

Diese Arbeit entstand am Fachgebiet Geotechnik als eine vom Fachbereich Bauingenieurwesen der Universität Kassel genehmigte Dissertation.

Erster Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Hans-Georg Kempfert

Zweiter Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Bernhard Walz

Tag der mündlichen Prüfung: 22. August 2005

Institut für Geotechnik und Geohydraulik

Universität Kassel – Fachgebiet Geotechnik

Mönchebergstraße 7 – 34125 Kassel

Telefon: (0561) 804 2630

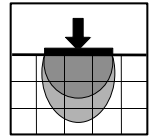
Telefax: (0561) 804 2651

kassel university press GmbH

www.upress.uni-kassel.de

ISBN: 3-89958-168-7

urn:nbn:de:0002-1683



Herausgeber:
Professor Dr.-Ing. H.-G. Kempfert

**Beanspruchung und Verformung
von Gründungskonstruktionen
auf Pfahlrosten und Pfahlgruppen
unter Berücksichtigung des
Teilsicherheitskonzeptes**

Michael Rudolf

Heft 17

August 2005

Vorwort des Herausgebers

Das Widerstands-Setzungsverhalten von Pfahlgruppen ist gegenüber Einzelpfählen in der Regel sehr unterschiedlich. Je nach Steifigkeit der über den Pfahlköpfen angeordneten aufgehenden Konstruktion erhalten die Pfähle abhängig von ihrer Stellung in der Gruppe unterschiedliche Lastanteile bzw. weisen ein unterschiedliches Setzungsverhalten auf. Auch sind die Gesamtsetzungen der Pfahlgruppe i. Allg. größer als die des Einzelpfahles. Dies gilt insgesamt besonders für Bohrpfahlgruppen.

Das Pfahlgruppenverhalten führt zu Beanspruchungen in der Pfahlkopfplatte bzw. in der aufgehenden Konstruktion, die je nach Randbedingungen bei den statischen Nachweisen Berücksichtigung finden sollten. Eine entsprechende Forderung ist auch in der neuen DIN 1054 enthalten. Dazu liegen jedoch bisher nur wenig abgesicherte Berechnungsverfahren und systematische Untersuchungen vor, die sowohl die Einflussparameter als auch unterschiedliche Pfahlsysteme berücksichtigen. Dies war Veranlassung, das Verhalten von Pfählen in der Gruppe weitergehend wissenschaftlich zu untersuchen.

Herr Dr.-Ing. Michael Rudolf hat auf der Grundlage von umfangreichen numerischen Parameterstudien unter Variation der Gruppengeometrie, Bodenart, Einwirkungen und Setzungsgrößen das Trag- und Verformungsverhalten von Pfahlgruppen systematisch untersucht und ein vereinfachtes Nomogrammverfahren zur Berücksichtigung des Verhaltens von Pfahlgruppen bezogen auf die Pfahlwiderstände und auf die Setzungen abgeleitet, welches unmittelbar auch in die Ingenieurpraxis Eingang finden kann. Da andere Pfahltypen als Bohrpfähle aufgrund der Herstellungseinflüsse nur unbefriedigend numerisch zu modellieren waren, wurden Modellversuche, z. B. für Verdrängungspfähle, aus der Literatur zusammengestellt und daraus Abhängigkeiten und Tendenzen zum Gruppenverhalten dieser Pfahlarten ergänzt.

Für allgemeine Pfahltragfähigkeitsfragen besonders interessant sind die von Herrn Rudolf vorgenommenen Erweiterungen an bestehenden vereinfachten analytischen Verfahren zur Bestimmung der Widerstands-Setzungs-Linien. Dabei gelingt es, für das Verhalten der Einzelpfähle eine gute und für Gruppenpfähle, trotz komplexer Randbedingungen, eine weitgehend zufriedenstellende Übereinstimmung mit Berechnungen nach der räumlichen FEM zu erreichen.

Die neuen Ansätze wurden sowohl für das Nomogrammverfahren als auch für das analytische Verfahren vergleichend auf mehrere Beispiele angewendet, wobei einerseits nochmals die Brauchbarkeit der entwickelten Ansätze belegt und andererseits gezeigt wurde, dass für die Beanspruchung der Pfahlkopfplatte je nach Randbedingung erhebliche Zusatzbeanspruchungen aus der Gruppenwirkung wirksam sein können.

Ergänzend wurde von Herrn Rudolf mit dem Verfahren von Schiel auch die grundsätzliche Auswirkung von linearem und nichtlinearem Pfahlwiderstandsverhalten von Pfahlrosten geprüft. Als Ergebnis ist festzustellen, dass offenbar der nichtlineare Einfluss bei üblichen Belastungs- und Pfahlanordnungssituationen vernachlässigt werden kann.

Mit den in der Arbeit erzielten Ergebnissen lassen sich nun auch die Forderungen der neuen DIN 1054 nach dem Teilsicherheitskonzept bezüglich der Nachweise für Pfahlgruppen berücksichtigen.

Hans-Georg Kempfert

Vorwort des Autors

Die vorliegende Dissertation entstand in den Jahren 2001 bis 2005 während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter im Fachgebiet Geotechnik am Institut für Geotechnik und Geohydraulik (IGG) der Universität Kassel.

Wichtige Anregungen für meine Arbeit erhielt ich während meiner wissenschaftlichen Tätigkeit von Herrn Professor Dr.-Ing. Hans-Georg Kempfert. Insgesamt haben sowohl das wissenschaftliche Arbeiten als auch die Beteiligung an verschiedenen Projekten und das intensive Mitwirken in der Lehre die Zeit im Fachgebiet Geotechnik sehr interessant gemacht und mir die Möglichkeit gegeben, mich fachlich und menschlich weiterzuentwickeln. Für die intensive Betreuung und die Unterstützung sowie die Übernahme des Referates im Promotionsverfahren danke ich Herrn Professor Kempfert.

Für sein Interesse an meiner Arbeit sowie die Übernahme des Korreferats danke ich Herrn Professor Dr.-Ing. Bernhard Walz. Für die Mitwirkung in der Promotionskommission danke ich Herrn Professor Dr.-Ing. Friedel Hartmann und Herrn Professor Dr.-Ing. Ekkehard Fehling. Als kritischen Gesprächspartner mit großem Interesse an meiner Arbeit bedanke ich mich bei Herrn Professor Dr.-Ing. Jürgen Bergfelder für die konstruktiven fachlichen Diskussionen.

Für die nette Zusammenarbeit im Fachgebiet Geotechnik bedanke ich mich bei allen Kollegen, die mir stets fachliche und persönliche Unterstützung gaben und mit denen sich über die Jahre ein freundschaftliches Verhältnis aufgebaut hat. Dabei sind ebenfalls die studentischen Hilfskräfte mit eingeschlossen, deren Unterstützung stets wichtig für das Fachgebiet aber auch für die eigene Arbeit waren.

Mein besonderer Dank gilt meiner Familie für die ausdauernde und positive Unterstützung. Insbesondere meine Mutter Angelika und mein Vater Klaus haben mich auf meinem gesamten Lebensweg hilfreich begleitet und mir damit erst den beschrittenen Werdegang ermöglicht.

Michael Rudolf

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
2	Zum Kenntnisstand des Trag- und Verformungsverhaltens von Pfahlgruppen	5
2.1	Allgemeines.....	5
2.2	Druckpfahlgruppen.....	5
2.2.1	Generelles Tragverhalten.....	5
2.2.2	Setzungsverhalten von Pfahlgruppen.....	7
2.2.3	Tragfähigkeit von Pfahlgruppen.....	9
2.2.4	Beurteilung der Berechnungsansätze für Pfahlgruppen.....	11
2.3	Kombinierte Pfahl-Plattengründung.....	12
2.3.1	Definition des Systems „Kombinierte Pfahl-Plattengründung“.....	12
2.3.2	Anwendungsgebiete.....	13
2.3.3	Theoretische Grundlagen.....	13
2.3.4	Berechnungsverfahren.....	15
2.3.5	Vergleich von KPP und Pfahlgruppen und Übertragbarkeit von Forschungsergebnissen.....	16
3	Zusammenfassende Darstellung zum Tragverhalten und zur Berechnung von Pfahlrosten	23
3.1	Definition Pfahlrost.....	23
3.2	Pfahlrostberechnung.....	23
3.2.1	System des Rechenmodells mit axial beanspruchten Pfählen.....	23
3.2.2	Statisch bestimmte Systeme.....	24
3.2.3	Statisch unbestimmte Systeme.....	25
3.2.4	Axial beanspruchte Pfahlsysteme nach Schiel.....	26
3.2.5	Gültigkeitsgrenzen.....	30
3.2.6	Nichtlinear-elastisches Tragverhalten von Pfählen.....	31
3.2.7	Teilsicherheitskonzept.....	32
3.2.8	Belastungssituationen auf Pfahlroste.....	33
4	Vergleichende Darstellung des Global- und Teilsicherheitskonzeptes bei Pfahlgründungen	35
4.1	Allgemeines.....	35
4.2	Wesentliche Begriffe nach DIN 1054 und DIN EN 1997-1.....	35
4.3	Gegenüberstellung von Regelungen der neuen und alten DIN 1054 bei Pfahlgründungen.....	37

5	Ergänzende Untersuchungen zum Verhalten von Pfahlrosten	41
5.1	Allgemeines.....	41
5.2	Erweiterung des Berechnungsverfahrens nach Schiel auf nichtlineares Pfahltragverhalten	42
5.3	Nichtlineares Pfahltragverhalten	44
6	Validierung eines numerischen Berechnungsmodells für Pfahlgruppen	53
6.1	Anforderungen an das Berechnungsmodell	53
6.2	Aufbau des Berechnungsmodells	53
6.2.1	Modellierung des Bodens	53
6.2.2	Pfahlmodellierung.....	54
6.2.3	Stoffgesetze.....	57
6.2.4	Berechnungsschritte und Belastung.....	58
6.2.5	Pfahlart.....	59
6.3	Validierung.....	60
6.3.1	Allgemeines	60
6.3.2	Talbrücke Alzey.....	61
6.3.3	Alte Oper in Frankfurt am Main	62
6.3.4	Pfahlprobelastungen in Düsseldorf.....	63
6.3.5	DEGEBO Berlin	64
6.3.6	5 x 5-Pfahlgruppe.....	65
6.4	Bewertung des Berechnungsmodells für die Parameterstudie	66
7	Ableitung eines analytischen Berechnungsverfahrens	69
7.1	Einleitung	69
7.2	Ansatz des analytischen Berechnungsverfahrens.....	69
7.2.1	Einzelpfahl	69
7.2.2	Pfahlgruppe.....	72
7.2.3	Einflussradius.....	73
7.3	Eigenes analytisches Berechnungsverfahren.....	76
7.3.1	Bruchkriterium.....	76
7.3.2	Berechnungsschritte.....	78
7.3.3	Pfahlmantel	79
7.3.4	Pfahlfuß.....	82
7.4	Validierung des analytischen Berechnungsverfahrens	84
7.4.1	Einzelpfahl	84
7.4.2	Festlegung des Einflussradius.....	87
7.4.3	Pfahlgruppe.....	88

8	Untersuchungen zum Tragverhalten von Pfahlgruppen	93
8.1	Parameterstudie für Bohrpfähle.....	93
8.1.1	Randbedingungen	93
8.1.2	Zielsetzung der Parameterstudie.....	96
8.2	Belastungssituationen.....	98
8.3	Vertikal belastete Bohrpfahlgruppen.....	101
8.3.1	Widerstände bei Bohrpfahlgruppen.....	101
8.3.2	Setzungen bei Bohrpfahlgruppen.....	110
8.3.3	Setzungsdifferenzen zwischen Pfählen bei Bohrpfahlgruppen	112
8.4	Vertikal belastete Bohrpfahlgruppen mit Momentenbeanspruchung.....	113
8.5	Nichtquadratische Pfahlgruppen	115
8.6	Pfahlgruppen aus weiteren Pfahlarten.....	117
8.6.1	Pfahlarten	117
8.6.2	Verdrängungspfähle.....	118
8.6.3	Verpresspfähle	125
8.6.4	Bewertung der Untersuchung der Gruppenwirkung bei Pfahlgruppen mit anderen Pfahlarten	128
9	Ableitung eines Nomogrammverfahrens zur Erfassung der Gruppenwirkung unter Berücksichtigung des Teilsicherheitskonzeptes	129
9.1	Grundlagen und Zielsetzung	129
9.2	Gruppenwirkung bezogen auf die Setzungen von Pfahlgruppen.....	130
9.3	Widerstände der Gruppenpfähle.....	137
9.4	Verdrängungspfahlgruppen und Verpresspfahlgruppen	142
9.4.1	Verdrängungspfahlgruppen	142
9.4.2	Verpresspfahlgruppen.....	143
9.5	Geschichteter Baugrund	143
9.6	Anwendung des Teilsicherheitskonzeptes auf Pfahlgruppen.....	144
9.6.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZ 1B / ULS)	144
9.6.2	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2 / SLS)	145
9.6.3	Analoge Nachweisführung für Kombinierte Pfahl-Plattengründungen.....	146

10 Vergleichende Anwendung der Verfahren auf unterschiedliche Pfahlgruppen	149
10.1 Vorgehensweise	149
10.2 Beispiel Pfeilergründung auf 9 Pfählen.....	150
10.2.1 Ungeschichtetes Bodenprofil unterhalb einer Weichschicht	150
10.2.2 Geschichtetes Bodenprofil unterhalb einer Weichschicht	156
10.3 Beispiel quadratische Pfahlgründung mit 49 Pfählen	159
10.4 Beispiel nichtquadratische Pfahlgruppe	164
10.5 Beispiel mit Momenteneinwirkung	170
10.6 Beispiel eines 7-stöckigen Bürogebäudes	176
10.7 Zusammenstellung	182
10.7.1 Gegenüberstellung der Berechnungsergebnisse nach den vorgestellten Verfahren	182
10.7.2 Beanspruchung infolge Gruppenwirkung.....	185
11 Zusammenfassung und Ausblick	189
11 Summary	195
12 Literaturverzeichnis	201

Anhänge

Liste häufig verwendeter Bezeichnungen und Symbole	A
Vergleichende Berechnungsbeispiele nach dem Global- und Teilsicherheitskonzept	B
Berechnungsergebnisse Parameterstudie	C
Mathematische Herleitungen	D
Quellcode erweitertes Verfahren nach <i>Randolph/Wroth</i>	E

1 Einleitung

Pfahlgründungen stellen eine wesentliche Ausführungsform der Tiefgründungen dar. Dabei werden die Pfähle sowohl zur Erhöhung der Tragfähigkeit als auch zur Reduzierung von Setzungen eingesetzt.

Die hohen Gründungslasten von Bauwerken werden i.d.R. auf mehrere Pfähle verteilt, die als Gruppe unter der Gründungsplatte angeordnet sind. Infolge der gegenseitigen Beeinflussung der Pfähle, die als Gruppenwirkung bezeichnet wird, weisen die Gruppenpfähle ein abweichendes Tragverhalten gegenüber Einzelpfählen auf.

So kann die Gesamttragfähigkeit einer Pfahlgruppe geringer oder größer als die Summe der Tragfähigkeit einer gleichen Anzahl an Einzelpfählen sein. Die Setzungen der Gruppe weichen dabei bei gleicher Last besonders bei Bohrpfählen von den Setzungen am Einzelpfahl ab.

Einflussfaktoren auf die Pfahltragfähigkeit sind neben den Baugrundverhältnissen u.a. die Pfahlart, die Pfahlherstellung, die Überbausteifigkeit und die Stellung der Pfähle innerhalb der Gruppe. Im Wesentlichen lassen sich Pfähle nach ihrer Position in der Gruppe in drei Kategorien einteilen:

- Eckpfähle
- Randpfähle
- Zentrumsfähle

Sowohl die Setzungen als auch die Pfahlwiderstände verteilen sich in einer Pfahlgruppe positionsabhängig, *Franke et al. (1994)*. In einer zentrisch belasteten Pfahlgruppe aus Bohrpfählen mit weitgehend starrer Kopfplatte entwickeln i.d.R. die Eckpfähle bis zum Erreichen der Grenzlast die größten, die Zentrumsfähle die geringsten Pfahlwiderstände.

Die Berechnung von Pfahlgründungen erfolgt in Deutschland i.d.R. auf der Grundlage von DIN 1054¹. Diese neue Norm gilt zunächst als vorgezogene Einführung des Teilsicherheitskonzeptes in Deutschland, bevor DIN EN 1997-1 (EC 7) allgemein zur Anwendung kommt.

¹ Im Folgenden wird unter der Bezeichnung DIN 1054 die neue Norm DIN 1054:2005-01 verstanden. Ältere Ausgaben werden „DIN 1054 alt“ genannt oder entsprechend ihrer Ausgabe genau bezeichnet.

Für Pfähle wesentliche Punkte und Begriffe dieser beiden Normen werden im Abschnitt 4 erläutert.

Die Ausführung von Pfählen wird in vier nach Pfahlarten unterschiedenen Normen behandelt:

- Bohrpfähle (DIN EN 1536)
- Verdrängungspfähle (DIN EN 12699)
- Mikropfähle (DIN EN 14199)
- Vorgefertigte Gründungspfähle aus Beton (E DIN EN 12794)

Die vorliegende Arbeit behandelt schwerpunktmäßig auf Druckpfahlgruppen mit Bohrpfählen und bezieht andere Pfahlsysteme mit ein. Reine Zugpfahlgruppen werden nicht behandelt.

Bei der Bemessung von Pfahlgruppen nach DIN 1054 ist die Beanspruchung der aufgehenden Konstruktion von besonderer Bedeutung. Dabei ergeben sich wesentliche Beanspruchungen durch

- eine ungleichmäßige Verteilung der Pfahlwiderstände infolge der Gruppenwirkung,
- die sich einstellenden größeren Setzungen infolge der Gruppenwirkung,
- auftretende Setzungsdifferenzen zwischen den Pfählen oder Pfahlgruppen sowie
- Berücksichtigung der Nichtlinearität des Widerstands-Setzungs-Verhaltens der Pfähle.

Unterschiedliches Setzungsverhalten von Pfählen führt zu Setzungsdifferenzen, die sich unmittelbar auf die Konstruktion über einer Pfahlgründung auswirken können. Hierbei sind im Wesentlichen zwei Beanspruchungen in der aufgehenden Konstruktion denkbar.

a) Starre Pfahlkopfplatte (Bild 1.1a):

Jede Pfahlgruppe setzt sich infolge der weitgehend starren Pfahlkopfplatte oder der aufgehenden Konstruktion gleichmäßig. Zwischen den Pfahlgruppen kann es zu Setzungsdifferenzen Δs kommen, die wiederum im Überbau Zwangsbeanspruchungen hervorrufen können. Weiterhin kommt es in der jeweiligen Pfahlkopfplatte zu Beanspruchungen infolge unterschiedlicher Reaktionskräfte der Pfähle gemäß ihrer Stellung in der Gruppe.

b) Biegeeweiche Pfahlkopfplatte (Bild 1.1b):

Infolge des unterschiedlichen Setzungsverhaltens der Gruppenpfähle abhängig von der Pfahlstellung in der Gruppe kann es zu Zwangsbeanspruchungen in der Pfahlkopfplatte und in dem aufgehenden Bauwerk kommen. Weiterhin ist auch bei diesem Gründungssystem zu untersu-

chen, ob hier ebenfalls unterschiedliche Pfahlreaktionskräfte abhängig von der Pfahlstellung vorliegen.

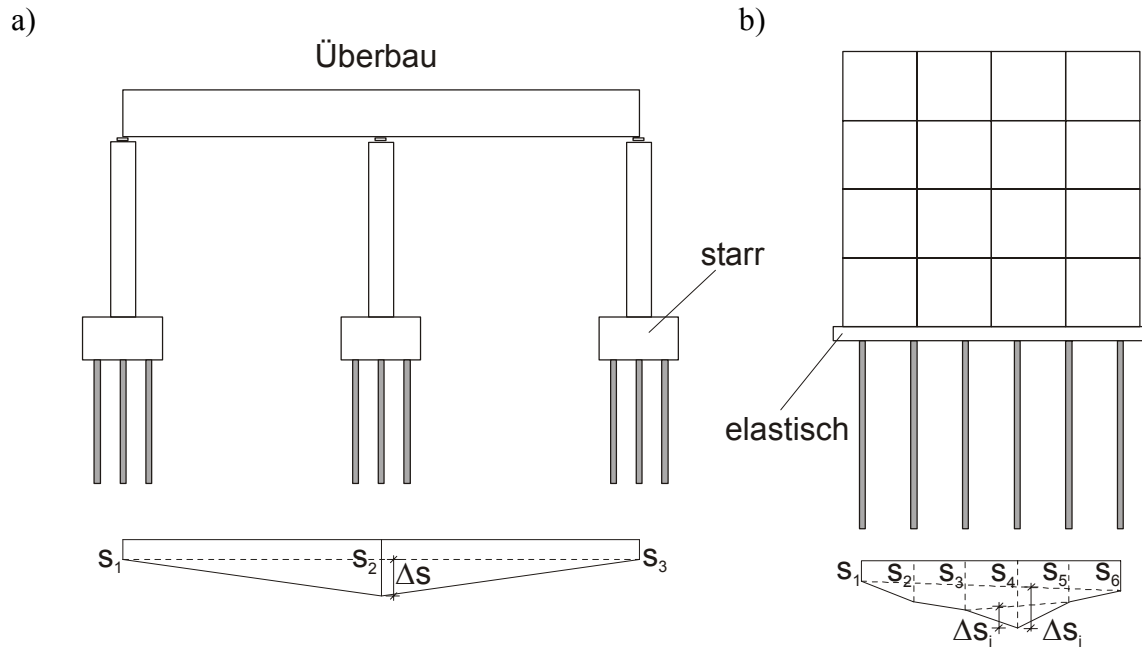


Bild 1.1: Setzungsdifferenzen bei Pfahlgründungen, Beispiele:
a) Brückengründung, b) Gebäudegründung

Bei biegeweichen Pfahlkopfplatten hängen die Pfahlreaktionen maßgeblich vom Lastbild, d.h. von der Verteilung der Einwirkungen ab. Mit jedem Lastbild ergeben sich sowohl unterschiedliche Setzungen als auch unterschiedliche Widerstände an jedem Gruppenpfahl. Da der Parameter Lastbild bei biegeweichen Pfahlkopfplatten nahezu unbeschränkte Variationsmöglichkeiten bietet, bezieht sich diese Arbeit im Wesentlichen auf annähernd biegestarr anzusehende Pfahlkopfplatten. Es wird aber geprüft, inwieweit wesentliche Ergebnisse näherungsweise auch auf weichere Pfahlkopfplatten übertragbar sind.

Die Zielsetzung dieser Arbeit geht dahin, die Einwirkungssituationen und die daraus resultierenden Beanspruchungssituationen von Konstruktionen über Pfahlgründungen zu untersuchen. Dazu soll ein vereinfachtes und praxisnahes Berechnungsverfahren nach dem Teilsicherheitskonzept für Pfahlgruppen unter Berücksichtigung der Gruppenwirkung entwickelt werden. Mit diesem Verfahren soll es möglich sein, Angaben für den Tragwerksplaner über die Einwirkungen und Beanspruchungen im Schnitt Gründung - aufgehendes Tragwerk zu machen, die als Grundlage für die Nachweisführung und Bemessung der aufgehenden Konstruktion dienen können. Dazu muss das zu entwickelnde Berechnungsverfahren die Verformungen bzw. Setzungen der Gruppenpfähle und die Zwangsbeanspruchungen sowie die Schnittgrößen an den Pfahlköpfen liefern.

Als Grundlage für das vereinfachte Berechnungsverfahren dienen die Ergebnisse einer nach der Methode der Finiten Elemente durchgeführten umfangreichen Parameterstudie, die durch Berechnungen mit einem zusätzlich entwickelten analytischen Verfahren verglichen und ergänzt wird.

Einen Sonderfall der Pfahlgruppe stellen die Pfahlroste dar. Von einem Pfahlrost spricht man, wenn die Pfähle so weit auseinander stehen, dass sie sich im Trag- und Verformungsverhalten nicht wesentlich gegenseitig beeinflussen. Bei Pfahlrostberechnungen wird i.d.R. ein linear-elastisches Setzungsverhalten der Pfähle angenommen. Die tatsächlich vorhandene Nicht-linearität im Pfahltragverhalten kann aber bei bestimmten Einwirkungssituationen zu ungünstigeren Beanspruchungen der Pfähle und im Überbau führen.

Die Beanspruchung der aufgehenden Konstruktion infolge der Nichtlinearität im Widerstands-Setzungsverhaltens der Pfähle soll an druck- und momentenbeanspruchten Pfahlrosten als Sonderform der Pfahlgruppe ohne Berücksichtigung der Gruppenwirkung untersucht werden. Die Nichtlinearität wird bisher in vielen Fällen vernachlässigt.

Die vorliegende Arbeit ist darauf ausgerichtet, die Nachweisführung von Pfahlgruppen für das Teilsicherheitskonzept zu erläutern und eine zur DIN 1054 konforme Nachweisführung aufzuzeigen. Dazu werden entsprechende Methoden für die praktische Umsetzung aufgezeigt, welche im Wesentlichen die Berücksichtigung der Gruppenwirkung bei der Bestimmung der Setzung von Pfahlgruppen sowie Pfahlwiderstände beinhalten. Ferner werden die Auswirkungen dieser Nachweisführung für die Beanspruchung der aufgehenden Konstruktion untersucht.

2 Zum Kenntnisstand des Trag- und Verformungsverhaltens von Pfahlgruppen

2.1 Allgemeines

Das Verhalten von Druckpfahlgruppen wurde bereits in Abschnitt 1 allgemein angesprochen. In früherer Zeit wurde z.B. nach *Vesić (1977)* davon ausgegangen, dass bei einem Pfahlabstand von $3-3,5 \cdot D$ eine gegenseitige Beeinflussung im Tragverhalten nicht gegeben ist. Dies trifft bei Pfählen zu, die nur wenige Meter in die tragfähige Schicht einbinden (Spitzendruckpfahl). Bei einem erheblichen Mantelreibungsanteil sind wesentlich größere Pfahlabstände für das Einzelpfahltragverhalten erforderlich (z.B. $a \geq 8 \cdot D$).

Faktoren, welche das Trag- und Verformungsverhalten von Pfahlgruppen maßgebend beeinflussen, sind u.a.:

- Art der Kopfplatte (weich, starr),
- Pfahltyp und Reihenfolge der Pfahlherstellung,
- Größe und Geometrie der Pfahlgruppe,
- Verhältnis zwischen Pfahldurchmesser und Pfahlabstand,
- Verhältnis zwischen Einbindetiefe und Pfahlgruppenbreite,
- Baugrund.

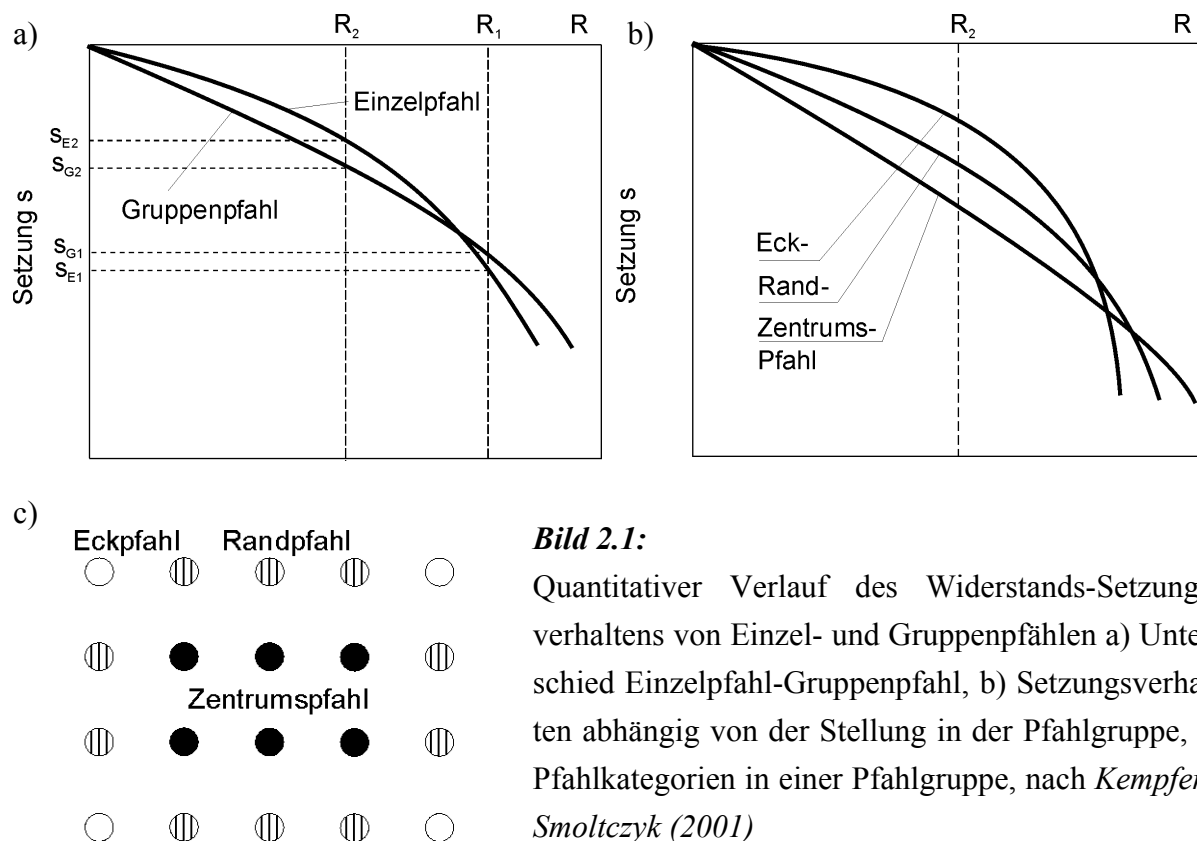
Im Folgenden ist ein Überblick über den Kenntnisstand zum Pfahlgruppenverhalten zusammengestellt bzw. wird auf wesentliche Zusammenfassungen in der Literatur verwiesen. Mit aufgenommen wurden einige Erkenntnisse über Kombinierte Pfahl-Plattengründungen (KPP), soweit sie für die Fragestellung der Arbeit von Bedeutung sind.

Bezüglich reiner Zugpfahlgruppen siehe z.B. *Quarg-Vonscheidt (2000)*.

2.2 Druckpfahlgruppen

2.2.1 Generelles Tragverhalten

Eine zusammenfassende Darstellung zum Verhalten von Druckpfahlgruppen findet sich in *Kempfert/Smoltczyk (2001)*. Dazu sind in Bild 2.1 nochmals die wesentlichen Charakteristika zum Pfahlsetzungsverhalten aufgeführt.



Dem gegenüber hat Möhrchen (2003) in kleinmaßstäblichen Modellversuchen festgestellt, dass auch ein Gruppenverhalten vorhanden sein kann, bei dem sich die Gruppenpfähle im Gebrauchslastbereich steifer verhalten als der Einzelpfahl, siehe Bild 2.2. Im angeführten Bild zeigt die Widerstands-Setzungslinie bei einem Modellpfahlabstand von $a = 160$ mm ein zu den restlichen Kurven abweichendes Verhalten, indem der Verlauf im Anfangsbereich

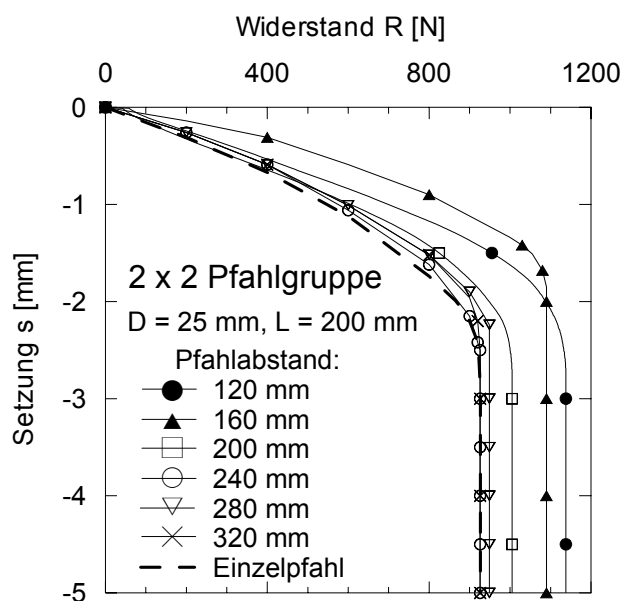


Bild 2.2:
Kleinmaßstäbliche Versuchsergebnisse an Pfahlgruppen, nach Möhrchen (2003)

deutlich steifer ist. Hierauf wird allerdings in *Möhrchen (2003)* nicht weiter eingegangen, wobei das gegenüber den allgemeinen Erfahrungen für Bohrpfähle abweichende Verhalten ggf. auf die Einbautechnik der Modellpfähle zurückzuführen ist, bei der der Boden während und auch noch nach dem Einbringen der Pfähle durch Rütteln verdichtet wurde. Dieses Einbauverfahren hat bei Untersuchungen an Zugpfahlgruppen zunächst gute Ergebnisse geliefert, siehe *Quarg-Vonscheidt (2000)*. Für Druckpfahlgruppen könnten die Ergebnisse nach *Möhrchen (2003)* eher auf Pfahlsysteme wie Teil- oder Vollverdrängungspfähle und nicht auf Bohrpfähle übertragen werden. Dieser Zusammenhang wird nochmals in Abschnitt 8.6 behandelt.

Nachfolgend sind die wesentlichen Ansätze zur Gruppenwirkung zusammengestellt.

2.2.2 Setzungsverhalten von Pfahlgruppen

Für die Beschreibung des Setzungsverhaltens von Pfahlgruppen existieren eine Vielzahl an Verfahren, die sich hinsichtlich der Berechnungsmethode, den benötigten Eingangsparametern, der Genauigkeit der Ergebnisse und dem Berechnungsaufwand unterscheiden.

In Tabelle 2.1 sind einige Berechnungsverfahren in folgender Gliederung aufgeführt:

- Numerische Verfahren,
- Analytische Verfahren,
- Äquivalente Ersatzmodelle nach der Elastizitätstheorie,
- Empirische Verfahren.

Soweit nicht direkt erläutert sind die aufgeführten Formelzeichen im Anhang A erklärt.

Ein übliches Maß für die Beschreibung des Einflusses der gegenseitigen Beeinflussung von Pfählen in einer Gruppe ist die Gruppenwirkung, welche über den Gruppenfaktor beschrieben wird. Der Gruppenfaktor G_s mit Bezug auf das Setzungsverhalten ist definiert als das Verhältnis der Setzungen der Pfahlgruppe s_G zur Setzung eines Einzelpfahles s_E :

$$G_s = s_G / s_E \quad (2.1)$$

Tabelle 2.1: Berechnungsverfahren zum Setzungsverhalten von Pfahlgruppen

Nr.	Verfahren bzw. Literatur	Methode	Bemerkung
Numerische Verfahren			
A 1	Poulos/Davis (1980)	BEM, Superposition, Einflussbeiwerte	nichtlineares Pfahltragverhalten
A 2	Mandolini/Viggiani (1997)		
A 3	Banerjee/Butterfield (1981)	BEM, Abbildung komplette Pfahlgruppe	nichtlineares Pfahltragverhalten
A 4	Banerjee/Discroll (1976)		lineares Tragverhalten
Analytische Verfahren			
A 5	Randolph/Wroth (1978a)	Superposition, Einflussbeiwerte	elastische Tragverhalten, nur im Gebrauchszustand
A 6	Chow (1986)	Superposition, Einflussbeiwerte	nichtlineares Pfahltragverhalten
A 7	Guo/Randolph (1997)	Superposition, Einflussbeiwerte	elastisches Pfahltragverhalten
Äquivalente Ersatzmodelle nach der Elastizitätstheorie			
Tiefliegende Flachgründung			
A 8	DIN 1054	starre Ersatzebene in Höhe des Pfahlfußes, Ersatzbreite $B_G'=B_G+2\cdot3\cdot D_s$	
A 9	aus Tomlinson (1995)	Ersatzebene bei $2/3\ L$, Ausbreitwinkel 1:4	für $\sqrt{\frac{n\cdot a}{L}} < 2$
Einzelpfähle in Ersatzebene			
A 10	aus Hettler (1986)	$s_{G,i} = R_{G,i} \left[\frac{x_s}{EF} + \frac{\beta}{E_b d} \right]$	Gruppenpfahl wird als Einzelpfahl berechnet, Ansatz Einzelfundament in Ersatzebene
A 11	aus Hettler (1986)	$s_G = s_E + \sum \frac{R_{E,i}}{\pi \cdot E_B \cdot r_i}$	
Äquivalenter Ersatzpfahl			
A 12	Poulos (1993), Randolph (1994)	$r_{Ersatz} = \sqrt{\frac{4}{\pi}} A_G = (1,13 \div 1,27) \cdot \sqrt{A_G}$ $E_{ideell} = E_B + (E_p - E_B) \cdot \left(\frac{A_p}{A_G} \right)$	Gruppe als Ersatzpfahl mit einem ideellen Elastizitätsmodul für $\sqrt{\frac{n\cdot a}{L}} > 4$

Fortsetzung Tabelle 2.1:

Nr.	Verfahren bzw. Literatur	Methode	Bemerkung
Empirische Verfahren			
A 13	Skempton (1953)	$s_G = s_E \cdot \left(\frac{4 \cdot B_G + 9}{B_G + 12} \right)^2 B_G$ in Fuß mit: $B_G = \frac{B'_G}{a_s}$, nach Hettler (1986)	Verdrängungspfähle
A 14	Hettler (1986)	$s_G = s_E \frac{\lambda_G}{\lambda_E} \left(\frac{B_G}{a_s} \right)^{0,35}$	bindige Böden λ_G, λ_E : Einflussfaktoren für die Einbindetiefe (Gruppe bzw. Einzelpfahl)
A 15	Poulos/Davis (1980)	$s_j = s_E \sum_{i=1}^n R_i \cdot \alpha_{ji} + s_{E,j} \cdot R_j$	α_{ji} : Interaktionsfaktoren nach A 1 starre Kopfplatte $R_i = \frac{R_G}{n} \cdot \zeta_i$ ζ_i : Pfahlgruppenfaktoren
A 16	Vesić (1963)	$s_G = s_E \cdot \sqrt{\frac{B_G}{D_s}}$	
A 17	Meyerhof (1959)	$s_G = s_E \left(\frac{\frac{a}{D_s} \left(5 - \frac{a}{3 \cdot D_s} \right)}{\left(1 + \frac{1}{\sqrt{n}} \right)^2} \right)$	

2.2.3 Tragfähigkeit von Pfahlgruppen

Die Gesamttragfähigkeit einer Pfahlgruppe weicht von der Summe der Tragfähigkeit einer gleichen Anzahl an Einzelpfählen ab. Das Verhältnis zwischen dem Gesamtwiderstand der Pfahlgruppe R_G und der Summe der Pfahlwiderstände einer gleichen Anzahl an Einzelpfählen $n \cdot R_E$ wird als Gruppenfaktor G_R bezeichnet, welcher die Gruppenwirkung bezüglich der Pfahlwiderstände beschreibt:

$$G_R = R_G / (n \cdot R_E) \quad (2.2)$$

In Tabelle 2.2 sind einige Berechnungsansätze für die Tragfähigkeit von Pfahlgruppen zusammengefasst, siehe dazu auch *Kempfert/Smolczyk (2001)*. Soweit die aufgeführten Formelzeichen nicht unmittelbar erklärt sind, sind diese im Anhang A erläutert.

Einen konservativen Ansatz über die Gruppenwirkung G_R enthält die französische Norm *Fascicule N° 62 – Titre V (1993)*. Demnach kann auf Grundlage der Converse Labarre Gleichung die Gruppenwirkung abgeschätzt werden zu:

$$G_R = 1 - \frac{\arctan(D/a)}{0,5 \cdot \pi} \cdot \left(2 - \frac{1}{n_r} - \frac{1}{n_p} \right) \quad (2.3)$$

mit:

D Pfahldurchmesser

a Pfahlabstand

n_r Anzahl der Pfahlreihen

n_f Anzahl der Pfähle in einer Reihe

Tabelle 2.2: Berechnungsverfahren zur Tragfähigkeit von Pfahlgruppen

Nr.	Verfahren bzw. Literatur	Methode	Bemerkung
Äquivalente Ersatzmodelle mit empirischen Beiwerten			
Blockversagen			
B 1	Valsangkar/Meyerhof (1983)	$R_G = q_s \cdot A_{s,G} + q_b \cdot A_{b,G}$	
	Fleming et al. (1992)	$q_s = K_0 \cdot \gamma \cdot L_G \cdot \tan \varphi'$	nichtbindige Böden
	Terzaghi/Peck (1961)	$q_b = \gamma \cdot L_G \cdot N_q + \alpha \cdot \gamma \cdot D_b \cdot N_\gamma$	nichtbindige Böden
	Meyerhof (1976)	$\alpha = 0,5,$ N_q, N_γ in Abhängigkeit von $\varphi, \frac{L_G}{D_b}$	Verdrängungspfehl
	Berezantzev et al. (1961)	$\alpha = 0,44 \div 0,85$ in Abhängigkeit von $\varphi, \frac{L_G}{D_b}$ N_q, N_γ in Abhängigkeit von φ	
	Skempton (1951)	$q_s \hat{=} c_u$	bindige Böden
	Skempton (1951)	$q_b = c_u \cdot N_c = c_u \cdot 5 \cdot \left[1 + 0,2 \cdot \frac{B_{G,y}}{B_{G,x}} \right] \cdot \left[1 + \frac{L_G}{12 \cdot B_{G,y}} \right]$	bindige Böden
Empirische Verfahren			
B 2	Meyerhof (1976)	$R_G = \sum R_{E,i}$	nichtbindige Böden, Verdrängungspfehl
B 3		$R_G = \frac{2}{3} \sum R_{E,i}$	nichtbindige Böden, Bohrpfehl
B 4		$R_G = \frac{1}{3} \sum R_{E,i}$	bindige Böden

Neben den hier aufgeführten Verfahren sind numerische und analytische Verfahren, die ein nichtlineares Pfahltragverhalten berücksichtigen, ebenfalls geeignet, das Tragverhalten bis zum Bruch abzubilden, siehe Tabelle 2.1.

2.2.4 Beurteilung der Berechnungsansätze für Pfahlgruppen

Die allgemeinste Beschreibung des Trag- und Setzungsverhaltens von Pfahlgruppen gelingt mit der Anwendung der Finite-Elemente-Methode (FEM) oder der Rand-Element-Methode (BEM, Boundary Element Method). Die Abbildung der gesamten Pfahlgruppe unter Einbeziehung von nichtlinearen Stoffgesetzen erlaubt eine Anwendung auf nahezu beliebige Systeme von Pfahlgruppen. Nachteilig an dieser Berechnungsmethode ist der vergleichsweise hohe Aufwand zum Erstellen eines Berechnungsmodells und die benötigte Rechenzeit. Außerdem erfordert es ein hohes Maß an Vorarbeit und erhebliche Erfahrungen des Anwenders mit numerischen Methoden, um mit dieser Berechnungsmethode zuverlässige Ergebnisse erzielen zu können. Ebenso sind die Modelle zu validieren.

Die Eingabe der Modellparameter und der Rechenaufwand sind bei analytischen Berechnungsverfahren gegenüber den Verfahren mittels FEM oder BEM vergleichsweise gering. Trotzdem können dabei qualitativ vergleichbare Berechnungsergebnisse erreicht werden, solange der vorgesehene Anwendungsbereich eingehalten wird. Allerdings beinhalten diese Verfahren oftmals Eingangsgrößen, die vom Anwender abgeschätzt werden müssen, wie z.B. den Einflussradius eines Pfahles bei A 5 nach Tabelle 2.1. Bei vergleichbaren Randbedingungen sind für diese Eingangsgrößen meistens allgemeine Beziehungen angegeben, anderenfalls müssen Vorstudien über die richtige Wahl dieser Parameter durchgeführt werden.

Die äquivalenten Ersatzmodelle und empirischen Verfahren erlauben nur eine eher grobe Abschätzung des tatsächlichen Trag- und Setzungsverhaltens einer Flachgründung, wobei bei jedem Verfahren die jeweiligen Anwendungsgrenzen zu beachten sind, welche von den geometrischen Randbedingungen der Pfahlgruppe (wie z.B. Pfahlanzahl, -abstand, -länge) abhängen. Die Anwendung dieser Verfahren ist sinnvoll für Voruntersuchungen oder für Plausibilitätskontrollen bei der Berechnung von komplexen Pfahlgründungen nach anderen Verfahren.

Hettler (1986) weist darauf hin, dass bei Verfahren nach der Elastizitätstheorie die Setzungen oftmals überschätzt werden. Ein weiterer Nachteil dieser Verfahren liegt darin, dass keine Aussage über die Verteilung der Pfahlwiderstände innerhalb der Gruppe getroffen wird. Hier-von ausgenommen ist das Verfahren nach *Poulos/Davis (1980, A 15)*, bei dem die Ergebnisse

aus Parameterstudien nach der Rand-Element-Methode in Bemessungsdiagramme umgesetzt wurden und so eine Handrechnung ermöglicht wird.

Für die vorliegende Arbeit sind die empirischen Ansätze und äquivalenten Ersatzmodelle ungeeignet, da sie zu ungenau sind und nicht die erforderlichen Ergebnisse bezüglich der Pfahlkräfteverteilung in der Gruppe sowie dem nichtlinearen Tragverhalten liefern.

Die eigenen Untersuchungen werden mit Berechnungen nach der FEM durchgeführt. Damit können nahezu uneingeschränkt beliebige Pfahlgruppensysteme untersucht werden. Aufgrund der allgemein hohen Rechenintensivität der FEM-Methode werden die eigenen Untersuchungen mit Studien an einem analytischen Berechnungsverfahren ergänzt. Dieses basiert auf der Grundlage von *Randolph/Wroth (1978 a, A 5)* und ist mit einem Bruchkriterium sowohl am Pfahlmantel als auch Pfahlfuß vom Verfasser erweitert worden. Dadurch kann ein nichtlineares Widerstands-Setzungsverhalten abgebildet und das Verfahren auch bei größeren Setzungen bzw. bis zum Erreichen des Grenzzustandes der Tragfähigkeit angewendet werden.

2.3 Kombinierte Pfahl-Plattengründung

2.3.1 Definition des Systems „Kombinierte Pfahl-Plattengründung“

Die Kombinierte Pfahl-Plattengründung (kurz: KPP) ist eine vergleichsweise neue Variante einer Pfahlgründungskonstruktion. Gegenüber der herkömmlichen Pfahlgründung, bei der der Lastabtrag ausschließlich über die Pfähle angenommen wird, wird beim System der KPP die über Sohlspannungen aktivierte mittragende Wirkung der Gründungsplatte ebenfalls berücksichtigt. Die KPP ist eine Kombination der Gründungselemente Flachgründung und Pfahlgründung. Als mittragende Elemente sind die Pfähle, die Fundamentplatte und der Baugrund und deren gegenseitige Beeinflussung zu berücksichtigen. Diese treten in Wechselwirkung, so dass für die Bemessung des Gesamtsystems die Interaktionen dieser Elemente entscheidend sind.

Die Zielsetzung einer KPP liegt zum einen in der Gründungsoptimierung, welche zu wirtschaftlicheren Lösungen führen kann, zum anderen können durch eine KPP die Setzungen gegenüber einer Flächengründung reduziert werden. In diesem Zusammenhang wurde der Begriff „settlement reducer“ oder „Setzungsbremse“ geprägt, *Burland et al. (1977)*, *Katzenbach/Hoffmann (1993)*.

2.3.2 Anwendungsgebiete

Durch die Anwendung der Kombinierten Pfahl-Plattengründung als Gründungskonzept können u.a. folgende Ziele realisiert werden, *Katzenbach (1993)*, *Katzenbach et al. (1996)*:

- Erhöhung der Gebrauchstauglichkeit bzw. der Tragfähigkeit einer Flachgründung durch Reduzierung der Setzungen und Setzungsdifferenzen und den damit verbundenen Verkan-tungen.
- Verbesserung der Wirtschaftlichkeit einer Flachgründung durch Reduktion der inneren Beanspruchung der Gründungsplatte.
- Bei exzentrischen oder konzentrierten Einwirkungen: Zentrierung der Widerstände an den maßgeblichen Punkten, so dass die vorhandenen Einwirkungen gezielt abgetragen werden.
- Reduzierung der Hebungen innerhalb und außerhalb der Baugrube während der Ausschachtungsarbeiten, da die Pfähle, soweit sie vor Beginn der Aushubarbeiten hergestellt werden, im Sinne einer Bodenverbesserung die Entspannung des Baugrundes beim Aus-hub behindern.

Bei Kombinierten Pfahl-Plattengründungen geht es damit neben einer wirtschaftlichen Grün-dungsoptimierung in erster Linie um eine Verbesserung der Gebrauchstauglichkeit des Bau-werks durch ein entsprechendes Gründungskonzept.

Da die Erkenntnisse aus dem Gründungsverfahren KPP auch für die vorliegende Fragestel-lung über Pfahlgruppen eine Bedeutung haben, werden nachfolgend die wesentlichen Zu-sammenhänge kurz dargestellt.

2.3.3 Theoretische Grundlagen

Die Kombinierte Pfahl-Plattengründung ist eine Verbundkonstruktion aus den Elementen Pfähle, Gründungsplatte und Baugrund. Der Gesamtwiderstand dieses Gründungssystems setzt sich aus dem Traganteil der Pfähle und der Gründungsplatte zusammen. Die Gründungs-platte verteilt aufgrund ihrer Biegesteifigkeit die Einwirkungen aus der aufgehenden Kon-struktion und weitere äußere Einwirkungen und trägt einen Teil der Gesamteinwirkung direkt über die Sohlspannungen in den Baugrund ab. Der verbleibende Einwirkungsanteil wird in die Pfähle übertragen und über Mantelreibung und Spitzenwiderstand in den Baugrund einge-leitet.

Als Gesamtwiderstand ergibt sich:

$$R_k(s) = \sum_{n=1}^m R_{Pfahl,k,n}(s) + R_{Platte,k}(s) \quad (2.4)$$

mit dem Pfahlwiderstand

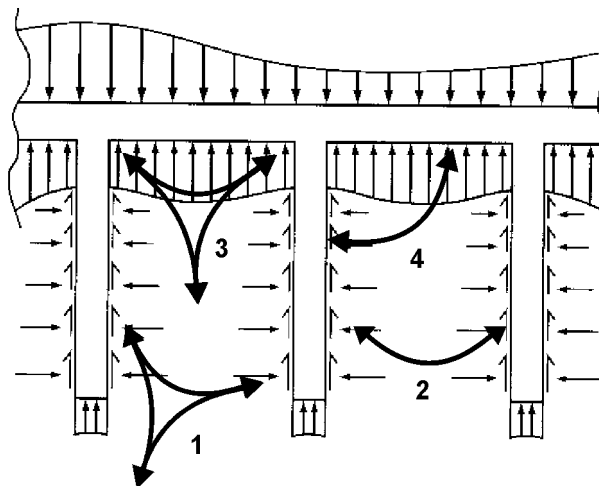
$$\begin{aligned} R_{Pfahl,k,n}(s) &= R_{b,k,n}(s) + R_{s,k,n}(s) \\ &= q_{b,k,n}(s) \cdot A_b + \int q_{s,k,n}(s, z) \cdot \pi \cdot D \, dz \end{aligned} \quad (2.5)$$

und dem Widerstand der Gründungsplatte

$$R_{Platte,k}(s) = \int \sigma_k(s, x, y) \, dA. \quad (2.6)$$

Die Bestimmung der einzelnen Widerstandsanteile kann nicht unabhängig voneinander vorgenommen werden, da diese sich in ihrem Tragverhalten gegenseitig beeinflussen. Die wesentlichen Baugrund-Tragwerk-Interaktionen zeigt Bild 2.3.

Eine charakteristische Kenngröße für die Tragwirkung einer KPP ist der Pfahlplatten-Koeffizient α_{KPP} , welcher mit dem Verhältnis der Summe aller Pfahlwiderstände zum Gesamtwiderstand der Gründung beschrieben wird, siehe Gleichung (2.7).



- | | |
|----------------------------|------------------------------|
| 1) Pfahl-Boden-Interaktion | 3) Platte-Boden-Interaktion |
| 2) Pfahl-Pfahl-Interaktion | 4) Pfahl-Platten-Interaktion |

Bild 2.3: Baugrund-Tragwerk-Interaktion, nach Katzenbach et al. (1999)

$$\alpha_{KPP}(s) = \frac{\sum_{n=1}^m R_{Pfahl,k,n}(s)}{R_k(s)} \quad (2.7)$$

Anhand des Pfahlplatten-Koeffizienten ist ersichtlich, welcher Anteil des Gesamtwiderstandes über die Pfähle bzw. über die Gründungsplatte aktiviert wird. Der Variationsbereich des Pfahlplatten-Koeffizienten liegt zwischen $\alpha_{KPP} = 0 \div 1$, *Katzenbach et al. (1999)*. Bei einem Pfahl-Platten-Koeffizienten von $\alpha_{KPP} = 1$ liegt eine reine Pfahlgründung vor, bei einem Pfahl-Platten-Koeffizienten von $\alpha_{KPP} = 0$ handelt es sich um eine Flächengründung, siehe Bild 2.4. Die bisher ausgeführten Kombinierten Pfahl-Plattengründungen wurden in der Regel mit einem Pfahl-Plattenkoeffizienten von $\alpha_{KPP} = 0,3 \div 0,8$ bemessen, *Hanisch et al. (2002)*.

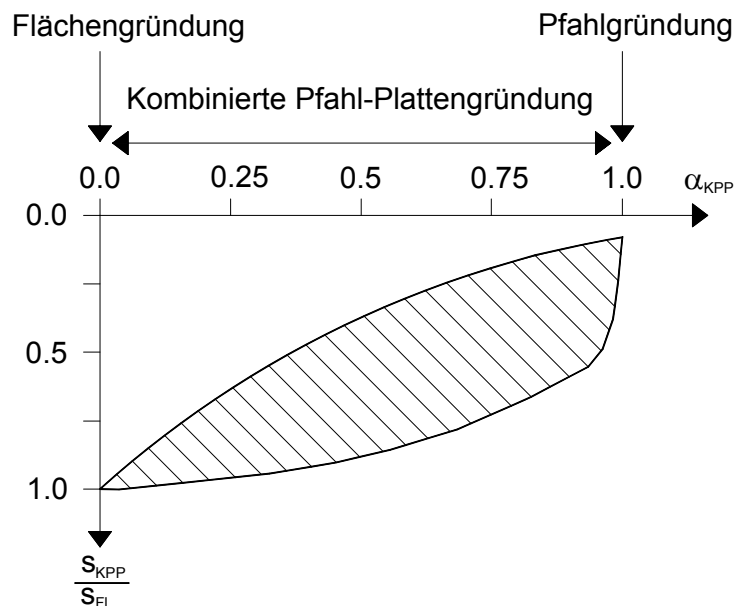


Bild 2.4: Qualitatives Beispiel für die mögliche Setzungsreduktion einer KPP abhängig vom Pfahlplatten-Koeffizienten α_{KPP} , nach *Hanisch et al. (2002)*

2.3.4 Berechnungsverfahren

Für die Berechnung von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen wurden in der Vergangenheit eine Reihe von Berechnungsverfahren entwickelt, die sich hinsichtlich ihrer Genauigkeit aber auch ihres Rechenaufwandes unterscheiden, siehe Tabelle 2.3.

Gegenüber den Berechnungsverfahren für Pfahlgruppen werden die KPP-Berechnungsmethoden um die hybriden Verfahren erweitert. Dieses sind Verfahren, die sowohl die FEM als auch die BEM kombiniert benutzen.

Tabelle 2.3: Übersicht von Berechnungsansätzen für Kombinierte Pfahl-Plattengründungen

Nr.	Verfahren bzw. Literatur	Methode	Programmname bzw. Bemerkung
Numerische Verfahren			
C 1	Poulos (1994)	Finite-Differenzen-Methode (FDM) Superpositionsverfahren ¹⁾	GARP (nichtlineares Pfahltragverhalten)
C 2	Butterfield/Banerjee (1971b)	Vollständige Randelementmethode (BEM)	
C 3	Davis/Poulos (1972)	BEM, Superpositionsverfahren ¹⁾ (elastisch-isotrop)	
Gemischte (hybride) Verfahren			
C 4	El-Mossallamy (1996)	Platte: FEM Gruppenwirkung: BEM	GARP (nichtlineares Pfahltragverhalten)
C 5	Wahrmund (1993)	Pfähle, Platte: FEM Boden: BEM (elastisch-isotrop)	PILESET
C 6	Chow (1986)	Modifiziertes hybrides Modell	
C 7	O'Neill et al. (1981)	Hybrides Modell	
C 8	Hain/Lee (1978)	Platte: FEM, Gründungsfläche: BEM Superpositionsverfahren ¹⁾ , Baugrund: linear-elastisch oder mit FEM elastisch-plastisch	
Analytische Verfahren			
C 9	Lutz (2003)	Superpositionsverfahren ¹⁾ , linear-elastisch	PILERAFT
C 10	Randolph (1983)	Superpositionsverfahren ¹⁾ , linear-elastisch	PIGLET
C 11	aus El-Mossallamy (1996)	Methode der wegunabhängigen Stützung	
Äquivalente Ersatzmodelle nach der Elastizitätstheorie			
C 12	aus Poulos (1993)	Tiefliegende Ersatzfläche	
C 13	Taher (1991)	Modifizierte tiefliegende Ersatzfläche	
C 14	aus Poulos (1993)	Äquivalent dicker Einzelpfahl	
Empirische Verfahren			
C 15		Korrelation zum Tragverhalten des Einzelpfahles aus Labor- und Feldversuchen	
C 16		Berücksichtigung der Gruppenwirkung über empirische Ansätze	

¹⁾ Superpositionsverfahren wird für die Abbildung der Gruppenwirkung angewendet

2.3.5 Vergleich von KPP und Pfahlgruppen und Übertragbarkeit von Forschungsergebnissen

Oftmals werden Pfahlgruppen auf Kombinierte Pfahl-Plattengründungen reduziert, bei denen die mittragende Wirkung der Platte zu Null gesetzt wird. Diese Einschätzung ist nicht immer zielführend. Kombinierte Pfahl-Plattengründungen werden in der Praxis vorwiegend mit auf

Druck beanspruchten Großbohrpfählen realisiert. Dadurch werden eine Reihe von Aspekten bei reinen Pfahlgruppen nicht betrachtet, die von Bedeutung sein können, z.B.

- Überbrückung einer oberflächennah anstehenden Weichschicht,
- Gründungen in nicht tragfähigen Böden,
- Auftreten von Druck- und Zugpfählen in einer Gruppe,
- Zugpfahlgruppen,
- Gründungen mit Verdrängungs- oder Verpresspfählen.

Ein Ziel der vorliegenden Arbeit liegt in der Beschreibung der Pfahlkräfteverteilung innerhalb von Pfahlgruppen. Im Folgenden werden Untersuchungsergebnisse aus der Literatur zum Trag- und Verformungsverhalten von Pfahlgruppen und KPP zusammengestellt und insbesondere die Verteilung der Pfahlwiderstände in Abhängigkeit von der Position in der Gruppe betrachtet. Unterschieden werden die Pfahlkategorien nach Bild 2.1 c, wobei die inneren Pfähle nochmals in Innen- und Zentrumsfähle aufgeteilt werden. Dabei werden als Zentrumsfähle diejenigen beschrieben, die am dichtesten zur Mitte der Pfahlgruppe stehen. Die Ergebnisse wurden in erster Linie mittels numerischer Berechnungsverfahren gewonnen, die auch in Tabelle 2.1 und Tabelle 2.3 angeführt sind. Die Mehrzahl der Untersuchungen beschreiben den Grenzzustand der Tragfähigkeit. Es liegen aber auch Vergleichswerte für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit vor. Die Geometrien der einzelnen Pfahlgruppen unterscheiden sich hinsichtlich Pfahlanzahl, -länge, -durchmesser, -abstand und Bodenkenngrößen. Deshalb kann ein Vergleich nur qualitative Erkenntnisse liefern.

Zur Quantifizierung der Verteilung der Pfahlkräfte innerhalb der Pfahlgruppen werden in Bild 2.5 die Widerstände bezogen auf den mittleren Pfahlwiderstand

$$\frac{R_i}{\frac{1}{n} \cdot \sum R_n} = \frac{R_i}{R_{mittel}} \quad (2.8)$$

dargestellt.

Tabelle 2.4: Zusammenstellung von Berechnungen/Versuchen aus der Literatur zur Verteilung der Pfahlwiderstände bei Pfahlgruppen und Kombinierten Pfahl-Plattengründungen

Nr.	Literatur	Gruppengröße	L/D [-]	D [m]	a/D [-]	v [-]	E_p/E_s [-]	Bodenart	Erreichte Last bzw. Setzung	Pfahlkopf- platte
Pfahlgruppe										
1	El Sharnouby/Novak, 1985	10x10	25	0,3	5	0,5	1000	- ¹⁾	Bruch	steif
2a	Hain/Lee, 1978	6x6	100	-	8,33	0,5	∞	- ¹⁾	Bruch	steif
2b	Hain/Lee, 1978	6x6	100	-	8,33	0,5	∞	- ¹⁾	Bruch	weich
3	El Sharnouby/Novak, 1985	5x5	25	0,3	5	0,5	1000	- ¹⁾	Bruch	steif
4	Whitaker, 1957	5x5	-	-	4	-	-	Ton	Bruch	steif
5	Poulos/Davis, 1980	5x5	-	-	4	-	-	Ton	Bruch	steif
6	Chow, 1986	4x4	25	-	10	0,5	6000	- ¹⁾	Bruch	steif
7	Pichumani et al., 1967	4x4	50	0,305	3	-	-	- ¹⁾	50 % Grenzlaster	steif
8a	Guo/Randolph, 1999	3x3	25	-	10	0,5	∞	- ¹⁾	Bruch	steif
8b	Guo/Randolph, 1999	3x3	25	-	10	0,5	6000	- ¹⁾	Bruch	steif
9a	O'Neill, 1981	3x3	17,7	0,3	3	-	-	Ton	Bruch	steif
9b	O'Neill, 1981	3x3	17,7	0,3	3	-	-	Ton	s = 0,03·D	steif
10	Basile, 1998	3x3	25	1,0	4	0,5	1000	- ¹⁾	67 %	steif
11	Basile, 1998	3x3	25	1,0	8	0,5	1000	- ¹⁾	Grenzlaster	steif
12	Sowers et al., 1961	3x3	-	-	3	-	-	- ¹⁾	50 %	steif
13	Pichumani et al., 1967	3x3	50	0,305	3	-	-	- ¹⁾	Grenzlaster	steif
Kombinierte Pfahl-Plattengründung										
14a	Hain/Lee, 1978	6x6	100	-	8,33	0,5	∞	- ¹⁾	Bruch	steif
15a	Russo/Viggiani, 1997	6x6	20	1,0	3	0,5	∞	- ¹⁾	Bruch	steif
16a	Russo/Viggiani, 1997	6x6	25	1,0	3	0,5	∞	- ¹⁾	Bruch	steif
17a	Russo/Viggiani, 1997	6x6	40	1,0	3	0,5	∞	- ¹⁾	Bruch	steif
14b	Hain/Lee, 1978	6x6	100	-	8,33	0,5	∞	- ¹⁾	Bruch	weich
15b	Russo/Viggiani, 1997	6x6	20	1,0	3	0,5	∞	- ¹⁾	Bruch	weich
16b	Russo/Viggiani, 1997	6x6	25	1,0	3	0,5	∞	- ¹⁾	Bruch	weich
17b	Russo/Viggiani, 1997	6x6	40	1,0	3	0,5	∞	- ¹⁾	Bruch	weich
18	Hanisch, et al., 2001	5x5	20	1,5	3	0,25	6000	Ton	Bruch	steif
19	Hanisch, et al., 2001	3x3	20	1,5	3	0,25	6000	Ton	Bruch	steif

¹⁾ Ohne Angabe der betrachteten Bodenart.

Als ein Bruchkriterium bei Pfahlgruppen gibt *Whitaker (1957)* den Punkt im Widerstands-Setzungsverhalten der Pfahlgruppe an, ab dem die Pfähle zu versinken beginnen, ohne dass es dabei zu einer Zunahme der Einwirkung kommt. Auch kann die Bruchlast als die Einwirkung definiert werden, die beim erstmaligen Erreichen der maximalen Setzungsrate wirkt. Dabei gibt die Setzungsrate das Verhältnis zwischen Last- und Setzungszunahme an. Andere in Tabelle 2.4 aufgeführte Autoren geben keine Definition des von ihnen verwendeten Bruchkriteriums an. Bei der Auswertung von vollständigen Widerstands-Setzungslinien wurde die Grenzlaster bei einer bezogenen Setzung von $0,1 \cdot D$ angenommen.

Die Ergebnisse der in Tabelle 2.4 aufgeführten Berechnungen bzw. Versuche zur Verteilung der Pfahlwiderstände bei Pfahlgruppen und Kombinierten Pfahl-Plattengründungen werden in Bild 2.5 und Bild 2.6 graphisch dargestellt. Die Pfahlwiderstände werden unterschieden nach der Stellung in der Gruppe in Eck-, Rand-, Innen- und Zentrumspfahl.

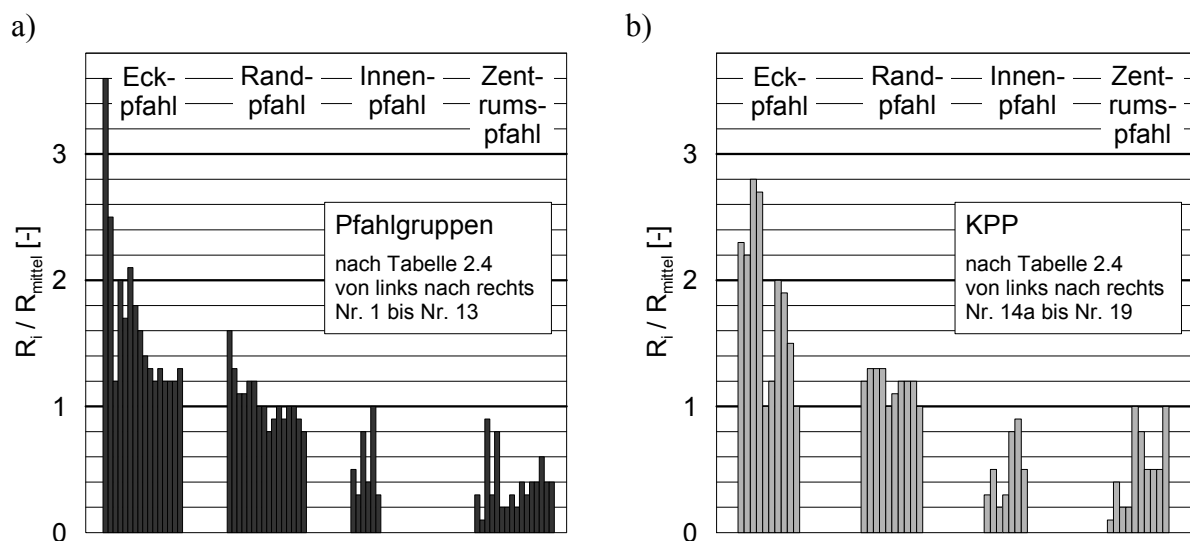


Bild 2.5: Verteilung der Pfahlwiderstände je nach Stellung innerhalb einer quadratischen Gruppe mit unterschiedlicher Pfahlanzahl; betrachteter Grenzzustand nach Tabelle 2.4, a) Pfahlgruppen, b) KPP

Bild 2.5 a zeigt die generelle Verteilung der Pfahlwiderstände zwischen den einzelnen Pfahlpositionen in einer Pfahlgruppe. Die Pfahlgruppen sind von links nach rechts (Nr. 1 bis Nr. 13 je Pfahlstellung) nach der Gruppengröße aufsteigend angeordnet. Bild 2.5 b ist eine äquivalente Darstellung für KPP. Es ist zu erkennen, dass i. Allg. sowohl bei Pfahlgruppen als auch bei KPP die Eckpfähle die größten, die Zentrumspfähle die kleinsten Widerstände aufweisen. Diese Verteilung der Pfahlwiderstände hängt maßgeblich von der Biegesteifigkeit der Pfahlkopfplatte ab. In Bild 2.6 a werden die Ergebnisse an identischen Pfahlgruppen und KPP mit jeweils biegesteifer und biegeweicher Pfahlkopfplatte gegenübergestellt. Während bei Systeme-

men mit starrer Pfahlkopfplatte die Eckpfähle mit Abstand die größten Pfahlwiderstände aufweisen, stellt sich bei Systemen mit biegeweicher Pfahlkopfplatte eine homogenere Verteilung der Pfahlwiderstände in der Gruppe dar.

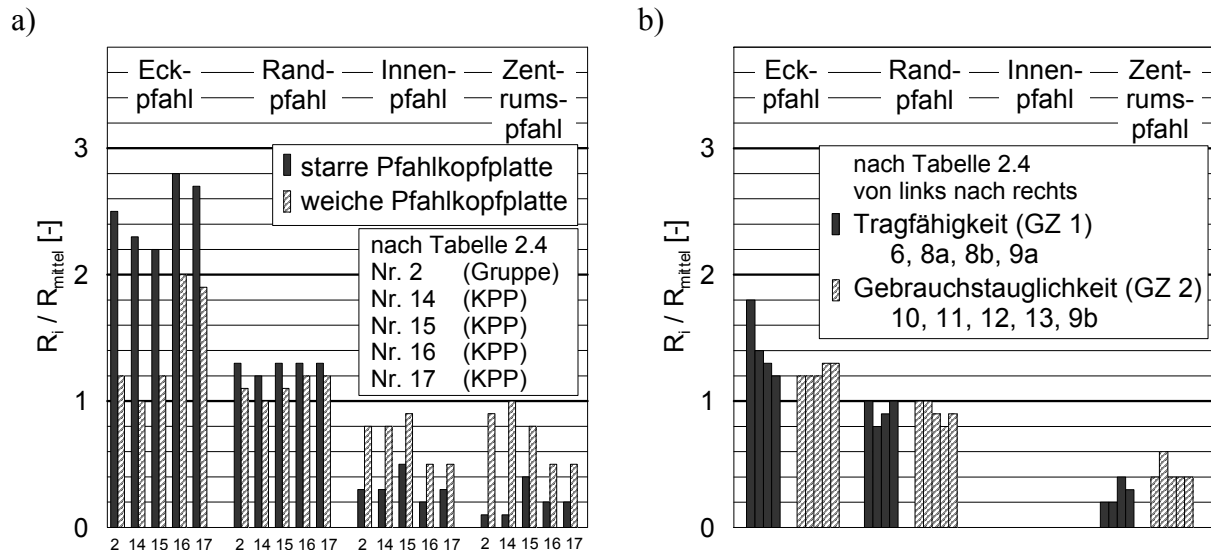


Bild 2.6: Einflüsse auf die Verteilung der Pfahlkräfte in einer Pfahlgruppe bzw. KPP, a) Pfahlkopfplattensteifigkeit, b) Höhe der Einwirkung bzw. Grenzzustand

In Bild 2.6 b sind Beispiele für die Verteilung der Pfahlwiderstände in Abhängigkeit vom Grenzzustand aufgeführt. Hieraus lässt sich zunächst kein unmittelbarer Einfluss erkennen, obwohl eine Abhängigkeit von der Verteilung der Pfahlwiderstände und dem betrachteten Grenzzustand zu erwarten ist.

Aus den aufgeführten Berechnungen bzw. Modellversuchen kann keine generelle Aussage über die Verteilung der Pfahlwiderstände in einer Gruppe abgeleitet werden. Es zeigt sich aber, dass die Verteilung u.a. abhängig ist von folgenden Faktoren:

- Gruppengröße, siehe Bild 2.5,
- Steifigkeit des Überbaus, siehe Bild 2.6 a,
- Höhe der Einwirkung bzw. betrachteter Grenzzustand, siehe Bild 2.1, Bild 2.6 b.

In Harnisch et al. (2002) werden Pfahlgruppenfaktoren ζ aufgeführt, welche die Pfahlsteifigkeit in Abhängigkeit der Stellung in der Pfahlgruppe bzw. KPP im Gebrauchszustand beschreiben, siehe Tabelle 2.5.

Die Pfahlsteifigkeit wird definiert als die Pfahlfedersteifigkeit eines Gruppen (KPP)-Pfahles $c_{P,i}$ bezogen auf die Pfahlfedersteifigkeit eines unbeeinflussten Einzelpfahles $c_{P,E}$:

$$\zeta_i = \frac{c_{P,i}}{c_{P,E}} \quad [-] \quad (2.9)$$

mit: $c_{P,i} = \frac{R_i}{s} \quad [\text{MN/m}]$

Tabelle 2.5: Pfahlgruppenfaktoren auf Grundlage von numerischen Parameterstudien, nach Harnisch et al. (2002)

Pfahlstandort Pfahlachsabstand \ Pfahllänge		Pfahlgruppenfaktor ζ_i		
		Zentrumspfahl ζ_Z	Randpfahl ζ_R	Eckpfahl ζ_E
Pfahlgruppe				
$a/D = 3$	$L/D = 20$	0,10	0,22	0,39
$a/D = 6$	$L/D = 20$	0,34	0,45	0,53
$a/D = 8,5$	$L/D = 20$	0,53	-	0,92
KPP				
$a/D = 3$	$L/D = 10$	0,11	0,17	0,26
$a/D = 6$	$L/D = 10$	0,33	0,36	0,39
$a/D = 3$	$L/D = 20$	0,11	0,19	0,25
$a/D = 6$	$L/D = 20$	0,33	0,37	0,39
$a/D = 8,5$	$L/D = 20$	0,42	-	0,70
$a/D = 3$	$L/D = 30$	0,11	0,20	0,25
$a/D = 6$	$L/D = 30$	0,34	0,37	0,39

Die Verteilung der Pfahlwiderstände wird von einer Reihe Faktoren bestimmt, die sich gegenseitig beeinflussen. Daher ist es nicht möglich, quantitative Gesetzmäßigkeiten aus den oben aufgeführten Beispielen abzuleiten. Jedoch können folgende qualitativen Aussagen zur Verteilung der Pfahlwiderstände innerhalb von Pfahlgruppen getroffen werden, wobei zunächst Bohrpfähle zugrunde gelegt werden:

- Die Eckpfähle weisen die größten, die Zentrumspfähle die kleinsten Pfahlwiderstände auf.
- Mit steigender Pfahlanzahl wächst die Differenz der Widerstände zwischen den Pfählen unterschiedlicher Positionen in der Gruppe.
- Eine weiche Pfahlkopfplatte bewirkt eine gleichmäßigere Verteilung der Pfahlwiderstände als eine starre Pfahlkopfplatte.

- Mit steigendem Pfahlabstand gleichen sich die Pfahlwiderstände in der Gruppe an.
- Die qualitative Verteilung der Pfahlwiderstände in Pfahlgruppen und KPP ist vergleichbar. Allerdings treten bei Pfahlgruppen größere Differenzen bei der Pfahlwiderstandsverteilung auf.
- Mit steigender Pfahllänge werden die Eckpfähle nach *Russo/Viggiani (1997)* stärker belastet, die Zentrumsfähle werden dementsprechend entlastet. Dieses Verhalten ist nach *Harnisch et al. (2002)* nicht festzustellen.

3 Zusammenfassende Darstellung zum Tragverhalten und zur Berechnung von Pfahlrosten

3.1 Definition Pfahlrost

Pfahlroste sind eine Sonderform der Pfahlgruppe. Über eine Rostplatte sind eine Anzahl von Pfählen zu einer tragenden Gründung miteinander verbunden. Die Pfähle können vertikal oder zur Aufnahme von Horizontalkomponenten der Einwirkung geneigt angeordnet sein. Pfahlroste wurden bei älteren Konstruktionen häufig angewendet und kommen auch heute noch zur Anwendung, beispielsweise bei

- Kaimauerkonstruktionen oder
- Turmgründungen, z.B. Brückenpfeiler oder Schornsteine.

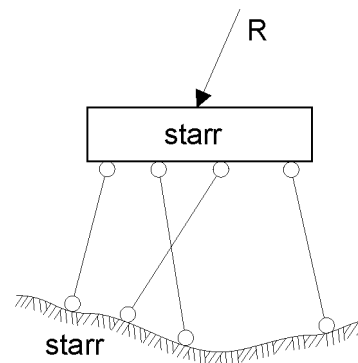
Allgemein und im Folgenden werden zunächst Pfahlroste definiert als Gründungssysteme, bei denen der Pfahlabstand so groß ist, dass keine wesentliche Wechselwirkung im Pfahltragverhalten zwischen benachbarten Pfählen mehr auftritt. Als Grenzwert für das Einzelpfahltragverhalten wird häufig ein Pfahlabstand vom 8-fachen Pfahldurchmesser angenommen.

Je nach Höhenlage der Pfahlkopfplatte unterscheidet man tiefe und hohe Pfahlroste. Bei tiefen Pfahlrosten binden die Pfähle über ihre gesamte Länge in den gewachsenen Boden ein. Eine Knickgefährdung kann somit i.d.R. ausgeschlossen werden. Demgegenüber ragen die Pfähle bei einem hohen Pfahlrost über die umliegende Geländeoberkante hinaus, wie etwa bei Pfahlgründungen im Wasser. Der überstehende Teil muss, sofern er frei stehen bleibt, knicksicher ausgebildet werden. Es wird aber auch von hohen Pfahlrosten gesprochen, wenn der Raum zwischen den Pfählen hoch verfüllt wird oder unmittelbar neben dem Pfahlrost ein hoher Geländesprung durch Abaggerung geschaffen wird.

3.2 Pfahlrostberechnung

3.2.1 System des Rechenmodells mit axial beanspruchten Pfählen

Als Voraussetzung für die Berechnung und Bemessung eines Pfahlrostes werden im Allgemeinen verschiedene Annahmen getroffen, mit denen man ein vereinfachtes statisches System erhält, siehe Bild 3.1. Im Einzelnen wird davon ausgegangen, dass

**Bild 3.1:**

Pfahlrost: System und Randbedingungen

- die Kopfplatte als starrer Block und damit genügend steif angesehen werden kann, um eine Formänderung im Vergleich zur Längenänderung der Pfähle vernachlässigen zu können,
- die tragende Bodenschicht und damit die Pfahlfüße nahezu unverschieblich sind,
- die Pfähle als gelenkig an Kopf und Fuß angeschlossen angenommen werden,
- das Verhalten der Pfähle linear-elastisch ist und
- das statische Verhalten der Pfähle nicht gekoppelt ist (keine Gruppenwirkung).

