden hier die schon zuvor beschriebenen Auswirkungen auf die Gruppeneffektivität ρ . Der Knick bei $a = 1,8$ m resultiert aus dem empirischen Anpassungsfaktor ζ .

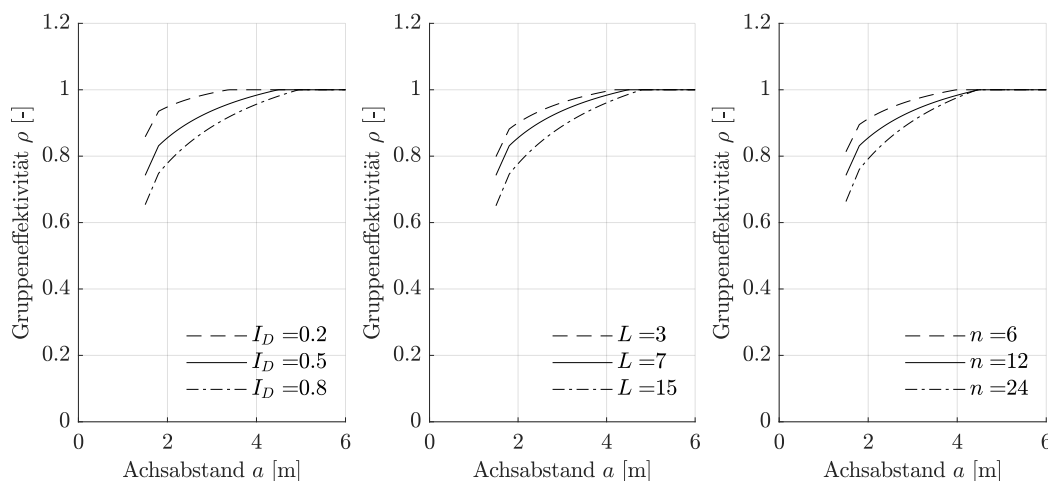


Abb. 9.46: Gruppeneffektivität in Abhängigkeit von I_D , L und n

Der Berechnungsansatz beschränkt sich in der Anwendung für die Bemessung von Zugpfahlgruppen auf das Pfahlssystem Fundex mit den Schaftdurchmessern 38 cm und 44 cm, da die Kalibrierung des numerischen Modells an statischen Pfahlprobelastungen an jenen Pfählen durchgeführt wurde.

Eine Veränderung des Pfahldurchmessers hat einen Einfluss auf das Gruppentragverhalten. Eine Vergrößerung des Querschnittes führt dabei dazu, dass die Gruppeneffektivität sinkt.

Der Herstellungsprozess des Pfähles kann einen signifikanten Einfluss auf dessen Zugtragfähigkeit haben. Dies gilt auch für Zugpfahlgruppen. Bei der Herstellung der Fundexpfähle führt die seitliche Verdrängung des Bodens zu einem Anstieg der effektiven Spannungen im Boden. Dies führt nachweislich zu einem besseren Tragverhalten von dicht beieinander stehenden Gruppenpfählen. Bei der numerischen Modellierung wurden diese Verdrängungseffekte nicht berücksichtigt. Es wird davon ausgegangen, dass in dicht gelagerten Böden somit noch zusätzliche Reserven bei Anwendung des Berechnungsansatzes vorhanden sind. Da das Berechnungsverfahren für Hebungen bis 20 mm kalibriert ist, sollten auch keine Widerstände von Einzelpfählen bei Hebungen $s > 20$ mm angesetzt werden, um die Gruppentragfähigkeit zu ermitteln.

10 Praktische Anwendungsempfehlungen zur Pfahlbemessung

10.1 Tragverhalten Einzelpfähle

Die nachfolgend angegebenen Erfahrungswerte für die Pfahlmantelreibung wurden aus extrapolierten Widerstands-Hebungs-Linien aus statischen Pfahlprobelastungen in Schleswig-Holstein und dem Norden Niedersachsens abgeleitet und gelten für Fundexpfähle unter Zugbeanspruchung.

Da die Pfahlmantelreibung verformungsabhängig mobilisiert wird und die Extrapolation über eine Hyperbelfunktion keinen Versagenszustand erreichen kann, wurde als Abbruchkriterium der Punkt der maximalen Krümmung in der Widerstands-Hebungs-Linie gewählt. Dieser liegt in der Regel zwischen 6 mm und 10 mm Hebung. Somit können bei Verwendung der Erfahrungswerte noch Reserven bis zum tatsächlichen Bruchzustand vorhanden sein.

Die Erfahrungswerte der Pfahlmantelreibung sind für das 50 %-Quantil und das 10 %-Quantil in Abb. 10.1 beziehungsweise Tab. 10.1 für nichtbindige und in Tab. 10.2 für bindige Böden dargestellt.

Tab. 10.1: *Spannen der Erfahrungswerte für die charakteristische Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ für auf Zug belastete Fundexpfähle in nichtbindigen Böden*

Mittlerer Spitzdenwiderstand q_c der Drucksonde [MN/m ²]	Bruchwert $q_{s,k}$ der Pfahlmantelreibung [kN/m ²]
7,5	22-30
15	33-45
≥ 25	36-50
Zwischenwerte dürfen geradlinig interpoliert werden.	

Die mittlere zu erwartende Hebung bei Ausnutzung der für das 50 %-Quantil angegebenen Pfahlmantelreibungswerte kann über den Zugwiderstand des Einzelpfahles nach Gl. (10.1) abgeschätzt werden.

$$s_{sg,t} = 0,5 \cdot R_{s,k}(s_{sg,t}) \text{ [MN]} + 0,5 \text{ [cm]} \leq 2 \text{ [cm]} \quad (10.1)$$

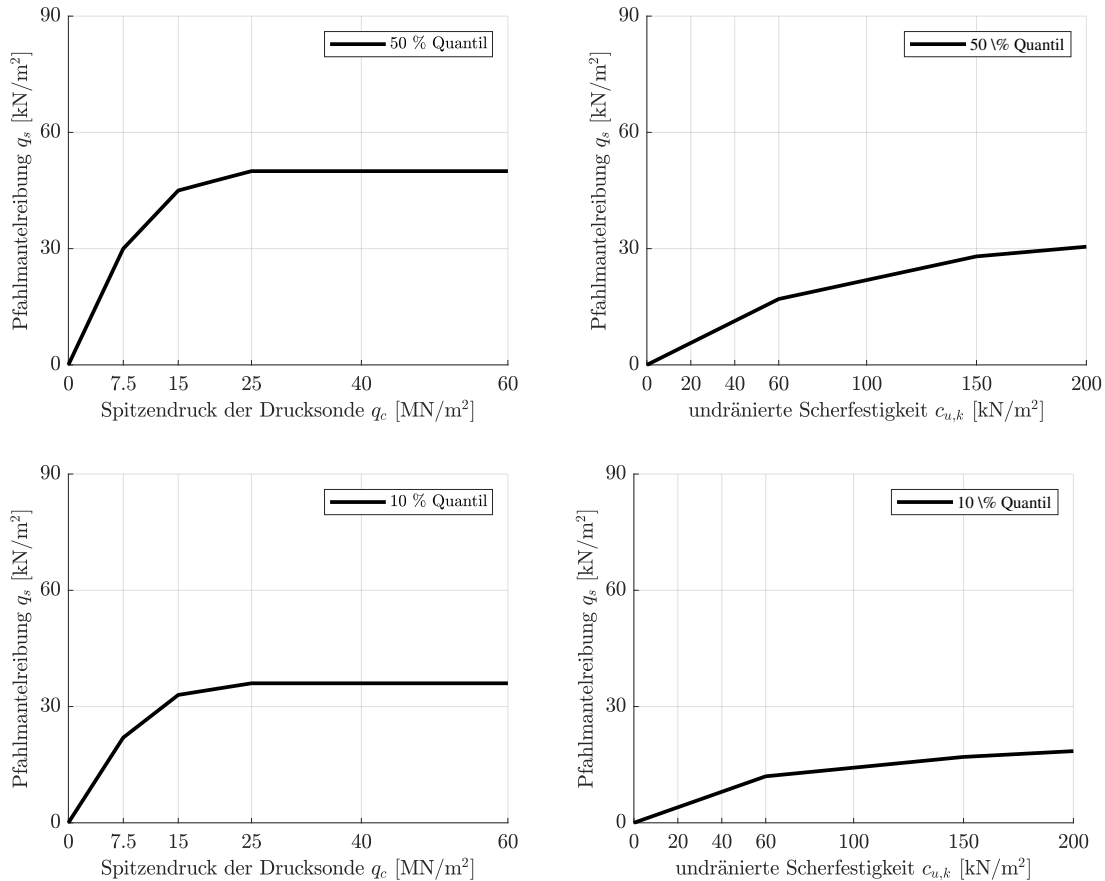


Abb. 10.1: Abgeleitete Erfahrungswerte für die Pfahlmantelreibung für das 50 %-Quantil und eine Hebung von $s_1 = 5$ mm

Tab. 10.2: Spannen der Erfahrungswerte für die charakteristische Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ für auf Zug belastete Fundexpfähle in bindigen Böden

Scherfestigkeit $c_{u,k}$ des undrängierten Bodens [kN/m ²]	Bruchwert $q_{s,k}$ der Pfahlmantelreibung [kN/m ²]
60	12-17
150	17-28
≥ 250	20-33
Zwischenwerte dürfen geradlinig interpoliert werden.	

Wird im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ein Nachweis zur Einhaltung einer maximalen Hebung gefordert, kann die maximal zu erwartende Hebung nach Gl. (10.2) bestimmt werden.

$$s_{sg,t,k} = 1,3 \cdot s_{sg,t} \quad (10.2)$$

10.2 Tragverhalten von Zugpfahlgruppen

Das nachfolgend dargestellte Berechnungsverfahren ermöglicht die Bestimmung der Zugtragfähigkeit einer Pfahlgruppe aus Fundexpfählen unter statischen Einwirkungen. Als Eingabeparameter sind die Zugtragfähigkeit des Einzelpfahles sowie geometrische und bodenmechanische Angaben erforderlich.

Der Berechnungsansatz beschränkt sich in der Anwendung für die Bemessung von Zugpfahlgruppen auf das Pfahlsystem Fundex mit den Schaftdurchmessern 38 cm und 44 cm. Für diese Pfähle wurde eine Kalibrierung des numerischen Modells an statischen Pfahlprobelastungen an Einzelpfählen sowie einer Pfahlgruppe durchgeführt.

In dem Berechnungsansatz sind Verdichtungseffekte aus Verdrängen des Bodens während der Pfahlinstallation nicht berücksichtigt worden. Es wird davon ausgegangen, dass insbesondere die Gruppentragfähigkeiten in Sandböden mit dichter Lagerung zusätzliche Reserven aufweisen.

Das Berechnungsverfahren wurde an Pfahlgruppen mit nahezu gleicher Pfahlanzahl in jede Richtung durchgeführt. Die Anwendung auf Gruppen, bei der die Pfähle überwiegend in eine Richtung (beispielsweise 1x3) angeordnet sind, ist möglich, da diese Gruppen nicht so stark durch die Gruppeninteraktion beeinflusst werden wie die untersuchten gleichförmigen Gruppen.

Die Gruppeneffektivität wird über eine Hyperbel in Abhängigkeit des Achsabstandes zwischen den Gruppenpfählen a definiert. Dafür werden die Hyperbelparameter H_1 und H_2 benötigt. Die maximale Zugtragfähigkeit eines Gruppenpfahles wird dabei auf den Zugwiderstand des Einzelpfahles beschränkt.

$$\rho = \min \left(\frac{a}{\zeta (H_1 + H_2 \cdot a)}, 1 \right) \quad (10.3)$$

Die Hyperbelparameter werden über Gl. (10.4) und (10.5) bestimmt.

$$H_1 = H_{10} \cdot \delta_1 \cdot \beta_1 \quad (10.4)$$

$$H_2 = H_{20} \cdot \delta_2 \cdot \beta_2 \quad (10.5)$$

Über den Parameter δ wird die Abhängigkeit von der Anzahl der Gruppenpfähle und der Einbindelänge ausgedrückt. Der Parameter β berücksichtigt die Lagerungsdichte der tragfähigen Bodenschicht.

Die Basiskurve der Gruppeneffektivität wird über die Basiswerte der Hyperbelparameter für eine 3x2 Gruppe mit $L = 11$ m und $I_D = 0,5$ ermittelt. Dabei sind

$$H_{10} = 0,529 \quad (10.6)$$

$$H_{20} = 0,867. \quad (10.7)$$

Die Abhängigkeit über die Einbindelänge L erfolgt nach den Gln. (10.8) und (10.9).

$$\delta_1 = \delta_{11} \cdot L + \delta_{12} \quad (10.8)$$

$$\delta_2 = \delta_{21} \cdot L + \delta_{22} \quad (10.9)$$

Die Abhängigkeit über die Gruppengröße n findet über die Gln. (10.10) bis (10.13) Berücksichtigung.

$$\delta_{11} = 0,00523 \cdot n + 0,0228 \quad (10.10)$$

$$\delta_{12} = 0,281 \cdot \ln(n) - 0,174 \quad (10.11)$$

$$\delta_{21} = -0,000462 \cdot n - 0,00434 \quad (10.12)$$

$$\delta_{22} = -0,00429 \cdot n + 1,1148 \quad (10.13)$$

Die bezogene Lagerungsdichte der tragfähigen Sandschicht wird in den Gln. (10.14) und (10.15) berücksichtigt.

$$\beta_1 = 1,922 \cdot I_D + 0,0660 \quad (10.14)$$

$$\beta_2 = -0,219 \cdot I_D + 1,112 \quad (10.15)$$

Für sehr kleine Achsabstände a liefert der Ansatz der Hyperbelfunktion zu große Werte für die Gruppeneffektivität. Daher erfolgt hier eine Berücksichtigung über den empirischen Anpassungsfaktor ζ .

$$\zeta = 1,36 - 0,2 \cdot a \quad (10.16)$$

11 Zusammenfassung und Ausblick

Im Rahmen dieses Forschungsprojektes wurden Untersuchungen zum Tragverhalten von auf Zug belasteten Fundexpfählen durchgeführt. Dabei wurden sowohl das Tragverhalten von Einzelpfählen als auch das von Pfahlgruppen betrachtet. Für Einzelpfähle wurden Erfahrungswerte für die Pfahlmantelreibung in Abhängigkeit des Spitzendruck des Drucksonde q_c in nichtbindigen und der undrännierten Scherfestigkeit $c_{u,k}$ in bindigen Böden abgeleitet. Das Ergebnis der Gruppenuntersuchungen liegt in einem neuen Berechnungsansatz, mit dem die Zugtragfähigkeit einer Gruppe in Abhängigkeit der Gruppengröße, Einbindelänge in tragfähige Schichten und deren bezogene Lagerungsdichte sowie dem Zugwiderstand eines Einzelpfahles bestimmt werden kann. Die Empfehlungen beschränken sich dabei auf Fundexpfähle unter einer Zugbelastung.

Zur Ermittlung der Erfahrungswerte für die Pfahlmantelreibung von Einzelpfählen wurden Regressionsanalysen durchgeführt. Als Referenzwerte für den Zugwiderstand diente eine Datenbank von 56 statischen Pfahlprobelastungen aus dem norddeutschen Raum. Da die Probelastungen an Bauwerkspfählen in der Regel keinen Bruchzustand hervorriefen, war eine Extrapolation der Messwerte mittels Hyperbelverfahren erforderlich.

Mit der Finite-Elemente-Methode konnten unter Anwendung des Stoffgesetzes *Hardening Soil with small strain stiffness* 19 ausgewählte statische Pfahlprobelastungen nachgerechnet werden. Dabei zeigte sich, dass die Ergebnisse der Berechnungen stark von den Eingabeparametern abhängen, welche in Bodengutachten größtenteils aus Erfahrungswerte angegeben waren. Zufriedenstellende Übereinstimmungen mit den Messwerten konnten erreicht werden, indem die Pfähle "wished in place" mit vollem oder teilweise abgemindertem Verbund zum Baugrund modelliert wurden.

Nach Durchführung der Regressionsanalysen und der numerischen Berechnungen konnten die Erfahrungswerte für die Pfahlmantelreibung in nichtbindigen und bindigen Böden angegeben werden.

In einem Feldversuch wurden zwei Einzelpfähle und eine Gruppe aus 5 Pfählen statisch belastet. Messergebnisse der Extensometer lassen Spielraum in der Interpretation der Ergebnisse für die Pfahlmantelreibung. Bei allen Pfählen traten deutlich größere Zugwiderstände auf als erwartet, sodass große Hebungen aber kein Bruchzustand erreicht werden konnte. Es sind deutliche Unterschiede im Tragverhalten der Gruppe im Vergleich zum Einzelpfahl erkennbar.

Aus den numerischen Berechnungen an Pfahlgruppen geht hervor, dass insbesondere der Initialspannungszustand bei der Modellierung nicht berücksichtigt werden kann und daher geringere Gruppenwiderständen ermittelt werden als im Feldversuch nachgewiesen wurde. Mit Hilfe des für Einzelpfähle und Pfahlgruppen kalibrierten Modells wurden Parameterstudien zu variierenden Gruppengrößen, Pfahleinbindelängen und Lagerungsdichten des Bodens durchgeführt. Aus diesen Parameterstudien wurde ein analytische Berechnungsverfahren zur Ermittlung der Gruppentragfähigkeit in Abhängigkeit der Tragfähigkeit des Einzelpfahles abgeleitet.

Weiterer Forschungsbedarf ist insbesondere für die folgenden Bereiche vorhanden:

- Aus den Regressionsanalysen und numerischen Berechnungen wird eine verringerte Pfahlmantelreibung in nichtbindigen Böden vermutet, wenn sich darüber eine bindige Bodenschicht befindet. Als Ursache wird hier die Ausbildung eines Schmierfilmes am Vortreibrohr beim Installationsprozess des Fundexpfahles gesehen. In den Erfahrungswerten wurde diese Vermutung vernachlässigt.
- Die Veränderung des Bodens infolge des Installationsvorganges ist bisher noch ungeklärt. Es ist aufgrund des Verdrängungsprozesses zu vermuten, dass für locker gelagerte nichtbindige Böden eine Verbesserung des Scherverhaltens auftritt. Auch die Interaktion mehrerer Pfähle in einer Gruppe lässt viele Fragen offen, wie sich die Spannungen im Boden ausbilden und ob der Frischbeton dicht benachbarter Pfähle beeinflusst wird.
- Der abgeleitete Berechnungsansatz für Gruppenpfähle wird nur für auf Zug belastete Fundexpfähle empfohlen. Eine Durchmesserabhängigkeit wird derzeit nicht berücksichtigt. Eine Übertragung des Vorgehens zur Ableitung von Einflussparametern zur Ermittlung der Gruppeneffektivität anderer Pfahlssysteme ist denkbar.
- Die Datengrundlage ergab aus den statischen Pfahlprobelastungen nur den Gesamtwiderstand und nicht die Verteilung der Pfahlmantelreibung über die Bodenschichten. Zudem sind insbesondere bindige Böden mit undrained Scherfestigkeiten von $c_{u,k} \geq 50 \text{ kN/m}^2$ deutlich unterrepräsentiert. Weitere Untersuchungen sollten hier Unsicherheiten bereinigen und wahrscheinlich auch größere Pfahlmantelreibungswerte ermöglichen.

Literaturverzeichnis

- Alawneh, A. S., Nusier, O. und Sharo', A. (2007). »Poisson's ratio effect on compressive and tensile shaft capacity of driven piles in sand: Theoretical formulation«. In: *Computers and Geotechnics* 34.3, S. 151–163.
- Beringen, F. L., Windle, D. und van Hooydonk, W. R. (1979). »Results of loading tests on driven piles in sand«. In: *Recent developments in the design and construction of piles* ICE, London, S. 213–225.
- Bolton, M. D. (1986). »The strength and dilatancy of sands«. In: *Géotechnique* 36.1, S. 65–78.
- Borchert, K.-M., Mönnich, K.-D., Savadis, S. A. und Walz, B. (1998). »Tragverhalten von Zugpfahlgruppen für Unterwasserbetonsohlen«. In: *Vortrag zur Baugrundtagung 1998 in Stuttgart*. Stuttgart.
- Brinkgreve, R. B. J., Kumarswamy, S., Swolfs, W. M., Fonseca, F., Ragi Manoj, N., Zampich, L. und Zalamea, N. (2021). »PLAXIS CONNECT Edition V21.01«. Plaxis bv, Bentley Systems, Incorporated.
- Brucy, F., Meunier, J. und Nauroy, J-F. (1991). »Behavior of Pile Plug in Sandy Soils During and After Driving«. In: *Offshore Technology Conference, Houston, Texas*, S. 145–154.
- Bruns, T. (1998). »Untersuchung des Tragverhaltens von Ortbetonschraubpfählen«. Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau, Universität Hannover.
- Chin, F. K. (1970). »Estimation of the Ultimate Load of Piles from Tests Not Carried to Failure«. In: *Proceedings of Second Southeast Asian Conference on Soil Engineering, Singapore City*, pp. 81–92.
- Elborg, E.-A. (1993). »Verbesserung der Vorhersagbarkeit des Last-Setzungsverhaltens von Bohrpfehlen auf empirischer Grundlage«. Institut für Grundbau, Boden- und Felsmechanik, TH Darmstadt.
- Floss, R. (2011). »Kommentar zur ZTVE-StB76«. Bad Godesberg: Kirschbaum Verlag.
- Franke, E. und Gollub, P. (1996). »Zur Berechnung von Pfahlgruppen, insbesondere von Zugpfahlgruppen«. In: *Bautechnik* 73.Heft 9, S. 605–613.
- Goel, S. und Patra, N. R. (2007). »Prediction of load displacement response of single piles under uplift load«. In: *Geotechnical and Geological Engineering* 25, pp. 57–64.
- Goldscheider, M. (2020). »Der Erdruchdruckbeiwert K_0 von Reibungsböden - Materialgesetz und Bestimmung aus einem Standard-Triaxialversuch«. In: *geotechnik* 43.Heft 2, S. 84–96.
- Hettler, A. (1984). »Theoretische und experimentelle Untersuchungen vertikaler Zugpfähle in Sand«. In: *Bauingenieur* 59. Bd. 59, S. 87–95.
- Houlsby, G. T. (1991). »How the dilatancy of soils affects their behaviour«. In: *Proceedings of the 10th european conference on soil mechanics and foundation engineering*. Florence, Italy, pp. 1189–1202.
- Jardine, R., Chow, F., Overy, R. und Standing, J. (2005). »ICP design methods for driven piles in sands and clays«. London: Thomas Telford und Imperial College.

- Jerger, F. (2021). »Dreidimensionale numerische Untersuchungen zum Last-Hebungsverhalten eines FUNDEX-Pfahles«. Masterarbeit. Lübeck: Technische Hochschule Lübeck, Fachbereich Bauwesen, Fachgebiet Geotechnik.
- Käding, F. (2005). »Statistische Auswertung der Tragfähigkeiten unterschiedlicher Pfahlsysteme und vergleichende Analyse in einem Gesamtkonzept zum Tragverhalten von Pfahlsystemen«. Diplomarbeit. Kassel: Universität Kassel, Institut für Geotechnik und Geohydraulik.
- Kausch, F. (2010). »Geotechnische Charakterisierung des Hamburger Baugrundes«. Hamburg. URL: <http://epub.sub.uni-hamburg.de/epub/volltexte/2010/4247/> (besucht am 04.05.2020).
- Kempfert, H.-G. und Becker, P. (2007). »Grundlagen und Ergebnisse der Ableitung von axialen Pfahlwiderständen aus Erfahrungswerten für die EA-Pfähle«. In: *Bautechnik* 84.Heft 7, S. 441–449.
- Kempfert, H.-G. und Moormann, Ch. (2018). »3.2 Pfahlgründungen«. In: *Grundbautaschenbuch*. 8. Auflage. Teil 3. Berlin: Ernst & Sohn, S. 79–323.
- Klein, B. (2015). »Grundlagen und Anwendungen der Finite-Element-Methode im Maschinen- und Fahrzeugbau«. 10. Auflage. Wiesbaden: Springer Vieweg.
- Kolymbas, D. und Herle, I. (2017). »Abschnitt 1.7 Stoffgesetze für Böden«. In: *Grundbautaschenbuch*. 8. Auflage. Teil 1. Berlin: Verlag Ernst & Sohn.
- Kulhawy, F. H. (1985). »Drained Uplift Capacity of Drilled Shafts«. In: *Proceedings 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Rotterdam, The Netherlands* 3, pp 1549–1552.
- Lehane, B. M., Jardine, R. J., Bond, A. J. und Frank, R. (1993). »Mechanisms of Shaft Friction in Sand from Instrumented Pile Tests«. In: *Journal of Geotechnical Engineering* 119.1, S. 19–35.
- Lunne, T., Robertson, P. K. und Powell, J. J. M. (1997). »Cone-penetration testing in geotechnical practice«. Spon Press.
- Mansur, C. I. und Kaufman, R. I. (1956). »pile tests, low-sill structure, Old River, Louisiana«. In: *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* Vol. 82.Issue 4, Pg. 1–33.
- Melchin, G. (2005). »Auswertung von Pfahlprobelastungen an Frankipfählen und Ableitung von Erfahrungswerten der Pfahlwiderstände«. Diplomarbeit. Kassel: Universität Kassel, Institut für Geotechnik und Geohydraulik.
- Mörchen, N. (2003). »Zur Grenzlast eines Druckpfahls. Untersuchungen für den Einzel- und den Gruppenpfahl«. Zugl.: Wuppertal, Univ., Diss., 2003. Bd. Bericht-Nr. 26. Bodenmechanik und Grundbau. Aachen: Shaker.
- Nicola, A. de und Randolph, M. F. (1993). »Tensile and compressive shaft capacity of piles in sand«. In: *Journal of Geotechnical Engineering* Vol. 119.No. 12, S. 1952–1973.
- Papula, L. (2018). »Mathematik für Ingenieure und Naturwissenschaftler Band 1 : Ein Lehr- und Arbeitsbuch für das Grundstudium«. 15. Auflage. Wiesbaden: Springer Vieweg.