Unter diesen Voraussetzungen lassen sich die Pfahlkräfte auch in räumlichen Systemen verhältnismäßig leicht berechnen, da jeder Punkt an der Kopfplatte dieselbe räumliche Bewegung, d.h. Verschiebung und Verdrehung, ausführt. Für die Lösung dieser statischen Aufgabe existieren eine Reihe von Verfahren, die sich hinsichtlich ihres Anwendungsbereiches auf statisch bestimmte bzw. unbestimmte Systeme, auf ebene bzw. räumliche Systeme sowie in der Genauigkeit mit einer exakten bzw. angenäherten Lösung unterscheiden. Im Folgenden werden die Berechnungsmethoden in einer Zusammenfassung näher dargestellt.

3.2.2 Statisch bestimmte Systeme

Statisch bestimmt sind alle ebenen Pfahlssysteme, die aus zwei beliebigen Pfählen bestehen und ein Pfahl ein eingespanntes Pfahlende aufweist und die andere drei Pfahlenden gelenkig gelagert sind. Ebenfalls statisch bestimmt ist ein System aus drei gelenkig gelagerten Pfählen, welche nicht parallel sind und sich nicht in einem Punkt schneiden.

Unter der Voraussetzung des statisch bestimmten Systems können die Pfahlkräfte leicht über die statischen Gleichgewichtsbedingungen bestimmt werden. Neben dieser analytischen Lösung bieten sich ebenfalls graphische Lösungsverfahren, beispielsweise das nach *Culmann* an, z.B. *Jumikis (1987)*.

3.2.3 Statisch unbestimmte Systeme

Bei statisch unbestimmten Pfahlrosten reichen die Gleichgewichtsbedingungen nicht mehr aus, um die Pfahlkräfte zu bestimmen. Die Berechnung des Pfahlsystems kann in diesem Fall relativ einfach über Näherungsverfahren oder über aufwendigere exakte Verfahren erfolgen.

a) Reduzierung auf ein statisch bestimmtes System

Unter bestimmten Randbedingungen lässt sich ein solches System auf ein statisch bestimmtes Problem reduzieren, wodurch eine leichte Näherungslösung erzielt werden kann. Dies ist dann möglich, wenn nur Pfähle mit insgesamt drei unterschiedlichen Pfahlrichtungen vorliegen. Alle Pfähle mit der gleichen Orientierung werden zu einem resultierenden Pfahl zusammengefasst. Es wird davon ausgegangen, dass alle zusammengefassten Pfähle die gleiche Pfahlkraft aufweisen. Das weitere Vorgehen ist analog zu dem bei statisch bestimmten Pfahlsystemen. Ein solches Vorgehen, bei dem elastische Formveränderungen nicht berücksichtigt werden, ist für Voruntersuchungen oder Plausibilitätskontrollen bei großen Pfahlsystemen brauchbar.

b) Spannungstrapezverfahren

Eine weitere Methode zur Abschätzung der Pfahlkräfte ist das Spannungstrapezverfahren. Voraussetzung für die Anwendung dieser Methode sind etwa gleich große Pfahlabstände sowie eine überwiegend lotrechte Belastung, d.h. $V > 5 \cdot H$. Der horizontale Anteil der Belastung auf die Pfahlkopfplatte wird durch eine äquivalente Streckenlast ersetzt. Bei einer exzentrisch angreifenden Lastresultierenden ergibt sich eine trapezförmig über die Platte verteilte Streckenlast. Die Randspannungen betragen:

$$\sigma_1 = \frac{V}{A} + \frac{M}{W} \quad \text{und} \quad \sigma_2 = \frac{V}{A} - \frac{M}{W} \quad (3.1)$$

Die Flächenlast wird in n Teilstücke zerlegt. Die Abschnittsenden liegen jeweils auf der Mitte zwischen zwei Pfählen. Über ein Krafteck lassen sich nun die einzelnen Pfahlkräfte graphisch ermitteln.

Das Spannungstrapezverfahren kann aber auch herangezogen werden, um die Anordnung von Pfählen mit gleicher Belastung zu ermitteln. Für diese Konstruktionsschritte sei z.B. auf *Jumikis (1987)* verwiesen.

c) Exakte Verfahren

Die genaue Berechnung von Pfahlrosten ermöglichen die Verfahren nach *Dalkiewicz (1954)*, *Nökkentved (1928)* und *Schiel (1970)*. Die Ergebnisse dieser Verfahren entsprechen sich. Allerdings ist das Verfahren von *Nökkentved (1928)* nur auf ebene Pfahlroste anwendbar,

während nach *Dalkiewicz (1954)* und *Schiel (1970)* auch räumliche Systeme berechnet werden können.

Im Folgenden wird das Verfahren nach *Schiel (1970)* näher beschrieben. Es scheint für den Anwender in den Punkten Allgemeingültigkeit, Anschaulichkeit und Handhabbarkeit die meisten Vorteile zu bieten.

3.2.4 Axial beanspruchte Pfahlsysteme nach Schiel

3.2.4.1 Pfahlkräfte und Verschiebung

Das von *Schiel (1970)* beschriebene Verfahren ermöglicht die Berechnung statisch unbestimmter Pfahlrostsysteme. Die mathematische Beschreibung in Matrizenschreibweise ist eine Darstellungsform, die für einfache Sonderfälle eine überschaubare Handrechnung zulässt und ansonsten leicht zur Programmierung umsetzbar ist.

Zunächst werden die in einem Pfahl wirkenden Kräfte in ein globales Koordinatensystem transformiert, siehe Bild 3.2. Wird die Pfahlachse durch den Einheitsvektor $\{\overline{AB}\}_i = \{p_{xi}; p_{yi}; p_{zi}\}$ räumlich definiert, so lassen sich die Komponenten p über den Richtungskosinus von $\{\overline{AB}\}_i$ gegen die Achsen x, y und z nach Gleichung (3.2) beschreiben.

$$p_{xi} = \cos \alpha_i; \quad p_{yi} = \sin \alpha_i \cdot \cos \omega_i; \quad p_{zi} = \sin \alpha_i \cdot \sin \omega_i \quad (3.2)$$

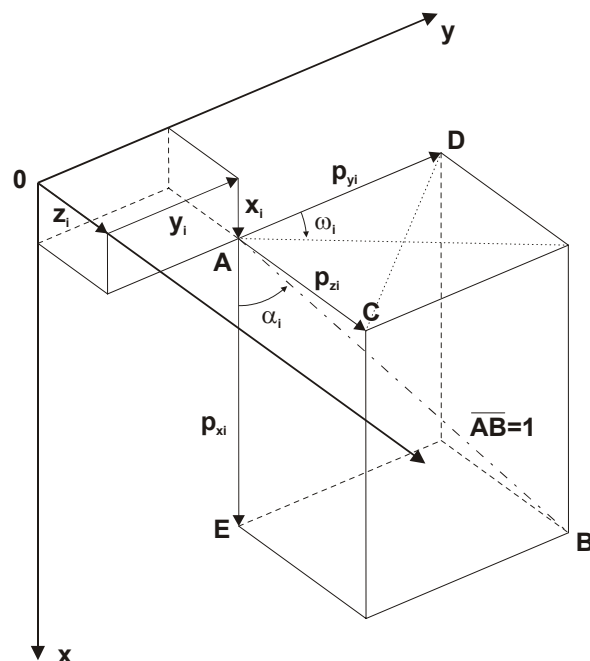


Bild 3.2:

Beziehungen zwischen den Winkeln
im räumlichen Pfahlsystem

In gleicher Weise kann die Momentenwirkung der Pfahlnormalkräfte in Bezug auf den Koordinatenursprung ausgedrückt werden:

$$\text{rot}\{p\} = \{p_{ai}; p_{bi}; p_{ci}\} \quad (3.3)$$

Hierin bedeuten:

$p_{ai} = y_i p_{zi} - z_i p_{yi}$ die Drehung um die x-Achse,

$p_{bi} = z_i p_{xi} - x_i p_{zi}$ die Drehung um die y-Achse,

$p_{ci} = x_i p_{yi} - y_i p_{xi}$ die Drehung um die z-Achse.

Die vollständige Transformationsmatrix der einzelnen Pfahlkraft ins globale System ist daher die einspaltige Matrix

$$\{p\}_i = \begin{Bmatrix} p_{xi} \\ p_{yi} \\ p_{zi} \\ p_{ai} \\ p_{bi} \\ p_{ci} \end{Bmatrix} \quad (3.4)$$

Für die gesamte Pfahlgründung ergibt sich die Pfahlmatrix P aus den Transformationsmatrizen $\{p\}_i$ über alle n Pfähle zu:

$$[P] = [\{p\}_1 \dots \{p\}_i \dots \{p\}_n] \quad (3.5)$$

Die auf den Pfahlrost wirkenden äußeren Lasten werden zu einer resultierenden Größe mit sechs Komponenten zusammengefasst, wobei die ersten drei Komponenten die Kraft-Einwirkungen und die zweiten drei Komponenten die Momenten-Einwirkungen beschreiben. Der transformierte Vektor für die resultierende Last ergibt sich zu:

$$\{F\}^T = \{F_x; F_y; F_z; F_a; F_b; F_c\} \quad (3.6)$$

Die Pfähle werden als linear elastisch angesehen, so dass man sie als Federn betrachten kann. Die Steifigkeit des Pfahles i ergibt sich dann zu:

$$c_{p,i} = \left[\frac{E_E \cdot A_p}{L} \right]_i \quad (3.7)$$

mit:

$c_{p,i}$	Steifigkeit des Pfahles i
E_E	Elastizitätsmodul des Einzelpfahles
A_p	Pfahlquerschnittsfläche
L	Pfahllänge

Weist ein Pfahl Abschnitte ($j = 1, 2, 3, \dots$) mit unterschiedlichen Querschnitten oder Festigkeiten auf, so ist ein mittlerer axialer Pfahlwiderstand für eine axiale Stauchung „1“ zu bestimmen:

$$c_p = \frac{1}{\sum_j \frac{1}{c_{p,j}}} \quad (3.8)$$

Besitzen alle Pfähle eine annähernd gleich große Pfahlsteifigkeit und damit Federkonstanten, so setzt man in den Berechnungen $c_{p,i} = 1$. Dabei können Abweichungen der Einzelsteifigkeiten bis 20 % vernachlässigt werden. Die Steifigkeit des Gesamtsystems ergibt sich durch die Transformation der Einzelsteifigkeiten in das globale System und Summation aller n Pfähle. In Matrizenschreibweise lässt sich dies folgendermaßen ausdrücken:

$$[S] = [P] \cdot [D] \cdot [P]^T \quad (3.9)$$

Hierbei ist $[D]$ die Diagonalmatrix aus den Einzelsteifigkeiten.

Die Matrix für die Steifigkeit des Pfahlsystems ist eine 6x6-Matrix, die sich aus den Steifigkeitssummen

$$S_{kl} = S_{lk} = \sum_i c_i p_{ki} p_{il} \quad (\text{mit: } k, l = x, y, z, a, b, c) \quad (3.10)$$

ergibt. Der erste Index beschreibt hierbei die Richtung k der Steifigkeit bei einer Belastung in Richtung des zweiten Index l . Aufgrund der Beziehung $S_{kl} = S_{lk}$ besteht die Steifigkeitsmatrix nach Gleichung (3.9) aus insgesamt 21 unterschiedlichen Koeffizienten, siehe Gleichung (3.11).

$$[S] = \begin{bmatrix} p_{x1} & \dots & p_{xi} & \dots & p_{xn} \\ p_{y1} & \dots & p_{yi} & \dots & p_{yn} \\ p_{z1} & \dots & p_{zi} & \dots & p_{zn} \\ p_{a1} & \dots & p_{ai} & \dots & p_{an} \\ p_{b1} & \dots & p_{bi} & \dots & p_{bn} \\ p_{c1} & \dots & p_{ci} & \dots & p_{cn} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} c_{p,1} & \dots & 0 & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & \dots & c_{p,i} & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & \dots & 0 & \dots & c_{p,n} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} p_{x1} & p_{y1} & p_{z1} & p_{a1} & p_{b1} & p_{c1} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ p_{xi} & p_{yi} & p_{zi} & p_{ai} & p_{bi} & p_{ci} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ p_{xn} & p_{yn} & p_{zn} & p_{an} & p_{bn} & p_{cn} \end{bmatrix}$$

$$= \begin{bmatrix} S_{xx} & S_{xy} & S_{xz} & S_{xa} & S_{xb} & S_{xc} \\ S_{yx} & S_{yy} & S_{yz} & S_{ya} & S_{yb} & S_{yc} \\ S_{zx} & S_{zy} & S_{zz} & S_{za} & S_{zb} & S_{zc} \\ S_{ax} & S_{ay} & S_{az} & S_{aa} & S_{ab} & S_{ac} \\ S_{bx} & S_{by} & S_{bz} & S_{ba} & S_{bb} & S_{bc} \\ S_{cx} & S_{cy} & S_{cz} & S_{ca} & S_{cb} & S_{cc} \end{bmatrix} \quad (3.11)$$

Die Bewegung des starren Oberbaus relativ zur tragenden Bodenschicht besteht aus einem 6-Komponenten-Vektor mit drei Komponenten für Translation v_x, v_y, v_z und drei Komponenten für Rotation v_a, v_b, v_c .

$$\{v\}^T = \{v_x; v_y; v_z; v_a; v_b; v_c\} \quad (3.12)$$

Stellt man der inneren Arbeit einer Pfahlkraft I bei einer axialen Kopfverschiebung v_i die äußere Arbeit der Kopfplatte am Pfahl i mit der Verschiebung $\{v\}$ gegenüber und werden die sechs Gleichgewichtsbedingungen erfüllt, so ergibt sich folgender Ausdruck für die Verschiebung:

$$\{v\} = [S]^{-1} \cdot \{F\} \quad (3.13)$$

Für den Pfahl i ergibt sich die axiale Kopfverschiebung durch die Transformation vom globalen ins lokale Bezugssystem des Pfahles i :

$$v_i = \{p\}^T \cdot \{v\} \quad (3.14)$$

Für die Pfahlkraft des Pfahles i gilt:

$$R_i = c_{i,p} \cdot v_i \quad (3.15)$$

Die Berechnung von Pfahlrosten ist somit in der kompakten Matrizenschreibweise in allgemeiner Form beschrieben. Die Anwendung des beschriebenen Rechenweges ist allerdings im Allgemeinen sehr umfangreich, so dass sich eine programmtechnische Umsetzung zum Lösen dieser Gleichungssysteme empfiehlt. Lediglich für Sonderfälle, die das Gleichungssystem aufgrund der Ausnutzung von Geometrie oder sonstigen Randbedingungen reduzieren, kann eine einfache Lösung angegeben werden. Solche Randbedingungen können z.B. ebene Problemstellungen, Symmetrien respektive gleiche Pfahlorientierung sein. Lösungen für einige Sonderfälle sind beispielsweise in *Schiel (1970)* angegeben.

3.2.4.2 Elastischer Schwerpunkt

Der „elastische Schwerpunkt“ oder auch „elastische Mittelpunkt“ gibt denjenigen Punkt eines Pfahlrosts an, um den im allgemeinen Fall bei der alleinigen Belastung durch ein Moment M eine reine Rotation der Kopfplatte erfolgt und der gleichzeitig derjenige Punkt ist, bei dem eine beliebige Kraft F angreifen kann und eine reine Translation der Grundplatte hervorruft. Wie *Trostel (1959)* nachgewiesen hat, existiert für den allgemeinen räumlichen Fall nur dann ein elastischer Schwerpunkt, wenn das Versetzungsmoment senkrecht auf der Pfahlkräfteresultierenden steht. Für den Spezialfall eines ebenen Pfahlrosts gibt es immer einen elastischen Schwerpunkt.

Die Koordinaten des elastischen Schwerpunktes im ebenen Fall lassen sich über die Gleichung

$$\begin{Bmatrix} R_x \\ R_y \\ R_c \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} S_{xx} & S_{yx} & S_{cx} \\ S_{xy} & S_{yy} & S_{cy} \\ S_{xc} & S_{yc} & S_{cc} \end{Bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} v_x \\ v_y \\ v_c \end{Bmatrix} \quad (3.16)$$

ermitteln. Stellt man sich die Belastung $\{R\}^T = \{0, 1, x_D\}$ vor und ist die dazu gehörige Verschiebung eine reine Translation, so ergibt sich $v_c = 0$. Diese Belastung in Gleichung (3.16) eingesetzt liefert die erste Koordinate des elastischen Schwerpunktes. Für die Bestimmung der zweiten Koordinate nimmt man die Belastung $\{R\}^T = \{1, 0, -y_D\}$ an, wobei ebenfalls $v_c = 0$ ist. Somit erhält man die Koordinaten des elastischen Schwerpunktes für den ebenen Fall zu:

$$x_D = \frac{S_{yc}S_{xx} - S_{xc}S_{xy}}{S_{xx}S_{yy} - S_{xy}^2} \quad (3.17)$$

$$y_D = \frac{S_{yc}S_{xy} - S_{xc}S_{yy}}{S_{xx}S_{yy} - S_{xy}^2}$$

Die Neigung der elastischen Achsen (Verschiebungsachsen) ist der Winkel ϕ , unter dem eine Kraft F angreifen muss, damit sie eine Verschiebung in ihrer eigenen Wirkungsrichtung hervorruft. Hierfür muss man in Gleichung (3.16) $R_x = R \cdot \cos \phi$; $R_y = R \cdot \sin \phi$; $v_x = \cos \phi$; $v_y = \sin \phi$ und $v_c = 0$ setzen. Die resultierenden Gleichungen für R_x und R_y lassen sich nach ϕ auflösen, so dass man den Verschiebungswinkel erhält.

$$\tan 2\phi = \frac{2 \cdot S_{xy}}{S_{xx} - S_{yy}} \quad (3.18)$$

3.2.5 Gültigkeitsgrenzen

Den zuvor beschriebenen Berechnungsverfahren liegt ein linear-elastisches Tragverhalten der Pfähle zugrunde. Die Pfähle werden als Federn betrachtet, welchen als Steifigkeit der Sekantenmodul aus dem Anfangsbereich der Widerstand-Setzungslinie (WSL) zugeordnet wird, siehe Gleichung (3.11). Besteht ein Pfahlrost ausschließlich aus Pfählen gleicher Geometrie, aus der sich ebenfalls gleiche Federsteifigkeiten ableiten lassen, so kann anstelle der tatsächlichen Federsteifigkeit auch eine Einheitsfedersteifigkeit angesetzt werden. Mit diesen getroffenen Vereinfachungen lassen sich nahezu beliebige Pfahlroste berechnen.

Diese Annahmen können allerdings nicht als allgemein zutreffend angesehen werden. Für bestimmte Anwendungsfälle kann die Nichtlinearität der WSL der Pfähle von Bedeutung für das Ergebnis der Pfahlrostberechnung sein, siehe Abschnitt 3.2.6. Nähere Untersuchungen sind in Abschnitt 5 beschrieben. Dort wird auch die Erweiterung des Berechnungsverfahrens nach *Schiel (1970)* mit einer iterativen Anpassung der Steifigkeitsmatrix $[S]$ zur Berücksichtigung des nichtlinearen Pfahltragverhalten beschrieben.

3.2.6 Nichtlinear-elastisches Tragverhalten von Pfählen

Wird das Tragverhalten eines Pfahles anhand seiner WSL betrachtet (Bild 3.3), so ist das nichtlineare Verhältnis zwischen Widerstand und Setzung deutlich zu erkennen. Der Fehler, der unter einem linear-elastischen Ansatz für die Steifigkeit der Pfähle entsteht, wird mit steigenden Verformungen größer. Insbesondere dann, wenn die Pfähle in einem Pfahlrost unterschiedlich stark belastet werden, kann die Nichtlinearität des Pfahltragverhaltens von Bedeutung sein.

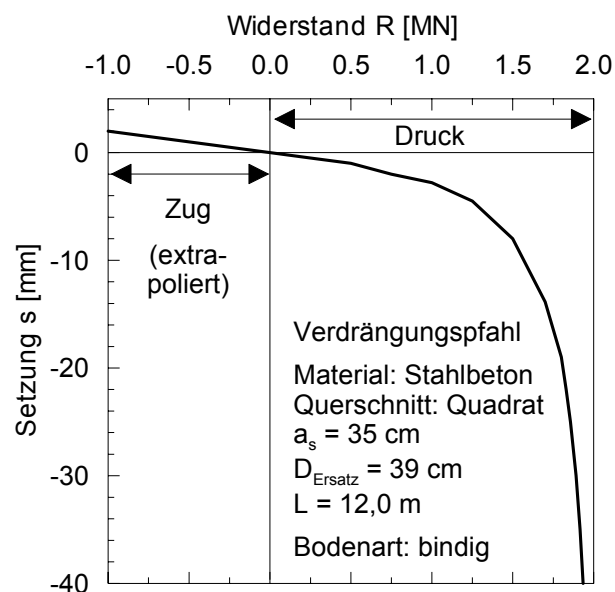


Bild 3.3:

Beispiel zum nichtlinearen Verlauf der Widerstands-Setzungslinie von Pfählen

Soll das nichtlineare Tragverhalten in der Pfahlrostberechnung berücksichtigt werden, so muss die Federsteifigkeit c_p der Pfähle anhand ihrer WSL den jeweiligen Verformungen angepasst werden. Hierzu ist eine mathematische Beschreibung der WSL nötig, wie sie z.B. nach *Rollberg (1977)* bzw. *Bergfelder (1996)* mit einer Hyperbel der Form

$$s = \frac{a \cdot R}{1 - R/R_B} \quad (3.19)$$

mit:

s	Setzungen [mm]
R	Pfahlwiderstand [MN]
a	Neigung der WSL im Ursprung [mm/MN]
R_B	Bruchwiderstand für $s = \infty$ [MN]

erfolgen kann. Es zeigt sich allerdings, dass in vielen Fällen die WSL durch eine einzige Hyperbel nicht immer zutreffend beschrieben wird. Eine verbesserte Abbildung der WSL kann mit dem Ansatz von zwei Hyperbeln, die jeweils den oberen bzw. unteren Bereich beschreiben, siehe *Bergfelder (1999)*, oder mit einer Hyperbel mit Endtangente erreicht werden.

Das nichtlineare Tragverhalten der Pfähle kann in dem unter 3.2.4 beschriebenen Berechnungsverfahren für Pfahlroste berücksichtigt werden, indem die Steifigkeitsmatrix entsprechend den Pfahlkräften über den Ansatz der Hyperbeln angepasst wird. Dies kann nur über einen iterativen Prozess geschehen, indem zunächst von einer einheitlichen Pfahlsteifigkeit ausgegangen wird. In den nächsten Schritten werden dann jeweils die errechneten Pfahlkräfte als Ausgangsgröße für die anzusetzenden Pfahlsteifigkeiten herangezogen. Die Iteration wird so lange durchgeführt, bis sich keine wesentliche Verbesserung des Ergebnisses mehr einstellt. Das Konvergenzverhalten kann dadurch verbessern werden, dass die jeweils neu errechneten Pfahlkräfte aus dem Mittelwert der beiden letzten Iterationsschritte bestimmt werden. Dieses Verfahren ist in dieser Form nicht anwendbar, wenn sich im Verlauf der Iteration eine negative Pfahlkraft ergibt. Für solche Fälle wird nach *Kolymbas (1989)* empfohlen, den betreffenden Pfahl als nicht vorhanden zu betrachten.

Es ist aber auch denkbar, die Widerstands-Setzungslinie auf den Zugbereich zu erweitern. Beispielsweise könnte die Anfangssteigung der Widerstands-Setzungslinie extrapoliert werden. Damit ließen sich auch auf Zug belastete Pfähle im Berechnungsverfahren nach *Schiel (1970)* erfassen.

3.2.7 Teilsicherheitskonzept

Eine vergleichende Darstellung des Global- und Teilsicherheitskonzeptes bei Pfahlgründungen wird in Abschnitt 4 gegeben. Die dort beschriebenen Neuerungen bzgl. Pfahlgruppen treffen ebenso auf Pfahlroste zu.

3.2.8 Belastungssituationen auf Pfahlroste

Ein Pfahlrost erfährt immer eine vertikale Einwirkung durch das Eigengewicht der aufgehenden Konstruktion. Weiterhin ist die Belastung durch Horizontalkräfte, wie sie durch Windkräfte oder durch Bremskräfte an Brückenpfeilern entstehen, wahrscheinlich. Aus einer hoch angreifenden horizontalen Einwirkung resultiert wiederum eine Momentenbelastung auf die Pfahlkopfplatte.

Es kann davon ausgegangen werden, dass ein Pfahlrost i.d.R. sowohl von Vertikal- und Horizontalkräften als auch durch Momente beansprucht wird.

Zur Aufnahme von Horizontalkräften ist es üblich, Schrägpfähle im Pfahlrost anzuordnen, die die Horizontalkräfte über Normalkräfte ableiten können. Pfähle können aber auch quer zur Achse eine hinreichende Steifigkeit aufweisen, um im Verhältnis zur Hauptbelastung geringe Horizontalkräfte über den Ansatz einer seitliche Bettung in den Boden abzuleiten. Dies wird vorwiegend bei Pfählen mit großen Durchmessern (Bohrpfähle) ausgenutzt.

Bei der klassischen Berechnung von Pfahlrosten geht man von einem gelenkig an die Pfahlkopfplatte angeschlossenen Pfahl aus. Tatsächlich sind die Pfähle aber biegesteif mit der Pfahlkopfplatte verbunden, so dass durch die Abtragung der Horizontalkräfte und Momente auch Biegebeanspruchungen in den Pfählen hervorgerufen werden. Dabei haben die Horizontalkräfte und Momente einen gegensätzlichen Einfluss auf die Pfahlbiegung, siehe Bild 3.4. Unter der Annahme einer gleichen Verteilung der Horizontalkräfte auf alle Pfähle ergibt sich nach *Bergfelder (1996)* folgende Gleichung für das Biegemoment am Pfahlkopf:

$$M_{P,o} = \frac{M}{n_G + \frac{C_{\varphi,R}}{C_{\varphi,P}}} - \frac{H \cdot L_{ER} / n_G}{n_G \cdot \frac{C_{\varphi,P}}{C_{\varphi,R}} + 1} \quad (3.20)$$

mit:

$C_{\varphi,R}$ Drehsteifigkeit des Pfahlrostes, definiert durch das Moment, das eine Verdrehung „1“ des Pfahlrostes mit gelenkig angeschlossenen Pfählen hervorruft.

$C_{\varphi,P}$ Drehsteifigkeit eines Pfahles, definiert durch das am Pfahlkopf angreifende Moment, das eine Verdrehung „1“ des Pfahlkopfes hervorruft.

L_{ER} Ersatzlänge nach *Bergfelder (1986)*

n_G Anzahl der Pfähle

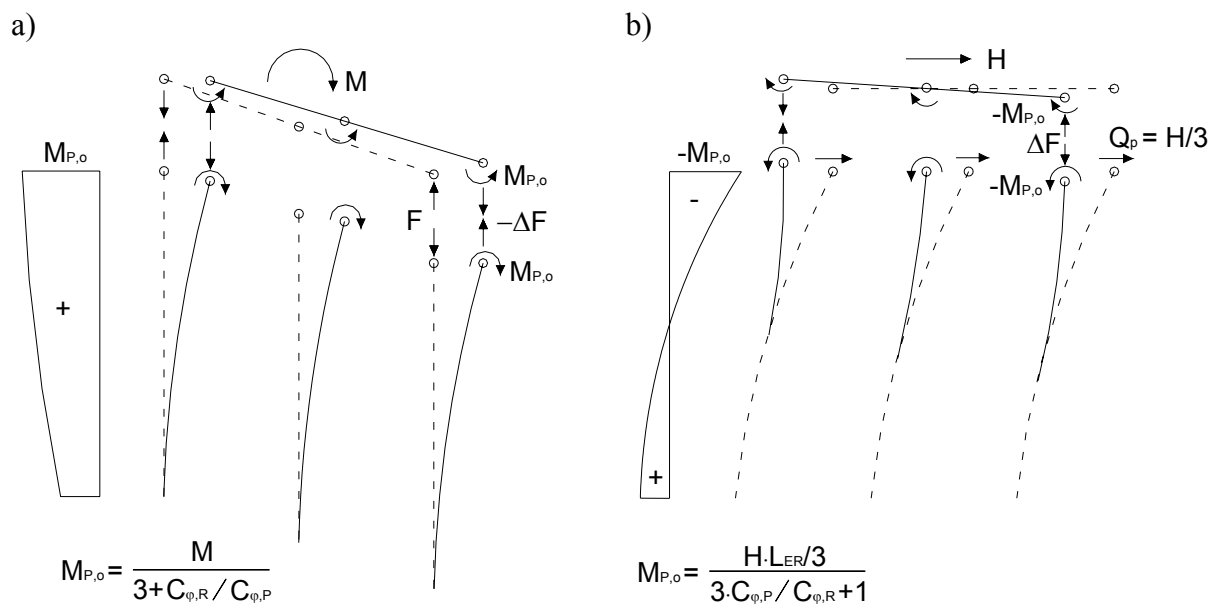


Bild 3.4: Statisches System zur Berechnung der Pfahlkopfmomente

In dieser Arbeit wird von der klassischen Pfahlrosttheorie mit gelenkig an der Pfahlkopfplatte angeschlossenen Pfählen ausgegangen. Es soll lediglich auf Pfahlrostsysteme mit Vertikalpfählen eingegangen werden. Als Einwirkungen werden vereinfachend nur Vertikalkräfte und Momente angesetzt. Dabei wird davon ausgegangen, dass eine gleichzeitig wirkende Horizontalkraft keinen Einfluss auf das vertikale Widerstands-Setzungsverhalten der Pfähle hat, siehe dazu Abschnitt 5.1 und 8.2.

4 Vergleichende Darstellung des Global- und Teilsicherheitskonzeptes bei Pfahlgründungen

4.1 Allgemeines

Mit der Einführung der DIN 1054:2005-01 nach dem Teilsicherheitskonzept kommt eine für die Geotechnik neue Vorgehensweise in der Entwurfs- und Bemessungspraxis in Deutschland zur Anwendung.

Die einzuhaltende globale Sicherheit wurde bisher über einen einzigen Sicherheitsbeiwert berücksichtigt. In DIN 1054:2005-01 wird eine Gesamtsicherheit dadurch eingehalten, dass die Grenzzustandsbedingung mit erhöhten einwirkenden Größen und abgeminderten widerstehenden Größen aufgestellt wird. Bei der Ableitung der Teilsicherheitsbeiwerte wurde versucht, das bisherige Sicherheitsniveau bei vergleichbaren Abmessungen der Bauteile beizubehalten. In der Nachweisführung ist es allerdings zu einigen grundlegenden Änderungen gekommen.

Bei den neuen Bezeichnungen hat man sich weitestgehend an den Vorgaben nach DIN EN 1997-1 (EC 7) orientiert. Dazu werden in Abschnitt 4.2 wesentliche Begriffe erläutert. Eine allgemeine Gegenüberstellung der für Pfahlgründungen relevanten Bezeichnungen findet sich in *Kempfert/Smolczyk (2001)*. Ab 2007 ist dann auch die bauaufsichtliche Einführung von DIN EN 1997-1 (EC 7) zu erwarten.

Im Folgenden sind die wesentlichen Regelungen der DIN 1054 für das Thema dieser Arbeit (Pfahlgruppen) und offene Punkte erläutert. Allgemeine Erläuterungen und spezielle Hinweise zu Pfahlgründungen im Zusammenhang mit dem neuen Sicherheitskonzept nach DIN 1054 findet sich im *Kommentar zur DIN 1054 (2005)*.

4.2 Wesentliche Begriffe nach DIN 1054 und DIN EN 1997-1

Bei den einwirkenden Größen wird in DIN 1054:2005-01 und DIN EN 1997-1 zwischen **Einwirkungen F** und **Beanspruchungen E** unterschieden. Unter Einwirkungen sind die auf ein Bauwerk oder den Baugrund angreifenden Kraft- und Verformungsgrößen zu verstehen. Die sich daraus an einem Tragwerk ergebenden Folgen wie Schnittgrößen, Spannungen, Dehnungen u.Ä. werden als Beanspruchungen bezeichnet.

Der **Widerstand** R eines Pfahles setzt sich aus den Anteilen Mantelwiderstand $R_s(s)$ und Fußwiderstand $R_b(s)$ zusammen. Je nachdem welche dieser Komponenten beim Abtragen der Last dominiert, spricht man von Mantelreibungspfählen oder Spitzendruckpfählen.

Bei der Nachweisführung werden die Einwirkungen bzw. Beanspruchungen den Widerständen gegenübergestellt. Dabei werden nach DIN 1054 die folgenden Grenzzustände unterschieden.

a) Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZ 1):

Es wird der Gleichgewichtszustand gerade vor dem Erreichen des Bruchzustandes eines Bauwerkes oder von Bauwerksteilen betrachtet. Der Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZ 1) wird nach drei Arten unterschieden:

- GZ 1A: Verlust der Lagesicherheit,
- GZ 1B: Versagen von Bauwerken und Bauteilen,
- GZ 1C: Verlust der Gesamtstandsicherheit.

Die innere und äußere Tragfähigkeit von Pfählen wird in der Regel im Grenzzustand GZ 1B nachgewiesen. Nach DIN EN 1997-1 wird der äquivalente Grenzzustand mit ULS (Ultimate Limit State) bezeichnet.

b) Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2):

Der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bezieht sich in der Regel auf die Einhaltung von zulässigen Verformungen und Verschiebungen, wodurch der uneingeschränkte Gebrauch eines Bauwerkes gewährleistet wird. Nach DIN EN 1997-1 wird der äquivalente Grenzzustand mit SLS (Serviceability Limit State) bezeichnet.

DIN 1054:2005-01 wurde so formuliert, dass sie inhaltlich weitestgehend mit den Forderungen der DIN EN 1997-1:2004-11 (EC 7) übereinstimmt. Trotzdem gibt es Unterschiede in der Nachweisführung zwischen diesen beiden Normen. Im Folgenden werden kurz wesentliche Unterschiede in Bezug auf Pfähle zusammengestellt.

In DIN EN 1997-1 werden drei unterschiedliche Nachweisverfahren (Nachweisverfahren 1, 2, 3) unterschieden, die den Vorgehensweisen der skandinavischen/britischen, deutschen und französischen Tradition entsprechen. Für die Teilsicherheitsbeiwerte werden verschiedene Wertegruppen bereitgestellt.

Dies sind die Teilsicherheitsbeiwerte für

- Einwirkungen und Beanspruchungen die Wertgruppen $A1 / A2$,
- Bodenkenngrößen die Wertgruppen $M1 / M2$,
- Widerstände die Wertgruppen $R1 / R2 / R3 / R4 / R5$.

Die einzelnen Nachweisverfahren kombinieren jeweils unterschiedliche Wertgruppen der verschiedenen Typen von Teilsicherheitsbeiwerten miteinander. Dem nationalen Vorgehen der DIN 1054 entspricht die Kombination:

$$A1 "+" M1 "+" R2. \quad (4.1)$$

Dabei ist der Teilsicherheitsbeiwert für die Bodenkenngrößen $\gamma_M = 1,00$ (M1), so dass sich praktisch für das „deutsche“ Nachweisverfahren die Kombination $A1 "+" R2$ ergibt. Die Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen γ_F nach DIN EN 1997-1 entsprechen den Teilsicherheitsbeiwerten nach DIN 1054 für den Lastfall LF 1. Die Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände γ_R sind in DIN 1054 und DIN EN 1997-1 abweichend definiert. Dies gilt ebenfalls für den Streuungsfaktor ξ zur Ableitung charakteristischer Werte aus Pfahlprobelastungen. Lediglich im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit entsprechen sich die Teilsicherheitsbeiwerte, die sämtlich mit $\gamma = 1,0$ angesetzt werden. Insgesamt erreichen aber beide Normen vergleichbare globale Sicherheiten, Beispielrechnungen enthält z.B. *Kempfert et al. (2005)*.

4.3 Gegenüberstellung von Regelungen der neuen und alten DIN 1054 bei Pfahlgründungen

Die Einführung des Teilsicherheitskonzeptes bringt eine Änderung des formalen Vorgehens bei der Nachweisführung mit sich. Die wesentlichen Punkte der formalen Nachweisführung von Druckpfählen sind in Tabelle 4.1 gegenübergestellt.

Neben diesen formalen Punkten weist die neue DIN 1054 auch inhaltliche Neuerungen auf, die bzgl. Pfähle dahin gehen, dass

- die Setzungen und Setzungsdifferenzen der Pfähle, siehe auch Bild 4.1,
- die Gruppenwirkung und
- das nichtlineare Tragverhalten

wesentlich stärker zu berücksichtigen sind. Diese Punkte erfordern weitergehende Untersuchungen zur Ergänzung der in der Norm gegebenen Angaben und zur praktischen Umsetzung.

Tabelle 4.1: Gegenüberstellung der neuen und alten DIN 1054 bezogen auf Pfahlgründungen

Zeile	DIN 1054:2005-01 Teilsicherheitskonzept	DIN 1054:1976-11 Globalsicherheitskonzept
	Nachweis der Tragfähigkeit	
1	GZ 1B: $\sum E_{1,d} = E_{1,k} \cdot \gamma_F < \sum R_{1,d} = \sum R_{1,k} / \gamma_R$	$Q_{vorh} < \frac{Q_g}{\eta}$
	Nachweis der Gebrauchstauglichkeit	
2	GZ 2: $\sum E_{2,d} < \sum R_{2,d}$	$Q_{vorh} < Q_{zul}$
	für Zeile 1 und 2 gilt	
3	Einzelpfahl bzw. weiche Kopfplatte: $R_{1,k} = \frac{R_{1m,min}}{\xi}$ starre Kopfplatte: $R_{1,k} = \frac{\bar{R}_{1m}}{\xi}$	es gilt: $Q_g = \bar{Q}$, wenn Q_{max} und Q_{min} weniger als 30 % vom Mittelwert \bar{Q} abwei- chen, ansonsten gilt: $Q = 1,2 \cdot Q_{min}$
	Setzungen bei Grenzlast	
4	alle Pfahlarten: $s_1 = 0,10 \cdot D$	Bohrpfähle: $s = 0,10 \cdot D$ (DIN 4014) Rammpfähle: bleibende Setzung von $s = 0,025 \cdot D$ (DIN 4026)
	Zulässige Setzungen	
5	Systemabhängig festzusetzen, z.B. durch Tragwerksplaner, siehe auch Bild 4.1	

Pfahlwiderstände sind setzungsabhängig und werden i. Allg. erst mit eintretenden Setzungen aktiviert. Für eine wirtschaftliche Bemessung einer Pfahlgründung müssen demzufolge Setzungen zugelassen werden, damit sich angemessene Pfahlwiderstände ergeben, wobei mit größeren Pfahldurchmessern auch höhere Setzungen verbunden sind. DIN 1054 nennt Kriterien für Setzungsgrößen im Bruchzustand bei Pfählen, die bis zu einer Grenzsetzung von 10 % des Pfahlfußdurchmessers D_b gehen können.

Eine wesentliche Neuerung der neuen DIN 1054 besteht darin, dass viel stärker als zuvor die Verformungen und Setzungen und die sich daraus ergebenden Beanspruchungen z.B. der Pfahlkopfplatte oder aufgehenden Konstruktion betrachtet werden müssen.

Dabei werden im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zwei Fälle unterschieden, siehe auch Bild 4.1. Im ersten Fall ergeben sich nur geringe Setzungsdifferenzen zwischen Einzelfählen oder Pfahlgruppen. Dabei darf der charakteristische Pfahlwiderstand $R_{2,k}$ unter Vorgabe einer aufnehmbaren charakteristischen Setzung $s_{2,k}$ aus der Bewertung von Pfahlprobe-

belastungsergebnissen oder aus Erfahrungswerten abgeleitet werden. Bei der Aufteilung der Bauwerksreaktion auf die Pfähle einer Pfahlgruppe darf das Setzungsverhalten der Pfähle mit Federkonstanten berücksichtigt werden, die aus der Sekante für den voraussichtlich maßgebenden Belastungsbereich aus der Widerstands-Setzungslinie der Einzelpfähle abzuleiten ist, siehe Bild 4.1 a. Mögliche Einflüsse auf den Verlauf der Widerstands-Setzungslinie infolge Gruppenwirkung ist zu berücksichtigen.

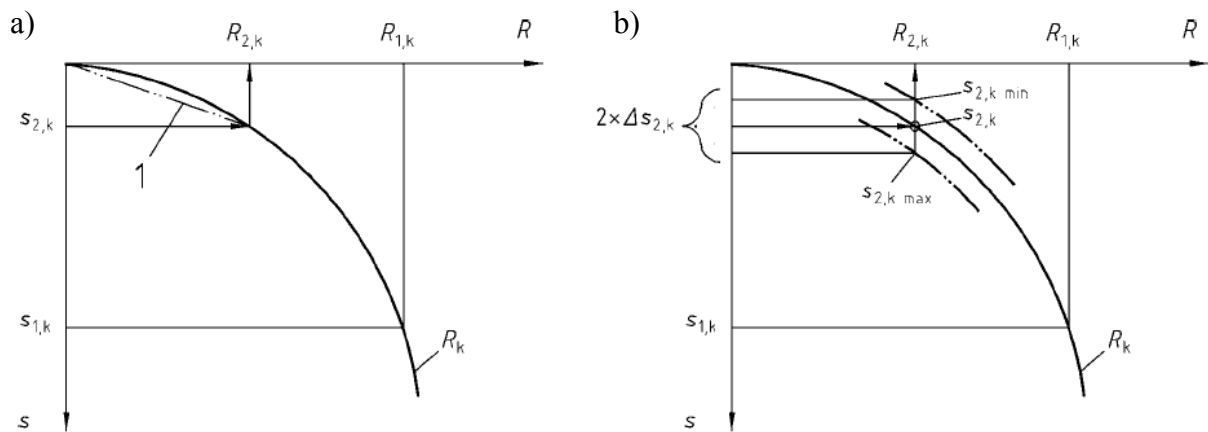


Bild 4.1: Ermittlung des charakteristischen Pfahlwiderstandes $R_{2,k}$ von Einzelpfählen oder von Pfahlgruppen untereinander, abhängig von den entsprechenden Setzungen $s_{2,k}$ bzw. $\Delta s_{2,k}$, nach DIN 1054

Im zweiten Fall beim Auftreten von erheblichen Setzungsunterschieden zwischen Einzelpfählen oder Pfahlgruppen eines Bauwerkes wird zunächst ein charakteristischer Pfahlwiderstand $R_{2,k}$ wie im ersten Fall ermittelt. Danach werden zur Beurteilung der zu erwartenden Setzungsdifferenzen unter dem Ansatz

$$\Delta s_{2,k} = \kappa \cdot s_{2,k} \quad (4.2)$$

mögliche obere Grenzwerte $s_{2,k,max}$ und untere Grenzwerte $s_{2,k,min}$ der Setzung $s_{2,k}$ bestimmt, siehe Bild 4.1 b. Der Faktor κ ist abhängig von der Pfahlherstellung, der Baugrundsichtung und der Stellung der Pfähle innerhalb der Gründung. Für dieses neue Vorgehen liegen bisher keine abgesicherten Erfahrungswerte vor. Nach Kempfert/Smolczyk (2001) könnte für eine erste Abschätzung $\kappa = 0,15$ angesetzt werden. Eine weiterführende Untersuchung der Bandbreite von κ ist dringend erforderlich. Anhaltswerte über die Bandbreite von κ werden in Abschnitt 8.3.3 und 9.6.2 dieser Arbeit gegeben. Weiterhin ist zu prüfen, ob die ermittelten Setzungsdifferenzen für das aufgehende Tragwerk verträglich sind. Zu große Setzungsunterschiede können im aufgehenden Tragwerk auch ein Versagen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZ 1B) verursachen.

Nach DIN 1054 muss der Einfluss der Nichtlinearität im Widerstands-Setzungsverhalten der Pfähle beachtet werden. Ob dabei der zuvor beschriebene Ansatz von Ersatzfedersteifigkeiten nach Bild 4.1 das Widerstands-Setzungsverhalten der Pfahlgruppe ausreichend genau beschreibt, ist bisher nicht geklärt.

Grundsätzlich kann die Nichtlinearität nur dann einen Einfluss bewirken, wenn die Pfähle einer Gruppe unterschiedlich stark belastet werden. Dies trifft bei ausmittigt angreifenden Einwirkungen bzw. Momentenbeanspruchungen zu. Allerdings muss dabei die Beanspruchung aus dem angreifenden Moment wesentlich größer als die Beanspruchung aus den vertikalen Einwirkungen sein.

Dazu sind in Anhang B, Abschnitt B.1, Berechnungsbeispiele für drei Systeme gegeben. Diese Beispiele zeigen zunächst, dass die stärker belasteten Pfähle entlastet werden, wodurch sich die maximalen Setzungsdifferenzen zwischen den Pfählen verringern. Zwar können zwischen den weniger belasteten Pfählen die Pfahlwiderstands- und Setzungsdifferenzen zunehmen, insgesamt reduzieren sich aber die maximalen Setzungsdifferenzen. Es muss allerdings noch geklärt werden, ob dieses Verhalten allgemein zutreffend ist. Ergänzende Berechnungen zur Nichtlinearität bei Pfahlrosten sind in Abschnitt 5 beschrieben.

In diesem Zusammenhang führt *Bergfelder (1996)* aus, dass das nichtlineare Tragverhalten bei Pfahlgruppen mit wechselnder Momentenbeanspruchung unter Berücksichtigung des Ent- und Wiederbelastungsmoduls einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss haben kann.

Bei Pfahlgründungen ist die Gruppenwirkung, d.h. die Wechselwirkung der Gruppenpfähle untereinander und die damit möglicherweise einhergehende Veränderung der Widerstands-Setzungslinie gegenüber dem unbeeinflussten Einzelpfahl zu berücksichtigen. Dazu wurden bisher allerdings nur unzureichende und sehr vereinfachende Berechnungsansätze bzw. Ersatzmodelle aufgestellt. Eine genauere Berücksichtigung ist daher nur über Programme möglich, welche die Pfahlgruppe insgesamt abbilden und dabei die gegenseitige Beeinflussung der Gruppenpfähle erfassen. Ein Berechnungsbeispiel für die Gruppenwirkung bei Pfahlgruppen ist in Anhang B, Abschnitt B.2, gegeben. Hieraus ist ersichtlich, dass die Gruppenwirkung einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss auf das Tragverhalten von Pfahlgründungen hat.

Um zukünftig die Berücksichtigung der Gruppenwirkung zu vereinfachen, wurde auf Grundlage der in Abschnitt 8 beschriebenen Ergebnisse einer umfangreichen Parameterstudie ein über die bisherigen Ansätze hinausgehender Berechnungsansatz für die Berücksichtigung der Gruppenwirkung bei Pfahlgründungen entwickelt, siehe Abschnitt 9.

5 Ergänzende Untersuchungen zum Verhalten von Pfahlrosten

5.1 Allgemeines

Wie in Abschnitt 3.1 beschrieben ist, wird der Pfahlrost als eine Sonderform der Pfahlgruppe angesehen, bei der die Pfähle so weit auseinander stehen, dass keine oder eine vernachlässigbare Wechselwirkung im Tragverhalten zwischen benachbarten Pfählen auftritt.

Als Grenzwert für den Pfahlabstand wird i.d.R. ein vom Durchmesser abhängiger Wert angegeben (z.B. $\geq 8 \cdot D$). Die durchgeführten eigenen Untersuchungen ergeben allerdings, dass der maßgebliche Abstand für die gegenseitige Beeinflussung zweier Pfähle mehr von der Pfahllänge als vom Pfahldurchmesser abhängt, siehe dazu Abschnitt 8 und 9.

Bei Pfahlrosten kann üblicherweise von einer kombinierten Einwirkungssituation aus Vertikal- und Horizontalkräften sowie von Momentenbelastungen ausgegangen werden. Die Vertikallasten ergeben sich zwangsläufig aus dem Eigengewicht der aufgehenden Konstruktion. Horizontalkräfte entstehen z.B. aus Windlasten, können aber auch aus Bremskräften bei Brückenpfeilern herrühren. Hochangreifende Horizontallasten bringen eine Momentenbelastung auf die Pfahlkopfplatte mit sich.

Vereinfachend soll in dieser Arbeit lediglich auf Pfahlrostsysteme mit Vertikalpfählen eingegangen werden. Dabei werden nur Einwirkungen aus Vertikalkräften und Momenten angesetzt. Es wird davon ausgegangen, dass eine zusätzlich wirkende Horizontalkraft keinen Einfluss auf das vertikale Tragverhalten eines Pfahlrostes hat. Die Zulässigkeit dieser Annahme wird in Abschnitt 8.2 anhand von Vergleichsrechnungen an Pfahlgruppen mit und ohne Horizontallast belegt. Durch die Horizontallast kann keine Beeinflussung im vertikalen Widerstands-Setzungsverhalten festgestellt werden. Gleiches gilt für Pfahlroste.

In Abschnitt 8.2 werden ebenfalls die grundsätzlich denkbaren Beanspruchungssituationen von Pfahlkopfplatten bei Pfahlgruppen dargestellt. Diese Überlegungen sind auch auf die Pfahlroste übertragbar.

Nachfolgend wird das Berechnungsverfahren nach *Schiel (1970)* sowie eine Erweiterung dieses Verfahrens für die Berücksichtigung des in situ vorhandenen nichtlinearen Pfahltragverhaltens vorgestellt.

In der Praxis wurde das nichtlineare Pfahltragverhalten von Pfählen oftmals vereinfachend vernachlässigt, ohne dass der Einfluss des nichtlinearen Pfahltragverhaltens auf die Beanspruchung von Pfahlroste hinreichend bekannt war. In DIN 1054 wird aber die Berücksichtigung der Nichtlinearität des Pfahltragverhaltens bei der Berechnung von Pfahlrosten und Pfahlgruppen explizit gefordert. Daher werden mit dem nachfolgend vorgestellten erweiterten Berechnungsverfahren Vergleichsberechnungen an ebenen Pfahlrosten durchgeführt, welche den Einfluss der Berücksichtigung des nichtlinearen Pfahltragverhaltens bei der Berechnung von Pfahlrosten untersucht.

5.2 Erweiterung des Berechnungsverfahrens nach Schiel auf nichtlineares Pfahltragverhalten

Das lineare Berechnungsverfahren nach *Schiel (1970)* ist ausführlich in Abschnitt 3.2.4 beschrieben. Aufgrund der Matrizenschreibweise kann es leicht in eine Programmiersprache umgesetzt werden.

In einer linearen Berechnung, bei der von gleichartigen Pfählen mit identischer Steifigkeit ausgegangen wird, kann anstelle der tatsächlichen Steifigkeit der Pfähle eine Einheitssteifigkeit angesetzt werden. Bei gleicher Steifigkeit der Pfähle hat der Wert der Steifigkeit keinen Einfluss auf die Verteilung der Pfahlkräfte im Pfahlrost.

Dieses Vorgehen berücksichtigt allerdings nicht das in situ vorhandene nichtlineare Pfahltragverhalten. Vielmehr müssen für die unterschiedlich stark belasteten Pfähle auch unterschiedliche Pfahlsteifigkeiten angesetzt werden. Um dies im Berechnungsverfahren nach *Schiel (1970)* zu erfassen, soll wie folgt dargestellt die Diagonalmatrix $[D]$, welche die Pfahlsteifigkeiten beinhaltet, entsprechend angepasst werden, siehe Gleichung (3.11). Dieses geschieht iterativ.

Die Aufbringung der Einwirkung geschieht inkrementell. In einem ersten Berechnungsschritt mit einer Einheitssteifigkeit für alle Pfähle werden die Pfahlwiderstände nach Gleichung (3.15) ermittelt. Aus der Widerstands-Setzungslinie ergeben sich die dazugehörigen Setzungen. Die Widerstands-Setzungslinie kann nach dem Hyperbelverfahren über zwei Ersatzhyperbeln beschrieben werden, siehe Abschnitt 4.3 und *Elborg (1993)*. Aus den Pfahlwiderständen und den Setzungen kann eine Ersatzfedersteifigkeit $c_{p,i}$ für jeden Pfahl abgeleitet werden, siehe Gleichung (5.1).

$$c_{p,i} = \frac{R_i}{s_i} \quad (5.1)$$

mit:

$c_{p,i}$ Ersatzfedersteifigkeit des Pfahles i
 R_i Widerstand des Pfahles i
 s_i Setzung des Pfahles i

Diese Ersatzfedersteifigkeiten $c_{p,i}$ werden in die Diagonalmatrix eingesetzt und die Pfahlwiderstände und Setzungen werden erneut bestimmt. Dieser Iterationsschritt wird solange wiederholt, bis sich nur noch geringfügige Unterschiede zwischen den Ergebnissen zweier aufeinander folgender Iterationsschritte ergeben. In den eigenen Untersuchungen wurde als Kriterium eine Abweichung von unter 2 % der Ersatzfedersteifigkeiten gewählt.

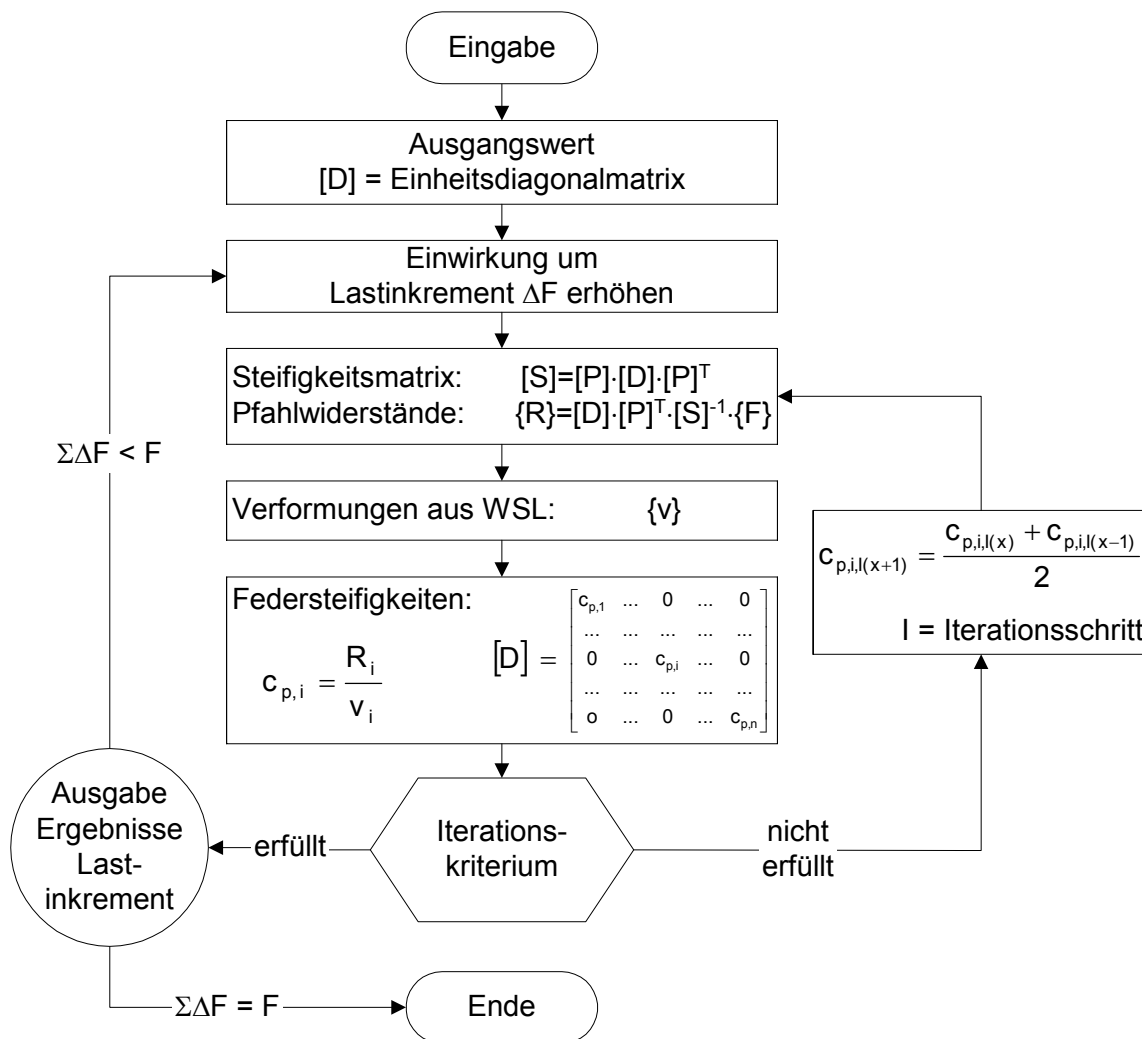


Bild 5.1: Ablaufschema des Berechnungsverfahrens nach Schiel (1970) mit Iteration zur Berücksichtigung des nichtlinearen Widerstands-Setzungsverhaltens der Pfähle

Während der iterativen Anpassung der Diagonalmatrix kann es zu divergierenden Ergebnissen für die Ersatzfedersteifigkeiten kommen. Dabei oszillieren die Werte um einen Mittelwert. Um dies zu vermeiden hat es sich als sinnvoll herausgestellt, für den nächsten Iterationsschritt den Mittelwert der Ersatzfedersteifigkeiten der beiden vorherigen Iterationsschritte anzusetzen.

Ist das Iterationskriterium erfüllt, so wird die Einwirkung um das Lastinkrement ΔF erhöht und die Iterationsschleife zur Ermittlung der Ersatzfedersteifigkeiten durchlaufen. Ein Ablaufschema des erweiterten Berechnungsverfahrens nach *Schiel (1970)* mit Iteration zur Berücksichtigung des nichtlinearen Widerstands-Setzungsverhaltens der Pfähle ist in Bild 5.1 dargestellt.

5.3 Nichtlineares Pfahltragverhalten

In DIN 1054:2005-01, Absatz 8.3.1(4) ist gefordert, die Nichtlinearität der Widerstands-Setzungslinie von Pfählen bei der Tragwerksplanung zu beachten. Grundsätzlich kann die Nichtlinearität nur dann einen Einfluss haben, wenn die Pfähle unterschiedlich stark beansprucht werden. Dies tritt i.d.R. bei Momentenbeanspruchungen auf.

Für die Beurteilung des Einflusses der Nichtlinearität werden die beiden in Bild 5.2 dargestellten Pfahlrostsysteme mit 5 bzw. 7 Pfählen betrachtet. Bild 5.2 c enthält die für die Untersuchung zugrunde gelegte Widerstands-Setzungslinie des Einzelpfahles. Beide Systeme werden sowohl über eine Vertikaleinwirkung als auch durch eine Momenteneinwirkung belastet. Die sich ergebenden Pfahlwiderstände und Setzungen, welche mit dem im Abschnitt 5.2 beschriebenen Berechnungsverfahren ermittelt wurden, sind in Tabelle 5.1 aufgeführt.

Wie die Berechnungsergebnisse in Tabelle 5.1 zeigen, werden die Lasten auf die innen liegenden Pfähle umgelagert. Dadurch wird der maximal beanspruchte äußere Pfahl entlastet, gleichzeitig wird aber auch der gegenüberliegende äußere Pfahl, der am geringsten beansprucht ist, ebenfalls entlastet.

Betrachtet man auch die Berechnungsergebnisse im Anhang B, Tabelle B.1.3 und Tabelle B.1.4, so ist zu erkennen, dass sich die Berücksichtigung der Nichtlinearität gegenüber der linearen Berechnung zunächst günstig auf die Pfahlkräfte und die Setzungen auswirkt.

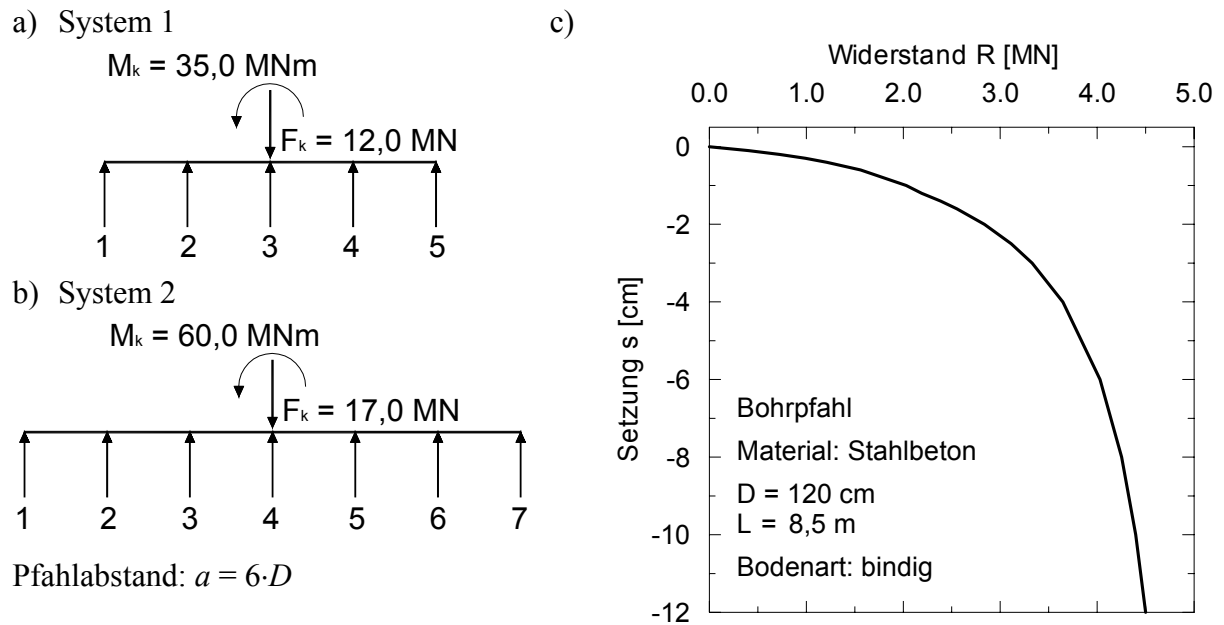


Bild 5.2: Systeme zur Untersuchung des Einflusses der Nichtlinearität im Pfahltragverhalten von Pfahlrosten mit a) 5 Pfählen und b) 7 Pfählen; c) angesetzte WSL

Tabelle 5.1: Ergebnisse einer linearen und nichtlinearen Pfahlrostberechnung

			Pfahl						
			1	2	3	4	5	6	7
System 1 (Bild 5.2a)	Pfahlwiderstand [MN]	linear	3,372	2,886	2,4	1,914	1,428	-	-
		nicht linear	3,230	2,940	2,544	2,034	1,252	-	-
	Pfahlwiderstands-differenz [MN]	linear	0,486	0,486	0,486	0,486	-	-	
		nicht linear	0,290	0,396	0,510	0,782	-	-	
	Setzung [cm]	linear	3,11	2,66	2,21	1,76	1,31	-	-
		nicht linear	2,75	2,17	1,59	1,01	0,43	-	-
	Setzungs-differenz [cm]	linear	0,45	0,45	0,45	0,45	-	-	
		nicht linear	0,58	0,58	0,58	0,58	-	-	
System 2 (Bild 5.2b)	Pfahlwiderstand [MN]	linear	3,323	3,025	2,727	2,429	2,131	1,833	1,535
		nicht linear	3,193	3,015	2,800	2,536	2,205	1,879	1,371
	Pfahlwiderstands-differenz [MN]	linear	0,298	0,298	0,298	0,298	0,298	0,298	
		nicht linear	0,178	0,215	0,264	0,331	0,326	0,508	
	Setzung [cm]	linear	2,98	2,71	2,44	2,17	1,90	1,63	1,36
		nicht linear	2,66	2,30	1,94	1,58	1,22	0,86	0,50
	Setzungs-differenz [cm]	linear	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27	
		nicht linear	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	

Wenn der vereinfachte Ansatz der Sekante des maßgeblichen Bereiches der Widerstands-Setzungslinie nach DIN 1054 zur Ableitung einer konstanten Ersatzfedersteifigkeit gewählt wird, siehe Bild 4.1, verhalten sich die Pfähle im betrachteten Lastbereich weicher, da die Sekante unterhalb der tatsächlichen WSL verläuft.

Unter Berücksichtigung der Nichtlinearität kommt es im i. Allg. zu einer

- Verringerung der maximalen Pfahlkraft und zu einer
- Verringerung der auftretenden Setzungen.

Folglich liegen die Ergebnisse, die unter einem linearen Ansatz i.d.R. ermittelt werden, auf der sicheren Seite.

Es muss allerdings überprüft werden, ob dies auch allgemein für alle Fälle zutreffend ist. Wie beobachtet werden kann, wird der am geringsten belastete äußere Pfahl bei der nichtlinearen Berechnung entlastet. Wenn diese Entlastung durch eine entsprechende Momenteneinwirkung sehr groß ist, so ist es denkbar, dass ein nur gering beanspruchter Druckpfahl eine Umkehr der Beanspruchungsrichtung erfährt und sich für diesen Pfahl eine resultierende Zugbeanspruchung ergibt.

Für diesen Fall sind die Systeme für zwei Zahlenbeispiele in Bild 5.3 dargestellt. Die Widerstands-Setzungslinie in Bild 5.3 c wurde noch auf einen Zugbereich extrapoliert, damit so auch Zugkräfte und Hebungen abgebildet werden können. Die Berechnungsergebnisse enthält Tabelle 5.2. In der linearen Berechnung ist der äußerste, dem Moment abgewandte Pfahl nur einer sehr geringen Druckbeanspruchung ausgesetzt. Infolge der genaueren nichtlinearen Berechnung kommt es zu der bereits beschriebenen Entlastung der äußeren Pfähle. Dies führt zu einer Umkehr der Wirkungsrichtung der resultierenden Pfahlbeanspruchung. Damit ist dann auch eine negative Setzung verbunden, d.h. der Pfahl hebt sich.

Aus diesem Beispiel wird ersichtlich, dass es trotz einer allgemeinen Entlastung des Systems in Form einer gleichmäßigeren Beanspruchung der Pfähle zu Beanspruchungssituationen kommen kann, die speziell berücksichtigt werden müssen, da sie sich negativ auf die Beanspruchung des Systems auswirken können.

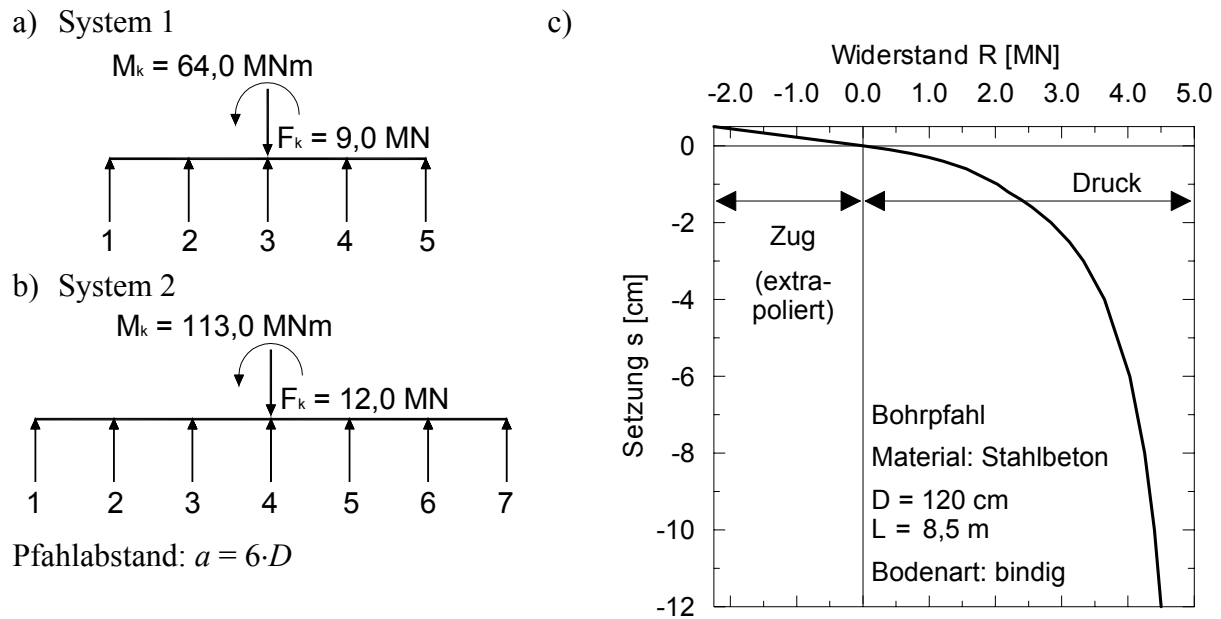


Bild 5.3: Systeme zur Untersuchung des Einflusses der Nichtlinearität im Pfahltragverhalten von Pfahlrosten mit a) 5 Pfählen und b) 7 Pfählen; c) angesetzte WSL

Tabelle 5.2: Ergebnisse einer linearen und nichtlinearen Pfahlrostberechnung

			Pfahl						
			1	2	3	4	5	6	7
System 1 (Bild 5.3a)	Pfahlwiderstand [MN]	linear	3,578	2,689	1,800	0,911	0,022	-	-
		nicht linear	3,159	2,781	2,219	1,472	-0,631	-	-
	Pfahlwiderstands-differenz [MN]	linear	0,889	0,889	0,889	0,889	-	-	
		nicht linear	0,378	0,562	0,747	2,103	-	-	
	Setzung [cm]	linear	3,74	2,81	1,88	0,95	0,02	-	-
		nicht linear	2,58	1,90	1,22	0,54	-0,14	-	-
	Setzungs-differenz [cm]	linear	0,93	0,93	0,93	0,93	-	-	
		nicht linear	0,68	0,68	0,68	0,68	-	-	
System 2 (Bild 5.3b)	Pfahlwiderstand [MN]	linear	3,394	2,834	2,274	1,714	1,154	0,594	0,034
		nicht linear	2,989	2,742	2,431	2,074	1,629	0,844	-0,709
	Pfahlwiderstands-differenz [MN]	linear	0,560	0,560	0,560	0,560	0,560	0,560	
		nicht linear	0,247	0,311	0,357	0,445	0,785	1,553	
	Setzung [cm]	linear	3,16	2,64	2,12	1,60	1,08	0,56	0,04
		nicht linear	2,25	1,85	1,45	1,05	0,65	0,25	-0,15
	Setzungs-differenz [cm]	linear	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52	
		nicht linear	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	

Im Folgenden wird dargestellt, welchen Einfluss die unterschiedlichen Pfahlwiderstände nach der linearen und nichtlinearen Berechnung auf die Beanspruchung der Pfahlkopfplatte haben. Es sei nochmals darauf hingewiesen, dass unter der Annahme einer ideal steifen Pfahlkopfplatte ($EI=\infty$) die sich ergebenden Pfahlwiderstände von der Gesamtbelastung abhängen, unabhängig davon, wie die Einwirkungen über die Pfahlkopfplatte verteilt sind. Werden dagegen die Beanspruchungen der Pfahlkopfplatte und damit die inneren Schnittkräfte dieser betrachtet, so hängt die Beanspruchung im Wesentlichen von der Verteilung der Einwirkungen ab, da die Lasten über die Pfahlkopfplatte in die Pfähle geleitet werden.

Das erste Beispiel ist das System 1 aus Bild 5.2 a mit einer zentrisch angreifenden Einzellast und einem Moment als Einwirkung. Als zweiter Lastfall wird das gleiche System betrachtet, wobei anstelle der Einzellast eine äquivalente Streckenlast angesetzt ist, siehe auch Bild 5.5 a. Beide Lastfälle werden mit Ersatzfedersteifigkeiten für die Pfähle berechnet, die sich aus den Setzungen und Pfahlwiderständen nach Tabelle 5.1 unter Ansatz der Gleichung (5.1) ergeben.

Die so ermittelten Ersatzfedersteifigkeiten sind einwirkungsabhängig und für dieses System nur anwendbar, solange eine Einwirkungskombination betrachtet wird, die als resultierende Gesamteinwirkung der resultierenden Einwirkung des betrachteten Systems entspricht. Bei größeren oder geringeren Lasten sowie einem anderen Verhältnis zwischen Vertikallast und Momenteneinwirkung müssen neue Ersatzfedersteifigkeiten bestimmt werden. Die weiteren Berechnungen zur Ermittlung der Querkraft- und Momentenverläufe wurden mit dem Programm SOFiSTiK durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Bild 5.4 und Bild 5.5 dargestellt.

Erwartungsgemäß ergeben sich aus den EDV-Berechnungen gleiche Werte für die Pfahlwiderstände und Setzungen wie diese in Form der Ersatzfedersteifigkeiten als Eingangsgrößen auf Grundlage des erweiterten Berechnungsverfahrens nach *Schiel* angesetzt wurden.

In beiden Beispielen fallen die Maxima der Schnittkräfte bei der nichtlinearen Berechnung geringer aus als bei der linearen Berechnung. Es zeigt sich, dass nicht nur die Maximalwerte der Pfahlkräfte und der Setzungen mit dem Ansatz der nichtlinearen Widerstands-Setzungslinie zurückgehen, ebenfalls reduzieren sich die Höchstwerte der Schnittgrößen, obwohl es teilweise gleichzeitig zu größeren Pfahlwiderstandsdifferenzen zwischen benachbarten Pfählen kommt.

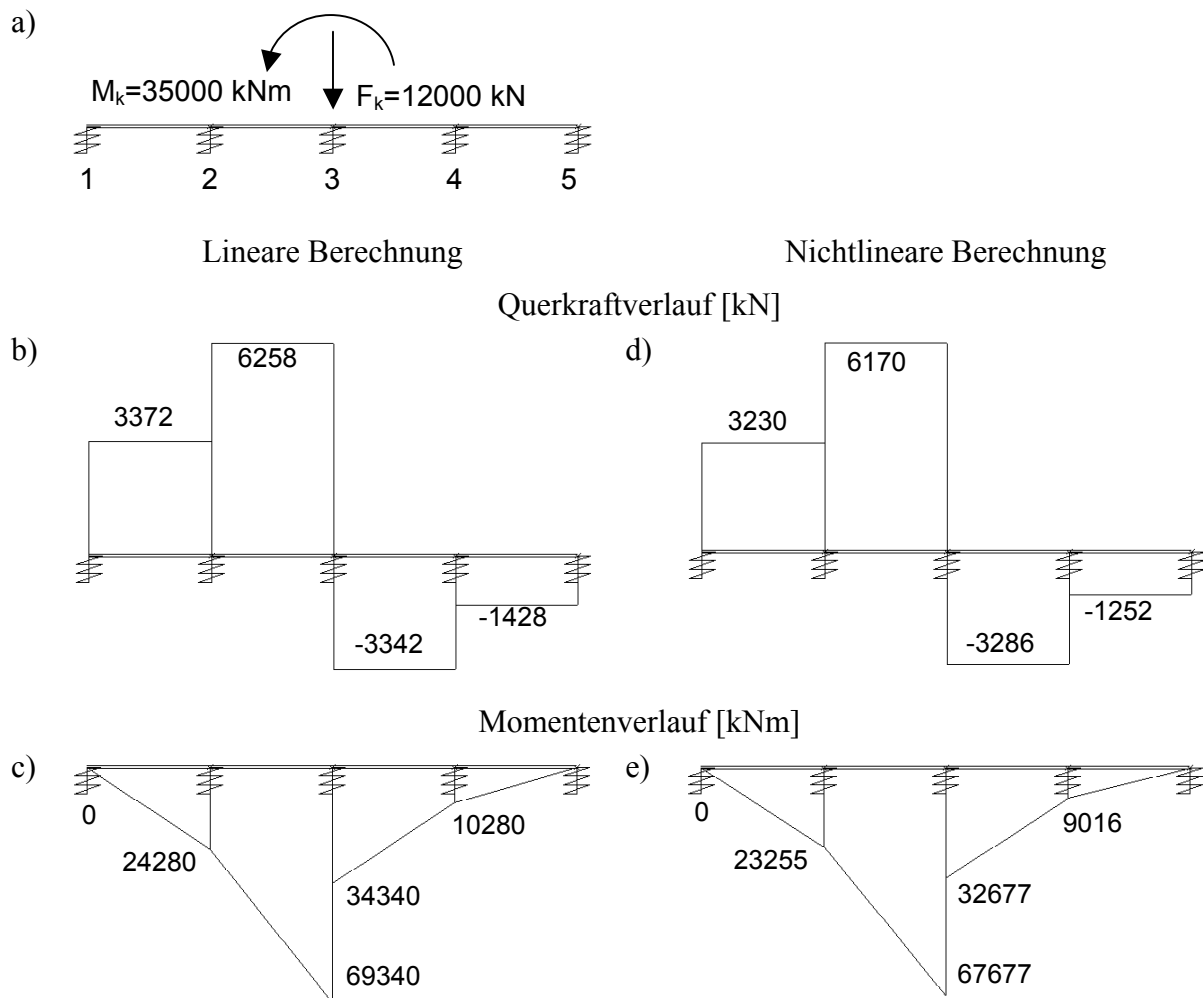


Bild 5.4: Vergleich des Querkraft- und Momentenverlaufes bei linearer und nichtlinearer Berechnung; Beispiel System mit Einzellast und Moment

Das zweite Beispiel entspricht dem System aus Bild 5.3 a, wobei anstelle der vertikalen Einzellast eine gleichmäßig verteilte Streckenlast angesetzt wurde. Bild 5.6 zeigt den Querkraft- und Momentenverlauf unter Annahme einer Einwirkung aus Streckenlast und Moment. Im Gegensatz zu den bisher gezeigten Beispielen, in denen die Berücksichtigung der Nichtlinearität die Schnittgrößen insgesamt günstig beeinflusste, kommt es jetzt auf der linken Seite des Systems zu einer Erhöhung der Schnittkräfte, die einen Vorzeichenwechsel der Pfahlbeanspruchung mit sich bringen, siehe Bild 5.6.

Obwohl sich durch die nichtlineare Berechnung insgesamt geringere Werte für die maximalen Schnittkräfte ergeben und die auftretende Zugkraft dem Betrage nach deutlich geringer ist als die maximale Pfahlkraft, muss eine solche Beanspruchungssituation aufgrund des Vorzeichenwechsels besonders beachtet werden.

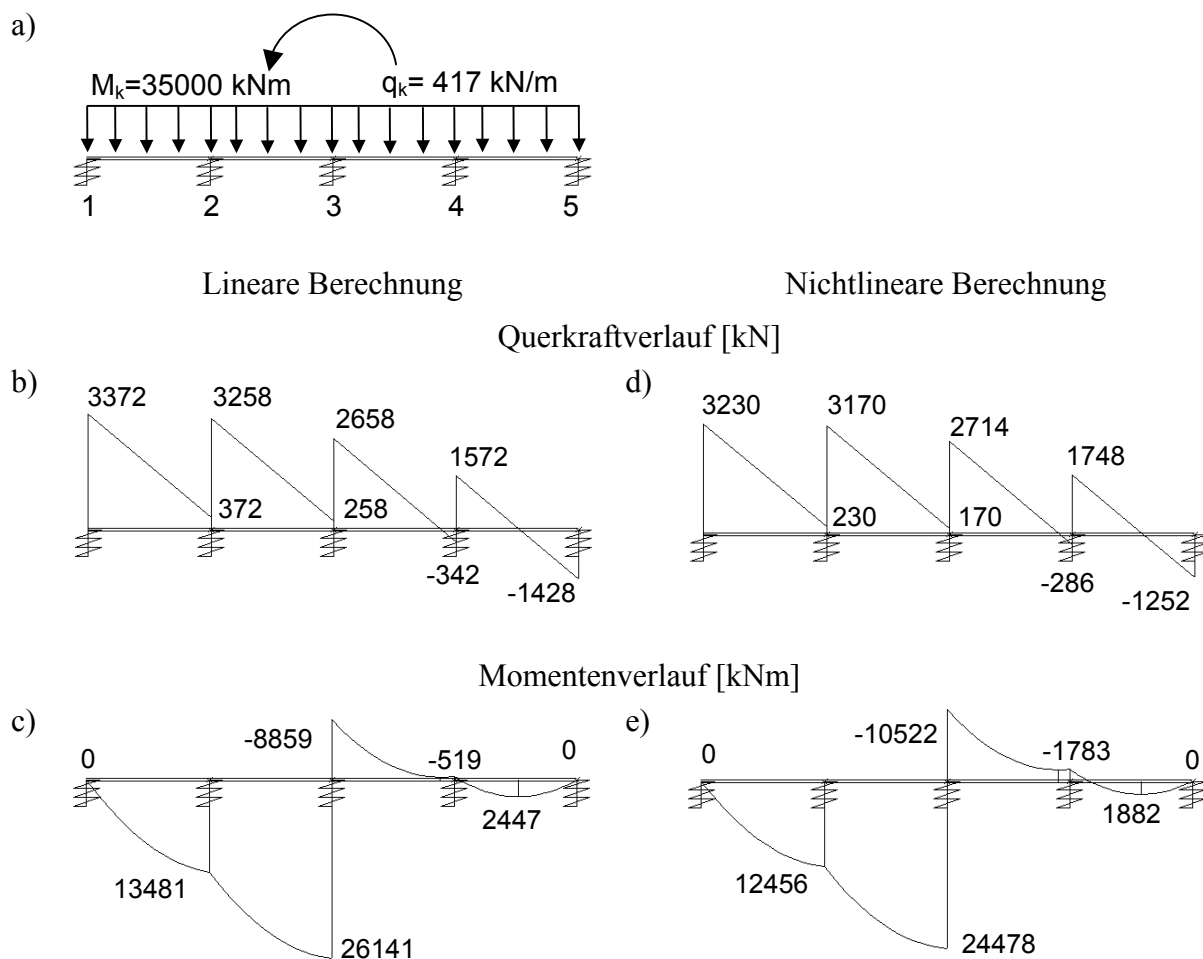


Bild 5.5: Vergleich des Querkraft- und Momentenverlaufes bei linearer und nichtlinearer Berechnung; Beispiel System mit Streckenlast und Moment

Die vorstehenden Aussagen wurden vorgabengemäß mit der idealisierten Annahme für Pfahlroste getroffen, dass die Pfähle sich im Tragverhalten nicht oder nur vernachlässigbar gegenseitig beeinflussen. Sollte bei entsprechenden Konstruktionen bzw. Pfahlstellungen dies nicht mehr gegeben sein, so kommt eine weitere Nichtlinearität im Pfahltragverhalten hinzu, die dann allerdings abhängig ist von der jeweiligen Pfahlstellung im System, siehe Gruppenwirkung gemäß Abschnitt 2 und 8.

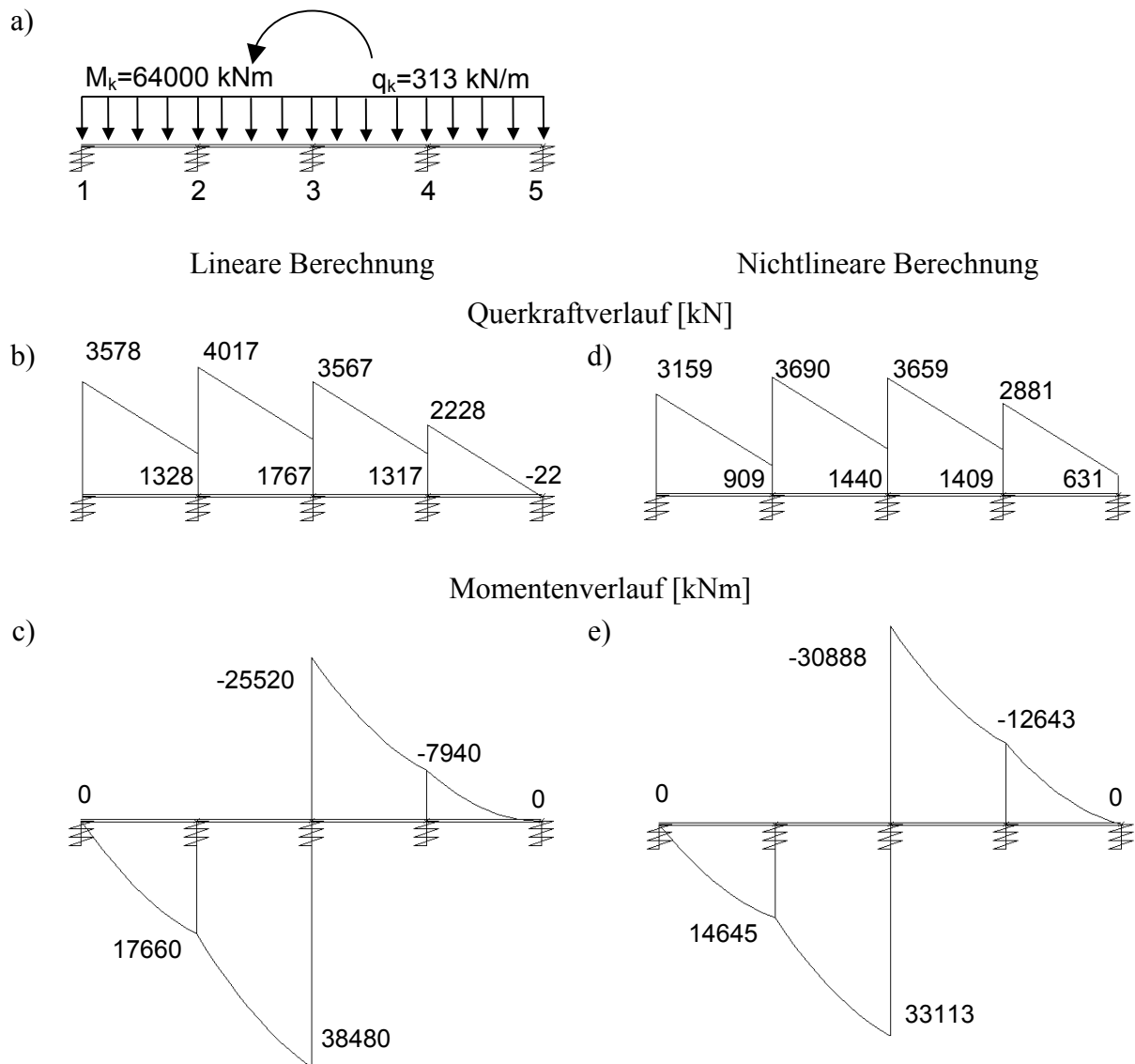


Bild 5.6: Vergleich des Querkraft- und Momentenverlaufes bei linearer und nichtlinearer Berechnung; Beispiel System mit Streckenlast und Moment

Zusammenfassend lässt sich über den Einfluss der Nichtlinearität der Widerstands-Setzungslinie von Pfählen bei der Berechnung von Pfahlrosten sagen, dass es bei druckbeanspruchten Pfählen grundsätzlich zu einer Reduzierung der Maximalwerte

- der Pfahlkräfte,
- der Setzungen und
- der Schnittgrößen in der Pfahlkopfplatte

kommt. Damit liegt die lineare Berechnung auf der sicheren Seite und kann im allgemeinen Fall durchgeführt werden.

Eine Ausnahme stellt die Situation von nur sehr gering beanspruchten Druckpfählen im Pfahlrost dar. Wie zuvor beschrieben, kann es hier aufgrund einer Entlastung infolge der Berücksichtigung der Nichtlinearität zu einer Zugbeanspruchung im Pfahl kommen. Da sich das Widerstands-Setzungsverhalten und die innere Bemessung von Zug- und Druckpfählen grundsätzlich unterscheiden, muss das Auftreten dieses Falles ausgeschlossen werden. Bei einem sinnvollen Entwurf einer Pfahlgründung sollten aber ohnehin keine Pfähle auftreten, die nahezu keine Einwirkung aufnehmen. In einem solchen Fall ist es eher ratsam, diese Pfähle aus dem Pfahlrost herauszunehmen. Daher sollte für einen sinnvollen Entwurf eines Pfahlrostes das Auftreten einer solchen Situation vermieden werden.

6 Validierung eines numerischen Berechnungsmodells für Pfahlgruppen

6.1 Anforderungen an das Berechnungsmodell

Ein Bestandteil der vorliegenden Arbeit ist u.a. eine Parameterstudie zum Trag- und Verformungsverhalten von Pfählen bzw. Pfahlgruppen, die mit Berechnungen nach der Methode der Finiten Elemente (FEM) durchgeführt wird. Dazu wird das Programm ABAQUS verwendet. Ausgehend von rotationssymmetrischen und dreidimensionalen Einzelpfahlberechnungen wird ein räumliches Modell für die Berechnung von Pfahlgruppen entwickelt. Dieses muss alle wesentlichen Einflussfaktoren berücksichtigen und zuverlässig zu realitätsnahen Ergebnissen führen.

Der Pfahlwiderstand setzt sich aus den Anteilen aus Pfahlfußwiderstand und Pfahlmantelreibung zusammen, die im Berechnungsmodell zutreffend abzubilden sind. In einer Vorstudie wurden zunächst die Einflüsse aus

- geometrischer Modellierung,
- Netzdiskretisierung,
- Berechnungsschritte und
- Stoffgesetze

auf die Berechnungsergebnisse untersucht. Die daraus gewonnenen Erkenntnisse wurden in ein allgemeines Berechnungsmodell umgesetzt, welches in der Lage ist, unterschiedliche Geometrien, Bodenverhältnisse und Belastungssituationen wirklichkeitsnah abzubilden. Die Realitätsnähe der erzielten Berechnungsergebnisse mit diesem Modell wurde anhand der Rückrechnung bekannter Pfahlprobebelastungsergebnisse belegt, siehe Abschnitt 6.3.

6.2 Aufbau des Berechnungsmodells

6.2.1 Modellierung des Bodens

Das Berechnungsmodell besteht aus einem dreidimensionalen Bodenkontinuum, in dem die jeweilige Pfahlgründungssituation in Form einer Pfahlgruppe eingebettet ist. Unter Ausnutzung der Symmetriebedingungen wird jeweils nur ein Viertel des Gesamtsystems abgebildet. Bei der Netzdiskretisierung sind zwei Bereiche zu unterscheiden. Der Nahbereich zu den Pfählen wird mit einem feineren Netz diskretisiert, zu den Rändern hin wird die Struktur des

Netzes aufgeweitet. Der Berechnungsausschnitt wird mit $B_{Modell} \geq 50$ m so groß gewählt, dass die Modellränder keinen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse mehr haben.

Die Netzgestaltung erfolgt mit quaderförmigen 20-Knoten-Kontinuums-Elementen. Zusätzlich werden noch prismenförmige 15-Knoten-Kontinuums-Elemente verwendet. Beide Element-Typen besitzen eine quadratische Ansatzfunktion.

6.2.2 Pfahlmodellierung

Für die Modellierung der Pfähle muss eine Abwägung zwischen der Genauigkeit der Abbildung der vorhandenen Pfahlgeometrie mit dem damit verbundenen Maß an Netzdiskretisierung und Modellaufwand getroffen werden. Die Abbildung von runden Pfählen erfordert ein erheblich aufwendigeres und feineres Netz als die Darstellung der Pfähle mit einem quadratischen Querschnitt. Der damit verbundene Aufwand steht jedoch in keinem Verhältnis zu dem erreichten Maß an Genauigkeit.

Die Modellierung eines runden Pfahles kann im FE-Modell vereinfachend mit einer quadratischen Querschnittsfläche als Pfahlfläche geschehen. Dabei kann sowohl die Mantelfläche beim viereckigen Pfahlmodell der Mantelfläche des runden Pfahles entsprechen, siehe Bild 6.1 a oder aber die Pfahlfußfläche des runden Pfahles wird auch bei den Abmessungen des viereckigen Pfahles beibehalten, siehe Bild 6.1 b. Aus diesen Modellierungen ergibt sich, dass mit einer äquivalenten Mantelfläche der Pfahlmantelwiderstand zutreffend abgebildet wird, der Pfahlfußwiderstand hingegen aufgrund der geringeren Aufstandsfläche leicht unterschätzt wird. Dem gegenüber wird bei gleicher Querschnittsfläche der Fußwiderstand korrekt abgebildet und der Pfahlmantelwiderstand überschätzt.

Zur Beurteilung des Einflusses der geometrischen Abbildung des Pfahles wurde ebenfalls ein als Achteck modellierter Pfahl nach Bild 6.1 c in Vergleichsberechnungen untersucht.

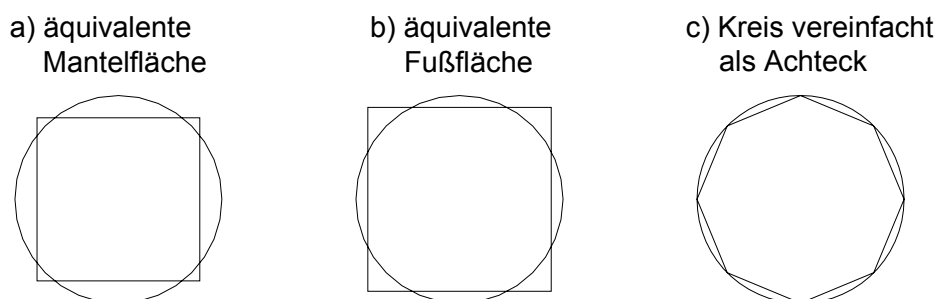


Bild 6.1: Unterschiedliche vereinfachende geometrische Modellierungen eines runden Pfahles im FE-Modell

Tabelle 6.1: Gewählte Abmessungen bei unterschiedlicher geometrischer Pfahlmodellierung in Bezug auf einen Bohrpfahl mit $D = 0,90$ m

Pfahlgeometrie	rund	äquivalente Mantelfläche (Bild 6.1 a)	äquivalente Fußfläche (Bild 6.1 b)	achteckig (Bild 6.1 c)
Pfahlfußfläche [m ²]	0,636	0,501	0,636	0,572
Pfahlumfang [m]	2,83	2,83	3,19	2,75

Um den quantitativen Einfluss der Pfahlgeometrie bei unterschiedlichen Pfahllängen abschätzen zu können, wurden Vergleichsrechnungen an einem Bohrpfahl ($D = 0,90$ m) in bindigem Boden durchgeführt. Die Maße für die Pfahlfußfläche und den Pfahlumfang sind in Tabelle 6.1 zusammengestellt. Die Pfahllänge wurde mit $L = 4,5$ m, $9,5$ m und $19,0$ m variiert.

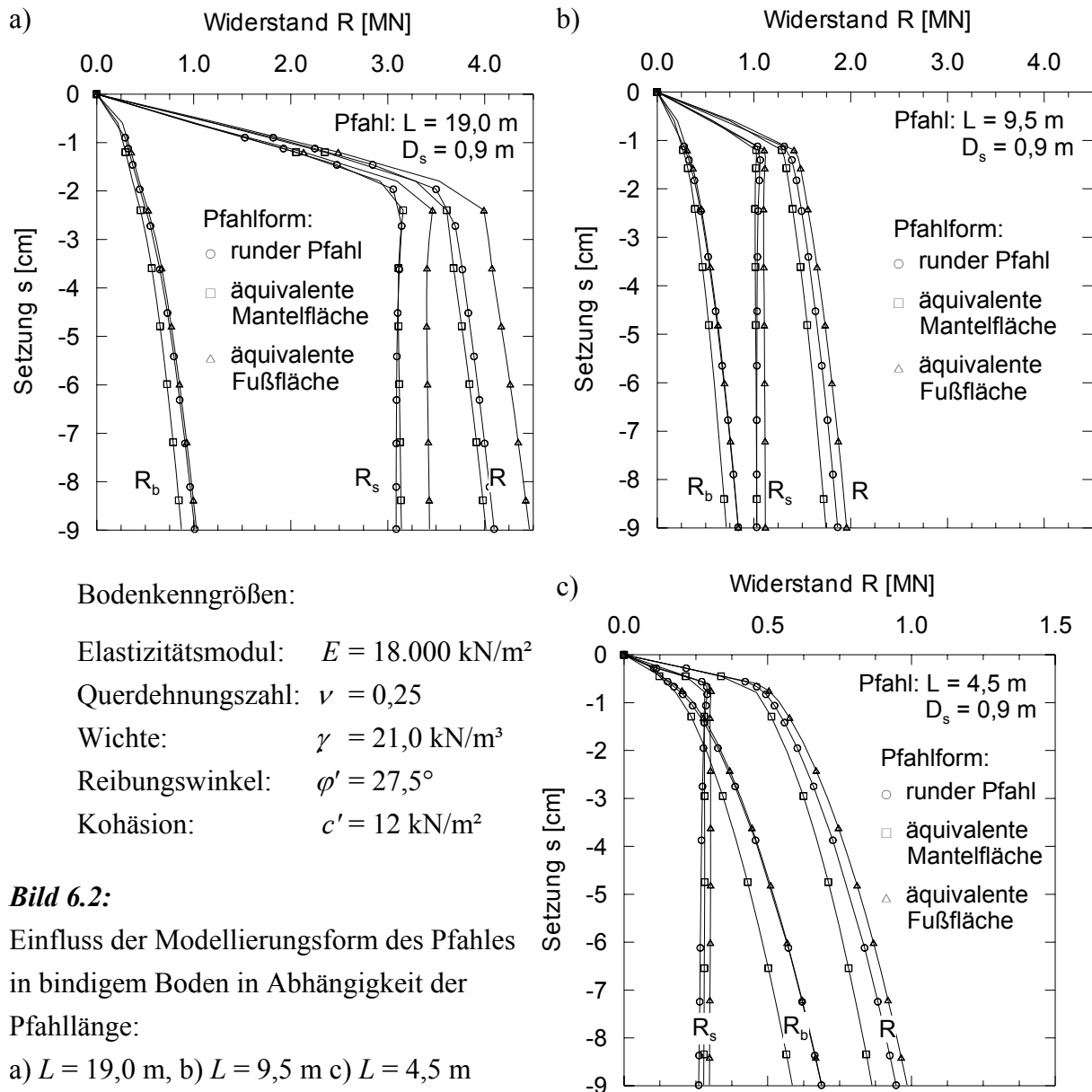
Wie in Bild 6.2 a zu erkennen ist, sind der Pfahlmantelwiderstand beim runden und eckigen Pfahl mit äquivalenter Mantelfläche bei langen Pfählen etwa gleich, die Abweichungen des Pfahlfußwiderstandes sind gering und können gegenüber der viel höheren Mantelreibung vernachlässigt werden. Bei gleicher Pfahlfußfläche wird der Pfahlwiderstand allgemein überschätzt. Bei sehr kurzen Pfählen, z.B. mit $L = 5 \cdot D_s$, nach Bild 6.2 c, nimmt der Einfluss des Pfahlfußwiderstandes gegenüber dem Pfahlmantelwiderstand zu. Für kurze Pfähle ist daher eine Modellierung mit äquivalenter Fußfläche geeigneter.

Da in der hier durchgeführten Parameterstudie vorwiegend der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bei geringen Setzungen und einem überwiegenden Anteil des Pfahlwiderstandes aus Mantelreibung betrachtet werden soll, werden für die weiteren Untersuchungen im Querschnitt quadratische Pfähle abgebildet, die eine zum runden Pfahl äquivalente Mantelfläche aufweisen.

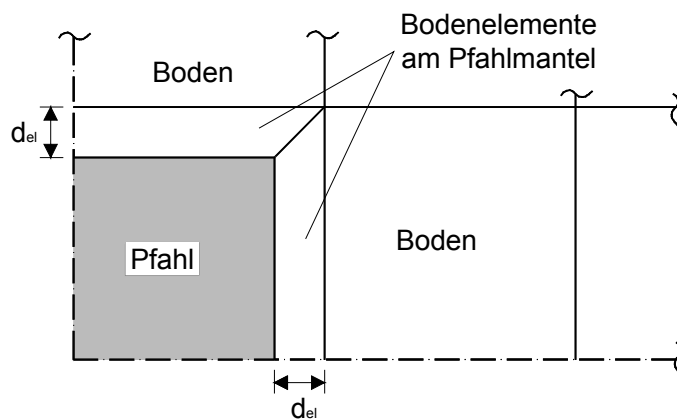
Der Verbund zwischen Pfahl und Boden wird ebenfalls mit den oben gewählten Kontinuums-Elementen ohne zusätzliche Interface-Elemente oder Kontakt-Flächen modelliert. Hierbei stellt sich ein Schervorgang unmittelbar an den Elementen am Pfahlmantel ein, der die vorhandene Mantelreibung gut beschreibt. Eigene Vorstudien und die Untersuchungen von *Holzhäuser (1998)* haben die numerische Eignung dieses direkten Kontaktes zwischen Boden und Pfahl belegt.

Die Elementdicke am Pfahlschaft beeinflusst die Berechnungsergebnisse des Pfahlwiderstandes, siehe Bild 6.3. Je dicker die Elemente gewählt werden, um so steifer verhält sich der Pfahl. Dieses Verhalten wurde ebenfalls bei *Meissner (1983)* oder *Rackwitz (2003)* festge-

stellt. Der Einfluss der Netzdiskretisierung am Pfahlmantel ist bei bindigen Böden von größerer Bedeutung als bei nichtbindigen Böden, siehe Bild 6.4. In nichtbindigen Böden wird die Mantelreibung durch die Wahl der Elementdicke am Pfahlschaft nahezu nicht beeinflusst, der Pfahlfußwiderstand nimmt mit der Elementdicke zu. Bei bindigen Böden kommt es ebenfalls zu einem Anstieg des Pfahlfußwiderstandes mit der Elementdicke, noch stärker ist allerdings der Zuwachs des Pfahlmantelwiderstandes.



Vergleichsrechnungen, in denen der Verbund zwischen Pfahl und Boden über Kontakt-Flächen hergestellt wird, haben gezeigt, dass eine Elementdicke von $d_{el} = 0,3 \cdot r$ einen realistischen Verbund zwischen Pfahl und Boden abbildet. Für die in dieser Arbeit durchgeführten Studien wurde deswegen einheitlich eine konstante Elementdicke von $d_{el} = 0,3 \cdot r$ gewählt.

**Bild 6.3:**

Ausschnitt aus dem FE-Netz mit der Definition der Elementbreite d_{el} des Bodenelementes am Pfahlmantel

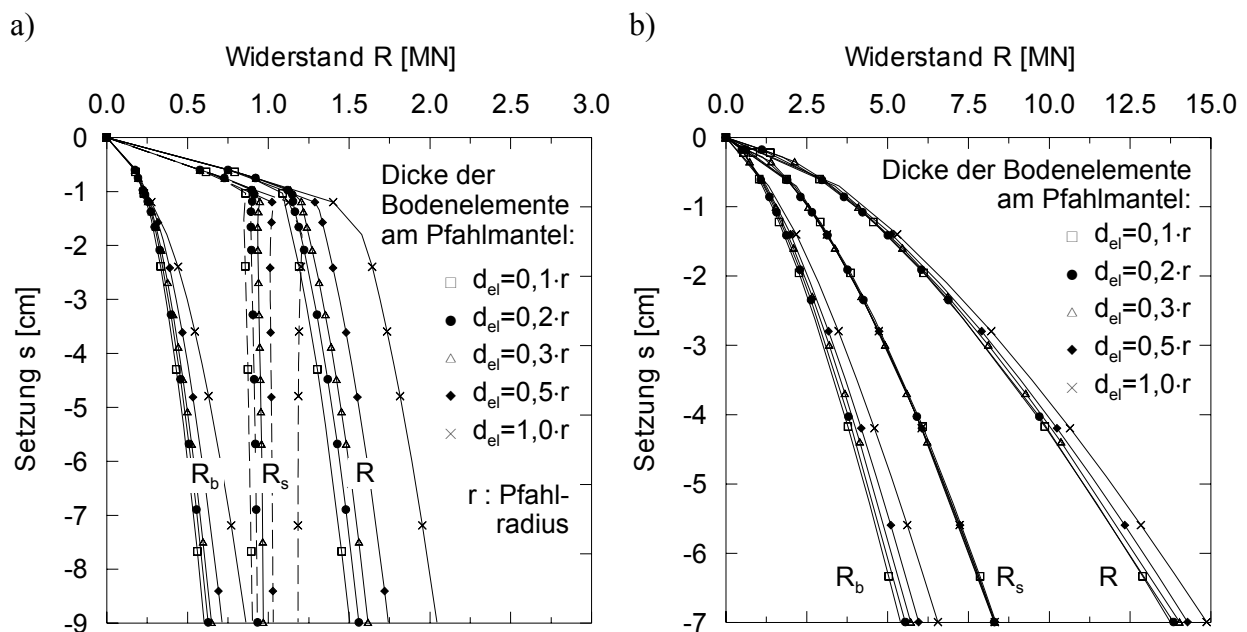


Bild 6.4: Entwicklung des Pfahlwiderstandes in Abhängigkeit von der Breite der Bodenelemente am Pfahlmantel, a) bei bindigem Boden, b) bei nichtbindigem Boden

6.2.3 Stoffgesetze

Das verwendete FE-Programm ABAQUS verfügt über verschiedene bodenmechanische Stoffgesetze zur Beschreibung des Bodenverhaltens und lässt auch eine Implementierung eigener Stoffgesetze zu. Die einfachsten Stoffgesetze, d.h. mit den wenigsten Eingangsgrößen, sind die Stoffgesetze nach Mohr-Coulomb und Drucker-Prager. Des Weiteren stehen Stoffgesetze nach Cam-Clay und ein Kappenmodell nach Drucker-Prager zur Verfügung.

Die Ergebnisse der Parameterstudie sollen später auf ähnliche Gründungssituationen übertragen werden. Um eine gute Vergleichbarkeit des Berechnungsmodells mit einer untersuchten

Gründungssituation gewährleisten zu können, kann es sinnvoll sein, die Anzahl der Parameter gering zu halten. Insbesondere ist eine Beschränkung auf einfache Stoffgesetze sinnvoll, wenn bestimmte Effekte durch Parameterstudien herausgearbeitet werden sollen.

Weiterhin soll ein Stoffgesetz verwendet werden, welches möglichst auf alle in der Parameterstudie untersuchten Bodenarten angewandt werden kann. Nach *Hibbitt (2002)* sollte die Anwendung des Stoffgesetzes nach Drucker-Prager auf Böden mit einem Reibungswinkel bis zu 22° beschränkt bleiben, wenn mit Scherparametern aus Triaxialversuchen gerechnet wird.

Zusammenfassend scheint für die Parameterstudie die Verwendung des relativ einfachen Stoffgesetzes nach Mohr-Coulomb am geeignetsten zu sein, um sowohl alle Bodenarten erfassen zu können als auch die Anzahl der einfließenden Parameter bei der Beschreibung des Bodenverhaltens gering zu halten.

Die Modellierung der Stahlbetonteile der Pfähle und der Pfahlkopfplatte erfolgt über einen linear-elastischen Ansatz.

6.2.4 Berechnungsschritte und Belastung

Die numerische Berechnung erfolgt in einer schrittweisen Simulation der Pfahlherstellung und -belastung. Zunächst wird der Ausgangsspannungszustand (in situ Zustand) berechnet. Danach erfolgt der Einbau der Pfähle und der Pfahlkopfplatte. Im Falle von Bohrpfählen werden die Bodenelemente im Bereich der Pfähle entfernt und durch Pfahlelemente ersetzt. Im Falle anderer Pfahlarten, z.B. Verdrängungspfählen, müssen die Einflüsse des Einbaus noch weiter berücksichtigt werden, siehe auch Abschnitt 6.2.5. Als letzter Schritt erfolgt die Belastung der Pfähle.

Das beschriebene Vorgehen einer „Step-by-Step“-Analyse muss gegebenenfalls noch durch weitere Berechnungsschritte ergänzt werden, z.B. wenn das Plenum der Pfahlköpfe unter der Geländeoberkante liegt und zunächst der Aushub simuliert werden muss.

Die Belastung der Pfähle bzw. der Pfahlgruppe kann sowohl kraft- als auch weggesteuert erfolgen. Bei den kraftgesteuerten Berechnungen wird die Einwirkung als Spannung auf den Pfahlkopf aufgebracht, die der anzusetzenden einwirkenden Kraft entspricht. Bei den weggesteuerten Berechnungen werden an den Knoten des Pfahlkopfes die Verschiebungen explizit vorgegeben.

6.2.5 Pfahlart

Die bisherige Beschreibung des Berechnungsmodells bezieht sich im Wesentlichen auf die Abbildung von Bohrpfählen. Diese zeigen im Vergleich zu anderen Pfahlsystemen, wie z.B. Verdrängungspfähle oder Verpresspfähle, nur eine geringe Beeinflussung des Bodens infolge der Pfahlherstellung. Deshalb ist dieses für Bohrpfähle zutreffende numerische Berechnungsmodell nicht direkt auf andere Pfahlarten übertragbar. Bei anderen Pfahlarten müssen zusätzliche Einflüsse infolge der Herstellung oder Einbringung der Pfähle berücksichtigt werden, so dass Änderungen des Spannungszustandes oder der Lagerungsdichte in der Pfahlumgebung erfasst werden.

Diese Effekte können durch die schrittweise Abbildung der Herstellungsvorgänge der Pfähle erfasst werden. Analog dem Vorgehen von *Grabe/König (2003)* für die Modellierung des Einbringevorganges einer Drucksonde in den Boden könnten auch Verdrängungspfähle simuliert werden. Allerdings scheint der bisher in dieser Arbeit zugrunde gelegte Stoffansatz nach Mohr-Coulomb nicht geeignet zu sein, vergleichbar gute Ergebnisse zu erzielen wie es *Grabe/König (2003)* mit einem hypoplastischen Stoffansatz erreichen. Des Weiteren stellt sich die Modellierung von 3D-Modellen und die Abbildung ganzer Pfahlgruppen nach diesem Prinzip als zusätzliche Schwierigkeit heraus.

Daher sollte eine vereinfachte Möglichkeit zur Erfassung des Einbringevorganges von Verdrängungspfählen gefunden werden. *Witzel (2005)* konnte in großmaßstäblichen Modellversuchen eine Erhöhung des Erdruchdruckbeiwertes K_0 in der Pfahlumgebung beobachten, siehe Bild 6.5.

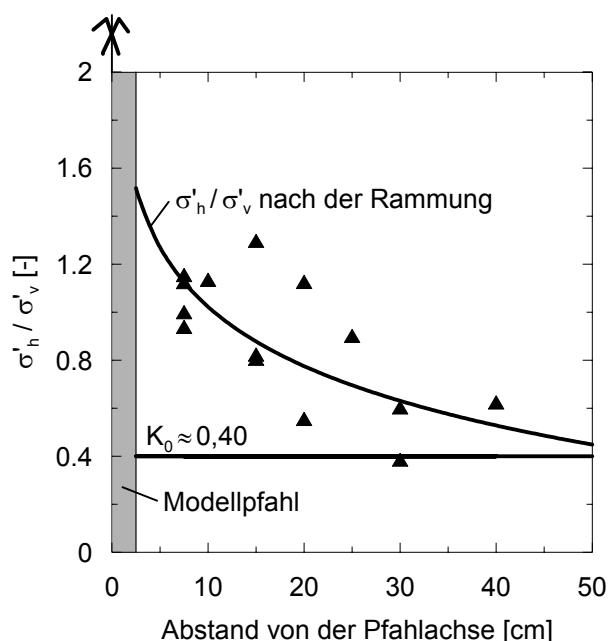


Bild 6.5:

Änderung von $K_0 = \sigma'_h / \sigma'_v$ neben dem Pfahl durch den Rammvorgang (*Witzel, 2004*)

Durch den Ansatz eines ebenfalls erhöhten Erdruchdruckbeiwertes in den FE-Berechnungen wurde dies berücksichtigt. Allerdings konnten mit diesem Ansatz keine zufriedenstellenden Ergebnisse erzielt werden. Zwar nimmt so der Pfahlwiderstand erwartungsgemäß zu, der Pfahlmantelwiderstand wird aber in einem stärkeren Maß als der Pfahlfußwiderstand erhöht. Insbesondere der Pfahlfußwiderstand wird bei dieser Modellierung deutlich unterschätzt. Für den Pfahlmantel ergab sich je nach Rauhigkeit des Versuchspfahls ein zu großer bzw. zu kleiner Pfahlmantelwiderstand.

Insgesamt ergab sich mit dem Ansatz eines erhöhten K_θ -Wertes eine schlechte Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Da die numerische Modellierung von Verdrängungspfählen allgemein noch nicht befriedigend gelöst werden konnte, soll für diese Arbeit der Einfluss der Pfahlart im Wesentlichen auf Pfahlprobelbelastungen an Gruppen und Modellversuchen gestützt werden, siehe Abschnitt 8.6. Die numerische Parameterstudie bezieht sich zunächst ausschließlich auf Bohrpfähle.

6.3 Validierung

6.3.1 Allgemeines

Die Eignung des numerischen Berechnungsmodells wird anhand der Nachrechnung ausgeführter Pfahlprobelbelastungen belegt. Als Vergleich dienen gut dokumentierte Versuche aus der Literatur sowie aus Unterlagen des Fachgebietes Geotechnik der Universität Kassel.

Für die ausgewählten Versuche liegen die Widerstand-Setzungslinien getrennt nach den Anteilen aus Pfahlfußwiderstand und Pfahlmantelreibung vor. Soweit die Bodenkenngrößen nicht bekannt sind, werden diese in Korrelation zu den vorliegenden Labor- und Felduntersuchungen bestimmt.

Die Materialkenngrößen für den Stahlbeton der Pfähle wurden bei allen Berechnungen einheitlich auf die Werte nach Tabelle 6.2 festgelegt.

Tabelle 6.2: Angesetzte Materialkenngrößen für Beton

Bezeichnung	Formelzeichen	Einheit	Wert
Elastizitätsmodul	E	kN/m ²	30.000.000
Querdehnungszahl	ν	—	0,2
Wichte	γ	kN/m ³	25
	γ'	kN/m ³	15

6.3.2 Talbrücke Alzey

Für die Gründung der Talbrücke Alzey wurden mehrere Großpfahlversuche durchgeführt, siehe *Sommer/Hambach (1974)*, *Sommer/Wittmann (1976)*. Der betrachtete Versuchspfahl ist ein Bohrpfahl mit einem Pfahldurchmesser von $D = 1,30$ m und einer Pfahllänge von $L = 9,5$ m. Er bindet über die gesamte Pfahllänge in den überkonsolidierten Ton ein. Die für die Nachrechnung der Pfahlprobelastung angesetzten Bodenkenngrößen sind *El-Mossallamy (1999)* entnommen und in Tabelle 6.3 aufgeführt.

Tabelle 6.3: Angesetzte Bodenkenngrößen für das Beispiel Talbrücke Alzey

Bezeichnung	Formelzeichen	Einheit	Ton 0 – 15 m
Elastizitätsmodul	E	kN/m ²	60.000
Steifemodul	E_s		80.800
Querdehnungszahl	ν	—	0,3
Wichte	γ	kN/m ³	20,0
	γ'	kN/m ³	10,0
Reibungswinkel	φ'	°	22,5
Kohäsion	c'	kN/m ²	20
Erdruhedruckbeiwert	K_0	—	0,8

In Bild 6.6 sind die gemessene und die berechnete Widerstands-Setzungslinie für den Pfahl 2 gegenübergestellt.

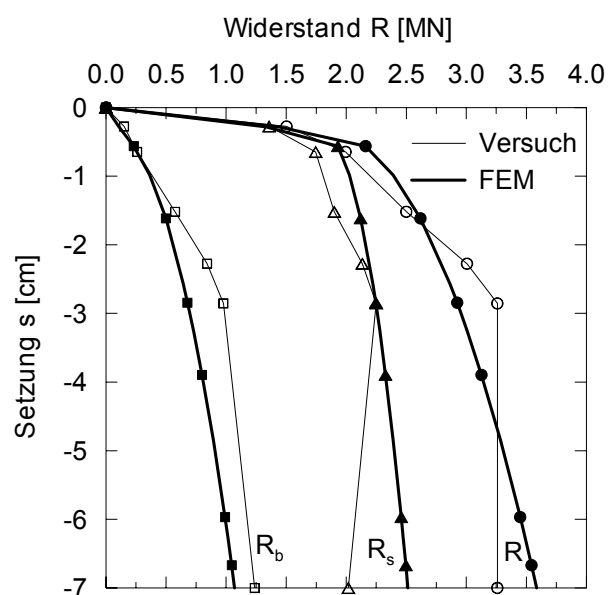


Bild 6.6:

Gemessene und berechnete Widerstands-Setzungslinie, Beispiel Talbrücke Alzey

Im Berechnungsmodell wird der Pfahlfußwiderstand leicht unterschätzt während der Pfahlmantelwiderstand mit steigender Setzung etwas überschätzt wird. Insgesamt zeigt das Berechnungsmodell aber eine gute Übereinstimmung zu den Pfahlprobelastungsergebnissen.

6.3.3 Alte Oper in Frankfurt am Main

In *Harnisch et al. (2002)* ist eine Pfahlprobelastung dokumentiert, die im Zuge des S-Bahnbaus in Frankfurt am Main durchgeführt wurde. Die Probelastung fand in einer Versuchsrube nahe des alten Frankfurter Opernhauses statt. Laborversuche und Rückrechnungen haben die in Tabelle 6.4 aufgeführten Bodenkenngrößen als mittlere Werte für den Frankfurter Ton ergeben. Diese Kenngrößen werden auch bei den eigenen Nachrechnungen angesetzt.

Tabelle 6.4: Angesetzte Bodenkenngrößen

Bezeichnung	Formelzeichen	Einheit	Frankfurter Ton 0 – 50 m
Elastizitätsmodul	E	kN/m ²	50.000
Steifemodul	E_s		60.000
Querdehnungszahl	ν	—	0,25
Wichte	γ	kN/m ³	19
	γ'	kN/m ³	9
Reibungswinkel	φ'	°	20
Kohäsion	c'	kN/m ²	20
Erdruchdruckbeiwert	K_0	—	0,6

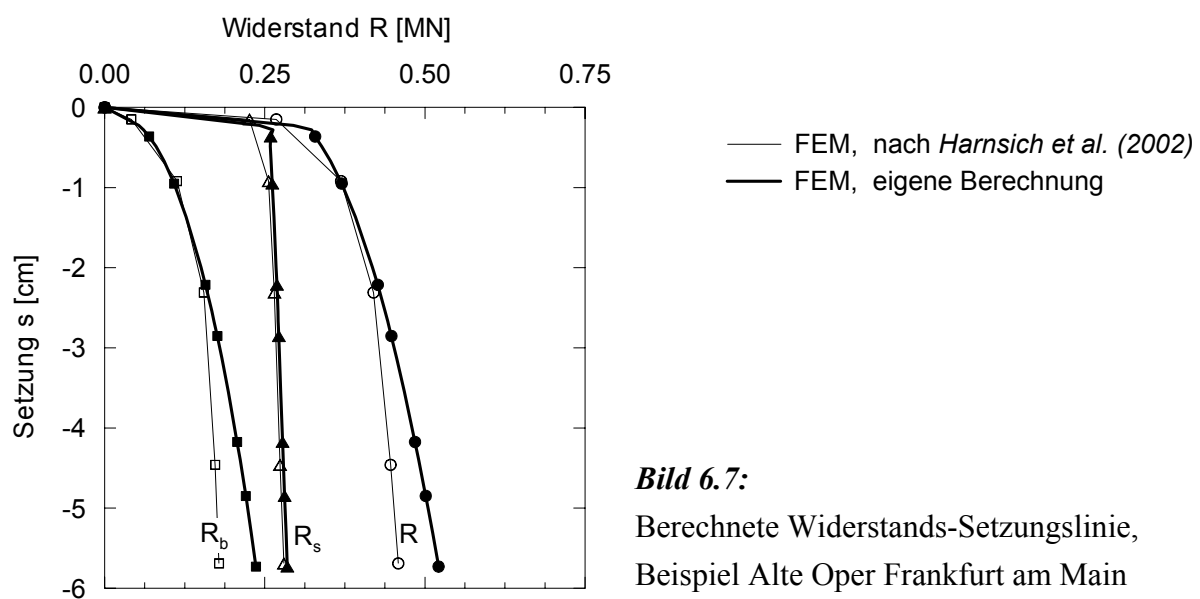


Bild 6.7:

Berechnete Widerstands-Setzungslinie,
Beispiel Alte Oper Frankfurt am Main

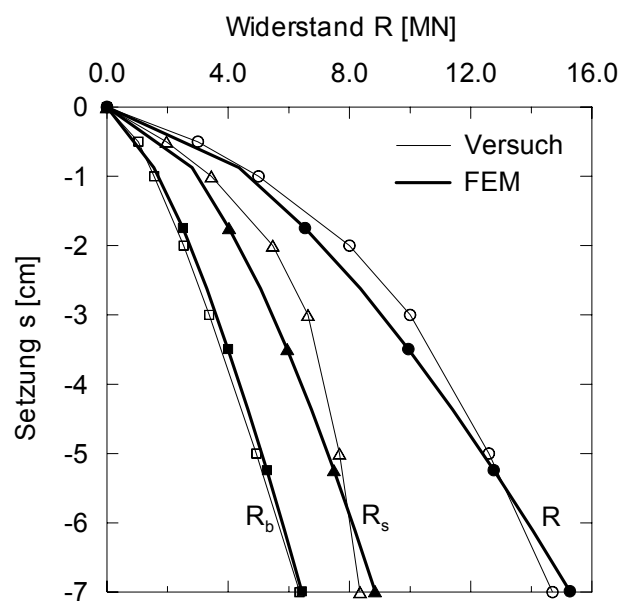
Als Abmessungen des Pfahles sind ein Pfahldurchmesser von $D = 0,42$ m und eine Länge von $L = 4$ m angegeben. In Bild 6.7 werden die Berechnungsergebnisse von *Hanisch et al. (2002)* den eigenen Untersuchungen gegenübergestellt. Der Pfahlmantelwiderstand ergibt sich identisch, der Pfahlfußwiderstand verhält sich in den eigenen Berechnungen ab einer bezogenen Setzung von $s/D = 0,06$ etwas steifer.

6.3.4 Pfahlprobelbelastungen in Düsseldorf

In *Kempfert (1982)* werden Pfahlprobelbelastungen in Düsseldorf beschrieben. Der anstehende Baugrund ist ein Sand-Kies-Gemisch, für den die in Tabelle 6.5 zusammengefassten Bodenkenngrößen der Berechnung zugrunde gelegt wurden. Der betrachtete Probepfahl (Pfahl 1) ist ein Bohrpfahl mit einem Durchmesser von $D = 1,50$ m und einer Länge von rd. 9,5 m. Die Berechnungs- und Versuchsergebnisse nach Bild 6.8 stimmen sehr gut überein. Lediglich der Pfahlmantelwiderstand zeigt leichte Abweichungen. Im Versuch wurde dieser ab einer bezogenen Setzung von $s/D = 0,006$ geringfügig steifer bestimmt, danach geht er in einen steiler abfallenden Ast als der berechnete Pfahlmantelwiderstand über.

Tabelle 6.5: Angesetzte Bodenkenngrößen

Bezeichnung	Formelzeichen	Einheit	Sand 0 – 3,50 m	Kies 3,50 – 50 m
Elastizitätsmodul	E	kN/m ²	30.000	100.000
Steifemodul	E_s		40.400	135.000
Querdehnungszahl	ν	—	0,3	0,3
Wichte	γ	kN/m ³	18,5	19,5
	γ'	kN/m ³	10,0	12,0
Reibungswinkel	φ'	°	32,5	37,5
Kohäsion	c'	kN/m ²	0	0
Erdruhedruckbeiwert	K_0	—	0,5	0,45

**Bild 6.8:**

Gemessene und berechnete Widerstands-
Setzungslinie, Beispiel DB Düsseldorf

6.3.5 DEGEBO Berlin

Auf dem Versuchsgelände der DEGEBO wurde eine Vielzahl an Pfahlprobelastungen an Großbohrpfählen in der „Versuchsgrube am Pilz“ durchgeführt, siehe *Weiß/Hanack (1983)*. Der betrachtete Pfahl 1 mit einem Durchmesser von $D = 1,20$ m bindet über die gesamte Länge von $L = 8,5$ m in Sand ein. Etwa 5 m unterhalb des Pfahlfußes befindet sich eine rund 1 m starke Kiesschicht, unterhalb dieser schließt sich ein Geschiebemergel an. Die angesetzten Bodenkenngößen nach Tabelle 6.6 entsprechen den Erfahrungswerten für die typischen Berliner Bodenarten nach *Weiss (1978)*.

Tabelle 6.6: Angesetzte Bodenkenngößen

Bezeichnung	Formel- zeichen	Einheit	Sand 0 – 13,0 m	Kies 13 – 14 m	Geschiebemergel 14 – 50 m
Elastizitätsmodul	E	kN/m ²	40.000	110.000	95.000
Steifemodul	E_s		53.800	148.000	128.000
Querdehnungszahl	ν	—	0,3	0,3	0,3
Wichte	γ	kN/m ³	17,0	18,0	20,0
	γ'	kN/m ³	9,5	10,5	11,0
Reibungswinkel	φ'	°	39	42	30
Kohäsion	c'	kN/m ²	0	0	60
Erdruehdrukbeiwert	K_0	—	0,371	0,331	0,5

In Bild 6.9 sind die gemessenen und die berechneten Widerstands-Setzungslinien dargestellt. Die berechneten Widerstands-Setzungslinien zeigen eine gute Übereinstimmung mit den aus der Pfahlprobelbelastung ermittelten Widerstands-Setzungslinien. Dies gilt sowohl für die gesamte Widerstands-Setzungslinie als auch für die einzelnen Anteile aus Pfahlfußwiderstand und Mantelreibung.

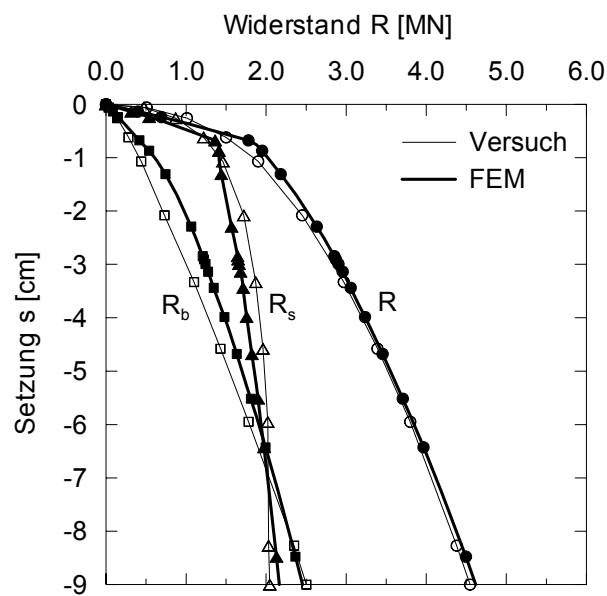


Bild 6.9:

Gemessene und berechnete Widerstands-Setzungslinie, Beispiel DEGEBO Berlin

6.3.6 5 x 5-Pfahlgruppe

Ein Berechnungsbeispiel für eine quadratische Pfahlgruppe mit 25 Pfählen wird in *Hanisch et al. (2002)* aufgeführt. Alle Pfähle weisen die gleiche Geometrie auf, Pfahllänge $L = 30,0$ m, Durchmesser $D = 1,50$ m. Der Pfahlabstand beträgt $a = 6 \cdot D$. Die angesetzten Bodenkenngrößen entsprechen den mittleren Werten für den Frankfurter Ton nach Tabelle 6.4.

In Bild 6.10 werden die Widerstands-Setzungslinien nach der Pfahlstellung in der Gruppe für Eck-, Rand- und Zentrumsfahl sowie für einen vergleichbaren Einzelpfahl dargestellt.

Für den Pfahlfußwiderstand ergeben die Ergebnissen der eigenen Berechnungen und den Berechnungen nach *Hanisch et al. (2002)* einen nahezu deckungsgleichen Verlauf. Der Mantelwiderstand wird in den eigenen Berechnungen sowohl für den Einzelpfahl als auch für die Gruppenpfähle geringfügig unterschätzt. Dies kann auf die abweichenden Stoffgesetze zurückzuführen sein. In eigenen Vergleichsberechnungen hat sich gezeigt, dass sich das bei *Hanisch et al. (2002)* zugrunde liegende Stoffgesetz „Modified Cap Model“ i. Allg. steifer verhält als das in den eigenen Berechnungen verwendete Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb.

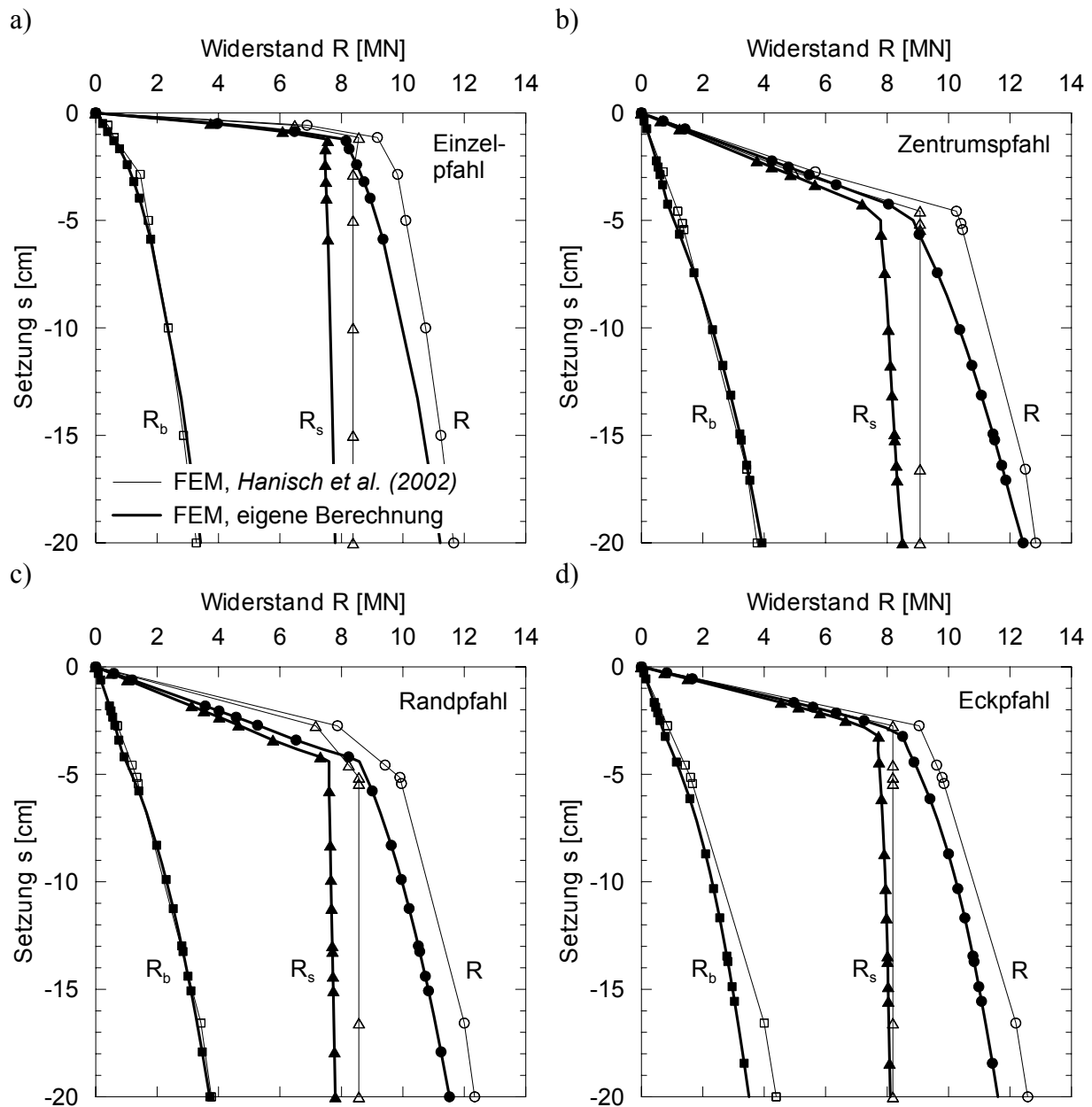


Bild 6.10: Berechnete Widerstands-Setzungslinien an einer 5x5 Pfahlgruppe mit $L = 30,0$ m, $D = 1,50$ m, $a = 6 \cdot D$ für a) Einzelpfahl, b) Zentrumspfahl, c) Randpfahl, d) Eckpfahl

6.4 Bewertung des Berechnungsmodells für die Parameterstudie

In den vorangegangenen Abschnitten sind die wesentlichen Elemente des Berechnungsmodells beschrieben und seine Eignung für die Abbildung von Bohrpfählen an mehreren An-

Die durchgeführten Voruntersuchungen und die in Abschnitt 6.3 dargestellten Berechnungsbeispiele belegen durch die allgemein gute Übereinstimmung zwischen Berechnungs- und Versuchsergebnissen die generelle Eignung des gewählten numerischen Berechnungsmodells. Es wurden sowohl bindige als auch nichtbindige Böden untersucht, ferner wurden Baugrundsichtung und Grundwasser berücksichtigt.

Wie sich gezeigt hat, besitzt die Modellierung der Pfahlumgebung einen erheblichen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse. Dies betrifft insbesondere die Elementdicke des Übergangselementes zwischen Pfahl und Boden. Da die Parameterstudie nicht in Abhängigkeit von der Elementdicke des Übergangselementes durchgeführt werden soll, wird der Übergang mit einer konstanten Elementdicke von $d_{el} = 0,3 \cdot r$ abgebildet.

Die Modellierung eines quadratischen Pfahles mit einer zum runden Pfahl äquivalenten Mantelfläche sollte auf Fälle angewendet werden, in denen der Pfahlwiderstand im größeren Maße vom Pfahlmantel- als vom Pfahlfußwiderstand abhängt. Bei kurzen Pfählen ist die Einhaltung dieses Kriteriums zu untersuchen.

Voruntersuchungen haben gezeigt, dass der Pfahlfußwiderstand bei bindigen Böden einen leicht steiferen Verlauf aufweisen kann und daher eine Tendenz zum Überschätzen des Pfahlfußwiderstandes bei größeren Setzungen besteht.

Bei kurzen Pfählen oder Pfählen mit kleinen Durchmessern kann der Mantelwiderstand zu gering berechnet werden. Für kurze Pfähle bzw. bei kleinen Durchmessern sollte daher ggf. von der konstant gewählten Dicke des Übergangselementes am Pfahlrand abgesehen werden und stattdessen eine Elementdicke von $d_{el} = 0,5 \div 1,0 \cdot r$ gewählt werden.

7 Ableitung eines analytischen Berechnungsverfahrens

7.1 Einleitung

Wie in Tabelle 2.1 dargestellt existieren eine Reihe von Verfahren zur Berechnung von Pfahlgruppen. Für den Anwender ergibt sich allerdings die Problematik, dass diese Programme entweder sehr komplex sind, z.B. numerische Programme, umfangreiche Erfahrungen für die richtige Wahl der Eingangsgrößen erforderlich sind, wie z.B. bei analytische Methoden, oder bei einfacher Handhabung nur unzureichende Ergebnisse liefern.

Ziel ist es daher, ein Berechnungsverfahren zu entwickeln, welches trotz einfacher Anwendung hinreichend genaue Ergebnisse für die Widerstandsverteilung und die Setzung einer Pfahlgruppe liefert. Als Ausgangspunkt dient das analytische Verfahren nach *Randolph/Wroth (1978a)*, welches im annähernd linearen Anfangsbereich einer Widerstands-Setzungslinie i. Allg. gute Ergebnisse liefert, siehe z.B. auch *Lutz (2003)*. Dieses Verfahren eignet sich vorwiegend für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, wobei auch hier schon die Annahme eines linear-elastischen Materialverhaltens nicht mehr zutreffend sein kann.

Die Gültigkeit des Verfahrens nach *Randolph/Wroth (1978a)* soll nachfolgend auf den nicht-linearen Bereich im Tragverhalten von Pfahlgruppen erweitert werden. Dies soll über die Definition eines Bruchkriteriums geschehen, siehe dazu Abschnitt 7.3. Zunächst wird eine Beschreibung des ursprünglichen Berechnungsverfahrens nach *Randolph/Wroth (1978a)* gegeben.

7.2 Ansatz des analytischen Berechnungsverfahrens

7.2.1 Einzelpfahl

Randolph/Wroth (1978a) gehen bei ihrem Berechnungsmodell von einem zweigeschichteten Boden aus, siehe Bild 7.1 a. Die obere Schicht reicht vom Pfahlkopf bis zum Pfahlfuß, die untere Schicht beschreibt den Boden unterhalb des Pfahlfußes. Die Eigenschaften der Bodenschichten werden über den Elastizitätsmodul E und die Poissonzahl ν beschrieben. Die Pfahlwiderstandsanteile Mantelreibung und Spitzenwiderstand werden zunächst separat behandelt. Die Mantelreibung verursacht Setzungen in der oberen Schicht, Setzungen in der unteren Schicht ergeben sich durch den Pfahlspitzenwiderstand, Bild 7.1 b.

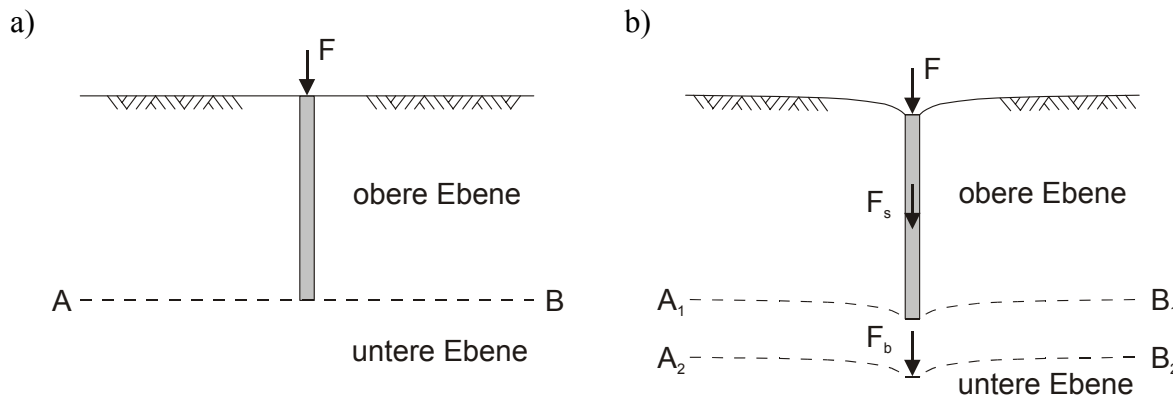


Bild 7.1: Getrennte Betrachtung der Setzungen infolge Mantelreibung und Spitzenwiderstand, a) obere und untere Bodenschicht, b) Setzungen

Es wird eine über den gesamten Pfahlschaft konstante Mantelreibung angenommen. Aus dem vertikalen Gleichgewicht an einem Volumenelement am Pfahlschaft erhält man die Bedingung, siehe Bild 7.2 a):

$$\frac{\partial(r\tau)}{\partial r} + r \cdot \frac{\partial\sigma_z}{\partial z} = 0 \quad (7.1)$$

Dabei beschreibt der erste Term der Gleichung die Schubspannungsänderung über den axialen Abstand und der zweite Term den Tiefenzuwachs der vertikalen Spannung.

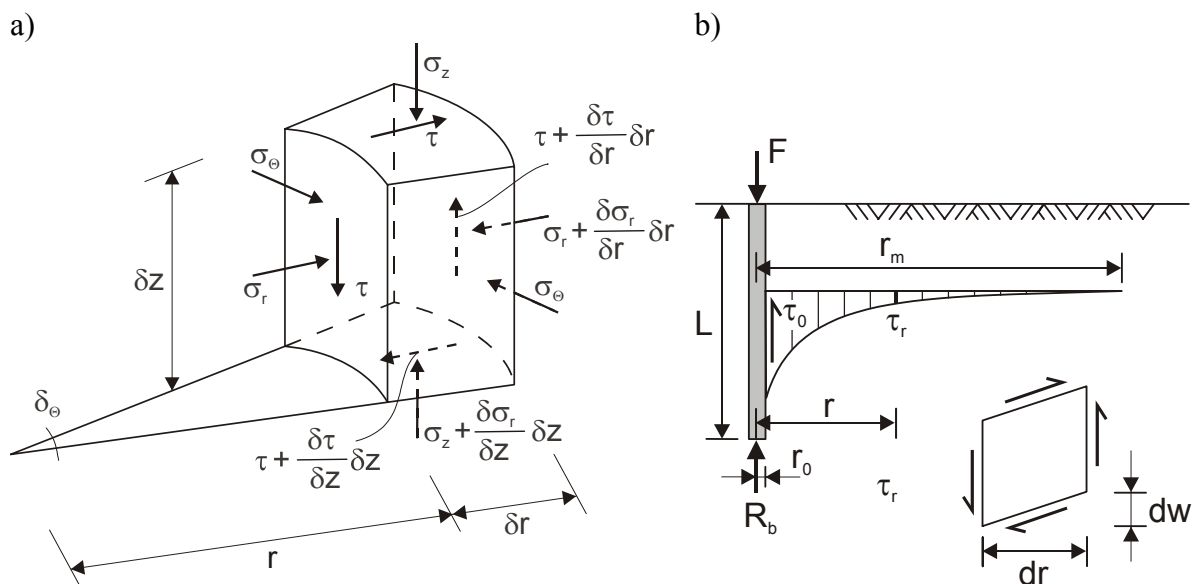


Bild 7.2: a) Spannung am Volumenelement, nach van Impe/De Clercq (1994), b) Schubspannungsverteilung am Pfahlmantel in radialer Richtung, nach Cooke (1974)

Es kann angenommen werden, dass der Tiefenzuwachs der Vertikalspannung viel geringer ist als die Änderung der Schubspannung. Somit kann der zweite Term der Gleichung (7.1) ver-

nachlässigt werden und für die Schubspannung in radialer Richtung ergibt sich, siehe auch Bild 7.2 b:

$$\tau_f = \tau_0 \cdot \frac{r_0}{r} \quad (7.2)$$

Die Gültigkeit dieser Annahme wurde von *Baguelin/Frank (1979)* durch Nachrechnungen mit FEM nachgewiesen.

Durch Umformung über allgemein gültige Gleichungen nach der Elastizitätstheorie ergibt sich für die vertikale Setzung s_s am Pfahlschaft, siehe dazu Anhang D.1.1, Gleichung D.7:

$$s_s = \frac{2 \cdot (1 + \nu) \cdot \tau_0 \cdot r_0}{E} \cdot \ln \left(\frac{r_m}{r_0} \right) \quad (7.3)$$

mit:

τ_0	mittlere Mantelreibung
r_0	Pfahlradius
r_m	Einflussradius, ab dem die Schubspannungen vernachlässigbar werden
E	Elastizitätsmodul
ν	Poissonzahl

Für den Einflussradius r_m wird von *Randolph/Wroth (1979)* die Beziehung $r_m = 2,5 \cdot L \cdot (1 - \nu)$ vorgeschlagen. Weitere Ansätze sind in Abschnitt 7.2.3 aufgeführt.

Für die Setzungen am Pfahlfuß wird die Lösung nach *Boussinesq* für ein starres Kreisfundament im elastischen Halbraum verwendet, z.B. in *Timoshenko/Goodier (1970)*. Die Setzung am Pfahlfuß s_b ergibt sich zu:

$$s_b = R_b \cdot \frac{(1 - \nu^2)}{E \cdot D} \quad (7.4)$$

Unter der Annahme eines dehnungsstarken Pfahles, bei dem sich die Setzungen von Pfahlmantel und Pfahlfuß entsprechen müssen, kann mit den Gleichungen (7.3) und (7.4) die Widerstands-Setzungslinie getrennt nach Pfahlmantel- und Pfahlfußwiderstand ermittelt werden. Der Pfahlmantelwiderstand ergibt sich nach Gleichung (7.3), indem die Mantelreibung durch $\tau_0 = R_s/A_s$ ausgedrückt wird:

$$s_s = \frac{(1 + \nu) \cdot R_s}{E \cdot L \cdot \pi} \cdot \ln \left(\frac{r_m}{r_0} \right) \quad (7.5)$$

7.2.2 Pfahlgruppe

Aus dem Ansatz für den Einzelpfahl haben *Randolph/Wroth (1979)* ein Näherungsverfahren zur Berechnung des Widerstands-Setzungsverhaltens von Pfahlgruppen entwickelt. Dabei wird die Beeinflussung eines Gruppenpfahles durch jeden anderen Gruppenpfahl über Einflussbeiwerte berücksichtigt. Die gegenseitigen Pfahlinteraktionen werden superponiert.

Ersetzt man in Gleichung (7.5) den Pfahlradius r_0 durch die Variable r , so erhält man die Mitnahmesetzung infolge der Mantelreibung im Abstand r zum Pfahl. Daraus kann der Beiwert $f_{s,i,j}$ für den Einfluss des Pfahles j auf den Pfahl i für die Pfahlmantelwiderstandsanteile abgeleitet werden:

$$f_{s,i,j} = \frac{s_s}{R_s} = \frac{(1+\nu)}{E \cdot L \cdot \pi} \cdot \ln\left(\frac{r_m}{r_{i,j}}\right) \quad (7.6)$$

Stehen zwei Pfähle weiter als der Einflussradius r_m auseinander, d.h. $r_{i,j} > r_m$, dann ist der Einflussbeiwert gleich Null. Für die Beiwerte $f_{s,i,i}$, welche für die Eigenbeeinflussung eines Pfahles stehen, wird als Abstand $r_{i,j}$ der Pfahlradius r_0 angesetzt.

Für die Einflussbeiwerte des Pfahlfußwiderstandsanteiles $f_{b,i,j}$ wird die Eigenbeeinflussung eines Pfahles über die Gleichung (7.4) ausgedrückt. Es ergibt sich für $f_{b,i,i}$:

$$f_{b,i,j} = \frac{s_b}{R_b} = \frac{(1-\nu^2)}{E \cdot D} \quad \text{für } i = j \quad (7.7)$$

Für die Beeinflussung zweier Pfähle untereinander wird von einer Einzelkraft ausgegangen und die Mitnahmesetzung im Abstand r betrachtet. Die Setzungen nehmen mit dem Abstand r zum Pfahl ab und ergeben sich zu, z.B. in *Timoshenko/Goodier (1970)*:

$$s_b(r) = \frac{(1-\nu^2)}{\pi \cdot E} \cdot \frac{R_b}{r} \quad (7.8)$$

Daraus ergibt sich der Einflussfaktor für den Pfahlfußanteil.

$$f_{b,i,j} = \frac{s_b}{R_b} = \frac{(1-\nu^2)}{\pi \cdot E \cdot r_{i,j}} \quad \text{für } i \neq j \quad (7.9)$$

Die Setzung eines Pfahles ergibt sich jeweils aus der Summe des Produktes aus Einflussbeiwert und Pfahlwiderstand. Die Setzungen für die Anteile Mantelreibung und Spitzendruck betragen:

$$s_{s,i} = \sum_{i=1}^{n_G} \left(R_{s,i} \cdot \sum_{j=1}^{n_G} f_{s,i,j} \right) \quad (7.10 \text{ a})$$

$$s_{b,i} = \sum_{i=1}^{n_G} \left(R_{b,i} \cdot \sum_{j=1}^{n_G} f_{b,i,j} \right) \quad (7.10 \text{ b})$$

mit:

n_G Anzahl der Pfähle in der Gruppe

Wie schon beim Einzelpfahl geht man auch hier von einer gleich großen Setzung am Pfahlmantel und Pfahlfuß aus. Ferner sind unter der Annahme einer starren Pfahlkopfplatte die Setzungen aller Pfähle in der Gruppe gleich groß. Somit lassen sich über die Gleichgewichtsbedingungen die Setzung der Pfahlgruppe sowie die Verteilung der Pfahlwiderstände innerhalb der Gruppe für eine vorgegebene Einwirkung auf die Pfahlgruppe berechnen. Das Gleichungssystem kann über eine Matrizenrechnung gelöst werden.

$$[\mathbf{a}] \cdot \{\mathbf{b}\} = \{\mathbf{c}\} = \begin{bmatrix} [f_{s,i,j}] & [0] & \{-1\} \\ [0] & [f_{b,i,j}] & \{-1\} \\ \{1\} & \{1\} & 0 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \{R_{s,i}^1\} \\ \{R_{b,i}^1\} \\ s^1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{0\} \\ \{0\} \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (7.11)$$

Nach $\{\mathbf{b}\}$ aufgelöst ergeben sich die Setzung s^1 sowie die einzelnen Pfahlwiderstandsanteile $R_{s,i}^1$ und $R_{b,i}^1$ für eine Einheitslast „1“:

$$\{\mathbf{b}\} = [\mathbf{a}]^{-1} \cdot \{\mathbf{c}\} \quad (7.12)$$

Durch Multiplikation mit der Gesamteinwirkung F auf die Gruppe erhält man die tatsächlichen Zahlenwerte der Setzung und die Pfahlwiderstände.

$$s = s^1 \cdot F \quad (7.13 \text{ a})$$

$$R_{s,i} = R_{s,i}^1 \cdot F \quad (7.13 \text{ b})$$

$$R_{b,i} = R_{b,i}^1 \cdot F \quad (7.13 \text{ c})$$

7.2.3 Einflussradius

Der Einflussradius gibt den Abstand an, bis zu dem eine gegenseitige Beeinflussung der Pfähle berücksichtigt wird. Zwischen Pfählen, deren Abstand geringer als der Einflussradius r_m ist, ergibt sich für das analytische Berechnungsverfahren ein Einflussbeiwert von $f_{ij} > 0$. Bei Abständen größer dem Einflussradius beträgt der Wert des Einflussbeiwertes f_{ij} Null, siehe Bild 7.3.

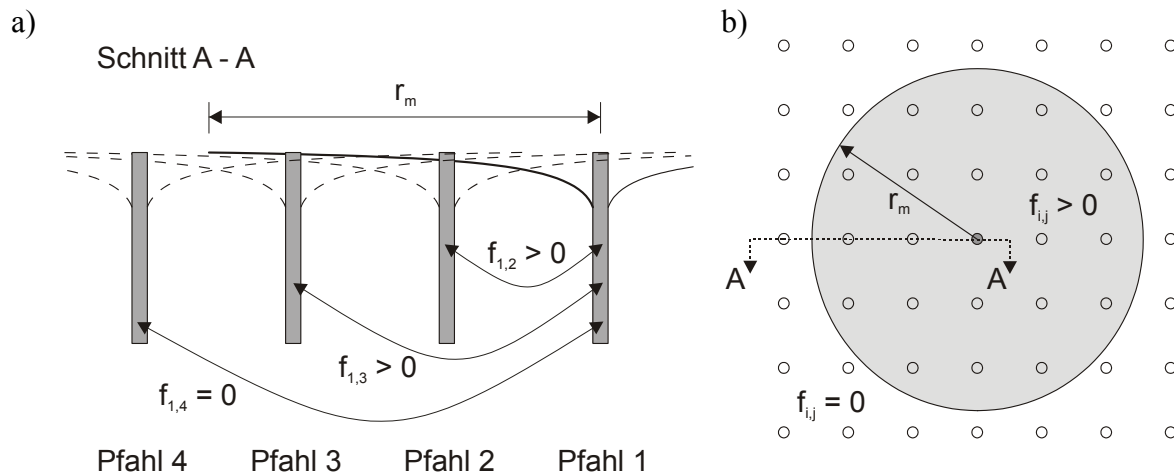


Bild 7.3: Abhängigkeit der Einflussbeiwerte vom Einflussradius, a) Schnitt durch Pfahlgruppe, b) Grundriss einer Pfahlgruppe

Für die Einzelpfahlberechnung wirkt sich der Ansatz des Einflussradius r_m i. Allg. nur gering aus. Demgegenüber hat die Definition des Einflussradius bei Pfahlgruppen einen bedeutenden Einfluss auf die Berechnungsergebnisse. In Tabelle 7.1 sind Vorschläge für den Einflussradius von verschiedenen Autoren zusammengestellt.

Die Definition nach *Cooke* ist lediglich vom Pfahldurchmesser abhängig. Mit dieser einfachen Formel wird der Einflussradius in fast allen Fällen deutlich unterschätzt. Die Reichweitendefinition nach *Randolph/Wroth (1979)* galt zunächst für den Einzelpfahl und wurde dann über den Term r_g auch auf Pfahlgruppen erweitert. Nach *Lutz (2003)* führt dieser Ansatz allerdings bei großen Pfahlabständen zu unzutreffenden Ergebnissen. Weiterhin wird der nicht berücksichtigte Einfluss der Dicke der zusammendrückbaren Schicht H auf den Einflussradius kritisiert, siehe Bild 7.4. Die Definition nach *Liu (1996)* berücksichtigt ebenfalls nicht den Einfluss der Dicke der zusammendrückbaren Schicht H . Dies führt bei großen Schichtdicken H zu einer erheblichen Überschätzung des Einflussradius.

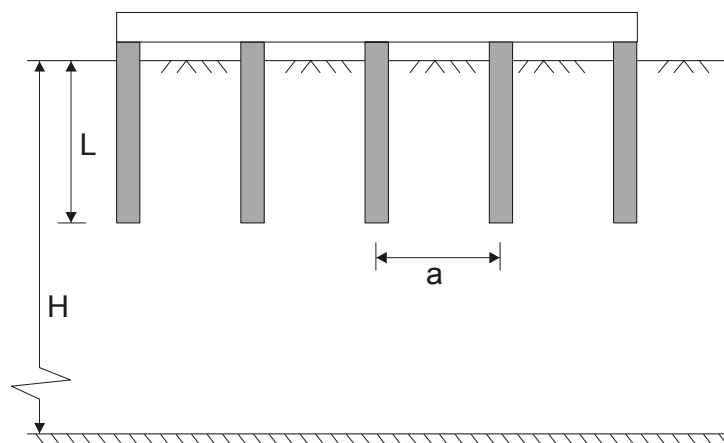


Bild 7.4:

Definition der Dicke der zusammendrückbaren Schicht H

Tabelle 7.1: Definitionen für den Einflussradius r_m

der zusammendrückbaren Schicht H zu erfassen, führt *Lutz (2003)* eine hyperbolische Beziehung zwischen α und H/L ein. Es ergibt sich daraus der Ansatz aus Tabelle 7.1.

Die Definition von *Randolph/Wroth (1979)* wurde ebenfalls von *Guo/Randolph (1999)* erweitert, siehe Tabelle 7.1. Dabei wurden für die Parameter A und B auf Grundlage von numerischen Untersuchungen Funktionen aufgestellt. Erfasst wird sowohl die Verteilung des Schubmoduls über die Tiefe als auch die Dicke der zusammendrückbaren Schicht.

Die Wahl des Ansatzes des Einflussradius für diese Arbeit wird in Abschnitt 7.4 erläutert.

7.3 Eigenes analytisches Berechnungsverfahren

7.3.1 Bruchkriterium

Das hier vorgestellte analytische Berechnungsverfahren basiert auf dem zuvor beschriebenen Verfahren von *Randolph/Wroth (1978a, 1979)*. Um auch den Bereich nach dem annähernd linearen Anfangsbereich im Tragverhalten einer Pfahlgruppe beschreiben zu können, wird das genannte Verfahren mit einem Bruchkriterium für den Pfahlmantel und den Pfahlfuß erweitert.

Zwei mögliche Definitionen für das Bruchkriterium werden im Weiteren behandelt:

1) Ansatz WSL des Einzelpfahles

Der Maximalwert des anzusetzenden Pfahlmantel- und Pfahlfußwiderstandes wird auf den Wert des Einzelpfahles bei gleicher Setzung begrenzt. Die nach dem Berechnungsverfahren ermittelten Widerstandsgrößen werden mit den Widerständen eines Einzelpfahles verglichen. Ergeben sich im Berechnungsverfahren größere Widerstände als beim vergleichbaren Einzelpfahl bei gleicher Setzung, so wird der Pfahlwiderstand des Einzelpfahles, der anhand der Widerstands-Setzungslinie getrennt nach Pfahlmantel- und Pfahlfußanteil bestimmt wird, angesetzt. Liegt keine Widerstands-Setzungslinie für den Einzelpfahl vor, so kann dieses Verfahren auch mit einer Widerstands-Setzungslinie auf Grundlage von Erfahrungswerten nach DIN 1054 durchgeführt werden.

2) Ansatz Stoffgesetz Mohr-Coulomb

Sowohl am Pfahlmantel als auch am Pfahlfuß werden Elemente betrachtet, an denen mit einem bilinearen Stoffgesetz der Bruchzustand erfasst wird. Als Bruchkriterium wird die Definition nach *Mohr-Coulomb* gewählt:

$$F = \frac{1}{2} \cdot \sigma_1 \cdot (1 - \sin \varphi) - \frac{1}{2} \cdot \sigma_3 \cdot (1 + \sin \varphi) - c \cdot \cos \varphi \quad (7.14)$$

Die dazu notwendige Ermittlung des Spannungsverlaufes wird in den Abschnitten 7.3.3 und 7.3.4 beschrieben.