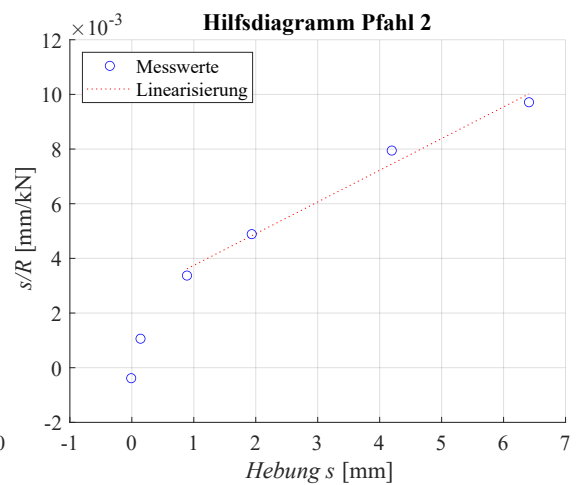
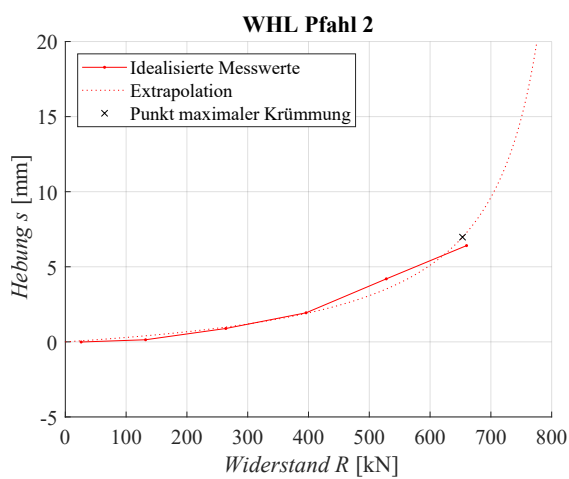
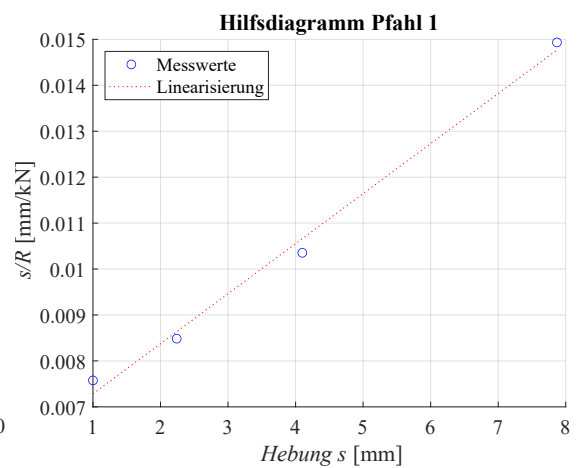
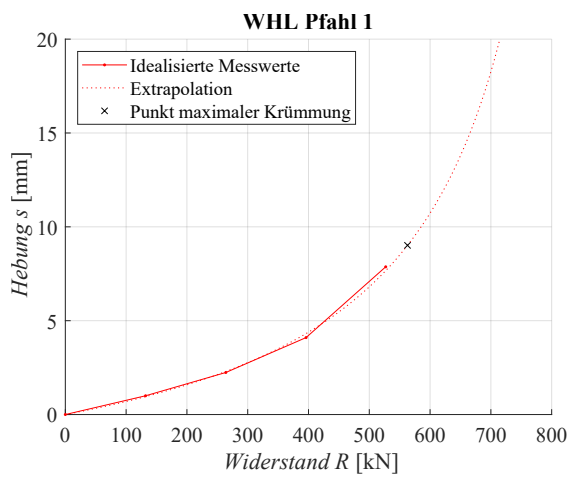
- Quarg-Vonscheidt, J. (2000). »Berechnungsmodell für die Tragfähigkeit und das Gruppenverhalten von Zugpfählen«. Zugl.: Wuppertal, Univ., Diss., 2000. Bd. Bericht-Nr. 23. Bodenmechanik und Grundbau. Aachen: Shaker.
- Ramasamy, G., Day, B. und Indrawan, E. (2004). »Studies on skin friction on piles under tensile and compressive load«. In: *Indian Geotechnical Journal* 34.2, S. 276–289.
- Reul, O. und Berndt, J. (2021). »Äußere Tragfähigkeit von Duktil-Rammpfählen«. Kassel: Universität Kassel, Fachgebiet Geotechnik.
- Ripper, P. (1984). »Studie zum Tragverhalten eines Pfahles im radial vorgespannten Boden«. Bd. Heft 25. Darmstadt: Selbstverlag. TH Darmstadt.
- Rollberg, D. (1978). »Die Kraft-Setzungslinie von Pfählen«. In: *Bauingenieur* 53, S. 309–313.
- Rollberg, D. (1985). »Zur Bestimmung der Pfahltragfähigkeit aus Sondierungen«. In: *Bauingenieur* 60, S. 25–28.
- Satibi, S., Abed, A., Yu, C., Leoni, M. und Vermeer, P. A. (2007). »FE Simulation of Installation and Loading of a Tube-Installed Pile«. Stuttgart: Institut für Geotechnik.
- Schanz, T. (1998). »Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien«. Bd. 45. Mitteilung / Institut für Geotechnik Stuttgart. Stuttgart: IGS.
- Schwarz, H. R. (1984). »Methode der finiten Elemente. Eine Einführung unter besonderer Berücksichtigung der Rechenpraxis«. 2., überarbeitete und erweiterte Auflage. Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag.
- v. Soos, P. und Engel, J. (2017). »Abschnitt 1.3 Eigenschaften von Boden und Fels – ihre Ermittlung im Labor«. In: *Grundbautaschenbuch*. 8. Auflage. Teil 1. Berlin: Verlag Ernst & Sohn.
- Vermeer, P. A. und Meier, C. P. (1998). »Standsicherheit und Verformungen bei tiefen Baugruben in bindigen Böden«. In: *Vorträge der Baugrundtagung in Stuttgart*. Hrsg. von Deutsche Gesellschaft für Geotechnik. Verlag Glückauf, S. 133–148.
- Wehnert, M. (2006). »Ein Beitrag zur drainierten und undrainierten Analyse in der Geotechnik«. Zugl.: Stuttgart, Univ., Diss., 2006. Stuttgart: Inst. für Geotechnik.
- Weißbach, A. (1985). »Baugruben Teil II - Berechnungsgrundlagen«. 2. Auflage. Berlin: Verlag Ernst & Sohn.
- Werkle, H. (2008). »Finite Elemente in der Baustatik«. 3. Auflage. Wiesbaden: Springer Fachmedien.
- Werner, S. (2006). »Statistische Auswertung zum Tragverhalten von Pfahlssystemen und numerische Sensibilitätsanalyse zum Tragverhalten im Pfahlnahbereich«. Diplomarbeit. Kassel: Universität Kassel, Institut für Geotechnik und Geohydraulik.
- Wernick, E. (1978). »Tragfähigkeit zylindrischer Anker in Sand unter Berücksichtigung des Dilatanzverhaltens«. Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik an der Universität Fridericiana in Karlsruhe.
- Witzel, M. (2004). »Zur Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von vorgefertigten Verdrängungspfählen in bindigen und nichtbindigen Böden«. Kassel: Univ. Kassel, Institut für Geotechnik und Geohydraulik, Fachgebiet Geotechnik.

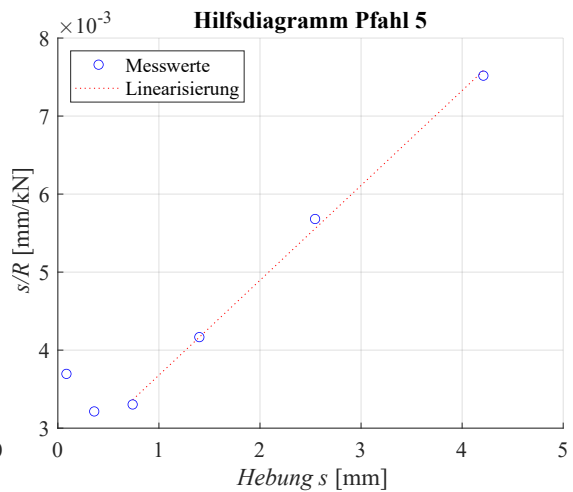
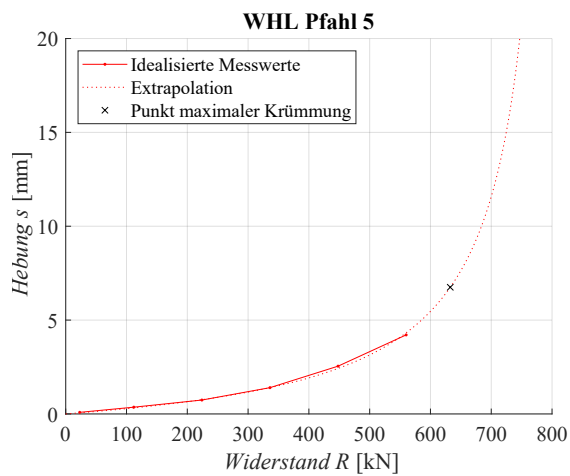
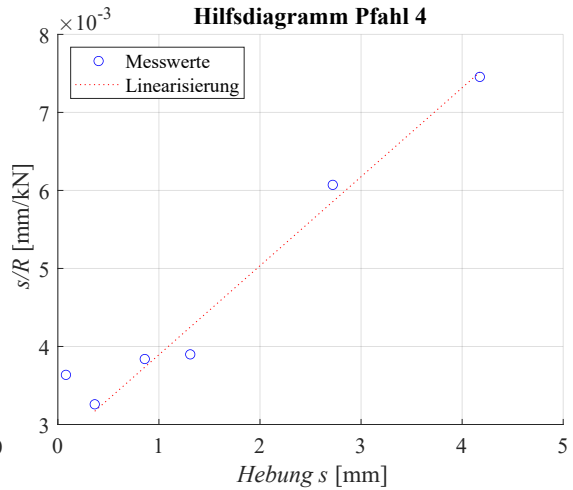
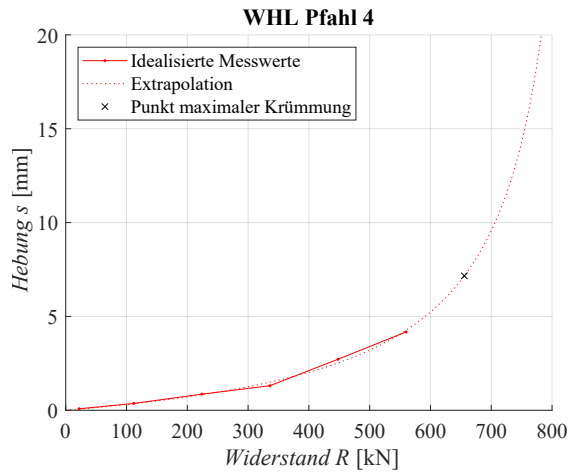
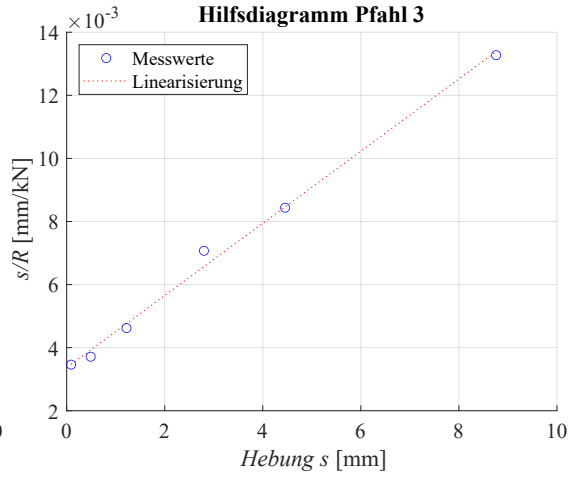
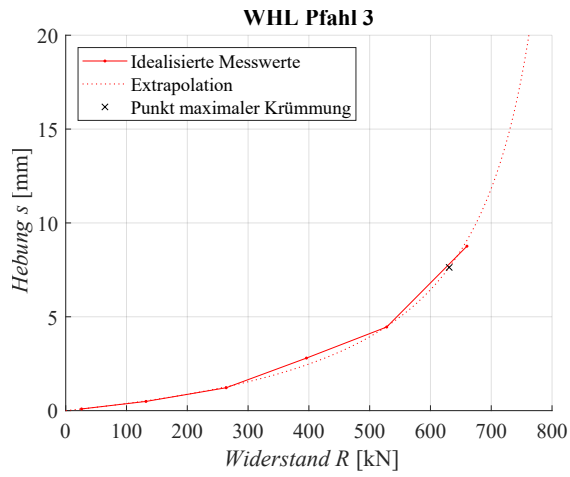
- Xu, F., Zhang, Q.-Q., Li, L.-P., Wang, K., Zhang, S.-M. und He, P. (2017). »Response of a single pile subjected to tension load by using softening models«. In: *Soil Mechanics and Foundation Engineering* Vol. 54.No. 1, S. 24–31.
- Zhang, Q.-Q., Li, S.-C. und Li, L.-P. (2015). »Field and Theoretical Analysis on the Response of Destructive Pile Subjected to Tension Load«. In: *Marine Georesources & Geotechnology* 33, pp. 12–22.
- Zienkiewicz, O. C. (1977). »The finite element method«. 3. Auflage. London: McGraw-Hill.

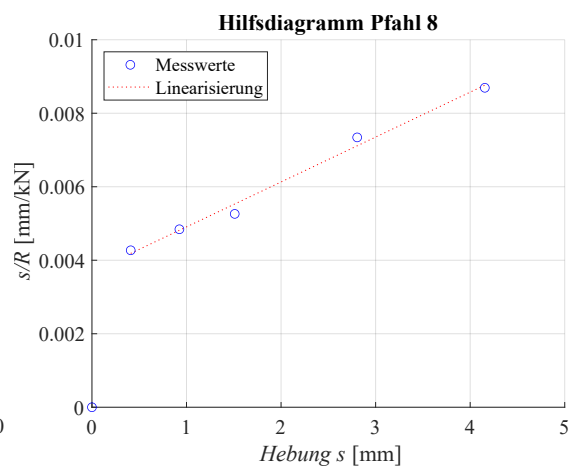
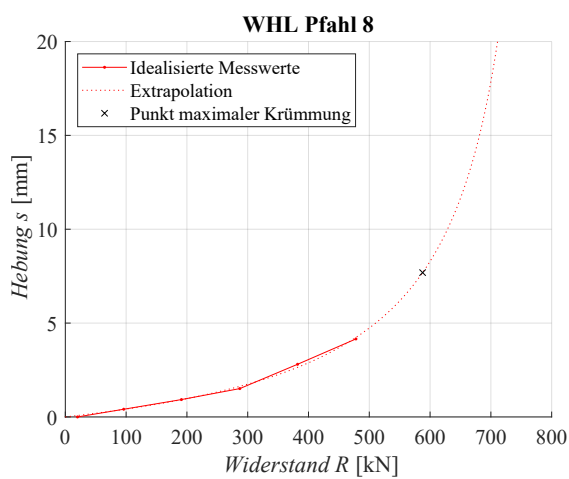
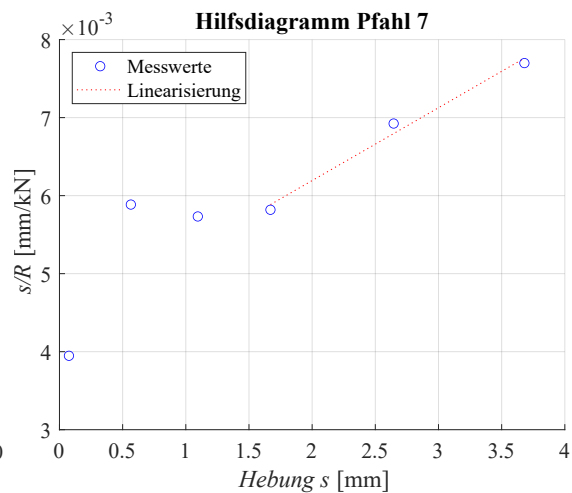
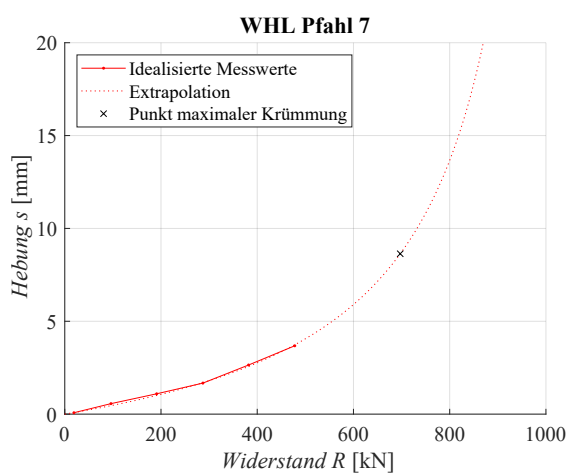
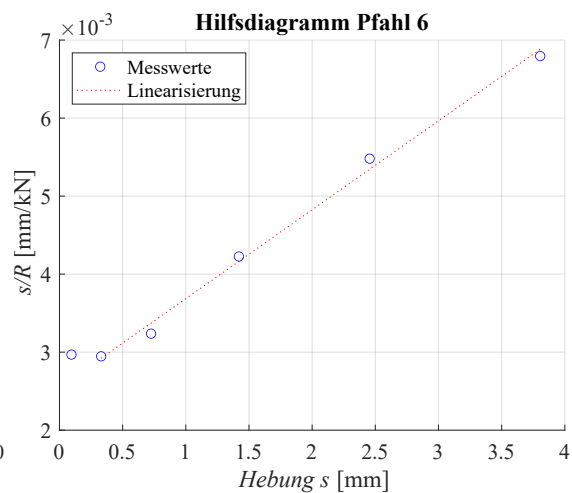
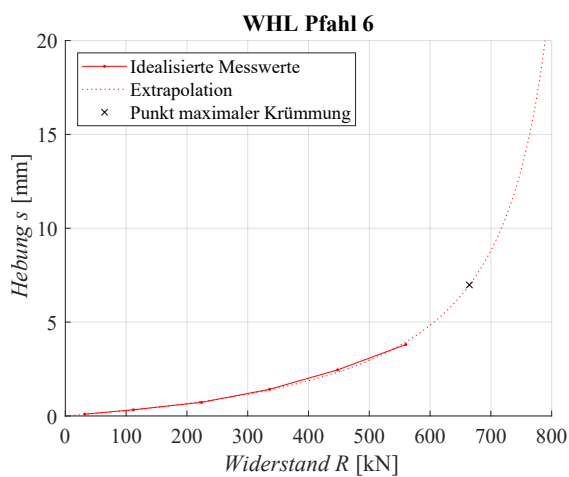
Normen und Technische Regelwerke

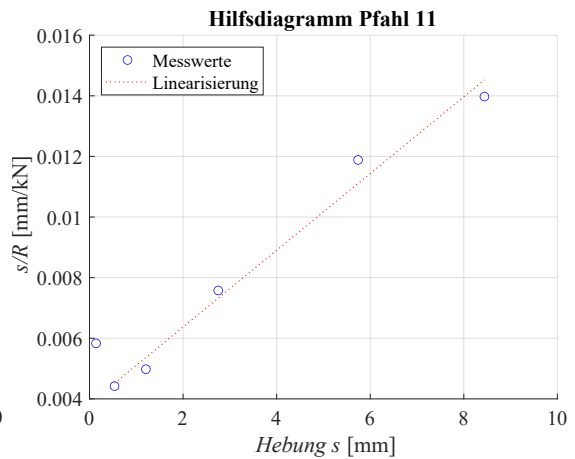
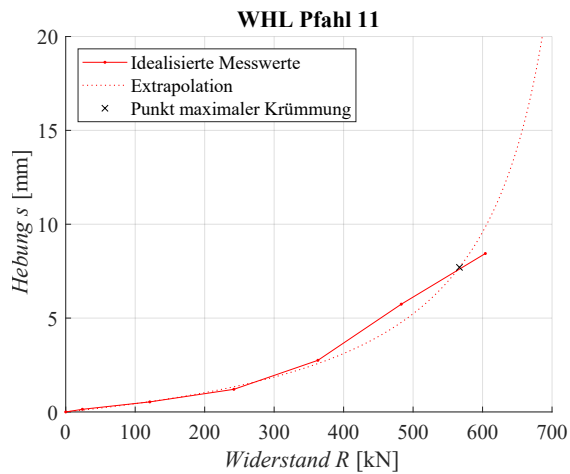
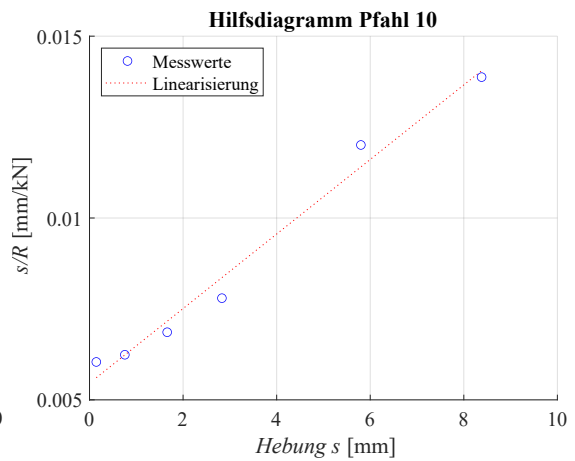
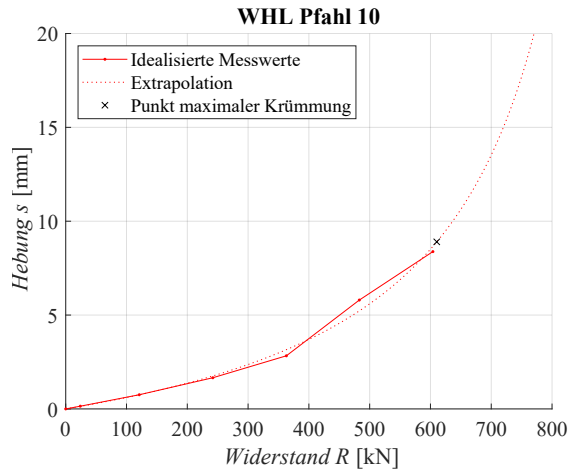
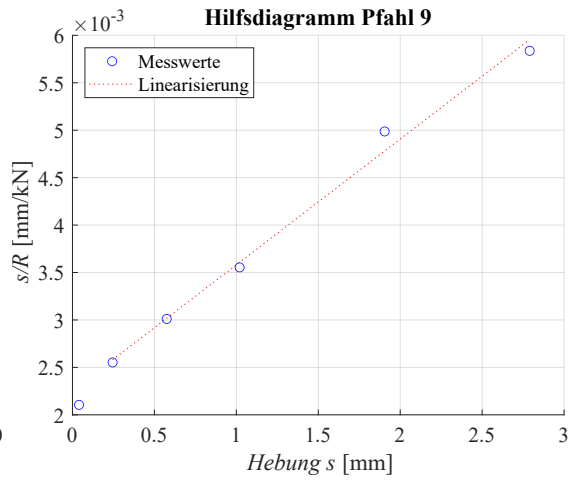
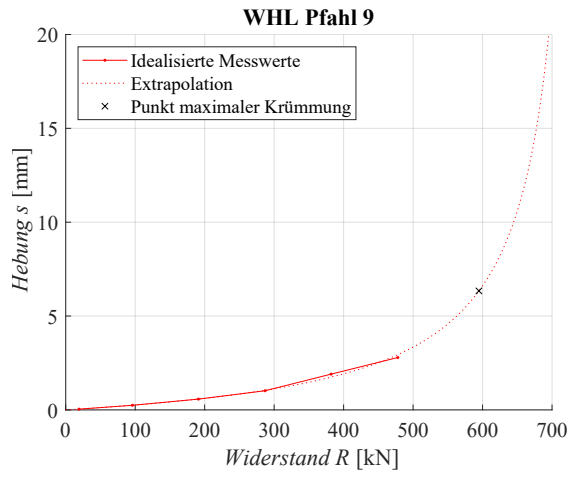
- API (2000). »Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms—Working Stress Design, API RECOMMENDED PRACTICE 2A-WSD (RP 2A-WSD)«. 21st Edition. American Petroleum Institute.
- API (2014). »Geotechnical and Foundation Design Consideration. ISO 19901-4:2003 (Modified), Petroleum and natural gas industries – Specific requirements for offshore structures, Part 4– Geotechnical and foundation design considerations«. Addendum 1.
- DIN 4085:2017-08, *Baugrund – Berechnung des Erddrucks*
- DIN EN 12699:2015-07, *Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Verdrängungspfähle; Deutsche Fassung EN 12699:2015*
- DIN EN 14199:2015-07, *Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Mikropfähle; Deutsche Fassung EN 14199:2015*
- DIN EN 1536:2015-10, *Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Bohrpfähle; Deutsche Fassung EN 1536:2010+A1:2015*
- DIN EN 1992-1-1:2011-01, *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010*
- EANG (2014). »Empfehlungen des Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik – EANG«. 1. Auflage. Berlin: Verlag Ernst & Sohn.
- EAU (2020). »Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen«. 12. Auflage. Berlin: Verlag Ernst & Sohn.
- Handbuch Eurocode 7-1 (2015). »Handbuch Eurocode 7 – Geotechnische Bemessung, Band 1, Allgemeine Regeln«. 1. Auflage. Berlin: Beuth Verlag.
- EA-Pfähle (2012). »Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“«. 2. Auflage. Berlin: Verlag Ernst & Sohn.

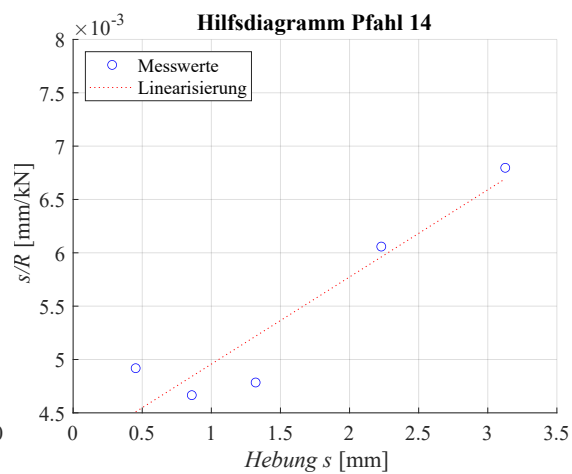
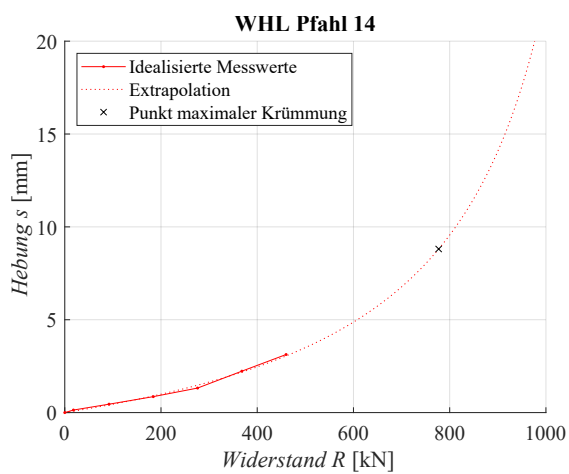
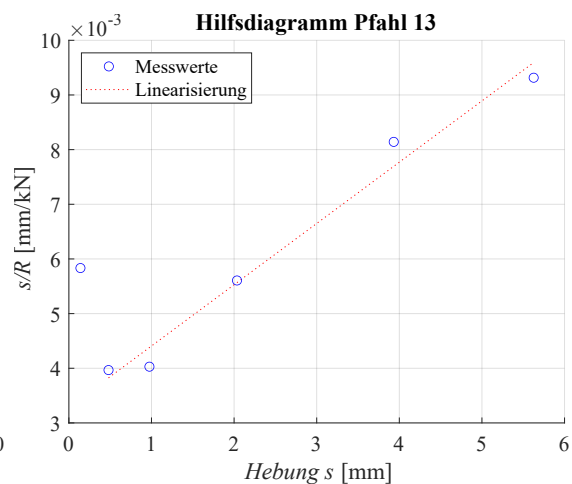
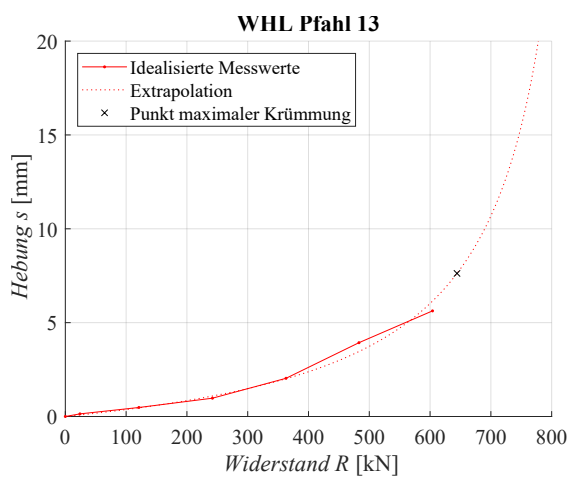
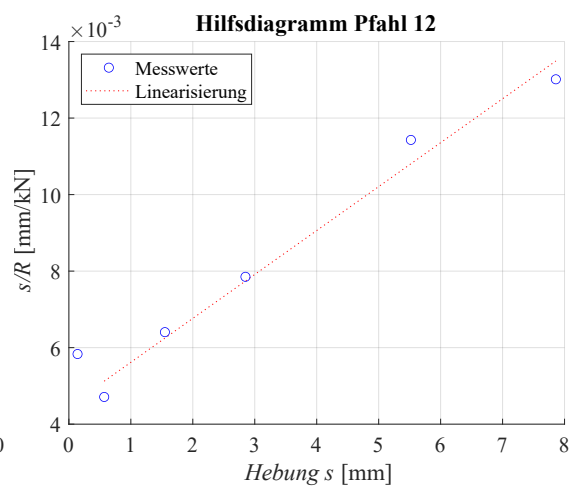
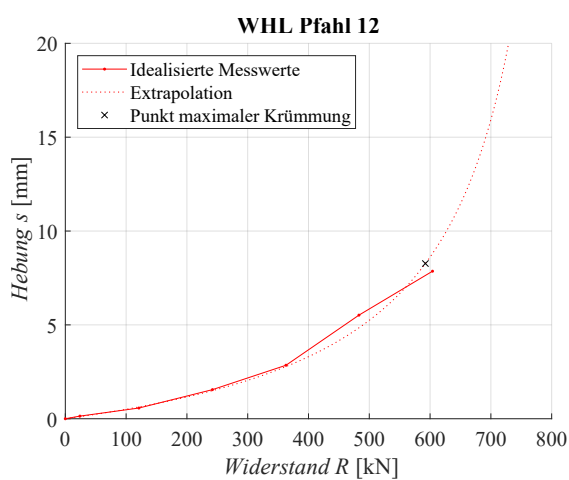
A Extrapolierte Widerstands-Hebungs-Linien