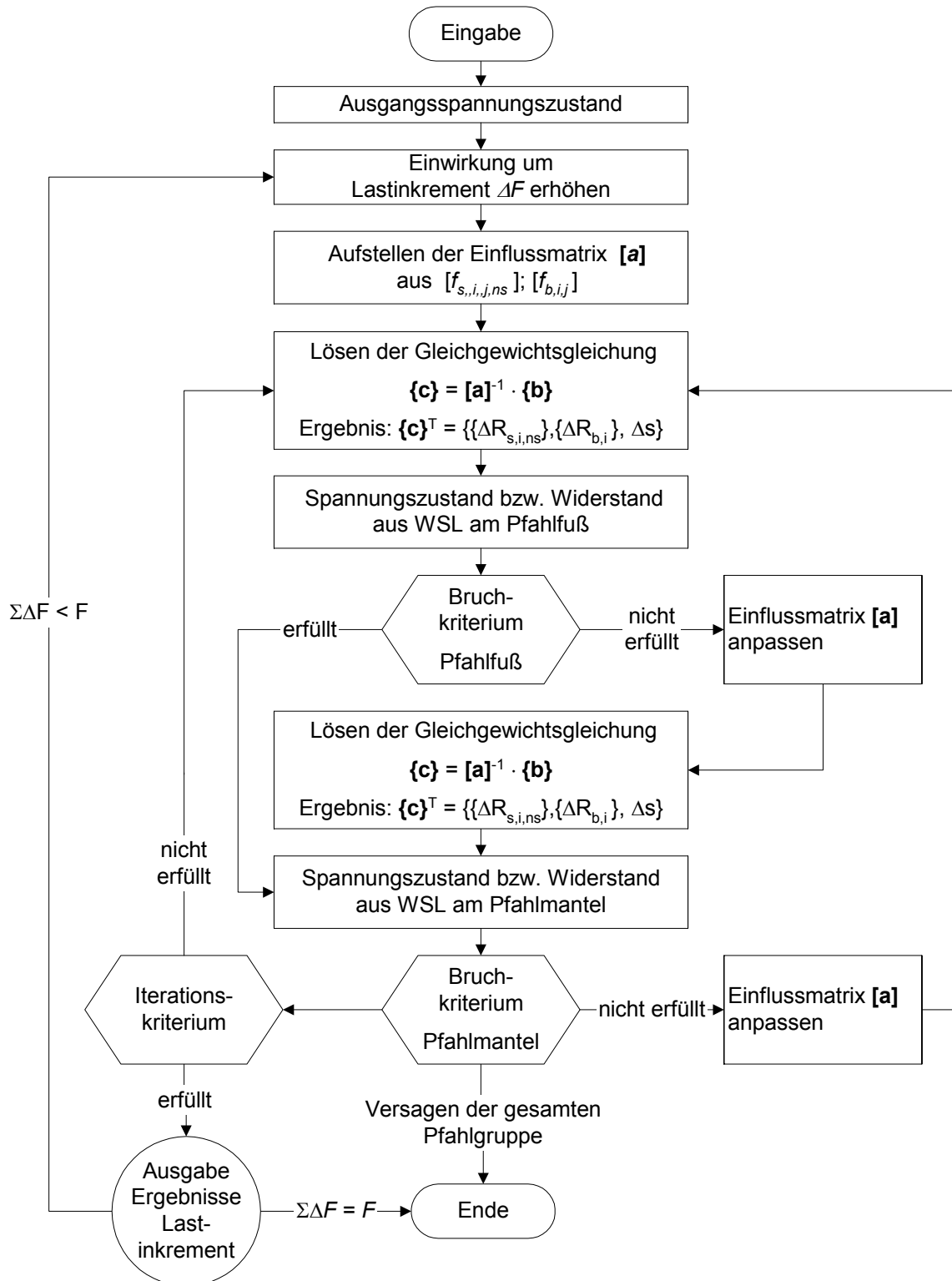


Bild 7.5: Ablaufschema des analytischen Berechnungsprogramms für Pfahlgruppen

Bild 7.5 zeigt das Ablaufschema des analytischen Berechnungsprogramms. Nähere Erläuterungen zu den einzelnen Berechnungsschritten finden sich in den nachfolgenden Abschnitten.

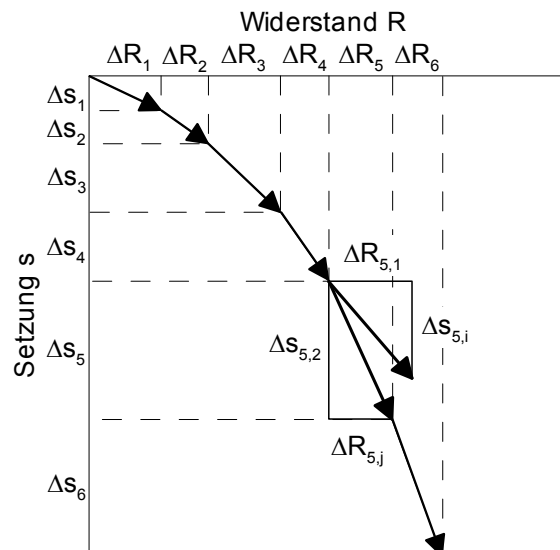
7.3.2 Berechnungsschritte

Das Aufbringen der Gesamteinwirkung F auf die Pfahlgruppe erfolgt in gleichen Lastinkrementen ΔF , für die sich jeweils inkrementelle Pfahlkräfte ΔR_i und Setzungen Δs ergeben. Der Pfahlwiderstand R_i und die Setzung s der Pfahlgruppe für eine Einwirkung F entspricht dann der Summer aller Inkremente ΔR_i bzw. Δs .

Für jedes Lastinkrement wird eine Iterationsschleife durchlaufen, die folgendermaßen aufgebaut ist, siehe auch Bild 7.6.

Bild 7.6:

Inkrementierung der Belastungsschritte, erster und zweiter Wert für die inkrementellen Größen von Pfahlwiderstand ΔR_i und Setzung Δs im Lastschritt 5.



- 1) Bestimmung von ΔR_i und Δs mit der Matrix der Beeinflussungsbeiwerte $[a]$ des vorherigen Lastinkrements.
- 2) Durch Aufsummierung werden die Gesamtpfahlwiderstände R_i und die Gesamtsetzung s gebildet. Es erfolgt die Überprüfung, ob das Bruchkriterium an Pfahlmantel oder Pfahlfuß eingehalten ist. Tritt ein Bruch auf, so wird eine neue Matrix der Beeinflussungsbeiwerte $[a]$ aufgestellt.
- 3) Erneute Bestimmung von ΔR_i und Δs , sowie von den Gesamtpfahlwiderständen R_i und der Gesamtsetzung s .

- 4) Die inkrementellen Größen ΔR_i und Δs aus Schritt 1 und 3 werden miteinander verglichen. Wird ein festgelegtes Kriterium für die maximale Abweichung beider Werte überschritten, z.B. 1 %, so wird die Iterationsschleife erneut durchlaufen

7.3.3 Pfahlmantel

a) Ansatz Stoffgesetz Mohr-Coulomb (Ansatz „MC“)

Wird der gesamte Pfahlmantel als eine Einheit betrachtet, so ergibt der Ansatz eines Bruchkriteriums mit einem bilinearen Stoffgesetz für die Entwicklung des Pfahlmantelwiderstandes einen bis zum Bruch linearen Verlauf. Damit der Pfahlmantelwiderstand bis zum Eintreten des Bruches realitätsnäher abgebildet werden kann, wird der Pfahl entlang der Pfahlachse in ns Abschnitte unterteilt. Für jeden dieser Abschnitte kann dann das Eintreten des Versagens überprüft werden. Es kommt zu einem abschnittswisen Scherversagen am Pfahlmantel und es stellt sich ein gekrümmter Verlauf in der Widerstands-Setzungslinie bis zum Versagen des Pfahlmantels ein.

Durch die Aufteilung des Pfahlmantels in mehrere Abschnitte erweitert sich die Matrix **[a]** nach Gleichung (7.11) um jeweils eine Untermatrix $[f_{s,i,j,ns}]$ je Pfahlabschnitt:

$$\begin{bmatrix} [f_{s,i,j,1}] & \dots & [0] & [0] & \{-1\} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ [0] & \dots & [f_{s,i,j,ns}] & [0] & \{-1\} \\ [0] & \dots & [0] & [f_{b,i,j}] & \{-1\} \\ \{1\} & \dots & \{1\} & \{1\} & 0 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \{R_{s,i,1}^1\} \\ \dots \\ \{R_{s,i,ns}^1\} \\ \{R_{b,i}^1\} \\ s^1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{0\} \\ \dots \\ \{0\} \\ \{0\} \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (7.15)$$

Der Pfahlmantelwiderstand setzt sich aus der Summe der Pfahlmantelwiderstände aller Abschnitte eines Pfahles zusammen. Durch die abschnittsweise Abbildung des Pfahles ist es auch möglich, einen geschichteten Baugrund zu berücksichtigen.

Zur Beurteilung des maximalen Pfahlmantelwiderstandes eines Pfahlabschnittes wird ein Bodenelement direkt am Pfahlschaft betrachtet und das Bruchkriterium nach Gleichung (7.14) überprüft.

Als Ausgangswerte der vertikalen und horizontalen Spannungen σ_z und σ_x werden die Spannungen infolge des Eigengewichtes des Bodens angesetzt. Im Ausgangsspannungszustand sollen keine Schubspannungen τ_{zx} wirken. Im Verlauf der Berechnung steigen die Schubspannungen am Pfahlmantel an. Dabei wird die an einem Pfahlelement wirkende Schubspannung

τ_0 nach Gleichung (7.3) als Schubspannung τ_{zx} angesetzt. Die Spannungen σ_z und σ_x werden als konstant betrachtet. Eigene Vergleichsrechnung mit FEM haben die Zulässigkeit dieser Annahme bestätigt. Aus dem Spannungszustand mit σ_z , σ_x und τ_{zx} werden die Hauptspannungen σ_1 und σ_3 bestimmt und der Bruchzustand nach Gleichung (7.14) überprüft.

Es stellt sich eine Entwicklung des Spannungszustandes am betrachteten Element nach Bild 7.7 dar. Bei konstanten Koordinatenspannungen σ_z , σ_x und wachsender Schubspannung τ_{zx} steigt die Hauptspannung σ_1 an und die Hauptspannung σ_3 sinkt, bis es zum Eintreten des Bruches kommt.

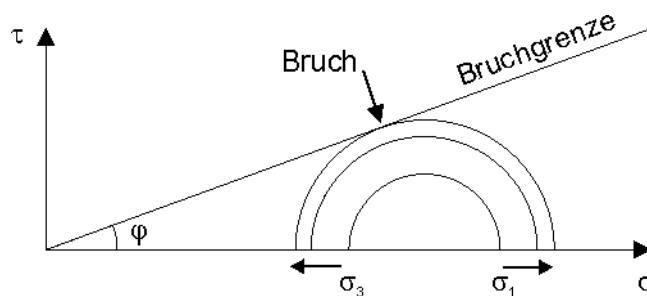


Bild 7.7:

Zunahme der Hauptspannungen bis zum Erreichen des Bruches

Tritt an einem Pfahlabschnitt der Bruch am Pfahlmantel auf, so werden die entsprechenden Elemente der Untermatrix $[f_{s,i,j,ns}]$ zu Null gesetzt, so dass für alle weiteren Lastschritte die Zunahme der Pfahlmantelkraft für diesen Pfahlabschnitt Null beträgt.

Versagt beispielsweise der erste Abschnitt im Pfahl 1 einer 4x4 Pfahlgruppe, so ergibt sich folgendes Gleichungssystem nach Gleichung (7.16). Alle Einflussbeiwerte am Pfahl 1 mit $i \neq j$ werden zu Null gesetzt, ebenso das letzte Element in der jeweiligen Spalte der Matrix **[a]**. Da $f_{s,1,1} \neq 0$ ist, muss sich zur Einhaltung der Gleichgewichtsbedingung $R_{s,1,1}^1 = 0$ ergeben.

$$\begin{array}{c}
 \text{Auf Null gesetzte Elemente.} \quad \text{Ergebnis zu Null.} \\
 \left[\begin{array}{cccc|ccc|ccc}
 f_{s,1,1} & 0 & 0 & 0 & & & & 0 & & & \\
 f_{s,1,2} & f_{s,2,2} & f_{s,3,2} & f_{s,4,2} & & & & -1 & & & \\
 f_{s,1,3} & f_{s,2,3} & f_{s,3,3} & f_{s,4,3} & \dots & [0] & [0] & -1 & & & \\
 f_{s,1,4} & f_{s,2,4} & f_{s,3,4} & f_{s,4,4} & & & & -1 & & & \\
 \dots & \dots & \dots & \dots & & & & \dots & & & \\
 [0] & \dots & \dots & [f_{s,i,j,ns}] & [0] & & & \{-1\} & & & \\
 [0] & \dots & [0] & [f_{b,i,j}] & & & & \{-1\} & & & \\
 \{1\} & \dots & \{1\} & \{1\} & & & & 0 & & &
 \end{array} \right] \cdot \left\{ \begin{array}{c} R_{s,1,1}^1 \\ R_{s,1,2}^1 \\ R_{s,1,3}^1 \\ R_{s,1,4}^1 \\ \dots \\ \{R_{s,i,ns}^1\} \\ \{R_{b,i}^1\} \\ s^1 \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{c} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \dots \\ \{0\} \\ \{0\} \\ 1 \end{array} \right\} \quad (7.16)
 \end{array}$$

b) Ansatz WSL des Einzelpfahles (Ansatz „WSL“)

Bei diesem Ansatz wird der Bruch am Pfahlmantel über den Widerstand aus der WSL des Einzelpfahles bestimmt. Wenn die Summe der Pfahlabschnittswiderstände größer ist als der Pfahlmantelwiderstand des Einzelpfahles bei gleicher Setzung, so wird der Mantelwiderstand des Einzelpfahles in der Berechnung angesetzt.

Dazu werden alle Einflussbeiwerte mit Ausnahme von $f_{s,i,i}$ zu Null gesetzt. Für $f_{s,i,i}$ gilt:

$$f_{s,i,i} = \frac{\Delta s}{\Delta R_{s,E}} \quad (7.17)$$

mit:

Δs Setzungsinkrement im aktuellen Berechnungsschritt (wird iterativ ermittelt)

$\Delta R_{s,E}$ Differenz zwischen dem anzusetzenden Pfahlmantelwiderstand des Einzelpfahles und dem berechneten Pfahlmantelwiderstand bis zum vorherigen Berechnungsschritt

Damit ergibt sich in einem weiteren Iterationsschritt am betrachteten Pfahl der Pfahlmantelwiderstand des Einzelpfahles.

Beispielhaft ist das Gleichungssystem einer 4x4-Gruppe gegeben, bei dem der Bruch am Mantel des ersten Pfahles eingetreten ist, siehe Gleichung (7.18). Wenn der Bruch eingetreten ist, wird der gesamte Pfahlmantel als ein Abschnitt behandelt. Die Unterteilung des Pfahles in Abschnitte ist jedoch trotzdem sinnvoll, um einen geschichteten Boden abbilden zu können.

$$\begin{bmatrix} f_{s,1,1} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \dots \begin{bmatrix} [0] & [0] \\ \dots & \dots \\ [0] & [f_{s,i,j,ns}] \\ [0] & [0] \\ \{1\} & \{1\} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \begin{Bmatrix} -1 \\ -1 \\ -1 \\ -1 \end{Bmatrix} \\ \dots \\ \{-1\} \\ \{-1\} \\ 0 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} R_{s,1,1}^1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \dots \begin{Bmatrix} R_{s,i,ns}^1 \\ R_{b,i}^1 \\ s^1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \dots \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (7.18)$$

7.3.4 Pfahlfuß

Vorausgegangene Untersuchungen mit FEM haben gezeigt, dass der Bruchwert am Pfahlfuß in den betrachteten Fällen nicht erreicht wird. Der volle Ansatz des Pfahlfußwiderstandes nach Gleichungen (7.7) bzw. (7.9) kann allerdings schon im Gebrauchszustand zu einer Überschätzung des Pfahlfußwiderstandes führen. Außerdem entspricht der dann vorliegende lineare Verlauf der Widerstands-Setzungslinie für den Pfahlfußwiderstand nicht dem häufig zu beobachtenden hyperbolischen Verlauf.

a) Ansatz WSL des Einzelpfahles (Ansatz „WSL“)

Wie schon für den Pfahlmantel beschrieben wurde, wird auch für den Pfahlfuß der errechnete Widerstand mit dem Pfahlfußwiderstand aus der Widerstands-Setzungslinie eines vergleichbaren Einzelpfahles bei gleicher Setzung verglichen. Wird der Wert der Widerstands-Setzungslinie überschritten, wird der Einflussbeiwert für den Pfahlfuß gesetzt auf:

$$f_{b,i,i} = \frac{\Delta s}{\Delta R_{b,E}} \quad (7.19)$$

mit:

- Δs Setzungsinkrement im aktuellen Berechnungsschritt (wird iterativ ermittelt)
- $\Delta R_{b,E}$ Differenz zwischen dem anzusetzenden Pfahlfußwiderstand des Einzelpfahles und dem berechneten Pfahlfußwiderstand bis zum vorherigen Berechnungsschritt

Damit ergibt sich in einem weiteren Iterationsschritt am betrachteten Gruppenpfahl der Pfahlfußwiderstand des Einzelpfahles.

b) Ansatz Stoffgesetz Mohr-Coulomb (Ansatz „MC“)

Neben der oben beschriebenen Möglichkeit, das Tragverhalten am Pfahlfuß über die WSL zu beschreiben, sollte auch ein Ansatz gefunden werden, der unabhängig von der Widerstands-Setzungslinie des Einzelpfahles die Entwicklung des Pfahlfußwiderstandes realitätsnäher beschreibt, als dies im ursprünglichen Verfahren ohne Bruchkriterium geschieht. Dazu wird eine fiktive Ebene unter dem Pfahlfuß betrachtet. Diese Ebene wird in Elemente unterteilt und an diesen Elementen der Bruchzustand betrachtet. Jedes Element repräsentiert eine Teilfläche des Pfahlfußes. Versagt dieses Element, reduziert sich die Fläche, die zur Aufnahme von zusätzlichen Einwirkungen zur Verfügung steht, siehe Bild 7.8. Somit sind die Gleichungen (7.7) bzw. (7.9) zu erweitern auf:

$$f_{b,i,j} = \frac{s_b}{R_b} = \frac{(1-\nu^2)}{E \cdot D} \cdot \frac{n_{El}}{n_{El} - n_{Bruch}} \quad \text{für } i = j \quad (7.20)$$

$$f_{b,i,j} = \frac{s_b}{R_b} = \frac{(1-\nu^2)}{\pi \cdot E \cdot r_{i,j}} \cdot \frac{n_{El}}{n_{El} - n_{Bruch}} \quad \text{für } i \neq j \quad (7.21)$$

mit:

n_{El} Anzahl der betrachteten Elemente unter dem Pfahlfuß

n_{Bruch} Anzahl der Elemente unter dem Pfahlfuß, an denen der Bruch eingetreten ist

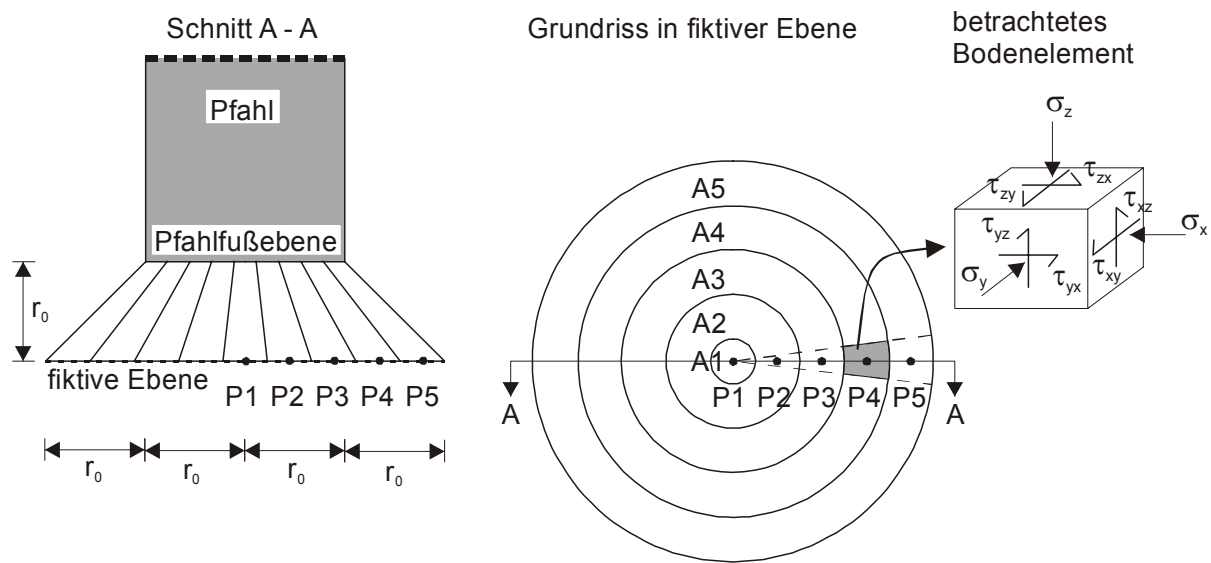


Bild 7.8: Einteilung einer fiktiven Ebene unter dem Pfahlfuß in Teilflächen

In jedem Berechnungsschritt bleibt die Zunahme der Einwirkung konstant. Kommt es in einem Element unterhalb des Pfahlfußes zu einem Versagen, so führt dies zu einer Zunahme der Setzung in diesem Berechnungsschritt.

Die vertikalen und horizontalen Spannungen σ_x , σ_y und σ_z errechnen sich zunächst aus dem Eigengewicht des Bodens. Die Spannungszuwächse $\Delta\sigma_x$, $\Delta\sigma_y$, $\Delta\sigma_z$ und $\Delta\tau_{xy}$, $\Delta\tau_{yz}$, $\Delta\tau_{xz}$ infolge des Pfahlfußwiderstandes werden auf Grundlage der Lösung nach *Mindlin* für eine senkrechte Punktlast innerhalb eines Halbraumes berechnet, z.B. in *Poulos (2001)*.

Da die Beeinflussung durch die Nachbarpfähle bereits im errechneten Pfahlfußwiderstand berücksichtigt wird, muss für die Berechnung der Spannungen in den Punkten der fiktiven Ebene keine weitere Kraft außer der Pfahlfußkraft des betrachteten Pfahles berücksichtigt werden. Zur Überprüfung des Bruches kann an dieser Stelle das System als Einzelpfahl behandelt werden.

Die Aufteilung der Flächen geschieht mit Kreisringen gleicher Breite. Nach außen nimmt die Fläche der Kreisringe zu, gleichzeitig reduziert sich aber durch die Ausbreitung der vertikalen Spannung mit der Tiefe die auf der Fläche wirkende Spannung, so dass jedes Flächenstück einen etwa gleich großen Lastanteil abträgt.

Ist an allen Elementen der Bruch eingetreten und am Pfahl baut sich kein zusätzlicher Pfahlfußwiderstand mehr auf, so werden die entsprechenden Elemente der Matrix der Beeinflussungsbeiwerte $[a]$ analog zum Vorgehen am Pfahlmantel auf Null gesetzt.

7.4 Validierung des analytischen Berechnungsverfahrens

7.4.1 Einzelpfahl

7.4.1.1 Ansatz Stoffgesetz Mohr-Coulomb (Ansatz „MC“)

Die Abschätzung des Scherversagens am Pfahlmantel über das Bruchkriterium nach Mohr-Coulomb bringt i. Allg. eine gute Übereinstimmung mit den Berechnungsergebnissen nach der FE-Methode, siehe Bild 7.9. Die angesetzten Bodenkenngrößen entsprechen soweit nicht anders angegeben der Zusammenstellung nach Tabelle 8.1. In der Tendenz wird der Pfahlmantelwiderstand im analytischen Berechnungsansatz leicht unterschätzt. Dies scheint eine systematische Ungenauigkeit zu sein, da keine Abhängigkeit von der Pfahlgeometrie oder den Bodenkenngrößen zu erkennen ist. Ein Grund für die geringeren Pfahlmantelwiderstände beim analytischen Verfahren könnte der vereinfacht angenommene Spannungszustand im betrachteten Bodenelement sein. Es wird von gleichbleibenden Koordinatenhauptspannungen ausgegangen und lediglich die Schubspannungen steigen während der Berechnung an, siehe Abschnitt 7.3.3. Dabei bleibt allerdings der leichte Anstieg der Koordinatenhauptspannungen kurz vor dem Eintreten des Schubversagens unberücksichtigt, der eine geringfügige Erhöhung des Bruchwiderstandes bewirkt.

Am Pfahlfuß wurde eine fiktive Ebene angenommen, die sich im Abstand r_0 unterhalb des Pfahlfußes befindet. Sie hat einen Durchmesser von $4 \cdot r_0$, was einem Lastausbreitungswinkel ab den Rändern des Pfahlfußes von 45° bedeutet. Es werden 5 Flächenabschnitte betrachtet, siehe Bild 7.8. Mit diesen Annahmen ergibt sich bei allen Vergleichsrechnungen eine gute Übereinstimmung zu den Berechnungsergebnisse der FEM.

Die Anwendbarkeit des analytischen Berechnungsverfahrens mit dem Ansatz „MC“ ist dahingehend einzuschränken, dass hiermit keine Dilatanz abgebildet werden kann.

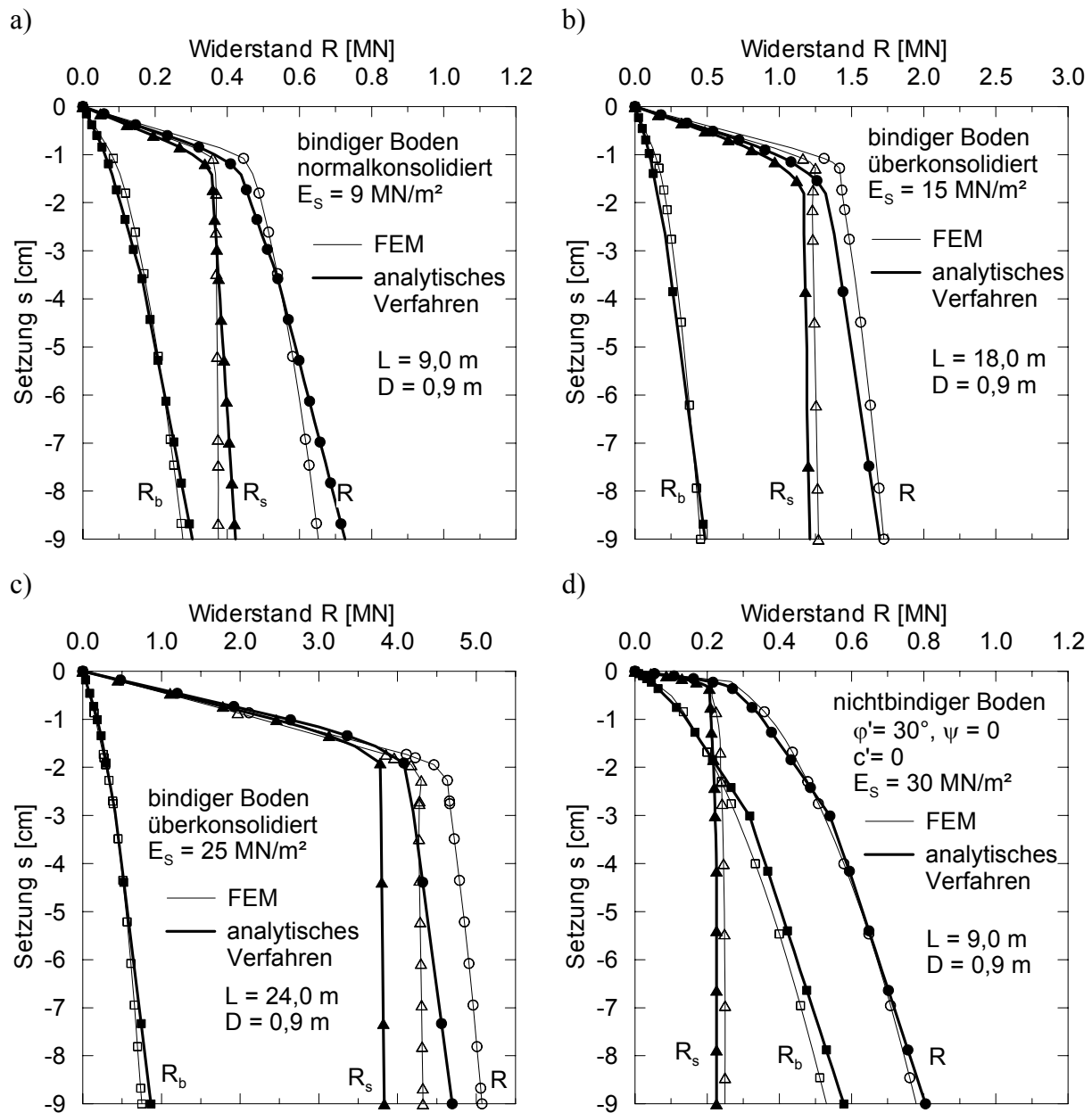


Bild 7.9: Gegenüberstellung der berechneten Widerstands-Setzungslinien nach dem analytischen Berechnungsverfahren und der FEM bei Einzelpfählen

7.4.1.2 Ansatz WSL des Einzelpfahles (Ansatz „WSL“)

Wie Vergleichsberechnungen gezeigt haben, verhält sich ein linear-elastisches Berechnungsmodell oftmals im Anfangsbereich der Widerstands-Setzungslinie annähernd gleich zum elastisch-plastischen Modell. In den meisten Fällen weist dann mit steigender Belastung das linear-elastische Modell ein steiferes Verhalten auf. Wird wie im Ansatz „WSL“ der maximal zulässige Pfahlwiderstand auf den Wert des Einzelpfahlwiderstandes bei gleicher Setzung

beschränkt, so ergibt sich als Berechnungsergebnis für den Einzelpfahl automatisch die der Berechnung zugrunde liegende Widerstands-Setzungslinie. Dies ist in Bild 7.10 zu erkennen. Hierbei liegt der Berechnung nach dem analytischen Verfahren eine Widerstands-Setzungslinie zugrunde, die nach der FEM berechnet wurde.

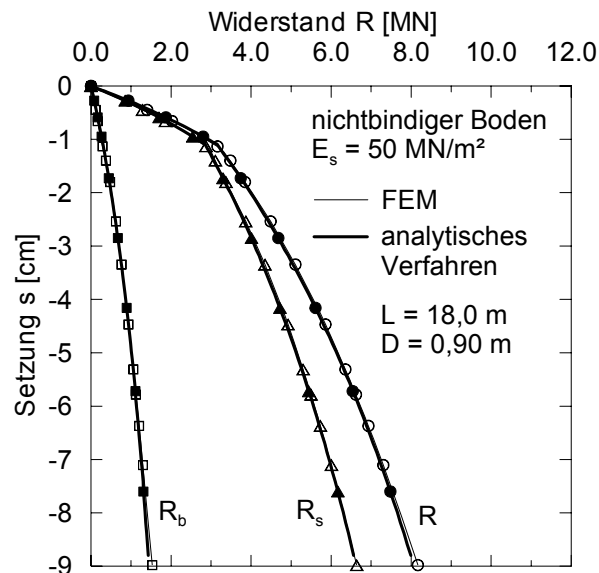


Bild 7.10:

Gegenüberstellung der berechneten Widerstands-Setzungslinien nach FEM und nach dem analytischen Berechnungsverfahren mit dem Ansatz „WSL“

Da in nahezu allen Berechnungen der Pfahlfußwiderstand bei einem linear-elastischen Ansatz überschätzt wird, ergibt sich beim Ansatz „WSL“ am Pfahlfuß der Fußwiderstand des Einzelpfahles.

7.4.1.3 Bewertung

Die Berechnungen der Abschnitte 7.4.1.1 und 7.4.1.2 belegen, dass die Modifizierung des analytischen Berechnungsverfahrens mit einem Bruchkriterium geeignet ist, dieses Berechnungsverfahren auch bis über den als linear anzusehenden Anfangsbereich anzuwenden. Beide Ansätze, sowohl das auf dem Stoffgesetz von Mohr-Coulomb als auch das auf der Widerstands-Setzungslinie basierende Bruchkriterium erzielen gute Übereinstimmungen zu Berechnungen mit der FEM.

Der Vorteil des ersten Ansatzes „MC“ liegt darin, dass er weniger Eingangsgrößen benötigt und sich rein aus der Pfahlgeometrie und den Bodenkenngrößen die Widerstands-Setzungslinie bestimmen lässt. Eingeschränkt wird dieser Ansatz dadurch, dass er keine Dilatanz abbilden kann. Es ist festzustellen, dass die Festlegung der Lage der fiktiven Ebene zur Bestimmung des Bruchwertes am Pfahlfuß „sinnvoll“ bzw. empirisch gewählt ist. Für alle untersuchten Fälle ergaben sich vergleichbar gute Ergebnisse. Für Systeme mit deutlich ab-

weichenden Randbedingungen zu den hier vorgestellten sollte die Gültigkeit dieses Ansatz allerdings überprüft werden.

Der zweite Ansatz „WSL“ setzt die Widerstands-Setzungslinie eines Pfahles als gegeben voraus. Dadurch ist dieser Ansatz für die Berechnung von Einzelpfählen nicht sinnvoll, da das Ergebnis quasi als Eingangsgröße vorausgesetzt wird. Allerdings soll an dieser Stelle auch nur die grundsätzliche Eignung für die Beschreibung des nichtlinearen Pfahltragverhaltens gezeigt werden. Erst bei der Übertragung auf die Berechnung von Pfahlgruppen kommt es dann zu einer sinnvollen Anwendung.

Grundsätzlich ist auch eine Kombination der beiden beschriebenen Verfahren möglich, so dass jeweils für den Pfahlmantel und –fuß ein anderer Ansatz gewählt wird. Durch die Kombination der Ansätze wird die Genauigkeit der Berechnungsergebnisse gegenüber den hier gezeigten Vergleichsrechnungen nicht verändert.

7.4.2 Festlegung des Einflussradius

In Abschnitt 7.2.3 sind verschiedene Vorschläge für die Festlegung des Einflussradius angegeben. Eigene Untersuchungen haben gezeigt, dass keiner dieser Vorschläge einen brauchbaren Ansatz bei dem hier vorgestellten Berechnungsverfahren liefert. Grundsätzlich wird der Einflussradius überschätzt, was zu einer erheblichen Unterschätzung der Widerstände der Innenpfähle führt. Dass die vorgestellten Vorschläge zum Einflussradius für das eigene Verfahren nur unzureichende Ergebnisse liefern kann darauf zurückzuführen sein, dass diese Vorschläge nur auf den linearen Anfangsbereich des Tragverhaltens der Pfahlgruppe ausgerichtet sind. Zum anderen steht bei diesen Vorschlägen die Vorhersage der Setzungen der Pfahlgruppe als Ganzes im Vordergrund und weniger die Widerstands-Setzungslinien der einzelnen Gruppenpfähle. So ist z.B. das in *Lutz (2002)* beschriebene Verfahren nicht für die Erfassung der tatsächlichen Verteilung der Pfahlwiderstände in der Gruppe geeignet.

Bei Vergleichen mit den Ergebnissen aus FEM-Berechnungen hat sich für den Einflussradius als sinnvoller Ansatz herausgestellt, den Einflussradius r_m mit der Pfahllänge L gleichzusetzen, d.h. $r_m = L$. Dieser Ansatz wird sowohl bei der Validierung der Einzelpfähle im Abschnitt 7.4.1 als auch der Pfahlgruppen im Abschnitt 7.4.3 zugrunde gelegt.

7.4.3 Pfahlgruppe

Die beiden beschriebenen Berechnungsansätze „MC“ und „WSL“ können direkt auf Pfahlgruppen angewandt werden. Wie schon für den Einzelpfahl werden auch für Pfahlgruppen die Berechnungsergebnisse des analytischen Berechnungsverfahrens mit den Berechnungen nach der FEM verglichen, siehe dazu Bild 7.11 bis Bild 7.13.

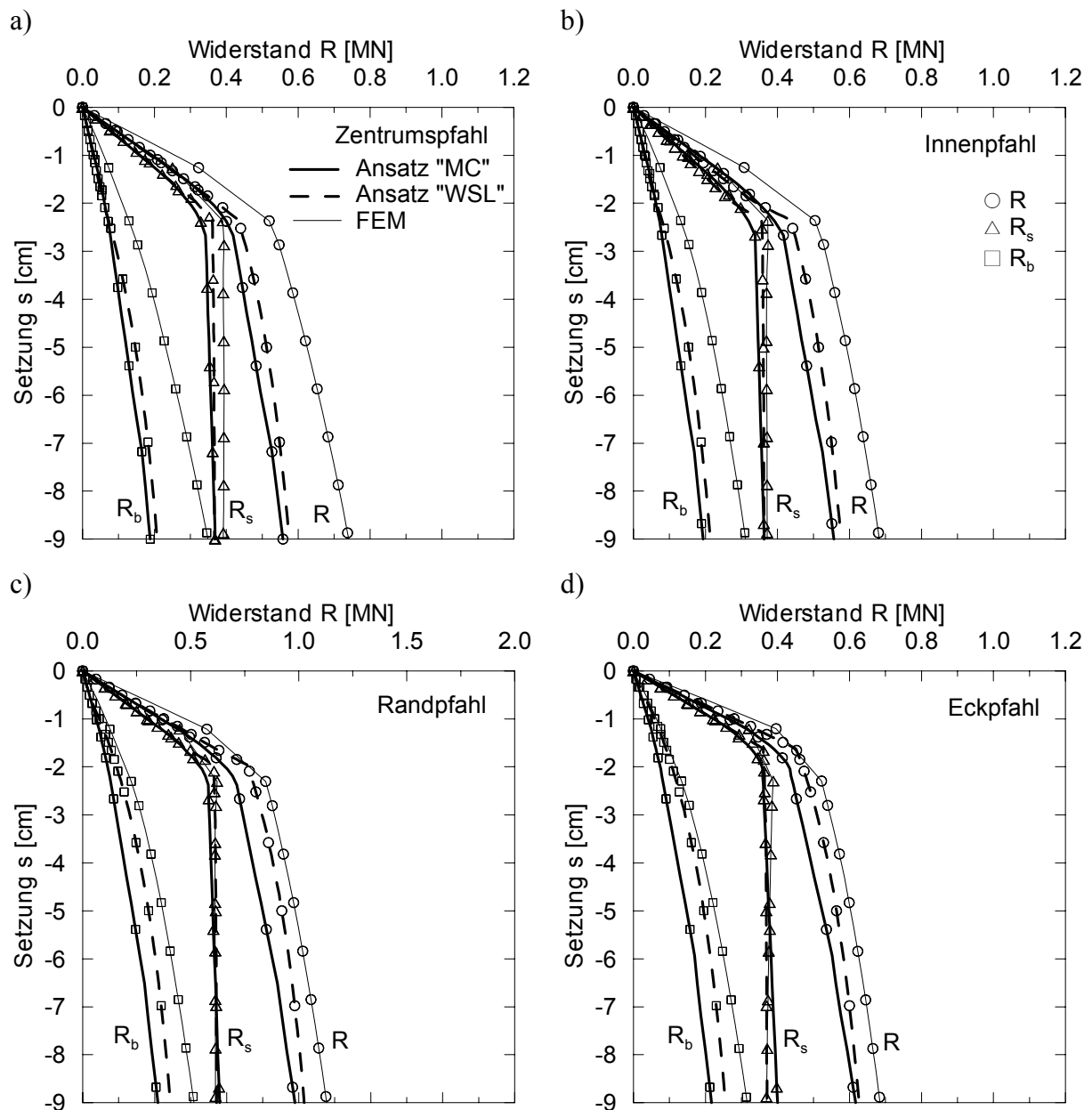


Bild 7.11: Gegenüberstellung der berechneten Widerstands-Setzungslinien nach dem analytischen Berechnungsverfahren und der FEM bei einer 5x5-Pfahlgruppe. Bindiger Boden, normalkonsolidiert, $E_S = 9 \text{ MN/m}^2$, Pfahl: $L = 9,0 \text{ m}$, $D = 0,9 \text{ m}$, $a = 6 \cdot D$

Bild 7.11 zeigt die Widerstands-Setzungslinien bei einer quadratischen Pfahlgruppe aus 25 Pfählen mit einer Pfahllänge von $L = 9,0$ m und einem Pfahldurchmesser von $D = 0,9$ m. Der bindige normalkonsolidierte Boden weist einen mittleren Steifemodul von $E_S = 9$ MN/m² auf.

Mit beiden Ansätzen wird eine gute Übereinstimmung zu den Berechnungsergebnissen nach der FEM erreicht. Beim Pfahlmantelwiderstand kommt es zu nur sehr geringen Abweichungen. Der Pfahlfußwiderstand wird bei beiden analytischen Ansätzen leicht unterschätzt. Dabei liegt der Pfahlfußwiderstand beim Ansatz „MC“ unterhalb des Widerstandes beim Ansatz „WSL“.

Im zweiten Beispiel, siehe Bild 7.12, wurde eine quadratische Pfahlgruppe mit 25 Pfählen ($L = 9,0$ m, $D = 0,9$ m) im bindigen überkonsolidierten Boden betrachtet. Beide Berechnungsansätze beschreiben das Gruppenverhalten qualitativ sehr zutreffend. In der Tendenz werden wie im ersten Beispiel die Pfahlwiderstände bei den analytischen Ansätzen unterschätzt. Die Abweichungen gegenüber den Berechnungsergebnissen nach der FEM sind teilweise deutlich. Dabei treten Abweichungen stärker bei den innen liegenden Pfählen auf, der Zentrumpfahl weist die größten Abweichungen auf, während bei den außenliegenden Rand- und Eckpfählen die Abweichungen nur gering sind.

Die Widerstands-Setzungslinien verlaufen wie auch beim Einzelpfahl abschnittsweise linear. Versagt ein Pfahl oder ein Pfahlabschnitt in der Gruppe, so ergeben sich Knicke in den Widerstands-Setzungslinien, siehe z.B. Bild 7.12 a. Dabei geht die Widerstands-Setzungslinie des versagenden Pfahles in einen stärker abfallenden Verlauf über, während sich für die Widerstands-Setzungslinie der anderen Pfähle ein flacherer Verlauf einstellt. Dies liegt daran, dass durch das Versagen eines Pfahles bzw. Pfahlabschnittes andere Pfähle stärker belastet werden, die noch Tragreserven besitzen. Da beim Ansatz „WSL“ jeweils nur der gesamte Pfahlmantel versagen kann, wogegen beim Ansatz „MC“ auch das Versagen an einzelnen Pfahlabschnitten abgebildet werden kann, ergibt sich für die Widerstands-Setzungslinien beim Ansatz „WSL“ ein Verlauf mit weniger Knicken.

Mit Zunahme der Gruppenwirkung, also bei abnehmenden Pfahlabständen oder steigenden Pfahllängen, tendiert das vorgestellte analytische Verfahren zur Unterschätzung der Pfahlwiderstände der innen stehenden Pfähle gegenüber der Berechnung mit der FEM. Dies zeigt z.B. der Vergleich zwischen Bild 7.12 und Bild 7.11. In Bild 7.13 ist ein Beispiel für nichtbindige Böden mit langen Pfählen bei geringem Pfahlabstand dargestellt, mit $L = 24,0$ m, $D = 1,2$ m, $a = 3 \cdot D$. Auch hier werden die Pfahlwiderstände des Zentrums- und der Innenpfähle unterschätzt. Gleichzeitig werden für die Rand- und Eckpfähle die Widerstände gegenüber

den Berechnungen nach der FEM überschätzt. Es hat sich gezeigt, dass dies auf den hohen Steifemodul, hier $E_S = 50 \text{ MN/m}^2$, zurückzuführen ist, bei dem sich ein flacherer Anfangsbe-
reich der Widerstands-Setzungslinien der Eck- und Randpfähle gegenüber der FEM ergibt.

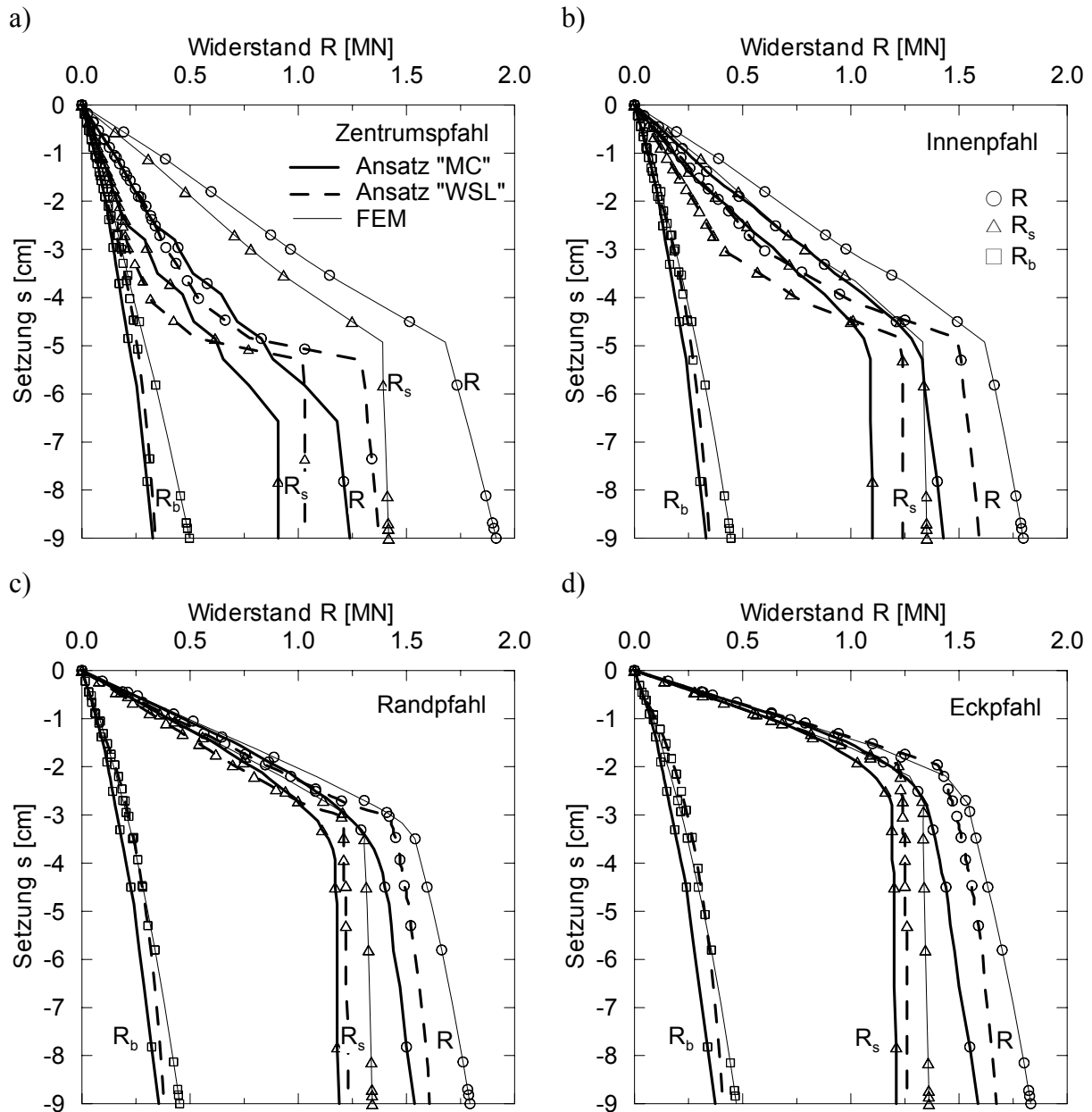


Bild 7.12: Gegenüberstellung der berechneten Widerstands-Setzungslinien nach dem analytischen Berechnungsverfahren und der FEM bei einer 5x5-Pfahlgruppe. Bindiger Boden, überkonsolidiert, $E_S = 15 \text{ MN/m}^2$, Pfahl: $L = 18,0 \text{ m}$, $D = 0,9 \text{ m}$, $a = 6 \cdot D$

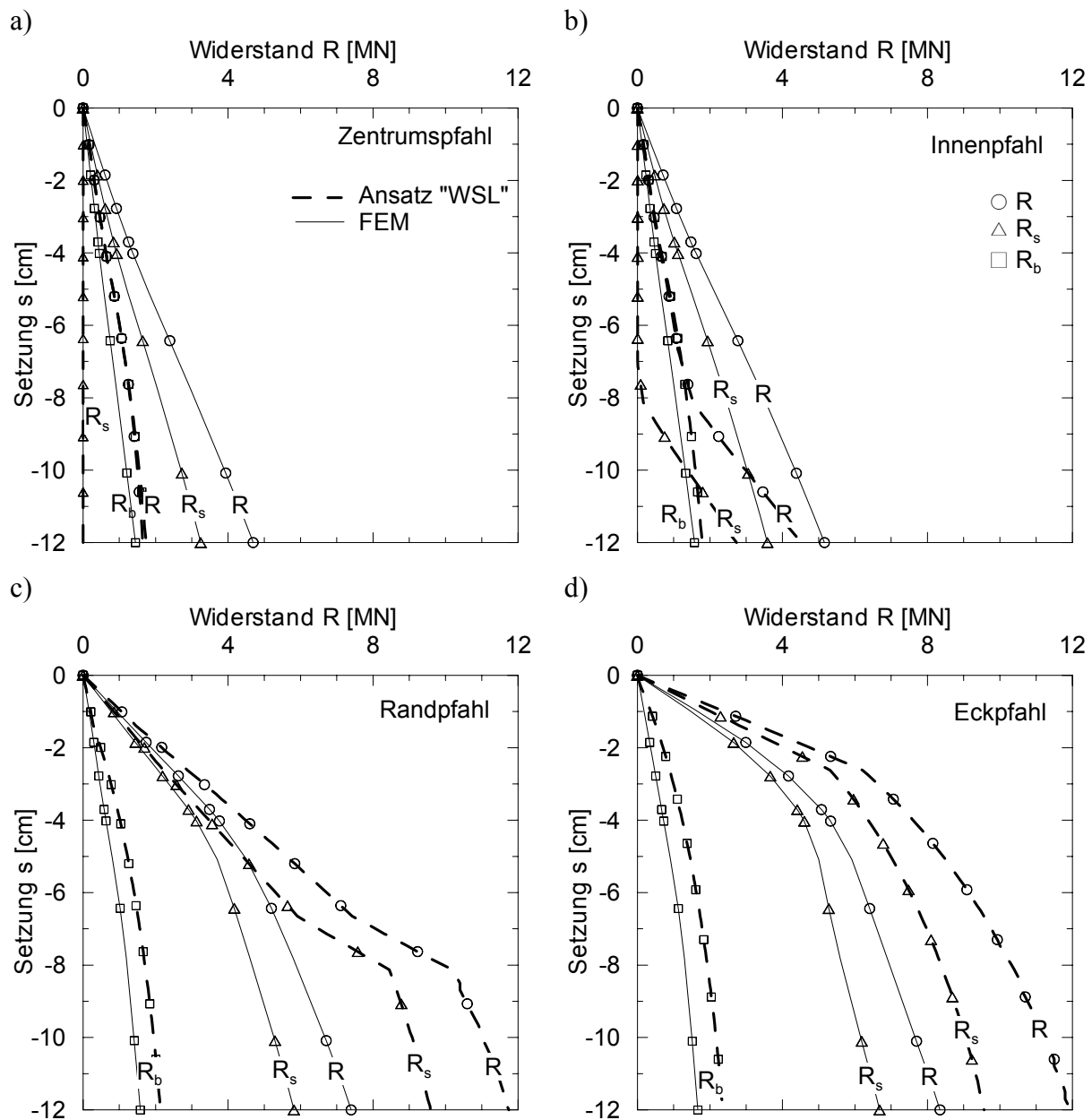


Bild 7.13: Gegenüberstellung der berechneten Widerstands-Setzungslinien nach dem analytischen Berechnungsverfahren und der FEM bei einer 5x5-Pfahlgruppe. Nichtbindiger Boden, $E_S = 50 \text{ MN/m}^2$, Pfahl: $L = 24,0 \text{ m}$, $D = 1,2 \text{ m}$, $a = 3 \cdot D$

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass das vorgestellte analytische Berechnungsverfahren i. Allg. das Verhalten einer Pfahlgruppe weitestgehend zufriedenstellend, aber nicht genau, wiedergibt. Tendenziell werden dabei die Pfahlwiderstände insbesondere vom Zentrumpfahl und von den Innenpfählen in Abhängigkeit vom Grad der Gruppenwirkung unterschätzt. Je stärker die Gruppenwirkung ist, umso größer ist dieser Effekt. Bei hohen Steifemoduln des

Bodens kann es auch zu einem Überschätzen der Eck- und Randpfähle kommen. Insgesamt zeigt sich aber, dass beide analytischen Berechnungsansätze geeignet sind, die Widerstandssetzungslinien von Gruppenpfählen zumindest im Rahmen von ingenieurmäßiger Betrachtungsweise zutreffend zu ermitteln.

8 Untersuchungen zum Tragverhalten von Pfahlgruppen

8.1 Parameterstudie für Bohrpfähle

8.1.1 Randbedingungen

Zum Verhalten von Pfählen in einer Gruppe ist eine umfangreiche Parameterstudie durchgeführt worden, die zunächst die Einflüsse aus

- Gruppengeometrie (Pfahllänge, -abstand, -durchmesser),
- Bodenart (Bodenkenngrößen nach Tabelle 8.1),
- Einwirkungen (Belastungsart und Höhe) und
- Grenzzuständen bzw. einer vorgegebenen Setzung

berücksichtigt. Dazu wurde zunächst von einer 5x5-Pfahlgruppe mit Bohrpfählen ausgegangen. Die Bezeichnung der Pfähle wird entsprechend Bild 8.1 verwendet. Die Pfahlkopfplatte ist als ideal starr ($EI = \infty$) angenommen.

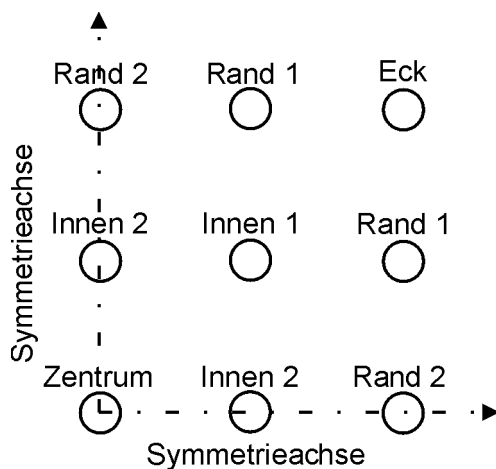
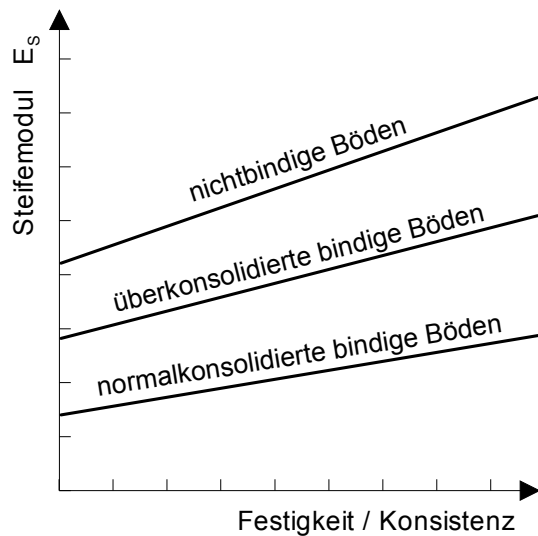


Bild 8.1:

Bezeichnung der Pfähle in Abhängigkeit der Stellung in der Pfahlgruppe, Beispiel einer 5x5-Pfahlgruppe

Bezüglich der Bodenarten wurde versucht, ein möglichst repräsentatives Spektrum für häufig anzutreffende Bodenarten abzudecken. Bei ersten Untersuchungen hat sich der Steifemodul als der maßgebliche Parameter für die Entwicklung der Gruppenwirkung herausgestellt. Damit ein weiterer Bereich für diesen Parameter abgedeckt ist, wurde der Wert für den Steifemodul von 3 bis 70 MN/m² variiert. Den Steifemodulen wurden entsprechende sinnvolle Scherparameter zugeordnet. Dabei wurden sowohl nichtbindige als auch normal- und überkonsolidierte bindige Böden betrachtet. Die bindigen Böden sind in Steifigkeitsklassen unterteilt. Die nichtbindigen Böden werden nach Festigkeiten in Anlehnung an DIN 1055-2 (z.Z. Entwurf) unterschieden. Die qualitative Abhängigkeit des Steifemoduls E_S von der Bodenart ist in Bild 8.2 dargestellt.

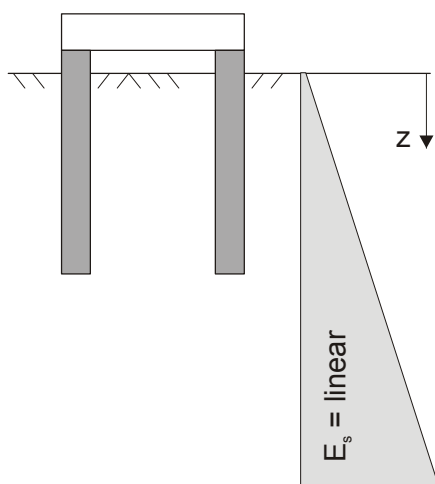
**Bild 8.2:**

Qualitative Abhängigkeit des Steifemoduls E_s von der Bodenart

Der Steifemodul E_s ist eine spannungsabhängige Bodenkenngröße und nimmt i. Allg. mit der Tiefe zu, siehe z.B. Soos (2001) und Bild 8.3 a. Um in der Parameterstudie die Einflüsse aus Steifemodul und Pfahllänge getrennt erfassen zu können, wurde jedoch von einem mittleren Steifemodul ausgegangen, der über die gesamte Modelltiefe angesetzt wurde, siehe Bild 8.3 b.

Hierbei ist zu beachten, dass durch den konstant gewählten Steifemodul das Berechnungsmodell nicht die natürliche Steifigkeitszunahme des Untergrundes mit der Tiefe erfasst und dadurch die berechneten Setzungen in Abhängigkeit von der abgebildeten Modelltiefe überschätzt werden können.

a)



b)

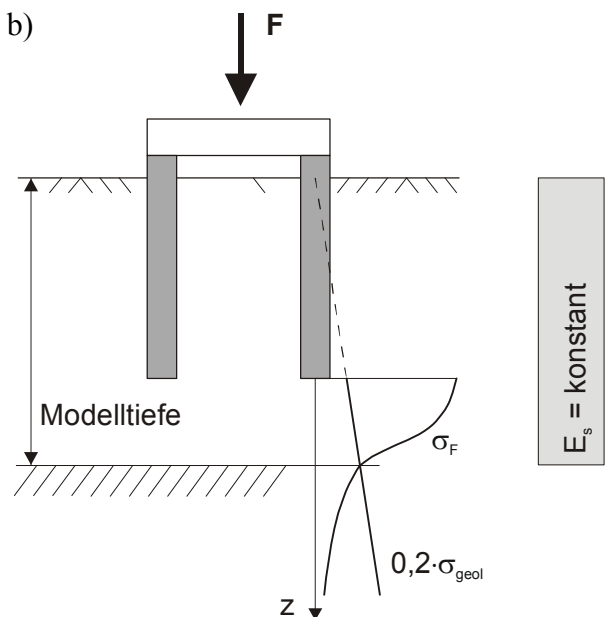


Bild 8.3: a) Lineare Zunahme des Steifemoduls mit der Tiefe z , b) vereinfachter über die Tiefe konstanter Steifemodulverlauf und Festlegung der Grenztiefe für das Berechnungsmodell

Um dies in der Parameterstudie zu kompensieren, wurde die Modelltiefe nach dem Kriterium für Setzungsberechnungen nach DIN 4019 auf die Tiefe festgelegt, bei der die lotrechten Bodenspannungen infolge der Gründungslasten 20 % der Überlagerungsspannung betragen. In tieferen Bereichen werden erfahrungsgemäß nur noch vernachlässigbar kleine Verformungen im Untergrund hervorgerufen, siehe DIN 4019. Die Gleichwertigkeit dieser Vorgehensweise ist durch Vergleichsberechnungen belegt.

Die angesetzten Bodenkenngrößen finden sich in Tabelle 8.1.

Für die Parameterstudie wurde davon ausgegangen, dass die Pfahlgründungen im Grundwasser stehen.

Tabelle 8.1: Angesetzte Bodenkenngrößen

	Weichschicht	Bindige Böden normalkonsolidiert			Bindige Böden überkonsolidiert			Nichtbindige Böden		
		Steifigkeitsklasse						Festigkeit		
		1	2	3	4	5	6	gering	mittel	hoch
Reibungswinkel φ' [°]	20	25	25	25	25	20	20	32,5	35	40
Kohäsion c' [kN/m²]	0	0	5	10	10	20	40	0	0	0
Wichte (erdfeucht) γ [kN/m³]	14	17,5	18,5	19,5	17,5	18,5	19,5	17	19	21
Wichte (unter Auftrieb) γ' [kN/m³]	4	7,5	8,5	9,5	7,5	8,5	9,5	9,5	11,5	12,5
Dilatanzwinkel ψ [°]	0	0	0	0	0	0	0	2,5	5	10
Steifemodul E_S [MN/m²]	1,5	3	6	9	15	20	25	30	50	70
Elastizitätsmodul E [MN/m²]	0,4	2,2	4,5	6,5	11	15	19	22	37	52
Querdehnzahl ν [-]	0,45	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
Erdruchedruckbeiwert K_0 [-]	0,66	0,58	0,58	0,58	0,58	0,66	0,66	0,46	0,43	0,36

In weiteren Berechnungen wurde der Einfluss betrachtet, der sich ergibt durch

- die Steifigkeit der Pfahlkopfplatte und
- die Größe der Pfahlgruppe.

Der Einfluss der Herstellungsart der Pfähle wurde auf Grundlage von Groß- und Modellversuchen berücksichtigt.

Die Variation der in der Parameterstudie veränderlichen Größen ist in Tabelle 8.2 aufgeführt.

Tabelle 8.2: Bandbreite der variablen Größen für die Parameterstudie

	Wert	Einheit
Pfahldurchmesser D	0,30 / 0,40 / 0,60 / 0,90 / 1,20 / 1,50	m
Pfahllänge L	9 / 12 / 18 / 24	m
Pfahlabstand a	$3 \cdot D$ / $6 \cdot D$ / $9 \cdot D$	-
Bodenart	nichtbindige Böden bindige Böden (normal- und überkonsolidiert)	-
Pfahlkopfplattensteifigkeit EI	∞ (biegesteif)	MNm ²
Herstellungsart der Pfähle	Bohr- und Verdrängungspfähle	-
Gruppengröße	Einzelpfahl, Gruppen bis 81 Pfähle	-

Die Berechnungen wurden jeweils bis zu einer Setzung von $0,1 \cdot D$ durchgeführt. Der maßgeblich betrachtete Bereich ist allerdings der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, der bei Bohrpfählen in der Größenordnung von $0,02 \cdot D$ bis $0,03 \cdot D$ angesetzt werden kann. Bei Verdrängungspfählen geht dieser nach *Witzel (2004)* bis etwa $0,035 \cdot D_{eq}$.

8.1.2 Zielsetzung der Parameterstudie

Die Zielsetzung der Parameterstudie liegt in der Ableitung eines vereinfachten, praxisorientierten Verfahrens für die Ableitung der Gruppenwirkung von Pfahlgruppen. Dieses soll so aufgebaut werden, dass von einer definierten Pfahlgruppe als Bezugssystem ausgegangen wird, für diese Bezugspfahlgruppe werden Nomogramme für den Gruppenfaktor bezogen auf den Pfahlwiderstand $G_{R,i}$ erstellt. Für alle andersartigen Pfahlgruppen sollen zusätzliche Nomogramme mit Einflussfaktoren für die zur Bezugspfahlgruppe abweichenden Parameter erstellt werden, die jeweils miteinander zu multiplizieren sind. Im Weiteren wird dieses ver-

einfachte Verfahren als Nomogrammverfahren bezeichnet, in dem sich der Gruppenfaktor $G_{R,i}$ ergibt zu:

$$G_{R,i} = \frac{R_{G,i}}{R_E} = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \cdot \lambda_5 \cdot \dots \cdot \lambda_x \quad (8.1)$$

mit:

$G_{R,i}$	Gruppenfaktor bezüglich der Widerstände für den i-ten Pfahl einer Gruppe
$R_{G,i}$	Gruppenpfahlwiderstand (i-ter Pfahl)
R_E	Pfahlwiderstand eines vergleichbaren Einzelpfahles
λ_1	Einflussfaktor Bodenart, Gruppengeometrie (Pfahllänge L , Einbindetiefe d , Pfahlabstand a), betrachtete Setzung s
λ_2	Einflussfaktor Gruppengröße
λ_3	Einflussfaktor Pfahlart
λ_4	Einflussfaktor Steifigkeit der Pfahlkopfplatte EI
λ_5	Einflussfaktor Pfahldurchmesser D
λ_x	weitere Einflussfaktoren

Der Gruppenfaktor kann ebenfalls auf Setzungen bezogen werden. Hierfür sollen gleichermaßen Nomogramme für eine definierte Standardgruppe erstellt werden. Zur Berücksichtigung von Parametern, die von der Standardgruppe abweichen, werden weitere Nomogramme mit Einflussfaktoren entwickelt, die jeweils miteinander zu multiplizieren sind. Der auf die Setzungen bezogene Gruppenfaktor G_s ergibt sich zu:

$$G_s = \frac{s_G}{s_E} = S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \cdot S_4 \cdot S_5 \cdot \dots \cdot S_x \quad (8.2)$$

mit:

G_s	setzungsbezogener Gruppenfaktor für die mittlere Setzung einer Pfahlgruppe
s_G	mittlere Setzung einer Pfahlgruppe
s_E	Setzung eines vergleichbaren Einzelpfahles
S_1	Einflussfaktor Bodenart, Gruppengeometrie (Pfahllänge L , Einbindetiefe d , Pfahlabstand a)
S_2	Einflussfaktor Gruppengröße
S_3	Einflussfaktor Pfahlart
S_4	Einflussfaktor Steifigkeit der Pfahlkopfplatte EI
S_5	Einflussfaktor Pfahldurchmesser D
S_x	weitere Einflussfaktoren

Für die Parameterstudie und die späteren Auswertungen wurden folgende Begriffe festgelegt:

- Als **Gruppenwirkung** wird die Beeinflussung eines Pfahles durch die umliegenden Pfähle beschrieben, durch die das veränderte Widerstands-Setzungsverhalten eines Gruppenpfahles gegenüber einem unbeeinflussten Einzelpfahl zurückzuführen ist.
- Der **Gruppenfaktor** $G_{R,i}$ beschreibt das Maß der Gruppenwirkung bezüglich der Pfahlwiderstände und ist definiert als der Quotient zwischen dem Widerstand des Gruppenpfahles zum Widerstand des Einzelpfahles bei gleicher Setzung, siehe Gleichung (8.1). Es sei darauf hingewiesen, dass sich die Gruppenwirkung und der Gruppenfaktor $G_{R,i}$ reziprok zueinander verhalten, d.h. wenn die Gruppenwirkung zunimmt, verringert sich der Gruppenfaktor $G_{R,i}$.
- Der **Gruppenfaktor** G_s beschreibt das Maß der Gruppenwirkung bezüglich der Setzungen und ist definiert als der Quotient zwischen der mittleren Gruppensetzung zur Setzung des Einzelpfahles bei gleicher Einwirkung, siehe Gleichung (8.2). Der Gruppenfaktor G_s verhält sich analog zur Gruppenwirkung, d.h. mit steigender Gruppenwirkung nimmt auch der Gruppenfaktor G_s zu.
- Die **Einflussfaktoren** beziehen sich jeweils auf einen der Gruppenfaktoren $G_{R,i}$ oder G_s und erfassen die Gruppenwirkung infolge unterschiedlicher Parameter. Das Produkt aller Einflussfaktoren ergibt den Gruppenfaktor, siehe Gleichung (8.1) oder (8.2).

8.2 Belastungssituationen

Im Allgemeinen treten bei Pfählen bzw. Pfahlgruppen kombinierte Einwirkungen aus vertikalen und horizontalen Lasten auf. Es hat sich aber gezeigt, dass für die meisten praktischen Fälle diese beiden Einwirkungsanteile getrennt voneinander betrachtet werden können, da sich das vertikale und horizontale Tragverhalten der Pfähle nur gering beeinflussen, *Mattes/Poulos (1969), Butterfield/Banerjee (1971a)*.

Eigene Untersuchungen zum Einfluss einer horizontalen Einwirkung auf die vertikale Pfahltragfähigkeit bzw. Gruppenwirkung wurden an einer 5x5-Pfahlgruppe für nichtbindige und bindige Böden durchgeführt. Der Betrag der horizontalen Einwirkung je Pfahl betrug dabei 10 % des vertikalen Pfahlwiderstandes des am stärksten belasteten Pfahles (Eckpfahl).

Bild 8.4 zeigt die Widerstands-Setzungslinien für drei unterschiedliche Gruppenpfähle (Zentrums-, Rand- und Eckpfahl) jeweils mit und ohne horizontale Einwirkung. Es kommt zu

keiner erkennbaren Beeinflussung des vertikalen Pfahltragverhaltens durch die zusätzlich wirkende Horizontalkraft.

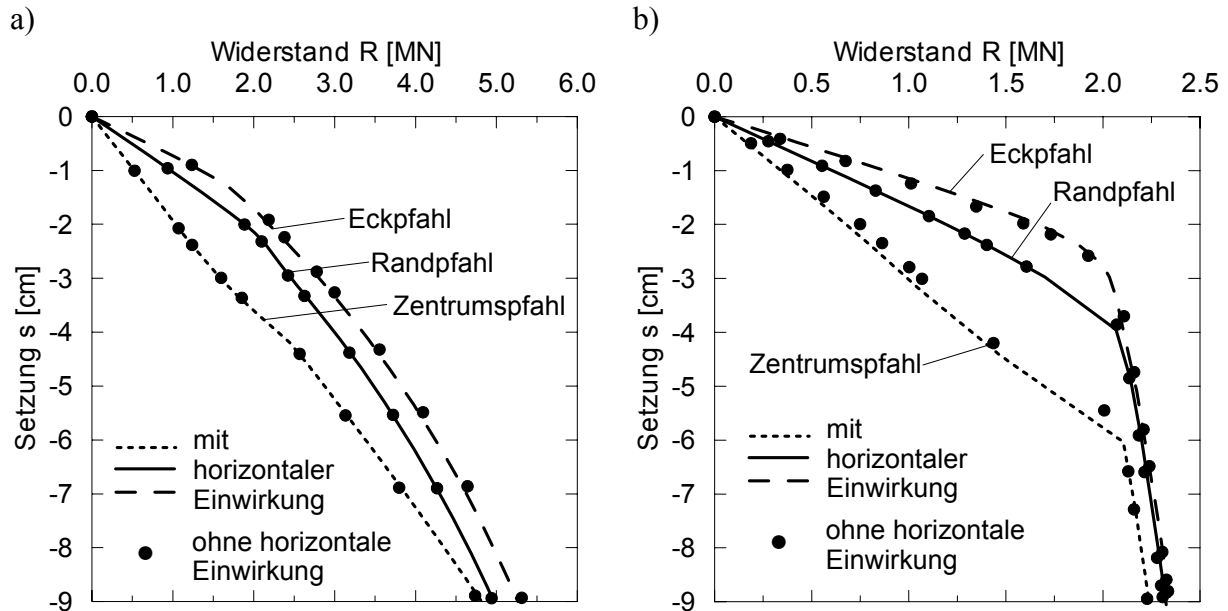


Bild 8.4: Einfluss einer horizontalen Einwirkung auf die vertikale Tragfähigkeit einer 5x5 Pfahlgruppe ($L = 18\text{m}$, $D = 0,90\text{ m}$, $d = 6 \cdot D$), a) nichtbindiger Boden mit mittlerer Festigkeit nach Tabelle 8.1, b) bindiger Boden, überkonsolidiert, $E_S = 20\text{ MN/m}^2$

Für die weiteren eigenen Untersuchungen zur vertikalen Gruppenwirkung wurde vereinfachend von einer reinen Vertikalbeanspruchung ausgegangen.

Die Lasteinleitung auf die Pfahlkopfplatte geschieht sowohl über Flächenlasten als auch durch Punktlasten über den Pfählen, siehe Bild 8.5. Der Betrag beider Lastarten ist dabei je die halbe Gesamtlast. Es wurde bewusst nicht vom ungünstigsten Fall ausgegangen, dass konzentrierte Einzellasten genau in der Mitte zwischen zwei Pfählen wirken. Vielmehr sollte berücksichtigt werden, dass trotz beliebig denkbarer Lastverteilungen die Pfähle sinnvollerweise dort anzuordnen sind, wo konzentrierte Lasten in die Pfahlkopfplatte eingeleitet werden.

Wie in Abschnitt 8.3.1.5 beschrieben ist, ist die Verteilung der vertikalen Einwirkungen unter Annahme einer biegesteifen Pfahlkopfplatte für die Ableitung der äußeren Standsicherheit der Gründung und die Entwicklung der Gruppenwirkung vernachlässigbar.

Momentenbeanspruchungen auf Pfahlgründungen können beispielsweise aus hoch angreifenden Horizontallasten entstehen, siehe Bild 8.6 a. Da in den eigenen Untersuchungen zur Gruppenwirkung die aufgehende Konstruktion nicht explizit abgebildet werden soll, muss eine Ersatzlast gefunden werden, die eine zur hochangreifenden Horizontallast vergleichbare

Beanspruchung der Pfahlgründung hervorruft. Dies ist bei einem entgegengesetzt gerichteten Kräftepaar nach Bild 8.6 b gegeben. In beiden Fällen entspricht sich die resultierende vertikale Beanspruchung der Pfähle bei einer entsprechenden Wahl der horizontalen und vertikalen Einwirkungen. Der Horizontalkraftanteil auf die Pfahlkopfplatte kann hier, wie oben erwähnt, vernachlässigt werden.

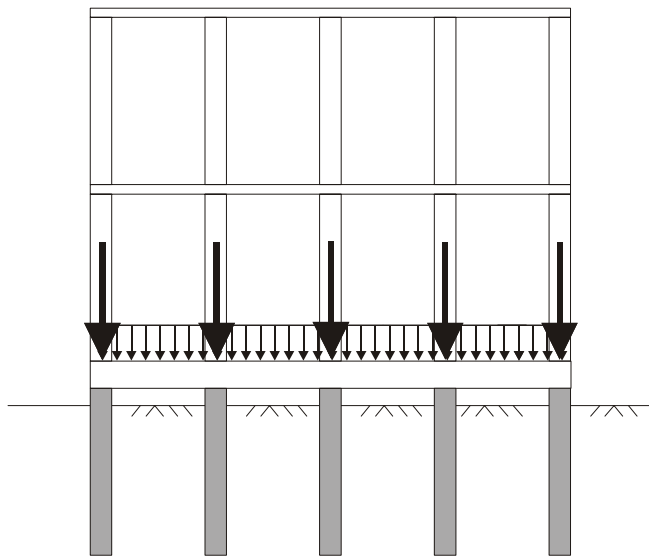


Bild 8.5:

Lasteinleitungspunkte und Belastungssituationen für die Parameterstudie bei vertikaler zentrischer Belastung

Das entgegengesetzt gerichtete Kräftepaar wird zusätzlich zu den in Bild 8.5 gezeigten konzentrierten Einzellasten und der Flächenlast angesetzt, so dass sich insgesamt eine exzentrisch angreifende vertikale Einwirkung auf die Pfahlgründung ergibt.

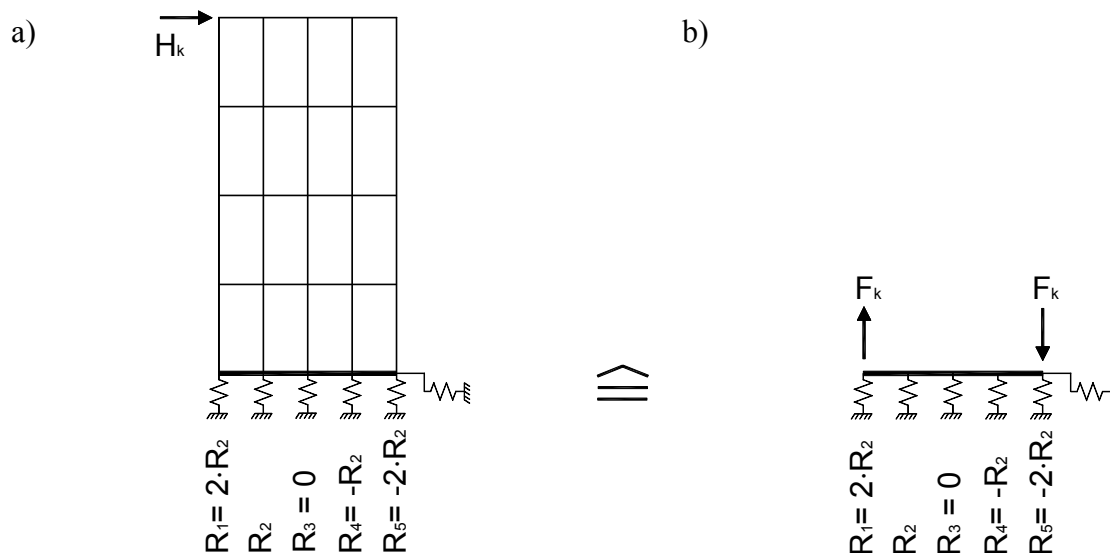


Bild 8.6: Verteilung der vertikalen Auflagerkräfte bei einem statischen System mit a) hoch angreifender Horizontalkraft und b) entgegengesetzt gerichtetem Kräftepaar

8.3 Vertikal belastete Bohrpfahlgruppen

8.3.1 Widerstände bei Bohrpfahlgruppen

8.3.1.1 Bezugspfahlgruppe

Es wurde zunächst von einer 5x5 Bohrpfahlgruppe mit einem Pfahldurchmesser von $D = 0,90$ m und einer starren Pfahlkopfplatte ausgegangen. Unter dem Begriff „starr“ ist auch im Folgenden eine unendliche Biegesteifigkeit zu verstehen, siehe auch Abschnitt 8.3.1.5.

Die Auswertung der Berechnungsergebnisse erfolgt anhand der Widerstands-Setzungslinien jedes einzelnen Gruppenpfahles. Dabei werden Pfahlmantel- und Pfahlfußwiderstand getrennt voneinander erfasst. Neben der absoluten Darstellungsweise werden die Widerstands-Setzungslinien auch auf den Widerstand des Einzelpfahles bezogen dargestellt. Diese Darstellungsform gibt den Gruppenfaktor nach Gleichung (2.2) wieder. Die verwendete Darstellungsform der Ergebnisse ist beispielhaft im Anhang C.1 abgebildet.

8.3.1.2 Bodenart

Die Parameterstudie beginnt für die in Tabelle 8.1 aufgeführten Bodenarten mit der Geometrie der Bezugspfahlgruppe (5x5 Pfähle) unter Variation der Pfahllängen und –abstände.

Die Berechnungsergebnisse werden auf der Abszisse über die Größe a/d (Pfahlabstand zu Einbindelänge) aufgetragen. Da dies eine bisher neue Darstellungsweise ist, die in keinem direkten Zusammenhang mit der bisher üblichen Darstellungsweise über a/D (Pfahlabstand zu Pfahldurchmesser) steht, sind in Bild 8.7 einige Beispiele zu möglichen Gruppengeometrien bei unterschiedlichen Werten von a/d gegeben. Dabei weisen Gruppen mit kleinen a/d -Verhältnissen tendenziell kleinere Pfahlabstände und größere Einbindelängen in die tragfähige Schicht auf, mit steigenden Werten für a/d sind diese Verhältnisse reziprok dazu.

Mit dieser Darstellungsform ergibt sich der in Bild 8.8 a dargestellte Verlauf der Berechnungsergebnisse. Die einzelnen Punkte lassen sich sehr gut mit einem einzigen Graph beschreiben. Demgegenüber reihen sich die Berechnungsergebnisse bei der sonst üblichen Anordnung über die Bezugsgröße a/D (Pfahlabstand zu Pfahldurchmesser) in vertikalen Geraden bei den jeweils betrachteten bezogenen Pfahlabständen von $a/D = 3, 6$ und 9 auf, siehe Bild 8.8 b. Daraus wird deutlich, dass die erste Darstellungsweise günstiger für die Ableitung von allgemeinen Nomogrammen ist. Weiterhin lässt sich schließen, dass die Gruppenwirkung in einem viel stärkeren Maße von der Einbindelänge und dem Absolutwert des Pfahlabstandes als vom Pfahldurchmesser abhängt, siehe dazu auch Abschnitt 8.3.1.3.

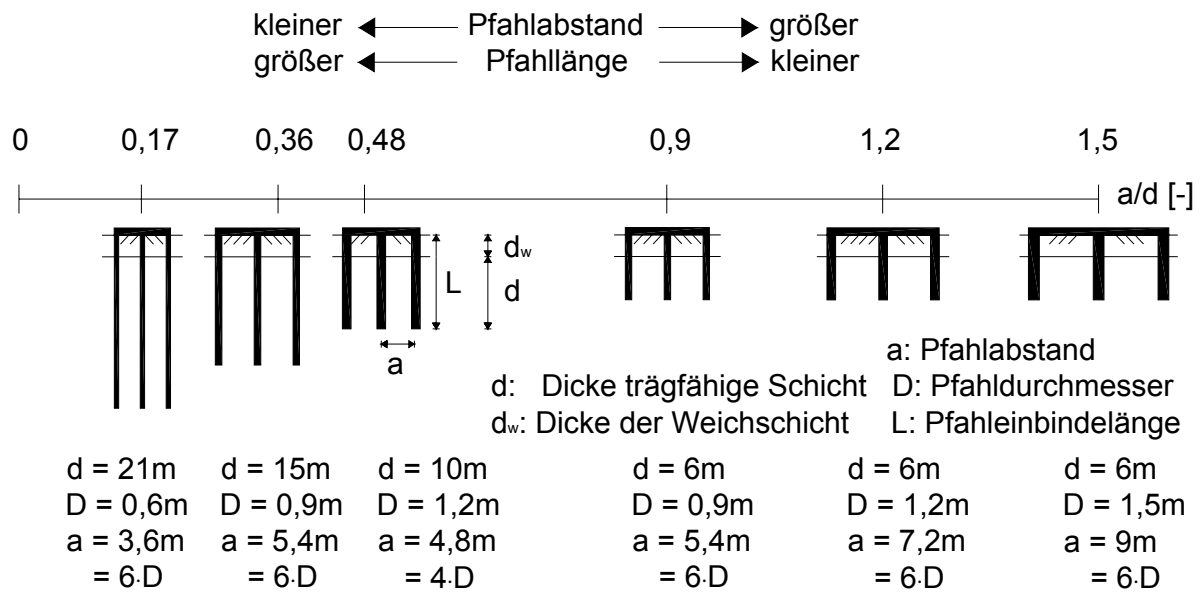


Bild 8.7: Beispiele zur Pfahlgruppengeometrie bei unterschiedlichen Werten für a/d

Es ergibt sich für jede Bodenart, normal- bzw. überkonsolidierte bindige sowie nichtbindige Böden, ein eigenes Bild der Gruppenwirkung. Die weiteren Ergebnisse für die Gruppenwirkung bei der Standardgruppe zeigen die Diagramme im Anhang C, Bild C.2.1 bis Bild C.2.6.

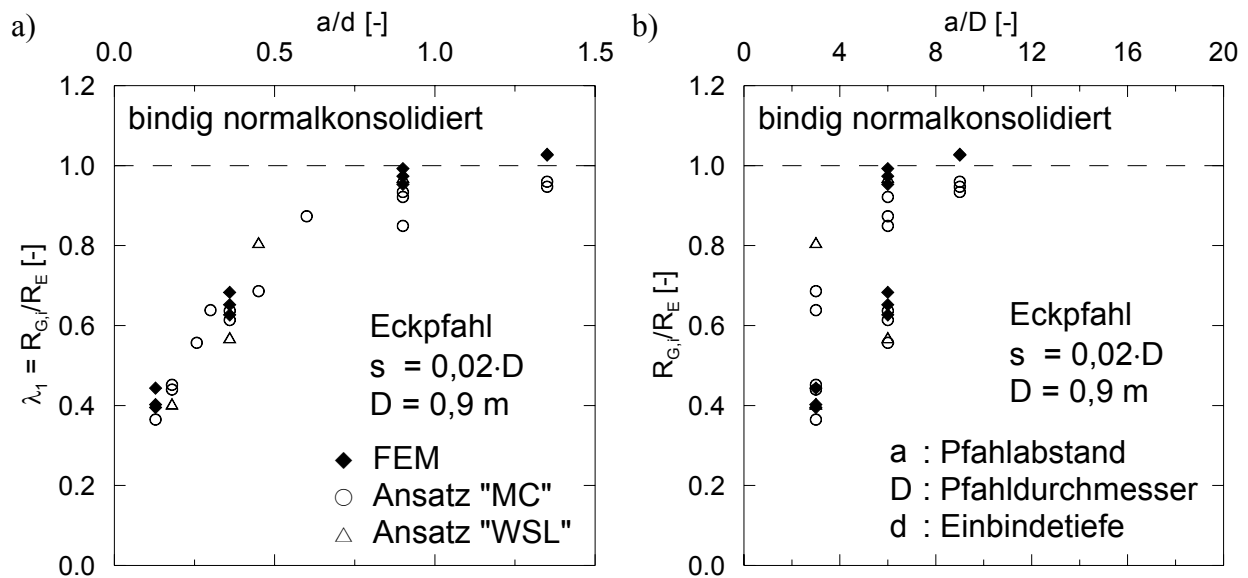


Bild 8.8: Unterschiedliche Darstellung der Gruppenfaktoren für Eckpfähle der Standardgruppe bei einer Setzung von $s = 0,02 \cdot D$ bezogen auf das Verhältnis
 a) Pfahlabstand/Einbindelånge a/d und b) Pfahlabstand/Pfahldurchmesser a/D

Dabei weisen die Eckpfåhle erwartungsgemå die größten Pfåhlwiderstånde auf. Die Innenpfåhle werden am geringsten belastet. Je kleiner die betrachtete Setzung ist, um so größer fallen die Differenzen zwischen den Pfåhlwiderstånden in Abhångigkeit von der Stellung in

der Gruppe aus. Mit größer werdenden Setzungen gleichen sich die Pfahlwiderstände in der Gruppe an. Dieses Verhalten ist bei allen Berechnungen in bindigen Böden bis hin zur betrachteten Grenzsetzung von $0,1 \cdot D$ zu beobachten, so dass die innen liegenden Pfähle stets kleinere Widerstände als die Eck- und Randpfähle aufweisen.

Bei nichtbindigen Böden ist eine leicht differenzierte Entwicklung der Verteilung der Pfahlwiderstände in der Gruppe mit der Setzung festzustellen. Auch hier weisen zunächst die Eckpfähle die größten und die Innenpfähle die geringsten Pfahlwiderstände auf. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit zeigen die Innenpfähle allerdings eine teilweise geringere Beeinflussung infolge Gruppenwirkung als die Randpfähle. Es ist auch denkbar, dass bei größeren als den hier betrachteten Setzungen die innen liegenden Pfähle das günstigste Tragverhalten aufweisen und einen höheren Widerstand als die Eck- und Randpfähle erreichen können.

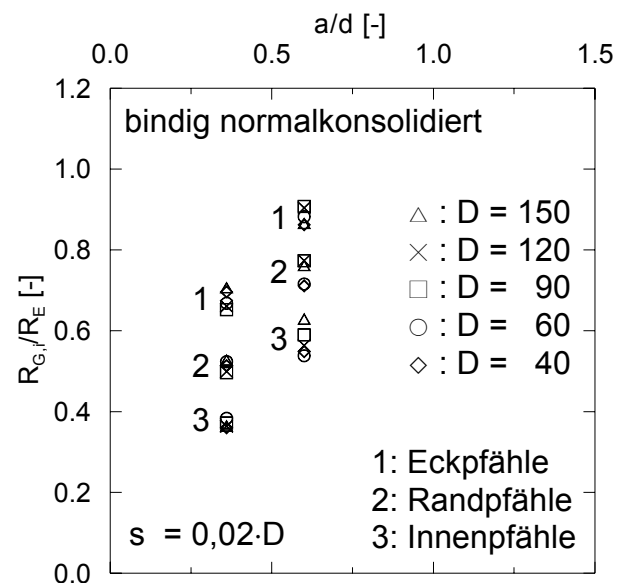
Aus den Berechnungsergebnissen werden Nomogramme für den Einflussfaktor λ_I für das Nomogrammverfahren abgeleitet, siehe Bild 9.7 bis Bild 9.9.

8.3.1.3 Pfahldurchmesser

Zu den bisher durchgeführten Berechnungen mit einem Pfahldurchmesser von $D = 0,9$ m werden im Weiteren alle Pfahldurchmesser nach Tabelle 8.2 mit $D = 0,3 \div 1,5$ m betrachtet. Für diese Durchmesser ist in Bild 8.9 die Gruppenwirkung bei einem konstanten Pfahlabstand-Einbindetiefe-Verhältnis von $a/d = 0,36$ und $0,6$ bei sonst gleichbleibenden Randbedingungen dargestellt. Es zeigt sich, dass sich für die Gruppenwirkung nahezu identische Werte für alle Pfahldurchmesser ergeben. Die auftretenden Streuungen zeigen keine direkte Abhängigkeit vom Durchmesser.

Bild 8.9:

Variation des Pfahldurchmesser zwischen $D = 0,40$ m bis $1,50$ m bei einem konstanten Verhältnis $a/d = 0,36$ bzw. $0,6$ (FEM)



Da für die gewählte Darstellungsform in Bild 8.8 a der Pfahldurchmesser keinen Einfluss auf den Verlauf der Graphen für den Gruppenfaktor hat, können die Ergebnisse für den Gruppenfaktor aus den Berechnungen mit unterschiedlichen Durchmessern in einem Bild durch einen Graphen zusammengefasst werden, siehe Bild 8.10 a.

Deutlich ist die Anordnung der Rechenwerte entlang eines Graphen in Bild 8.10 a zu erkennen. Demgegenüber werden in Bild 8.10 b die Ergebnisse noch mal nach der bisher üblichen Darstellungsform über das Verhältnis Pfahldurchmesser D bezogen auf den Pfahlabstand a aufgetragen. Hierbei ergibt sich keine systematische Anordnung der Rechenwerte und der Vorteil der gewählten Darstellungsform aus Bild 8.10 a wird damit nochmals belegt.

Weitere Berechnungsergebnisse für den Gruppenfaktor zeigen die Diagramme im Anhang C, Bild C.2.1 bis Bild C.2.6.

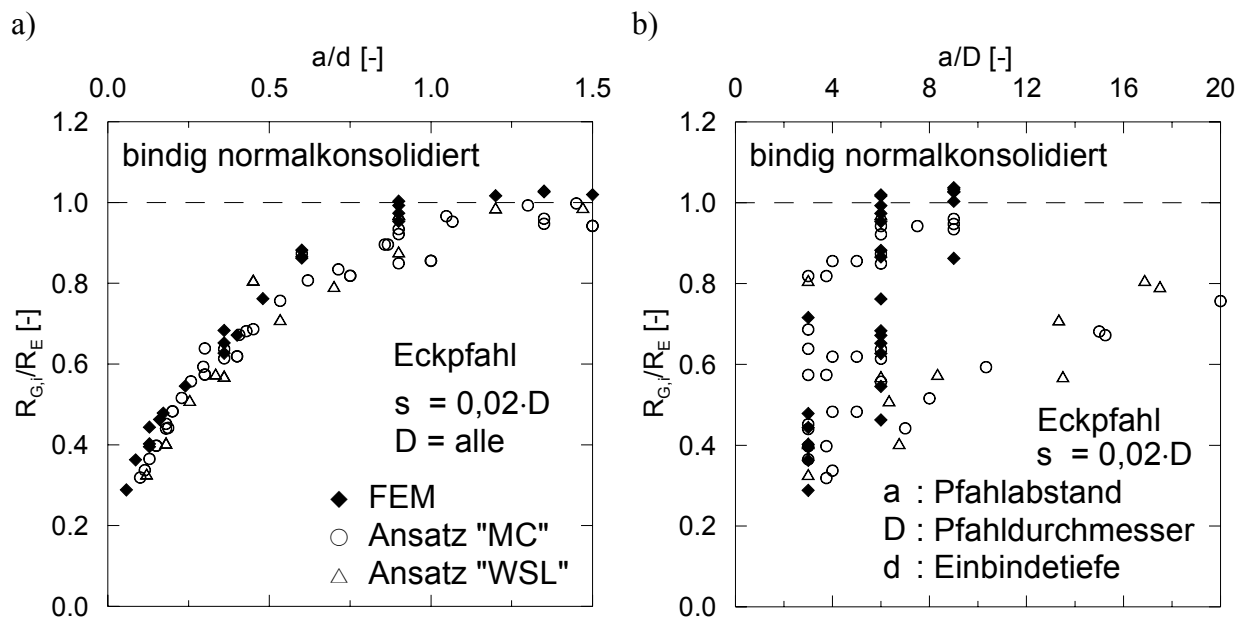


Bild 8.10: Gruppenfaktoren für die Eckpfähle einer 5x5-Pfahlgruppe mit allen betrachteten Pfahldurchmessern bei einer Setzung von $s = 0,02 \cdot D$ bezogen auf das Verhältnis a) Pfahlabstand zu Einbindelänge a/d und b) Pfahlabstand zu Pfahldurchmesser a/D

Da kein Einfluss der Gruppenwirkung vom Pfahldurchmesser bei der hier vorgestellten Darstellungsform zu erkennen ist, kann der Einflussfaktor λ_5 für den Pfahldurchmesser im Weiteren mit $\lambda_5 = 1,0$ angesetzt werden.

An dieser Stelle sei aber darauf hingewiesen und betont, dass der Gruppenfaktor G_R nur eine relative Abminderung der Pfahltragfähigkeit infolge Gruppenwirkung bezogen auf einen

Einzelpfahl beschreibt. So ist zwar der dimensionslose Gruppenfaktor G_R vom Pfahldurchmesser unabhängig, gleichzeitig ergeben sich aber für unterschiedliche Pfahldurchmesser abweichende Absolutwerte für die vorhandene Gruppenwirkung, da sowohl ein anderer Bezugseinzelpfahl angesetzt werden muss als auch von einer unterschiedlich hohen Einwirkung oder Setzung ausgegangen werden könnte.

8.3.1.4 Größe der Pfahlgruppe

Ausgehend von der quadratischen Bezugspfahlgruppe mit $n_G = 25$ Pfählen werden im Folgenden quadratische Pfahlgruppen mit $n_G = 4$ bis 81 Pfählen betrachtet.

Unabhängig von der Gruppengröße sind in der Gruppe drei charakteristische Bereiche erkennbar, denen jeweils eine der Pfahlarten Eck-, Rand- oder Innenpfahl nach Bild 2.1 zugewiesen werden kann. Nach der Definition in Bild 2.1 sind die Eck- und Randpfähle jeweils nur die in der äußersten Reihe stehenden Pfähle einer Gruppe. Es kann allerdings vermutet werden, dass für größere Pfahlgruppen diese Definition auch auf mehrere Reihen am Rand einer Pfahlgruppe erweitert werden muss. Die durchgeführten Untersuchungen ergeben jedoch, dass diese Vermutung nicht zutrifft. Zwar kann teilweise bei den untersuchten Pfahlgruppen mit $n_G = 49$ und mehr Pfählen für die zweite Reihe ein höherer Pfahlwiderstand als bei den übrigen Innenpfählen beobachtet werden, trotzdem weisen diese Pfähle einen deutlich geringeren Widerstand als die als Randpfähle definierten Pfähle auf und sind deshalb ebenfalls als Innenpfähle zu behandeln. Eine weitere Unterteilung der Innenpfähle wäre zwar denkbar, allerdings ist die Entwicklung der Pfahlwiderstände mit der Setzung innerhalb der Gruppe so unterschiedlich, dass eine sinnvolle Unterteilung, die allgemeingültig für alle betrachteten Einwirkungs- bzw. Setzungszustände ist, nicht gefunden werden kann.

In der Auswertung werden die Pfahlwiderstände $R_{G,i,n_G=x}$ auf die Widerstände von Pfählen der gleichen Position der Bezugspfahlgruppe $R_{G,i,n_G=25}$ bei gleicher Setzung bezogen. Dieser Quotient beschreibt den Anpassungsfaktor für die Gruppengröße, der in Abschnitt 9 mit λ_2 bezeichnet wird. Berechnungsergebnisse sind beispielhaft in Bild 8.11 dargestellt, weitere Ergebnisse enthält Anhang C, Bild C.2.7 und Bild C.2.8.

An den Eck- und Randpfählen treten nur geringe Beeinflussungen der Gruppenwirkung infolge der Gruppengröße auf. Bei den Innenpfählen beträgt der höchste Wert des Anpassungsfaktors für die Gruppengröße 2,35. Die maximalen Werte treten bei kleinen Pfahlabstand-Einbindetiefe-Verhältnissen auf, bei Werten von $a/d > 0,5$ ist keine Beeinflussung der Gruppenwirkung von der Gruppengröße mehr festzustellen.

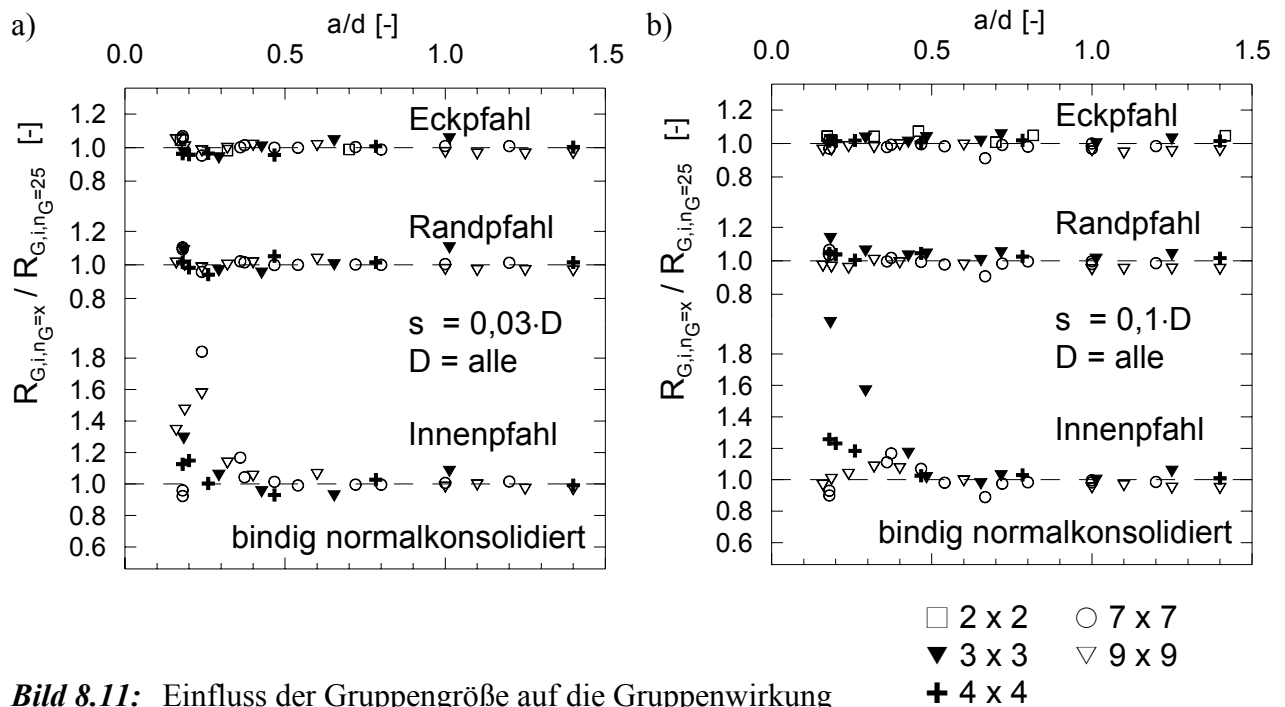


Bild 8.11: Einfluss der Gruppengröße auf die Gruppenwirkung

Bei der Bewertung des Einflusses der Gruppengröße ist zu beachten, dass sich bei kleinen Pfahlabstand-Einbindetiefe-Verhältnissen wesentlich höhere Anpassungsfaktoren ergeben als für den Bereich mit größeren Pfahlabstand-Einbindetiefe-Verhältnissen. Gleichzeitig muss hierbei aber der Bezugswert besonders beachtet werden und dass dieser bei kleinen Pfahlabstand-Einbindetiefe-Verhältnissen, insbesondere bei den Innenpfählen, sehr klein ist und teilweise unter 10 % liegt. Wird nun ein Anpassungsfaktor auf diesen kleinen Wert bezogen, so können sich trotz kleiner Abweichungen große Anpassungsfaktoren ergeben.

Beträgt beispielsweise der Bezugswert 7 % und bei geändertem Pfahlsystem ergibt sich für den Gruppenfaktor ein Wert von 12 %, so erhält man einen Anpassungsfaktor von 1,7 ($7\% \cdot 1,7 = 12\%$), obwohl die absolute Abweichung von 5 % nur gering ist. Legt man einen Bezugswert von 80 % zugrunde, so erhält man bei der gleichen Abweichung von 5 % einen Anpassungsfaktor von 1,06 ($80\% \cdot 1,06 = 85\%$). Dieses einfache Zahlenbeispiel veranschaulicht die Abhängigkeit der Anpassungsfaktoren vom Bezugswert. In der Auswertung der Berechnungsergebnisse muss also berücksichtigt werden, inwieweit die sich ergebenden Anpassungsfaktoren von wirklichen Einflüssen der untersuchten Parameter abhängen oder ob diese aufgrund von kleinen Bezugsgrößen eher mathematisch zu begründen sind.

Dabei hat sich herausgestellt, dass bei kleinen Pfahlgruppen es zu einem tatsächlichen Einfluss der Gruppenwirkung infolge der Gruppengröße kommt. Dies erkennt man an der Verschiebung der Widerstands-Setzungslinie der untersuchten Pfahlgruppe gegenüber der Bezugspfahlgruppe, siehe Bild 8.12 a. Bei Gruppen größer der Bezugspfahlgruppe ergeben sich

zwar ebenfalls hohe Anpassungsfaktoren, diese gehen allerdings nicht mit einer Verschiebung der Widerstands-Setzungslinie einher, siehe Bild 8.12 b. Die sich hierbei ergebenden großen Verhältnisse von $R_{G,i,n_G=x} / R_{G,i,n_G=25}$ sind rein auf die zuvor beschriebenen mathematischen Zusammenhänge zurückzuführen.

Bezüglich der Streuung der Pfahlwiderstände innerhalb einer Pfahlposition zeigt sich, dass mit steigender Gruppengröße die Differenz zwischen den zu einer Position zusammengefassten Pfählen abnimmt.

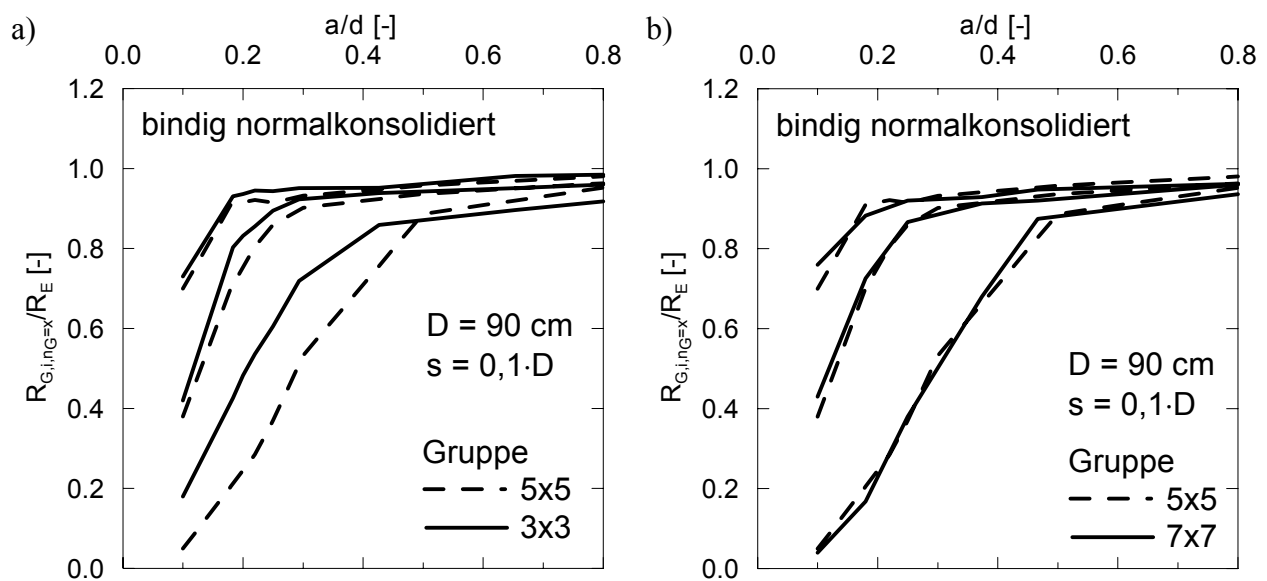


Bild 8.12: Einfluss der Gruppengröße auf die Gruppenwirkung

8.3.1.5 Biegesteifigkeit der Pfahlkopfplatte

In einer Pfahlgruppe werden die Pfähle über die Pfahlkopfplatte zu einer kinematischen Einheit verbunden. Wenn von der Pfahlkopfplatte gesprochen wird, so ist geometrisch die Ebene direkt über den Pfahlköpfen gemeint. Dabei soll aber im Folgenden unter dem Begriff Pfahlkopfplatte nicht allein eine explizit ausgebildete Platte z.B. in Form einer Fundamentplatte verstanden werden, vielmehr sollen bei der Verwendung dieses Begriffes auch statisch mittragende oder aussteifende Elemente der aufgehenden Konstruktion mit eingeschlossen werden. So kann z.B. auch eine für sich gesehen biegeweichere Platte durch einen aufgehenden aussteifenden Kern ein biegesteifes Verhalten zeigen.

Die Einwirkungen aus dem Überbau werden von der Pfahlkopfplatte aufgenommen und auf die Pfähle übertragen. Dabei kann die Biegesteifigkeit der Pfahlkopfplatte das Verhalten der Gründungskonstruktion wesentlich beeinflussen. Je biegesteifer die Pfahlkopfplatte ist, um so einheitlicher sind die Setzungen unter einer zentrischen vertikalen Gesamteinwirkung. Im

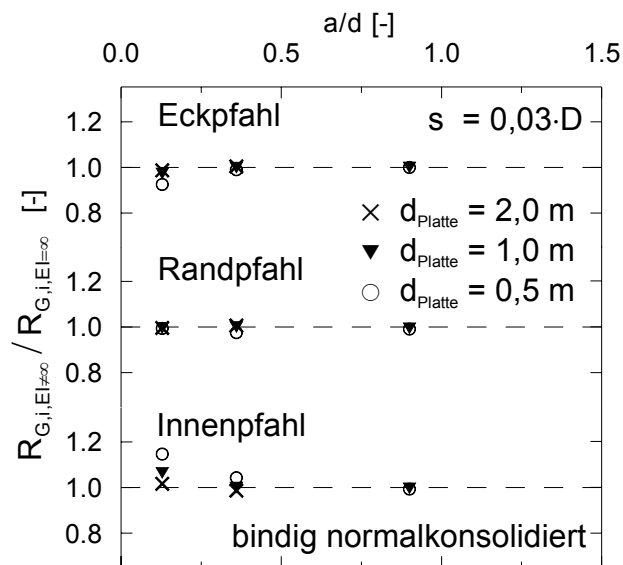
Grenzfall einer unendlich biegesteifen Pfahlkopfplatte mit $EI = \infty$ weisen dann alle Pfähle genau die gleiche Setzung auf. Pfahlkopfplatten mit einer unendlichen Biegesteifigkeit werden im Folgenden auch als „starr“ bezeichnet. Der zweite Grenzfall mit einer Biegesteifigkeit von $EI = 0$ gibt den Fall einer nicht vorhandenen Pfahlkopfplatte wieder. Dieser Fall könnte bei Aufschüttungen oder Erdbauwerken auftreten. Die Setzungen sind von den direkt auf den Pfahl angreifenden Einwirkungen abhängig, denn eine Lastverteilung über die Pfahlkopfplatte kann hierbei nicht auftreten.

Zunächst scheint es sinnvoll zu sein, die Parameterstudie in Bezug auf die Plattensteifigkeit für diese beiden Grenzfälle sowie mit einigen mittleren Biegesteifigkeiten durchzuführen. Allerdings ergibt sich bei endlichen Biegesteifigkeiten für jedes Lastbild, wobei als Lastbild die Verteilung der Einwirkungen auf der Pfahlkopfplatte verstanden wird, eine unterschiedliche Verteilung der Pfahlwiderstände. Je geringer die Plattensteifigkeit ist und damit das Umlagerungsvermögen der aufgehenden Konstruktion, desto ausgeprägter ist dieser Effekt. Da es nahezu beliebig viele auch sinnvolle Lastbilder gibt, können diese Fälle nicht alle im Rahmen dieser Parameterstudie berücksichtigt werden.

Da in der Praxis im Regelfall von einem eher biegesteifen Überbau ausgegangen werden kann, wurden in dieser Parameterstudie nur Pfahlkopfplatten mit einer unendlichen Biegesteifigkeit berücksichtigt. In diesem Fall ist das Pfahlverhalten unabhängig von der Verteilung der Einwirkungen und richtet sich nur nach der resultierenden Gesamteinwirkung. Die unterschiedlichen Lastverteilungen beeinflussen dann lediglich die innere Beanspruchung der Pfahlkopfplatte bzw. der aufgehenden Konstruktion.

Vorab wurden allerdings einige Untersuchungen mit endlichen Plattensteifigkeiten durchgeführt, um abschätzen zu können, in welchen Fällen noch von einer starren Pfahlkopfplatte ausgegangen werden kann. Dabei wurden Plattendicken von 0,5 bis 2,0 m angesetzt. Zugrunde gelegt wurde eine Belastungssituation nach Abschnitt 8.2, wonach die Hälfte der vertikalen Gesamteinwirkung als Einzellasten direkt über den Pfählen angesetzt ist, die zweite Hälfte wird als Flächenlast gleichmäßig über die gesamte Pfahlkopfplatte verteilt.

Bei Pfahlkopfplatten mit endlichen Biegesteifigkeiten verlagern sich die Pfahlwiderstände gegenüber Systemen mit einer starren Platte von den Eckpfählen auf die Innenpfähle. Dieser Effekt ist im Wesentlichen bei kleinen Pfahlabstand-Einbindetiefe-Verhältnissen zu erkennen, während bei Werten für $a/d > 0,5$ kein Einfluss mit den untersuchten Plattensteifigkeiten festgestellt werden kann. Bei den Randpfählen ist unabhängig von der Setzung und der Steifigkeit kein nennenswerter Einfluss aufgetreten. Dieses ist beispielhaft in Bild 8.13 dargestellt. Die weiteren Berechnungsergebnisse sind im Anhang C, Bild C.2.10 und Bild C.2.11 aufgeführt.

**Bild 8.13:**

Einfluss der Pfahlkopfplattensteifigkeit
auf die Gruppenwirkung

Die Maximalwerte aus dem Einfluss der Plattensteifigkeit treten im Gebrauchstauglichkeitsbereich bei Setzungen von $s = 0,03 \cdot D$ auf. Bei einer Setzung von $s = 0,02 \cdot D$ sind diese nur geringfügig niedriger. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei einer Setzung von $s = 0,1 \cdot D$ ist der Einfluss aus der Plattensteifigkeit deutlich geringer.

Die Extremwerte treten jeweils bei den Innenpfählen für sehr kleine Pfahlabstand-Einbindetiefe-Verhältnisse auf. Bei den bindigen normalkonsolidierten Böden wirkt sich die Steifigkeit der Pfahlkopfplatte am geringsten aus. Hier beträgt die maximale Abweichung zur starren Platte bei einer Plattendicke von $d_{\text{Platte}} = 0,5 \text{ m}$ 15 %. Bei den steiferen Platten beträgt der Einflussfaktor maximal 8 %.

Die bindigen überkonsolidierten sowie die nichtbindigen Böden weisen eine maximale Abweichung zur starren Platte von 33 % bzw. 34 % auf. Bei der 1,0 m dicken Platte betragen diese 12 % bzw. 17 %. Bei der 2,0 m dicken Platte gehen diese auf 5 % bzw. 6 % zurück.

Insgesamt hat sich der Einfluss der Pfahlplattensteifigkeit auf die Gruppenwirkung für praktische Fälle als eher gering herausgestellt. Nennenswerte Effekte treten nur bei sehr kleinen Pfahlabstand-Einbindetiefe-Verhältnissen auf. Die angesetzte minimale Plattendicke mit $d_{\text{Platte}} = 0,5 \text{ m}$ ist dabei schon als gering einzuschätzen, da ggf. noch die aussteifende Wirkung des Oberbaus mit berücksichtigt werden kann. Somit kann der Einflussfaktor für die Steifigkeit der Pfahlkopfplatte im allgemeinen Fall mit $\lambda_4 = 1,0$ angesetzt werden.

8.3.1.6 Bewertung der Berechnungsergebnisse von vertikal belasteten Bohrpfahlgruppen

Die dargestellten Berechnungen wurden mit dem FE-Programm ABAQUS ausgeführt und parallel mit dem in Abschnitt 7 beschriebenen analytischen Berechnungsverfahren gegenge-

rechnet. Qualitativ entsprechen sich die Berechnungsergebnisse nach der FEM und dem analytischen Berechnungsverfahren. Bei bindigen Böden zeigen die Ergebnisse nach dem analytischen Berechnungsverfahren allerdings eine etwas höhere Gruppenwirkung als die Ergebnisse nach den FE-Berechnungen, siehe Bild C.2.1 bis Bild C.2.4. Dies liegt an der vereinfachten Spannungsermittlung im analytischen Verfahren, die beispielsweise keine Zunahme von horizontalen Spannungen oder versteifende Effekte kurz vor dem Bruchzustand berücksichtigt.

Für die nichtbindigen Böden stellt sich genau der umgekehrte Fall dar. Das analytische Berechnungsverfahren ergibt eine geringere Gruppenwirkung als nach den FE-Berechnungen, siehe Bild C.2.5. Dies liegt an den hohen Werten für den Steifemodul des Bodens, bei dem im analytischen Verfahren die äußeren Pfähle ein steiferes Verhalten zeigen und das gewählte Bruchkriterium mit dem Ansatz der Widerstands-Setzungslinie des Einzelpfahles zu hohe Pfahlwiderstände für die Gruppenpfähle zulässt, siehe Abschnitt 7.4.3.

Die Ergebnisse nach der FE-Methode werden als insgesamt wirklichkeitsnäher eingeschätzt, so dass für die Auswertung und die Festlegung der Nomogramme maßgeblich der vorsichtige Mittelwert aus den Ergebnissen der FE-Berechnungen angesetzt wird.

Die Steifigkeit der Pfahlkopfplatte hat bei weitestgehend steifen Systemen nur einen geringen Einfluss auf die Gruppenwirkung und der Einflussfaktor für die Plattensteifigkeit kann näherungsweise mit $\lambda_4 = 1,0$ angesetzt werden, siehe 8.3.1.5. Wird die Pfahlkopfplatte allerdings nicht als ausreichend starr angesehen, so kommt es zu Umlagerungen der Pfahlwiderstände von den Eckpfählen auf die Innenpfähle.

Es zeigt sich, dass der Pfahldurchmesser bei der vorgestellten Darstellungsweise keinen Einfluss auf die Nomogramme hat. Daher beträgt der Einflussfaktor für den Pfahldurchmesser $\lambda_5 = 1,0$. Die Ergebnisse der Berechnungen mit allen Pfahldurchmessern wurden zur Erstellung der Nomogramme nach Bild 9.7 bis Bild 9.9 berücksichtigt.

8.3.2 Setzungen bei Bohrpfahlgruppen

8.3.2.1 Bezugspfahlgruppe

Die in den vorherigen Abschnitten beschriebenen Untersuchungen und die daraus entwickelten Nomogramme, siehe Abschnitt 9.3, gehen von der Kenntnis der Pfahlgruppensetzung aus. Deshalb werden in diesem Abschnitt Nomogramme für die Vorhersage der mittleren Setzung

einer Pfahlgruppe abgeleitet, die zunächst für die Bezugspfahlgruppe nach Abschnitt 8.3.1.1 gelten. Die mittlere Setzung einer Pfahlgruppe kann als Widerstands-Setzungslinie verstanden werden. Dabei wird in Bild 8.14 die mittlere Gruppensetzung auf die Setzung eines Einzelpfahles bei gleichem Pfahlwiderstand bezogen. Die durchschnittliche Einwirkung je Pfahl F_G/n_G wird auf den Widerstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit des Einzelpfahles mit einer Setzung von $0,1 \cdot D$ bezogen.

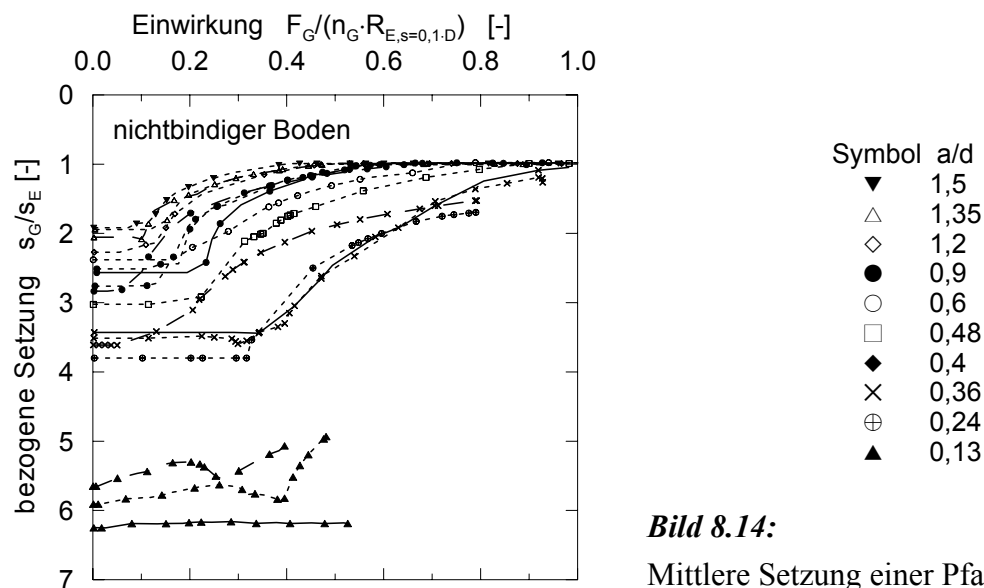


Bild 8.14:

Mittlere Setzung einer Pfahlgruppe

Bei geringen Einwirkungen weist die Pfahlgruppe eine größere Setzung als der Einzelpfahl auf. Mit ansteigender Einwirkung bleibt das Setzungsverhältnis zwischen Pfahlgruppe und Einzelpfahl zunächst konstant, bis sich die Gruppensetzung der Setzung des Einzelpfahles annähert. Der konstante Anfangsbereich ist bei nichtbindigen Böden weniger ausgeprägt als bei bindigen Böden, siehe dazu im Anhang C Bild C.2.12. Ebenso wird der Wert der bezogenen Setzung s_G/s_E vom Pfahlabstand-Einbindetiefe-Verhältnis a/d beeinflusst. Bei einem großen Verhältnis a/d kommt es zu einer schnelleren Annäherung zwischen dem Setzungsverlauf der Gruppe und des Einzelpfahles als bei einem kleinen a/d -Verhältnis. Im zweiten Fall kann die Grenzsetzung der Pfahlgruppe sogar noch auf dem konstanten Anfangsast der bezogenen Setzung erreicht werden.

Weitere Berechnungsergebnisse für bindige und nichtbindige Böden befinden sich im Anhang C Bild C.2.12. Die abgeleiteten Nomogramme sind in Abschnitt 9.2 aufgeführt.

8.3.2.2 Größe der Pfahlgruppe

Die im vorherigen Abschnitt beschriebenen Untersuchungen beziehen sich auf die Standardpfahlgruppe mit $n_G = 25$ Pfählen. Bei Gruppen mit weniger Pfählen ergeben sich geringere

mittlere Setzungen während sich bei größeren Gruppen die Setzungen erhöhen, siehe z.B. Bild 8.15. Die abgeleiteten Einflussfaktoren für die Berücksichtigung der Gruppengröße zur Bestimmung der mittleren Gruppensetzung sind in Bild 9.3 bis Bild 9.5 dargestellt.

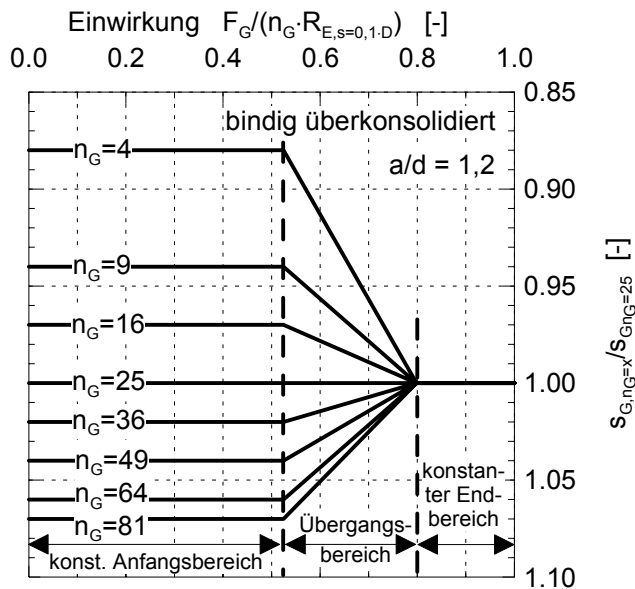


Bild 8.15:

Beispiel zum Einfluss der Gruppengröße auf die Setzung einer Pfahlgruppe

Wie die Nomogramme für den Einflussfaktor der Standardgruppe haben auch die Nomogramme zur Berücksichtigung der Pfahlgruppengröße einen konstanten Anfangsbereich. Bei höheren Einwirkungen ergibt sich ein konstanter Endbereich mit einem Wert von 1,0. Dieser Endbereich liegt bei geringen a/d -Verhältnissen teilweise auch außerhalb des dargestellten Bereiches, z.B. bei den nichtbindigen Böden, siehe Bild 9.5. Der Übergang zwischen dem konstanten Anfangs- und Endbereich wird vereinfachend als linear angenommen, obwohl dieser bei Gruppen kleiner der Standardgruppe leicht konvex und bei Gruppen größer der Standardgruppe leicht konkav gekrümmt verläuft.

Bei bindigen Böden zeigen sich nur geringe Unterschiede zwischen den normal- und den überkonsolidierten Böden. Dagegen fallen die Einflussfaktoren bei den nichtbindigen Böden generell höher als bei den bindigen Böden aus.

8.3.3 Setzungsdifferenzen zwischen Pfählen bei Bohrpfahlgruppen

Im Grundsatz wird in der hier vorgestellten Parameterstudie von als biegestarr anzusehenden Pfahlkopfplatten ausgegangen. Unter dieser Annahme können definitionsgemäß keine wesentlichen Setzungsdifferenzen innerhalb einer Pfahlgruppe auftreten, da die Pfahlkopfplatte eine gleichmäßige Setzung aller Pfähle erzwingt. Lediglich infolge einer Schiefstellung der Pfahlgruppe können unterschiedliche Setzungen auftreten.

Um im Falle von als biegeweich einzuschätzenden Pfahlkopfplatten mögliche Setzungsdifferenzen abschätzen zu können, deren Berücksichtigung nach DIN 1054 gefordert wird, siehe auch Bild 4.1, wurden ergänzende Berechnungen an Pfahlgruppen mit einer ideal weichen Pfahlkopfplatte vorgenommen. Dazu wurde ein numerisches Berechnungsmodell ohne Pfahlkopfplatte erstellt, in dem auf alle Pfähle eine einheitliche Einwirkung aufgebracht wurde. Positionsabhängig ergaben sich so unterschiedliche Setzungen der Pfähle, wobei sich die innen stehenden Pfähle stärker setzten als die äußeren Pfähle.

In Bezug auf die mittlere Setzung der gesamten Pfahlgruppe s_G wurden die Setzungsdifferenzen der Pfähle unterschiedlicher Positionen bestimmt. Mit Pfahllängen von $L = 9 \div 24$ m und Pfahlabständen von $a = 3 \div 6 \cdot D$ ergaben sich im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit für alle Bodenarten nach Tabelle 8.1 Setzungsdifferenzen in einem etwa vergleichbaren Bereich. Diese betrugen bei

- Eckpfählen $\Delta s = -0,13$ bis $-0,23 \cdot s_G$,
- Randpfählen $\Delta s = -0,02$ bis $-0,06 \cdot s_G$ und
- Innenpfählen $\Delta s = 0,09$ bis $0,15 \cdot s_G$.

Mit steigender Steifigkeit der Pfahlkopfplatte werden Setzungsdifferenzen durch den Überbau verhindert. Für reale Fälle ist die Steifigkeit der Pfahlkopfplatte zwischen den hier behandelten Grenzfällen einer ideal starren bzw. weichen Pfahlkopfplatte einzuordnen. Dementsprechend fallen die Setzungsdifferenzen geringer aus als die hier oben angegebenen.

8.4 Vertikal belastete Bohrpfahlgruppen mit Momentenbeanspruchung

Bisher wurde in der Parameterstudie von Pfahlgruppen ausgegangen, die ausschließlich mit einer zentrisch angreifenden vertikalen Gesamteinwirkung belastet werden. In weiteren Berechnungen wurden auch Gruppen betrachtet, die zusätzlich durch ein Moment belastet sind. Diese Momenteneinwirkung wurde durch ein entgegengesetzt gerichtetes Kräftepaar aufgebracht, welches jeweils an den sich gegenüberliegenden Randpfählen angreift, siehe dazu Abschnitt 8.2.

Dabei hängt die Höhe der Momenteneinwirkung sowohl von der Gruppengröße und den Pfahlabständen als auch von der vertikalen Gesamteinwirkung ab, siehe Gleichung (8.3). Die Koppelung der Momenteneinwirkung an die Anzahl und die Breite der Pfahlgruppe bewirkt ein von der Gruppengröße weitestgehend unabhängiges Verhalten.

$$M = \eta_M \cdot \frac{F_G}{n_G} \cdot n \cdot a \quad (8.3)$$

dabei sind:

M	Momenteneinwirkung
η_M	Faktor für die Höhe der Momenteneinwirkung
F_G	vertikale Gesamteinwirkung
n_G	Anzahl der Pfähle in der Gruppe, mit $n_G = n \cdot n$
n	Anzahl der Pfähle in einer Pfahlreihe
a	Pfahlabstand

Für jede betrachtete Pfahlgruppe wurden drei Momenteneinwirkungen betrachtet, die unterschiedlich starke Momentenbeanspruchungen wiedergeben. Dafür wurde der Faktor η_M der Gleichung (8.3) mit 0.25, 0.5 und 1.0 belegt. Die Momenteneinwirkung wurde zusammen mit der vertikalen Einwirkung aufgebracht und schrittweise bis zum Erreichen der Grenzsetzung erhöht.

Wird die Pfahlgruppe als Ganzes betrachtet so erkennt man, dass die mittlere Setzung der Pfahlgruppe nahezu unabhängig von der Momenteneinwirkung ist und sich infolge des Momentes nur geringfügig höhere Setzungen gegenüber einer Pfahlgruppe mit gleichgroßer Vertikallast ohne Momenteneinwirkung einstellen. Dazu findet sich ein Beispiel in Anhang C, Bild C.2.13 a, in dem die mittlere Setzung der Gruppe mit und ohne Momentenbeanspruchung dargestellt ist.

Die Wirkung des zusätzlichen Momentes besteht darin, dass eine Verdrehung der Gruppe hervorgerufen wird, so dass die dem Moment zugewandten Pfähle eine größere und die dem Moment abgewandten Pfähle eine geringere Setzung erfahren. Dabei beschreiben die einzelnen Pfähle die gleichen Widerstands-Setzungslinien wie unter einer reinen Vertikaleinwirkung, siehe dazu Anhang C, Bild C.2.13 b bis d.

Somit lassen sich die Nomogramme für vertikal belastete Pfahlgruppen auch auf Pfahlgruppen mit Momenteneinwirkung anwenden. Dabei sind dann allerdings die infolge der Verdrehung unterschiedlichen Setzungen der Gruppenpfähle zu berücksichtigen und ggf. für eine Lastsituation mehrere Nomogramme für unterschiedliche Setzungen parallel anzuwenden.

8.5 Nichtquadratische Pfahlgruppen

Der Entwicklung der Nomogramme liegen bisher Untersuchungen an quadratischen Pfahlgruppen zugrunde. Weiterhin wurde untersucht, wie diese Ergebnisse auch auf nichtquadratische Pfahlgruppen mit regelmäßigem Raster übertragen werden können. Dazu wurden im Wesentlichen 2x5 und 3x5 Pfahlgruppen betrachtet.

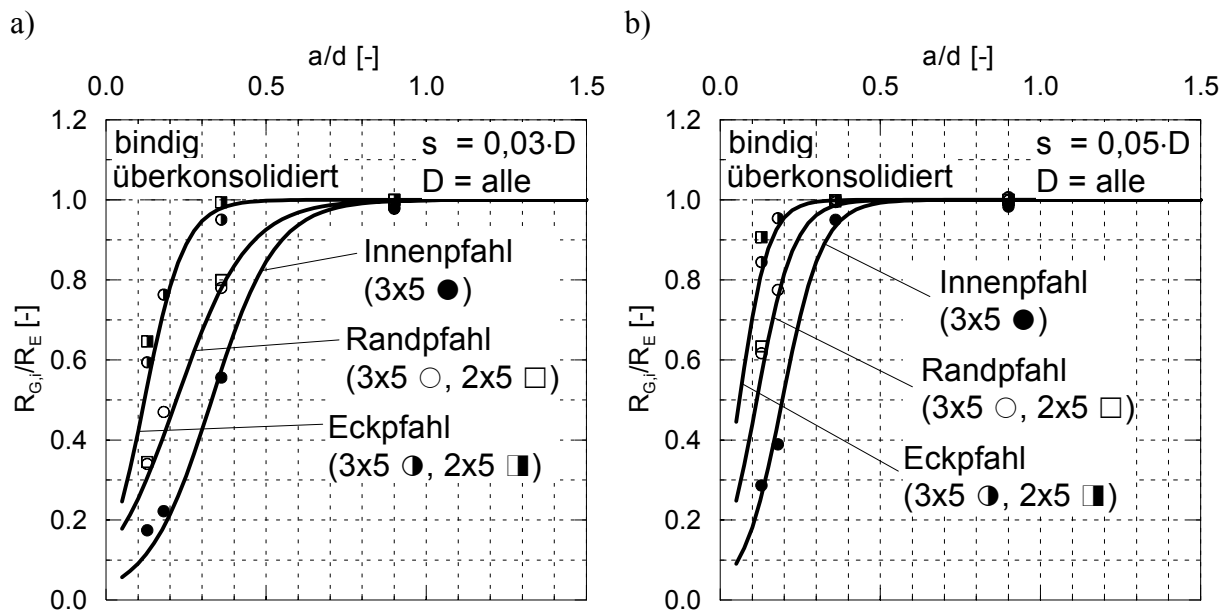


Bild 8.16: Beispielhafte Gegenüberstellung der bezogenen Pfahlwiderstände von nichtquadratischen Pfahlgruppen mit den abgeleiteten Bemessungskurven für quadratische Pfahlgruppen bei ansonsten gleichen Randbedingungen

Da nach Abschnitt 8.3.1.4 die Gruppengröße bei quadratischen Pfahlgruppen für die Eck- und Randpfähle keinen nennenswerten Einfluss auf den Gruppenfaktor $G_{R,i}$ aufweist, ist zu erwarten, dass gleiches auch für nichtquadratische Gruppen gilt. In der Gegenüberstellung der bezogenen Setzungen von quadratischen und nichtquadratischen Pfahlgruppen bei sonst gleichen Randbedingungen wird diese Annahme bestätigt. Dies ist beispielhaft in Bild 8.16 dargestellt. Die ermittelten Werte für nichtquadratische Pfahlgruppen liegen dicht bei den aus Abschnitt 8.3 abgeleiteten und in Abschnitt 9.2 dargestellten Graphen der Nomogramme. Die geringen Abweichungen liegen in dem bisher beobachteten Bereich der übrigen Werte.

Die Innenpfähle zeigen nach Abschnitt 8.3 für kleinere Pfahlgruppen als die Bezugspfahlgruppe von 5x5 Pfählen ein leicht verändertes Verhalten bzgl. des Gruppenfaktors $G_{R,i}$. Dieser nimmt bei kleineren Pfahlgruppen für die Innenpfähle zu. Bei nichtquadratischen Pfahlgruppen gilt es festzustellen, ob die längere oder kürzere Seite maßgeblich für die Anwendung der Nomogramme ist. In Bild 8.16 liegen die berechneten Werte der nichtquadratischen Gruppen

auf der Nomogrammkurve einer quadratischen Pfahlgruppe mit einer Seitenlänge gleich der längeren Seite der nichtquadratischen Gruppe. In weiteren Berechnungen hat sich dies auch allgemein bestätigt, so dass für nichtquadratische Pfahlgruppen die Anzahl der Pfähle auf der längeren Seite für die Anwendung der Nomogramme des auf die Pfahlwiderstände bezogenen Gruppenfaktors $G_{R,i}$ maßgeblich ist.

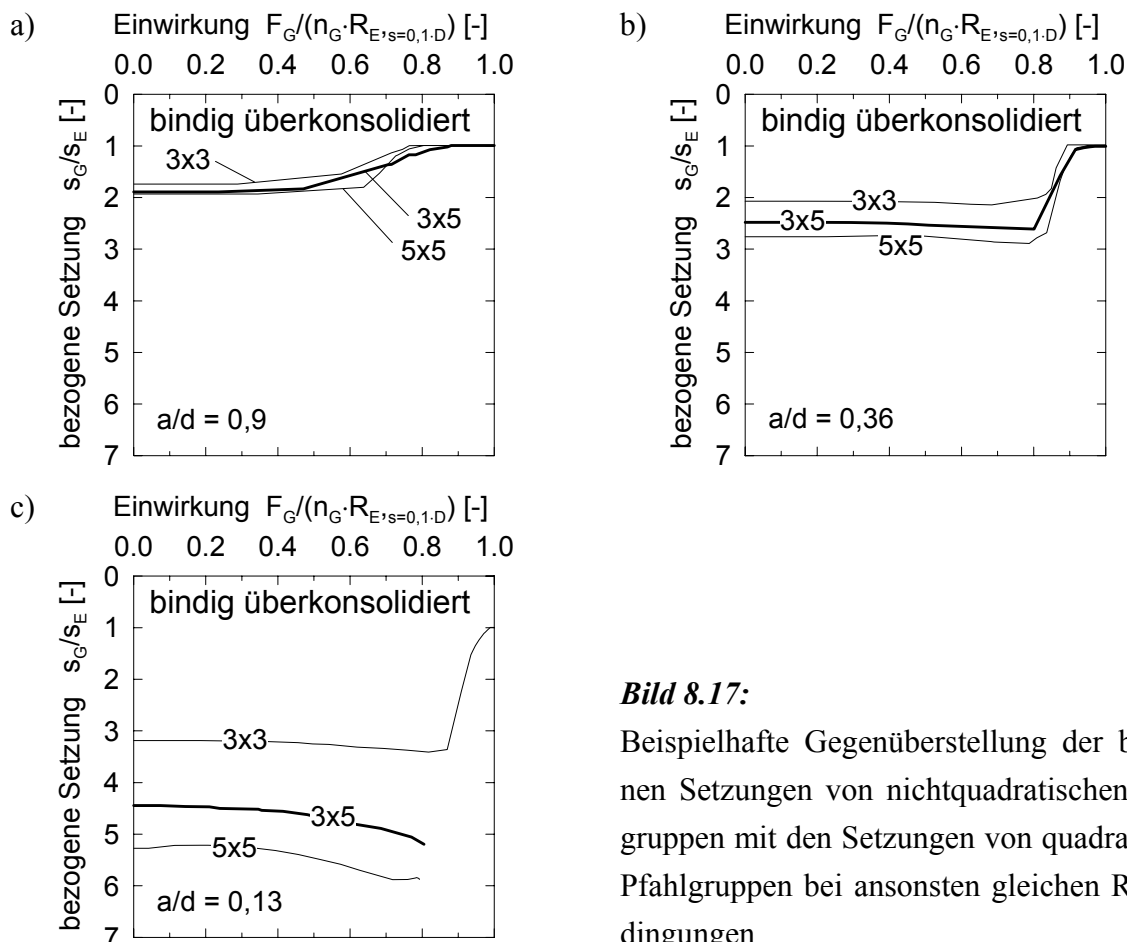


Bild 8.17:

Beispielhafte Gegenüberstellung der bezogenen Setzungen von nichtquadratischen Pfahlgruppen mit den Setzungen von quadratischen Pfahlgruppen bei ansonsten gleichen Randbedingungen

Weiterhin muss die Anwendung des setzungsbezogenen Gruppenfaktors G_s untersucht werden. Dazu werden in Bild 8.17 die bezogenen Setzungen wie auch in Bild 8.14 über die bezogene Einwirkung aufgetragen. Dargestellt wird eine 3x5 Gruppe sowie quadratische Gruppen mit einer Seitenlänge von 3 bzw. 5 Pfählen. Die Setzungen der nichtquadratischen Pfahlgruppen liegen zwischen denen der beiden quadratischen Vergleichsgruppen. Somit kann keine Seitenlänge der nichtquadratischen Gruppe als maßgebend für die Bestimmung der Setzungen angesehen werden. Es kann daher für die Anwendung der Nomogramme nach Abschnitt 9.2 bei nichtquadratischen Gruppen wie auch bei quadratischen Gruppen die Pfahlanzahl n_G zugrunde gelegt werden. Dies entspricht in etwa einer quadratischen Pfahlgruppe, die je Seite die mittlere Pfahlanzahl der beiden Seiten der nichtquadratischen Pfahlgruppe aufweist.

8.6 Pfahlgruppen aus weiteren Pfahlarten

8.6.1 Pfahlarten

Bisher hat sich die vorgestellte Parameterstudie auf Bohrpfähle konzentriert. Wie aber schon an den Gleichungen (8.1) und (8.2) zu erkennen ist, soll das zu entwickelnde Nomogrammverfahren über die Einflussfaktoren λ_3 bzw. S_3 ebenfalls auf andere Pfahlarten angewendet werden können.

Als weitere wesentliche Pfahlarten sind hier zu nennen:

- 1) Vollverdrängungspfähle,
- 2) Teilverdrängungspfähle und
- 3) Verpresspfähle (Mikropfähle).

Weitere Hinweise finden sich in *Kempfert/Smolczyk (2001)*.

Die Fortführung der numerischen Parameterstudie mit diesen Pfahlarten konnte allerdings nicht befriedigend ausgeführt werden. Das verwendete numerische Modell, welches für Bohrpfähle gute Ergebnisse liefert, war nicht direkt auf andere Pfahlarten übertragbar, siehe Abschnitt 6.2.5. So lieferte die Nachbildung des Einbringevorganges des Einzelpfahles nicht den erwarteten Effekt in der Zunahme der Pfahlmantelreibung. Zudem stellt sich für Pfahlgruppen die Abbildung des Einbringevorganges aller Gruppenpfähle im 3D-Modell als besonders schwierig heraus. Ein vereinfachter Ansatz mit einem an Modellversuchen kalibrierten modifizierten Ausgangsspannungszustand ergab ebenfalls keine zufriedenstellenden Ergebnisse für das Tragverhalten z.B. der Verdrängungspfähle als Fertigverdrängungspfähle. Für die Abbildung der gegenüber der Bohrpfahlherstellung komplexeren Vorgänge beim Einbringen von Verdrängungspfählen scheint das bisher verwendete Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb nicht geeignet zu sein. Eine Weiterführung des numerischen Modells auf andere Stoffgesetze wie z.B. einem hypoplastischen Stoffansatz sollte nicht Bestandteil dieser Arbeit sein.

Das in Abschnitt 7 beschriebene analytische Verfahren beinhaltet keine Berücksichtigung der Pfahleinbringung und kann daher nur auf Bohrpfähle angewandt werden, bei denen von einer nur geringen Beeinflussung des Bodens durch die Pfahlherstellung ausgegangen wird.

Da die bisher angewandten numerischen und analytischen Berechnungsmethoden nicht auf das Tragverhalten von Pfahlgruppen mit anderen Pfahlarten als den Bohrpfählen übertragbar ist, soll der Einfluss von anderen Pfahlarten auf Grundlage von Groß- und Modellversuchen abgeleitet werden. Dabei werden ebenso Bemessungsansätze aus der Literatur berücksichtigt.

8.6.2 Verdrängungspfähle

8.6.2.1 Allgemeines zum Tragverhalten von Einzelpfählen und Pfahlgruppen

Vollverdrängungspfähle sind dadurch gekennzeichnet, dass bei ihrer Herstellung der Boden vollständig verdrängt wird, so dass es zu keiner relevanten Bodenförderung kommt. Vollverdrängungspfähle werden im Wesentlichen in Fertigverdrängungspfähle und Ort betonverdrängungspfähle unterschieden. Fertigverdrängungspfähle werden weiter unterteilt bezüglich des Einbringverfahrens (gerammt, gepresst) und des Pfahlmaterials. Übliche Pfahlsysteme sind z.B. Betonfertigrammpfähle, Stahlrammpfähle oder eingepresste Fertigverdrängungspfähle. Ort betonverdrängungspfähle werden aufgrund der Herstellung in Ort betonrammpfähle und Vollverdrängungsbohrpfähle unterschieden.

Demgegenüber werden Pfahlsysteme, bei denen es neben der Bodenverdrängung ebenfalls zu einer Bodenförderung kommt, als Teilverdrängungspfähle bezeichnet, wie z.B. Schneckenbohrpfähle mit Seelenrohr.

Im Allgemeinen wurde bisher davon ausgegangen, dass die Einbringung von Verdrängungspfählen den Boden verdichtet und durch die gegenseitige Verspannung der Pfähle eine Erhöhung der Tragfähigkeit des einzelnen Pfahles eintritt. Dieser Verspannungseffekt wird auch in Versuchen bestätigt. In *Cambefort (1953)* wird beispielsweise über Pfahlprobelastungen von Einzelpfählen berichtet, die sowohl an allein stehenden, also „*unbeeinflussten Einzelpfählen*“, als auch an einzeln belasteten aber in der Gruppe stehenden Pfählen, also „*beeinflussten Einzelpfählen*“, getestet wurden. Die Begriffe „unbeeinflusster Einzelpfahl“ und „beeinflusster Einzelpfahl“ werden in diesem Sinne im Weiteren verwendet. Die Versuche von *Cambefort (1953)* wurden im natürlich anstehenden Boden durchgeführt. Unterhalb einer 0,5 m starken Mutterbodenschicht befindet sich eine 1 m mächtige Tonschicht. Darunter schließt sich eine 1 m dicke Schicht aus feinem Sand an. Die tieferen Bodenschichten bestehen aus Kies. Die verwendeten Stahlrammpfähle besaßen einen Durchmesser von $D = 50$ mm bzw. $D = 33,5$ mm und eine Länge von $L = 2,50$ m. Es wurden Pfahlabstände von $a = 2 \div 3 \cdot D$ betrachtet.

In Bild 8.18 a ist deutlich die Zunahme des Pfahlwiderstandes mit der Anzahl der geramnten Nachbarpfähle zu erkennen. Gegenüber dem unbeeinflussten Einzelpfahl erhöht sich der Widerstand des beeinflussten Einzelpfahles mit einem Nachbarpfahl bei einer Setzung von $s = 0,1 \cdot D$ um den Faktor 1,7. Bei 6 Nachbarpfählen konnte sogar eine Widerstandszunahme des beeinflussten Einzelpfahles um das 2,9-fache beobachtet werden.

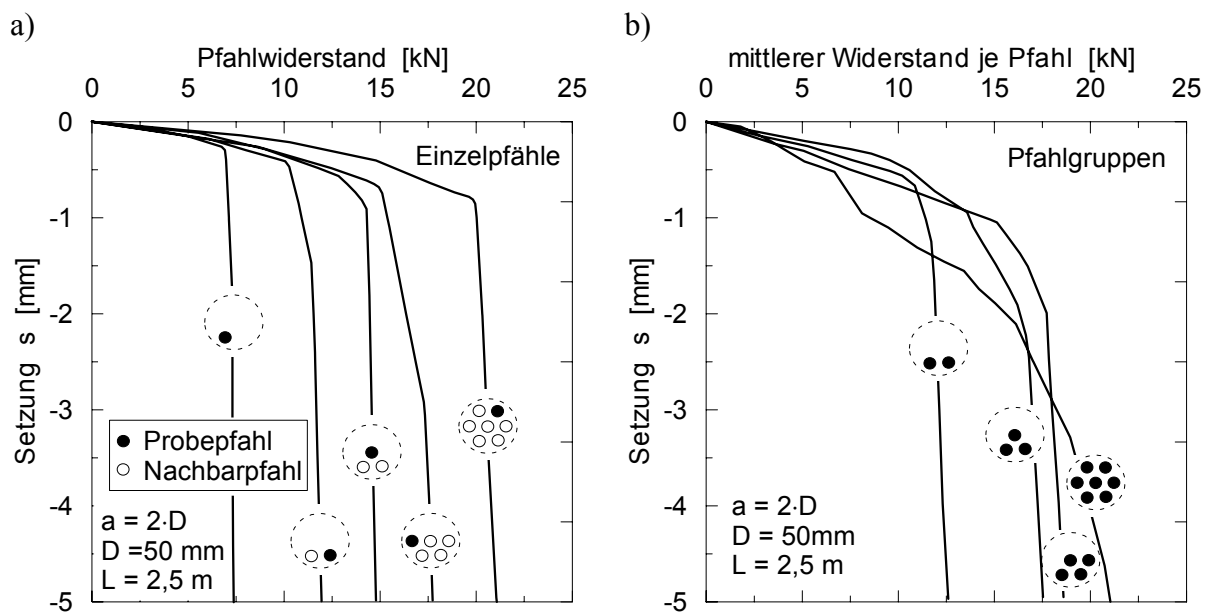


Bild 8.18: Pfahlprobelbelastungen an Verdrängungspfählen, a) Probebelastung am unbeeinflussten und beeinflussten Einzelpfahl und b) Probebelastung an Pfahlgruppen, nach *Cambefort (1953)*

In Ergänzung zu den Versuchen an Einzelpfählen wurden auch ganze Pfahlgruppen getestet. Auch hier stellte sich im Bereich der Grenztragfähigkeit eine deutliche Erhöhung der Pfahlwiderstände gegenüber dem unbeeinflussten Einzelpfahl ein, siehe Bild 8.18 b. Die Widerstände der Gruppenpfähle entsprachen bei einer Setzung von $s = 0,1 \cdot D$ in etwa den Widerständen der beeinflussten Einzelpfähle bei gleicher Anzahl gerammter Pfähle. Allerdings zeigt sich bei kleineren Setzungen ein deutlich geringerer Widerstand der Pfahlgruppe gegenüber dem beeinflussten Einzelpfahl. Die 7er-Pfahlgruppe erreicht bei einer Setzung von $s = 0,02 \cdot D = 1 \text{ mm}$ nur 43 % des Widerstandes des beeinflussten Einzelpfahles. In einer weiteren Versuchsreihe mit einem Pfahlabstand von $a = 3 \cdot D$ wurden bei dieser Gruppengröße Widerstände in Höhe von 62 % des Widerstandes des beeinflussten Einzelpfahles beobachtet. Gegenüber dem unbeeinflussten Einzelpfahl ergaben die Pfahlgruppen allerdings günstigere Pfahlwiderstände, die 120 % bzw. 128 % des unbeeinflussten Einzelpfahlwiderstandes bei einer Setzung von $s = 0,02 \cdot D = 1 \text{ mm}$ betrugen.

Grundsätzlich treten bei Verdrängungspfahlgruppen zwei zunächst entgegengesetzt wirkende Effekte auf,

- die Gruppenwirkung und
- der Verspannungseffekt.

Während sich durch den Verspannungseffekt die Tragfähigkeit des einzelnen in der Gruppe stehenden Pfahles erhöht, wird gleichzeitig infolge der Gruppenwirkung die Tragfähigkeit herabgesetzt. Wie aus den Untersuchungen an Bohrpfählen bekannt ist, nimmt das Maß der Gruppenwirkung mit zunehmender Setzung ab. Somit überwiegt im Grenzzustand der Tragfähigkeit der Verspannungseffekt, während im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit die Gruppenwirkung gegenüber dem Verspannungseffekt überwiegen kann.

Nachfolgend wird die Tragfähigkeit von Verdrängungspfahlgruppen getrennt nach dem Grenzzustand der Tragfähigkeit in Abschnitt 8.6.2.2 und dem Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit in Abschnitt 8.6.2.3 betrachtet.

8.6.2.2 Grenzzustand der Tragfähigkeit

In der Literatur sind mehrere Versuche an Verdrängungspfahlgruppen beschrieben, deren Ergebnisse nur für den Bruchzustand dokumentiert sind. Daher wird in diesem Abschnitt der Grenzzustand der Tragfähigkeit getrennt vom Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, siehe Abschnitt 8.6.2.3, behandelt.

In Tabelle 8.3 sind die Ergebnisse von Gruppenversuchen an einer Stahlrammpfahlgruppe (*Briaud et al., 1989*) und einer eingepressten Aluminiumpfahlverdrängungsgruppe (*Vesić, aus O'Neill, 1981*) in nichtbindigen Böden aufgeführt. Im Versuch von *Briaud et al. (1989)* ergab sich für alle Pfähle in der Gruppe ein vergleichbarer Pfahlwiderstand, welcher dem des unbeeinflussten Einzelpfahles entspricht.

Im Versuch von *Vesić (aus O'Neill, 1981)* ergaben sich für die einzelnen Gruppenpfähle Widerstände, die bis zu 30 % höher liegen als die des unbeeinflussten Einzelpfahles. Dabei weist der Innenpfahl den deutlich höchsten Pfahlwiderstand auf, während die Eck- und Randpfähle etwa vergleichbare Pfahlwiderstände zeigen. Bei der ebenfalls angegebenen Verteilung der Pfahlwiderstände bei einer kleineren Laststufe zeigen die Randpfähle einen höheren Widerstand als die Eckpfähle.

In Bild 8.19 sind die Ergebnisse von weiteren Modellversuchen in nichtbindigen Böden bei einer Setzung von $s = 0,1 \cdot D$ in Abhängigkeit vom Pfahlabstand-Einbindetiefe-Verhältnis a/d aufgetragen. Der Bereich, in dem sich die Messergebnisse konzentrieren, ist grau hinterlegt.

Bei *Vesić (1969)* handelt es sich um Modellversuche mit am Fuß geschlossenen Aluminiumrohren als Versuchspfähle. Die Pfahllänge betrug $L = 1,52$ m und der Durchmesser $D = 10,2$ cm. Die Pfahlgruppen wurden in einen Sand mit einer Einbaudichte von rund $D = 65$ % eingepresst.

Tabelle 8.3: Abminderungsfaktoren zur Berücksichtigung der Gruppenwirkung bei gerammten und eingepressten Verdrängungspfählen in nichtbindigen Böden im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Gruppen- größe	Abmin- derungs- faktor	Bemerkung	Quelle
gerammte Fertigverdrängungspfähle			
beliebig	$\geq 1,0$ 1,0	$a < 3 \cdot D$ $a \geq 3 \cdot D$	<i>Hannigan et al. (1998)</i>
5 Pfähle	1,0 Fuß: 0,67 Mantel: 1,83	Stahlrammpfahl: $D = 27,3 \text{ cm}$, $L \approx 9 \text{ m}$, $a = 0,82 \text{ m}$ alle Pfähle weisen etwa gleich hohe Widerstände auf	<i>Briaud et al. (1989)</i>
eingepresste Fertigverdrängungspfähle			
9 Pfähle (3 x 3)	1,03 ÷ 1,30	Alumiumpfahl: $D = 10,16 \text{ cm}$, $L = 152 \text{ cm}$, $a = 20,32 \text{ cm}$ $\varphi = 43^\circ$, $D = 69 \%$ Eckpfahl: 11,3 kN 18,2 kN Randpfahl: 14,2 kN 19,8 kN Innenpfal: 18,7 kN 28,9 kN	<i>Vesić aus O'Neill (1981)</i>

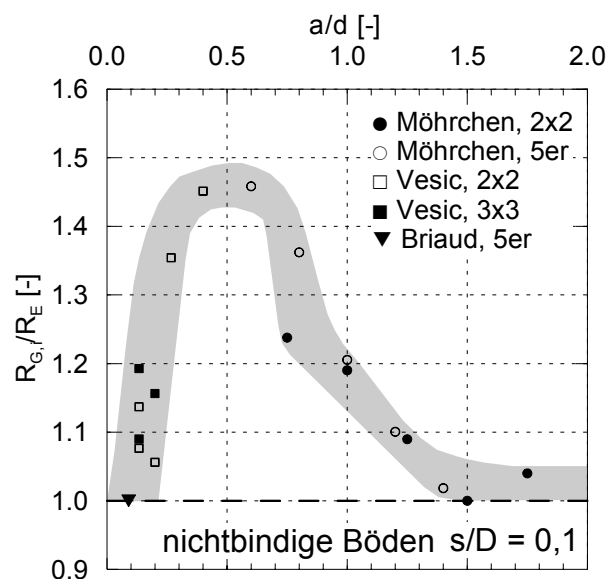


Bild 8.19:

Gruppenwirkung bei Verdrängungspfahlgruppen in nichtbindigen Böden bei einer Setzung von $s = 0,1 \cdot D$ aus Modellversuchen

Möhrchen (2003) hat in ihren Versuchen Bohrschnecken als Modellpfähle verwendet, die beim Eindrehen in den Boden einen gewissen Verdrängungseffekt bewirken. Zusätzlich wurde während und nach dem Einbauen der Pfähle der Versuchsbehälter gerüttelt, wodurch der Versuchssand zusätzlich verdichtet wurde und eine nahezu dichteste Lagerung erzielt wurde. Aufgrund dieser Randbedingungen wird angenommen, dass die erzielten Versuchsergebnisse

auf das Tragverhalten von Vollverdrängungsbohrpfählen übertragen werden können. Die Versuchspfähle haben eine Länge von $L = 20$ cm und einen Durchmesser von $D = 2,5$ cm.

Im gesamten betrachteten Bereich für das Pfahlabstand-Einbindetiefe-Verhältnis von $a/d = 0,06 \div 1,75$ liegt die Tragfähigkeit der Gruppe über der Tragfähigkeit des unbeeinflussten Einzelpfahles. Sowohl bei sehr geringen Werten von a/d als auch bei Werten von $a/d > 1,5$ tendiert der Gruppenfaktor gegen 1,0. Im Bereich von $a/d = 0,5$ ist die maximale Erhöhung der Tragfähigkeit um rund 46 % festzustellen.

Die Versuchsergebnisse decken sich mit den Vorschlägen nach *Hannigan et al. (1998)* für die Berücksichtigung der Gruppenwirkung bei Fertigverdrängungspfahlgruppen in nichtbindigen Böden, die bei Pfahlabständen von $a < 3 \cdot D$ einen Gruppenfaktor größer 1,0 und bei größeren Pfahlabständen einen Gruppenfaktor von 1,0 vorschlagen.

In Tabelle 8.4 sind die Ergebnisse von Gruppenversuchen an gerammten und einer eingepressten Stahlpfahlgruppe in bindigen Böden aufgeführt.

Im Versuch *O'Neill (1981)* ergaben sich Tragfähigkeiten, die je nach Stellung in der Gruppe 71÷75 % des unbeeinflussten Einzelpfahles betragen. Im Versuch nach *Schlitt (aus O'Neill, 1981)* erreichten die Gruppenpfähle nur eine Tragfähigkeit von 92÷93 % und im Versuch von *Koizumi/Ito (aus O'Neill, 1981)* mit eingepressten Stahlverdrängungspfählen nur eine Tragfähigkeit von 65-69 % des unbeeinflussten Einzelpfahles.

Weitere Untersuchungen von Verdrängungspfahlgruppen liegen dem Verfasser nicht vor. Diese wenigen Beispiele belegen aber, dass in bindigen Böden keineswegs davon ausgegangen werden kann, dass die Gruppenwirkung durch den Verdrängungseffekt beim Einbringen der Pfähle kompensiert wird. Die Tragfähigkeit eines Verdrängungspfahles in der Gruppe kann im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei bindigen Böden also deutlich unterhalb des Einzelpfahlwiderstandes liegen. Allerdings ist der Tragfähigkeitszuwachs über die Zeit bei Gruppen ebenfalls noch unbekannt.

Hannigan et al. (1998) geben einen Gruppenfaktor von 0,7 für Fertigverdrängungspfahlgruppen in bindigen Böden mit einer undränierten Kohäsion von $c_u \leq 95$ kN/m² und einem Pfahlabstand $a = 3 \cdot D$ an. Ab einem Pfahlabstand von $a \geq 6 \cdot D$ darf der Gruppenfaktor mit 1,0 angenommen werden. Zwischenwerte für den Pfahlabstand sind dabei aus diesen beiden Werten zu interpolieren. Bei einer undränierten Kohäsion von $c_u > 95$ kN/m² kann nach *Hannigan et al. (1998)* generell ein Gruppenfaktor von 1,0 angesetzt werden. Zusätzlich wird allerdings darauf hingewiesen, dass infolge von Porenwasserüberdrücken, die beim Rammen der Pfähle entstehen können, es zu einer zeitweisen Verringerung der Pfahltragfähigkeit kommen kann.

Eine Abminderung der Pfahltragfähigkeit auf nur 40 ÷ 80 % der Tragfähigkeit des unbeeinflussten Einzelpfahles kann dabei u.U. über einen Zeitraum von mehreren Monaten auftreten.