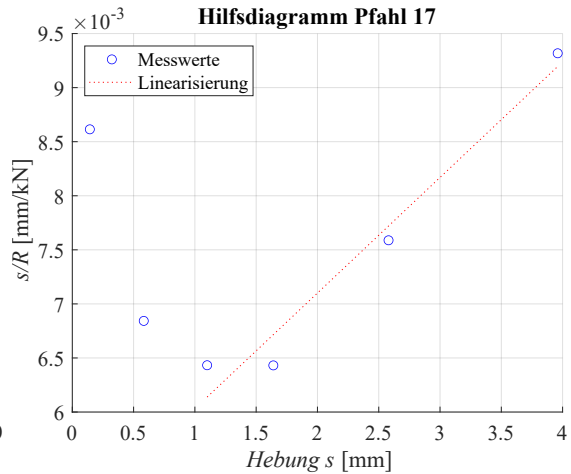
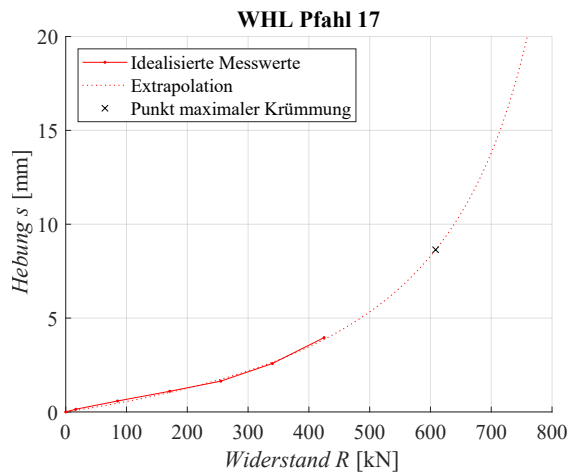
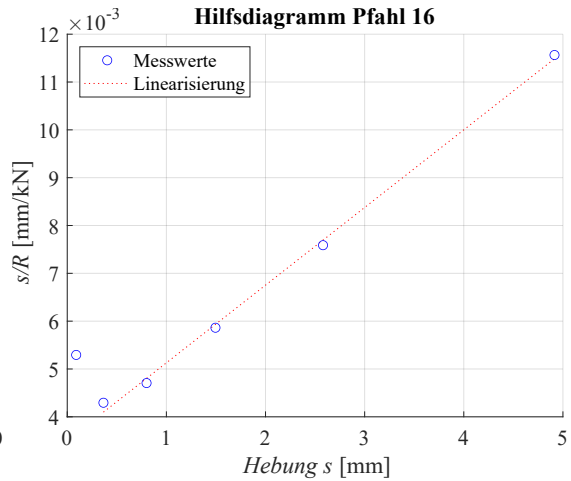
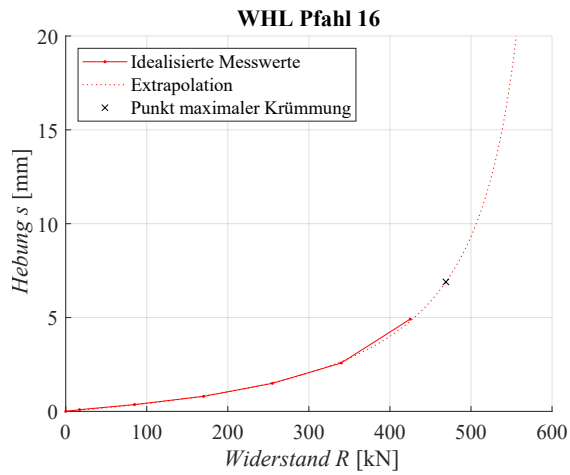
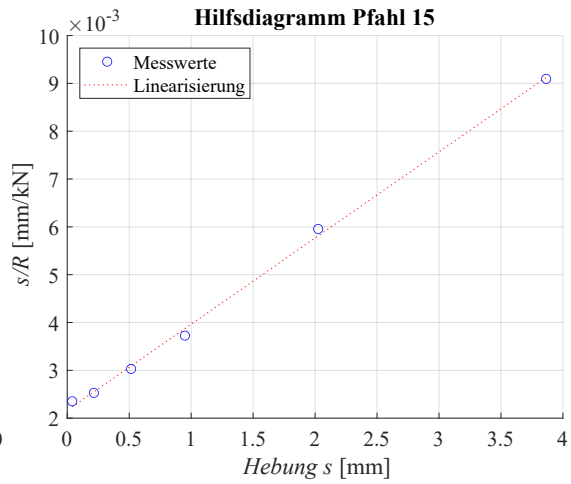
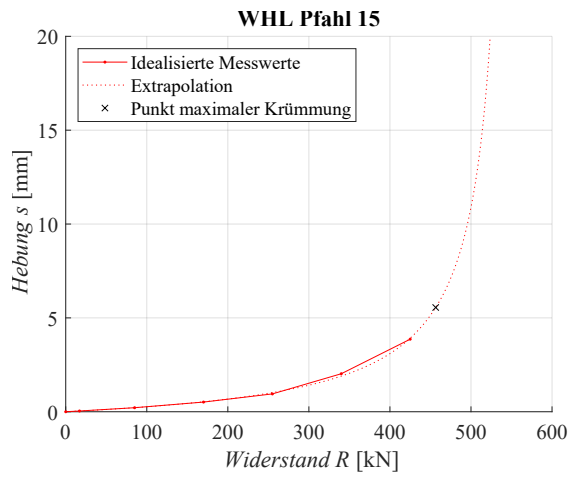


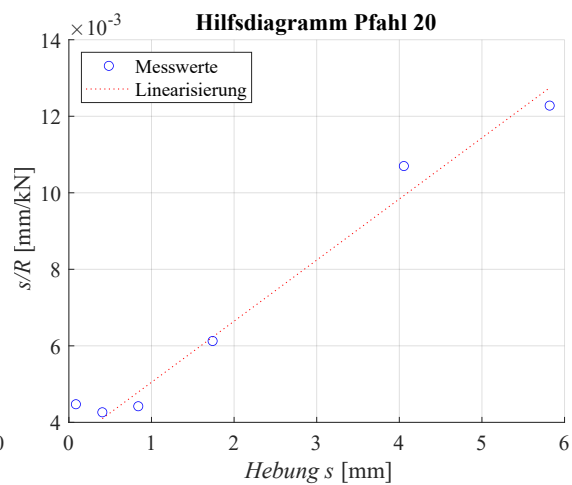
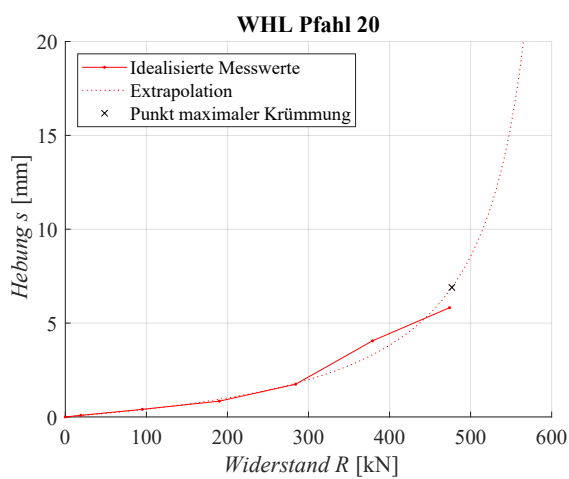
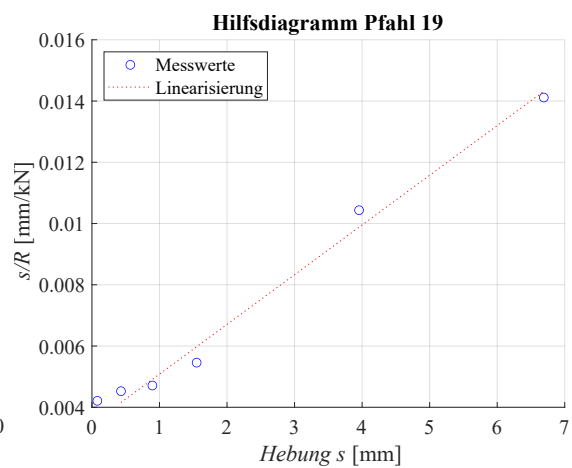
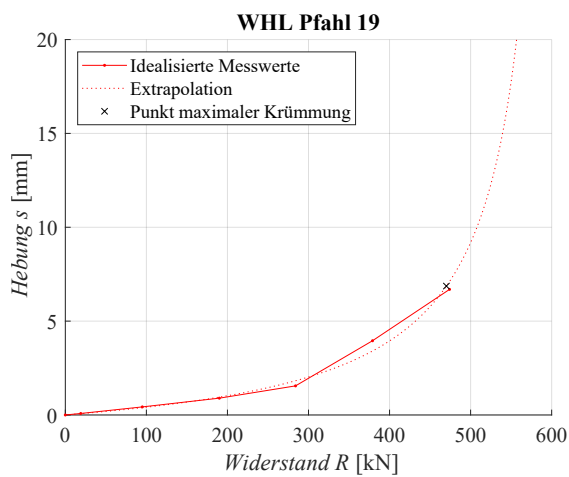
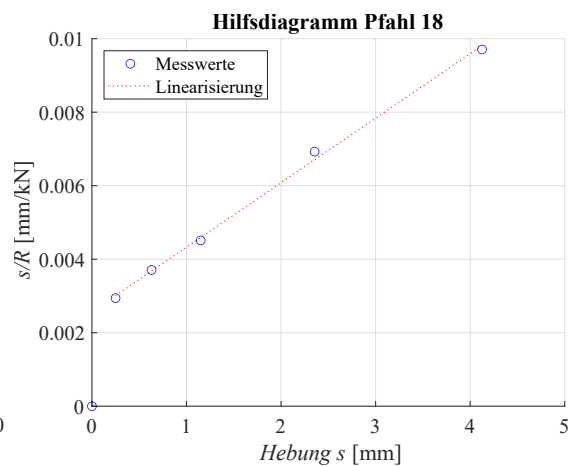
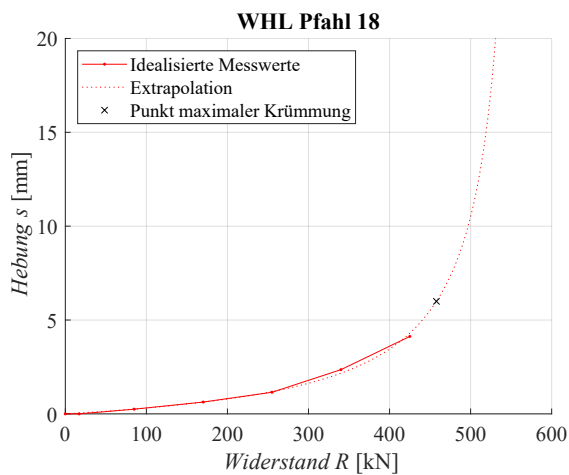


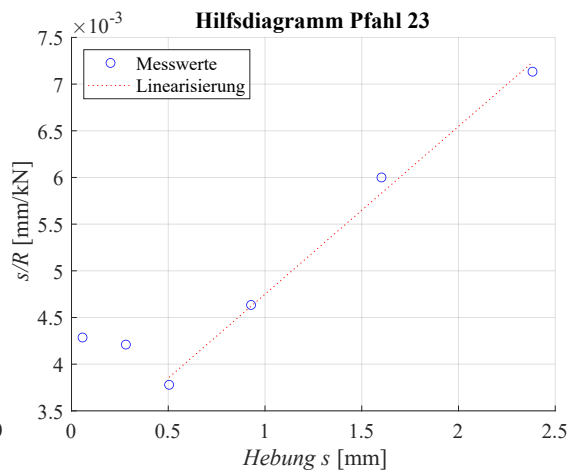
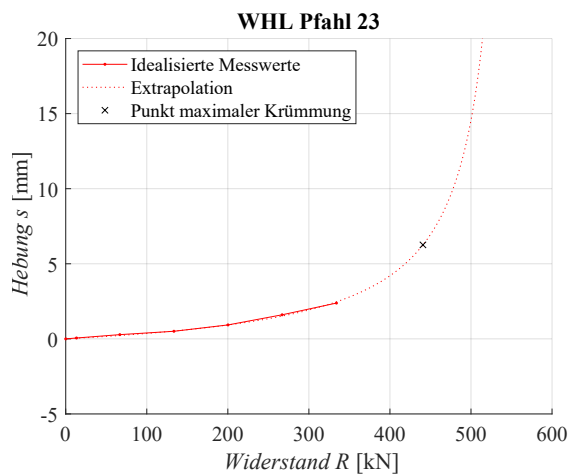
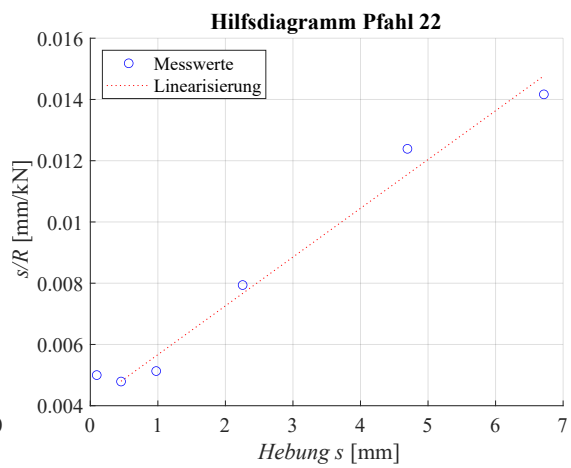
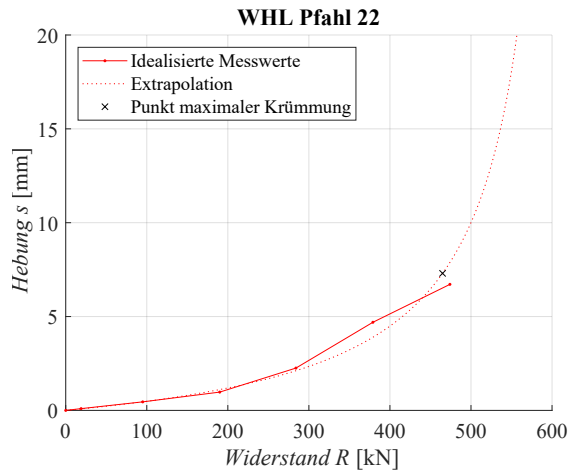
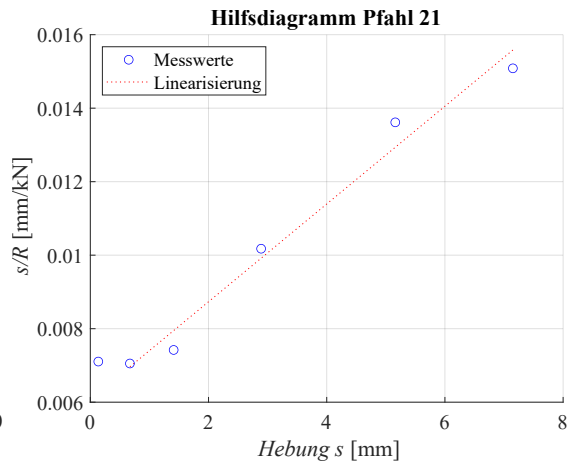
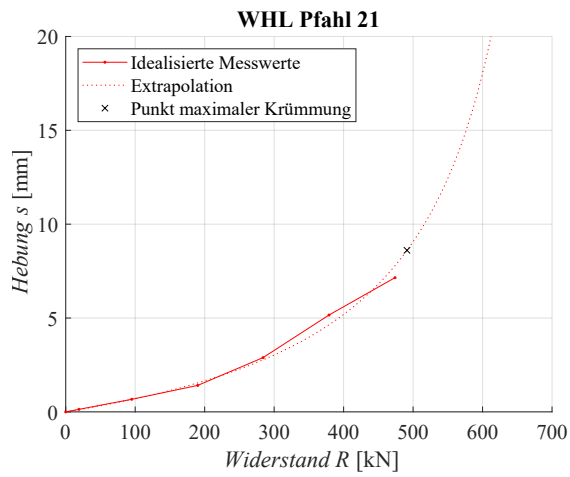


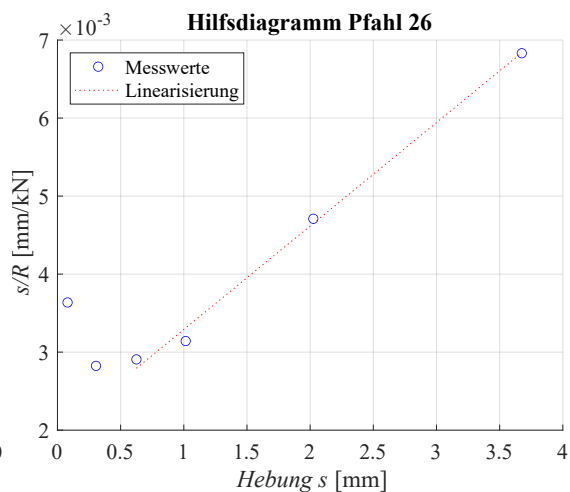
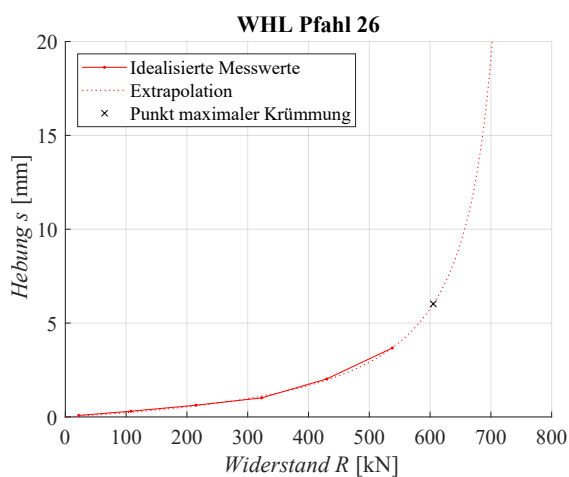
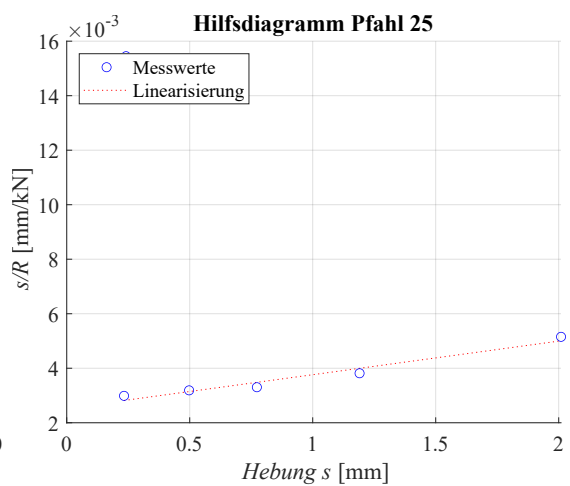
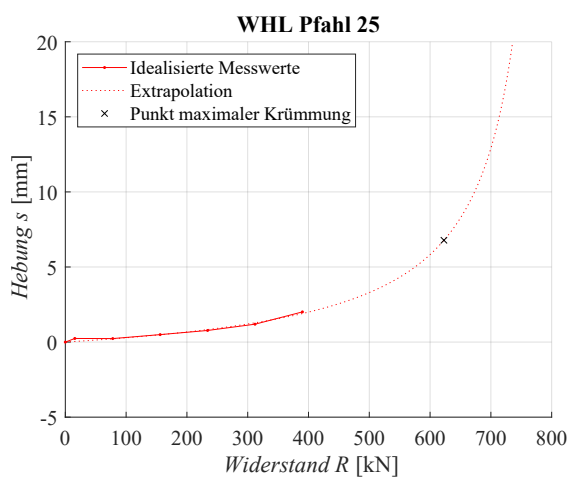
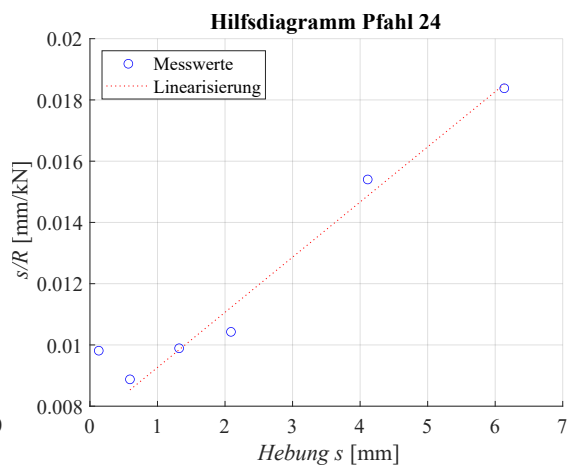
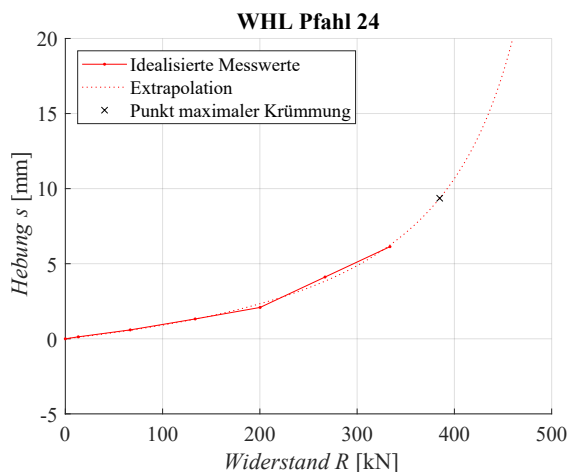


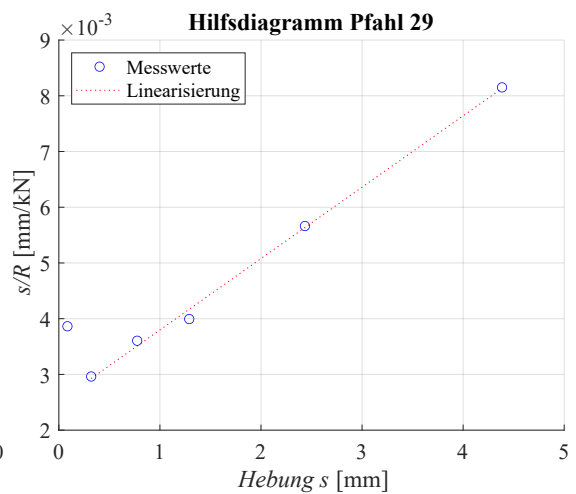
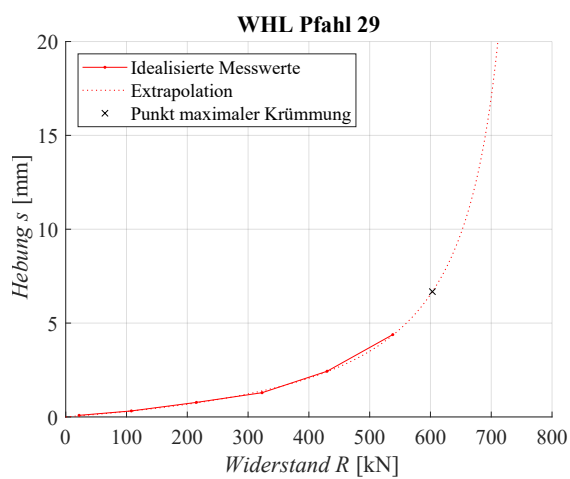
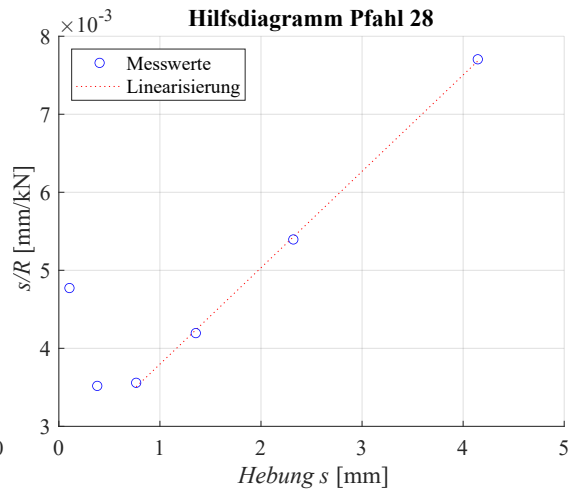
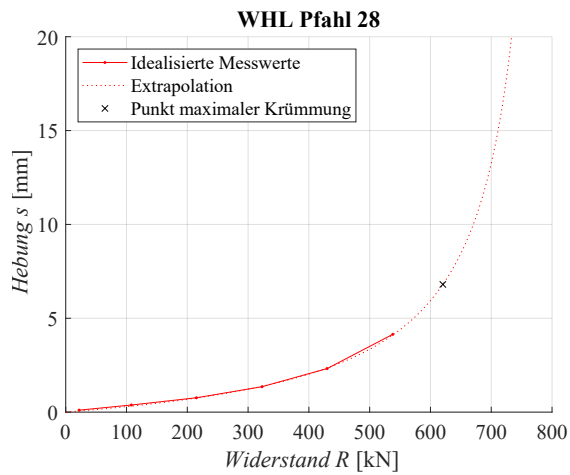
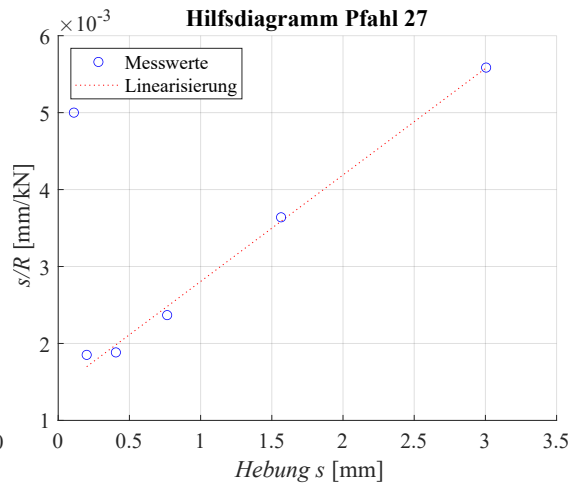
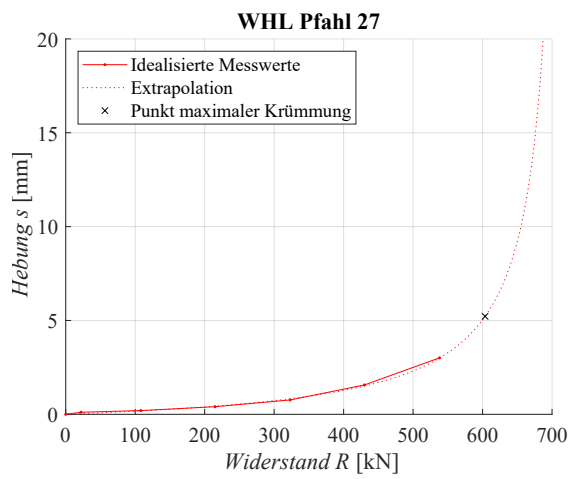


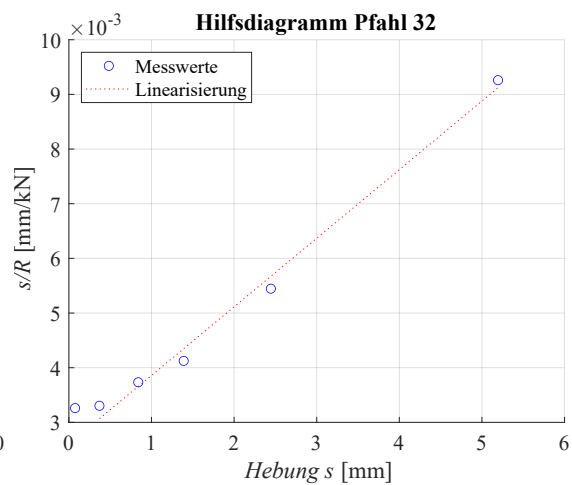
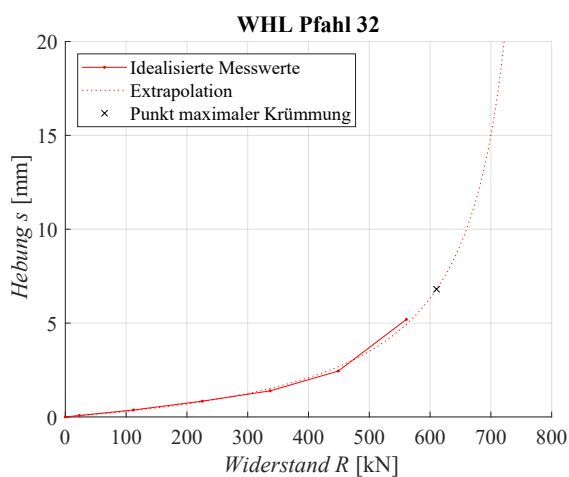
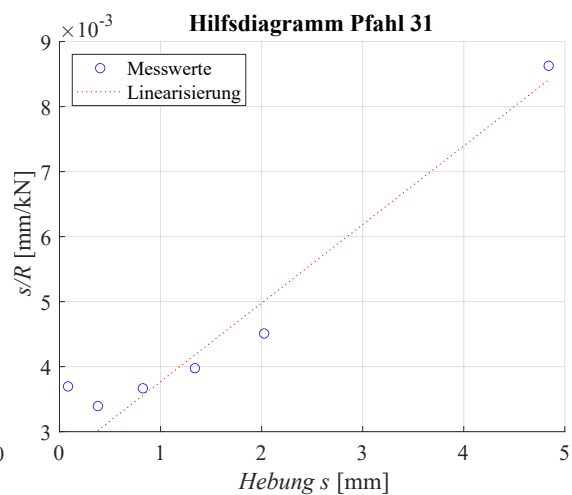
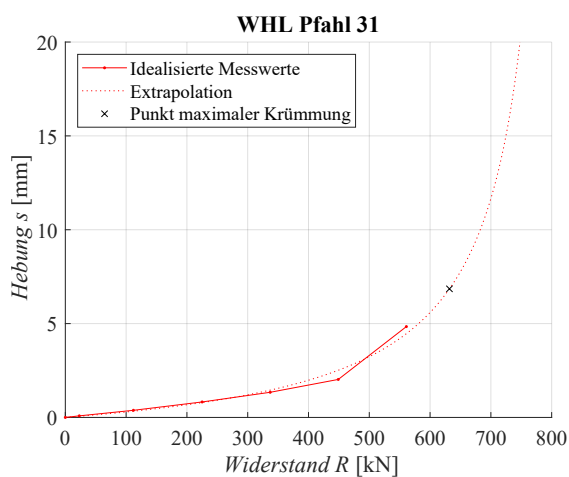
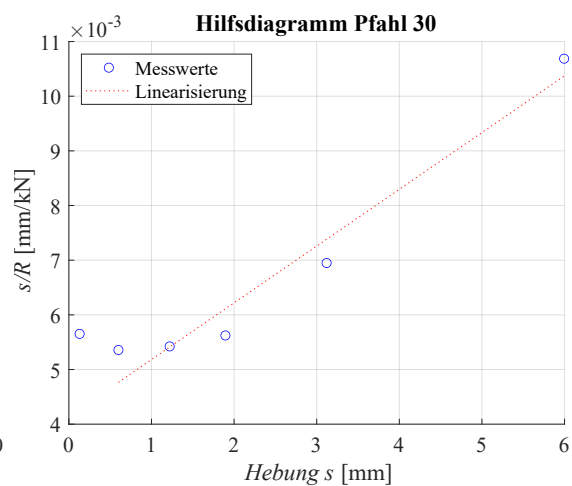
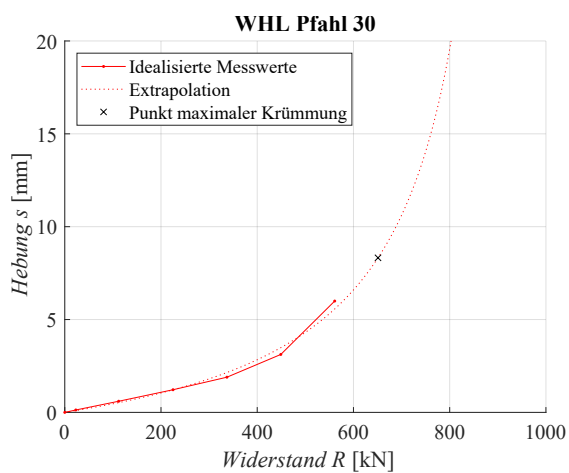