Tabelle 8.4: Abminderungsfaktoren zur Berücksichtigung der Gruppenwirkung bei gerammten und eingepressten Verdrängungspfählen in bindigen Böden im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Gruppen- größe	Abmin- derungs- faktor	Bemerkung	Quelle
gerammte Fertigverdrängungspfähle			
beliebig	0,7 1,0	bei $c_u \leq 95 \text{ kN/m}^2$ $a = 3 \cdot D$ $a \geq 6 \cdot D$	<i>Hannigan et al. (1998)</i>
	1,0	bei $c_u > 95 \text{ kN/m}^2$	
	0,4 ÷ 0,8	infolge Porenwasserüberdruck zeitweise (1-2 Monate)	
9 Pfähle (3 x 3)	0,71 ÷ 0,75	$c_u = 22 - 36 \text{ kN/m}^2$ Stahlrammpfahl: $D = 41,91$ bis $20,32 \text{ cm}$, $L = 18,45 \text{ m}$, $a = 1,22 \text{ m}$ Verteilung der Pfahlwiderstände: Eckpfahl: 236 kN 374 kN 534 kN Randpfahl: 236 kN 356 kN 463 kN Innenpfal: 236 kN 334 kN 454 kN	<i>O'Neill (1981)</i>
9 Pfähle (3 x 3)	0,92 ÷ 0,93	$c_u = 29 - 67 \text{ kN/m}^2$ Stahlrammpfahl: $D = 30,41$ bis $20,32 \text{ cm}$ $L = 15,85 \text{ m}$, $a = 1,14 \text{ m}$ Verteilung der Pfahlwiderstände: Eckpfahl: 287 kN 504 kN 659 kN Randpfahl: 237 kN 423 kN 548 kN Innenpfal: 331 kN 491 kN 582 kN	<i>Schlitt aus O'Neill (1981)</i>
eingepresste Fertigverdrängungspfähle			
9 Pfähle (3 x 3)	0,65 ÷ 0,69	$c_u = 33,5 - 40,7 \text{ kN/m}^2$ Stahlpfahl: $D = 30,0 \text{ cm}$, $L = 5,31 \text{ m}$, $a = 89,9 \text{ cm}$ Eckpfahl: 85 kN 176 kN 187 kN Randpfahl: 60 kN 136 kN 156 kN Innenpfal: 29 kN 51 kN 51 kN	<i>Koizumi/Ito aus O'Neill (1981)</i>

Abschließende Bewertungen zum Ansatz von Gruppenfaktoren bei Verdrängungspfählen werden im Abschnitt 9.4.1 gegeben.

8.6.2.3 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Im Bild 8.20 und Bild 8.21 werden die Ergebnisse aus Versuchen an Verdrängungspfahlgruppen bzgl. der Gruppenwirkung in nichtbindigen Böden für unterschiedliche Setzungen analog zum Bild 8.19 aufgeführt. Dabei ist deutlich eine Setzungsabhängigkeit zu erkennen.

Für kleine Pfahlabstand-Einbindetiefe-Verhältnisse mit $a/d < 0,5$ liegen die Gruppenfaktoren deutlich unter 1,0. Bei einer Setzung von $s = 0,02 \cdot D$ liegt der kleinste Wert des Gruppenfaktors beispielsweise bei nur 0,48.

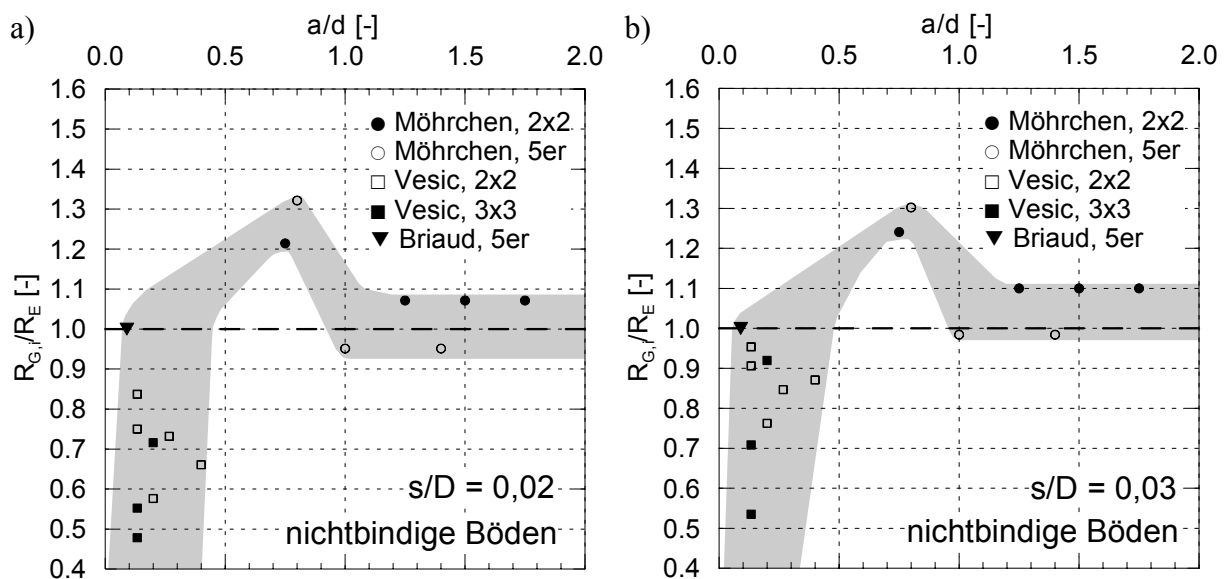


Bild 8.20: Gruppenwirkung bei Verdrängungspfahlgruppen in nichtbindigen Böden bei einer Setzung von a) $s = 0,02 \cdot D$, b) $s = 0,03 \cdot D$

Für die Setzungen von $s = 0,02 \cdot D$ und $0,03 \cdot D$ weisen die Gruppenfaktoren im Bereich von $0,5 < a/d < 1,0$ ihren Maximalwert von rund 1,30 auf, siehe Bild 8.20. Bei Setzungen von $s = 0,05 \cdot D$ liegt der Maximalwert des Gruppenfaktors bei rund 1,50 für $a/d = 1,0$, siehe Bild 8.21. Nach dem Erreichen der maximalen Werte für den Gruppenfaktor geht der Effekt bei größeren Pfahlabstand-Einbindetiefe-Verhältnissen auf einen Wert von ca. 1,0 zurück.

Für bindige Böden liegen dem Verfasser keine Versuche vor, für die die Widerstands-Setzungslinie dokumentiert ist und somit Angaben über das Tragverhalten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit getroffen werden können.

Ein in dieser Arbeit bisher nicht angesprochener Aspekt bei der Bewertung der Tragfähigkeit von Verdrängungspfahlgruppen aus Ramppfählen ist die aufgebrachte Rammenergie beim Eintreiben der Pfähle. Die Einwirkung auf die Pfähle beim Rammen kann u.U. höher sein als

die tatsächliche Gebrauchseinwirkung, so dass die Pfähle sich später im Gebrauchszustand in einem Wiederbelastungsbereich befinden. Das Pfahltragverhalten im Wiederbelastungsbereich ist i. Allg. steifer als bei der Erstbelastung, so dass es für diesen Fall wahrscheinlich ist, dass sich deutlich günstigere Werte für den Gruppenfaktor ergeben als nach Bild 8.20 oder Bild 8.21. Ggf. können sogar vergleichbare Gruppenfaktoren wie im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach Abschnitt 8.6.2.2 angesetzt werden.

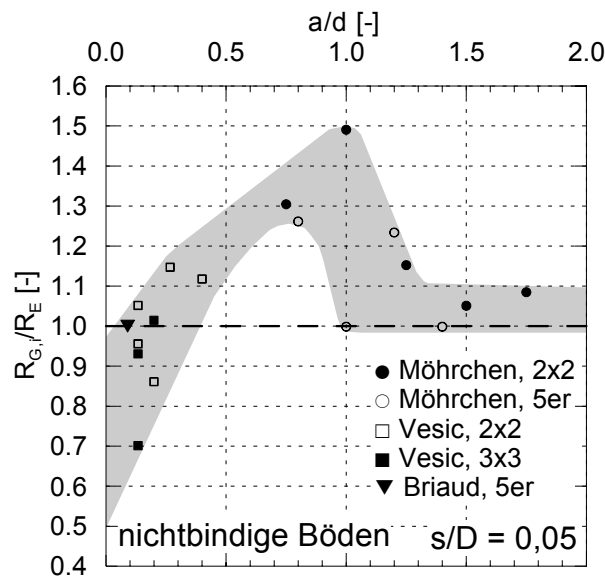


Bild 8.21:

Gruppenwirkung bei Verdrängungspfahlgruppen in nichtbindigen Böden bei einer Setzung von $s = 0,05 \cdot D$

Eine abschließende Bewertung zum Ansatz von Gruppenfaktoren bei Verdrängungspfählen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wird im Abschnitt 9.4.1 gegeben.

Die vorgestellten Versuchsergebnisse stammen aus Versuchen mit Vollverdrängungspfählen. Lediglich bei Möhrchen (2003) ist die Einordnung zu den Teil- oder Vollverdrängungsbohrpfählen aufgrund der zusätzlichen Bodenverdichtung nach dem Einbau nicht eindeutig. Die Ergebnisse entsprachen aber qualitativ den anderen Versuchsergebnissen mit Vollverdrängungspfählen. Da für wirkliche Teilverdrängungspfähle keine Versuchsergebnisse vorliegen, können diesbezüglich keine weiteren Aussagen getroffen werden. Allerdings ist anzunehmen, dass aufgrund des geringeren Verdrängungseffektes bei Teilverdrängungspfählen gegenüber Vollverdrängungspfählen ein geringerer Gruppenfaktor zu erwarten ist und somit die Gruppenwirkung bei Teilverdrängungspfählen ungünstiger ist als bei Vollverdrängungspfählen.

8.6.3 Verpresspfähle

Verpresspfähle können sowohl Stahlpfähle, die durch Rammen oder Rütteln bei gleichzeitiger Zugabe von Verpressmörtel in den Boden eingebracht werden als auch Kleinbohrpfähle sein.

Dabei werden Pfähle mit Durchmessern kleiner als 30 cm als Mikropfähle nach DIN EN 14199 bezeichnet. Nach dem Abbinden oder Aushärten der Pfähle wird in kleine im Pfahl integrierte Schläuche Mörtel gepresst. Dadurch werden diese aufgesprengt und der zusätzlich unter Druck injizierte Verpressmörtel führt zu einer Vergrößerung des Pfahlquerschnittes. Dieser Vorgang des Nachverpressens kann u.U. auch mehrfach vorgenommen werden. Weitere Hinweise finden sich z.B. in *Kempfert/Smolczyk (2001)*.

Im Einzelnen gibt es u.a. folgende Verpresspfahlarten:

- verpresste Kleinpfähle
 - Wurzelpfähle
 - Gewi-Pfähle
 - Vollstabpfähle
- Rüttelinjektionspfähle (RI-Pfähle)
- Verpressmörtelpfähle (VM-Pfähle)
- Rohrverpresspfähle

Untersuchungen zum Verhalten von Verpresspfahlgruppen unter Druckbeanspruchung sind dem Verfasser nicht bekannt. Daher wird hier zunächst das Verhalten von Zugverpresspfählen betrachtet. Verpresspfähle werden oftmals zur Auftriebssicherung von Baugrubensohlen eingesetzt.

In *Rackwitz (2003)* ist eine umfangreiche Parameterstudie an Zugpfahlgruppen dokumentiert. Das verwendete Berechnungsmodell wurde an mehreren Großversuchen mit Zugpfahlgruppen kalibriert. In den Berechnungen wurde von idealen Gruppenzugpfählen ausgegangen. Das bedeutet, dass jeder Pfahl allseitig von weiteren Pfählen umgeben ist und deshalb den umgebenden Boden nur bis zu den Symmetrielinien der Nachbarpfähle aktivieren kann. In dem verwendeten numerischen Modell wurde der ideale Gruppenzugpfahl durch das Gleichsetzen der Modellränder mit den Symmetrieachsen simuliert.

In Bild 8.22 a sind die sich nach *Rackwitz (2003)* ergebenden Gruppenfaktoren im Bruchzustand dargestellt. Dabei wurden Pfähle mit einem Durchmesser von $D = 0,60$ m betrachtet. Ihre Länge betrug $L = 10 / 15 / 20$ m, der Pfahlabstand variiert von $a = 1,5$ m bis 3,5 m. Den Berechnungen lag eine Lagerungsdichte des Sandes von $D = 60$ % zugrunde.

Der Bruch stellte sich bei den kurzen Pfahlgruppen bereits bei einer Hebung von $s = 0,02 \cdot D$ ein. Bei den 15 m und 20 m langen Pfahlgruppen wurde der Bruch in Abhängigkeit des Pfahlabstandes bei einer Hebung von $s = 0,03 \div 0,05 \cdot D$ erreicht. Aufgrund der unterschiedlichen und

insgesamt geringen Hebungen bis zum Eintreten des Bruchzustandes wurde die Gruppenwirkung bei geringeren Hebungen nicht weiter graphisch dargestellt, sie ergibt sich aber vergleichbar zu Bild 8.22 a.

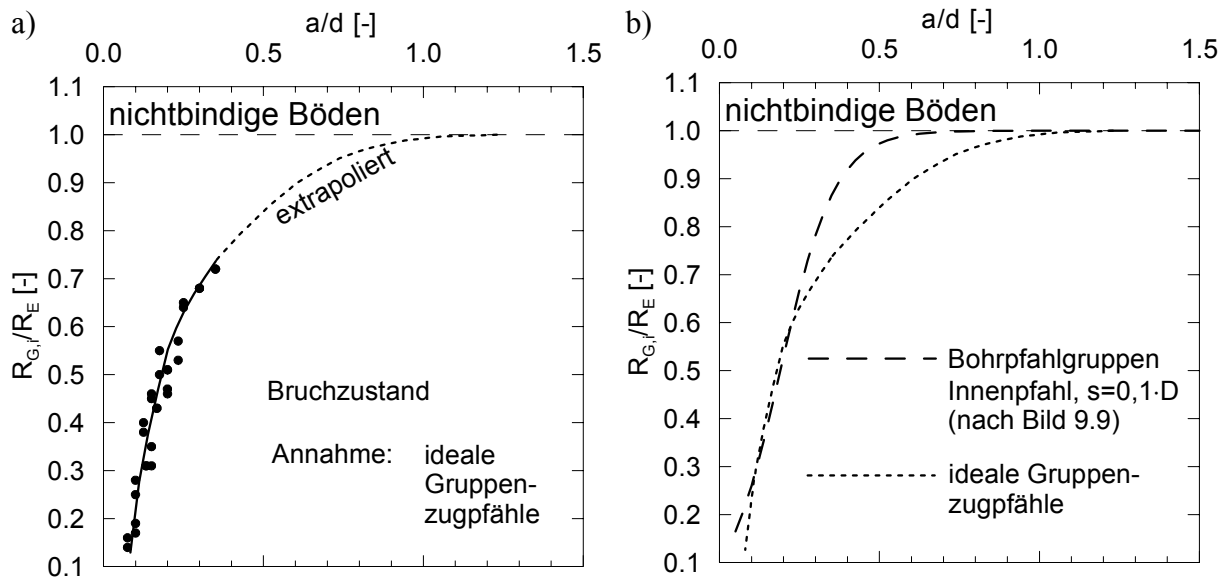


Bild 8.22: Gruppenwirkung bei idealen Gruppenzugpfählen im Bruchzustand für nichtbindige Böden, nach Rackwitz (2003)

Die Untersuchungen nach Rackwitz (2003) wurden nur bis zu einem Pfahlabstand-Einbindetiefe-Verhältnis von $a/d < 0,35$ durchgeführt. Daher wurde der resultierende Graph der Berechnungsergebnisse in Bild 8.22 a bis $a/d = 1,5$ extrapoliert.

Die Ergebnisse nach Rackwitz (2003) ergeben gegenüber den Untersuchungen an druckbelasteten Bohrpfahlgruppen einen ähnlichen Gruppenfaktor. In Bild 8.22 b sind die Ergebnisse nach Rackwitz (2003) den eigenen Ergebnissen für Innenpfähle in bindigen Böden bei einer Setzung von $s = 0,1 \cdot D$ gegenübergestellt. Bei kleinen Pfahlabstand-Einbindetiefe-Verhältnissen mit $a/d < 0,25$ weisen beide Kurven einen nahezu identischen Verlauf auf. Im Bereich von $0,25 < a/d < 1,0$ verläuft der extrapolierte Graph für die Verpresspfähle unterhalb des Graphen für Bohrpfähle.

Eine direkte Übertragung der Ergebnisse aus den Zugpfahlgruppenuntersuchungen an Verpresspfählen kann nicht unmittelbar auf Druckpfahlgruppen vorgenommen werden. Trotzdem kann aufgrund der Analogie zum Verlauf des Gruppenfaktors bei Bohrpfahlgruppen zunächst davon ausgegangen werden, dass bei auf Druck belasteten Verpresspfahlgruppen kein günstigerer Gruppenfaktor angesetzt werden sollte als für Bohrpfähle. Allerdings ist diese Aussage mit Unsicherheiten behaftet.

8.6.4 Bewertung der Untersuchung der Gruppenwirkung bei Pfahlgruppen mit anderen Pfahlarten

Im Abschnitt 8.6 wurden im Wesentlichen Verdrängungspfähle und Verpresspfähle untersucht. Die vorliegenden Ergebnisse aus Modellversuchen sind nicht umfangreich genug, um die Einflussfaktoren λ_3 bzw. S_3 für das zu entwickelnde Nomogrammverfahren nach den Gleichungen (8.1) und (8.2) in ähnlicher Weise zu beschreiben wie für Bohrpfähle.

Daher sollen lediglich Bemessungshinweise für Verdrängungspfähle und Verpresspfähle gegeben werden.

Bei Verdrängungspfählen ergibt sich infolge des Einbringevorganges ein Verdrängungseffekt, der die Tragfähigkeit der Pfähle erhöht. Gleichzeitig reduziert die Gruppenwirkung aber die Tragfähigkeit der Gruppenpfähle. Welcher Effekt dominiert hängt u.a. vom Baugrund, der Gruppengeometrie sowie dem betrachteten Grenzzustand ab.

In den vorstehenden Versuchen zeigten sich im Bruchzustand bei allen betrachteten Vollverdrängungspfählen in nichtbindigen Böden stets Gruppenfaktoren größer von $G_R \geq 1,0$. Bei geringeren Setzungen stellten sich für kleine Pfahlabstand-Einbindetiefe-Verhältnisse Gruppenfaktoren von $G_R < 1,0$ ein.

Bei bindigen Böden wurden im Bruchzustand stets Gruppenfaktoren von $G_R < 1,0$ beobachtet. Diese lagen in einem Fall bei nur $G_R = 0,65$. Für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit lagen in bindigen Böden keine Untersuchungen vor.

Für zugbeanspruchte Verpresspfahlgruppen ergaben sich im Bruchzustand vergleichbare Gruppenfaktoren wie bei druckbeanspruchten Bohrpfahlgruppen. Allerdings weisen die Verpresspfahlgruppen ein anderes Widerstands-Verformungs-Verhalten als Bohrpfähle auf. Der Bruchzustand tritt bei den Zugpfählen bereits bei wesentlich geringeren Verformungen als bei Bohrpfählen auf. Die Verformungen lagen im Bereich von $s = 0,02 \div 0,05 \cdot D$. Aus der Übertragung der Zugpfahlgruppenuntersuchungen kann aber geschlossen werden, dass druckbeanspruchte Verpresspfahlgruppen wahrscheinlich keine wesentlich günstigere Gruppenwirkung aufweisen als Bohrpfähle.

Die praktische Umsetzung der hier aufgeführten Erkenntnisse wird in Abschnitt 9.4 vorgenommen.

9 Ableitung eines Nomogrammverfahrens zur Erfassung der Gruppenwirkung unter Berücksichtigung des Teilsicherheitskonzeptes

9.1 Grundlagen und Zielsetzung

In den vorstehenden Abschnitten wurde eine umfangreiche Parameterstudie zur Gruppenwirkung beschrieben aus der hervorgeht, dass die resultierenden Systembeanspruchungen und Setzungsgrößen infolge Gruppenwirkung besonders bei Bohrpfahlgruppen mit großen Einbindelängen in die tragfähigen Schichten nicht zu vernachlässigen sind.

Es hat sich einerseits gezeigt, dass die Gruppenwirkung mit den heute zur Verfügung stehenden numerischen Berechnungsverfahren weitgehend zutreffend modelliert werden kann, wenn

- entsprechende 3D-Programme zur Verfügung stehen und
- die Berechnungsmodelle und Stoffgesetze einer abgesicherten Validierung unterzogen werden.

Auch können vereinfachte Verfahren entsprechend Abschnitt 7 für bestimmte Randbedingungen brauchbare Ergebnisse liefern. Allerdings ist die Definition der Eingangsparameter dieser Verfahren nicht immer eindeutig.

Im Folgenden soll nun aus der umfangreichen Parameterstudie nach Abschnitt 8 ein faktoriisiertes vereinfachtes Nomogrammverfahren abgeleitet werden, welches in der Ingenieurpraxis mit verträglichem Aufwand ohne große Rechenprogramm Voraussetzungen anwendbar ist. Das vorgeschlagene Verfahren eignet sich nach Einschätzung des Verfassers, die Forderungen der DIN 1054:2005-01 (8.6.2) zur Berücksichtigung der Gruppenwirkung bei Pfahlgründungen zu erfüllen.

In Abschnitt 10 sind Beispiele für die Anwendung des vorgeschlagenen Nomogrammverfahrens zusammengestellt und mit Ergebnissen aus numerischen und vereinfachten Verfahren verglichen worden.

9.2 Gruppenwirkung bezogen auf die Setzungen von Pfahlgruppen

(1) Die mittlere Setzung s_G einer Pfahlgruppe entspricht der mit dem Gruppenfaktor G_s belegten Setzung eines Einzelpfahles infolge der mittleren Einwirkung F_G/n_G auf die Gruppenpfähle.

$$s_G = s_E \cdot G_s \quad (9.1)$$

mit:

s_G mittlere Setzung einer Pfahlgruppe

s_E Setzung eines vergleichbaren Einzelpfahles

G_s setzungsbezogener Gruppenfaktor für die mittlere Setzung einer Pfahlgruppe

(2) Der setzungsbezogene Gruppenfaktor G_s für die Ermittlung der mittleren Setzung einer Pfahlgruppe unter einer zentrisch angreifenden vertikalen Gesamteinwirkung ergibt sich zu:

$$G_s = S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (9.2)$$

mit:

S_1 Einflussfaktor Bodenart, Gruppengeometrie (Pfahllänge L , Pfahleinbindetiefe in den tragfähigen Boden d , Pfahlachsabstand a) nach Bild 9.1 und Bild 9.2

S_2 Einflussfaktor Gruppengröße nach Bild 9.3, Bild 9.4 und Bild 9.5

S_3 Einflussfaktor Pfahlart, siehe Abschnitt 9.4

(3) Die Nomogramme nach Bild 9.1 bis Bild 9.5 zur Bestimmung der setzungsbezogenen Gruppenwirkung werden für bindige normalkonsolidierte, bindige überkonsolidierte und nichtbindige Böden unterschieden. Der Steifemodul, als für dieses Verfahren wesentlicher Bodenparameter, wurde diesen Böden dabei folgendermaßen zugeordnet (Anwendungsgrenzen):

- bindig normalkonsolidiert: $E_s = 3 \div 12 \text{ MN/m}^2$
- bindig überkonsolidiert: $E_s = 12 \div 27 \text{ MN/m}^2$
- nichtbindig: $E_s > 27 \text{ MN/m}^2$

Böden mit einem Steifemodul $E_s < 3 \text{ MN/m}^2$ werden bei diesem Verfahren als nichttragfähige Schichten angesehen, in denen kein nennenswerter Pfahlwiderstand aktiviert wird.

(4) Es wird eine als starr anzusehende Pfahlkopfplatte bzw. aufgehende Konstruktion angenommen, d.h. die Setzungsdifferenzen innerhalb der Pfahlgruppe sind für das Tragverhalten vernachlässigbar.

(5) Das Nomogrammverfahren bezieht sich zunächst auf quadratische Bohrpfahlgruppen. Es kann aber auch näherungsweise auf nichtquadratische regelmäßige Pfahlgruppen übertragen werden. Dabei wird wie bei quadratischen Gruppen die Anzahl der Pfähle n_G auch bei nicht quadratischen Gruppen näherungsweise als Eingangsgröße für die Nomogramme nach Bild 9.3 bis Bild 9.5 angesetzt.

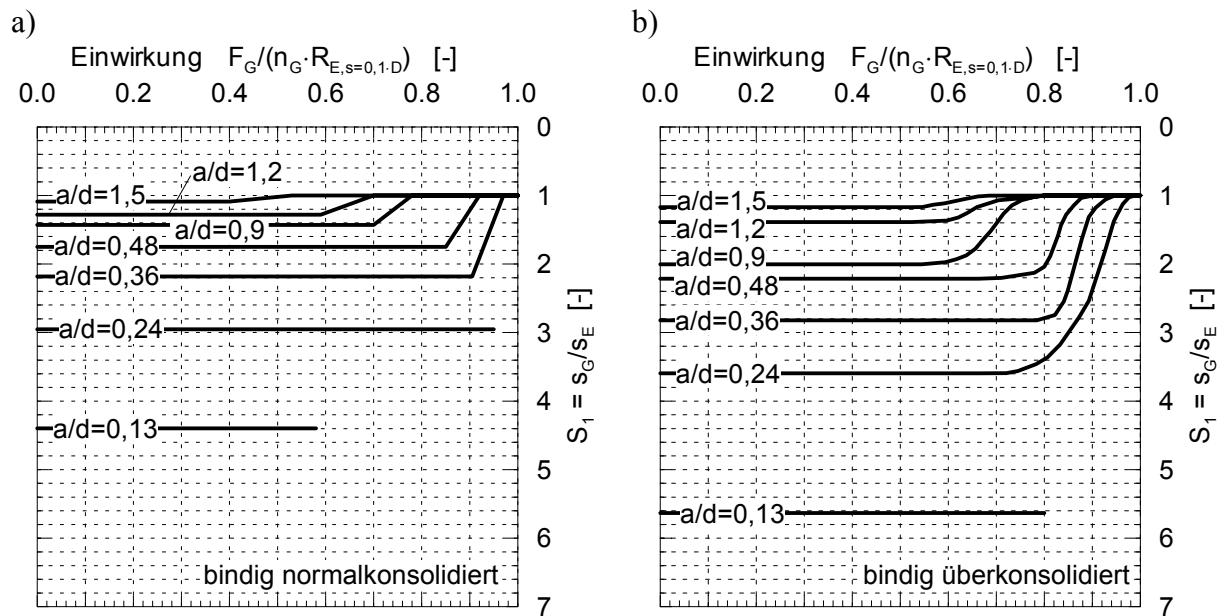


Bild 9.1: Nomogramme zur Bestimmung der mittleren Setzung einer Bohrpfahlgruppe bei
a) bindigen normalkonsolidierten Böden und
b) bindigen überkonsolidierten Böden

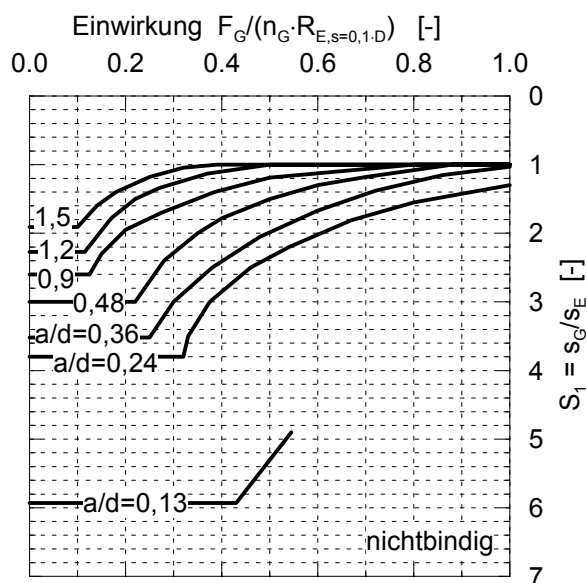
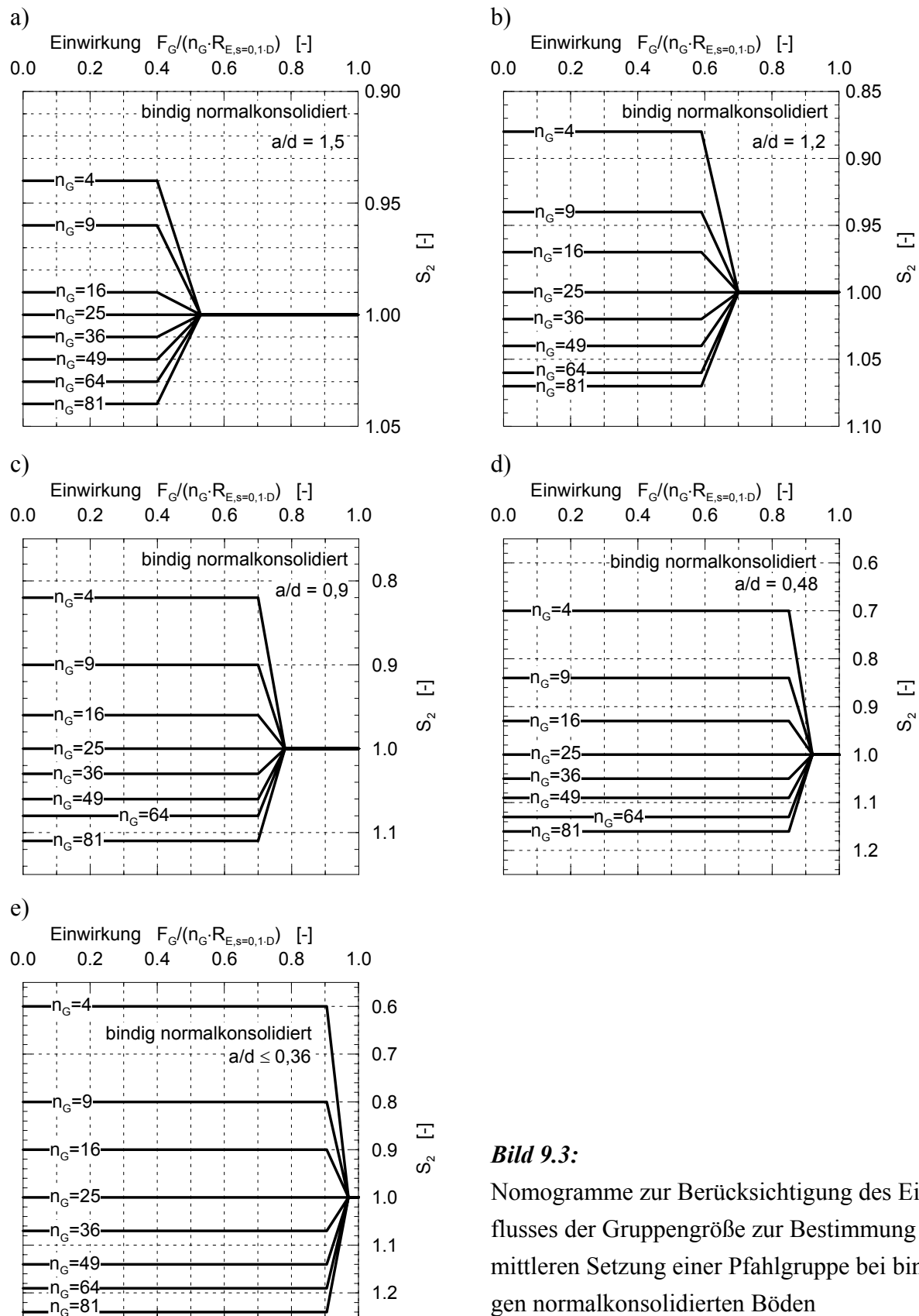


Bild 9.2:

Nomogramm zur Bestimmung der mittleren Setzung einer Bohrpfahlgruppe bei nichtbindigen Böden

**Bild 9.3:**

Nomogramme zur Berücksichtigung des Einflusses der Gruppengröße zur Bestimmung der mittleren Setzung einer Pfahlgruppe bei bindigen normalkonsolidierten Böden

(6) Die Nomogramme wurden auf Grundlage von Untersuchungen an Pfählen mit einem Durchmesser von $D = 0,3 \div 1,50$ m und Pfahllängen von $L = 9 \div 24$ m aufgestellt. Sie sollten daher nur auf ähnliche Geometrien angewendet werden. Das Maß der Pfahlabstände ist dabei beliebig.

(7) Nach 9.3 (6) sollten die ermittelten Setzungen ggf. nochmals angepasst werden, wenn die Summe der Pfahlkräfte mit der Gesamteinwirkung nicht übereinstimmt.

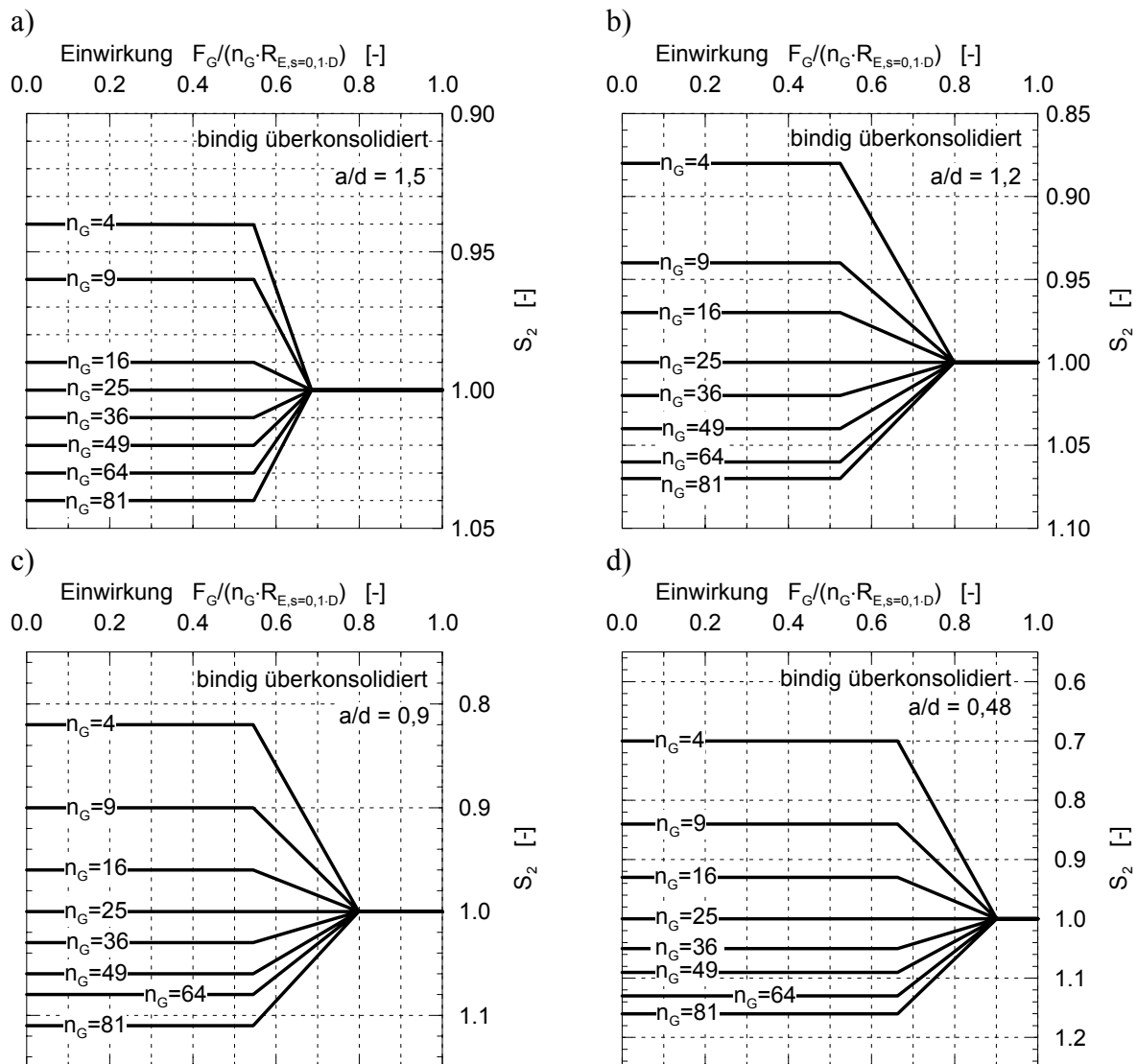
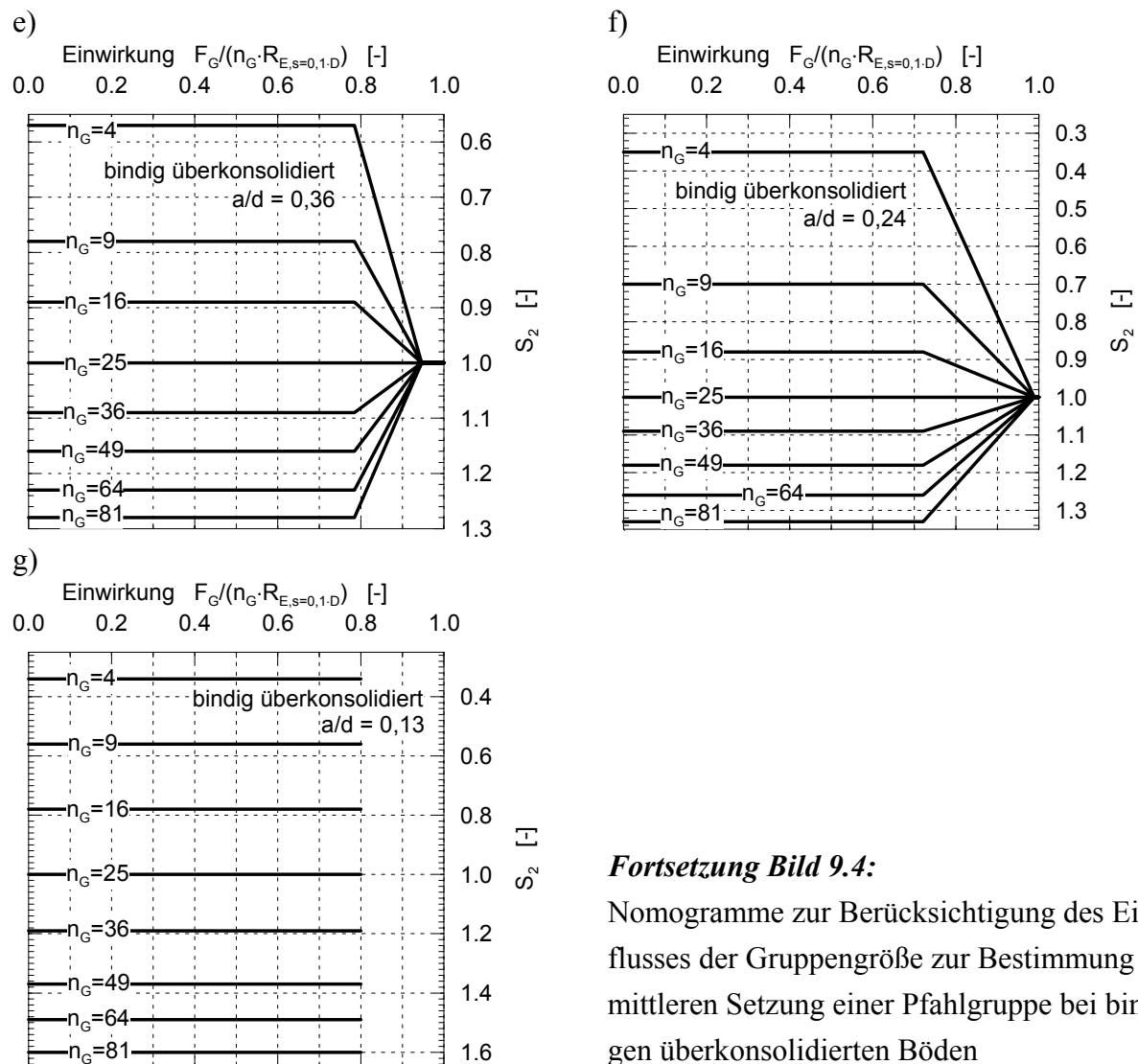


Bild 9.4 : Nomogramme zur Berücksichtigung des Einflusses der Gruppengröße zur Bestimmung der mittleren Setzung einer Pfahlgruppe bei bindigen überkonsolidierten Böden



Fortsetzung Bild 9.4:

Nomogramme zur Berücksichtigung des Einflusses der Gruppengröße zur Bestimmung der mittleren Setzung einer Pfahlgruppe bei bindigen überkonsolidierten Böden

(8) Eine Momenteneinwirkung bewirkt im Wesentlichen eine Verdrehung der Pfahlgründung, die über Bild 9.6 berücksichtigt werden kann. Der Faktor η_M ist ein Maß für die Höhe der Momenteneinwirkung im Verhältnis zur Vertikaleinwirkung und berücksichtigt gleichzeitig die Gruppengeometrie über die Pfahlanzahl und den Pfahlabstand. Es gilt:

$$\eta_M = \frac{M \cdot n_G}{F_G \cdot n \cdot a} \quad (9.3)$$

dabei sind:

- η_M Faktor für die Höhe der Momenteneinwirkung
- M Momenteneinwirkung
- n_G Anzahl der Pfähle in der Gruppe, mit $n_G = n \cdot n$
- F_G vertikale Gesamteinwirkung

- n Anzahl der Pfähle in einer Pfahlreihe
 a Pfahlachsabstand

Über die Verdrehung $\tan \delta$ der Pfahlkopfplatte können die zusätzlichen Setzungen infolge der Momenteneinwirkung für alle Gruppenpfähle ermittelt werden.

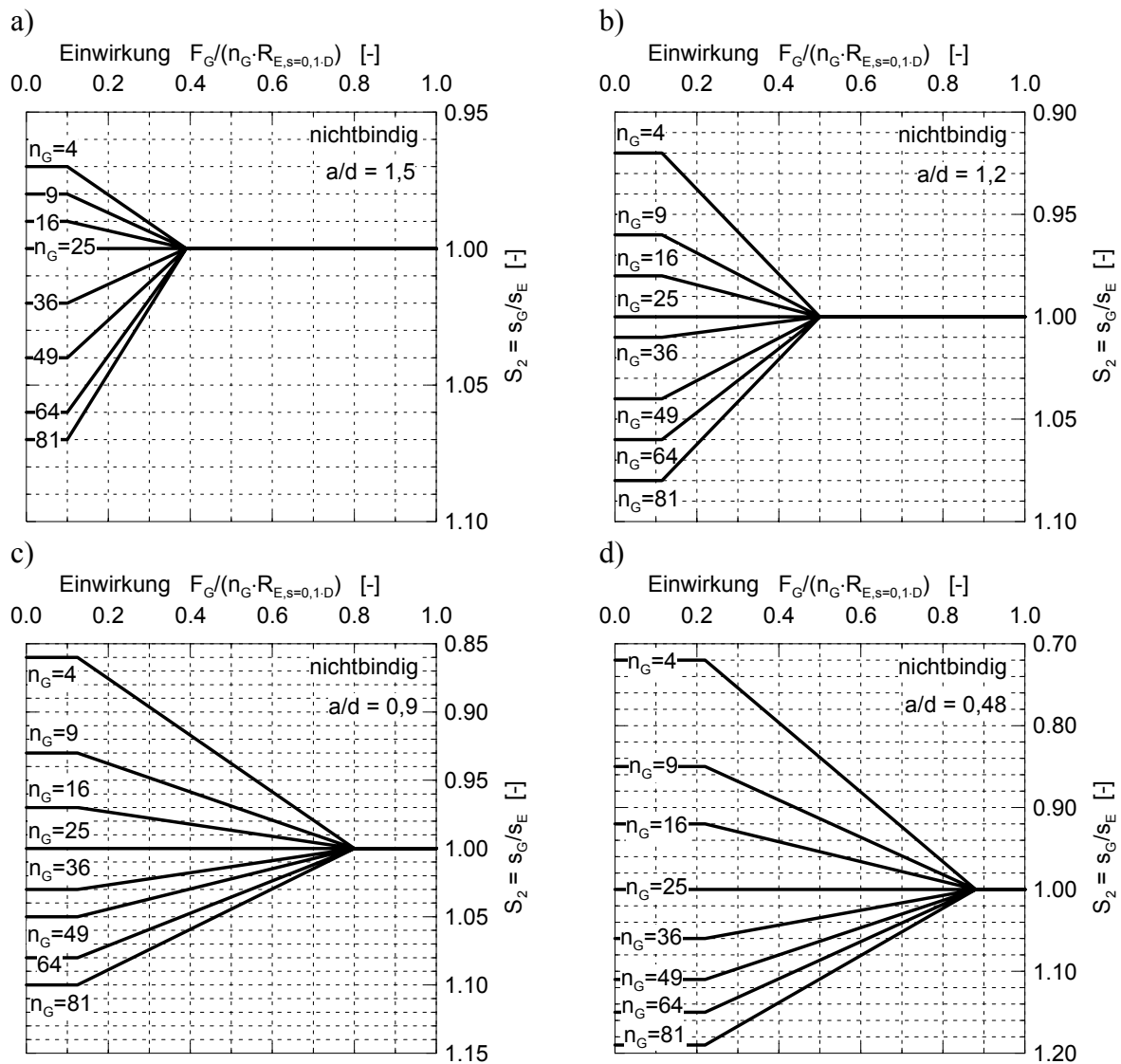
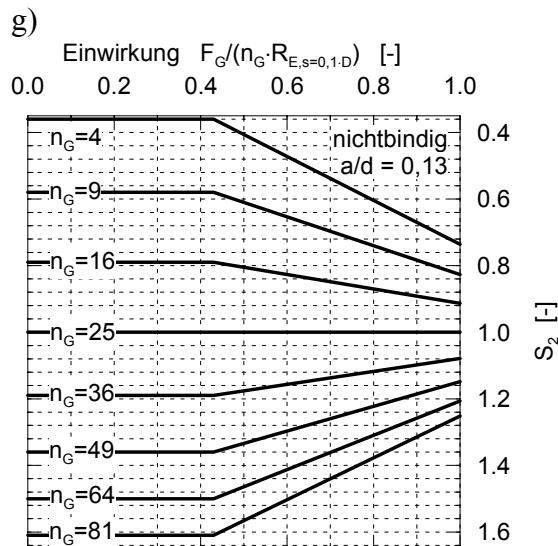
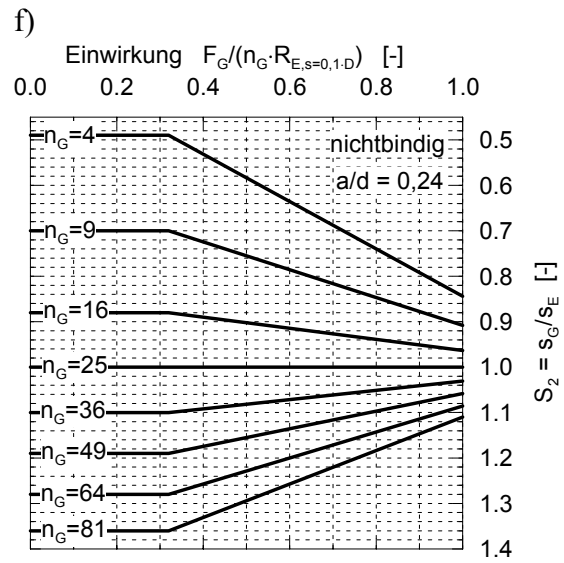
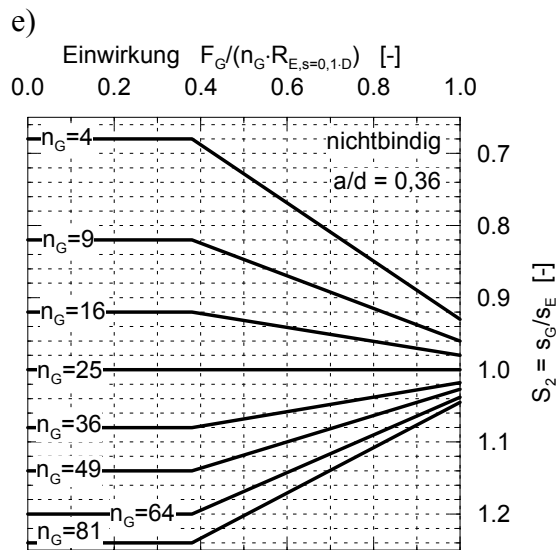
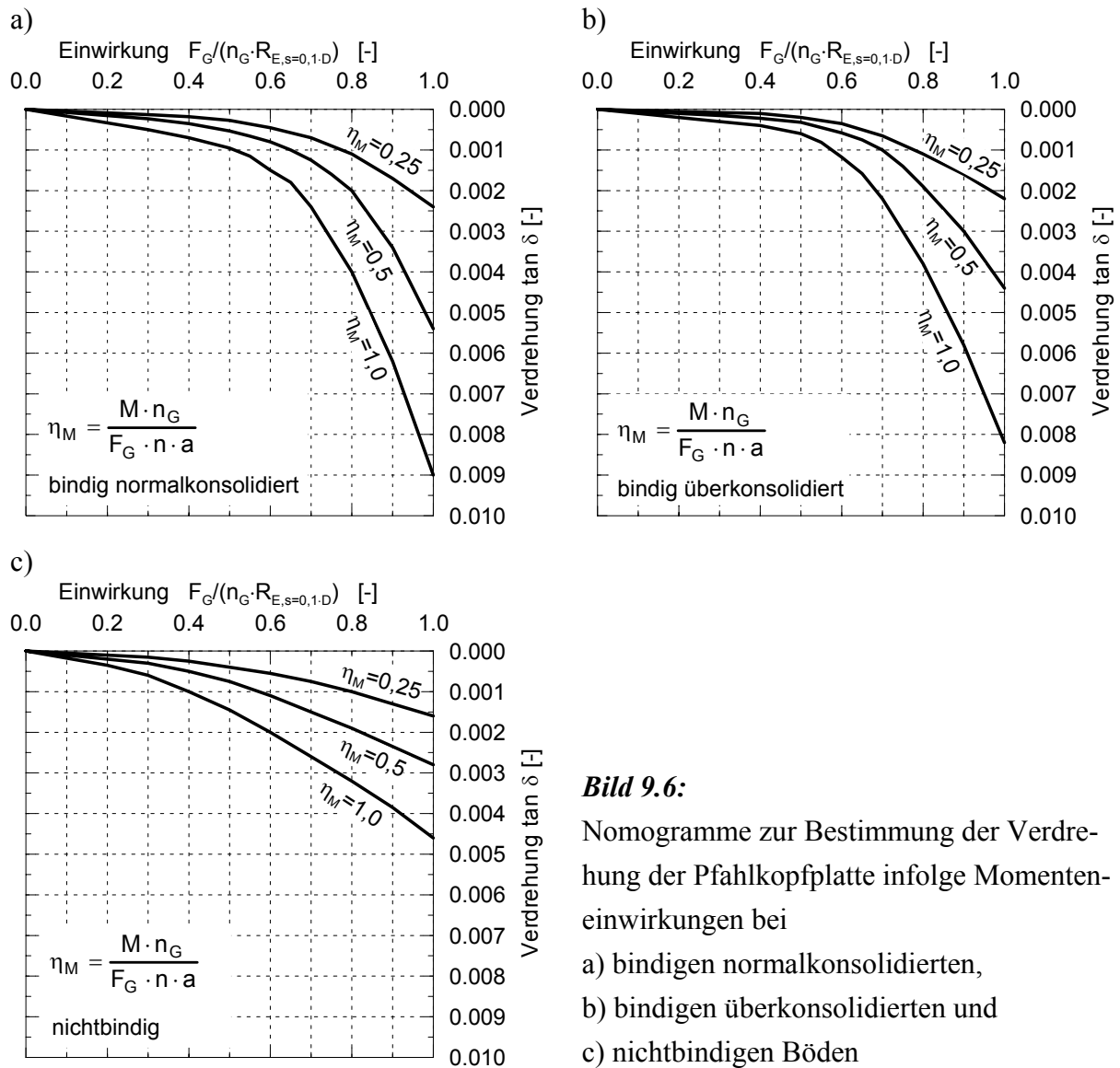


Bild 9.5 : Nomogramme zur Berücksichtigung des Einflusses der Gruppengröße zur Bestimmung der mittleren Setzung einer Pfahlgruppe bei nichtbindigen Böden



Fortsetzung Bild 9.5:

Nomogramme zur Berücksichtigung des Einflusses der Gruppengröße zur Bestimmung der mittleren Setzung einer Pfahlgruppe bei nichtbindigen Böden



9.3 Widerstände der Gruppenpfähle

(1) Die Pfahlwiderstände von einzelnen Pfählen in einer Gruppe unter Berücksichtigung der Gruppenwirkung ergeben sich aus dem mit dem Gruppenfaktor belegten Pfahlwiderstand eines Einzelpfahles bei einer Setzung gleich der mittleren Setzung der Pfahlgruppe.

$$R_{G,i} = R_E \cdot G_{R,i} \quad (9.4)$$

mit:

$R_{G,i}$ Gruppenpfahlwiderstand (i-ter Pfahl)

R_E Pfahlwiderstand eines vergleichbaren Einzelpfahles

$G_{R,i}$ widerstandsbezogener Gruppenfaktor für den i-ten Pfahl einer Gruppe

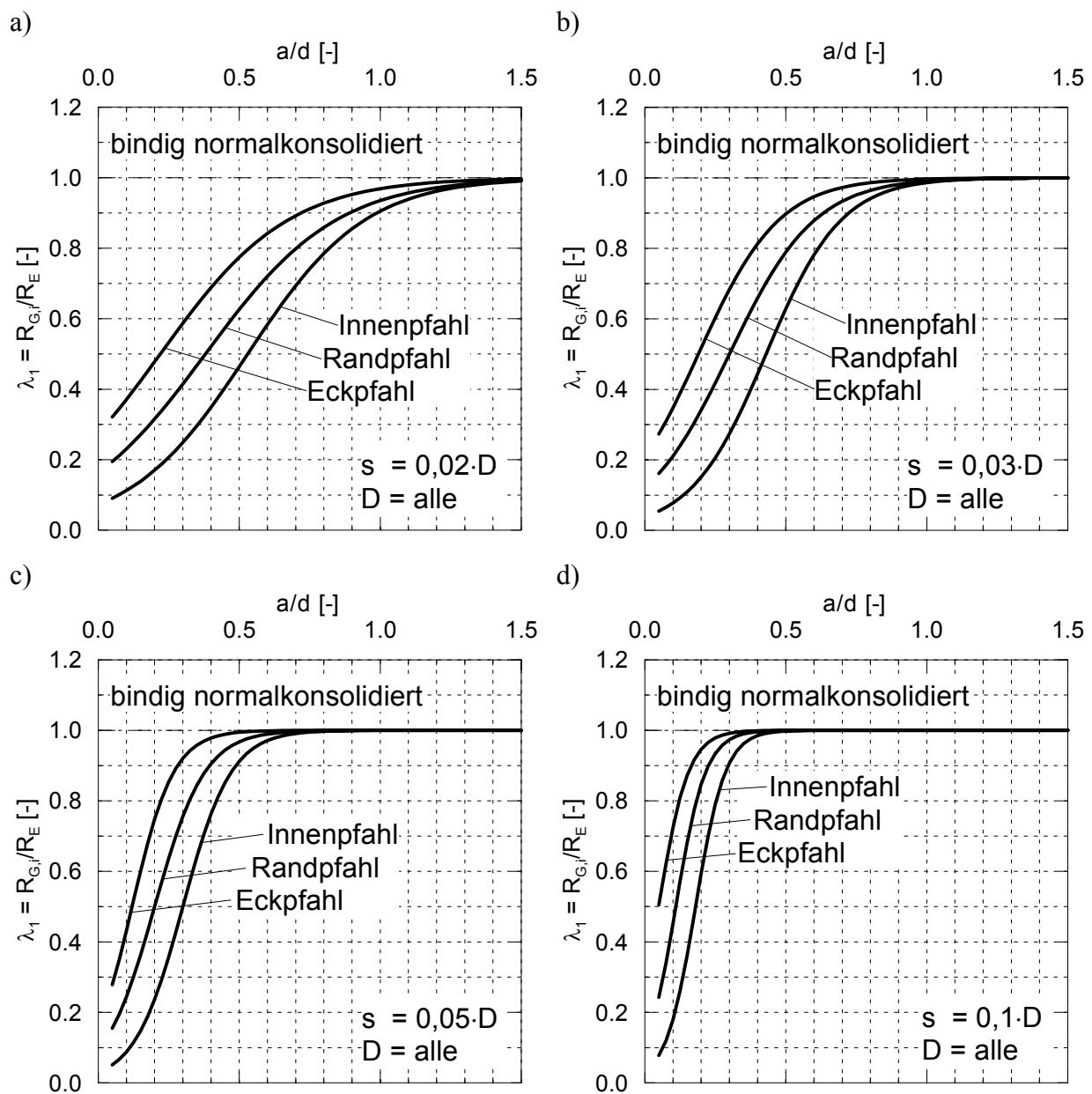


Bild 9.7: Nomogramme zur Berücksichtigung der Gruppenwirkung bei Bohrpfahlgruppen in bindigen normalkonsolidierten Böden bei einer bezogenen Setzung von a) $s = 0,02 \cdot D$, b) $s = 0,03 \cdot D$, c) $s = 0,05 \cdot D$ und d) $s = 0,1 \cdot D$

(2) Der Gruppenfaktor $G_{R,i}$ für die Ermittlung der Widerstände von Gruppenpfählen unter einer zentrisch angreifenden vertikalen Gesamteinwirkung ergibt sich zu:

$$G_{R,i} = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \quad (9.5)$$

mit:

λ_1 Einflussfaktor Bodenart, Gruppengeometrie (Pfähllänge L , Pfahleinbindetiefe in den tragfähigen Boden d , Pfahlachsabstand a), betrachtete Setzung s nach Bild 9.7 bis Bild 9.9

λ_2 Einflussfaktor Gruppengröße nach Bild 9.10

λ_3 Einflussfaktor Pfahlart, siehe Abschnitt 9.4

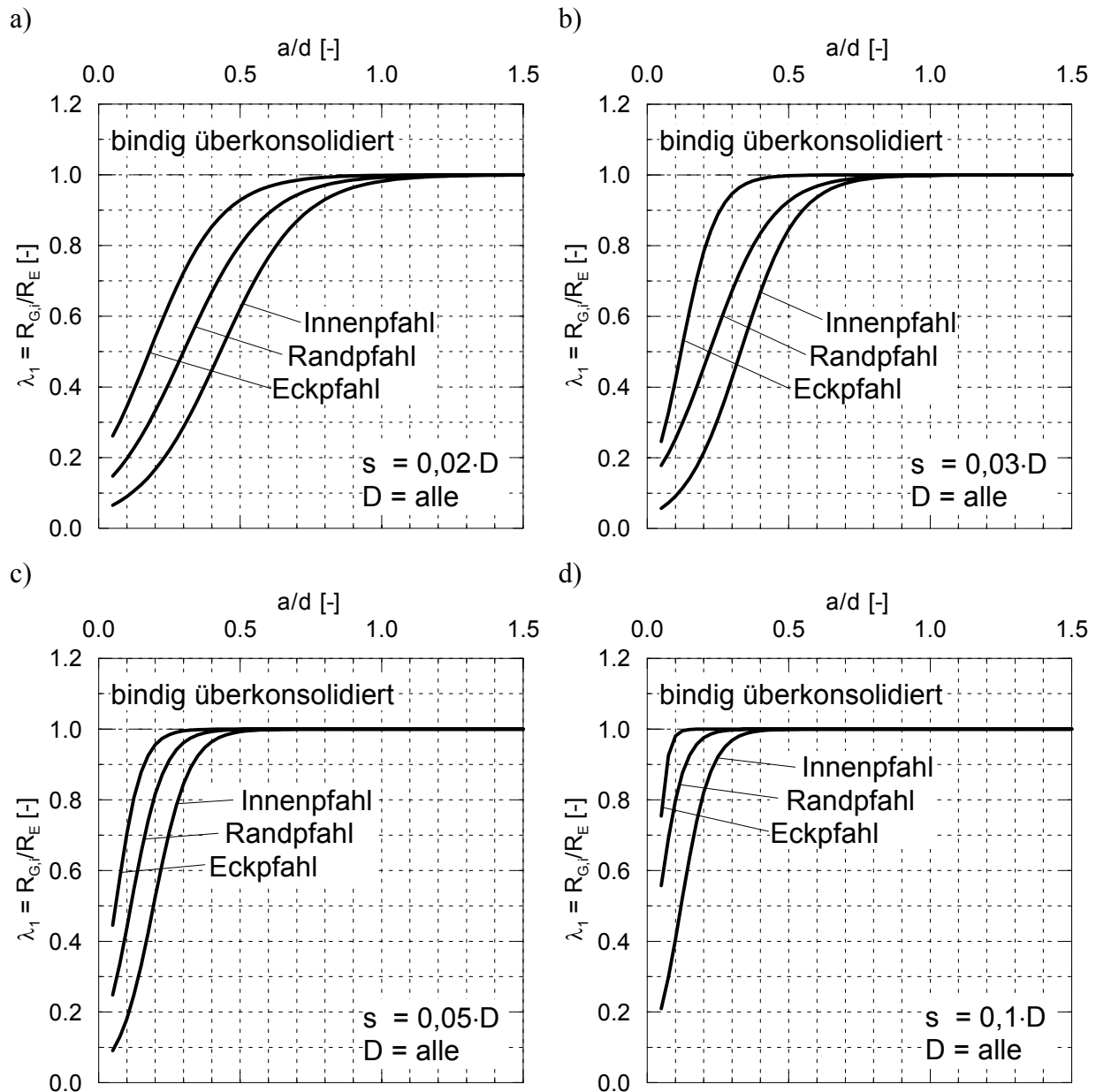


Bild 9.8: Nomogramme zur Berücksichtigung der Gruppenwirkung bei Bohrpfahlgruppen in bindigen überkonsolidierten Böden bei einer bezogenen Setzung von a) $s = 0,02 \cdot D$, b) $s = 0,03 \cdot D$, c) $s = 0,05 \cdot D$ und d) $s = 0,1 \cdot D$

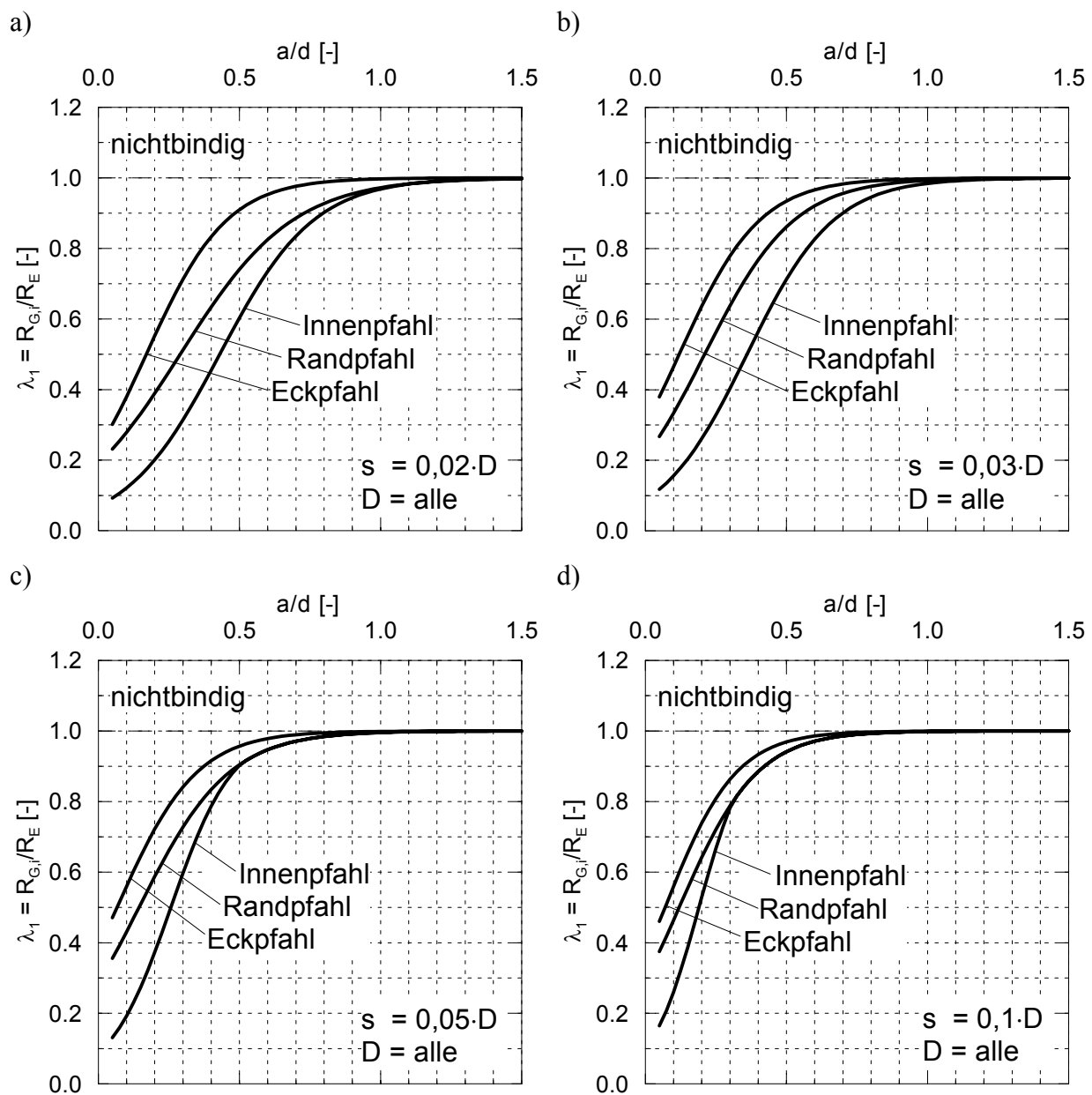


Bild 9.9: Nomogramme zur Berücksichtigung der Gruppenwirkung bei Bohrpfahlgruppen in nichtbindigen Böden bei einer bezogenen Setzung von a) $s = 0,02 \cdot D$, b) $s = 0,03 \cdot D$, c) $s = 0,05 \cdot D$ und d) $s = 0,1 \cdot D$

(3) Für die Anwendung der Nomogramme nach Bild 9.7 bis Bild 9.10 gilt ebenfalls Abschnitt 9.2 (3) bis (6).

(4) Als *Eckpfähle* werden nur die vier Pfähle an den Ecken der Pfahlgründung verstanden. *Randpfähle* sind die Pfähle, die in den jeweils äußeren Reihen angeordnet sind. *Innenpfähle* sind alle Pfähle, die von allen Seiten von Nachbarnpfählen umgeben sind. Auch bei größeren

Pfahlgruppen bleibt die Definition der Eck- und Randpfähle näherungsweise erhalten und wird nicht auf mehrere Reihen erweitert.

(5) Die Anwendung der Nomogramme nach Bild 9.7 bis Bild 9.9 sollte zunächst auf Pfahlgruppen mit einer maximalen Pfahlanzahl von 9 Pfählen je Seite beschränkt bleiben.

(6) Weicht die Summe aller Pfahlwiderstände in der Gruppe vom Wert der Gesamteinwirkung ab, so empfiehlt es sich, das Maß der unter Abschnitt 9.2 bestimmten Setzung iterativ zu korrigieren. Werden die Pfahlwiderstände unterschätzt, so ist die Setzung zu erhöhen, werden die Pfahlwiderstände überschätzt, so ist die Setzung zu verringern.

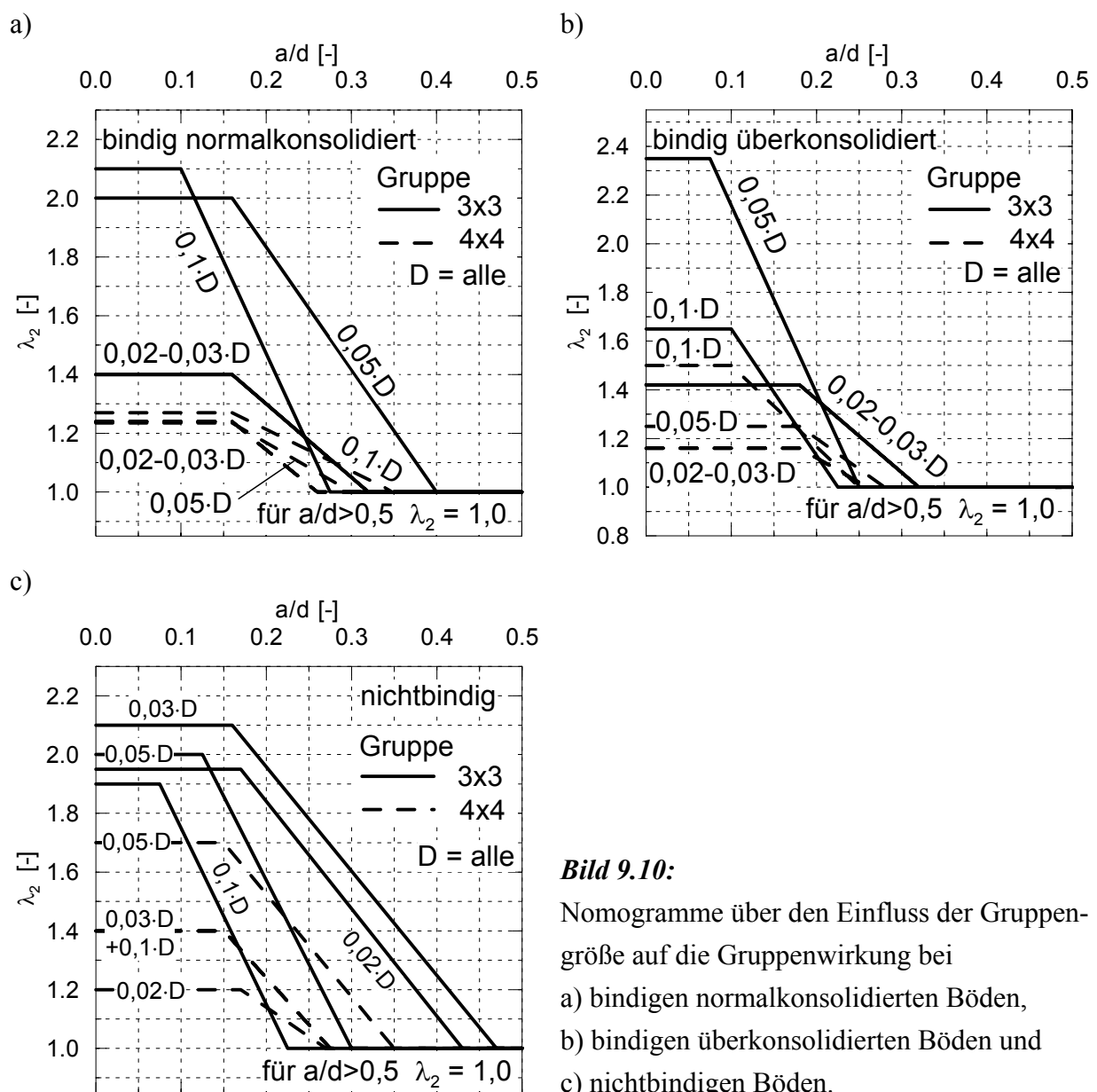


Bild 9.10:

Nomogramme über den Einfluss der Gruppengröße auf die Gruppenwirkung bei

- a) bindigen normalkonsolidierten Böden,
- b) bindigen überkonsolidierten Böden und
- c) nichtbindigen Böden.

(7) Für quadratische Pfahlgruppen mit 3x3 und 4x4 Pfählen gibt Bild 9.10 den Einflussfaktor λ_2 für die Berücksichtigung der Gruppengröße bei Innenpfählen an. Kleinere Pfahlgruppen weisen definitionsgemäß nach (4) keine Innenpfähle auf. Bei Pfahlgruppen mit 5 und mehr Pfählen je Seite sollte der Einflussfaktor mit $\lambda_2 = 1,0$ angenommen werden.

(8) Bei nichtquadratischen Pfahlgruppen ist die Anzahl der Pfähle auf der längeren Seite als Eingangsgröße für Bild 9.10 anzusetzen.

9.4 Verdrängungspfahlgruppen und Verpresspfahlgruppen

9.4.1 Verdrängungspfahlgruppen

(1) Zum Gruppenverhalten von Verdrängungspfahlgruppen liegen noch wenig abgesicherte Erkenntnisse vor. Nachfolgend sind dazu erste tendenzielle Angaben gemacht. Projektbezogene Anwendungen sollten durch einen Sachverständigen für Geotechnik bestätigt werden.

(2) Im Grenzzustand der Tragfähigkeit kann bei Vollverdrängungspfahlgruppen in nichtbindigen Böden ein Gruppenfaktor von $G_R \geq 1,0$ angenommen werden. Für günstige Pfahlabstand-Einbindetiefe-Verhältnisse von $a/d = 0,3 \div 0,7$ können Gruppenfaktoren bis zu $G_R = 1,50$ auftreten.

(3) Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sollte bei Vollverdrängungspfahlgruppen in nichtbindigen Böden der Gruppenfaktor bei ungünstigen Pfahlabstand-Einbindetiefe-Verhältnissen mit $G_R < 1,0$ angenommen werden. Als ungünstig können hier Werte von $a/d \leq 0,5$ eingestuft werden. Bei günstigen Pfahlabstand-Einbindetiefe-Verhältnissen kann der Gruppenfaktor auch bei $G_R \geq 1,0$ liegen.

(4) Für Vollverdrängungspfahlgruppen in bindigen Böden sollte ein Gruppenfaktor von $G_R \leq 1,0$ angenommen werden. Dieser könnte bei kleinen Pfahlabstand-Einbindetiefe-Verhältnissen im Bereich von $a/d = 0,1$ mit $G_R = 0,7$ angesetzt werden. Bindige Böden mit einer höheren Kohäsion des undrnierten Bodens von $c_u \geq 95 \text{ kN/m}^2$ können ein günstigeres Tragverhalten zeigen, bei dem der Gruppenfaktor ggf. $G_R = 1,0$ beträgt.

(5) Bei Verdrängungspfahlgruppen in bindigen Böden muss die Möglichkeit einer Reduzierung der Tragfähigkeit infolge Porenwasserdruckerhöhungen durch den Rammvorgang berücksichtigt werden, die einen vorübergehenden Gruppenfaktor von nur $G_R = 0,4$ hervorrufen kann. Dieser Effekt kann unter Umständen mehrere Wochen andauern.

(6) Für die Punkte (1) bis (4) gilt generell, dass mit steigendem Pfahlabstand-Einbindetiefe-Verhältnis der Gruppenfaktor gegen $G_R = 1,0$ tendiert.

(7) Teilverdrängungspfahlgruppen können einen geringeren Gruppenfaktor als Vollverdrängungspfähle aufweisen.

(8) Verdrängungspfahlgruppen weisen i.d.R. ein abweichendes Setzungsverhalten gegenüber Bohrpfahlgruppen auf. Aufgrund der Vorbelastung der Pfahlgruppe z.B. durch die Rammenergie bei gerammten Verdrängungspfählen und durch den Spannungseffekt zwischen den Pfählen ist bei Verdrängungspfahlgruppen zumindest im Bereich der Gebrauchstauglichkeit mit geringeren Setzungen gegenüber Bohrpfahlgruppen zu rechnen.

9.4.2 Verpresspfahlgruppen

(1) Der Gruppenfaktor von Verpresspfählen sollte nicht günstiger angesetzt werden als für Bohrpfahlgruppen. Dabei kann bei Verpresspfählen der Bruchzustand bereits bei geringeren Setzungen als bei Bohrpfählen erreicht werden.

(1) Zum Gruppentragverhalten von verpressten Mikropfahlgruppen liegen noch wenig abgesicherte Erkenntnisse vor. In Anlehnung an die Zugversuche mit Mikropfahlgruppen nach *Rackwitz (2003)* sollten für verpresste Mikropfahlgruppen keine günstigeren Gruppenfaktoren als die für Bohrpfahlgruppen nach Abschnitt 9.3 angenommen werden. Für den konkreten Anwendungsfall sollten die angesetzten Gruppenfaktoren durch einen Sachverständigen für Geotechnik bestätigt werden.

(2) Ebenfalls ist zu beachten, dass bei Mikropfählen der Bruchzustand bereits bei geringeren Setzungen als bei Bohrpfählen erreicht werden kann.

9.5 Geschichteter Baugrund

(1) Bindet eine Pfahlgruppe in einen Baugrund mit mehreren nach 9.2 (3) als tragfähig einzustufende Bodenschichten ein, so ist der Anteil des Pfahlwiderstandes abzuschätzen, der in der jeweiligen Schicht aktiviert wird und entsprechend (2) bis (5) vorzugehen.

(2) Weist eine Bodenschicht wesentlich tragfähigere Bodenkenngrößen als die übrigen Schichten auf und es zu erwarten ist, dass in dieser Schicht der maßgebliche Anteil am Pfahl-

widerstand aktiviert wird, so ist die Schichtdicke dieser Bodenschicht alleine für die Bildung des Pfahlabstand-Einbindetiefe-Verhältnisses a/d anzusetzen. Entsprechend sind die Nomogramme für die Bodenart dieser Schicht zu verwenden.

(3) Ist die Schichtdicke der tragfähigsten Schicht wesentlich geringer als die Dicke anderer Schichten, so dass nicht zu erwarten ist, dass in dieser Schicht der wesentliche Anteil des Pfahlwiderstandes aktiviert wird, so sind die Nomogramme für die Bodenkenngrößen der mächtigsten Schicht zu verwenden. Als Einbindelänge in die tragfähige Schicht sind allerdings alle Dicken tragfähiger Schichten mit anzusetzen.

(4) Sind die Schichtdicken und Bodenkenngrößen derart, dass zu erwarten ist, dass gleiche Pfahlwiderstandsanteile in jeder Schicht aktiviert werden, so sind die Nomogramme für die Bodenkenngrößen der jeweiligen Schicht anzuwenden und der Mittelwert aus den abgeleiteten Gruppenfaktoren zu bilden. Als Einbindelänge in die tragfähige Schicht sind alle Dicken tragfähiger Schichten mit anzusetzen.

(5) Weist der Baugrund mehr als zwei tragfähige Schichten auf, so müssen zur Anwendung der Nomogramme ggf. die Absätze (2) bis (4) sinnvoll kombiniert werden.

9.6 Anwendung des Teilsicherheitskonzeptes auf Pfahlgruppen

9.6.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZ 1B / ULS)

(1) Zum Nachweis der ausreichenden Sicherheit gegen Versagen einer Druckpfahlgruppe im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZ 1B / ULS) ist die Grenzzustandsbedingung

$$E_{1,d} \leq \sum R_{1,d,i} \quad (9.6)$$

zu erfüllen. Der Bemessungswert der Beanspruchungen $E_{1,d}$ ergibt sich aus dem Ansatz:

$$E_{1,d} = E_{G,k} \cdot \gamma_G + E_{Q,k} \cdot \gamma_Q \quad (9.7)$$

Die Bemessungswerte der Widerstände $R_{1,d,i}$ sind aus dem Ansatz

$$R_{1,d,i} = R_{1,k,i} / \gamma_P \quad (9.8)$$

zu ermitteln.