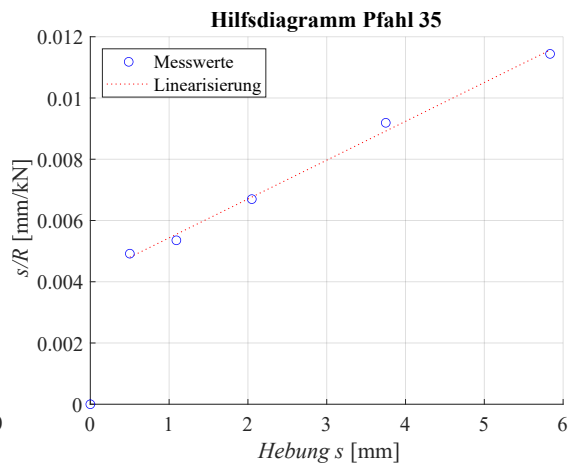
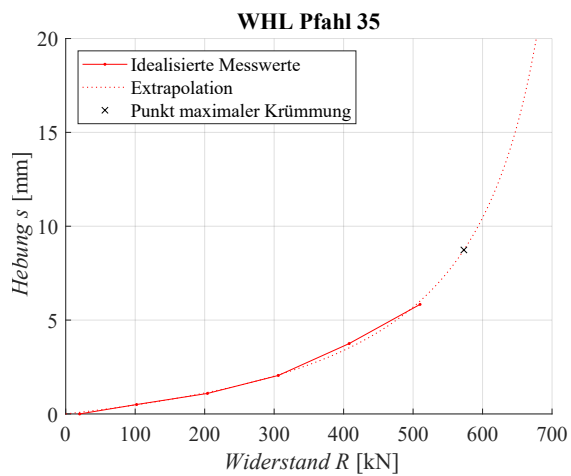
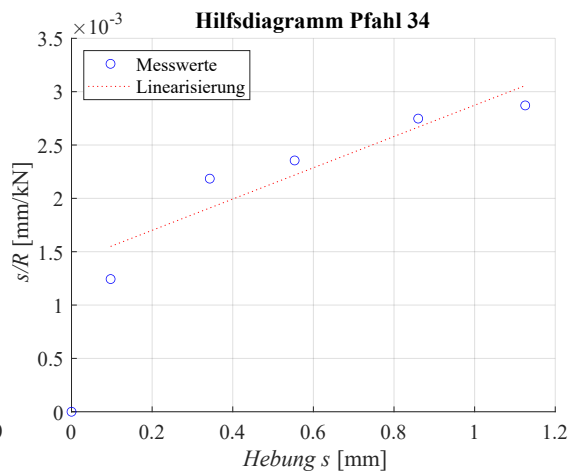
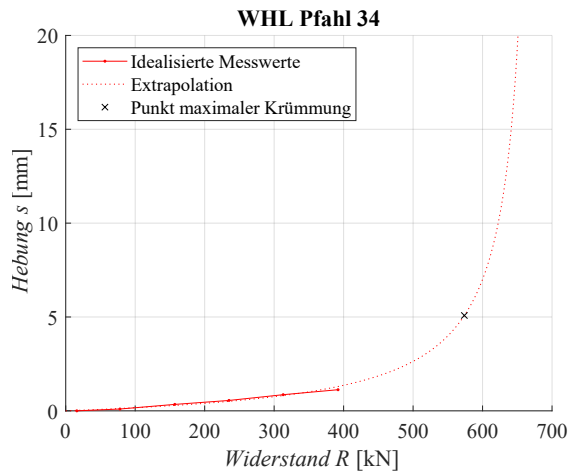
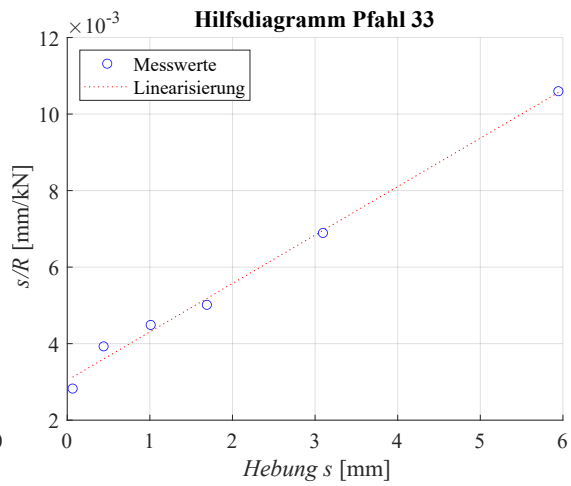
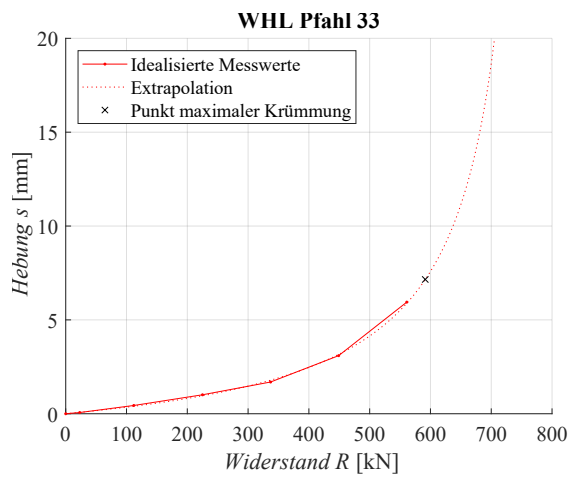


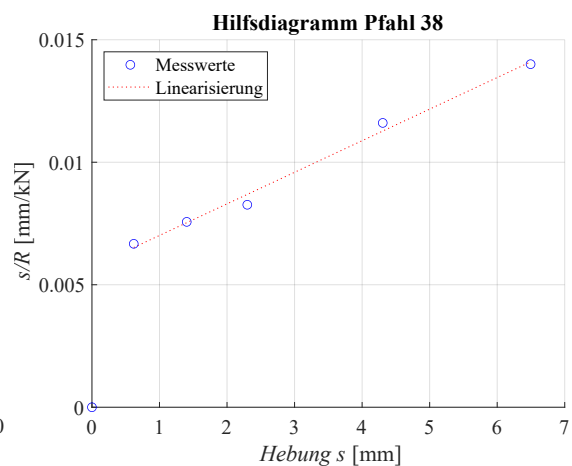
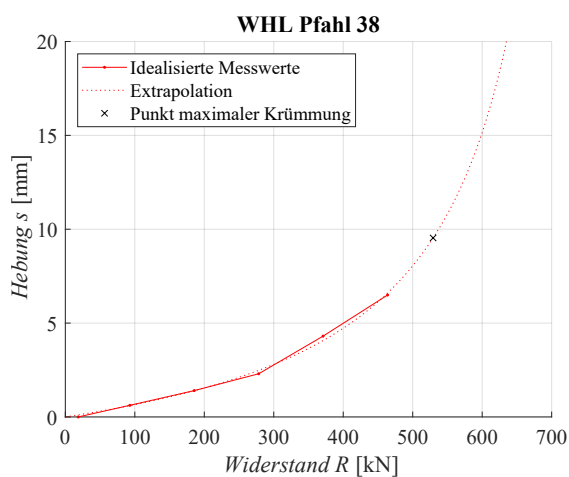
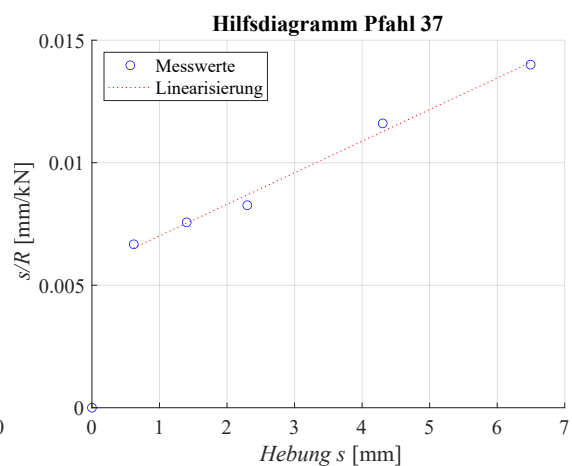
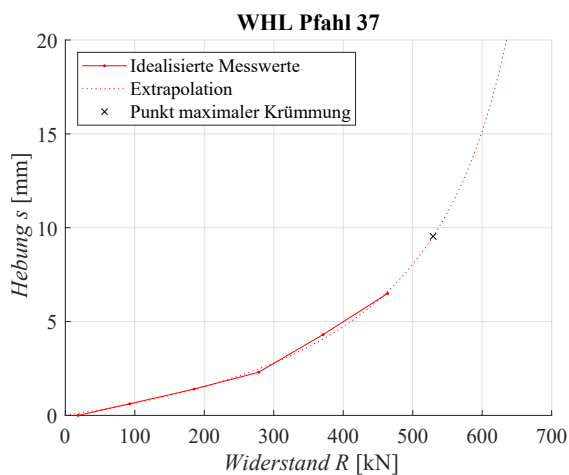
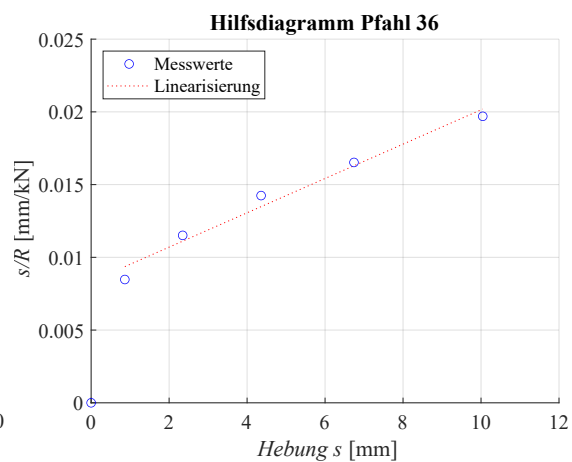
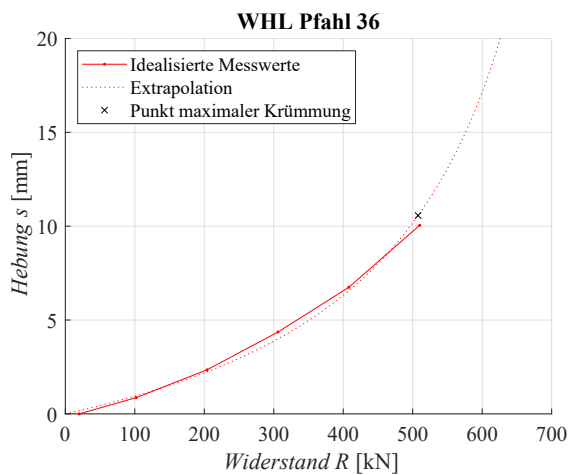


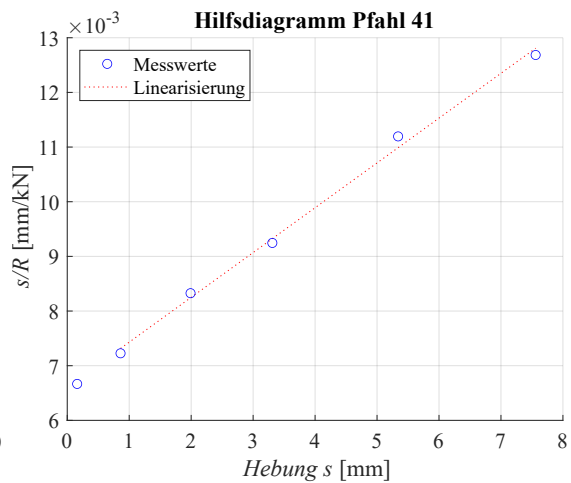
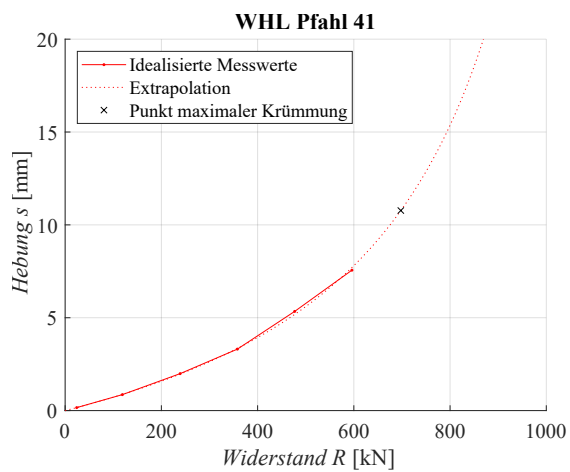
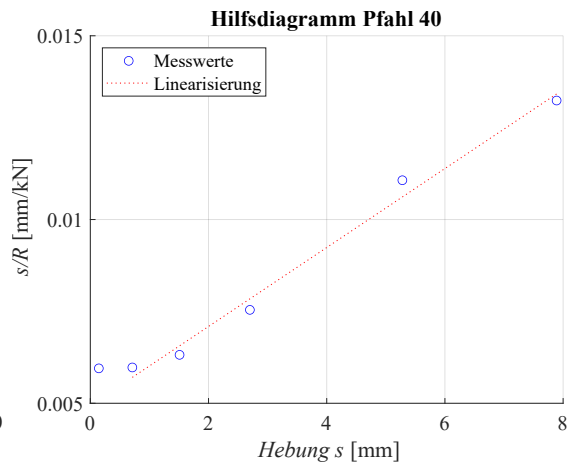
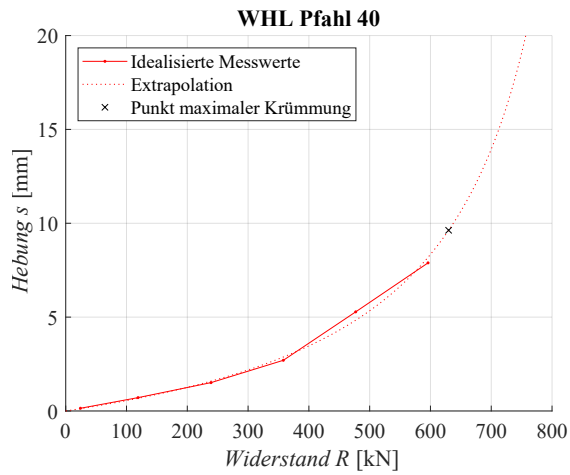
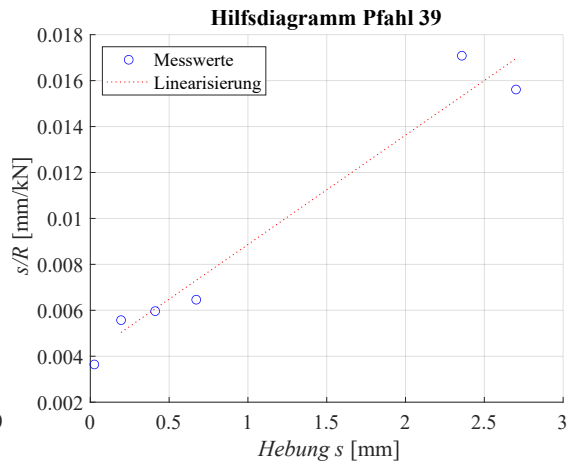
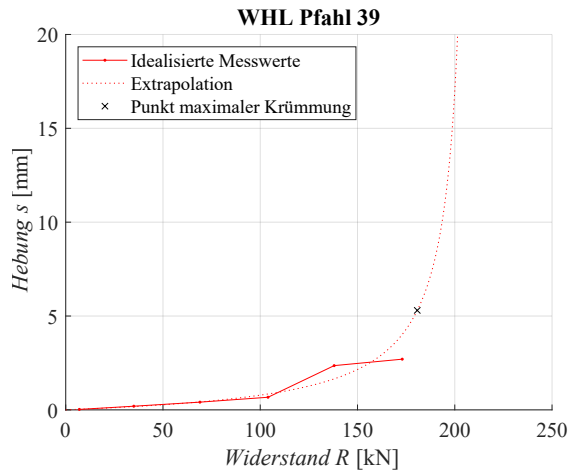


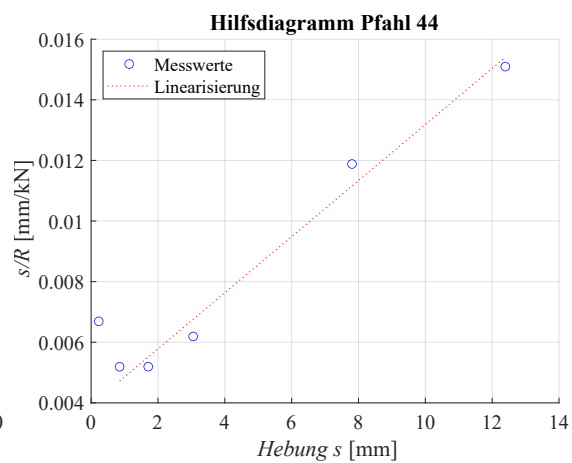
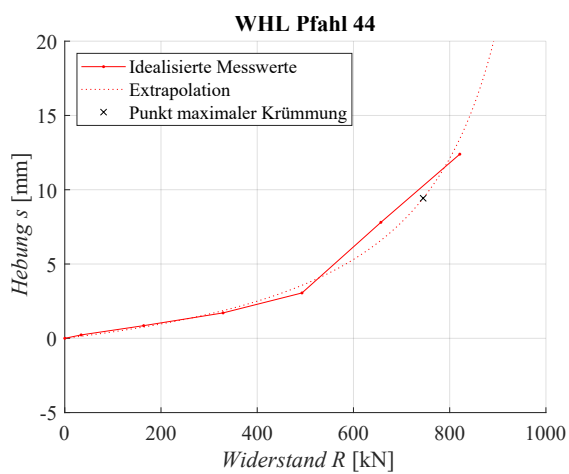
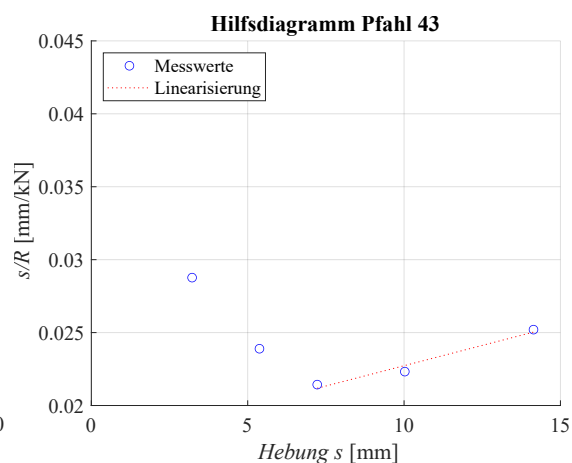
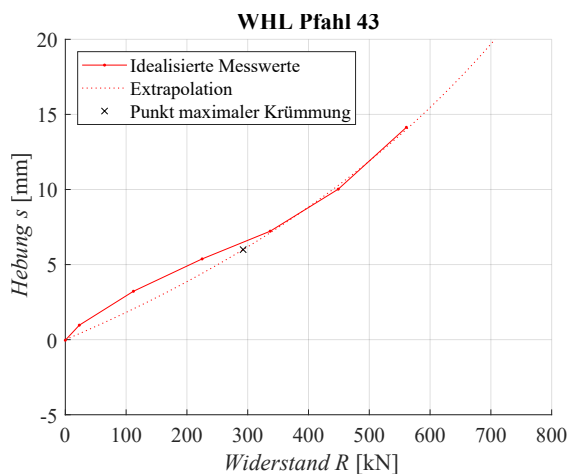
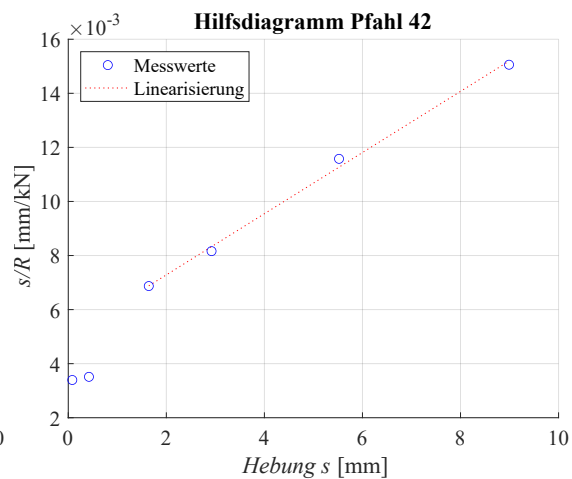
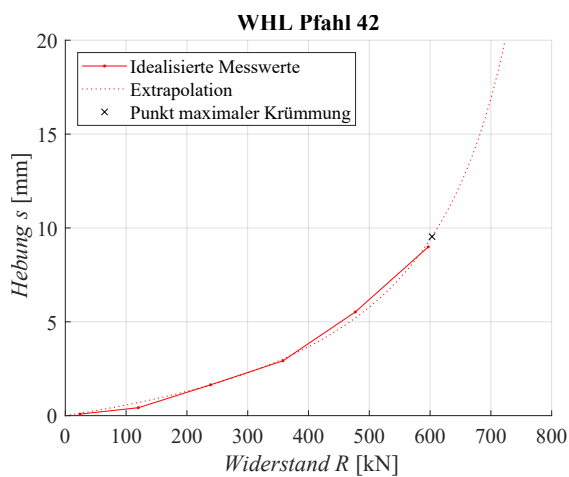


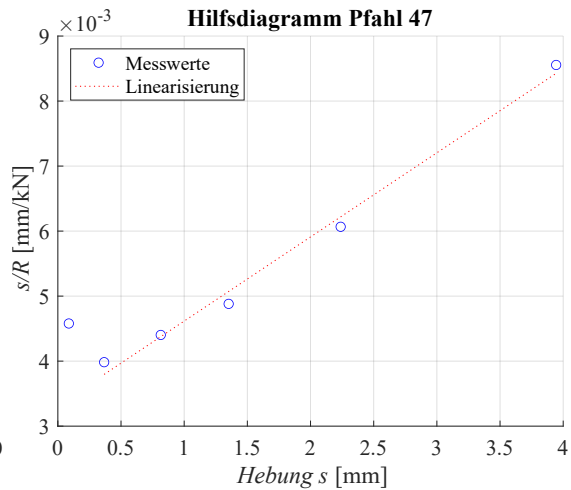
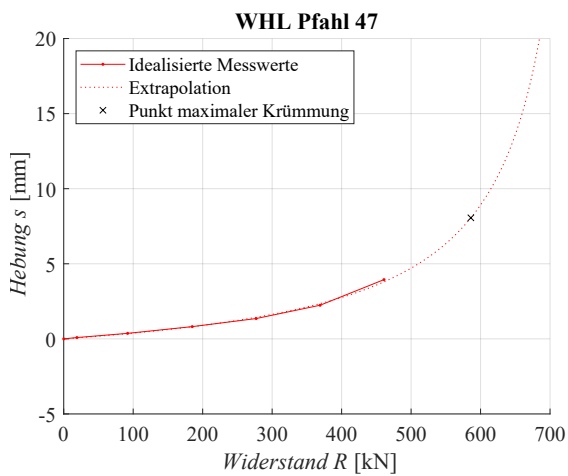
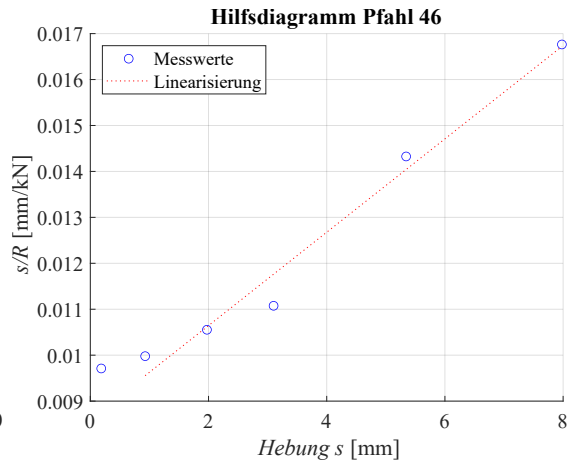
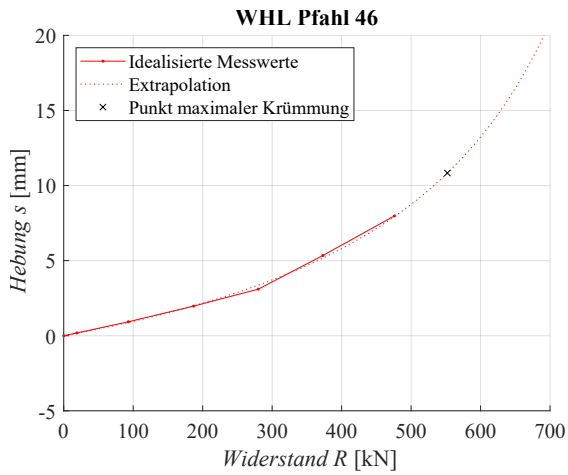
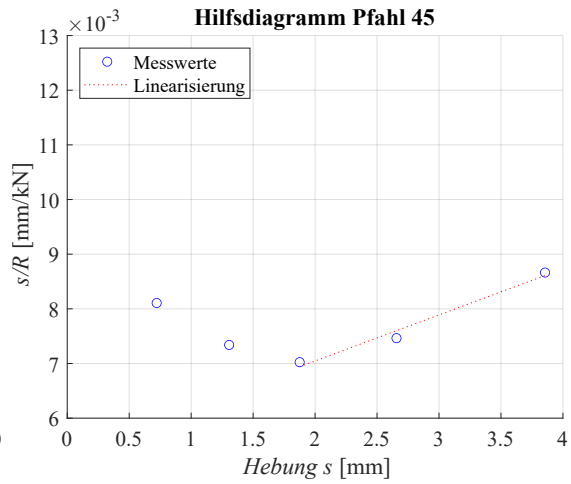
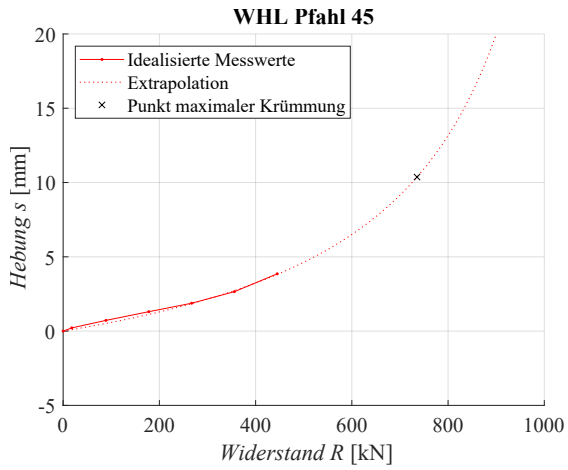


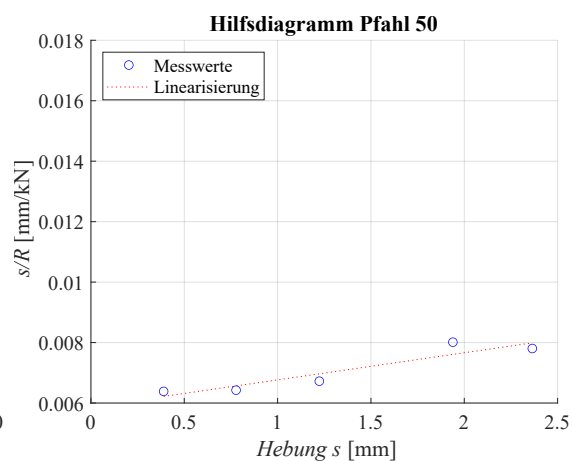
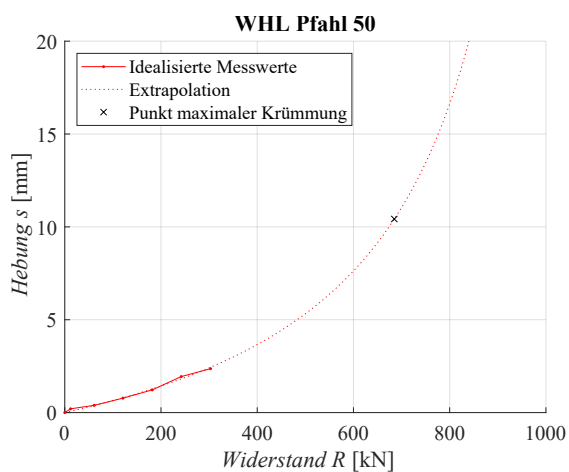
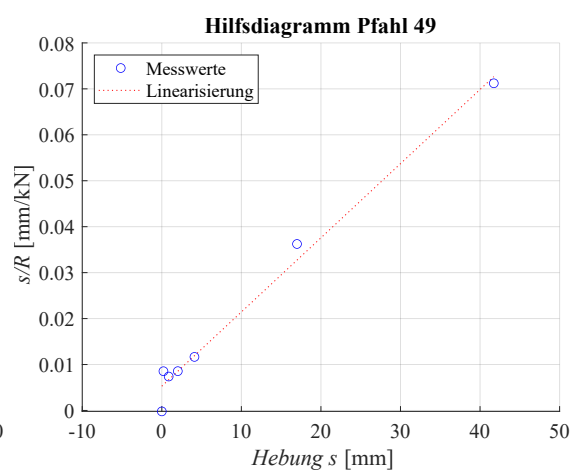
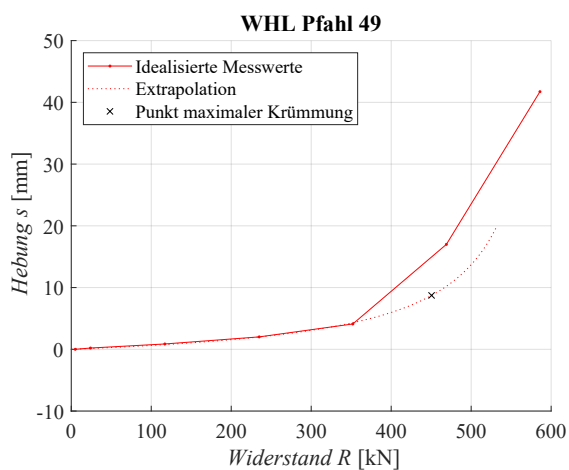
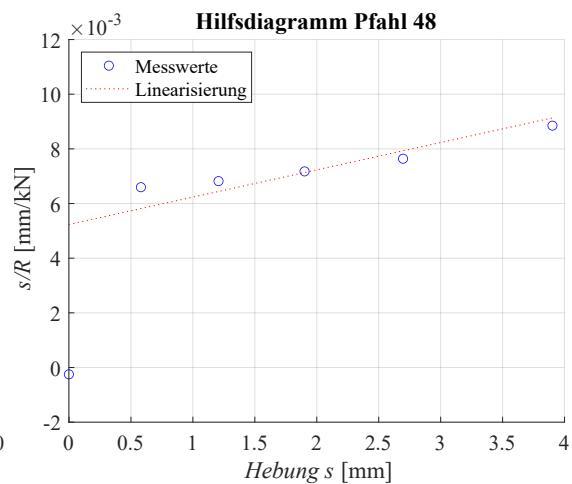
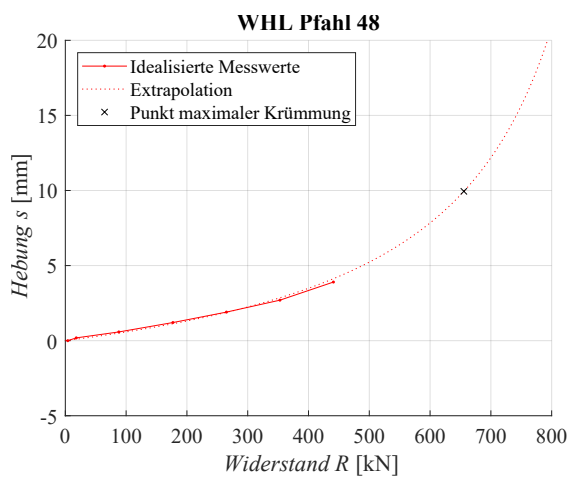


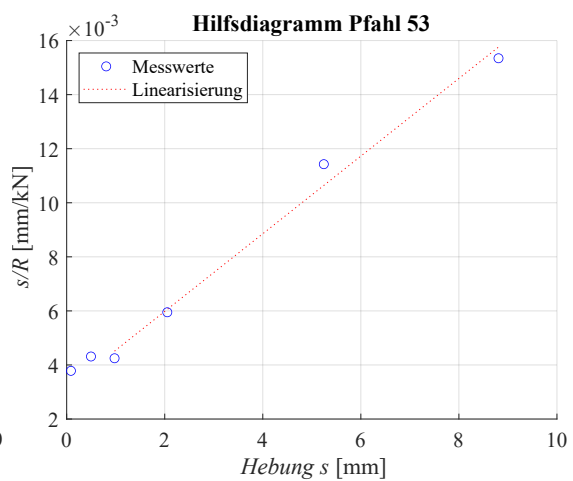
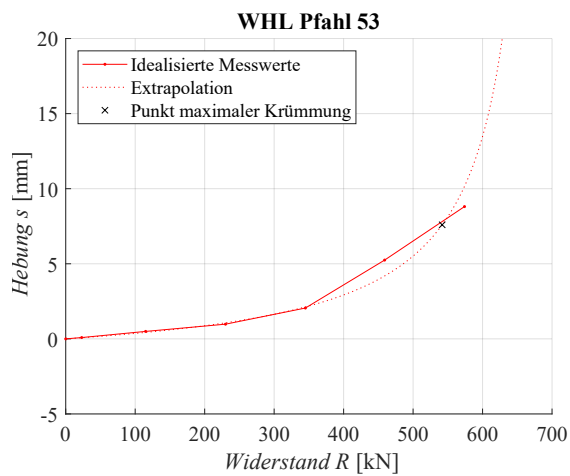
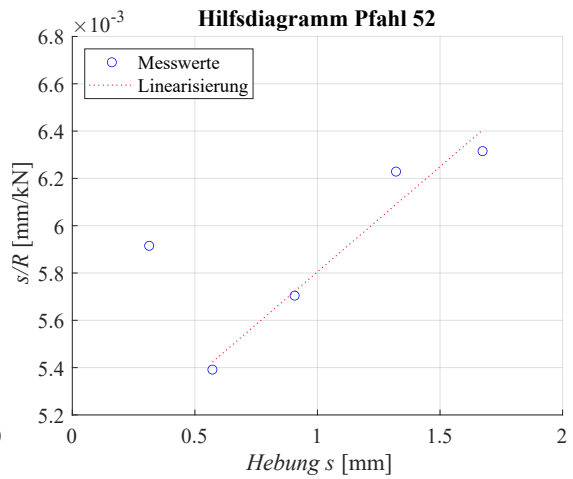
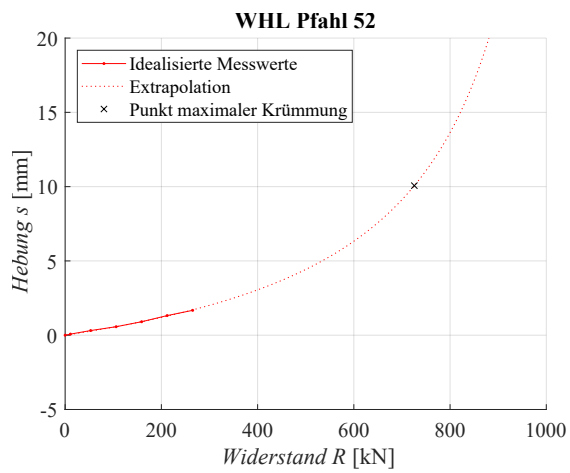
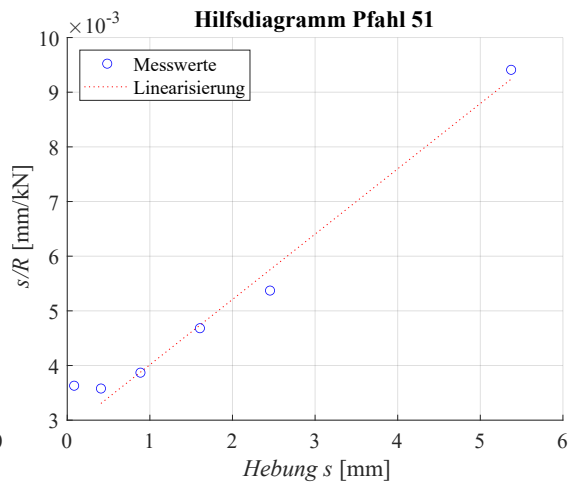
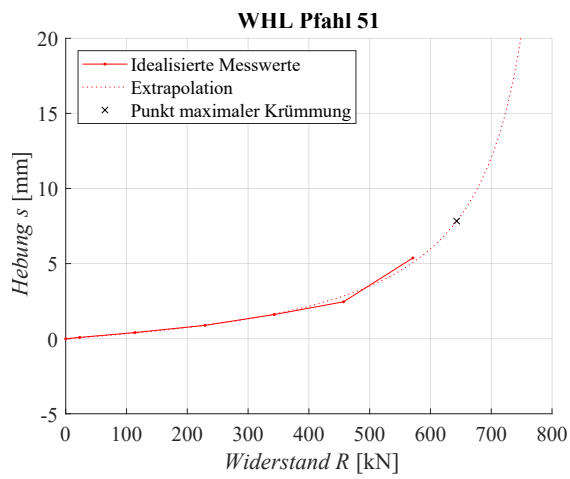


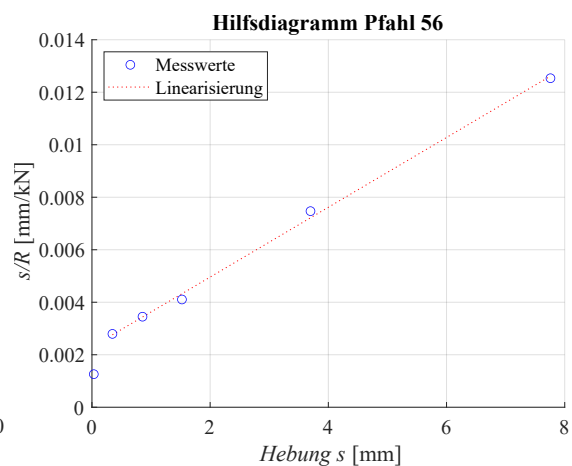
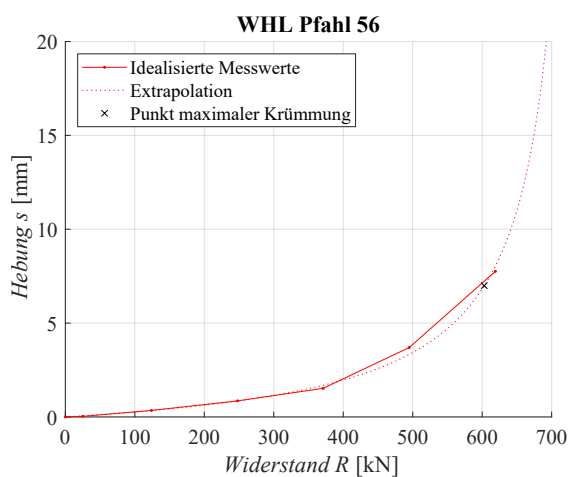
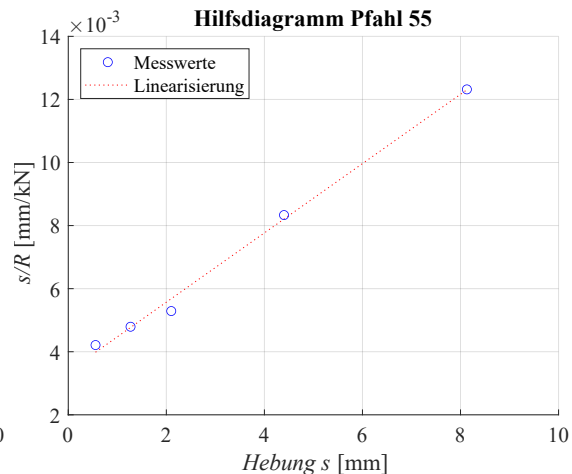
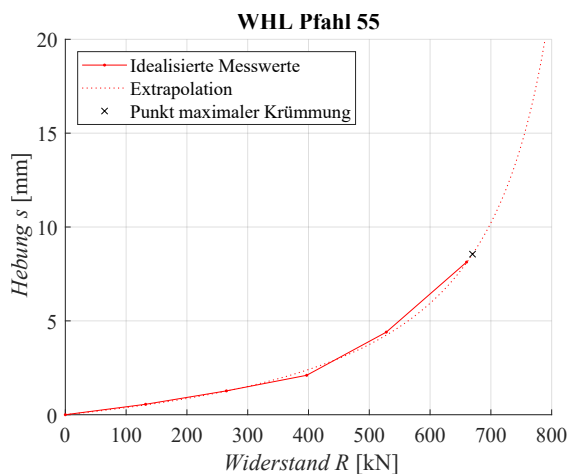
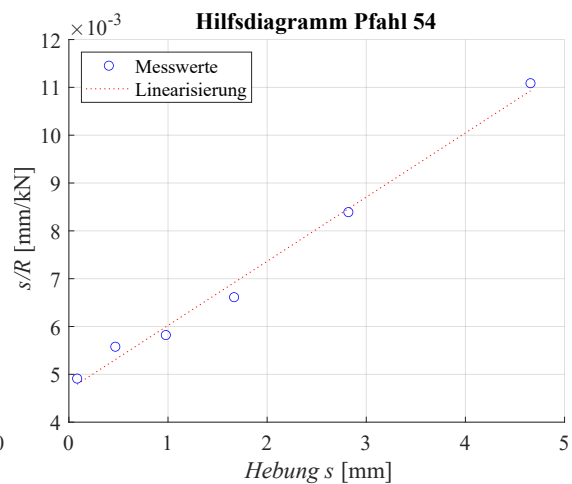
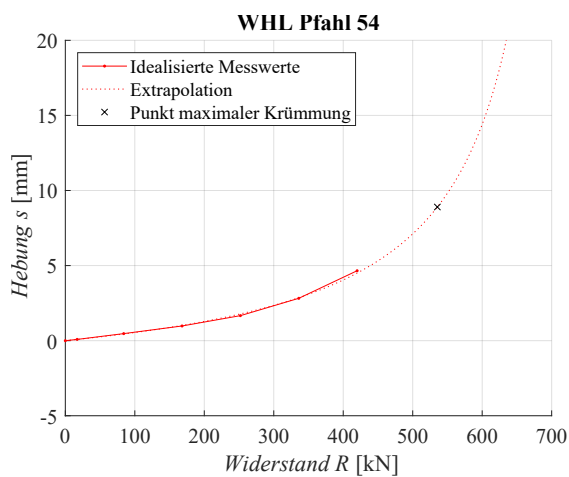


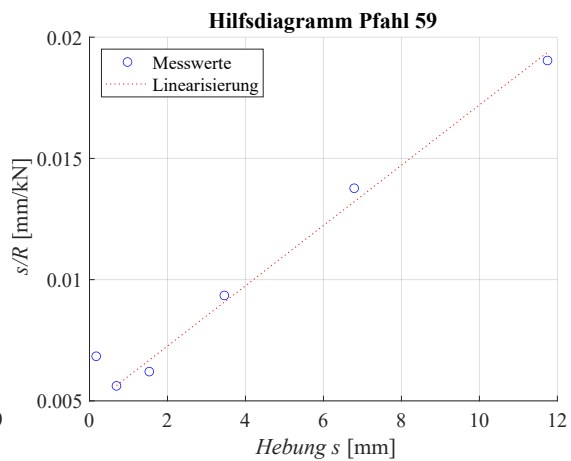
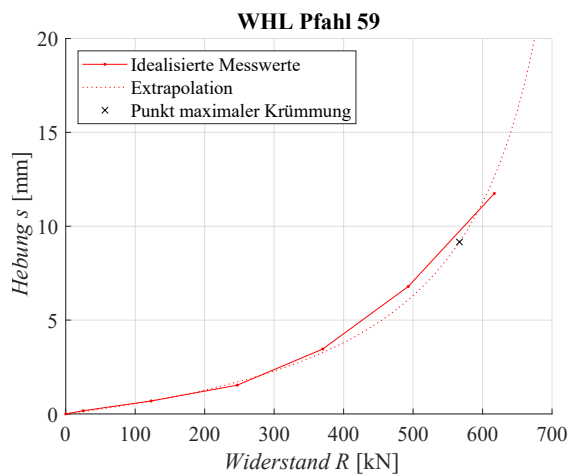
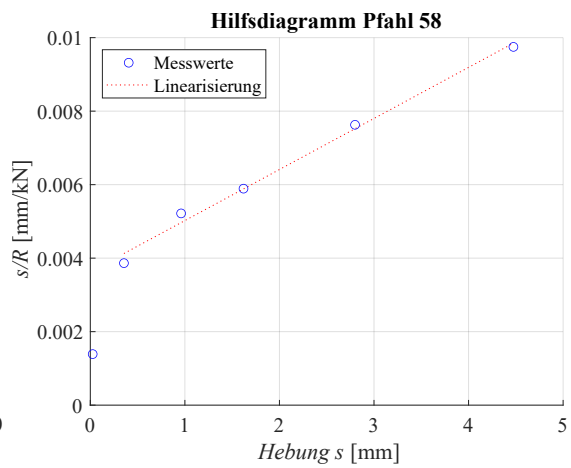
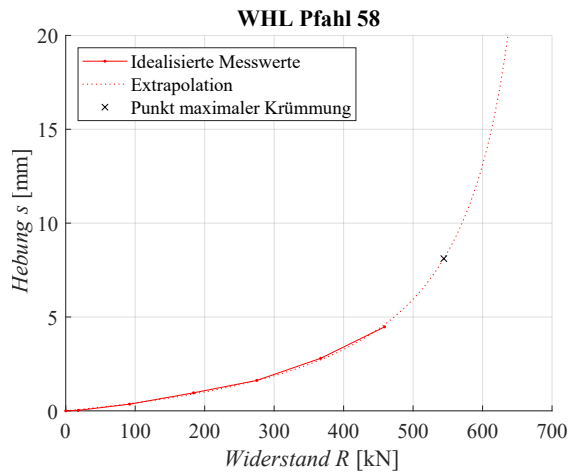
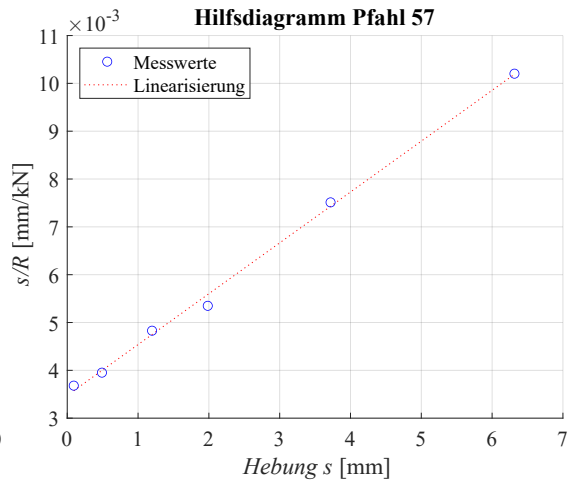
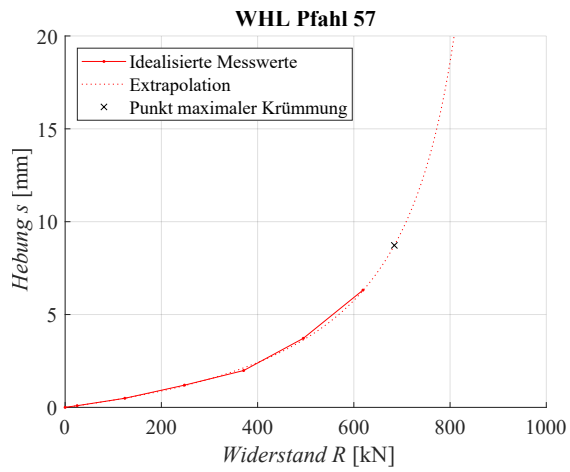


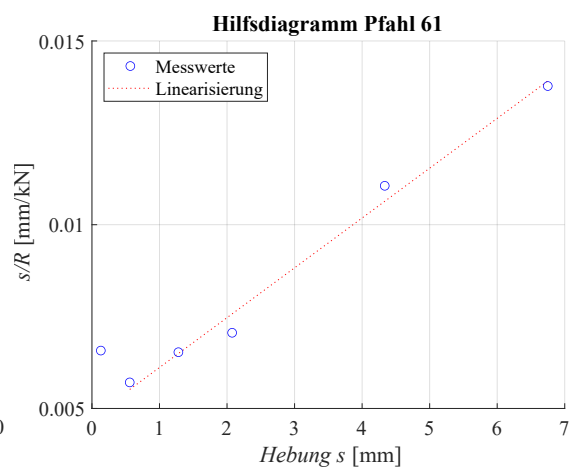
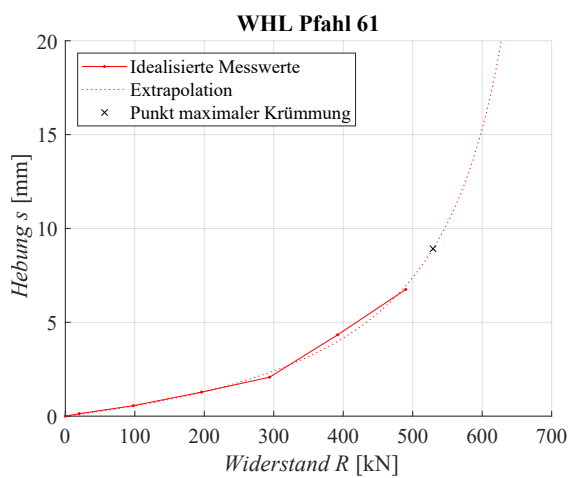
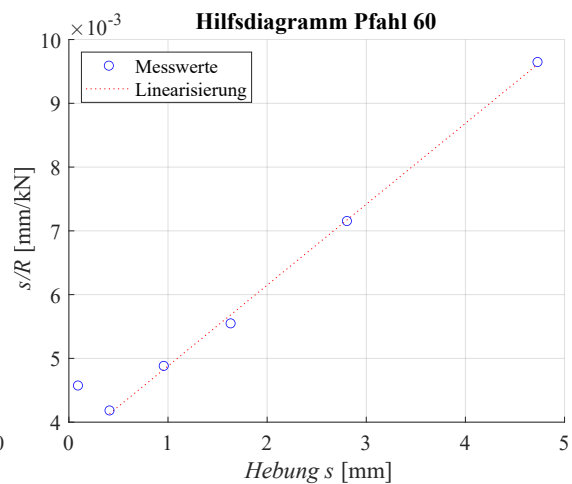
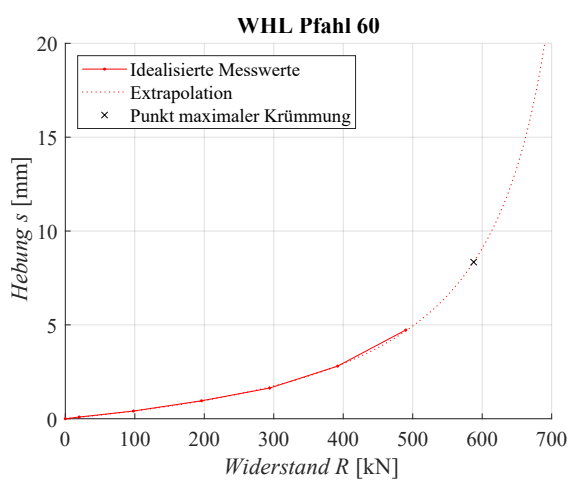












B Verwendete Modellparameter

B-1 Erste Iteration V0 und V1

Tab. B.1: Bodenkennwerte für Pfahl 01-02

Bezeichnung	z [m]	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	$E_{s,k}$ [MN/m ²]	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	m	c_k' [kN/m ²]	$c_{u,k}$ [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]	v'_{ur}
Oberboden	-0,4	17,5	19,5	5	5000	5000	15000	0,5	0	0	27,5	0	0,20
Geschiebelehm, steif	-4,2	20,5	20,5	62,5	62500	62500	187500	1	30	125	22,5	0	0,20
Sande, dicht bis sehr dicht	-7	19	21	80	80000	80000	240000	0,5	0	0	37	7	0,20
Sande, dicht gelagert	-10	19	21	70	70000	70000	210000	0,5	0	0	36	6	0,20
Sande, dicht gelagert	-12,1	19	21	80	80000	80000	240000	0,5	0	0	37	7	0,20
Sande, mitteldicht bis dicht gelagert	-16,1	18,5	20,5	60	60000	60000	180000	0,5	0	0	34,5	4,5	0,20
Sande, mitteldicht gelagert	-25	18	20	50	50000	50000	150000	0,5	0	0	33	3	0,20

Tab. B.2: Bodenkennwerte für Pfahl 03

Bezeichnung	z [m]	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	$E_{s,k}$ [MN/m ²]	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	m	c_k' [kN/m ²]	$c_{u,k}$ [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]	v'_{ur}
Oberboden	-0,4	17,5	19,5	5	5000	5000	15000	0,5	0	0	27,5	0	0,20
Geschiebelehm, steif	-4,2	20,5	20,5	62,5	62500	62500	187500	1	30	125	22,5	0	0,20
Sande, dicht bis sehr dicht	-7	19	21	80	80000	80000	240000	0,5	0	0	37	7	0,20
Sande, dicht gelagert	-10	19	21	70	70000	70000	210000	0,5	0	0	36	6	0,20
Sande, dicht gelagert	-12,1	19	21	80	80000	80000	240000	0,5	0	0	37	7	0,20
Sande, mitteldicht bis dicht gelagert	-16,1	18,5	20,5	60	60000	60000	180000	0,5	0	0	34,5	4,5	0,20
Sande, mitteldicht gelagert	-25	18	20	50	50000	50000	150000	0,5	0	0	33	3	0,20

B-2 Zweite Iteration V2 mit Erfahrungswerten

Tab. B.3: Bodenkennwerte für Pfahl 04-06

Bezeichnung	z [m]	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	$E_{s,k}$ [MN/m ²]	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	m	c_k' [kN/m ²]	$c_{u,k}$ [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]	v'_{ur}
Oberboden	-0,4	17,5	19,5	5	5000	5000	15000	0,5	0	0	27,5	0	0,20
Geschiebelehm, w-st	-3,7	20	20	40	40000	40000	120000	1	25	80	20	0	0,20
Sande, mitteldicht gelagert	-7,4	18	20	50	50000	50000	150000	0,5	0	0	33	3	0,20
Sande, mitteldicht bis dicht gelagert	-9	18,5	20,5	60	60000	60000	180000	0,5	0	0	34,5	4,5	0,20
Sande, locker gelagert	-10	17	19	25	25000	25000	75000	0,5	0	0	30	0	0,20
Sande, dicht gelagert	-12,5	19	21	70	70000	70000	210000	0,5	0	0	36	6	0,20
Sande, mitteldicht gelagert	-25	18	20	50	50000	50000	150000	0,5	0	0	33	3	0,20

Tab. B.4: Bodenkennwerte für Pfahl 07-09

Bezeichnung	z [m]	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	$E_{s,k}$ [MN/m ²]	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	m	c_k' [kN/m ²]	$c_{u,k}$ [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]	v'_{ur}
Oberboden	-0,3	17,5	19,5	5	5000	5000	15000	0,5	0	0	27,5	0	0,20
Sande, locker gelagert	-2,2	17	19	25	25000	25000	75000	0,5	0	0	30	0	0,20
Sande, sehr locker gelagert	-6	17	19	15	15000	15000	45000	0,5	0	0	28	0	0,20
Sande, mitteldicht gelagert	-8	18	20	50	50000	50000	150000	0,5	0	0	33	3	0,20
Geschiebemergel, w-st	-12,5	20,5	20,5	40	40000	40000	120000	1	27,5	100	22,5	0	0,20
Sande, mitteldicht gelagert	-15	18	20	50	50000	50000	150000	0,5	0	0	33	3	0,20
Sande, sehr dicht	-16,5	19,5	21,5	90	90000	90000	270000	0,5	0	0	38	8	0,20
Sande, mitteldicht gelagert	-25	18	20	50	50000	50000	150000	0,5	0	0	33	3	0,20

Tab. B.5: Bodenkennwerte für Pfahl 14

Bezeichnung	z [m]	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	$E_{s,k}$ [MN/m ²]	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	m	c_k' [kN/m ²]	$c_{u,k}$ [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]	v'_{ur}
Oberboden	-0,3	16	18	5	5000	5000	15000	0,5	0	0	20	0	0,20
Sande, locker gelagert	-3,3	18	20	15	15000	15000	45000	0,5	0	0	30	0	0,20
Sande, mitteldicht gelagert	-6,7	19	21	45	45000	45000	135000	0,5	0	0	35	5	0,20
Sande, dicht gelagert	-14,3	19	21	80	80000	80000	240000	0,5	0	0	37,5	7,5	0,24
Geschiebemergel, weich bis steif	-19	21	21	35	35000	35000	105000	0,9	7,5	80	27,5	0	0,37
Geschiebemergel, mindestens steif	-22,8	22	22	50	50000	50000	150000	0,9	10	150	30	0	0,33

Tab. B.6: Bodenkennwerte für Pfahl 15-18

Bezeichnung	z [m]	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	$E_{s,k}$ [MN/m ²]	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	m	c_k' [kN/m ²]	$c_{u,k}$ [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]	v'_{ur}
Oberboden	-0,2	17,5	19,5	5	5000	5000	15000	0,5	0	0	27,5	0	0,20
Sande, dicht gelagert	-1,1	19	21	70	70000	70000	210000	0,5	0	0	36	6	0,20
Sande, sehr locker gelagert	-3,5	17	19	15	15000	15000	45000	0,5	0	0	28	0	0,20
Sande, locker bis mitteldicht gelagert	-4,8	17,5	19,5	37,5	37500	37500	112500	0,5	0	0	31,5	1,5	0,20
Sande, mitteldicht gelagert	-14	18	20	50	50000	50000	150000	0,5	0	0	33	3	0,20