(2) Beim Ansatz der charakteristischen Pfahlwiderstände $R_{1,k,i}$ ist die Gruppenwirkung zu berücksichtigen. Dazu kann für den charakteristischen Widerstand des Gruppenpfahles der

mit dem Gruppenfaktor $G_{R,i}$ faktorisierte Widerstand R_E eines vergleichbaren Einzelpfahles bei gleicher Setzung angesetzt werden. Der Gruppenfaktor $G_{R,i}$ gibt hierbei das Maß der Gruppenwirkung an und kann nach Abschnitt 9.3 bestimmt werden.

$$R_{1,k,i} = R_{E,k} \cdot G_{R,i} \quad (9.9)$$

(3) Bei axial belasteten Pfahlgruppen ist zu prüfen, ob die Pfahlkopfplatte oder der Überbau ausreichend bemessen sind, um ein unterschiedliches Widerstands-Setzungs-Verhalten der Gruppenpfähle auszugleichen und die Lasten dementsprechend umzulagern. Für die Bemessung der Pfahlkopfplatte dürfen die Pfähle im statischen Rechenmodell ersatzweise durch Federn abgebildet werden, deren Steifigkeit $c_{p,i}$ sich ergibt zu:

$$c_{p,i} = \frac{R_{1,k,i}}{s_{1,k}} \quad (9.10)$$

Das mit Ersatzfedersteifigkeiten nach Gleichung (9.10) aufgestellte statische Rechenmodell darf nur auf Einwirkungskombinationen angewandt werden, die auch der Ermittlung der Ersatzsteifigkeiten zu Grunde lagen. Da die Ersatzfedersteifigkeiten ein lineares Tragverhalten aufweisen, sind für andere Einwirkungskombinationen neue Ersatzfedersteifigkeiten zu bestimmen.

9.6.2 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2 / SLS)

(1) Bei der Ermittlung der Setzung einer Pfahlgruppe ist eine mögliche Setzungserhöhung infolge Gruppenwirkung zu berücksichtigen. Dazu kann für die mittlere Setzung der Pfahlgruppe die mit dem Gruppenfaktor $G_{s,i}$ faktorisierte Einzelpfahlsetzung $s_{E,k}$ bei einer Einwirkung gleich der mittleren Einwirkung F_G/n_G der Gruppenpfähle angesetzt werden. Der Gruppenfaktor $G_{s,i}$ gibt hierbei das Maß der Gruppenwirkung an und kann nach Abschnitt 9.2 bestimmt werden.

$$s_{2,k} = s_{E,k} \cdot G_{s,i} \quad (9.11)$$

(2) Sind die Verformungen der Pfahlgründung für das Gesamttragwerk von Bedeutung, so ist eine ausreichende Sicherheit gegen Verlust der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2 / SLS) nachzuweisen. Der Nachweis ist erbracht, wenn der Bemessungswert der Beanspruchungen $E_{2,d}$ kleiner gleich der Summe der Bemessungswerte der Pfahlwiderstände $R_{2,d,i}$ ist. Nach DIN 1054 entsprechen hierbei die Bemessungswerte den charakteristischen Werten.

$$E_{2,d} = E_{2,k} \leq \sum R_{2,d,i} = \sum R_{2,k,i} \quad (9.12)$$

Der Nachweis darf auch über die zulässigen Setzungen unter charakteristischen Beanspruchungen der Pfahlgründung im Gebrauchszustand wie folgt geführt werden:

$$\text{zul } s_k \leq s_{2k} \quad (9.13)$$

(3) Beim Ansatz der charakteristischen Pfahlwiderstände $R_{2,k,i}$ ist die infolge Gruppenwirkung möglicherweise erhöhte Setzung nach (1) zu Grunde zu legen. Der charakteristische Widerstand eines Gruppenpfahles ergibt sich aus dem Widerstand $R_{E,k}$ eines vergleichbaren Einzelfahles bei gleicher Setzung, welcher mit dem Gruppenfaktor $G_{R,i}$ faktorisiert wird. Der Gruppenfaktor $G_{R,i}$ gibt hierbei das Maß der Gruppenwirkung an und kann nach Abschnitt 9.3 bestimmt werden.

$$R_{2,k,i} = R_{E,k} \cdot G_{R,i} \quad (9.14)$$

(4) Bei Pfahlgruppen mit weicher Pfahlkopfplatte ist mit Setzungsdifferenzen zwischen den Pfählen zu rechnen, siehe auch Bild 4.1. Unter den Annahmen, dass keine Pfahlkopfplatte vorhanden ist und alle Pfähle eine gleich hohe Einwirkung erfahren, kann im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von Setzungsdifferenzen in der Pfahlgruppe bezogen auf die mittlere Setzung s_G aller Pfähle

- bei Eckpfählen von $\Delta s = -0,13$ bis $-0,23 \cdot s_G$,
- bei Randpfählen von $\Delta s = -0,02$ bis $-0,06 \cdot s_G$ und
- bei Innenpfählen von $\Delta s = 0,09$ bis $0,15 \cdot s_G$

ausgegangen werden. Bei Vorhandensein einer Pfahlkopfplatte nehmen die Setzungsdifferenzen mit der Steifigkeit der Pfahlkopfplatte ab.

9.6.3 Analoge Nachweisführung für Kombinierte Pfahl-Plattengründungen

DIN 1054 verweist zum Nachweis von Kombinierte Pfahl-Plattengründungen auf die KPP-Richtlinie aus *Hanisch et al. (2002)*. Nach Meinung des Verfassers sind dort allerdings keine Nachweisverfahren aufgeführt, die dem Gedanken des Teilsicherheitskonzeptes entsprechen. So wird dort für den Grenzzustand der Tragfähigkeit das einzuhaltende Sicherheitsniveau weiterhin über einen globalen Sicherheitsbeiwert definiert.

$$\eta \cdot \sum E_{l,k,i} \leq R_{l,tot,k} \quad (9.15)$$

mit

$E_{l,k,i}$ Beanspruchungen

$R_{l,tot,k}$ Gesamtwiderstand der Kombinierten Pfahl-Plattengründung im Grenzzustand der Tragfähigkeit

η globaler Sicherheitsbeiwert ($\eta_{LF1} = 2,00$; $\eta_{LF2} = 1,75$; $\eta_{LF3} = 1,50$)

Stattdessen sollte auch für Kombinierte Pfahl-Plattengründungen der Nachweisführung für Pfahlgruppen nach Abschnitt 9.6.1 gefolgt werden. Die allgemeine Nachweisgleichung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit nach Gleichung (9.6) sowie nach Gleichung (9.7) bleiben somit unverändert. Die Gleichung (9.8) für die Ableitung der Bemessungswerte der Widerstände sollte um den charakteristischen Widerstand der Pfahlkopfplatte $R_{l,Platte,k}$ infolge Sohlpressung erweitert werden. Die Umrechnung in Bemessungsgrößen könnte zunächst mit dem gleichen Teilsicherheitsbeiwert γ_P wie für den Pfahlwiderstand $R_{l,k,i}$ erfolgen.

$$R_{l,d} = \frac{\sum R_{l,k,i}}{\gamma_P} + \frac{R_{l,Platte,k}}{\gamma_P} \quad (9.16)$$

Bei Kombinierten Pfahl-Plattengründungen kann ggf. für die Festlegung der charakteristischen Widerstände nach Gleichung (9.16) eine abweichende Definition des Grenzzustandes der Tragfähigkeit als die für Pfahlgründungen allgemein übliche Setzung von $s = 0,1 \cdot D$ sinnvoll sein.

Für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit gibt die KPP-Richtlinie eine zu Gleichung (9.12) gleichwertige Nachweisgleichung an.

10 Vergleichende Anwendung der Verfahren auf unterschiedliche Pfahlgruppen

10.1 Vorgehensweise

In diesem Abschnitt werden die abgeleiteten Berechnungsverfahren zur Gruppenwirkung,

- die Methode der Finiten Elemente,
- das erweiterte Verfahren nach *Randolph/Wroth* und
- das vereinfachte Nomogrammverfahren,

vergleichend anhand von ausgewählten Beispielen behandelt. Die sich nach diesen drei Verfahren ergebenden Pfahlwiderstände und die mittlere Setzung der Pfahlgruppe werden für den Grenzzustand der Tragfähigkeit sowie für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit vergleichend gegenübergestellt.

Dabei wird das für die Ingenieurpraxis beim Vorliegen von Regelfällen abgeleitete Nomogrammverfahren nach Abschnitt 9 in seiner Anwendung im Detail gezeigt und die Ergebnisse mit den Ergebnissen der beiden anderen Verfahren verglichen und bewertet.

Dazu wird im ersten Beispiel, siehe 10.2.1, die Bestimmung der Pfahlwiderstände im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und im Grenzzustand der Tragfähigkeit unter Berücksichtigung der Gruppenwirkung vorgestellt und die entsprechenden Tragfähigkeitsnachweise nach DIN 1054 bzw. DIN EN 1997-1 nach Abschnitt 9.6 geführt. Weiter wird die mittlere Setzung der Pfahlgruppe prognostiziert und über die entsprechenden Pfahlwiderstände werden Ersatzfedersteifigkeiten abgeleitet, anhand derer über statische Berechnungen mit dem Programm SOFiSTiK die Beanspruchung der Pfahlkopfplatte infolge Gruppenwirkung abgeschätzt wird.

Bei den weiteren Beispielen wird nur die Beanspruchung der Pfahlkopfplatte betrachtet. Tragfähigkeitsnachweise werden nicht geführt. Die Beispiele umfassen Pfahlgruppen unterschiedlicher Größe in bindigen und nichtbindigen Böden. Dabei werden sowohl quadratische Pfahlgruppen, siehe Abschnitte 10.2.1 und 10.3, als auch eine nichtquadratische Pfahlgruppe, siehe Abschnitt 10.4, behandelt. Ebenfalls wird ein Beispiel für geschichteten Baugrund, siehe Abschnitt 10.2.2, und eine Pfahlgründung unter Momentenbeanspruchung, siehe Abschnitt 10.5, vorgestellt.

Die angeführten Widerstands-Setzungslinien der Einzelpfähle sind als charakteristische Widerstands-Setzungslinien zu verstehen. Die Angaben zu Setzungen sind stets charakteristische Größen.

10.2 Beispiel Pfeilergründung auf 9 Pfählen

10.2.1 Ungeschichtetes Bodenprofil unterhalb einer Weichschicht

Die Geometrie einer Pfeilergründung auf 9 Pfählen, die Bodenkenngrößen und die Widerstands-Setzungslinie aus einer Pfahlprobebelastung eines vergleichbaren Einzelpfahles sind im Bild 10.1 gegeben. Es soll eine maximale Setzung von $s = 0,03 \cdot D = 0,03 \cdot 130 = 3,9$ cm für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit vorgegeben sein.

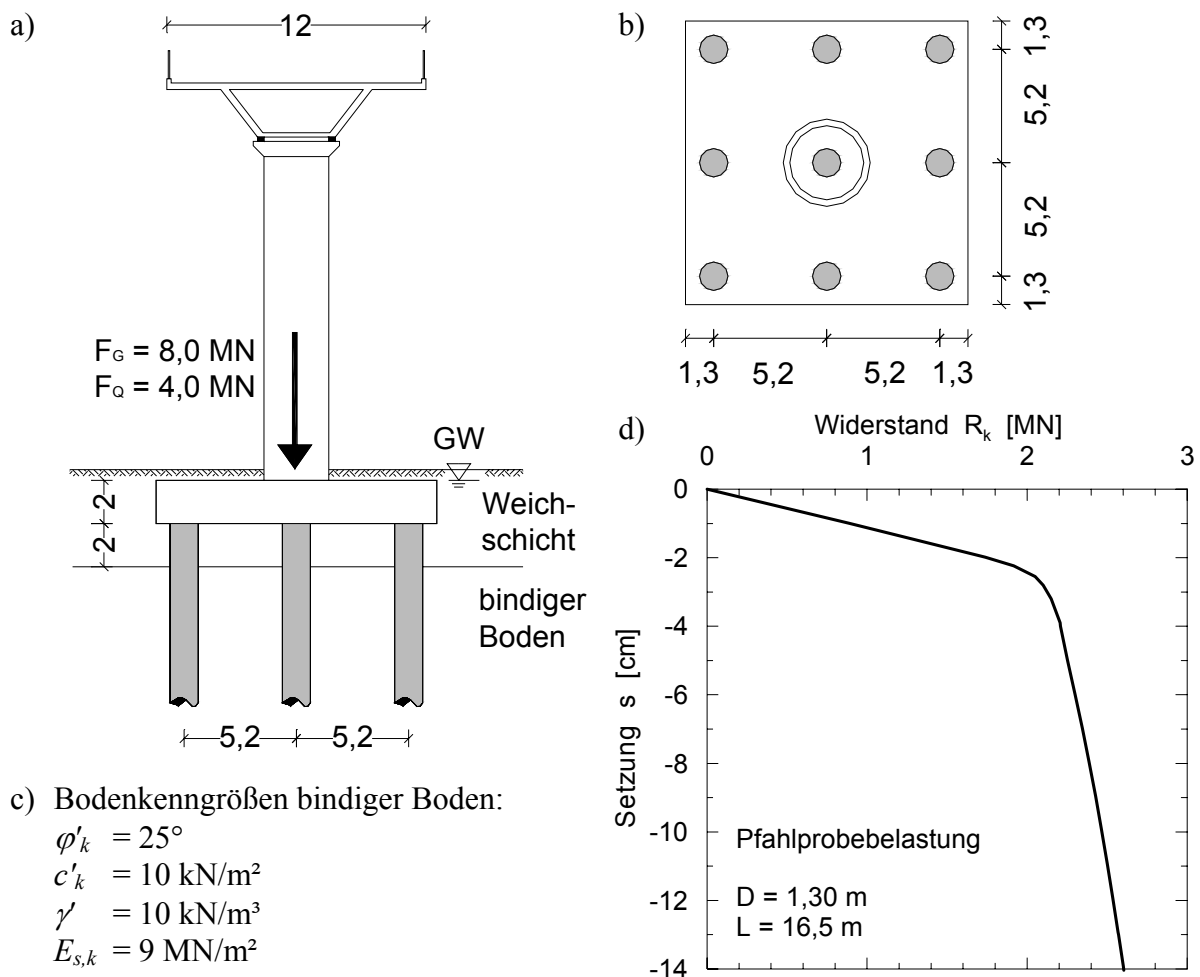


Bild 10.1: Pfeilergründung auf 9 Pfählen, a) Ansicht, b) Grundriss, c) Bodenkenngrößen, d) charakteristische Widerstands-Setzungslinie von einem vergleichbaren Einzelpfahl aus einer Pfahlprobebelastung

a) Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist eine maximale Setzung von $s = 0,03 \cdot D$ vorgegeben. Entsprechend wird das Nomogramm nach Bild 9.7 b zur Bestimmung der Pfahlwiderstände angewendet.

Eingangsgröße ist dabei das Pfahlabstand-Einbindetiefe-Verhältnis:

$$a/d = 5,2/14,5 = 0,359 \quad (10.1)$$

Mit diesen Größen ergibt sich der erste Einflussfaktor λ_I aus Bild 9.7 b abhängig von der Pfahlposition zu $\lambda_I = 0,76$ (Eckpfahl), $\lambda_I = 0,59$ (Randpfahl) und $\lambda_I = 0,35$ (Innenpfahl).

Nach Bild 9.10 a beträgt der zweite Einflussfaktor λ_2 zur Berücksichtigung der Gruppengröße für die Innenpfähle $\lambda_2 = 1,0$. Weitere Einflussfaktoren müssen bei diesem Beispiel nicht berücksichtigt werden.

Mit dem charakteristischen Pfahlwiderstand des Einzelpfahles von $R_{E,k} = 2,21$ MN bei einer Setzung von $s = 0,03 \cdot D$ nach Bild 10.1 d und den zuvor ermittelten Einflussfaktoren ergeben sich die folgenden Pfahlwiderstände in der Gruppe:

$$R_{Eck,k}(s = 0,03 \cdot D) = 2,21 \cdot 0,76 = 1,68 \text{ MN} \quad (10.2)$$

$$R_{Rand,k}(s = 0,03 \cdot D) = 2,21 \cdot 0,59 = 1,30 \text{ MN} \quad (10.3)$$

$$R_{Innen,k}(s = 0,03 \cdot D) = 2,21 \cdot 0,35 \cdot 1,00 = 0,77 \text{ MN} \quad (10.4)$$

Bei einer Setzung von $s = 0,03 \cdot D$ beträgt der charakteristische Gesamtwiderstand der Pfahlgruppe:

$$R_{G,k}(s = 0,03 \cdot D) = 4 \cdot 1,68 + 4 \cdot 1,30 + 0,77 = 12,69 \text{ MN} \quad (10.5)$$

Nach der Grenzzustandsbedingung für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit müssen die Beanspruchungen kleiner als die Widerstände sein. Dabei sind alle Teilsicherheitsbeiwerte mit $\gamma_F = \gamma_R = 1,0$ anzusetzen.

$$E_{2,d} = E_{1,k} \leq R_{2,d} = R_{2,k} \rightarrow 12,0 \text{ MN} \leq 12,69 \text{ MN} \quad (\mu = 0,95) \quad (10.6)$$

b) Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ergibt sich der charakteristische Gesamtwiderstand der Gruppe analog dem Vorgehen unter a) allerdings mit einer Setzung von $s_I = 0,1 \cdot D$. Mit dem charakteristischen Grenzwiderstand des Einzelpfahles von $R_{I,k} = 2,57$ MN nach Bild 10.1 d und den Einflussfaktoren nach Bild 9.7 d und Bild 9.10 a betragen die charakteristischen Pfahlwiderstände:

$$R_{Eck,k}(s = 0,1 \cdot D) = 2,57 \cdot 1,0 = 2,57 \text{ MN} \quad (10.7)$$

$$R_{Rand,k}(s = 0,1 \cdot D) = 2,57 \cdot 0,99 = 2,54 \text{ MN} \quad (10.8)$$

$$R_{Innen,k}(s = 0,1 \cdot D) = 2,57 \cdot 0,97 \cdot 1,0 = 2,49 \text{ MN} \quad (10.9)$$

Daraus ergibt sich der charakteristische Gesamtwiderstand der Pfahlgruppe im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu:

$$R_G(s = 0,1 \cdot D) = 4 \cdot 2,57 + 4 \cdot 2,54 + 2,49 = 22,93 \text{ MN} \quad (10.10)$$

Die charakteristischen Werte der Einwirkungen und Widerstände werden mit den entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerten nach DIN 1054 in Bemessungswerte umgewandelt. Damit lautet die Grenzzustandsgleichung:

$$E_{1,d} = E_{G,k} \cdot \gamma_G + E_{Q,k} \cdot \gamma_Q \leq R_{1,d} = R_{1,k} / \gamma_{Pc} \quad (10.11)$$

$$8 \cdot 1,35 + 4 \cdot 1,50 = 16,8 \text{ MN} \leq 22,93 / 1,20 = 19,11 \text{ MN} \quad (\mu = 0,88)$$

Somit ist die Standsicherheit sowohl für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit mit einem Ausnutzungsgrad von $\mu = 0,95$ nach Gleichung (10.6) als auch für den Grenzzustand der Tragfähigkeit mit einem Ausnutzungsgrad von $\mu = 0,88$ nach Gleichung (10.11) erfüllt.

In Tabelle 10.1 sind die charakteristischen Pfahlwiderstände nach den drei vorgestellten Berechnungsverfahren für eine Grenzsetzung von $s_I = 0,1 \cdot D$ gegenübergestellt. Bei allen Verfahren kommt es nur zu geringen Differenzen zwischen den Pfahlwiderständen innerhalb der Gruppe. Die Pfähle mit dem höchsten Widerstand sind beim Nomogrammverfahren und nach *Randolph/Wroth* die Eckpfähle, während es nach der FEM der Innenpfahl ist. Das Nomogrammverfahren und die FEM ergeben einen nahezu identischen Gesamtwiderstand der Gruppe, während man nach *Randolph/Wroth* einen geringfügig kleineren Gesamtwiderstand erhält.

Tabelle 10.1: Gegenüberstellung der ermittelten charakteristischen Pfahlwiderstände nach den vorgestellten Verfahren im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Verfahren	charakteristischer Pfahlwiderstand [MN]				Setzung [cm]
	Eckpfahl	Randpfahl	Innenpfahl	gesamt	
Nomogrammverfahren	2,57	2,54	2,49	22,93	13,0
FEM	2,49	2,47	2,61	22,47	13,0
<i>Randolph/Wroth</i>	2,38	2,35	2,17	21,07	13,0

c) Mittlere Setzung und entsprechende Pfahlwiderstände

Der Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit kann auch indirekt geführt werden, indem die prognostizierte mittlere Setzung mit der vorgegebenen maximalen Setzung verglichen wird. Die mittlere Setzung wird anhand der Nomogramme des Abschnittes 9.2 abgeschätzt. Eingangsgrößen sind das Pfahlabstand-Einbindetiefe-Verhältnis a/d und die bezogene Einwirkung, welche sich ergeben zu:

$$a/d = 5,2/14,5 = 0,359 \quad (10.12)$$

$$F_{G,k} / (n_G \cdot R_{E,s=0,1 \cdot D}) = 12 / (9 \cdot 2,57) = 0,52 \quad (10.13)$$

Aus Bild 9.1 a ergibt sich der erste Einflussfaktor zu $S_1 = 2,2$. Der zweite Einflussfaktor zur Berücksichtigung der Gruppengröße beträgt nach Bild 9.3 e $S_2 = 0,8$. Mit einer mittleren Einwirkung auf den Gruppenpfahl von $F_{G,k}/n_G = 12 \text{ MN}/9 = 1,33 \text{ MN}$ erhält man eine Setzung von $s_E = 1,5 \text{ cm}$ für den vergleichbaren Einzelpfahl nach Bild 10.1 d.

Daraus kann die mittlere Setzung s_G der Pfahlgruppe bestimmt werden zu:

$$s_G = s_E \cdot S_1 \cdot S_2 = 1,5 \cdot 2,2 \cdot 0,8 = 2,6 \text{ cm} \quad (10.14)$$

Die auf den Pfahldurchmesser bezogene Setzung der Gruppe beträgt:

$$s_G / D = 2,6/130 = 0,020 \quad (10.15)$$

Für die ermittelte Setzung von $s = 2,6 \text{ cm} = 0,02 \cdot D$ ergeben sich mit Bild 9.7 a und Bild 9.10 a folgende charakteristische Pfahlwiderstände:

$$R_{Eck,k}(s = 0,02 \cdot D) = 2,05 \cdot 0,64 = 1,31 \text{ MN} \quad (10.16)$$

$$R_{Rand,k}(s = 0,02 \cdot D) = 2,05 \cdot 0,46 = 0,94 \text{ MN} \quad (10.17)$$

$$R_{Innen,k}(s = 0,02 \cdot D) = 2,05 \cdot 0,30 \cdot 1,0 = 0,62 \text{ MN} \quad (10.18)$$

Damit beträgt der charakteristische Gesamtwiderstand der Gruppe:

$$R_{G,k}(s = 0,02 \cdot D) = 4 \cdot 1,31 + 4 \cdot 0,94 + 0,62 = 9,62 \text{ MN} \quad (10.19)$$

Mit der errechneten Setzung von $s_G = 2,6 \text{ cm}$ wird der Gesamtwiderstand der Pfahlgruppe gegenüber der Gesamteinwirkung von $F_k = 12 \text{ MN}$ um 20 % unterschätzt. Die Setzung wird daher nach 9.2(7) bzw. 9.3(6) korrigiert. Mit einer angenommenen Setzung von $s_G = 3,6 \text{ cm}$ ergibt sich eine Übereinstimmung der Pfahlwiderstände zur vorhandenen Gesamteinwirkung. Damit ergeben sich die folgenden Pfahlwiderstände, wobei die Einflussfaktoren zwischen Bild 9.7 a bzw. b interpoliert werden und Bild 9.10 a entnommen werden:

$$R_{Eck,k}(s = 0,028 \cdot D) = 2,18 \cdot 0,73 = 1,59 \text{ MN} \quad (10.20)$$

$$R_{Rand,k}(s = 0,028 \cdot D) = 2,18 \cdot 0,56 = 1,22 \text{ MN} \quad (10.21)$$

$$R_{Innen,k}(s = 0,028 \cdot D) = 2,18 \cdot 0,34 \cdot 1,0 = 0,74 \text{ MN} \quad (10.22)$$

Damit beträgt der charakteristische Gesamtwiderstand der Gruppe:

$$R_{G,k}(s = 0,028 \cdot D) = 4 \cdot 1,59 + 4 \cdot 1,22 + 0,74 = 11,98 \text{ MN} \quad (10.23)$$

Die angesetzte Setzung von $s_G = 3,6$ cm ist geringer als das maximal vorgegebene Setzungsmaß von $s_{G,max} = 3,9$ cm. Auch damit ist der Nachweis für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit mit einem Ausnutzungsgrad von $\mu = 0,92$ erfüllt.

In Tabelle 10.2 sind die charakteristischen Pfahlwiderstände nach den drei vorgestellten Berechnungsverfahren für die gegebene charakteristische Gesamteinwirkung von $F_k = 12$ MN gegenübergestellt. Nach der FEM ergibt sich die geringste Setzung. Die Setzung nach dem Nomogrammverfahren ist etwas höher und nach *Randolph/Wroth* wird die größte Setzung ermittelt. Bei diesem Verfahren wird der Innenpfahlwiderstand gegenüber den anderen beiden Verfahren unterschätzt. Das Nomogrammverfahren und die FEM weisen sehr ähnliche Pfahlwiderstände auf. Da beim Nomogrammverfahren die zuvor ermittelte Setzung als Eingangsgröße für die Bestimmung der Pfahlwiderstände verwendet wird, ergibt sich ein zur Gesamteinwirkung leicht abweichender Gesamtwiderstand der Pfahlgruppe.

Tabelle 10.2: Gegenüberstellung der ermittelten charakteristischen Pfahlwiderstände nach den vorgestellten Verfahren im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Verfahren	charakteristischer Pfahlwiderstand [MN]				Setzung [cm]
	Eckpfahl	Randpfahl	Innenpfahl	gesamt	
Nomogrammverfahren	1,59	1,22	0,74	11,98	3,6
FEM	1,55	1,22	0,90	12,00	3,0
<i>Randolph/Wroth</i>	1,70	1,18	0,47	12,00	4,3

d) Beanspruchung der aufgehenden Konstruktion infolge Gruppenwirkung

Unter c) wurden die charakteristischen Pfahlwiderstände und die mittlere Setzung der Pfahlgruppe unter der gegebenen Einwirkung bestimmt. Aus diesen Werten werden Federsteifigkeiten für den maßgebenden Teil der charakteristischen Widerstands-Setzungslinie abgeleitet, um damit in einer statischen Berechnung mit dem Programm SOFiSTiK die Beanspruchungen infolge Gruppenwirkung zu ermitteln. Dafür wird ein statisches Ersatzmodell benutzt, in dem die Pfähle als lineare Federn abgebildet werden.

Mit einer mittleren Setzung von $s = 0,028 \cdot D = 0,036$ m werden folgende Ersatzfedersteifigkeiten angesetzt:

$$R_{Eck,k} / s = 1,59 / 0,036 = 44 \text{ MN/m} \quad (10.24 \text{ a})$$

$$R_{Rand,k} / s = 1,22 / 0,036 = 34 \text{ MN/m} \quad (10.24 \text{ b})$$

$$R_{Innen,k} / s = 0,74 / 0,036 = 21 \text{ MN/m} \quad (10.24 \text{ c})$$

Ohne Berücksichtigung der Gruppenwirkung werden alle Pfähle mit einer einheitlichen Ersatzfedersteifigkeit abgebildet. Wie auch in Gleichung (10.14) beträgt die Setzung des Einzelpfahles $s_E = 0,015$ m bei einem Einzelpfahlwiderstand von $R_{E,k} = 1,33$ MN.

$$R_{E,k}/s = 1,33/0,015 = 89 \text{ MN/m} \quad (10.25)$$

Um den Einfluss der Gruppenwirkung auf die aufgehende Konstruktion zu bewerten, werden die charakteristischen Schnittgrößen in der Pfahlkopfplatte aus den statischen Berechnungen mit den Ersatzfedersteifigkeiten nach Gleichung (10.24) und Gleichung (10.25) verglichen. In Bild 10.2 sind die charakteristischen Biegemomente $M_{x,k}$ dargestellt. Aus der Symmetrie entsprechen diese auch den Biegemomenten $M_{y,k}$. Der Maximalwert der Momentenbeanspruchung steigt unter Berücksichtigung der Gruppenwirkung von $M_{x,k} = 1728$ kNm/m auf $M_{x,k} = 1880$ kNm/m um 9 % an.

a) Momente $M_{x,k}$ [kNm/m] ohne Gruppenwirkung b) Momente $M_{x,k}$ [kNm/m] mit Gruppenwirkung

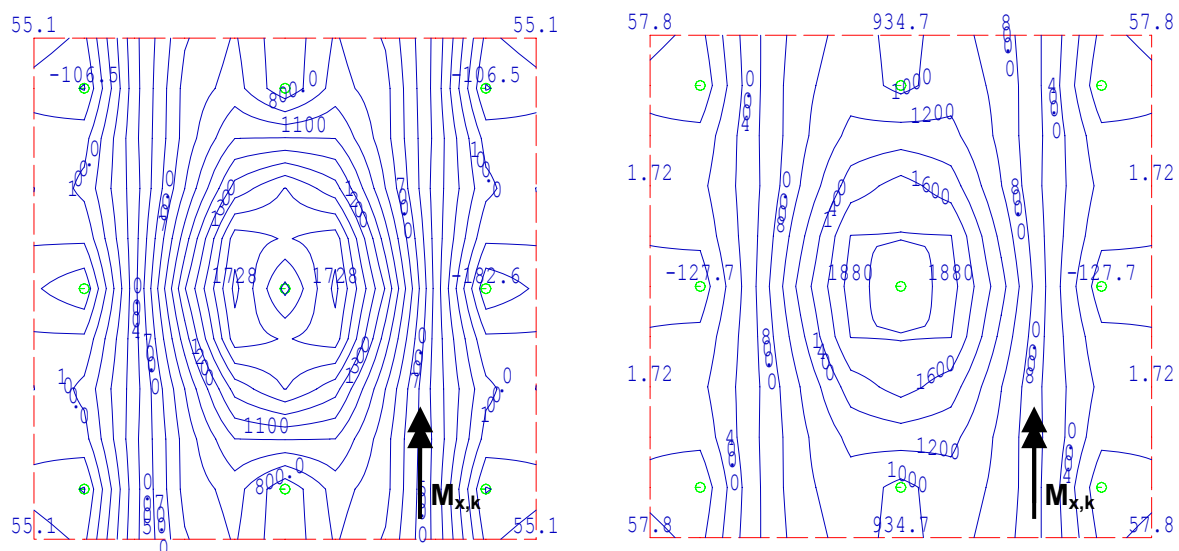


Bild 10.2: Charakteristische Biegemomente $M_{x,k}$ in der Pfahlkopfplatte a) ohne Berücksichtigung der Gruppenwirkung; b) unter Berücksichtigung der Gruppenwirkung

Die charakteristischen Querkräfte in der Pfahlkopfplatte $Q_{x,k}$ werden in Bild 10.3 dargestellt. Diese entsprechen aufgrund der Symmetrie der Pfahlgruppe den Querkräften $Q_{y,k}$. Die maximale Querkraftbeanspruchung steigt unter Berücksichtigung der Gruppenwirkung um 4 % von $Q_{x,k} = 562$ kN/m auf $Q_{x,k} = 587$ kN/m an.

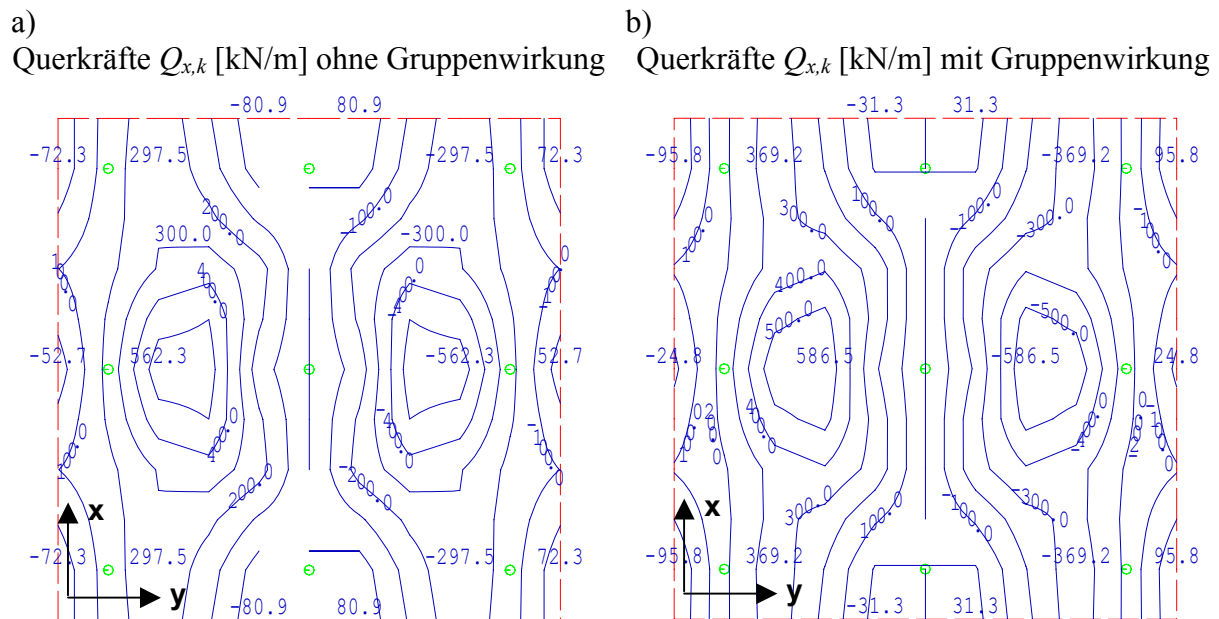


Bild 10.3: Charakteristische Querkräfte $Q_{x,k}$ in der Pfahlkopfplatte a) ohne Berücksichtigung der Gruppenwirkung; b) unter Berücksichtigung der Gruppenwirkung

10.2.2 Geschichtetes Bodenprofil unterhalb einer Weichschicht

In diesem Beispiel wird die Geometrie der Pfeilergründung auf 9 Pfählen nach Bild 10.1 a/b zu Grunde gelegt. Abweichend wird allerdings von einem geschichteten tragfähigen Baugrund nach Bild 10.4 a ausgegangen.

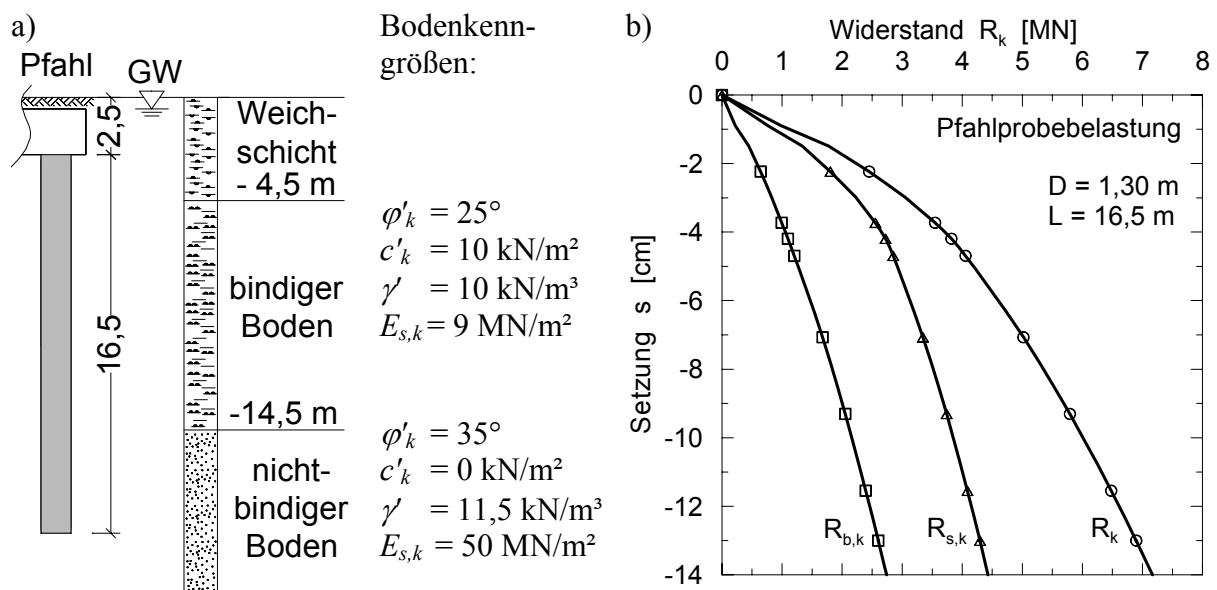


Bild 10.4: a) Baugrundsichtung bei Geometrie der Pfeilergründung auf 9 Pfählen nach Bild 10.1, b) Charakteristische WSL aus einer Pfahlprobebelastung

Unterhalb der 4,5 m dicken Weichschicht befindet sich eine 10 m mächtige bindige Schicht. Darunter schließt ab der Kote von –14,5 m nichtbindiger Boden an. Die Pfahlkopfplatte ist 0,5 m mit Boden überdeckt, die Pfahlköpfe liegen auf einer Kote von –2,5 m. Der Schichtenverlauf und die Bodenkenngrößen sowie das vorliegende Ergebnis einer Pfahlprobelastung sind in Bild 10.4 dargestellt. Die charakteristische Einwirkung auf die Pfahlgruppe soll $F_k = 30,0$ MN betragen.

a) Mittlere Setzung und zugehörige Pfahlwiderstände

Sind im Bereich der Einbindelänge des Pfahles mehrere nach 9.2(3) als tragfähig einzustufende Bodenschichten vorhanden, so ist das Verhältnis der Steifemoduln dieser Schichten nach Abschnitt 9.5 zu bewerten. Unterscheiden sich die Steifemoduln wie im vorliegenden Fall deutlich, so ist als Einbindelänge d in die tragfähige Schicht nur der Pfahlabschnitt anzusetzen, der sich in der Schicht mit dem höchsten Steifemodul, hier $E_{s,k} = 50$ MN/m², befindet.

Eingangsgrößen für das Nomogrammverfahren sind das Pfahlabstand-Einbindetiefe-Verhältnis a/d mit der auf $d = 4,5$ m reduzierten Einbindelänge für den Pfahlabschnitt in der Schicht mit dem höchsten Steifemodul

$$a/d = 5,2/4,5 = 1,15 \quad (10.26)$$

und die bezogene Einwirkung

$$F_{G,k} / (n_G \cdot R_{E,s=0,1 \cdot D}) = 30 / (9 \cdot 6,90) = 0,48. \quad (10.27)$$

Aus Bild 9.2 ergibt sich der erste Einflussfaktor zu $S_1 = 1,0$. Der zweite Einflussfaktor zur Berücksichtigung der Gruppengröße beträgt nach Bild 9.5 b $S_2 = 1,0$. Mit einer mittleren charakteristischen Einwirkung auf den Gruppenpfahl von $F_{G,k}/n_G = 30$ MN/9 = 3,33 MN erhält man eine Setzung von $s_E = 3,4$ cm für den vergleichbaren Einzelpfahl nach Bild 10.4 b.

Daraus wird die mittlere Setzung s_G der Pfahlgruppe bestimmt zu:

$$s_G = s_E \cdot S_1 \cdot S_2 = 3,4 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 3,4 \text{ cm} \quad (10.28)$$

Die auf den Pfahldurchmesser bezogene Setzung der Gruppe beträgt:

$$s_G / D = 3,4/130 = 0,026 \quad (10.29)$$

Für die ermittelte Setzung von $s = 3,4$ cm = $0,026 \cdot D$ ergeben sich mit Bild 9.9 a/b und Bild 9.10 c folgende charakteristische Pfahlwiderstände:

$$R_{Eck,k}(s = 0,026 \cdot D) = 3,26 \cdot 1,00 = 3,26 \text{ MN} \quad (10.30)$$

$$R_{Rand,k}(s = 0,026 \cdot D) = 3,26 \cdot 1,00 = 3,26 \text{ MN} \quad (10.31)$$

$$R_{Innen,k}(s = 0,026 \cdot D) = 3,26 \cdot 1,00 \cdot 1,00 = 3,26 \text{ MN} \quad (10.32)$$

Der charakteristische Gesamtwiderstand der Gruppe beträgt damit:

$$R_{G,k}(s = 0,026 \cdot D) = 4 \cdot 3,26 + 4 \cdot 3,26 + 3,26 = 29,34 \text{ MN} \quad (10.33)$$

In Tabelle 10.3 sind die Ergebnisse nach den drei vorgestellten Berechnungsverfahren für eine charakteristische Gesamteinwirkung von $F_k = 30,0 \text{ MN}$ zusammengestellt. Die Setzungen nach der FEM und *Randolph/Wroth* entsprechen sich, mit dem Nomogrammverfahren ergibt sich eine etwas geringere Setzung.

Tabelle 10.3: Gegenüberstellung der ermittelten charakteristischen Pfahlwiderstände nach den vorgestellten Verfahren im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Verfahren	charakteristischer Pfahlwiderstand [MN]				Setzung [cm]
	Eckpfahl	Randpfahl	Innenpfahl	gesamt	
Nomogrammverfahren	3,26	3,26	3,26	29,34	3,30
FEM	3,59	3,17	2,97	30,00	3,80
<i>Randolph/Wroth</i>	3,56	3,54	1,58	30,00	3,88

Das Nomogrammverfahren zeigt keine stellungsabhängigen Unterschiede für die Pfahlwiderstände. Gegenüber den anderen Verfahren ergibt sich ein etwas geringerer Eckpfahlwiderstand. Das Ergebnis für den Randpfahl liegt zwischen den beiden anderen Verfahren, wobei die FEM den geringsten Widerstand ermittelt. Der Innenpfahlwiderstand ist höher als nach der FEM. Nach *Randolph/Wroth* wird der Innenpfahlwiderstand deutlich niedriger ermittelt.

b) Pfahlwiderstände im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Die Grenzsetzung im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird mit $s_l = 0,1 \cdot D$ angenommen. Der charakteristische Grenzwiderstand des Einzelpfahles beträgt bei diesem Setzungsmaß $R_{l,k} = 6,90 \text{ MN}$ nach Bild 10.4 b. Für die Bestimmung der widerstandsbezogenen Einflussfaktoren nach Bild 9.9 d und Bild 9.10 c betragen die charakteristischen Pfahlwiderstände:

$$R_{Eck,k}(s = 0,1 \cdot D) = 6,90 \cdot 1,00 = 6,90 \text{ MN} \quad (10.34)$$

$$R_{Rand,k}(s = 0,1 \cdot D) = 6,90 \cdot 1,00 = 6,90 \text{ MN} \quad (10.35)$$

$$R_{Innen,k}(s = 0,1 \cdot D) = 6,90 \cdot 1,00 \cdot 1,00 = 6,90 \text{ MN} \quad (10.36)$$

Daraus ergibt sich der charakteristische Gesamtwiderstand der Pfahlgruppe im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu:

$$R_{G,k}(s = 0,1 \cdot D) = 4 \cdot 6,90 + 4 \cdot 6,90 + 6,90 = 62,10 \text{ MN} \quad (10.37)$$

In Tabelle 10.4 sind die Ergebnisse der charakteristischen Pfahlwiderstände aus den drei vorgestellten Berechnungsverfahren für eine Setzung von $s_G = 13,0$ cm zusammengestellt.

Tabelle 10.4: Gegenüberstellung der ermittelten charakteristischen Pfahlwiderstände nach den vorgestellten Verfahren im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Verfahren	charakteristischer Pfahlwiderstand [MN]				Setzung [cm]
	Eckpfahl	Randpfahl	Innenpfahl	gesamt	
Nomogrammverfahren	6,90	6,90	6,90	62,10	13,0
FEM	6,90	6,60	6,55	60,55	13,0
<i>Randolph/Wroth</i>	6,83	6,80	6,61	61,10	13,0

Der ermittelte charakteristische Gesamtwiderstand ist in allen Verfahren vergleichbar. Nach dem Nomogrammverfahren liegt er am höchsten, nach der FEM am niedrigsten. Es kommt zu keinen deutlichen Unterschieden für die charakteristischen Pfahlwiderstände zwischen den einzelnen Gruppenpfählen. Nach der FEM sind die geringen stellungsabhängigen Differenzen zwischen den Pfahlwiderständen noch am ausgeprägtesten.

10.3 Beispiel quadratische Pfahlgründung mit 49 Pfählen

Gegeben ist eine quadratische Pfahlgruppe mit 49 Pfählen. Die charakteristische Gesamteinwirkung beträgt $F_k = 26$ MN. Sie greift als Streifenlast zwischen der ersten und zweiten Pfahlreihe an, siehe Bild 10.5 a. An der Geländeoberkante steht eine etwa 3 m dicke nicht tragfähige Weichschicht an. Darunter schließt eine bindige Bodenschicht mit den Bodenkenngrößen nach Bild 10.5 b an. Für die Bohrpfähle mit einem Durchmesser von $D = 0,90$ m ergab eine Pfahlprobelastung die in Bild 10.5 c dargestellte charakteristische Widerstands-Setzungslinie.

a) Mittlere Setzung und zugehörige Pfahlwiderstände

Zur Bestimmung der mittleren Setzung ergibt sich aus Bild 9.1 b mit den Eingangsgrößen

$$a/d = 2,7/15 = 0,18 \quad (10.38)$$

$$F_{G,k} / (n_G \cdot R_{E,s=0,1 \cdot D}) = 26 / (49 \cdot 2,27) = 0,23 \quad (10.39)$$

der erste Einflussfaktor zu $S_I = 4,7$. Dabei wird zwischen den Kurven für $a/d = 0,13$ und $a/d = 0,24$ interpoliert. Die Gruppengröße wird über den zweiten Einflussfaktor S_2 berücksichtigt und wird zwischen den Werten aus Bild 9.4 f und Bild 9.4 g interpoliert. Er beträgt $S_2 = 1,3$.

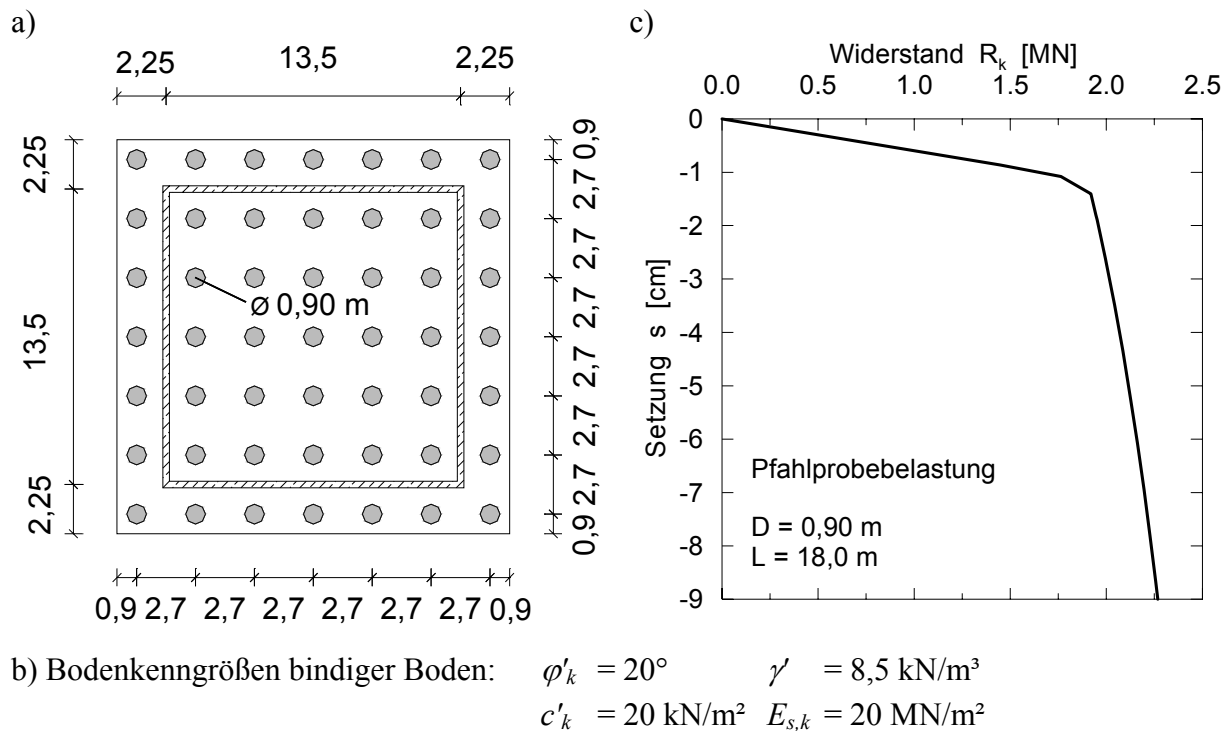


Bild 10.5: Pfahlgründung mit 49 Pfählen, a) Grundriss, b) Bodenkenngrößen, c) charakteristische WSL von einem vergleichbaren Einzelpfahl aus einer Pfahlprobebelastung

Mit einer mittleren Einwirkung auf den Gruppenpfahl von $F_{G,k}/n_G = 26 \text{ MN}/49 = 0,53 \text{ MN}$ erhält man eine Setzung von $s_E = 0,32 \text{ cm}$ für den vergleichbaren Einzelpfahl nach Bild 10.5 c.

Daraus kann die mittlere Setzung s_G der Pfahlgruppe bestimmt werden:

$$s_G = s_E \cdot S_1 \cdot S_2 = 0,32 \cdot 4,7 \cdot 1,3 = 1,96 \text{ cm} \quad (10.40)$$

Der erste Einflussfaktor λ_I wird zwischen den Werten aus Bild 9.8 a und Bild 9.8 b für eine Setzung von $s = 1,96 \text{ cm} = 0,022 \cdot D$ interpoliert. Der zweite Einflussfaktor λ_2 ist für Gruppen größer 5x5 gleich eins. Damit betragen die charakteristischen Pfahlwiderstände mit einem charakteristischen Bezugspfahlwiderstand des Einzelpfahles von $R_{E,k} = 1,97 \text{ MN}$:

$$R_{Eck,k}(s = 0,022 \cdot D) = 1,97 \cdot 0,56 = 1,10 \text{ MN} \quad (10.41)$$

$$R_{Rand,k}(s = 0,022 \cdot D) = 1,97 \cdot 0,32 = 0,63 \text{ MN} \quad (10.42)$$

$$R_{Innen,k}(s = 0,022 \cdot D) = 1,97 \cdot 0,15 = 0,30 \text{ MN} \quad (10.43)$$

Damit beträgt der charakteristische Gesamtwiderstand der Gruppe:

$$R_{G,k}(s = 0,022 \cdot D) = 4 \cdot 1,10 + 20 \cdot 0,63 + 25 \cdot 0,30 = 24,5 \text{ MN} \quad (10.44)$$

Gegenüber dem Ausgangswert der charakteristischen Einwirkung von $F_k = 26$ MN wird in diesem Beispiel der ermittelte charakteristische Gesamtwiderstand $R_{G,k}$ um 6 % unterschätzt.

In Tabelle 10.5 sind die Setzung sowie die charakteristischen Pfahlwiderstände nach den vorgestellten Verfahren aufgeführt. Für die Rand- und Innenpfähle ist jeweils die Bandbreite des geringsten und höchsten Widerstandes dieser Kategorie angegeben. Nach dem Nomogrammverfahren ergibt sich eine größere Setzung als nach der FEM oder nach *Randolph/Wroth*. Gleichzeitig werden mit dem Nomogrammverfahren geringere Widerstände für die Eck- und Randpfähle als bei den anderen beiden Verfahren ermittelt. Der Gesamtwiderstand wird nach dem Nomogrammverfahren unterschätzt. Zur Korrektur könnte die Setzung ggf. erhöht werden. Nach *Randolph/Wroth* werden die Eckpfähle gegenüber der FEM überschätzt, die Innenpfähle werden unterschätzt.

Tabelle 10.5: Gegenüberstellung der ermittelten charakteristischen Pfahlwiderstände nach den vorgestellten Verfahren für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Verfahren	charakteristischer Pfahlwiderstand [MN]				Setzung [cm]
	Eckpfahl	Randpfahl	Innenpfahl	gesamt	
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit					
Nomogrammverfahren	1,10	0,63	0,30	24,5	3,8
FEM	1,23	0,68 ÷ 0,76	0,24 ÷ 0,32	26,0	2,2
<i>Randolph/Wroth</i>	1,54	0,80 ÷ 0,89	0,10 ÷ 0,16	26,0	2,4

b) Beanspruchung der aufgehenden Konstruktion infolge Gruppenwirkung

Aus der zuvor bestimmten Setzung und den charakteristischen Pfahlwiderständen werden Ersatzfedersteifigkeiten bestimmt:

$$R_{Eck,k} / s = 1,10 / 0,0196 = 56 \text{ MN/m} \quad (10.45a)$$

$$R_{Rand,k} / s = 0,63 / 0,0196 = 32 \text{ MN/m} \quad (10.45b)$$

$$R_{Innen,k} / s = 0,30 / 0,0196 = 15 \text{ MN/m} \quad (10.45c)$$

Ohne Berücksichtigung der Gruppenwirkung werden alle Pfähle mit einer einheitlichen Steifigkeit abgebildet, wobei die Setzung des Einzelpfahles von $s_E = 0,32$ cm bei einer mittleren charakteristischen Einwirkung von $F_k = 0,53$ MN zu Grunde gelegt wird.

$$R_{E,k} / s = 0,53 / 0,0032 = 166 \text{ MN/m} \quad (10.46)$$

Um den Einfluss der Gruppenwirkung auf die aufgehende Konstruktion zu bewerten, werden die charakteristischen Schnittgrößen in der Pfahlkopfplatte der statischen Berechnung mit und

ohne Berücksichtigung der Gruppenwirkung miteinander verglichen. In Bild 10.6 a sind die charakteristischen Biegemomente $M_{x,k}$ in der Pfahlkopfplatte ohne den Einfluss der Gruppenwirkung unter Ansatz der Ersatzfedersteifigkeit nach Gleichung (10.46) dargestellt, in Bild 10.6 b sind die mit den Ersatzfedersteifigkeiten nach Gleichung (10.45) ermittelten charakteristischen Biegemomente unter Berücksichtigung der Gruppenwirkung aufgetragen.

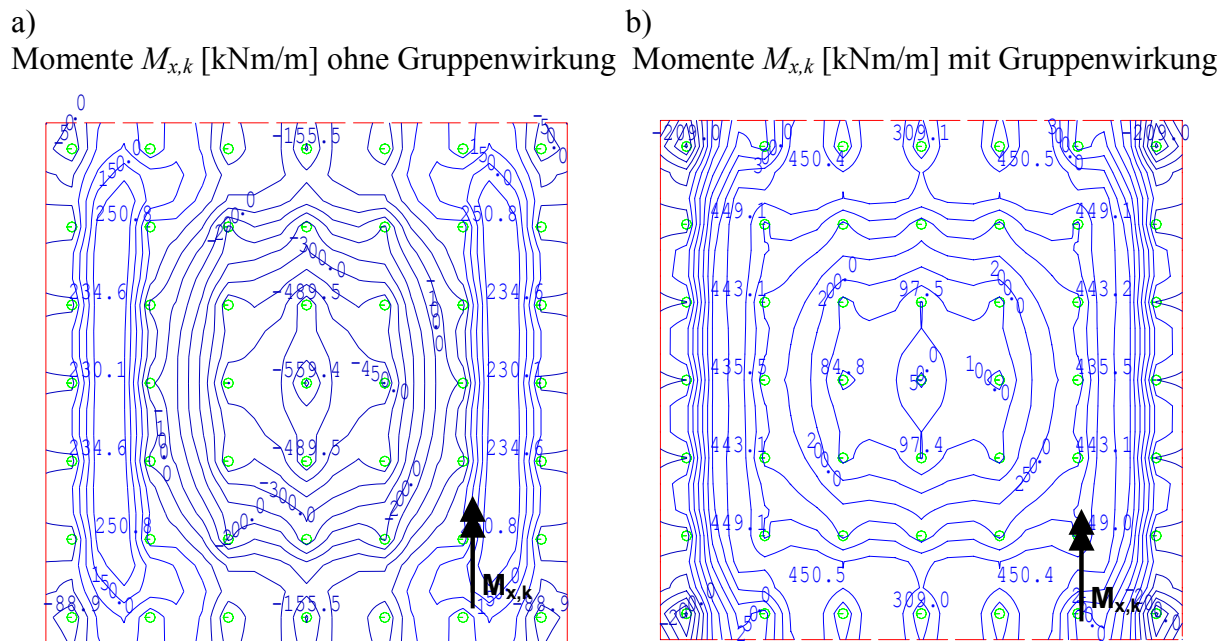


Bild 10.6: Charakteristische Biegemomente $M_{x,k}$ in der Pfahlkopfplatte a) ohne Berücksichtigung der Gruppenwirkung; b) unter Berücksichtigung der Gruppenwirkung

Unter Berücksichtigung der Gruppenwirkung sinkt der Maximalwert der negativen Momentenbeanspruchung von $M_{x,k} = -559$ kNm/m auf $M_{x,k} = -209$ kNm/m während die positive Momentenbeanspruchung von $M_{x,k} = 251$ kNm/m auf $M_{x,k} = 451$ kNm/m ansteigt. Dies bedeutet eine Verringerung des Betrages der maximalen Momentenbeanspruchung um -19% . In diesem Fall sind aber nicht nur die absoluten Werte der Momentenbeanspruchung relevant, viel mehr ist die Verteilung und die Vorzeichenwechsel der Beanspruchung zu beachten. Im Zentrum der Pfahlgründung treten ohne Gruppenwirkung die maximalen negativen Momentenbeanspruchungen auf, während bei Berücksichtigung der Gruppenwirkung in diesem Bereich nur mittlere positive Momentenbeanspruchungen angreifen. An den beiden äußeren Seiten unterhalb der Einwirkung kommt es fast zu einer Verdoppelung der positiven Momentenbeanspruchung.

Die charakteristische Querkraftbeanspruchung der Pfahlkopfplatte ist in Bild 10.7 dargestellt. Dabei kommt es zu einem Anstieg der maximalen Querkraftbeanspruchung um 58% von $Q_{x,k} = 224$ kN/m auf $Q_{x,k} = 383$ kN/m.

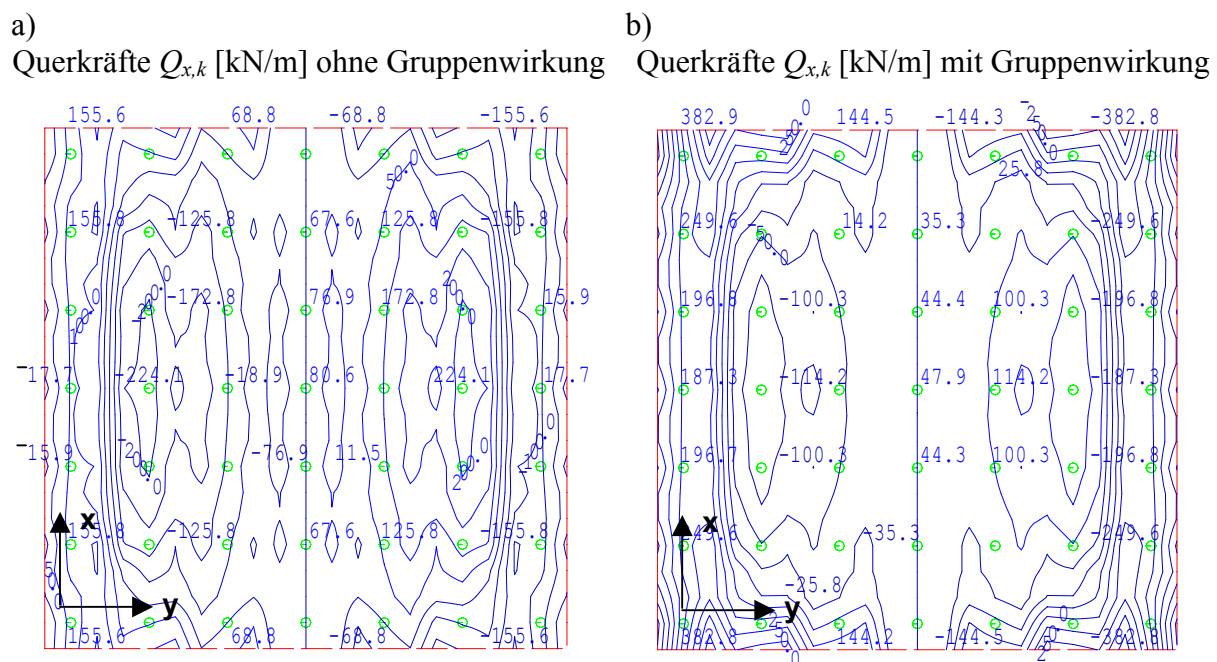


Bild 10.7: Charakteristische Querkräfte $Q_{x,k}$ in der Pfahlkopfplatte a) ohne Berücksichtigung der Gruppenwirkung; b) unter Berücksichtigung der Gruppenwirkung

c) *Pfahlwiderstände im Grenzzustand der Tragfähigkeit*

Bei einer angenommenen Setzung von $s = 0,01 \cdot D$ ergibt sich ein charakteristischer Bezugspfahlwiderstand des Einzelpfahles von $R_{E,k} = 2,27$ MN. Mit den Einflussfaktoren nach Bild 9.8 d betragen die Widerstände der Gruppe:

$$R_{Eck,k}(s = 0,1 \cdot D) = 2,27 \cdot 1,00 = 2,27 \text{ MN} \quad (10.47)$$

$$R_{Rand,k}(s = 0,1 \cdot D) = 2,27 \cdot 0,97 = 2,20 \text{ MN} \quad (10.48)$$

$$R_{Innen,k}(s = 0,1 \cdot D) = 2,27 \cdot 0,75 = 1,70 \text{ MN} \quad (10.49)$$

Damit ergibt sich der charakteristische Gesamtwiderstand der Gruppe zu:

$$R_{G,k}(s = 0,1 \cdot D) = 4 \cdot 2,27 + 20 \cdot 2,20 + 25 \cdot 1,70 = 95,6 \text{ MN} \quad (10.50)$$

In Tabelle 10.6 sind die charakteristischen Pfahlwiderstände nach den vorgestellten Berechnungsverfahren für eine Grenzsetzung von $s_l = 0,1 \cdot D$ gegenübergestellt. Nach der FEM und nach *Randolph/Wroth* ergibt sich ein vergleichbarer Gesamtwiderstand der Gruppe. Die Innenpfähle weisen nach *Randolph/Wroth* einen teilweise geringeren Widerstand als nach der FEM auf. Die Widerstände der Eck- und Randpfähle sind ebenfalls etwas kleiner. Nach dem Nomogrammverfahren ergibt sich ein deutlich höherer Gesamtwiderstand. Die Eck- und Randpfahlwiderstände werden etwas überschätzt. Die Innenpfahlwiderstände, die hier nicht

weiter unterschieden werden, werden gegenüber den beiden anderen Verfahren teilweise deutlich überschätzt.

Tabelle 10.6: Gegenüberstellung der ermittelten charakteristischen Pfahlwiderstände nach den vorgestellten Verfahren im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Verfahren	charakteristischer Pfahlwiderstand [MN]				Setzung [cm]
	Eckpfahl	Randpfahl	Innenpfahl	gesamt	
Grenzzustand der Tragfähigkeit					
Nomogrammverfahren	2,27	2,20	1,70	95,6	9,0
FEM	2,19	2,02 ÷ 2,15	0,91 ÷ 1,47	79,4	9,0
<i>Randolph/Wroth</i>	1,90	1,87 ÷ 1,89	0,36 ÷ 1,83	74,0	9,0

10.4 Beispiel nichtquadratische Pfahlgruppe

Ein Brückenpfeiler wird im Hangschutt/Hanglehm auf 12 Pfählen gegründet. Die Geometrie sowie die Bodenkenngrößen sind gegeben, siehe Bild 10.8. Für die Pfähle mit einem Durchmesser von $D = 1,50$ m und einer Länge von $L = 15,0$ m liegt eine Pfahlprobebelastung vor, siehe Bild 10.8 d. Die charakteristische Gesamteinwirkung beträgt $F_k = 30$ MN.

Dieses Beispiel ist *Hanisch et al. (2002)* entnommen. In der Vorlage trägt die Pfahlkopfplatte über Sohlpressung knapp 10 % der Gesamteinwirkung unabhängig vom Beanspruchungsniveau ab. In der eigenen Beispielrechnung soll davon ausgegangen werden, dass über die Pfahlkopfplatte kein Lastabtrag erfolgt.

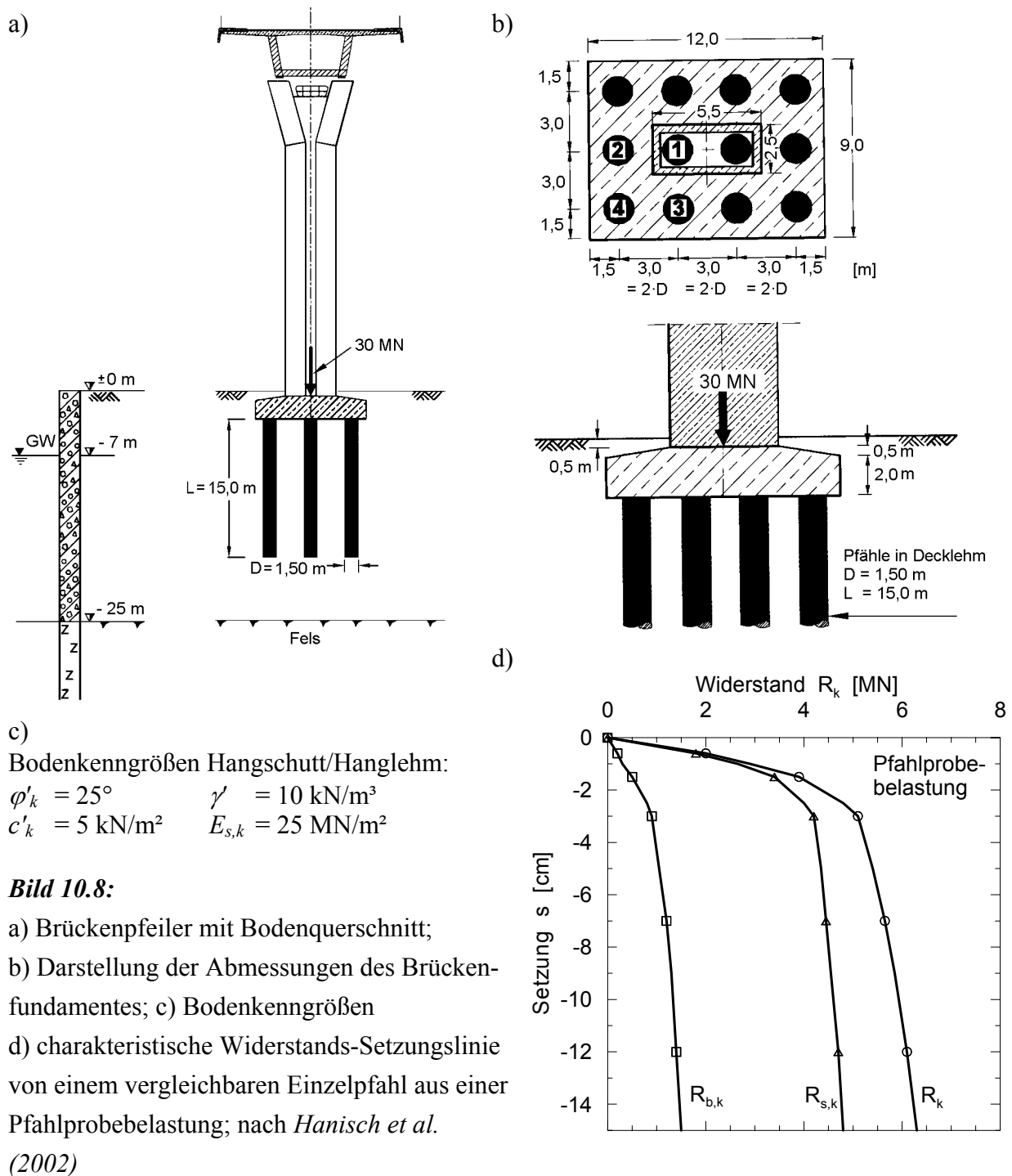
a) Mittlere Setzung und zugehörige Pfahlwiderstände

Zur Bestimmung der mittleren Setzung ergibt sich aus Bild 9.1 b mit den Eingangsgrößen

$$a/d = 3,0/15 = 0,20 \quad (10.51)$$

$$F_{G,k} / (n_G \cdot R_{E,s=0,1-D}) = 30 / (12 \cdot 6,3) = 0,40 \quad (10.52)$$

der erste Einflussfaktor zu $S_1 = 4,3$. Dieser wird zwischen den Werten für $a/d = 0,13$ und $a/d = 0,24$ linear interpoliert. Die Gruppengröße wird über den zweiten Einflussfaktor S_2 berücksichtigt und wird zwischen den Werten aus Bild 9.4 f und Bild 9.4 g für eine mittlere Pfahlanzahl je Seite von 4 Pfählen interpoliert. Er beträgt $S_2 = 0,84$.



Mit einer mittleren Einwirkung auf den Gruppenpfahl von $F_{G,k}/n_G = 30 \text{ MN}/12 = 2,5 \text{ MN}$ erhält man eine Setzung von $s_E = 0,8 \text{ cm}$ für den vergleichbaren Einzelpfahl nach Bild 10.8 d.

Daraus kann die mittlere Setzung s_G der Pfahlgruppe bestimmt werden.

$$s_G = s_E \cdot S_1 \cdot S_2 = 0,8 \cdot 4,3 \cdot 0,84 = 2,9 \text{ cm} \quad (10.53)$$

Mit einer Setzung von $s = 2,9 \text{ cm} = 0,019 \cdot D$ können die Einflussfaktoren λ_l aus dem Nomo-gramm Bild 9.8 a abgelesen werden. Dabei wird die größere Seitenlänge mit $n = 5$ Pfählen zu Grunde gelegt. Für alle Pfähle beträgt der zweite Einflussfaktor eins.

Aus der Multiplikation der Einflussfaktoren mit dem charakteristischen Pfahlwiderstand des Einzelpfahles ergeben sich folgende charakteristische Pfahlwiderstände in der Gruppe:

$$R_{Eck,k}(s = 0,019 \cdot D) = 5,0 \cdot 0,53 = 2,65 \text{ MN} \quad (10.54)$$

$$R_{Rand,k}(s = 0,019 \cdot D) = 5,0 \cdot 0,33 = 1,65 \text{ MN} \quad (10.55)$$

$$R_{Innen,k}(s = 0,019 \cdot D) = 5,0 \cdot 0,17 = 0,85 \text{ MN} \quad (10.56)$$

Damit beträgt der charakteristische Gesamtwiderstand der Gruppe:

$$R_{G,k}(s = 0,019 \cdot D) = 4 \cdot 2,65 + 6 \cdot 1,65 + 2 \cdot 0,85 = 22,2 \text{ MN} \quad (10.57)$$

Gegenüber dem Ausgangswert der charakteristischen Einwirkung von $F_k = 30 \text{ MN}$ wird so der charakteristische Gesamtwiderstand $R_{G,k}$ um 26 % unterschätzt. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die in a) ermittelte Setzung zu gering ist. Die Pfahlwiderstände werden deshalb erneut mit einer korrigierten Setzung von $s = 3,8 \text{ cm} = 0,025 \cdot D$ bestimmt.

Mit den neuen Einflussfaktoren und dem entsprechenden charakteristischen Bezugswiderstand des Einzelpfahles von $R_{E,k}(s = 0,025 \cdot D) = 5,4 \text{ MN}$ ergeben sich die charakteristischen Pfahlwiderstände in der Gruppe zu:

$$R_{Eck,k}(s = 0,025 \cdot D) = 5,4 \cdot 0,66 = 3,56 \text{ MN} \quad (10.58)$$

$$R_{Rand,k}(s = 0,025 \cdot D) = 5,4 \cdot 0,39 = 2,11 \text{ MN} \quad (10.59)$$

$$R_{Innen,k}(s = 0,025 \cdot D) = 5,4 \cdot 0,19 = 1,03 \text{ MN} \quad (10.60)$$

Damit beträgt der charakteristische Gesamtwiderstand der Gruppe:

$$R_{G,k}(s = 0,025 \cdot D) = 4 \cdot 3,56 + 6 \cdot 2,11 + 2 \cdot 1,03 = 29,0 \text{ MN} \quad (10.61)$$

In Tabelle 10.7 sind die Ergebnisse der drei vorgestellten Berechnungsverfahren sowie nach *Hanisch et al. (2002)* zusammengestellt. Zunächst zeigen die eigenen Berechnungen nach der Methode der Finiten Elemente eine gute Übereinstimmung zu den Ergebnissen nach *Hanisch et al. (2002)*. Hierbei muss auch berücksichtigt werden, dass nach *Hanisch et al. (2002)* rund 10 % der Gesamteinwirkung über Sohlspannung in den Boden eingeleitet wird und die Pfahlwiderstände sich entsprechend geringer ergeben.

Tabelle 10.7: Gegenüberstellung der ermittelten charakteristischen Pfahlwiderstände nach den vorgestellten Verfahren im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Verfahren	charakteristischer Pfahlwiderstand [MN]				Setzung [cm]
	Eckpfahl	Randpfahl	Innenpfahl	gesamt	
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit					
Nomogrammverfahren	3,56	2,11	1,03	29,00	3,8
FEM	3,44	2,27 – 2,41	1,17	30,0	3,1
FEM (<i>Hanisch et al 2002</i>)	3,20	2,10	1,00	27,4	3,0
<i>Randolph/Wroth</i>	3,82	2,30 - 2,46	0,30	30,0	3,7

Die charakteristischen Widerstände nach dem Nomogrammverfahren entsprechen gut den Ergebnissen der FEM. Die Eckpfähle sind tendenziell etwas höher, während sich die Rand- und Innenpfähle leicht niedriger ergeben. Nach *Randolph/Wroth* wird der Eckpfahl ebenfalls leicht überschätzt, während der Innenpfahlwiderstand deutlich unterschätzt wird. Mit dem Nomogrammverfahren und nach *Randolph/Wroth* ergeben sich etwas größere Setzungen als nach der FEM.

b) Beanspruchung der aufgehenden Konstruktion infolge Gruppenwirkung

Aus der zuvor bestimmten Setzung und den charakteristischen Pfahlwiderständen werden Ersatzfedersteifigkeiten bestimmt:

$$R_{Eck,k} / s = 3,56 / 0,038 = 94 \text{ MN/m} \quad (10.62 \text{ a})$$

$$R_{Rand,k} / s = 2,11 / 0,038 = 56 \text{ MN/m} \quad (10.62 \text{ b})$$

$$R_{Innen,k} / s = 1,03 / 0,038 = 27 \text{ MN/m} \quad (10.62 \text{ c})$$

Ohne Berücksichtigung der Gruppenwirkung werden alle Pfähle mit einer einheitlichen Steifigkeit abgebildet. Mit einem charakteristischen Pfahlwiderstand von $R_{E,k} = 2,5 \text{ MN}$ geht wie auch in Gleichung (10.53) eine Setzung von $s_E = 0,8 \text{ cm}$ einher. Die Ersatzfedersteifigkeit beträgt:

$$R_{E,k} / s = 2,5 / 0,008 = 313 \text{ MN/m} \quad (10.63)$$

Unter Berücksichtigung der Gruppenwirkung steigt die charakteristische Querkraftbeanspruchung von $Q_{x,k} = 1324 \text{ kN/m}$ auf $Q_{x,k} = 1385 \text{ kN/m}$ um 5 % bzw. von $Q_{y,k} = 1420 \text{ kN/m}$ auf $Q_{y,k} = 1550 \text{ kN/m}$ um 9 %, siehe Bild 10.9. Die charakteristischen Momentenbeanspruchungen nehmen von $M_{x,k} = 1803 \text{ kNm/m}$ auf $M_{x,k} = 2177 \text{ kNm/m}$ bzw. von $M_{y,k} = 2220 \text{ kNm/m}$ auf $M_{y,k} = 2896 \text{ kNm/m}$ zu, siehe Bild 10.11. Dies ist ein Anstieg von 21 % bzw. 30 %.