Tab. B.7: Bodenkennwerte für Pfahl 19-22

Bezeichnung	z [m]	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	$E_{s,k}$ [MN/m ²]	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	m	c_k' [kN/m ²]	$c_{u,k}$ [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]	v'_{ur}
Oberboden	-0,2	17,5	19,5	5	5000	5000	15000	0,5	0	0	27,5	0	0,20
Sande, locker bis mitteldicht gelagert	-1,7	17,5	19,5	37,5	37500	37500	112500	0,5	0	0	31,5	1,5	0,20
Geschiebemergel, w	-2,4	20	20	22,5	22500	22500	67500	1	22,5	50	20	0	0,20
Kies, sehr locker	-2,9	17,5	19,5	25	25000	25000	75000	0,5	0	0	30	0	0,20
Geschiebemergel, w	-5,6	20	20	22,5	22500	22500	67500	1	22,5	50	20	0	0,20
Sande, dicht bis sehr dicht	-15,3	19	21	80	80000	80000	240000	0,5	0	0	37	7	0,20
Beckenschluff, steif	-21	19	21	25	25000	25000	75000	1	15	100	14	0	0,20

Tab. B.8: Bodenkennwerte für Pfahl 23

Bezeichnung	z [m]	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	$E_{s,k}$ [MN/m ²]	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	m	c_k' [kN/m ²]	$c_{u,k}$ [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]	v'_{ur}
Oberboden	-0,3	17,5	19,5	5	5000	5000	15000	0,5	0	0	27,5	0	0,20
Geschiebemergel, weich bis steif	-4,5	21	21	30	30000	30000	90000	1	7,5	80	27,5	0	0,20
Geschiebemergel, mindestens steif	-8,7	22	22	50	50000	50000	150000	1	10	150	30	0	0,20
Beckensand, Beckenschluff mitteldicht	-12,3	19	20	35	35000	35000	105000	0,5	5	0	30	0	0,20
Geschiebemergel, mindestens steif	-31,3	22	22	50	50000	50000	150000	1	10	150	30	0	0,20

Tab. B.9: Bodenkennwerte für Pfahl 24

Bezeichnung	z [m]	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	$E_{s,k}$ [MN/m ²]	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	m	c_k' [kN/m ²]	$c_{u,k}$ [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]	v'_{ur}
Oberboden	-0,3	17,5	19,5	5	5000	5000	15000	0,5	0	0	27,5	0	0,20
Geschiebemergel, weich bis steif	-4,5	21	21	30	30000	30000	90000	1	7,5	80	27,5	0	0,20
Geschiebemergel, mindestens steif	-8,7	22	22	50	50000	50000	150000	1	10	150	30	0	0,20
Beckensand, Beckenschluff mitteldicht	-12,3	19	20	35	35000	35000	105000	0,5	5	0	30	0	0,20
Geschiebemergel, mindestens steif	-31,3	22	22	50	50000	50000	150000	1	10	150	30	0	0,20

Tab. B.10: Bodenkennwerte für Pfahl 25

Bezeichnung	z [m]	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	$E_{s,k}$ [MN/m ²]	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	m	c_k' [kN/m ²]	$c_{u,k}$ [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]	v'_{ur}
Oberboden	-0,3	17,5	19,5	5	5000	5000	15000	0,5	0	0	27,5	0	0,20
Sande und Kiese, locker und locker bis mitteldicht gelagert	-12	18	20	25	25000	25000	75000	0,5	0	0	30	0	0,20
Sande, mitteldicht gelagert	-17	19	21	50	50000	50000	150000	0,5	0	0	35	5	0,20
Sande und Kiese, dicht gelagert	-25,35	19	21	80	80000	80000	240000	0,5	0	0	37,5	7,5	0,20

Tab. B.11: Bodenkennwerte für Pfahl 26-29

Bezeichnung	z [m]	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	$E_{s,k}$ [MN/m ²]	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	m	c_k' [kN/m ²]	$c_{u,k}$ [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]	v'_{ur}
Oberboden	-0,2	17,5	19,5	5	5000	5000	15000	0,5	0	0	27,5	0	0,20
Sande, locker bis mitteldicht gelagert	-2	17,5	19,5	37,5	37500	37500	112500	0,5	0	0	31,5	1,5	0,20
Sande, sehr locker gelagert	-5,2	17	19	15	15000	15000	45000	0,5	0	0	28	0	0,20
Sande, locker bis mitteldicht gelagert	-8,5	17,5	19,5	37,5	37500	37500	112500	0,5	0	0	31,5	1,5	0,20
Sande, mitteldicht gelagert	-13,9	18	20	50	50000	50000	150000	0,5	0	0	33	3	0,20
Sande, sehr locker gelagert	-15,5	17	19	15	15000	15000	45000	0,5	0	0	28	0	0,20
Sande, dicht gelagert	-18,3	19	21	70	70000	70000	210000	0,5	0	0	37	7	0,20
Geschiebemergel, steif	-25	21	21	62,5	62500	62500	187500	1	35	150	25	0	0,20

Tab. B.12: Bodenkennwerte für Pfahl 30-33

Bezeichnung	z [m]	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	$E_{s,k}$ [MN/m ²]	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	m	c_k' [kN/m ²]	$c_{u,k}$ [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]	v'_{ur}
Oberboden	-0,3	17,5	19,5	5	5000	5000	15000	0,5	0	0	27,5	0	0,20
Sande, locker bis mitteldicht gelagert	-2,2	17,5	19,5	37,5	37500	37500	112500	0,5	0	0	31,5	1,5	0,20
Sande, sehr locker gelagert	-5	17	19	15	15000	15000	45000	0,5	0	0	28	0	0,20
Sande, mitteldicht gelagert	-16,9	18	20	50	50000	50000	150000	0,5	0	0	33	3	0,20
Sande, dicht gelagert	-20	19	21	80	80000	80000	240000	0,5	0	0	37	7	0,20

Tab. B.13: Bodenkennwerte für Pfahl 34

Bezeichnung	z [m]	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	$E_{s,k}$ [MN/m ²]	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	m	c_k' [kN/m ²]	$c_{u,k}$ [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]	v'_{ur}
Oberboden	-0,4	17,5	19,5	5	5000	5000	15000	0,5	0	0	27,5	0	0,20
Sande, sehr locker gelagert	-2,5	17	19	7,5	7500	7500	22500	0,5	0	0	30	0	0,20
Sande, locker gelagert	-9,7	18	20	8,5	8500	8500	25500	0,5	0	0	30	0	0,20
Sande, mitteldicht gelagert	-10,9	20	21	40	40000	40000	120000	0,5	0	0	32,5	2,5	0,20
Sande, dicht gelagert	-20	21	22	65	65000	65000	195000	0,5	0	0	35	5	0,20

Tab. B.14: Bodenkennwerte für Pfahl 35

Bezeichnung	z [m]	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	$E_{s,k}$ [MN/m ²]	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	m	c_k' [kN/m ²]	$c_{u,k}$ [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]	v'_{ur}
Oberboden	-0,4	17,5	19,5	5	5000	5000	15000	0,5	0	0	27,5	0	0,20
Klei, st	-1,3	16	16	1,5	1500	1500	4500	1	1,5	2,5	20	0	0,20
Torf, w	-3,9	12,5	12,5	0,15	150	150	450	1	0	7,5	15	0	0,20
Klei, w	-9,3	13	13	0,75	750	750	2250	1	0	7,5	20	0	0,20
Sande, mitteldicht gelagert	-16,8	19	21	50	50000	50000	150000	0,5	0	0	32,5	2,5	0,20
Sande, dicht gelagert	-19,8	19,5	21,5	70	70000	70000	210000	0,5	0	0	34	4	0,20
Kies, dicht	-25	20	22	100	100000	100000	300000	0,5	0	0	37,5	7,5	0,20

Tab. B.15: Bodenkennwerte für Pfahl 36

Bezeichnung	z [m]	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	$E_{s,k}$ [MN/m ²]	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	m	c_k' [kN/m ²]	$c_{u,k}$ [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]	v'_{ur}
Oberboden	-0,4	17,5	19,5	5	5000	5000	15000	0,5	0	0	27,5	0	0,20
Klei, st	-1,3	16	16	1,5	1500	1500	4500	1	1,5	25	20	0	0,20
Torf, w	-3,9	12,5	12,5	0,15	150	150	450	1	0	7,5	15	0	0,20
Klei, w	-9,3	13	13	0,75	750	750	2250	1	0	7,5	20	0	0,20
Sande, mitteldicht gelagert	-16,8	19	21	50	50000	50000	150000	0,5	0	0	32,5	2,5	0,20
Sande, dicht gelagert	-19,8	19,5	21,5	70	70000	70000	210000	0,5	0	0	34	4	0,20
Kies, dicht	-25	20	22	100	100000	100000	300000	0,5	0	0	37,5	7,5	0,20

Tab. B.16: Bodenkennwerte für Pfahl 40

Bezeichnung	z [m]	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	$E_{s,k}$ [MN/m ²]	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	m	c_k' [kN/m ²]	$c_{u,k}$ [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]	v'_{ur}
Oberboden	-0,8	17,5	19,5	5	5000	5000	15000	0,5	0	0	27,5	0	0,20
Torf, w	-3,1	12,5	12,5	0,15	150	150	450	1	0	7,5	15	0	0,20
Klei, w	-7	13	13	0,75	750	750	2250	1	0	7,5	20	0	0,20
Klei, st	-11,3	16	16	1,5	1500	1500	4500	1	1,5	25	20	0	0,20
Sande, mitteldicht gelagert	-16,6	19	21	50	50000	50000	150000	0,5	0	0	32,5	2,5	0,20
Sande, dicht gelagert	-22,3	19,5	21,5	70	70000	70000	210000	0,5	0	0	34	4	0,20
Kies, dicht	-25	20	22	100	100000	100000	300000	0,5	0	0	37,5	7,5	0,20

Tab. B.17: Bodenkennwerte für Pfahl 41

Bezeichnung	z [m]	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	$E_{s,k}$ [MN/m ²]	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	m	c_k' [kN/m ²]	$c_{u,k}$ [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]	v'_{ur}
Oberboden	-0,8	17,5	19,5	5	5000	5000	15000	0,5	0	0	27,5	0	0,20
Torf, w	-3,1	12,5	12,5	0,15	150	150	450	1	0	7,5	15	0	0,20
Klei, w	-7	13	13	0,75	750	750	2250	1	0	7,5	20	0	0,20
Klei, st	-11,3	16	16	1,5	1500	1500	4500	1	1,5	25	20	0	0,20
Sande, mitteldicht gelagert	-16,6	19	21	50	50000	50000	150000	0,5	0	0	32,5	2,5	0,20
Sande, dicht gelagert	-22,3	19,5	21,5	70	70000	70000	210000	0,5	0	0	34	4	0,20
Kies, dicht	-25	20	22	100	100000	100000	300000	0,5	0	0	37,5	7,5	0,20

Tab. B.18: Bodenkennwerte für Pfahl 47

Bezeichnung	z [m]	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	$E_{s,k}$ [MN/m ²]	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	m	c_k' [kN/m ²]	$c_{u,k}$ [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]	v'_{ur}
Oberboden	-0,4	17,5	19,5	5	5000	5000	15000	0,5	0	0	27,5	0	0,20
Torf, w	-2,7	12,5	12,5	0,15	150	150	450	1	0	7,5	15	0	0,20
Klei, w	-6,7	13	13	0,75	750	750	2250	1	0	7,5	20	0	0,20
Sande, locker gelagert	-11,6	18	20	25	25000	25000	75000	0,5	0	0	30	0	0,20
Sande, mitteldicht gelagert	-17	19	21	50	50000	50000	150000	0,5	0	0	32,5	2,5	0,20
Sande, dicht gelagert	-24	19,5	21,5	70	70000	70000	210000	0,5	0	0	34	4	0,20

Tab. B.19: Bodenkennwerte für Pfahl 01-02

Bezeichnung	z [m]	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	G_0^{ref} [kN/m ²]	m [-]	$\gamma_{0,7}$ [-]	c_k' [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]	v'_{ur}
Oberboden	-0,4	17,5	19,5	5000	5000	15000		0,9		0,1	27,5	0	0,20
Geschiebelehm, steif, SU*	-4,2	20,5	20,5	5000	5000	15000		0,9		0,1	25	0	0,20
fS, dicht bis sehr dicht	-7	19	21	55000	55000	165000	120000	0,6	0,0001	0,1	37	7	0,20
fS, dicht gelagert	-10	19	21	50000	50000	150000	114000	0,6	0,0001	0,1	36	6	0,20
gS, dicht gelagert	-12,1	19	21	70000	70000	210000	114000	0,55	0,0001	0,1	37	7	0,20
fS, mitteldicht bis dicht gelagert	-16,1	18,5	20,5	40000	40000	120000	104000	0,65	0,0001	0,1	34,5	4,5	0,20
fS, mitteldicht gelagert	-25	18	20	32500	32500	97500	94000	0,7	0,0001	0,1	33	3	0,20

Tab. B.20: Bodenkennwerte für Pfahl 03

Bezeichnung	z [m]	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	G_0^{ref} [kN/m ²]	m [-]	$\gamma_{0,7}$ [-]	c_k' [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]	v'_{ur}
Oberboden	-0,4	17,5	19,5	5000	5000	15000		0,9		0,1	27,5	0	0,20
Geschiebelehm, steif, SU*, locker	-4,2	20,5	20,5	5000	5000	15000		0,9		0,1	25	0	0,20
fS, dicht bis sehr dicht	-7	19	21	55000	55000	165000	120000	0,6	0,0001	0,1	37	7	0,20
fS, dicht gelagert	-10	19	21	50000	50000	150000	114000	0,6	0,0001	0,1	36	6	0,20
gS, dicht gelagert	-12,1	19	21	70000	70000	210000	114000	0,55	0,0001	0,1	37	7	0,20
fS, mitteldicht bis dicht gelagert	-16,1	18,5	20,5	40000	40000	120000	104000	0,65	0,0001	0,1	34,5	4,5	0,20
fS, mitteldicht gelagert	-25	18	20	32500	32500	97500	94000	0,7	0,0001	0,1	33	3	0,20

Tab. B.21: Bodenkennwerte für Pfahl 04-06

Bezeichnung	z [m]	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	G_0^{ref} [kN/m ²]	m [-]	$\gamma_{0,7}$ [-]	c_k' [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]	v'_{ur}
Oberboden	-0,4	17,5	19,5	5000	5000	15000		0,9		0,1	27,5	0	0,20
Geschiebelehm, weich, UL	-3,7	20	20	8000	4000	40000		0,8		0,1	27,5	0	0,20
mS, mitteldicht gelagert	-7,4	18	20	39000	39000	117000	94000	0,65	0,0001	0,1	33	3	0,20
fS, mitteldicht bis dicht gelagert	-9	18,5	20,5	42000	42000	126000	104000	0,65	0,0001	0,1	34,5	4,5	0,20
mS, locker gelagert	-10	17	19	17000	17000	51000	77000	0,75	0,0001	0,1	30	0	0,20
fS, dicht gelagert	-12,5	19	21	50000	50000	150000	114000	0,6	0,0001	0,1	36	6	0,20
fS, mitteldicht gelagert	-25	18	20	32500	32500	97500	94000	0,68	0,0001	0,1	33	3	0,20

Tab. B.22: Bodenkennwerte für Pfahl 07-09

Bezeichnung	z [m]	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	G_0^{ref} [kN/m ²]	m [-]	$\gamma_{0,7}$ [-]	c_k' [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]	v'_{ur}
Oberboden	-0,3	17,5	19,5	5000	5000	15000		0,9		0,1	27,5	0	0,20
fS, locker gelagert	-2,2	17	19	15000	15000	45000	77000	0,75	0,0001	0,1	30	0	0,20
fS, sehr locker gelagert	-6	17	19	10000	10000	30000	60000	0,75	0,0001	0,1	28	0	0,20
fS, mitteldicht gelagert	-8	18	20	32500	32500	97500	94000	0,68	0,0001	0,1	33	3	0,20
Geschiebemergel, w-st, SU*, locker	-12,5	20,5	20,5	5000	5000	15000		0,9		27,5	22,5	0	0,20
fS, mitteldicht gelagert	-15	18	20	32500	32500	97500	94000	0,68	0,0001	0,1	33	3	0,20
fS, sehr dicht	-16,5	19,5	21,5	50000	50000	150000	128000	0,6	0,0001	0,1	38	8	0,20
fS, mitteldicht gelagert	-25	18	20	32500	32500	97500	94000	0,68	0,0001	0,1	33	3	0,20

Tab. B.23: Bodenkennwerte für Pfahl 14

Bezeichnung	z [m]	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	G_0^{ref} [kN/m ²]	m [-]	$\gamma_{0,7}$ [-]	c_k' [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]	v'_{ur}
Oberboden	-0,3	16	18	5000	5000	15000		0,9		0,1	20	0	0,20
Sande, locker gelagert	-3,3	18	20	20000	20000	60000	77000	0,65	0,0001	0,1	30	0	0,20
Sande, mitteldicht gelagert	-6,7	19	21	40000	40000	120000	94000	0,6	0,0001	0,1	35	5	0,20
Sande, dicht gelagert	-14,3	19	21	60000	60000	180000	114000	0,55	0,0001	0,1	37,5	7,5	0,24
Geschiebemergel, weich bis steif, UL	-19	21	21	11500	5750	57500		0,75		7,5	27,5	0	0,37
Geschiebemergel, mindestens steif, UL	-22,8	22	22	15000	7500	75000		0,7		10	30	0	0,33

Tab. B.24: Bodenkennwerte für Pfahl 15-18

Bezeichnung	z [m]	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	G_0^{ref} [kN/m ²]	m	$\gamma_{0,7}$ [-]	c_k' [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]	v'_{ur}
Oberboden	-0,2	17,5	19,5	5000	5000	15000		0,9		0,1	27,5	0	0,20
mS, dicht gelagert	-1,1	19	21	60000	60000	180000	114000	0,55	0,0001	0,1	36	6	0,20
mS, sehr locker gelagert	-3,5	17	19	17500	17500	52500	60000	0,75	0,0001	0,1	28	0	0,20
mS, mitteldicht gelagert	-4,8	17,5	19,5	38000	38000	114000	94000	0,65	0,0001	0,1	35	5	0,20
mS, mitteldicht bis dicht	-14	18	20	50000	50000	150000	104000	0,6	0,0001	0,1	36	6	0,20

Tab. B.25: Bodenkennwerte für Pfahl 19-22

Bezeichnung	z [m]	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	G_0^{ref} [kN/m ²]	m [-]	$\gamma_{0.7}$ [-]	c_k' [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]	v'_{ur}
Oberboden	-0,2	17,5	19,5	5000	5000	15000		0,9		0,1	27,5	0	0,20
fS, locker	-1,7	17,5	19,5	15000	15000	45000	77000	0,75	0,0001	0,1	31,5	1,5	0,20
Geschiebemergel, w, UL	-2,4	20	20	8000	4000	40000		0,8		22,5	20	0	0,20
Kies, sehr locker	-2,9	17,5	19,5	25000	25000	75000	60000	0,7	0,0001	0,1	30	0	0,20
Geschiebemergel, w, UL	-5,6	20	20	8000	40000	40000		0,8		22,5	20	0	0,20
fS, dicht bis sehr dicht	-15,3	19	21	60000	60000	180000	120000	0,55	0,0001	0,1	37	7	0,20
Beckenschluff, steif, UL	-21	19	21	15000	7500	75000		0,7		15	16	0	0,20

Tab. B.26: Bodenkennwerte für Pfahl 23

Bezeichnung	z [m]	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	G_0^{ref} [kN/m ²]	m [-]	$\gamma_{0.7}$ [-]	c_k' [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]	v'_{ur}
Oberboden	-0,3	17,5	19,5	5000	5000	15000		0,9		0,1	27,5	0	0,20
Geschiebemergel, weich bis steif, UL	-4,5	21	21	11500	5750	57500		0,75		7,5	27,5	0	0,20
Geschiebemergel, mindestens steif, UL	-8,7	22	22	20000	10000	100000		0,65		10	30	0	0,20
Beckensand, Beckenschluff mitteldicht, SU*	-12,3	19	20	15000	15000	45000	94000	0,825	0,0001	5	30	0	0,20
Geschiebemergel, mindestens steif, UL	-31,3	22	22	20000	10000	100000		0,65		10	30	0	0,20

Tab. B.27: Bodenkennwerte für Pfahl 24

Bezeichnung	z [m]	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	G_0^{ref} [kN/m ²]	m [-]	$\gamma_{0.7}$ [-]	c_k' [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]	v'_{ur}
Oberboden	-0,3	17,5	19,5	5000	5000	15000		0,9		0,1	27,5	0	0,20
Geschiebemergel, weich bis steif, UL	-4,5	21	21	11500	5750	57500		0,75		7,5	27,5	0	0,20
Geschiebemergel, mindestens steif, UL	-8,7	22	22	20000	10000	100000		0,65		10	30	0	0,20
Beckensand, Beckenschluff mitteldicht, SU*	-12,3	19	20	15000	15000	45000	94000	0,825	0,0001	5	30	0	0,20
Geschiebemergel, mindestens steif, UL	-31,3	22	22	20000	10000	100000		0,65		10	30	0	0,20

Tab. B.28: Bodenkennwerte für Pfahl 25

Bezeichnung	z [m]	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	G_0^{ref} [kN/m ²]	m [-]	$\gamma_{0.7}$ [-]	c_k' [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]	v'_{ur}
Oberboden	-0,3	17,5	19,5	5000	5000	15000		0,9		0,1	27,5	0	0,20
Sande und Kiese, locker, gS	-7,5	18	20	20000	20000	60000	77000	0,75	0,0001	0,1	30	0	
Sande und Kiese, locker bis mitteldicht, gS	-12	18	20	25000	25000	75000	85000	0,7	0,0001	0,1	30	0	0,20
mS, mitteldicht gelagert	-17	19	21	38000	38000	114000	94000	0,65	0,0001	0,1	35	5	0,20
Sande und Kiese, dicht gelagert, gS	-25,35	19	21	70000	70000	210000	114000	0,55	0,0001	0,1	37,5	7,5	0,20

Tab. B.29: Bodenkennwerte für Pfahl 26-29

Bezeichnung	z [m]	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	G_0^{ref} [kN/m ²]	m [-]	$\gamma_{0.7}$ [-]	c_k' [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]	v'_{ur}
Oberboden	-0,2	17,5	19,5	5000	5000	15000		0,9		0,1	27,5	0	0,20
fs, locker bis mitteldicht gelagert	-2	17,5	19,5	25000	25000	75000	85000	0,7	0,0001	0,1	31,5	1,5	0,20
mS, sehr locker gelagert	-5,2	17	19	14000	14000	42000	60000	0,75	0,0001	0,1	28	0	0,20
gS, locker bis mitteldicht gelagert	-8,5	17,5	19,5	30000	30000	90000	85000	0,7	0,0001	0,1	31,5	1,5	0,20
mS, mitteldicht gelagert	-13,9	18	20	38000	38000	114000	94000	0,65	0,0001	0,1	33	3	0,20
mS, sehr locker gelagert	-15,5	17	19	14000	14000	42000	60000	0,75	0,0001	0,1	28	0	0,20
fs, dicht gelagert	-18,3	19	21	50000	50000	150000	114000	0,6	0,0001	0,1	37	7	0,20
Geschiebemergel, steif, UL	-25	21	21	15000	7500	75000		0,7		35	25	0	0,20

Tab. B.30: Bodenkennwerte für Pfahl 30-33

Bezeichnung	z [m]	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	G_0^{ref} [kN/m ²]	m [-]	$\gamma_{0.7}$ [-]	c_k' [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]	v'_{ur}
Oberboden	-0,3	17,5	19,5	5000	5000	15000		0,9		0,1	27,5	0	0,20
fs, locker bis mitteldicht gelagert	-2,2	17,5	19,5	23500	23500	70500	85000	0,7	0,0001	0,1	31,5	1,5	0,20
mS, sehr locker gelagert	-5	17	19	14000	14000	42000	60000	0,75	0,0001	0,1	28	0	0,20
mS, mitteldicht gelagert	-16,9	18	20	38000	38000	114000	94000	0,65	0,0001	0,1	33	3	0,20
gS, dicht gelagert	-20	19	21	70000	70000	210000	114000	0,55	0,0001	0,1	37	7	0,20

Tab. B.31: Bodenkennwerte für Pfahl 34

Bezeichnung	z [m]	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	G_0^{ref} [kN/m ²]	m [-]	$\gamma_{0.7}$ [-]	c_k' [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]	v'_{ur}
Oberboden	-0,4	17,5	19,5	5000	5000	15000		0,9		0,1	27,5	0	0,20
Sande, sehr locker gelagert, SU*	-2,5	17	19	4000	4000	12000	60000	0,9	0,0001	0,1	30	0	0,20
Sande, locker gelagert, SU	-9,7	18	20	15000	15000	45000	77000	0,8	0,0001	0,1	30	0	0,20
Sande, mitteldicht gelagert, fs	-10,9	20	21	32500	32500	97500	94000	0,675	0,0001	0,1	32,5	2,5	0,20
Sande, dicht gelagert, fs	-20	21	22	50000	50000	150000	114000	0,6	0,0001	0,1	35	5	0,20

Tab. B.32: Bodenkennwerte für Pfahl 35

Bezeichnung	z [m]	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	G_0^{ref} [kN/m ²]	m [-]	$\gamma_{0.7}$ [-]	c_k' [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]	v'_{ur}
Oberboden	-0,4	17,5	19,5	5000	5000	15000		0,9		0,1	27,5	0	0,20
Klei, st, TA	-1,3	16	16	2600	1300	13000		1		1,5	20	0	0,20
Torf, w, TA	-3,9	12,5	12,5	300	150 (617)	1500		1		0,1	15	0	0,20
Klei, w, TA	-9,3	13	13	1200	600	6000		1		0,1	20	0	0,20
mS, mitteldicht gelagert	-16,8	19	21	38000	38000	114000	94000	0,65	0,0001	0,1	32,5	2,5	0,20
mS, dicht gelagert	-19,8	19,5	21,5	60000	60000	180000	114000	0,6	0,0001	0,1	34	4	0,20
Kies, dicht	-25	20	22	90000	90000	270000	114000	0,45	0,0001	0,1	37,5	7,5	0,20

Tab. B.33: Bodenkennwerte für Pfahl 36

Bezeichnung	z [m]	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	G_0^{ref} [kN/m ²]	m [-]	$\gamma_{0.7}$ [-]	c_k' [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]	v'_{ur}
Oberboden	-0,4	17,5	19,5	5000	5000	15000		0,9		0,1	27,5	0	0,20
Klei, st, TA	-1,3	16	16	2600	1300	13000		1		1,5	20	0	0,20
Torf, w, TA	-3,9	12,5	12,5	300	150 (617)	1500		1		0,1	15	0	0,20
Klei, w, TA	-9,3	13	13	1200	600	6000		1		0,1	20	0	0,20
fS, mitteldicht gelagert	-16,8	19	21	32500	32500	97500	94000	0,675	0,0001	0,1	32,5	2,5	0,20
G, dicht gelagert	-19,8	19,5	21,5	90000	90000	270000	114000	0,5	0,0001	0,1	34	4	0,20
G, dicht	-25	20	22	90000	90000	270000	114000	0,5	0,0001	0,1	37,5	7,5	0,20

Tab. B.34: Bodenkennwerte für Pfahl 40

Bezeichnung	z [m]	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	G_0^{ref} [kN/m ²]	m [-]	$\gamma_{0.7}$ [-]	c_k' [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]	v'_{ur}
Oberboden	-0,8	17,5	19,5	5000	5000	15000		0,9		0,1	27,5	0	0,20
Torf, w, TA	-3,1	12,5	12,5	300	150 (617)	1500		1		0,1	15	0	0,20
Klei, w, TA	-7	13	13	1200	600	6000		1		0,1	20	0	0,20
Klei, st, TA	-11,3	16	16	2600	1300	13000		1		1,5	20	0	0,20
mS, mitteldicht gelagert	-16,6	19	21	38000	38000	114000	94000	0,65	0,0001	0,1	32,5	2,5	0,20
mS, dicht gelagert	-22,3	19,5	21,5	60000	60000	180000	114000	0,55	0,0001	0,1	34	4	0,20
Kies, dicht	-25	20	22	90000	90000	270000	114000	0,5	0,0001	0,1	37,5	7,5	0,20

Tab. B.35: Bodenkennwerte für Pfahl 41

Bezeichnung	z [m]	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	G_0^{ref} [kN/m ²]	m [-]	$\gamma_{0.7}$ [-]	c_k' [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]	v'_{ur}
Oberboden	-0,8	17,5	19,5	5000	5000	15000		0,9		0,1	27,5	0	0,20
Torf, w, TA	-3,1	12,5	12,5	300	150 (617)	1500		1		0,1	15	0	0,20
Klei, w, TA	-7	13	13	1200	600	6000		1		0,1	20	0	0,20
Klei, st, TA	-11,3	16	16	2600	1300	13000		1		1,5	20	0	0,20
mS, mitteldicht gelagert	-16,6	19	21	38000	38000	114000	94000	0,65	0,0001	0,1	32,5	2,5	0,20
mS, dicht gelagert	-22,3	19,5	21,5	60000	60000	180000	114000	0,55	0,0001	0,1	34	4	0,20
Kies, dicht	-25	20	22	90000	90000	270000	114000	0,5	0,0001	0,1	37,5	7,5	0,20

Tab. B.36: Bodenkennwerte für Pfahl 47

Bezeichnung	z [m]	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	G_0^{ref} [kN/m ²]	m [-]	$\gamma_{0.7}$ [-]	c_k' [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]	v'_{ur}
Oberboden	-0,4	17,5	19,5	5000	5000	15000		0,5		0,1	27,5	0	0,20
Torf, w, TA	-2,7	12,5	12,5	300	150 (617)	1500		1		0,1	15	0	0,20
Klei, w, TA	-6,7	13	13	1200	600	6000		1		0,1	20	0	0,20
fS, locker gelagert	-11,6	18	20	15000	15000	45000	77000	0,75	0,0001	0,1	30	0	0,20
fS, mitteldicht gelagert	-17	19	21	32500	32500	97500	94000	0,675	0,0001	0,1	32,5	2,5	0,20
mS, dicht gelagert	-24	19,5	21,5	60000	60000	180000	114000	0,6	0,0001	0,1	34	4	0,20

C Weitere Berechnungsergebnisse Feldversuch

Nachfolgend werden die Ergebnisse der Modelle V2 für die Nachrechnung der statischen Pfahlprobelastungen dargestellt, die aufgrund der zu großen Tragfähigkeit im Vergleich zu den Messergebnissen im Anschluss überarbeitet wurden.

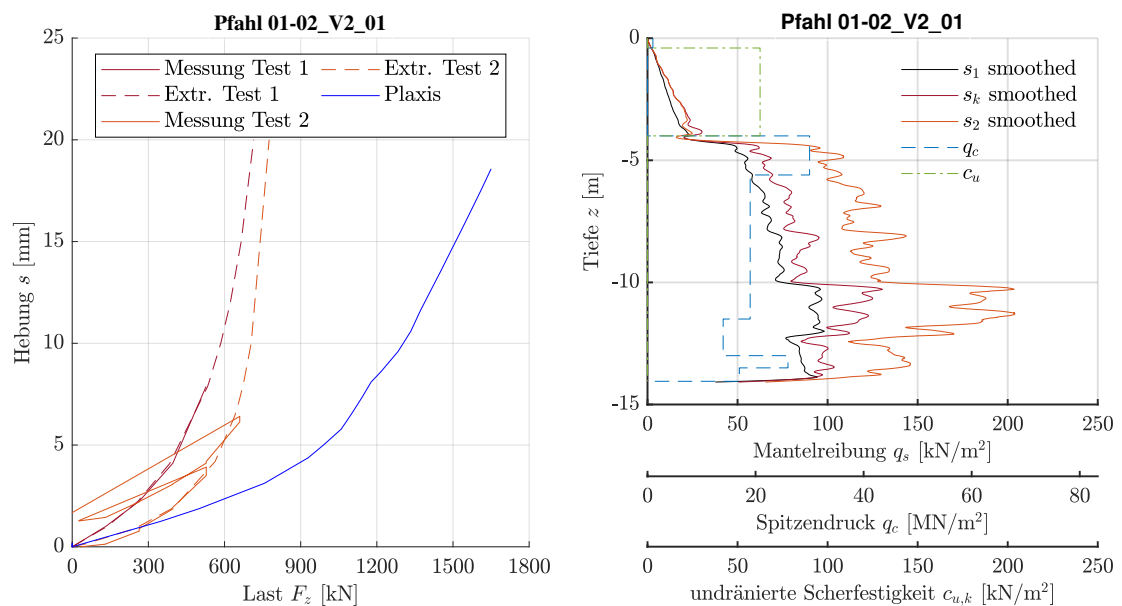


Abb. C-0.1: Nachrechnung der Probelastung Pfahl 01-02 und Verteilung der Mantelreibung

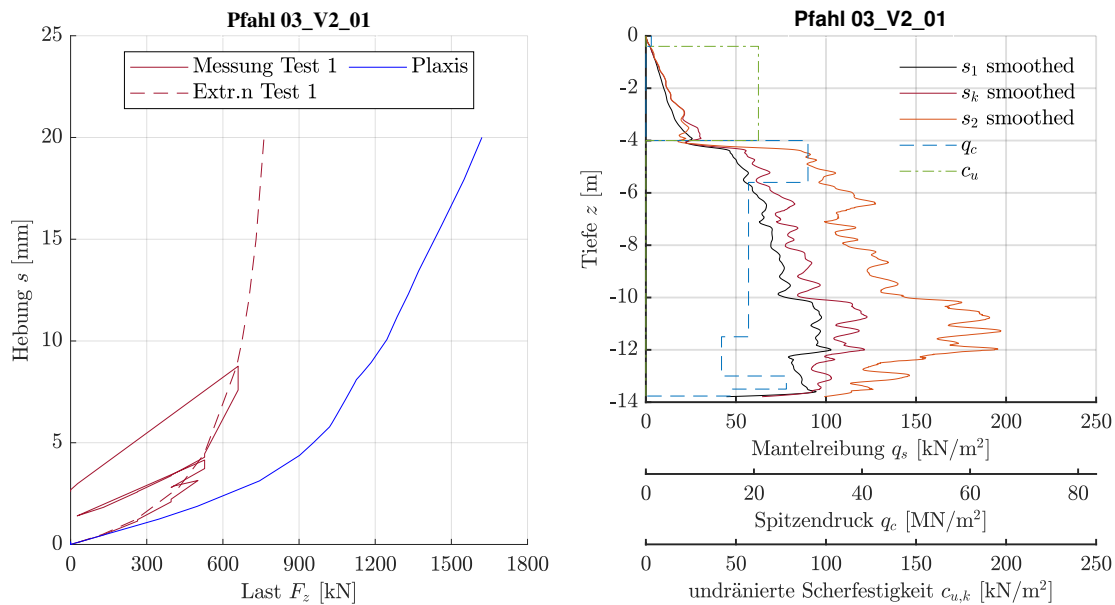


Abb. C-0.2: Nachrechnung der Probelastung Pfahl 03 und Verteilung der Mantelreibung

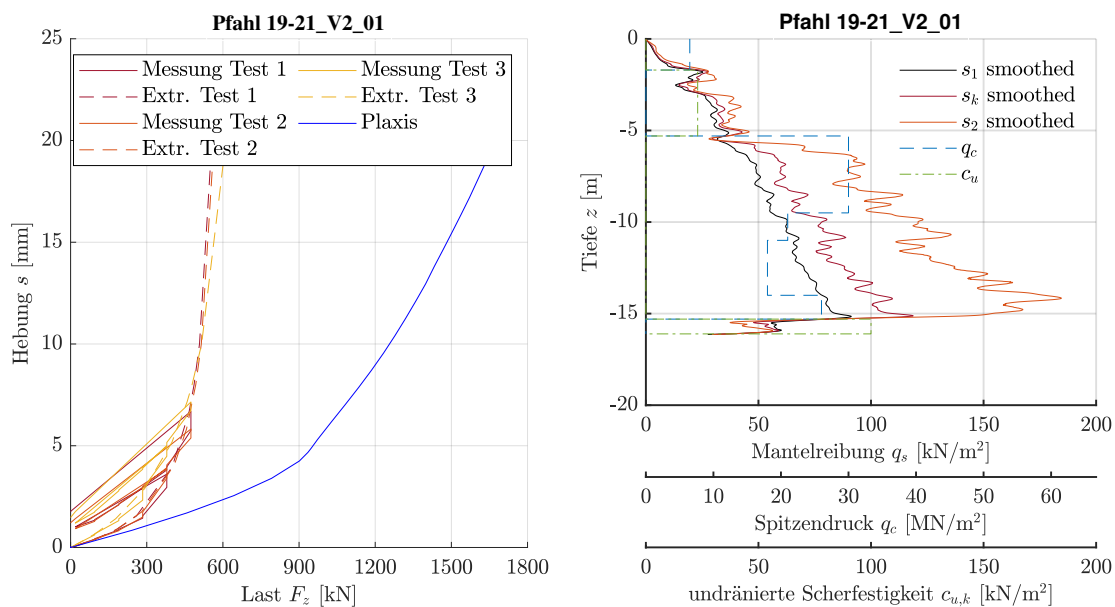


Abb. C-0.3: Nachrechnung der Probelastung Pfahl 19-21 und Verteilung der Mantelreibung

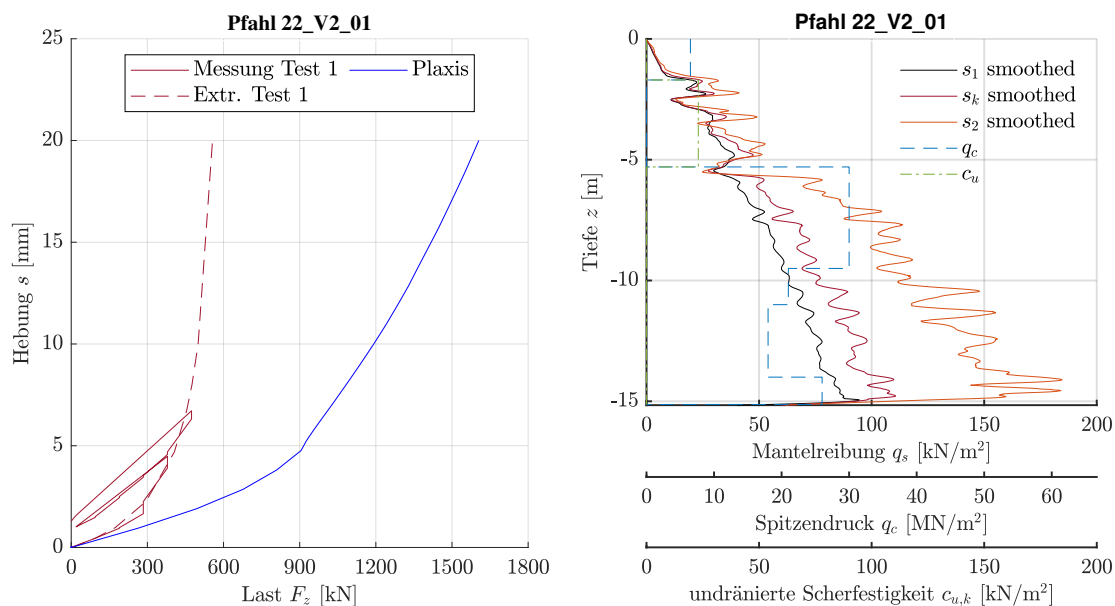


Abb. C-0.4: Nachrechnung der Probelastung Pfahl 22 und Verteilung der Mantelreibung

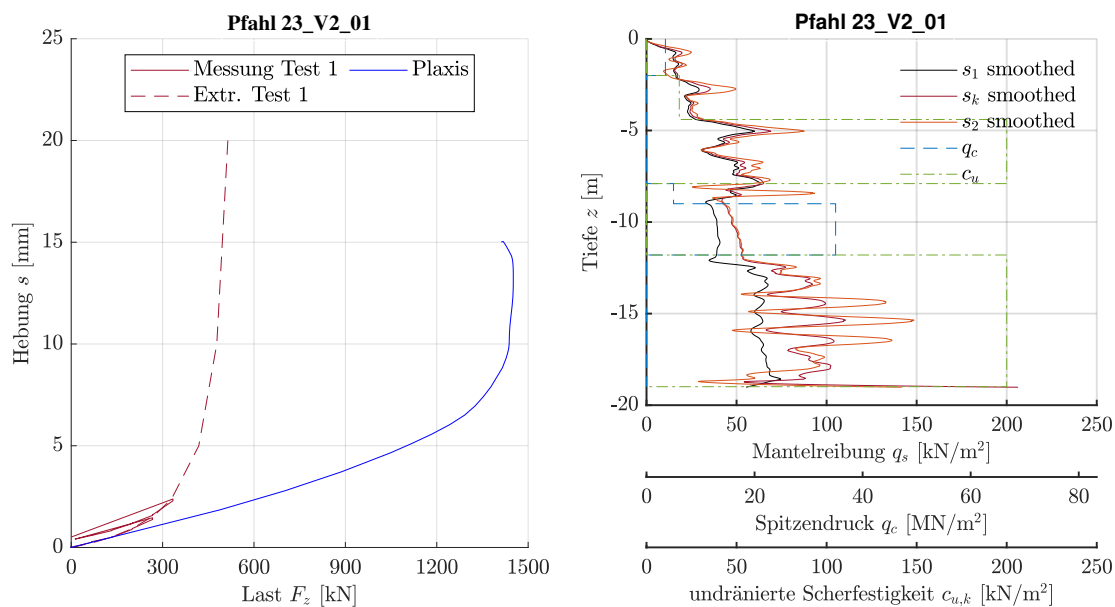


Abb. C-0.5: Nachrechnung der Probelastung Pfahl 23 und Verteilung der Mantelreibung

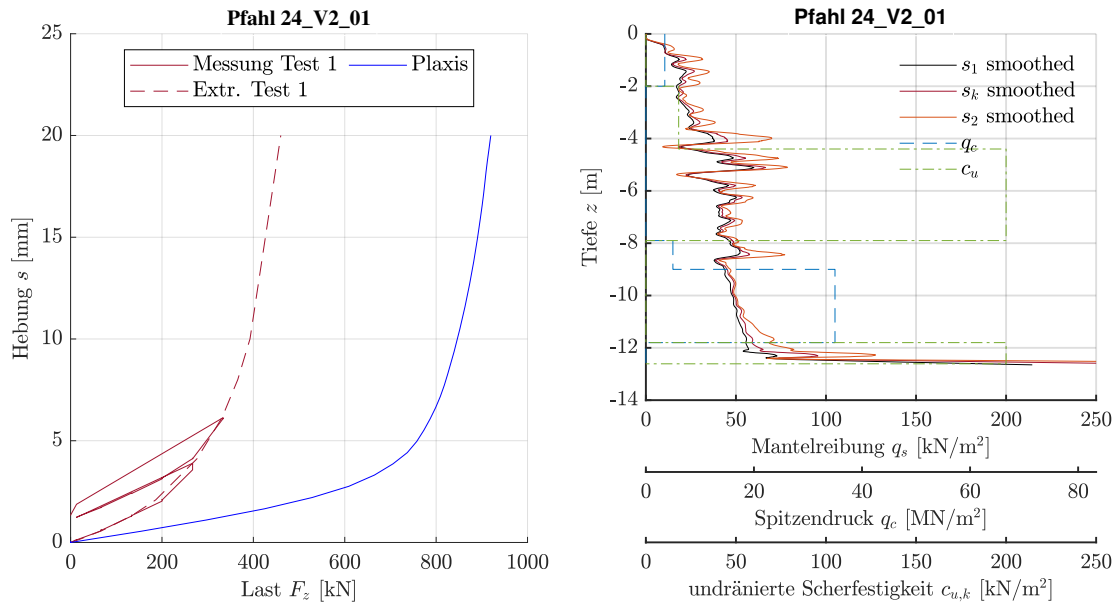


Abb. C-0.6: Nachrechnung der Probelastung Pfahl 24 und Verteilung der Mantelreibung

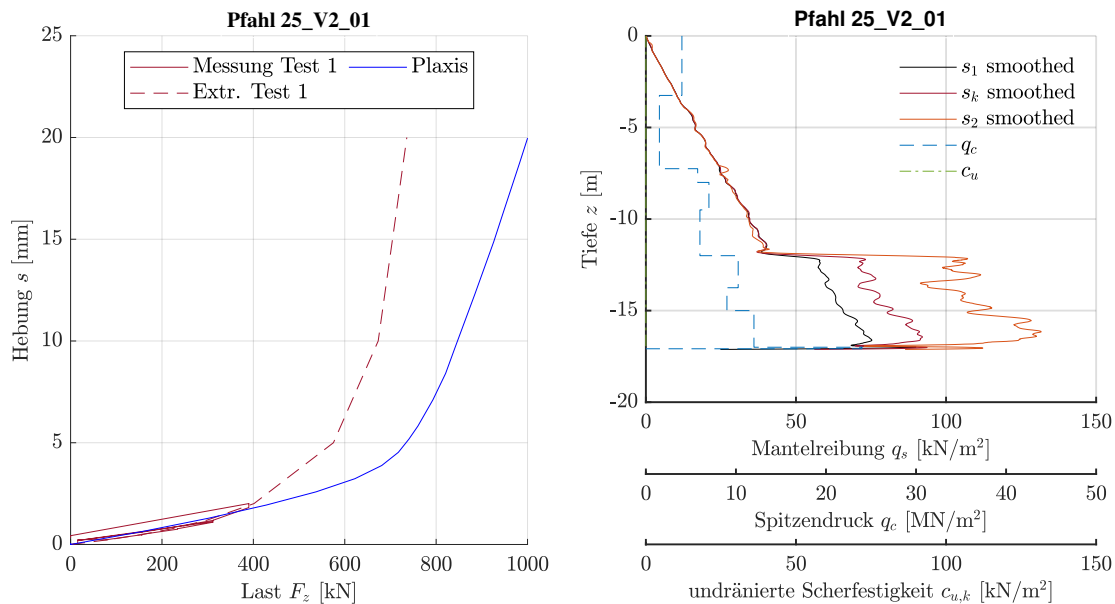


Abb. C-0.7: Nachrechnung der Probelastung Pfahl 25 und Verteilung der Mantelreibung

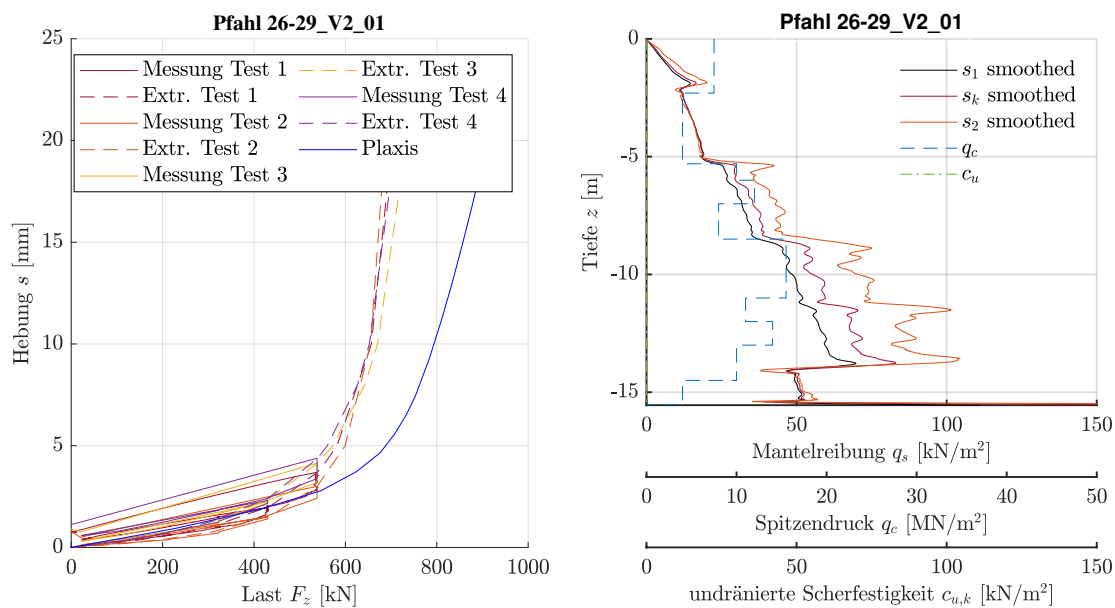


Abb. C-0.8: Nachrechnung der Probelastung Pfahl 26-29 und Verteilung der Mantelreibung

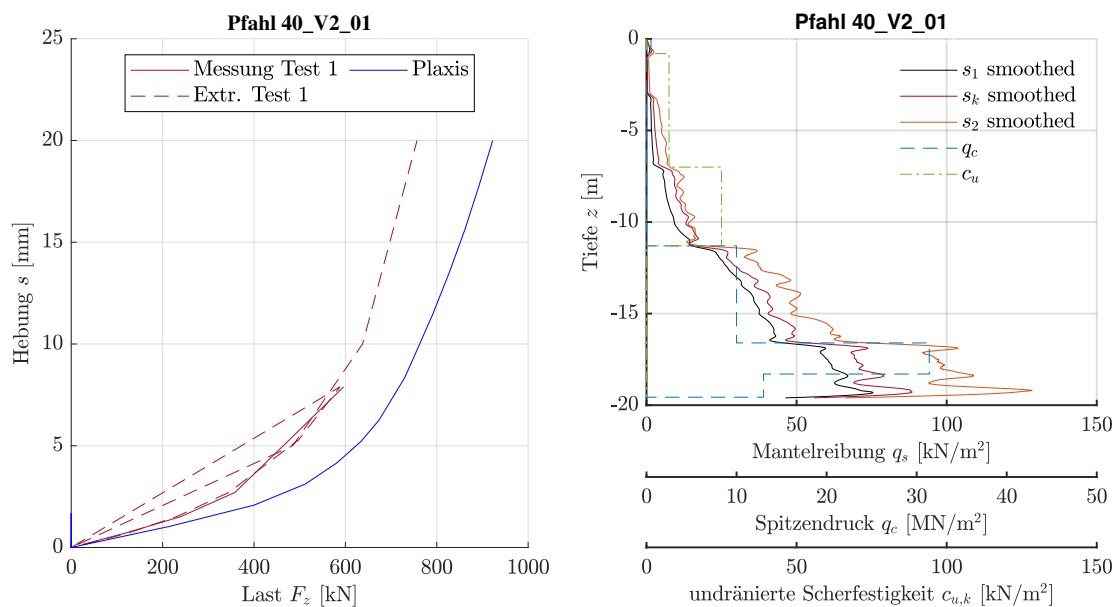


Abb. C-0.9: Nachrechnung der Probelastung Pfahl 40 und Verteilung der Mantelreibung

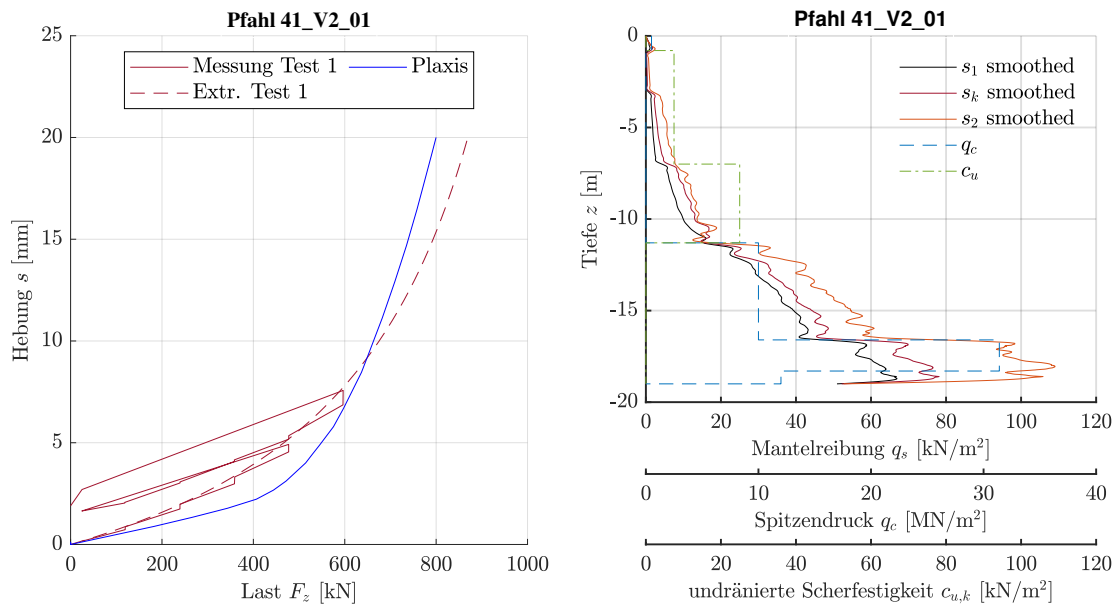


Abb. C-0.10: Nachrechnung der Probelastung Pfahl 41 und Verteilung der Mantelreibung

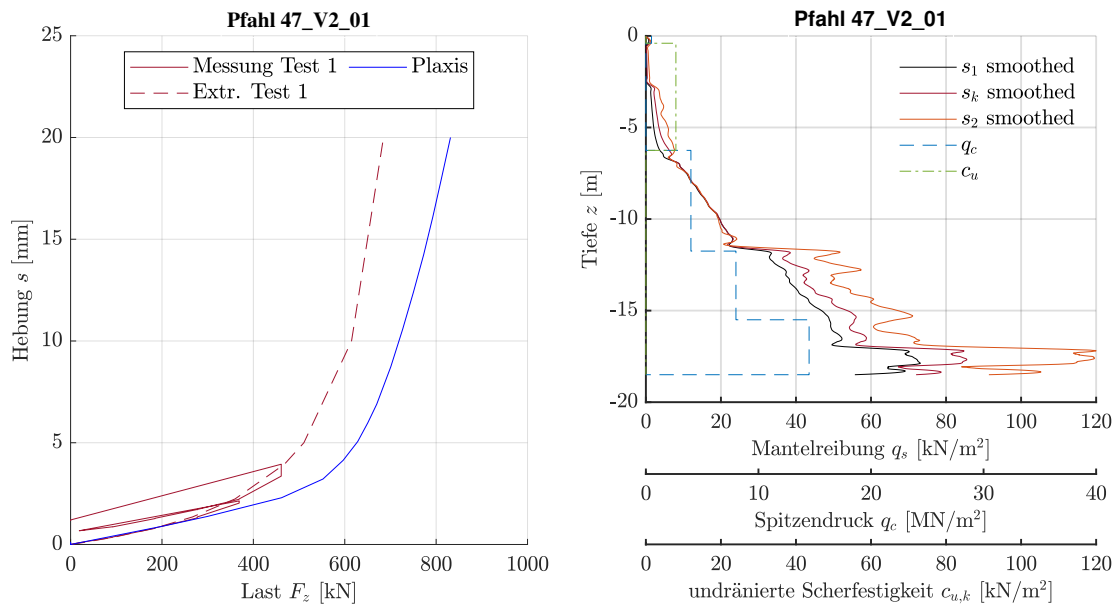


Abb. C-0.11: Nachrechnung der Probelastung Pfahl 47 und Verteilung der Mantelreibung

D Statistische Auswertung

D-1 Durchlauf 1

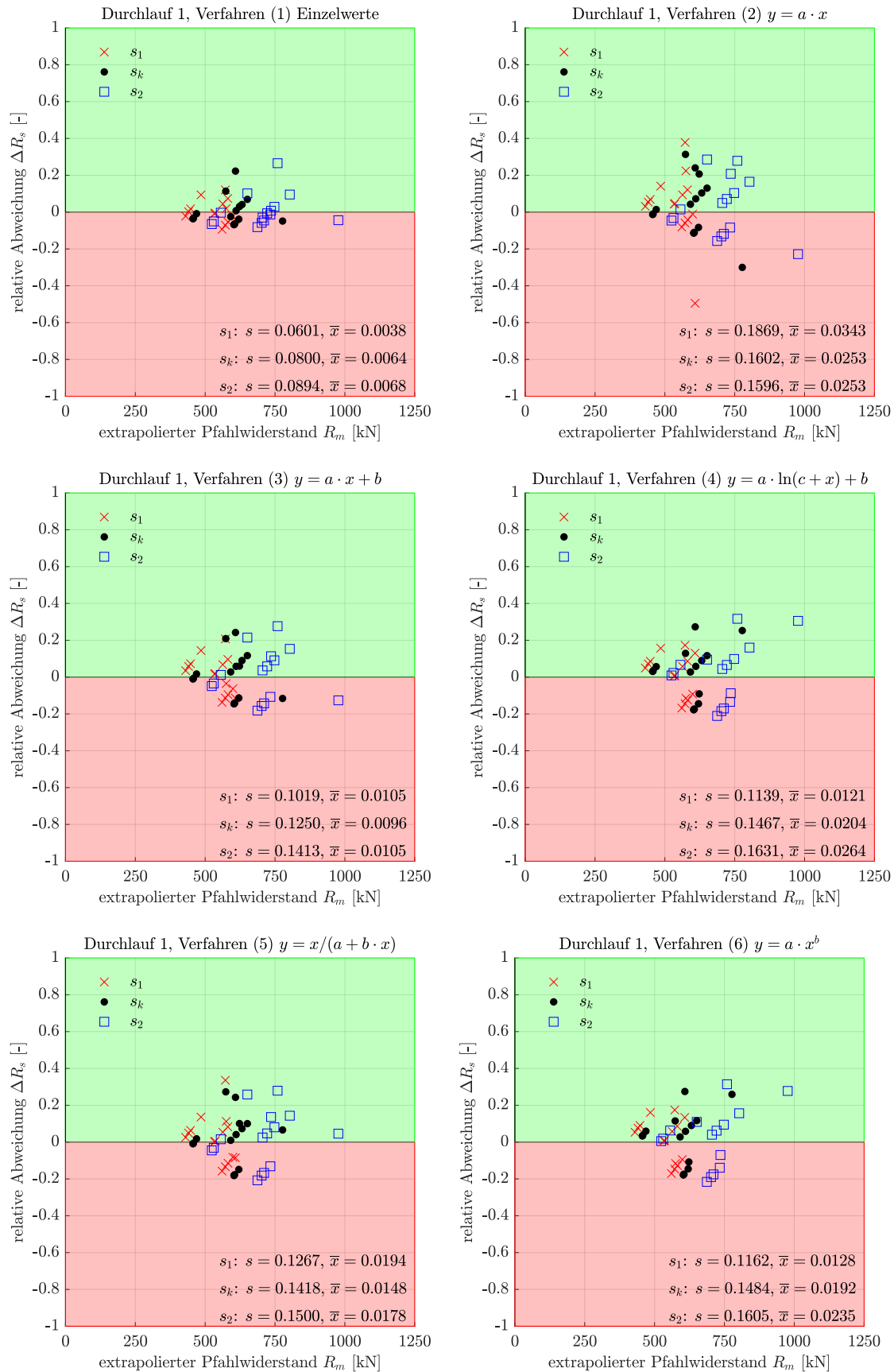


Abb. D-1.1: Gegenüberstellung der extrpolierten Messwerte R_m und der relativen Abweichung zu den berechneten Pfahlwiderständen ΔR nach Durchlauf 1

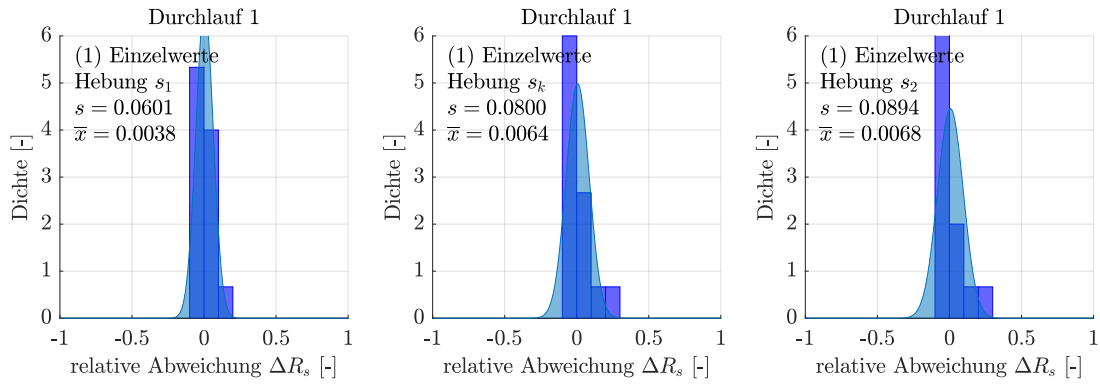


Abb. D-1.2: Dichtefunktionen der Normalverteilung aus der Überprüfung der statistischen Auswertung in Durchlauf 1 mit Verfahren 1

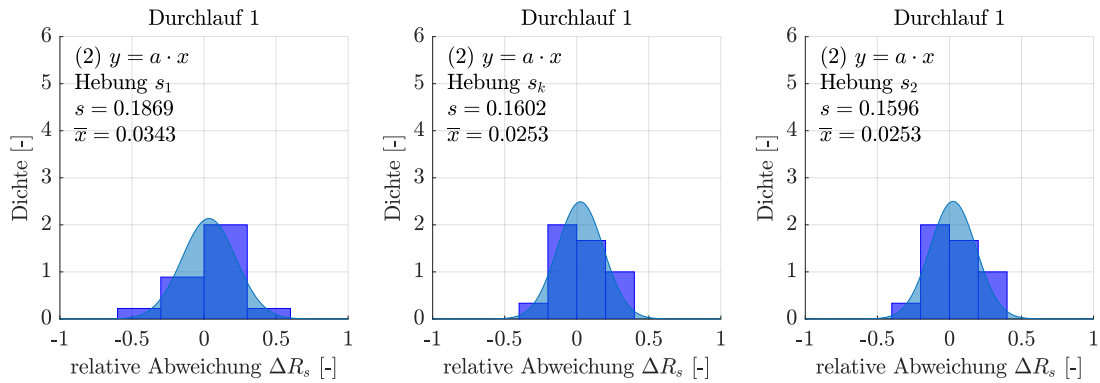


Abb. D-1.3: Dichtefunktionen der Normalverteilung aus der Überprüfung der statistischen Auswertung in Durchlauf 1 mit Verfahren 2

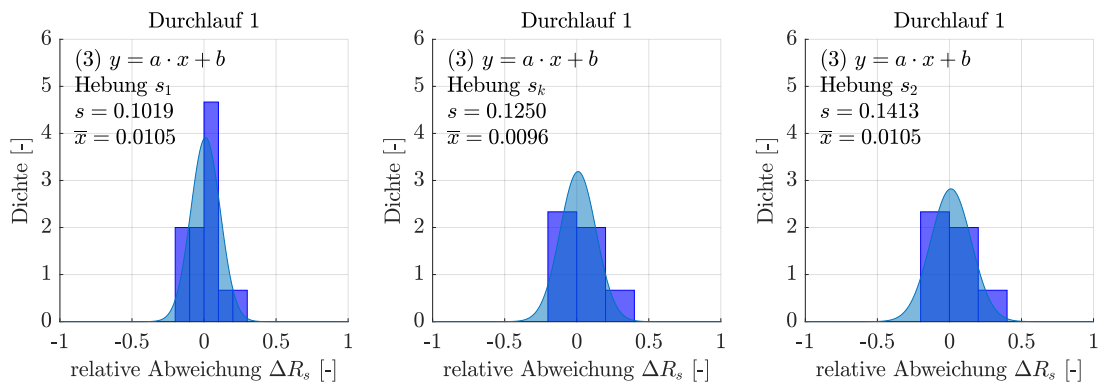


Abb. D-1.4: Dichtefunktionen der Normalverteilung aus der Überprüfung der statistischen Auswertung in Durchlauf 1 mit Verfahren 3

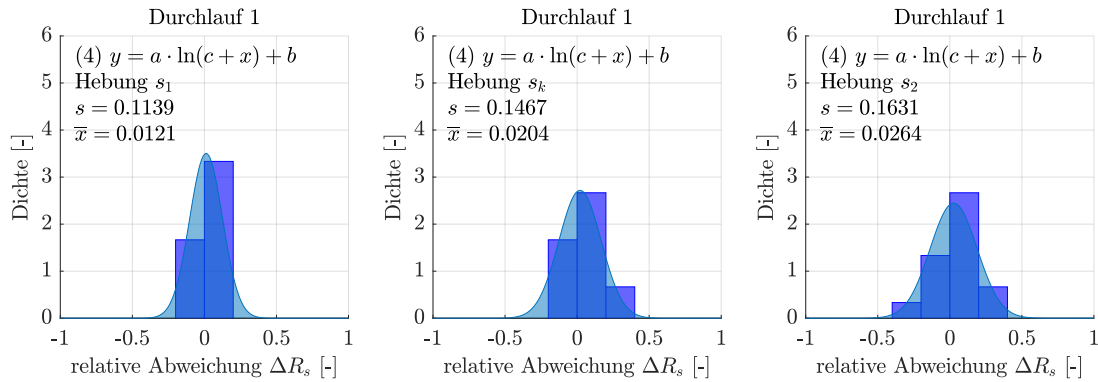


Abb. D-1.5: Dichtefunktionen der Normalverteilung aus der Überprüfung der statistischen Auswertung in Durchlauf 1 mit Verfahren 4

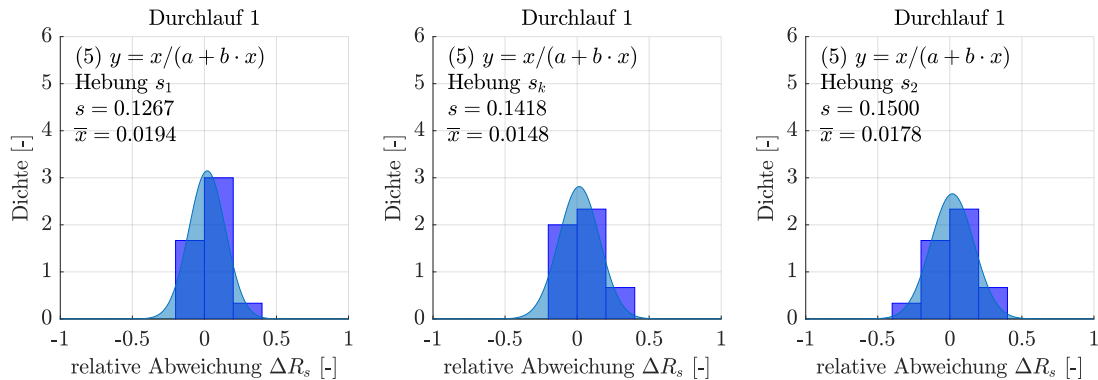


Abb. D-1.6: Dichtefunktionen der Normalverteilung aus der Überprüfung der statistischen Auswertung in Durchlauf 1 mit Verfahren 5

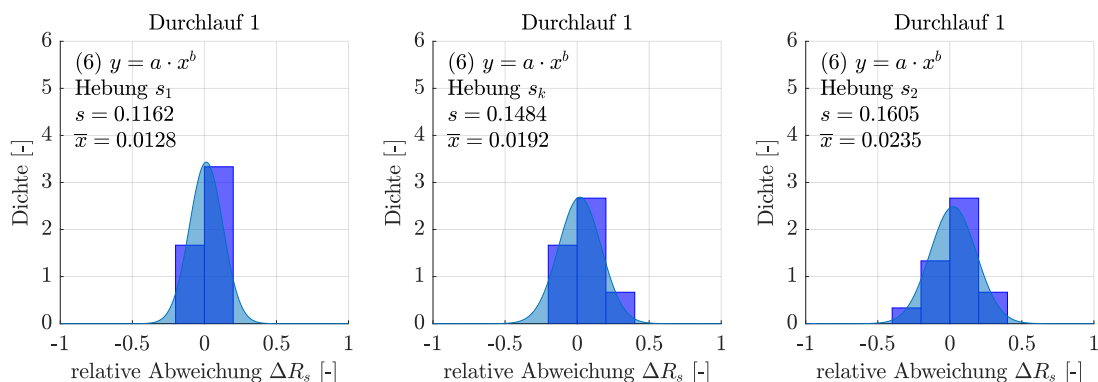


Abb. D-1.7: Dichtefunktionen der Normalverteilung aus der Überprüfung der statistischen Auswertung in Durchlauf 1 mit Verfahren 6

D-2 Durchlauf 3

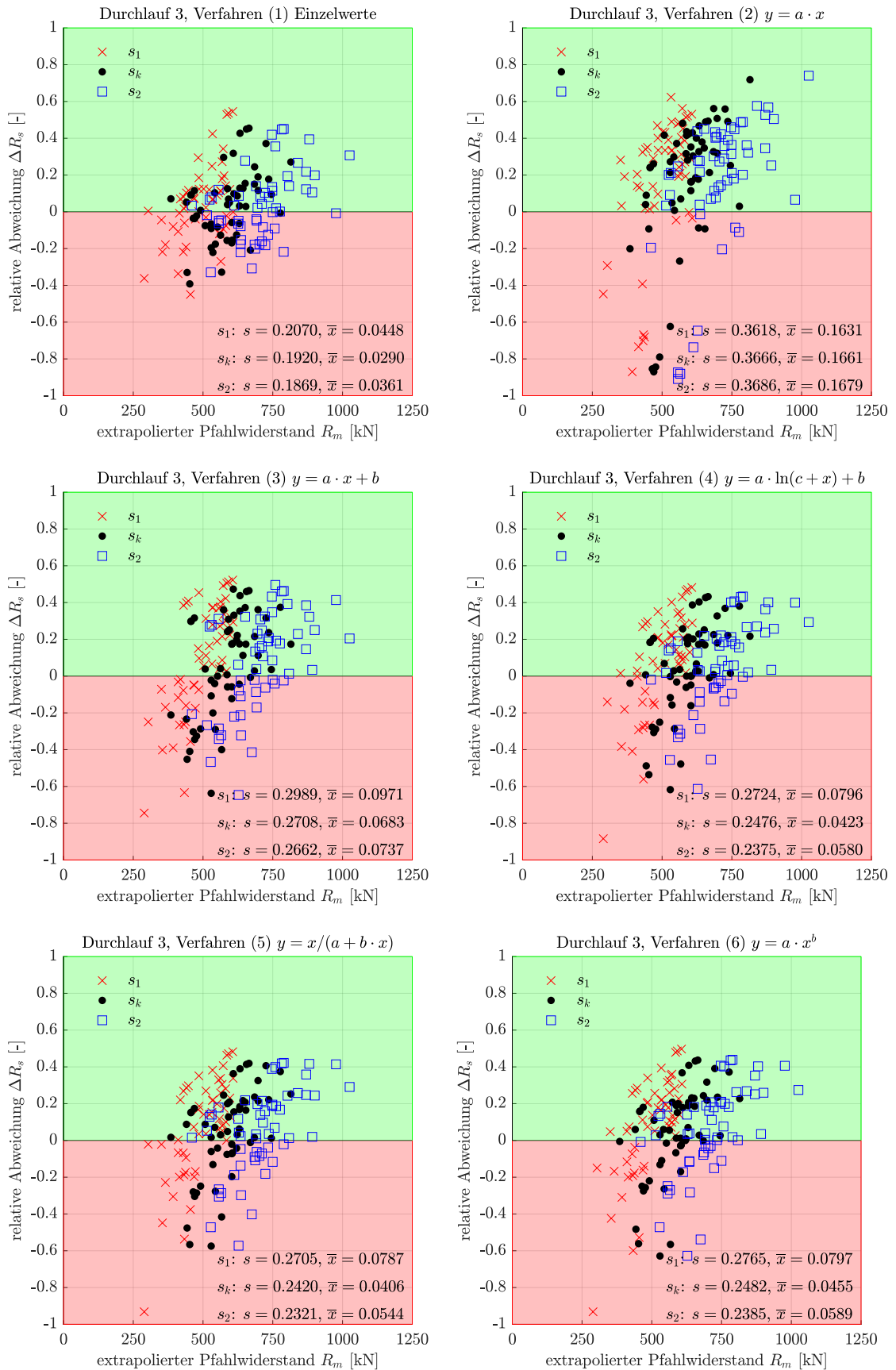


Abb. D-2.8: Gegenüberstellung der extrpolierten Messwerte R_m und der relativen Abweichung zu den berechneten Pfahlwiderständen ΔR nach Durchlauf 3

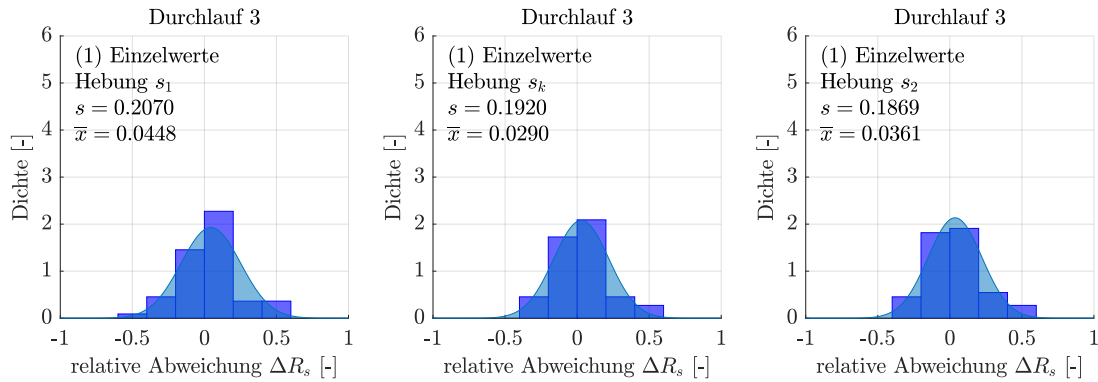


Abb. D-2.9: Dichtefunktionen der Normalverteilung aus der Überprüfung der statistischen Auswertung in Durchlauf 3 mit Verfahren 1

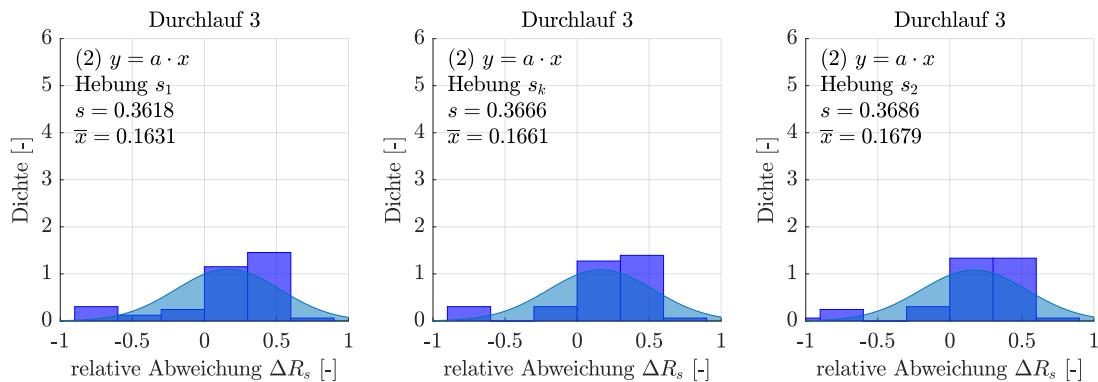


Abb. D-2.10: Dichtefunktionen der Normalverteilung aus der Überprüfung der statistischen Auswertung in Durchlauf 3 mit Verfahren 2

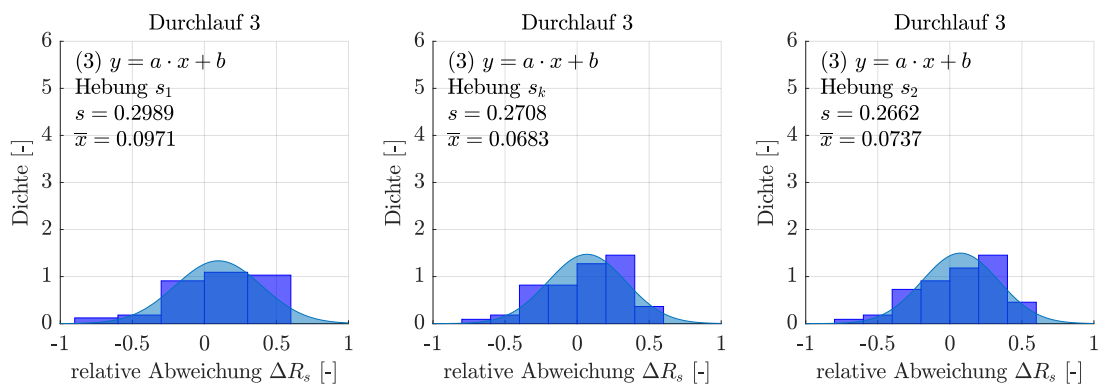


Abb. D-2.11: Dichtefunktionen der Normalverteilung aus der Überprüfung der statistischen Auswertung in Durchlauf 3 mit Verfahren 3

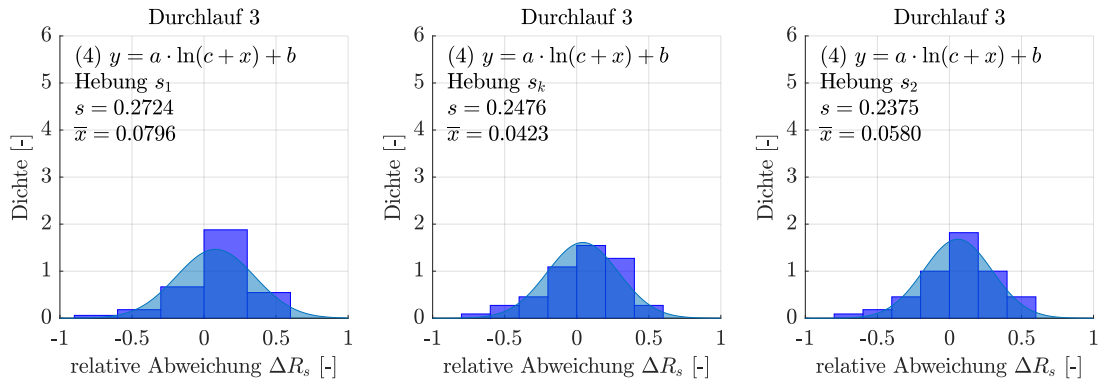


Abb. D-2.12: Dichtefunktionen der Normalverteilung aus der Überprüfung der statistischen Auswertung in Durchlauf 3 mit Verfahren 4

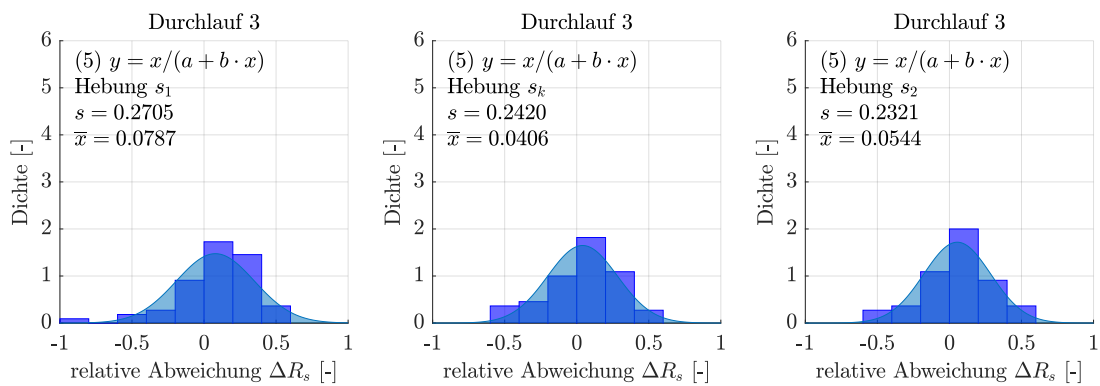


Abb. D-2.13: Dichtefunktionen der Normalverteilung aus der Überprüfung der statistischen Auswertung in Durchlauf 3 mit Verfahren 5

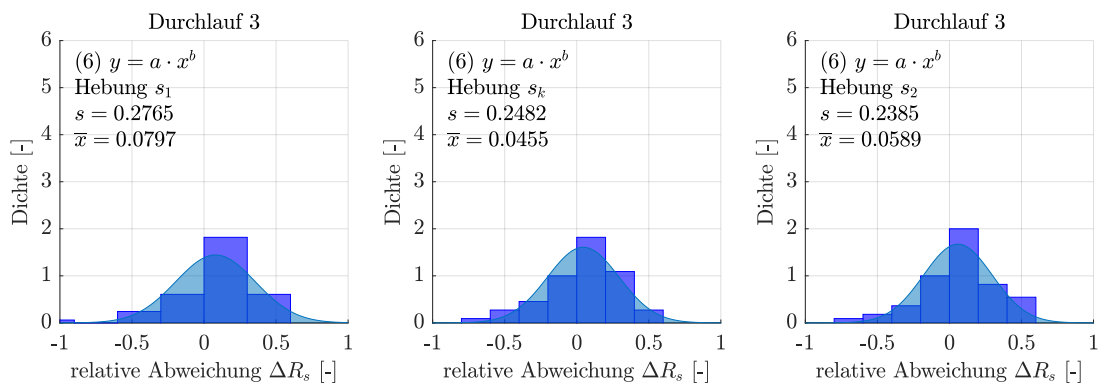


Abb. D-2.14: Dichtefunktionen der Normalverteilung aus der Überprüfung der statistischen Auswertung in Durchlauf 3 mit Verfahren 6

E Untersuchungen zu Pfahlgruppen

E-1 Parameterstudie in geschichteten Böden

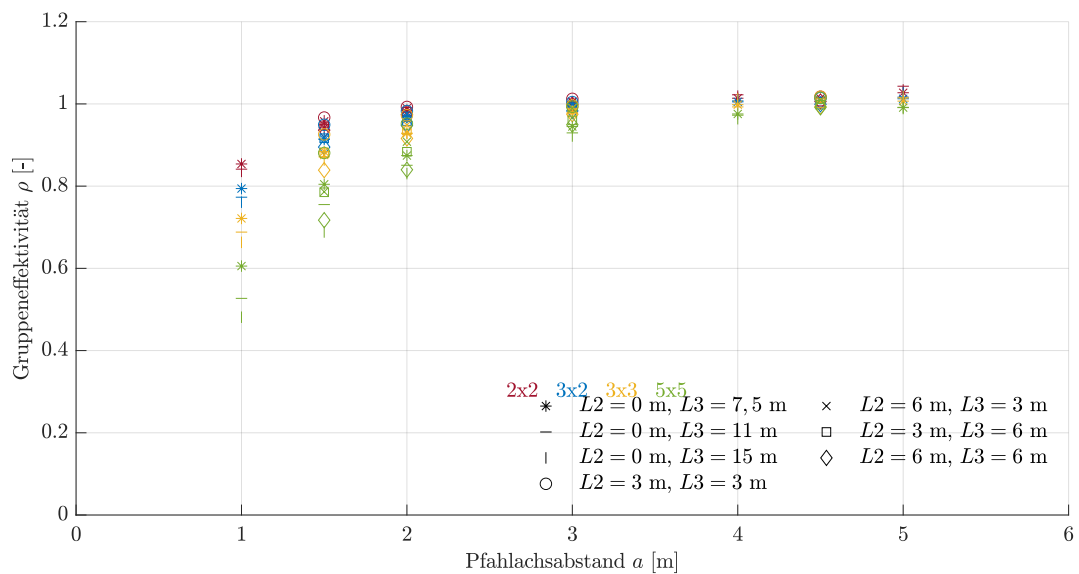


Abb. E-1.1: In Plaxis berechnete Gruppeneffektivität ρ für Pfahlgruppen in geschichteten und homogenen Böden mit $I_D = 0,25$

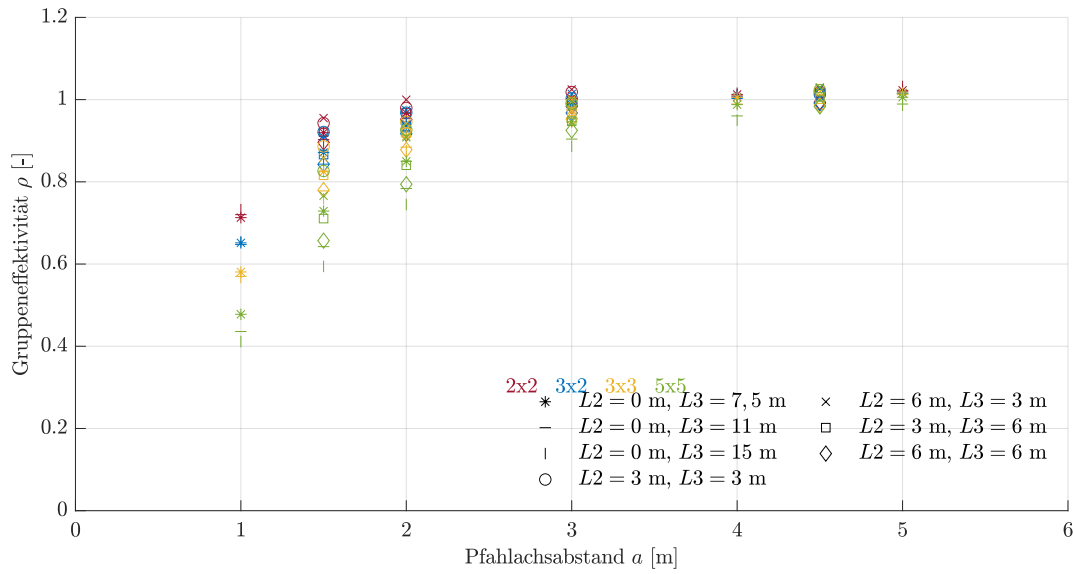


Abb. E-1.2: In Plaxis berechnete Gruppeneffektivität ρ für Pfahlgruppen in geschichteten und homogenen Böden mit $I_D = 0,5$

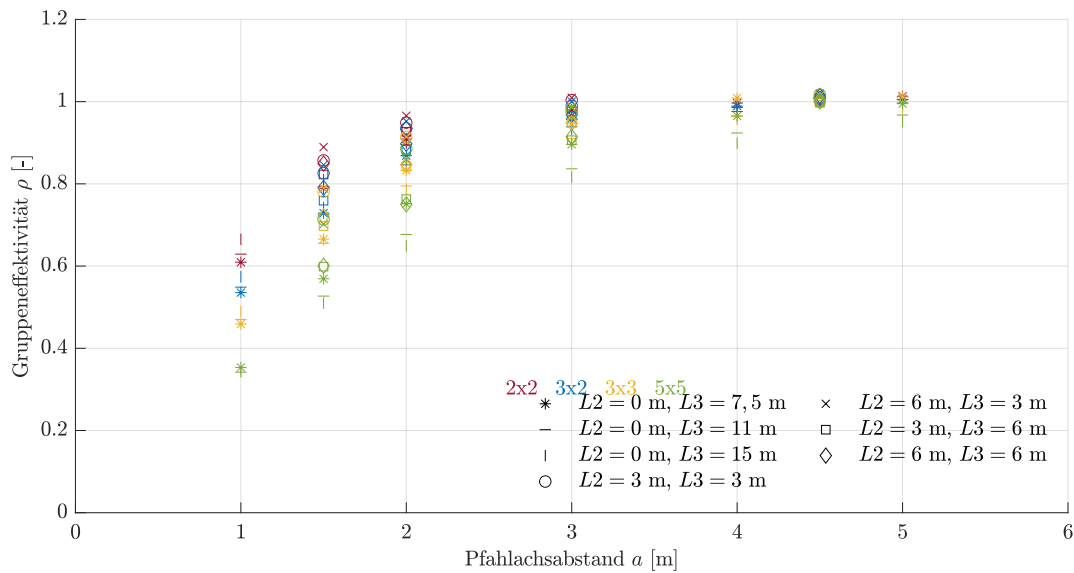


Abb. E-1.3: In Plaxis berechnete Gruppeneffektivität ρ für Pfahlgruppen in geschichteten und homogenen Böden mit $I_D = 0,8$