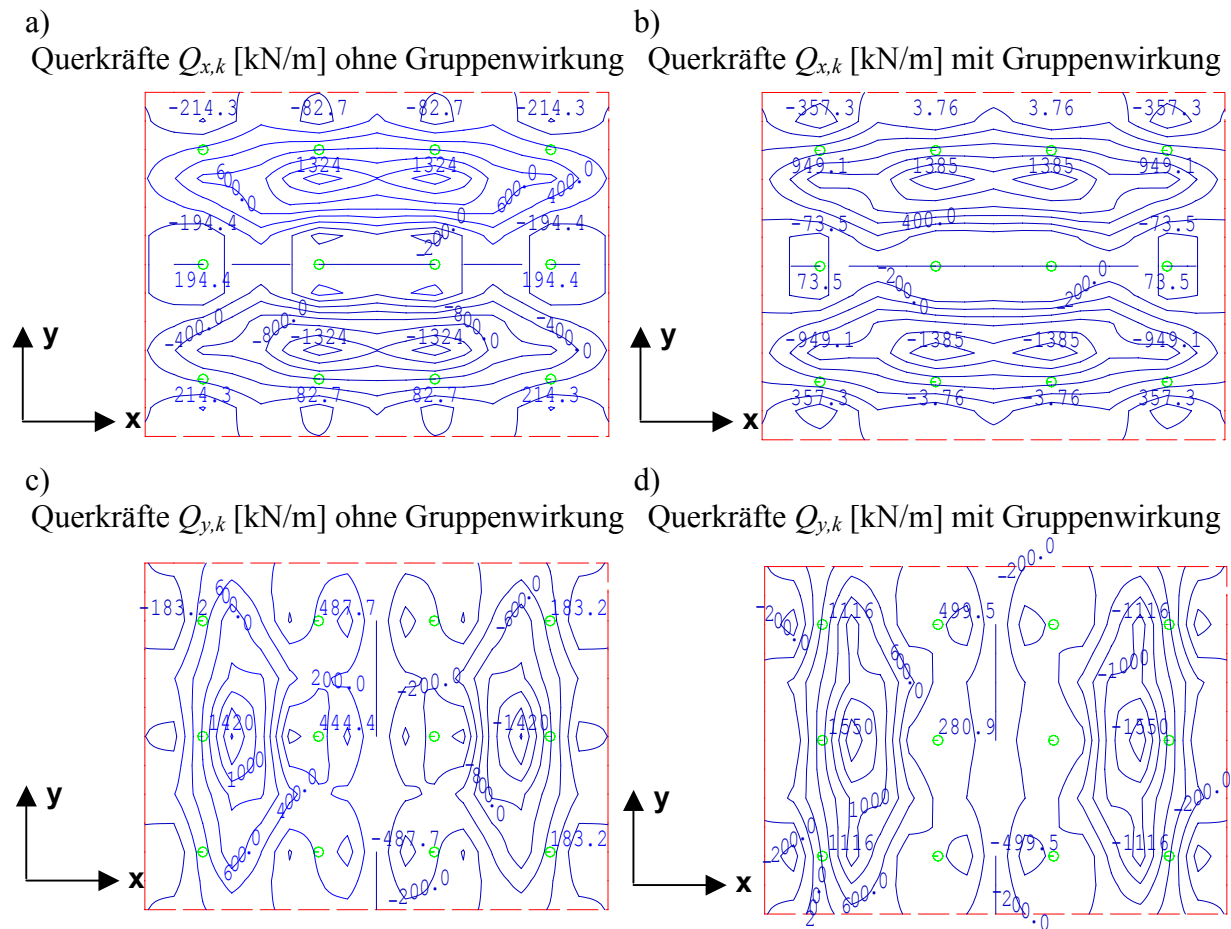


Bild 10.9: Charakteristische Querkräfte in der Pfahlkopfplatte a) $Q_{x,k}$ ohne und b) $Q_{x,k}$ mit Berücksichtigung der Gruppenwirkung sowie c) $Q_{y,k}$ ohne und d) $Q_{y,k}$ mit Berücksichtigung der Gruppenwirkung

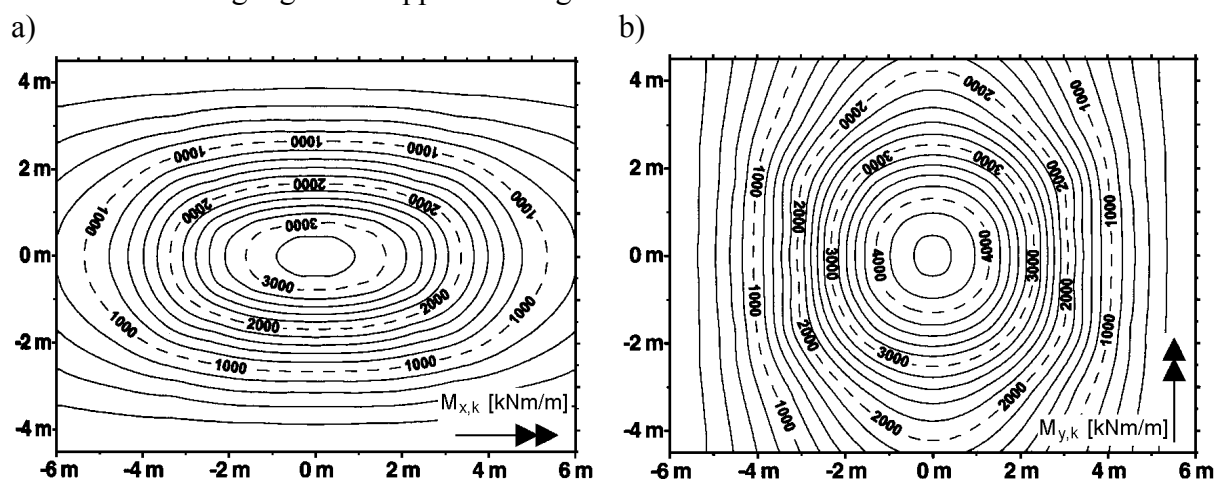


Bild 10.10: Charakteristische Biegemomente in der Pfahlkopfplatte unter Berücksichtigung der Gruppenwirkung nach Hanisch et al. (2002) mit ca. 10 % Lastabtrag über Sohlpressung a) $M_{x,k}$ und b) $M_{y,k}$

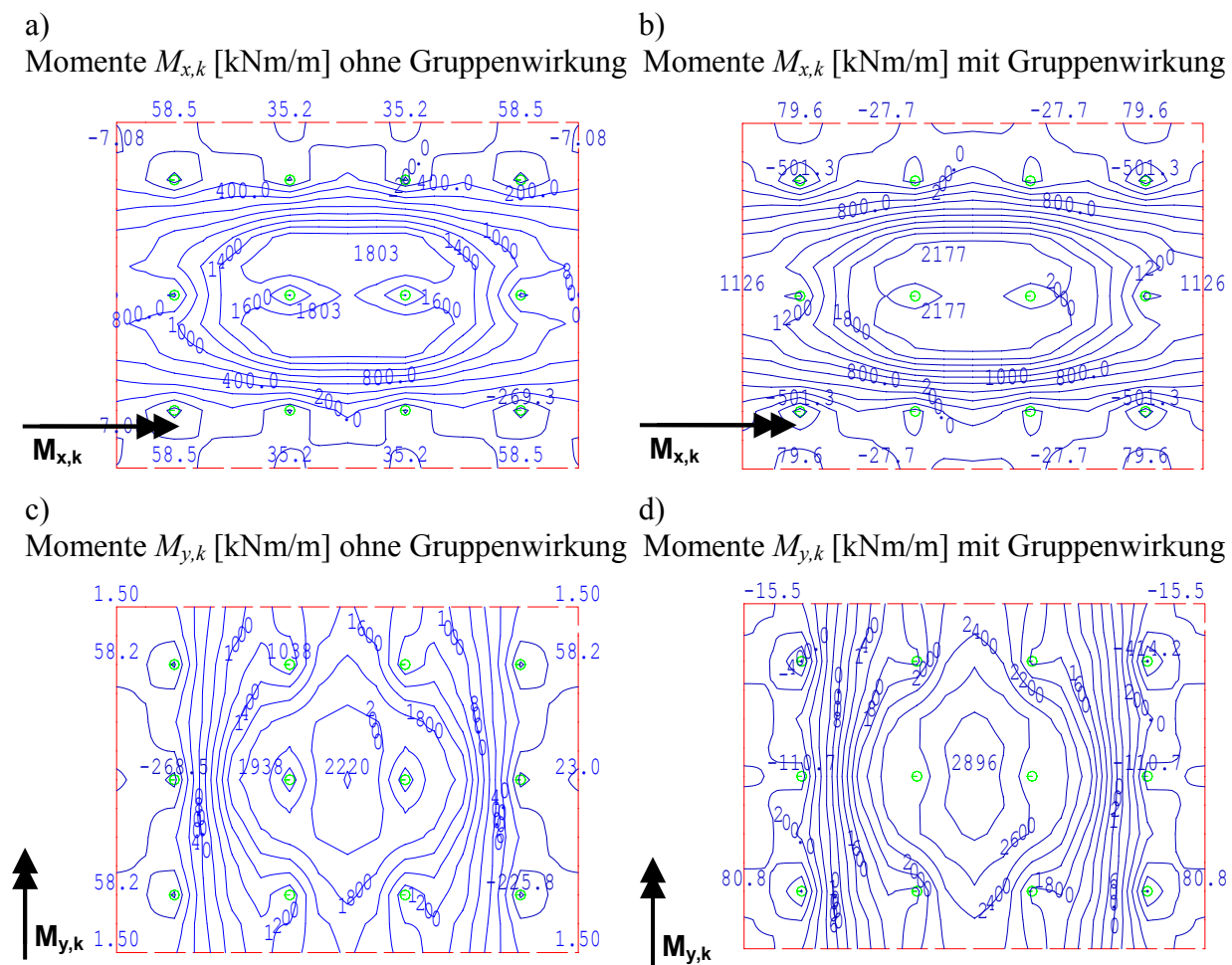


Bild 10.11: Charakteristische Biegemomente in der Pfahlkopfplatte a) $M_{x,k}$ ohne und b) $M_{x,k}$ mit Berücksichtigung der Gruppenwirkung sowie c) $M_{y,k}$ ohne und d) $M_{y,k}$ mit Berücksichtigung der Gruppenwirkung

Im Vergleich zu Bild 10.10 ergeben die eigenen Untersuchungen qualitativ vergleichbare charakteristische Momentenbeanspruchungen. Die Werte der Momentenbeanspruchung entsprechen sich in den äußeren Bereichen. Im Kern der Platte fallen die eigenen Momentenbeanspruchungen bei den Maximalwerten allerdings um rund 25 % geringer aus.

c) Pfahlwiderstände im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Bei einer angenommenen Setzung von $s = 0,01 \cdot D$ ergibt sich ein charakteristischer Bezugspfahlwiderstand des Einzelpfahles von $R_{E,k} = 6,30$ MN. Die charakteristischen Widerstände der Gruppe betragen:

$$R_{Eck,k}(s = 0,1 \cdot D) = 6,30 \cdot 1,00 = 6,30 \text{ MN} \quad (10.64)$$

$$R_{Rand,k}(s = 0,1 \cdot D) = 6,30 \cdot 0,98 = 6,17 \text{ MN} \quad (10.65)$$

$$R_{Innen,k}(s = 0,1 \cdot D) = 6,30 \cdot 0,83 \cdot 1,15 = 6,01 \text{ MN} \quad (10.66)$$

Damit ergibt sich der charakteristische Gesamtwiderstand der Gruppe zu:

$$R_{G,k}(s = 0,1 \cdot D) = 4 \cdot 6,30 + 6 \cdot 6,17 + 2 \cdot 6,01 = 74,24 \text{ MN} \quad (10.67)$$

In Tabelle 10.8 sind die charakteristischen Pfahlwiderstände nach den vorgestellten Berechnungsverfahren für eine Grenzsetzung von $s_I = 0,1 \cdot D$ gegenübergestellt. Nach *Hanisch et al. (2002)* liegen für diesen Grenzzustand keine Ergebnisse vor. Insgesamt ergeben sich nur noch geringe positionsbedingte Differenzen der Pfahlwiderstände. Nach dem Nomogrammverfahren werden die Pfahlwiderstände gegenüber der FEM insgesamt überschätzt, während sie nach *Randolph/Wroth* unterschätzt werden.

Tabelle 10.8: Gegenüberstellung der ermittelten charakteristischen Pfahlwiderstände nach den vorgestellten Verfahren im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Verfahren	charakteristischer Pfahlwiderstand [MN]				Setzung [cm]
	Eckpfahl	Randpfahl	Innenpfahl	gesamt	
Grenzzustand der Tragfähigkeit					
Nomogrammverfahren	6,30	6,17	6,01	74,24	15,0
FEM	6,01	6,00	5,95	71,94	15,0
<i>Randolph/Wroth</i>	5,63	5,37 – 5,47	5,03	65,00	15,0

10.5 Beispiel mit Momenteneinwirkung

Im Bild 10.12 ist die Geometrie einer Pfeilergründung auf 9 Pfählen in Grundriss und Ansicht gegeben. Weiterhin liegt eine Pfahlprobebelastung eines vergleichbaren Einzelpfahles für die gegebenen Baugrundverhältnisse vor. Der anstehende nichtbindige Boden wird durch eine 3 m mächtige nicht tragfähige Weichschicht überlagert. Die Gründung wird über eine vertikale charakteristische Gesamteinwirkung von $F_k = 25 \text{ MN}$ sowie von einem charakteristischen Moment $M_k = 45 \text{ MNm}$ belastet.

a) Mittlere Setzung und zugehörige Pfahlwiderstände

Zur Bestimmung der mittleren Setzung ergibt sich mit den Eingangsgrößen

$$a/d = 5,4/15 = 0,36 \quad (10.68)$$

$$F_{G,k} / (n_G \cdot R_{E,s=0,1 \cdot D}) = 25 / (9 \cdot 5,8) = 0,48 \quad (10.69)$$

aus Bild 9.2 der erste Einflussfaktor zu $S_I = 2,0$. Die Gruppengröße wird über den zweiten Einflussfaktor S_2 aus Bild 9.5 e berücksichtigt. Er beträgt $S_2 = 0,84$.

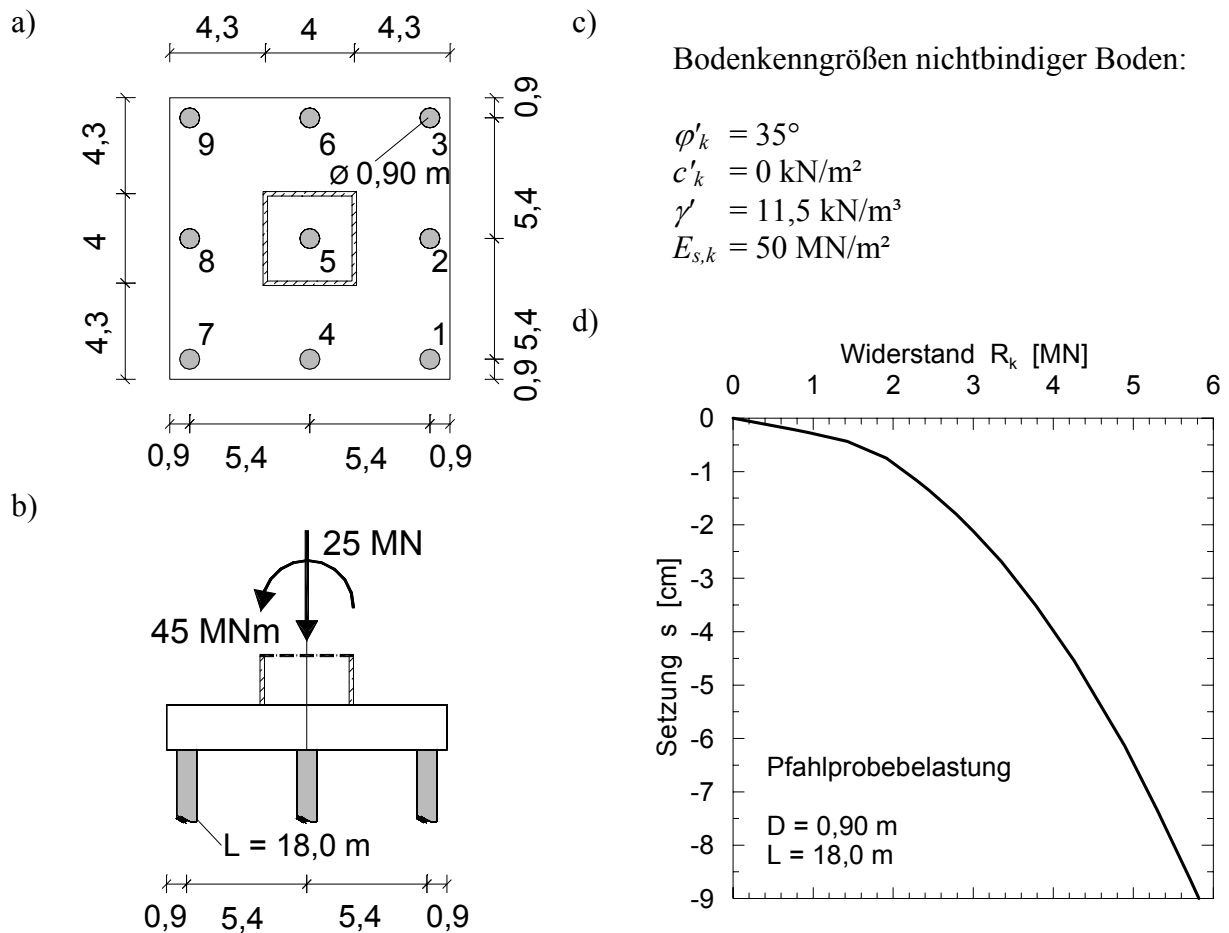


Bild 10.12: Momentenbeanspruchte Pfahlgründung mit 9 Pfählen, a) Grundriss, b) Ansicht, c) Bodenkenngrößen, d) charakteristische Widerstands-Setzungslinie von einem vergleichbaren Einzelpfahl aus einer Pfahlprobebelastung

Mit einer mittleren charakteristischen Einwirkung auf den Gruppenpfahl von $F_{G,k}/n_G = 25 \text{ MN}/9 = 2,8 \text{ MN}$ erhält man eine Setzung von $s_E = 1,8 \text{ cm}$ für den vergleichbaren Einzelpfahl nach Bild 10.12 d.

Daraus kann die mittlere Setzung s_G der Pfahlgruppe bestimmt werden:

$$s_G = s_E \cdot S_1 \cdot S_2 = 1,8 \cdot 2,0 \cdot 0,84 = 3,0 \text{ cm} \quad (10.70)$$

Durch die charakteristische Momentenbeanspruchung ergibt sich noch eine zusätzliche Schiefstellung der Gründungskonstruktion.

Aus Bild 9.6 c ergibt sich mit

$$\eta_M = \frac{M \cdot n_G}{F_G \cdot n \cdot a} = \frac{45 \cdot 9}{25 \cdot 3 \cdot 5,4} = 1,00 [-] \quad (10.71)$$

eine Verdrehung der Pfahlkopfplatte von $\tan \delta = 0,0014$ um die Mittelachse des Systems. Damit senken sich die Pfähle 7,8,9 auf der dem Moment zugewandten Seite um $a \cdot \tan \delta = 540 \cdot 0,0014 = 0,8$ cm. Die Pfähle 1,2,3 auf der entgegengesetzten Seite heben sich um diesen Betrag. Die Pfahlsetzungen betragen damit:

$$\begin{aligned} s_{1-3} &= 2,2 \text{ cm} \\ s_{4-6} &= 3,0 \text{ cm} \\ s_{7-9} &= 3,8 \text{ cm} \end{aligned} \quad (10.72)$$

Für die verschiedenen Pfähle sind abhängig von der Stellung in der Gruppe und den unterschiedlichen Setzungen die Einflussfaktoren λ_i zu bestimmen. Für den Innenpfahl ergibt sich der zweite Einflussfaktor nach Bild 9.10 c zu $\lambda_2 = 1,0$.

Damit betragen die charakteristischen Pfahlwiderstände:

$$R_{Eck,1,3,k}(s = 0,024 \cdot D) = 3,2 \cdot 0,80 = 2,6 \text{ MN} \quad (10.73 \text{ a})$$

$$R_{Rand,2,k}(s = 0,024 \cdot D) = 3,2 \cdot 0,63 = 2,0 \text{ MN} \quad (10.73 \text{ b})$$

$$R_{Rand,4,6,k}(s = 0,03 \cdot D) = 3,4 \cdot 0,71 = 2,4 \text{ MN} \quad (10.73 \text{ c})$$

$$R_{Innen,5,k}(s = 0,03 \cdot D) = 3,4 \cdot 0,52 \cdot 1,0 = 1,8 \text{ MN} \quad (10.73 \text{ d})$$

$$R_{Eck,7,9,k}(s = 0,042 \cdot D) = 3,9 \cdot 0,87 = 3,4 \text{ MN} \quad (10.73 \text{ e})$$

$$R_{Rand,8,k}(s = 0,042 \cdot D) = 3,9 \cdot 0,74 = 2,9 \text{ MN} \quad (10.73 \text{ f})$$

Der charakteristische Gesamtwiderstand der Gruppe beträgt:

$$R_{G,k} = 2 \cdot 2,6 + 2,0 + 2 \cdot 2,4 + 1,8 + 2 \cdot 3,4 + 2,9 = 23,5 \text{ MN} \quad (10.74)$$

Gegenüber dem Ausgangswert der charakteristischen Einwirkung von $F_k = 25$ MN wird so der charakteristische Gesamtwiderstand $R_{G,k}$ um 6 % unterschätzt.

In Tabelle 10.9 sind die Ergebnisse nach dem Nomogrammverfahren und nach der FEM zusammengestellt. Insgesamt ergibt sich eine gute Übereinstimmung der charakteristischen Pfahlwiderstände. Lediglich bei den geringer belasteten Eck- und Randpfählen (Pfahl 1,3) werden nach dem Nomogrammverfahren die Pfahlwiderstände überschätzt. Die mittlere Setzung ergibt sich nach beiden Verfahren identisch.

Tabelle 10.9: Gegenüberstellung der ermittelten charakteristischen Pfahlwiderstände nach den vorgestellten Verfahren im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Verfahren	charakteristischer Pfahlwiderstand [MN]							Setzung [cm]
	Eck (1,3)	Eck (7,9)	Rand (2)	Rand (4,6)	Rand (8)	Innen (5)	gesamt	
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit								
Nomogrammverfahren	2,6	3,4	2,0	2,4	2,9	1,8	23,5	3,0
FEM	2,0	3,8	1,5	2,9	3,6	2,7	25,0	3,0
Randolph/Wroth	nicht anwendbar bei Momentenbeanspruchung							

b) Beanspruchung der aufgehenden Konstruktion infolge Gruppenwirkung

Aus der zuvor bestimmten Setzung und den charakteristischen Pfahlwiderständen werden Ersatzfedersteifigkeiten abgeleitet:

$$R_{Eck,1,3,k}/s = 2,6/0,022 = 118 \text{ MN/m} \quad (10.75 \text{ a})$$

$$R_{Rand,2,k}/s = 2,0/0,022 = 91 \text{ MN/m} \quad (10.75 \text{ b})$$

$$R_{Rand,4,6,k}/s = 2,4/0,03 = 80 \text{ MN/m} \quad (10.75 \text{ c})$$

$$R_{Innen,5,k}/s = 1,8/0,03 = 60 \text{ MN/m} \quad (10.75 \text{ d})$$

$$R_{Eck,7,9,k}/s = 3,4/0,038 = 89 \text{ MN/m} \quad (10.75 \text{ e})$$

$$R_{Rand,8,k}/s = 2,9/0,038 = 76 \text{ MN/m} \quad (10.75 \text{ f})$$

Ohne Berücksichtigung der Gruppenwirkung werden alle Pfähle mit einer einheitlichen Steifigkeit abgebildet. Mit einer mittleren Setzung der Pfahlgruppe von $s_E = 2,8 \text{ cm}$ und einem einheitlichen Pfahlwiderstand von $R_{E,k} = 2,8 \text{ MN}$ beträgt die Ersatzfedersteifigkeit:

$$R_{E,k}/s = 2,8/0,018 = 156 \text{ MN/m} \quad (10.76)$$

In Bild 10.13 sind die charakteristischen Momentenbeanspruchungen dargestellt. Infolge der Berücksichtigung der Gruppenwirkung steigen die Biegemomente um 5 % von $M_{x,k} = 3217 \text{ kNm/m}$ auf $M_{x,k} = 3366 \text{ kNm/m}$ an. Der Verlauf der charakteristischen Querkraftbeanspruchung ist in Bild 10.14 dargestellt. Die Gruppenwirkung bewirkt einen Anstieg der Querkraftbeanspruchung um 3 % von $Q_{x,k} = 1042 \text{ kN/m}$ auf $Q_{x,k} = 1077 \text{ kN/m}$.

a) Momente $M_{x,k}$ [kNm/m] ohne Gruppenwirkung b) Momente $M_{x,k}$ [kNm/m] mit Gruppenwirkung

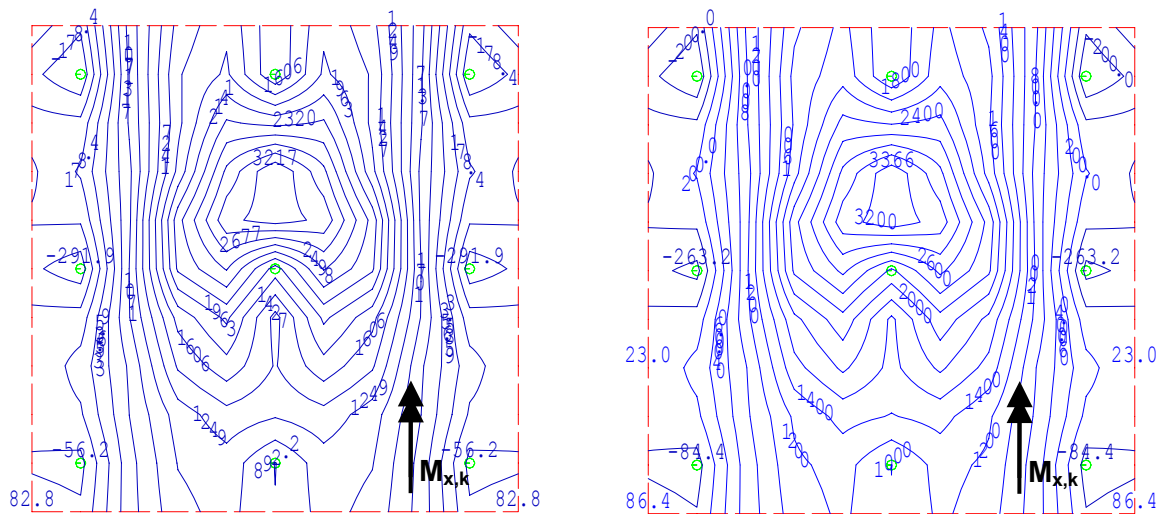


Bild 10.13: Charakteristische Biegemomente $M_{x,k}$ in der Pfahlkopfplatte a) ohne Berücksichtigung der Gruppenwirkung; b) unter Berücksichtigung der Gruppenwirkung

a) Querkräfte $Q_{x,k}$ [kN/m] ohne Gruppenwirkung b) Querkräfte $Q_{x,k}$ [kN/m] mit Gruppenwirkung

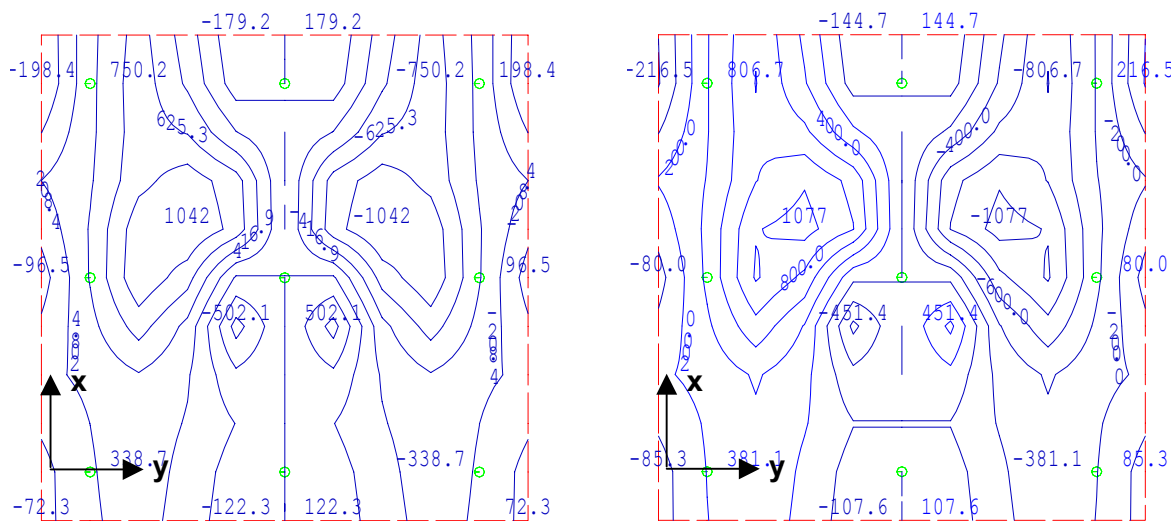


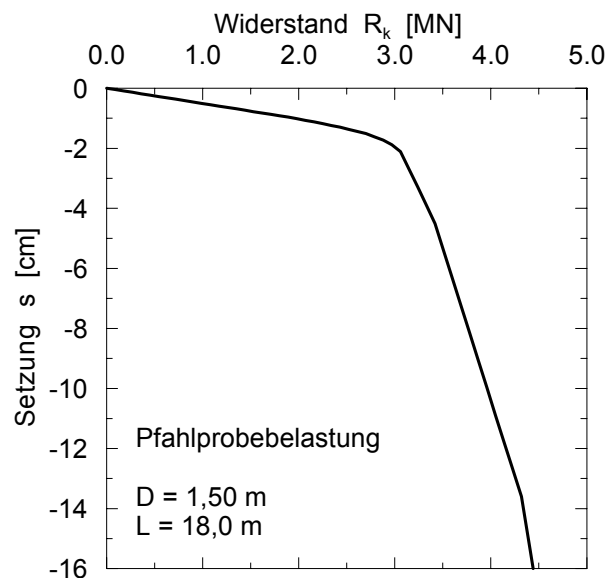
Bild 10.14: Charakteristische Querkräfte $Q_{x,k}$ in der Pfahlkopfplatte a) ohne Berücksichtigung der Gruppenwirkung; b) unter Berücksichtigung der Gruppenwirkung

c) Pfahlwiderstände im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit wird in diesem Beispiel für das Nomogrammverfahren von einer mittleren Setzung von $s = 0,1 \cdot D$ und von einer Verdrehung nach Bild 9.6 c mit $\eta_M = 1,0$ von $\tan \delta = 0,0046$ um die Mittelachse des Systems ausgegangen. Damit senken sich die Pfähle 7,8,9 auf der dem Moment zugewandten Seite um $a \cdot \tan \delta = 540 \cdot 0,0046 = 2,5$ cm.

Aus dem Gebäude ergibt sich eine charakteristische Gesamteinwirkung aus Eigengewicht und Verkehrslasten von $F_k = 58,3$ MN. Diese wird sowohl durch zwei längs und eine quer verlaufende aussteifende Wand als auch durch die außen angeordneten Stützen aus den Obergeschossen abgetragen. Trotz der geringen Plattendicke bei ausgedehnter Grundrissfläche kann die Bodenplatte zusammen mit dem Überbau bei der Anwendung des Nomogrammverfahrens als näherungsweise steif angesehen werden.

Als Baugrund liegt ein bindiger Boden mit den Bodenkenngrößen nach Bild 10.16 vor. Dieser wird durch eine 3 m mächtige nicht tragfähige Weichschicht überlagert. Aus einer Pfahlprobebelastung liegt die charakteristische Widerstands-Setzungslinie nach Bild 10.16 vor.



Bodenkenngrößen bindiger Boden:

$$\varphi'_k = 20^\circ$$

$$c'_k = 20 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma' = 8,5 \text{ kN/m}^3$$

$$E_{s,k} = 20 \text{ MN/m}^2$$

Bild 10.16:

Charakteristische Widerstands-Setzungslinie aus einer Pfahlprobebelastung

a) Mittlere Setzung und zugehörige Pfahlwiderstände

Zur Bestimmung der mittleren Setzung ergibt sich mit den Eingangsgrößen

$$a/d = 5,2/15 = 0,35 \quad (10.80)$$

$$F_{G,k} / (n_G \cdot R_{E,s=0,1 \cdot D}) = 58,3 / (28 \cdot 4,39) = 0,474 \quad (10.81)$$

nach Bild 9.1 b der erste Einflussfaktor zu $S_1 = 3,0$. Der zweite Einflussfaktor zur Berücksichtigung der Gruppengröße wird aus Bild 9.4 e mit $n_G = 28$ entnommen. Er beträgt $S_2 = 1,02$.

Mit einer mittleren Einwirkung auf den Gruppenpfahl von $F_{G,k}/n_G = 58,3 \text{ MN}/28 = 2,08 \text{ MN}$ erhält man eine Setzung von $s_E = 0,98 \text{ cm}$ für den vergleichbaren Einzelpfahl nach Bild 10.16. Daraus kann die mittlere Setzung s_G der Pfahlgruppe bestimmt werden.

$$s_G = s_E \cdot S_1 \cdot S_2 = 0,98 \cdot 3,0 \cdot 1,02 = 3,0 \text{ cm} \quad (10.82)$$

Mit einer Setzung von $s = 3,0 \text{ cm} = 0,02 \cdot D$ können die Einflussfaktoren λ_1 aus dem Nogramm Bild 9.8 a abgelesen werden. Für den zweiten Einflussfaktor λ_2 wird die größere Seitenlänge mit $n = 7$ Pfählen zu Grunde gelegt. Somit beträgt nach Bild 9.10 λ_2 für alle Pfähle eins.

Aus der Multiplikation der Einflussfaktoren mit dem charakteristischen Pfahlwiderstand des Einzelpfahles von $R_{E,k} = 3,20 \text{ MN}$ ergeben sich folgende charakteristische Pfahlwiderstände in der Gruppe:

$$R_{Eck,k}(s = 0,02 \cdot D) = 3,20 \cdot 0,80 = 2,56 \text{ MN} \quad (10.83)$$

$$R_{Rand,k}(s = 0,02 \cdot D) = 3,20 \cdot 0,60 = 1,92 \text{ MN} \quad (10.84)$$

$$R_{Innen,k}(s = 0,02 \cdot D) = 3,20 \cdot 0,35 = 1,12 \text{ MN} \quad (10.85)$$

Damit beträgt der charakteristische Gesamtwiderstand der Gruppe:

$$R_{G,k}(s = 0,02 \cdot D) = 4 \cdot 2,56 + 14 \cdot 1,92 + 10 \cdot 1,12 = 48,3 \text{ MN} \quad (10.86)$$

Gegenüber dem Ausgangswert der charakteristischen Einwirkung von $F_k = 58,3 \text{ MN}$ wird so der charakteristische Gesamtwiderstand $R_{G,k}$ um 17 % unterschätzt. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die in a) ermittelte Setzung zu gering ist. Die Pfahlwiderstände werden deshalb erneut mit einer korrigierten Setzung von $s = 3,7 \text{ cm} = 0,025 \cdot D$ bestimmt.

Mit den neuen Einflussfaktoren und dem entsprechenden Bezugswiderstand des Einzelpfahles von $R_E(s = 0,025 \cdot D) = 3,30 \text{ MN}$ ergeben sich die Pfahlwiderstände in der Gruppe zu:

$$R_{Eck}(s = 0,025 \cdot D) = 3,30 \cdot 0,89 = 2,94 \text{ MN} \quad (10.87)$$

$$R_{Rand}(s = 0,025 \cdot D) = 3,30 \cdot 0,68 = 2,24 \text{ MN} \quad (10.88)$$

$$R_{Innen}(s = 0,025 \cdot D) = 3,30 \cdot 0,45 = 1,49 \text{ MN} \quad (10.89)$$

Damit beträgt der charakteristische Gesamtwiderstand der Gruppe:

$$R_{G,k}(s = 0,025 \cdot D) = 4 \cdot 2,94 + 14 \cdot 2,24 + 10 \cdot 1,49 = 58,0 \text{ MN} \quad (10.90)$$

Mit der angepassten mittleren Setzung der Gruppe von $s = 3,7 \text{ cm}$ ergibt sich ein zu der charakteristischen Einwirkung übereinstimmender charakteristischer Gesamtwiderstand der Gruppe.

In Tabelle 10.11 sind die Ergebnisse nach den drei Berechnungsverfahren für den Gebrauchszustand zusammengefasst. Nach allen Verfahren ergeben sich fast gleiche Setzungen. Nach der FEM ergeben sich die geringsten Setzungen, nach *Randolph/Wroth* die größten. Nach

dem Nomogrammverfahren sind der Eckpfahlwiderstand leicht höher als nach der FEM, der Randpfahlwiderstand liegt in der Bandbreite der Ergebnisse nach der FEM, der Innenpfahlwiderstand fällt geringer aus. Mit dem Verfahren nach *Randolph/Wroth* wird für den Eckpfahl der größte Widerstand ermittelt. Die Randpfahlwiderstände werden ebenfalls gegenüber den anderen Verfahren überschätzt, während der Innenpfahlwiderstand unterschätzt wird.

Tabelle 10.11: Gegenüberstellung der ermittelten charakteristischen Pfahlwiderstände nach den vorgestellten Verfahren im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Verfahren	charakteristischer Pfahlwiderstand [MN]				Setzung [cm]
	Eckpfahl	Randpfahl	Innenpfahl	gesamt	
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit					
Nomogrammverfahren	2,94	2,24	1,49	58,0	3,7
FEM	2,69	2,07 – 2,30	1,56 – 1,94	58,3	3,6
<i>Randolph/Wroth</i>	3,13	2,50 – 2,69	0,90 – 1,20	58,3	3,9

b) Beanspruchung der aufgehenden Konstruktion infolge Gruppenwirkung

Aus der zuvor bestimmten Setzung und den charakteristischen Pfahlwiderständen werden Ersatzfedersteifigkeiten bestimmt:

$$R_{Eck,k} / s = 2,94 / 0,037 = 79 \text{ MN/m} \quad (10.91 \text{ a})$$

$$R_{Rand,k} / s = 2,24 / 0,037 = 61 \text{ MN/m} \quad (10.91 \text{ b})$$

$$R_{Innen,k} / s = 1,49 / 0,037 = 40 \text{ MN/m} \quad (10.91 \text{ c})$$

Ohne Berücksichtigung der Gruppenwirkung werden alle Pfähle mit einer einheitlichen Steifigkeit abgebildet. Mit einer Setzung von $s_E = 0,98 \text{ cm}$ ergibt sich für alle Pfähle ein einheitlicher charakteristischer Pfahlwiderstand von $R_{E,k} = 1,92 \text{ MN}$.

$$R_{E,k} / s = 2,08 / 0,0098 = 212 \text{ MN/m} \quad (10.92)$$

Die charakteristische Querkraftbeanspruchung steigt unter Berücksichtigung der Gruppenwirkung von $Q_{x,k} = 198 \text{ kN/m}$ auf $Q_{x,k} = 264 \text{ kN/m}$ um 33 % bzw. von $Q_{y,k} = 221 \text{ kN/m}$ auf $Q_{y,k} = 287 \text{ kN/m}$ um 30 %, siehe Bild 10.17.

Unter Berücksichtigung der Gruppenwirkung nehmen die charakteristische Momentenbeanspruchungen von $M_{x,k} = 170 \text{ kNm/m}$ auf $M_{x,k} = 1120 \text{ kNm/m}$ bzw. von $M_{y,k} = 429 \text{ kNm/m}$ auf $M_{y,k} = 880 \text{ kNm/m}$ zu, siehe Bild 10.18 und Bild 10.19. Dies ist ein Anstieg von 559 % bzw. 105 %.

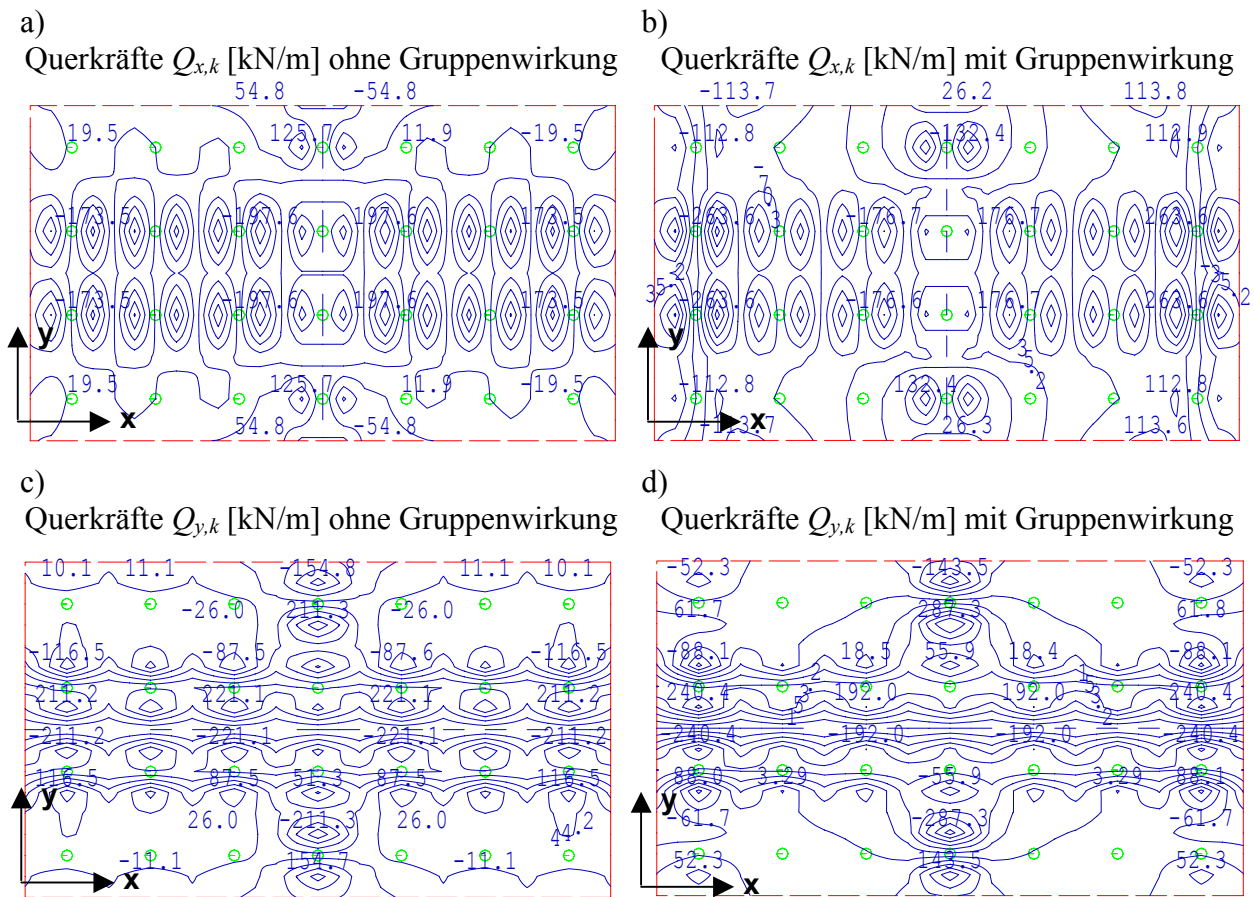


Bild 10.17: Charakteristische Querkräfte in der Pfahlkopfplatte a) $Q_{x,k}$ ohne und b) $Q_{x,k}$ mit sowie c) $Q_{y,k}$ ohne und d) $Q_{y,k}$ mit Berücksichtigung der Gruppenwirkung

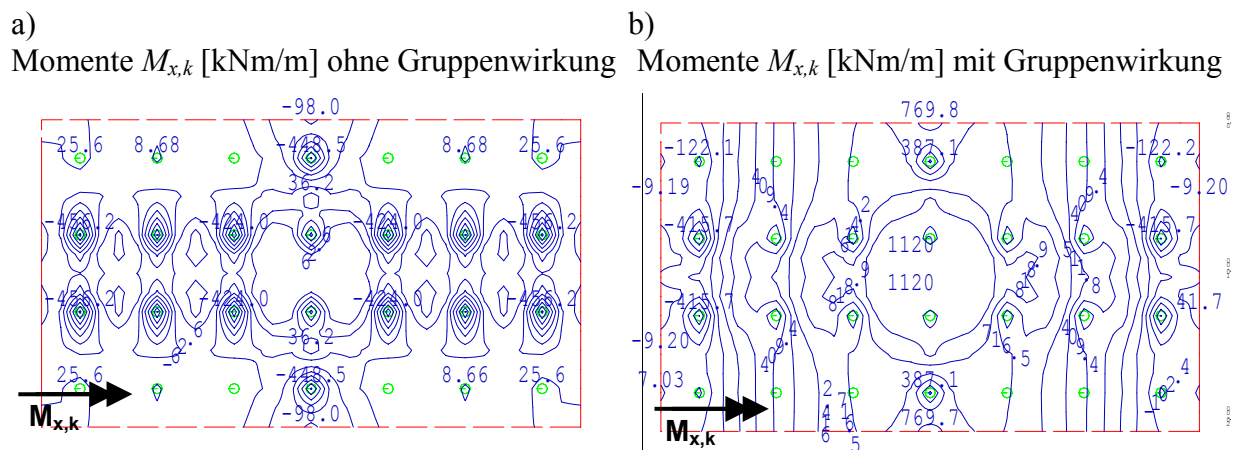


Bild 10.18: Charakteristische Biegemomente in der Pfahlkopfplatte a) $M_{x,k}$ ohne und b) $M_{x,k}$ mit Berücksichtigung der Gruppenwirkung

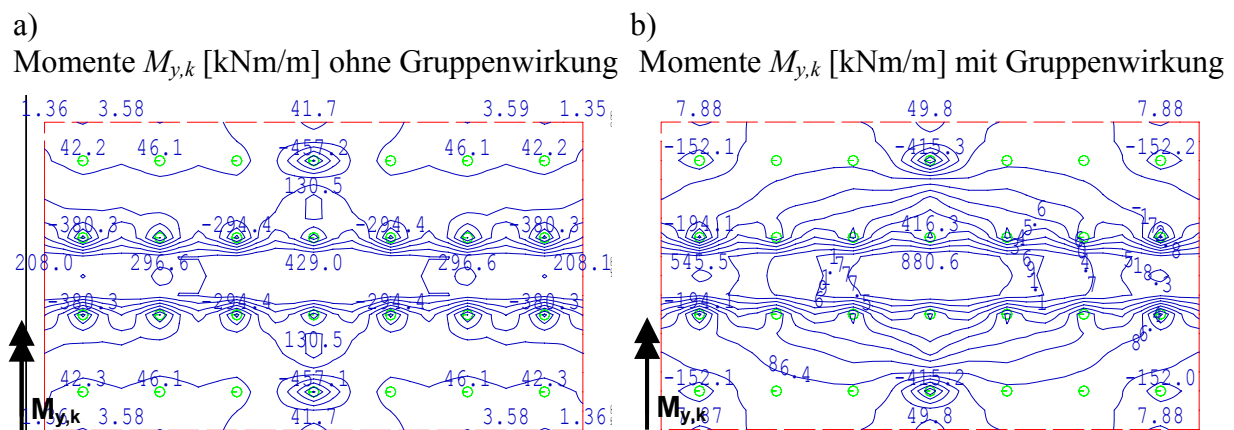


Bild 10.19: Charakteristische Biegemomente in der Pfahlkopfplatte a) $M_{y,k}$ ohne und b) $M_{y,k}$ mit Berücksichtigung der Gruppenwirkung

c) *Pfahlwiderstände im Grenzzustand der Tragfähigkeit*

Bei einer angenommenen Setzung von $s = 0,01 \cdot D$ ergibt sich ein charakteristischer Bezugspfahlwiderstand des Einzelpfahles von $R_{E,k} = 4,39$ MN. Multipliziert mit den Einflussfaktoren λ_1 bis λ_2 nach Bild 9.8 d ergeben sich die charakteristischen Widerstände der Gruppenpfähle zu:

$$R_{Eck,k}(s = 0,1 \cdot D) = 4,39 \cdot 1,00 = 4,39 \text{ MN} \quad (10.93)$$

$$R_{Rand,k}(s = 0,1 \cdot D) = 4,39 \cdot 1,00 = 4,39 \text{ MN} \quad (10.94)$$

$$R_{Innen,k}(s = 0,1 \cdot D) = 4,39 \cdot 0,99 \cdot 1,00 = 4,35 \text{ MN} \quad (10.95)$$

Damit ergibt sich der charakteristische Gesamtwiderstand der Gruppe zu:

$$R_{G,k}(s = 0,1 \cdot D) = 4 \cdot 4,39 + 14 \cdot 4,39 + 10 \cdot 4,35 = 122,5 \text{ MN} \quad (10.96)$$

Tabelle 10.12: Gegenüberstellung der ermittelten charakteristischen Pfahlwiderstände nach den vorgestellten Verfahren im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Verfahren	charakteristischer Pfahlwiderstand [MN]				Setzung [cm]
	Eckpfahl	Randpfahl	Innenpfahl	gesamt	
Grenzzustand der Tragfähigkeit					
Nomogrammverfahren	4,39	4,39	4,35	122,5	15,0
FEM	4,36	4,25 – 4,32	4,11 – 4,19	118,8	15,0
<i>Randolph/Wroth</i>	3,82	3,65 – 3,73	3,25 – 3,56	101,4	15,0

In Tabelle 10.12 sind die charakteristischen Pfahlwiderstände nach den vorgestellten Berechnungsverfahren für eine Grenzsetzung von $s_I = 0,1 \cdot D$ gegenübergestellt. Mit dem Nomo-

grammverfahren werden nur geringfügig höhere Pfahlwiderstände als mit der FEM ermittelt. Mit dem Verfahren nach *Randolph/Wroth* werden die Pfahlwiderstände insgesamt unterschätzt.

10.7 Zusammenstellung

10.7.1 Gegenüberstellung der Berechnungsergebnisse nach den vorgestellten Verfahren

In den Abschnitten 10.2 bis 10.6 wurden Beispiele für das entwickelte Nomogrammverfahren vorgestellt. Die Verteilung der Pfahlwiderstände in der Gruppe sowie die mittlere Gruppensetzung wurden ebenfalls nach der Methode der Finiten Elemente sowie dem in dieser Arbeit entwickelten erweiterten Verfahren nach *Randolph/Wroth* berechnet. Die Ergebnisse dieser drei Verfahren wurden jeweils für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sowie dem Grenzzustand der Tragfähigkeit vergleichend gegenüber gestellt.

Die Ergebnisse dieses Vergleiches werden nochmals in den Tabelle 10.13 und Tabelle 10.14 zusammengefasst. Dabei sind jeweils die prozentuale Abweichung des Nomogrammverfahrens bzw. des erweiterten Verfahrens nach *Randolph/Wroth* in Bezug auf die FEM-Berechnung angegeben.

In Tabelle 10.13 sind die Ergebnisse für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit aufgeführt. Für das Nomogrammverfahren ergibt sich für die Mehrzahl der Widerstände eine Abweichung von unter 10 %. Es treten nur wenige Widerstände mit einer Abweichung von über 20 % auf. Starke Abweichungen sind in zwei Fällen bei Innenpfählen festzustellen, sowie für die geringer belasteten Eck- und Randpfähle und den Innenpfahl des Beispiels mit Momenteinwirkung, siehe Beispiel 10.5. Die Setzungen weichen mit Ausnahme eines Beispiels um weniger als $\Delta s_2 = 1,0$ cm ab. Beispiel 10.3 zeigt eine Abweichung von $\Delta s_2 = 1,6$ cm.

Mit dem erweiterten Verfahren nach *Randolph/Wroth* wird für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit der Innenpfahlwiderstand bei allen Beispielen systematisch unterschätzt. Die übrigen Abweichungen der Pfahlwiderstände liegen etwa zur Hälfte bei unter 10 %. Die maximale Abweichung beträgt 25,2 %. Die Abweichungen der Setzungen betragen bis auf ein Beispiel ebenfalls weniger als $\Delta s_2 = 1,0$ cm. Beim Beispiel 10.2.1 ergibt sich die maximale Abweichung von $\Delta s_2 = 1,3$ cm.

Tabelle 10.13: Prozentuale Abweichung des Nomogrammverfahrens und des erweiterten Verfahrens nach *Randolph/Wroth* gegenüber den Berechnungen nach der FEM im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit		Abweichung gegenüber den Ergebnissen nach FEM [%]				
		Widerstand				Setzung [%]
		Eckpfahl	Randpfahl	Innenpfahl	gesamt	Δs_2 [cm]
Nomogramm- verfahren	Beispiel 10.2.1	2,6	0	-18	0,4	20,0 (0,6 cm)
	Beispiel 10.5	-9,2	2,8	9,8	-2,2	-13,2 (0,5 cm)
	Beispiel 10.3	-10,6	-17,1 bis -7,4	-6,3 bis 25,0	-5,8	72,7 (1,6 cm)
	Beispiel 10.4	3,5	-12,4 bis -7,0	-12,0	-3,3	22,6 (0,7 cm)
	Beispiel 10.5	-10,5 bis 30,0	-19,4 bis 33,3	-33,3	-6,0	0 (0 cm)
	Beispiel 10.6	9,3	-2,6 bis 8,2	-23,2 bis -4,5	-0,5	2,8 (1,3 cm)
<i>Randolph/Wroth</i>	Beispiel 10.2.1	9,7	-3,3	-47,8	0	43,3 (0,1 cm)
	Beispiel 10.5	-0,8	11,7	-46,8	0	2,1 (1,3 cm)
	Beispiel 10.3	25,2	17,1 bis 17,6	-50,0 bis -58,3	0	7,3 (0,2 cm)
	Beispiel 10.4	11,0	1,3 bis 2,1	-74,4	0	19,4 (0,6 cm)
	Beispiel 10.6	16,4	17,0 bis 20,8	-42,3 bis -38,1	0	8,3 (0,3 cm)

Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit ergeben sich für das Nomogrammverfahren sehr geringe Abweichungen, die bei der überwiegenden Anzahl der Beispiele bei unter 5 % liegen, siehe Tabelle 10.14. Beim Beispiel 10.3 werden die Randpfähle bis zu 8,9 % überschätzt. Einige Innenpfähle zeigen in diesem Beispiel eine starke Abweichung von bis zu 86,8 %. Ebenfalls kommt es beim Beispiel 10.5 bei allen Pfählen zu deutlichen Abweichungen, die bis zu 40,6 % betragen.

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ergeben sich keine Abweichungen zwischen den Setzungen der drei Berechnungsverfahren, da die Grenzsetzung in allen Fällen mit $s_l = 0,1 \cdot D$ vorgegeben wurde.

Mit dem erweiterten Verfahren nach *Randolph/Wroth* werden im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Innenpfahlwiderstände unterschätzt. Bei den übrigen Pfählen liegen die Abweichungen bei unter 15 %.

Tabelle 10.14: Prozentuale Abweichung des Nomogrammverfahrens und des erweiterten Verfahrens nach *Randolph/Wroth* gegenüber den Berechnungen nach der FEM im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit		Abweichung gegenüber den Ergebnissen nach FEM [%]				
		Widerstand				Setzung
		Eckpfahl	Randpfahl	Innenpfahl	gesamt	
Nomogramm- verfahren	Beispiel 10.2.1	3,2	2,8	-4,6	2,0	0
	Beispiel 10.5	0,0	4,5	5,3	2,6	0
	Beispiel 10.3	3,7	2,3 bis 8,9	15,6 bis 86,8	20,4	0
	Beispiel 10.4	4,8	2,8	1,0	3,2	0
	Beispiel 10.5	-30,7 bis 40,6	-28,8 bis 36,7	-15,5	-12,0	0
	Beispiel 10.6	0,7	1,6 bis 3,3	3,8 bis 5,8	3,1	0
<i>Randolph/Wroth</i>	Beispiel 10.2.1	-4,4	-4,9	-16,9	-6,2	0
	Beispiel 10.5	-1,0	3,0	0,9	0,9	0
	Beispiel 10.3	-13,2	-12,1 bis -7,4	-60,4 bis 24,5	-6,8	0
	Beispiel 10.4	-6,3	-10,5 bis -8,8	-15,5	-9,6	0
	Beispiel 10.6	-12,4	-13,7 bis -14,1	-20,9 bis -15,0	-14,6	0

Insgesamt erhält man mit beiden Verfahren eine gute bzw. befriedigende Übereinstimmung der Setzungen und der Verteilung der Pfahlwiderstände gegenüber den Berechnungen mit FEM. Damit kann zusammenfassend gefolgert werden, dass das Nomogrammverfahren für den Grenzzustand der Tragfähigkeit i. Allg. nur geringe Abweichungen gegenüber der Finite Elemente Methode zeigt. Die größten Abweichungen haben sich für die Innenpfähle beim Beispiel 10.3 mit einer größeren Pfahlgruppe ergeben sowie für das Beispiel 10.5 mit Momenteneinwirkung. Gegebenenfalls sollte für ausgedehnte Pfahlgruppen das Nomogrammverfahren noch weiter präzisiert werden, indem beispielsweise die Innenpfähle weiter unterteilt werden. Ebenfalls könnten Pfahlgruppen mit Momenteneinwirkung weiter untersucht werden, um die Angaben über die Verdrehung der Pfahlgruppe zu verbessern.

Bei der Anwendung des erweiterten Verfahrens nach *Randolph/Wroth* muss besonders berücksichtigt werden, dass hierbei die Innenpfahlwiderstände systematisch unterschätzt werden.

10.7.2 Beanspruchung infolge Gruppenwirkung

In den Beispielen der Abschnitte 10.2 bis 10.6 wurden für unterschiedliche Pfahlgründungen die Pfahlwiderstände und Setzungen unter Berücksichtigung der Gruppenwirkung mit dem Nomogrammverfahren nach Abschnitt 9 bestimmt und die Beanspruchung der Pfahlkopfplatte mit dem Statikprogramm SOFiSTiK ermittelt. Die gewonnenen Ergebnisse sind noch mal in Tabelle 10.15 zusammengefasst. Aufgeführt werden die positiven und negativen Maximalwerte der charakteristischen Biegemomente $M_{x,k}$ und der charakteristischen Querkräfte $Q_{x,k}$ sowohl mit als auch ohne Berücksichtigung der Gruppenwirkung sowie die Änderung der maximalen Schnittkräfte als Absolutwert und als Relativwert bezogen auf den Wert ohne Berücksichtigung der Gruppenwirkung.

Neben der Einwirkungsanordnung aus den vorgestellten Beispielen werden ebenfalls die Ergebnisse für zwei weitere Einwirkungsanordnungen betrachtet. Dies sind die beiden Grenzfälle, in dem zum einen die Gesamteinwirkung als zentrisch angreifende Einzellast angenommen wird und zum anderen als eine Flächenlast, die über die gesamte Pfahlkopfplatte gleichmäßig verteilt ist.

Wie bereits in Abschnitt 8.3.1.5 erörtert wurde, hat unter der Annahme einer starren Pfahlkopfplatte die Verteilung einer Einwirkung, die als Resultierende zentrisch angreift, keinen Einfluss auf die auftretende Gruppenwirkung und die Reaktion der Pfähle. Allerdings ergeben sich in der Pfahlkopfplatte unterschiedliche Beanspruchungen.

Die Zusammenstellung der Ergebnisse in Tabelle 10.15 zeigt zunächst, dass die Gruppenwirkung einen deutlichen Einfluss auf die Beanspruchung der Pfahlkopfplatte hat. Dabei steigen in den meisten betrachteten Fällen die Maximalwerte sowohl der charakteristischen Querkraft- als auch der charakteristischen Momentenbeanspruchung an.

Wie bereits mehrfach in dieser Arbeit betont wurde, ist die Verteilung der Einwirkungen entscheidend für die Beanspruchung der Pfahlkopfplatte. Generell ist festzustellen, dass sich bei einer einzigen konzentrierten Einwirkung (Einzellast) erwartungsgemäß höhere maximale Schnittgrößen ergeben als bei einer gleichmäßig über die Pfahlkopfplatte verteilten Einwir-

kung (Flächenlast). Die dargestellten realitätsnäheren Einwirkungsbilder weisen Beanspruchungen auf, die zwischen diesen beiden Grenzfällen liegen.

Tabelle 10.15: Charakteristische Beanspruchung von Gründungskonstruktionen über Pfahlgruppen

Lastbild			Einzellast		siehe Beispiel		Flächenlast	
			$M_{x,k}$	$Q_{x,k}$	$M_{x,k}$	$Q_{x,k}$	$M_{x,k}$	$Q_{x,k}$
			[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
Beispiel 10.2	Maximum der Schnittkräfte	ohne Gruppenwirkung	-214 4347	-1334 1334	-182 1728	-562 562	-211 343	-216 216
		mit Gruppenwirkung	-159 4649	-1409 1409	-161 1880	-587 587	-265 478	-297 297
	Absolute Zunahme der max. Schnittkraft		302	75	152	25	135	81
	Relative Zunahme der max. Schnittkraft		7 %	6 %	9 %	4 %	40 %	38 %
Beispiel 10.3	Maximum der Schnittkräfte	ohne Gruppenwirkung	-90 10545	-3949 3949	-559 251	-224 224	-80 167	-87 87
		mit Gruppenwirkung	-124 11142	-3982 3982	-209 451	-383 383	-200 717	-314 314
	Absolute Zunahme der max. Schnittkraft		597	33	108	159	550	227
	Relative Zunahme der max. Schnittkraft		6 %	1 %	-19 %	58 %	329 %	261 %
Beispiel 10.4	Maximum der Schnittkräfte	ohne Gruppenwirkung	-260 9641	-5443 5443	-269 1803	-1324 1324	-562 73	-366 366
		mit Gruppenwirkung	-460 10090	-5547 5547	-501 2177	-1385 1385	-783 282	-650 650
	Absolute Zunahme der max. Schnittkraft		449	104	374	61	221	284
	Relative Zunahme der max. Schnittkraft		5 %	2 %	21 %	5 %	39 %	78 %
Beispiel 10.5	Maximum der Schnittkräfte	ohne Gruppenwirkung	-752 7711	-2237 2237	-352 3217	-1042 1042	-587 1355	-740 740
		mit Gruppenwirkung	-743 8267	-2395 2395	-392 3366	-1077 1077	-561 1493	-693 693
	Absolute Zunahme der max. Schnittkraft		556	158	149	35	138	-47
	Relative Zunahme der max. Schnittkraft		7 %	7 %	5 %	3 %	9 %	-6 %
Beispiel 10.6	Maximum der Schnittkräfte	ohne Gruppenwirkung	-273 27386	-6117 6117	-456 170	-198 198	-481 51	-170 170
		mit Gruppenwirkung	-312 28359	-6135 6135	-416 1120	-264 264	-802 923	-323 338
	Absolute Zunahme der max. Schnittkraft		973	18	950	66	872	168
	Relative Zunahme der max. Schnittkraft		4 %	< 1 %	559%	33 %	1710%	99 %

Die Änderungen der Schnittgrößen infolge der Berücksichtigung der Gruppenwirkung ist sehr unterschiedlich. Bei dem Lastbild Einzellast ergeben sich die geringsten prozentualen Zunahmen der Schnittkräfte, die bei nur maximal 7 % liegen. Gleichzeitig wird aber in allen Beispielen unter einer Einzellast als Einwirkung die größte absolute Momentenzunahme beobachtet. Die Zunahme der Querkräfte variierte in Bezug auf die anderen Lastbilder.

Bei dem Lastbild Flächenlast steigen die Momente um bis zu 1710 % und die Querkräfte um bis zu 261 % an. Dabei sind die absoluten Momentenzunahmen im Vergleich zum Lastbild Einzellast immer geringer. Dieser Unterschied ist in vielen Fällen sehr deutlich. Die absolute Querkraftzunahme fällt hingegen bei der Flächenlast höher aus als bei der Einzellast. Eine Ausnahme ist hierbei das Beispiel 10.5 mit Momenteneinwirkung, bei dem eine Abnahme der maximalen Querkraft um –6 % festgestellt werden kann.

Bei den realitätsnäheren Lastbildern aus den vorgestellten Beispielen ergibt sich im Beispiel 10.6 eine Momentenzunahme von bis zu 559 %. Die anderen Beispiele zeigen nur maximale Momentenzunahmen von bis zu 21 %. Bis auf das Beispiel 10.3 mit einer Pfahlgruppe aus 49 Pfählen, bei der sich der Maximalwert des Momentes um –19 % reduziert, liegen die Momentenzunahmen der Beispiele zwischen den Momentenzunahmen der anderen beiden Lastbilder (Einzellast, Flächenlast). Die Querkraftzunahme beträgt bis zu 58 %.

Trotz des sehr uneinheitlichen Einflusses der Gruppenwirkung auf die Schnittkräfte in der Pfahlkopfplatte lässt sich feststellen, dass

- bei konzentrierten Einwirkungen die relative Schnittkraftzunahme gering ist, wobei in absoluten Werten die Schnittkraftzunahme insbesondere bei Momentenbeanspruchung vergleichsweise hoch ist,
- bei gleichmäßig verteilten Lasten hohe relative Schnittkraftzunahmen zu erwarten sind und in absoluten Werten die Querkräfte vergleichsweise stark zunehmen.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass die Berücksichtigung der Gruppenwirkung einen wesentlichen Einfluss auf die Beanspruchung der Pfahlkopfplatte hat und somit generell zu berücksichtigen ist. An dieser Stelle kann keine Aussage darüber getroffen werden, bei welcher Art von Lastbild die Gruppenwirkung als vernachlässigbar für die Beanspruchung der Pfahlkopfplatte eingeschätzt werden könnte.

11 Zusammenfassung und Ausblick

Mit der bauaufsichtlichen Einführung der DIN 1054:2005-01 erfolgt in Deutschland die Umstellung der Bemessung im Erd- und Grundbau auf das Teilsicherheitskonzept. Eine kurze Gegenüberstellung der neuen Regelungen der DIN 1054:2005-01 und DIN 1054:1976-11 für Pfähle wurde in Abschnitt 4 gegeben. Neben der neuen Form der Nachweisführung wird in der neuen Grundbaunorm der Beanspruchung der aufgehenden Konstruktion bei der Bemessung von Pfahlgruppen eine besondere Bedeutung zugemessen. Dabei ist für Pfahlgründungen gefordert, die Beanspruchungen durch

- die ungleichmäßige Verteilung der Pfahlwiderstände infolge der Gruppenwirkung,
- die sich einstellenden größeren Setzungen infolge der Gruppenwirkung,
- auftretende Setzungsdifferenzen zwischen den Pfählen oder Pfahlgruppen und
- die Berücksichtigung der Nichtlinearität des Widerstands-Setzungsverhaltens der Pfähle

zu berücksichtigen. Für die praktische Umsetzung dieser Punkte fehlen derzeit allerdings vereinfachte Berechnungsansätze, die diesen Anforderungen gerecht werden.

Der Einfluss der Nichtlinearität im Widerstands-Setzungsverhalten der Pfähle sollte zunächst unabhängig von der Gruppenwirkung an druck- und momentenbeanspruchten Pfahlrosten als Sonderform der Pfahlgruppe untersucht werden. Unter dem Begriff Gruppenwirkung wird die Beeinflussung eines Pfahles durch umliegende Pfähle verstanden. Die Gruppenwirkung führt i.d.R. zu einem veränderten Widerstands-Setzungsverhalten eines Gruppenpfahles gegenüber einem unbeeinflussten Einzelpfahl. Pfahlgruppen, bei denen die Pfähle so weit auseinander stehen, dass keine Gruppenwirkung mehr auftritt, werden als Pfahlroste bezeichnet.

Grundlage der eigenen Untersuchungen von Pfahlrosten ist das Berechnungsverfahren nach *Schiel (1970)*. Über eine iterative Anpassung der Pfahlsteifigkeiten wurde dieses Verfahren auch auf Berechnungen mit nichtlinearem Pfahltragverhalten erweitert. Die Untersuchungen haben ergeben, dass es durch die Berücksichtigung der Nichtlinearität zu einer Umlagerung der Pfahlbeanspruchung im Pfahlrost von den äußeren auf die inneren Pfähle kommt. Dadurch nehmen sowohl die maximalen Schnittkräfte in der Pfahlkopfplatte als auch die maximalen Setzungsdifferenzen zwischen benachbarten Pfählen ab, so dass sich die Berücksichtigung des nichtlinearen Pfahltragverhaltens zunächst positiv auswirkt. Eine Ausnahme stellen allerdings Pfahlroste dar, die außen stehende sehr gering belastete Pfähle aufweisen. Hierbei kann es vorkommen, dass es durch eine Entlastung dieser sehr gering belasteten Pfähle zu einer

Umkehr in der Einwirkungsrichtung des Pfahles kommt. Der sich dabei einstellende Absolutwert der Pfahlbeanspruchung ist zwar unkritisch, jedoch muss der Wechsel von einer Druck- auf Zugbeanspruchung oder umgekehrt besonders beachtet werden. Nicht geklärt wurde der Einfluss der Nichtlinearität bei wechselnden Einwirkungen auf Pfahlgründungen, bei denen einwirkungsabhängig das Pfahltragverhalten sowohl über den Erst-, Wieder- und Entlastungspfad beschrieben wird. Ein angeführtes Beispiel zeigt, dass in diesen Fällen die Nichtlinearität zu ungünstigeren Beanspruchungssituationen führen kann.

Ein Hauptbestandteil dieser Arbeit ist die Untersuchung der Pfahlgruppenwirkung und die Ableitung eines vereinfachten Nomogrammverfahrens für Druckpfahlgruppen, welches das nichtlineare Tragverhalten der Gruppenpfähle sowie die Gruppenwirkung erfasst. Ergebnis dieses Verfahrens sind sowohl die mittlere Setzung einer Pfahlgruppe sowie die positionsabhängigen Pfahlwiderstände.

Das Nomogrammverfahren wurde auf Grundlage einer umfangreichen Parameterstudie entwickelt, die sowohl nach der räumlichen Methode der Finiten Elemente (FEM) als auch mit einem erweiterten analytischen Berechnungssatz durchgeführt wurde.

Bei der Aufstellung des FE-Modells stand im Vordergrund, dass die Modellierungsweise auf alle für die Parameterstudie relevanten Fälle anwendbar ist und gleichzeitig die Anzahl der von der Modellierung abhängigen Parameter gering zu halten ist. Die Geometrie der Pfähle wurde ersatzweise quadratisch mit einer zum runden Pfahl äquivalenten Mantelfläche abgebildet. Als Stoffgesetz wurde der Ansatz nach Mohr-Coulomb gewählt. Die Modellierungsweise ist insbesondere für Pfähle geeignet, die überwiegend über Mantelreibung tragen. Das verwendete FE-Modell wurde an mehreren Pfahlprobelastungen und an einer Vergleichsrechnung für eine Pfahlgruppe aus der Literatur validiert. Insgesamt zeigten die eigenen Ergebnisse eine gute Übereinstimmung mit den Referenzergebnissen. Sowohl das Verhältnis zwischen Pfahlmantelwiderstand und Pfahlfußwiderstand sowie die positionsabhängige Verteilung der Pfahlwiderstände innerhalb der Gruppe können bis zum Bruchzustand zutreffend abgebildet werden.

Die zweite Berechnungsmethode zur Durchführung der Parameterstudie war ein erweitertes analytisches Berechnungsverfahren, welches auf dem Verfahren von *Randolph/Wroth (1979)* basiert. Durch die Erweiterung dieses Verfahrens mit einem Bruchkriterium kann die Nichtlinearität des Pfahl-Tragverhaltens abgebildet und dieses Berechnungsverfahren für Pfahlgruppen bis zum Erreichen des Bruchzustandes angewendet werden. Dabei wurden zwei

mögliche Bruchkriterien vorgestellt. Dem ersten Bruchkriterium liegt der Stoffansatz nach Mohr-Coulomb zu Grunde, der auf Elemente am Pfahlmantel und unter dem Pfahlfuß angewendet wird. Das zweite Bruchkriterium beschränkt die Pfahlwiderstände auf die Werte der Widerstands-Setzungs-Linie des Einzelpfahles bei gleicher Setzung. Die Bruchkriterien sind sowohl für den Pfahlmantel als auch Pfahlfuß definiert und können auch miteinander kombiniert werden. Die Ergebnisse mit diesem erweiterten analytischen Berechnungsverfahren zeigen sowohl für Einzelpfähle als auch für Pfahlgruppen eine gute Übereinstimmung mit den FE-Berechnungen. Lediglich bei Pfahlgruppen mit hoher Gruppenwirkung kommt es zu einer Unterschätzung der Pfahlwiderstände der innen liegenden Pfähle.

Mit diesen beiden Berechnungsansätzen wurde eine umfangreiche Parameterstudie durchgeführt, deren Ergebnisse in ein vereinfachtes Nomogrammverfahren umgesetzt wurde. Dazu wurden zunächst Gruppenfaktoren definiert, welche das Maß der Gruppenwirkung beschreiben. Der erste Gruppenfaktor $G_{R,i}$ beschreibt das Maß der Gruppenwirkung bzgl. der Pfahlwiderstände. Er ist definiert als der Quotient zwischen dem Widerstand des Gruppenpfahles und dem Widerstand des Einzelpfahles bei gleicher Setzung. Der zweite Gruppenfaktor G_s beschreibt das Maß der Gruppenwirkung bzgl. der Setzungen. Dieser ist definiert als der Quotient zwischen der mittleren Gruppensetzung und der Setzung des Einzelpfahles bei gleichem Pfahlwiderstand.

Somit muss zur Anwendung dieser Gruppenfaktoren aus dem Nomogrammverfahrens das Ergebnis einer Pfahlprobelastung eines zu den Gruppenpfählen vergleichbaren Einzelpfahles als Bezugsgröße vorliegen. Vereinfachend kann auch eine Widerstands-Setzungslinie aus Erfahrungswerten nach DIN 1054 zu Grunde gelegt werden. Das vorgestellte Berechnungsverfahren ist insgesamt so einfach aufgebaut, dass es eine Handrechnung problemlos zulässt und dabei die mittlere Setzung der Pfahlgruppe sowie die unterschiedlichen aktivierten Pfahlwiderstände je nach Stellung der Pfähle in der Gruppe liefert.

Die ersten Nomogramme wurden für eine definierte Pfahlgruppengeometrie (Bezugspfahlgruppe) unter Berücksichtigung der Parameter

- Pfahllänge,
- Pfahlabstand und
- Bodenart

aufgestellt.

Dabei wurden 9 unterschiedliche Sätze von Bodenkenngrößen zur Berücksichtigung einer weiten Bandbreite von Bodenarten aufgestellt. Die Nomogramme geben jeweils den Wert eines Einflussfaktors λ_i oder S_i bzgl. eines untersuchten Parameters wieder. Das Produkt aller relevanter Einflussfaktoren ergibt den bereits o.g. Gruppenfaktor.

Der Einfluss sonstiger Parameter wie

- die Gruppengröße,
- der Pfahldurchmesser und
- die Pfahlplattensteifigkeit

wurde in weiteren Nomogrammen umgesetzt. Durch das Auftragen der Ergebnisse in Bezug auf das Pfahlabstand-Einbindetiefe-Verhältnis a/d konnte eine Darstellungsform gefunden werden, in der der Pfahldurchmesser eliminiert ist. Die Steifigkeit der Pfahlkopfplatte wurde als weitestgehend starr angenommen, so dass der entsprechende Einflussfaktor allgemein mit 1,0 angesetzt werden kann. Trotz der Vielzahl an Parametern konnte mit den getroffenen Annahmen und der gewählten Darstellungsform die Anzahl der Nomogramme für das Nomogrammverfahren auf eine handhabbare Anzahl beschränkt werden.

Zunächst ist dieses Verfahren auf Bohrpfähle beschränkt. Für andere Pfahlarten wie Voll- und Teilverdrängungspfähle sowie Verpresspfähle werden aber Vorschläge für Bemessungsansätze unter Berücksichtigung der Gruppenwirkung gegeben. Bei Vollverdrängungspfählen in nichtbindigen Böden scheint die Gruppenwirkung im Grenzzustand der Tragfähigkeit durch den Verspannungseffekt der Pfähle beim Einbringen kompensiert zu werden. Allerdings ergeben sich im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bei nichtbindigen Böden sowie generell für Verdrängungspfähle in bindigen Böden Gruppenfaktoren $G_R < 1$. Die Bemessung anderer Pfahlarten bedarf weiterer Untersuchungen und sollte zukünftig in das entwickelte Nomogrammverfahren über die Einflussfaktoren λ_3 und S_3 eingebunden werden.

Da das Nomogrammverfahren auf weitestgehend starre Pfahlkopfplatten ausgerichtet ist, könnte ebenfalls eine Erweiterung dieses Verfahrens auf Systeme mit geringeren Plattensteifigkeiten über die Einflussfaktoren λ_4 und S_4 erfolgen. Im Rahmen dieser Untersuchungen könnten dann auch weiterführende Angaben zum Faktor κ aus DIN 1054 für die Beschreibung von Setzungsdifferenzen innerhalb der Gruppe bei unterschiedlichen Plattensteifigkeiten erarbeitet werden.

Eine Erweiterung bzw. Präzisierung des vorgegestellten Nomogrammverfahrens wäre z.B. denkbar für

- weitere Pfahlart,
- Gruppen mit unregelmäßiger Pfahlanordnung,
- Gruppen mit Pfählen unterschiedlicher Längen oder
- weiterführende Baugrundverhältnisse (Schichtung, Grundwasserverhältnisse).

Aufbauend auf diesem Nomogrammverfahren könnte ebenfalls ein weiterführendes Verfahren für Kombinierte Pfahl-Plattengründungen entwickelt werden.

Den Abschluss dieser Arbeit bildet die beispielhafte Anwendung des Nomogrammverfahrens auf unterschiedliche Pfahlgründungssituationen und die Bestimmung der Beanspruchung der Pfahlkopfplatte. Für die jeweiligen Beispiele wurden zunächst die Setzungen und die positionsabhängigen Pfahlwiderstände bestimmt. Diese Größen wurden zur Bewertung der Qualität des Nomogrammverfahrens mit den Ergebnissen aus Berechnungen mit der FEM und dem erweiterten Verfahren nach *Randolph/Wroth* für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sowie für den Grenzzustand der Tragfähigkeit verglichen. Dabei zeigten sich i. Allg. gute bzw. befriedigende Übereinstimmungen dieser drei Verfahren.

Aus den ermittelten Setzungen und Pfahlwiderständen wurden Ersatzfedersteifigkeiten für die einzelnen Pfähle abgeleitet und mit diesen in einer statischen Berechnung die Beanspruchung der Pfahlkopfplatte ermittelt. Die Beanspruchung wurde mit den Ergebnissen einer Berechnung ohne Berücksichtigung der Gruppenwirkung verglichen. Infolge der Gruppenwirkung stellen sich ausnahmslos größere Setzungen als unter Vernachlässigung der Gruppenwirkung ein. Ferner zeigte sich, dass die Gruppenwirkung in der überwiegenden Anzahl der untersuchten Fälle sich negativ auf die Beanspruchung der aufgehenden Konstruktion auswirkte. Dabei ist das Maß des Einflusses der Gruppenwirkung je nach Pfahlgruppengeometrie und Einwirkungskombination stark unterschiedlich.

Die vorgeführten Bemessungsbeispiele zeigen, dass das entwickelte Nomogrammverfahren zunächst sehr gute Ergebnisse für die praktische Anwendung bei Vorstatiken oder zur überschlägigen Bemessungen von Pfahlgründungen unter Berücksichtigung der Gruppenwirkung und des nichtlinearen Pfahl-Tragverhaltens liefert. Durch weitere praktische Anwendungen sollte die Genauigkeit dieses Verfahrens weiter validiert werden, so dass der Anwendungsbereich erweitert werden kann. Im Vergleich zu den derzeit in der Bemessungspraxis üblichen Vorgehensweisen, bei der die Gruppenwirkung i.d.R. ganz vernachlässigt wird, stellt das

abgeleitete Verfahren aber bereits jetzt auch für die endgültigen statischen Berechnungen, zumindest für einfache Fälle, eine erhebliche Verbesserung dar.

Weiterhin sollte dieses Verfahren auf weitere Pfahlarten erweitert werden. Dazu ist es nötig, diese Pfahlarten numerisch abbilden zu können, um wie für die Bohrpfähle vorgestellt, auf Grundlage einer umfangreichen Parameterstudie entsprechende Nomogramme abzuleiten.

11 Summary

The introduction of the new DIN 1054:2005-01 by the building authorities means the change-over from the global to the partial safety concept in the design and analysis of geotechnical problems. A brief comparison of the design standard for piles according to the new DIN 1054:2005-01 and the old DIN 1054:1976-11 is given in chapter 4. Beside the new design method, the effects of actions of superstructure are given a stronger importance in the pile design. Thereby, it is required to consider the effects of actions as a result of:

- the non-uniform distribution of the pile resistance because of the group effect,
- the resulting large settlements because of the group effect,
- settlement differences between single piles or pile groups and
- the consideration of the non-linearity of the resistance-settlement-behaviour of piles

in the design of pile foundations. At present a practical implementation of these factors in the simplified calculation form is missing in the construction industry.

The influence of the non-linearity of the resistance-settlement-behaviour of piles is first analysed for pile groups without group effect subjected to compression and bending moment. The term group effect is defined as the influence of a pile on its adjacent piles or in other words it is the interaction between adjacent piles. Normally, the group effect leads to a different resistance-settlement-behaviour of pile groups as compared to single pile. Pile groups with wide spacing and without group effect are called “Pfahlrost” in Germany. So far to the knowledge of the author no single English term is available for “pfahlrost”, hence it is simply defined here as a pile group without group effect and the German term pfahlrost will be further used in the following.

The basis for the investigation of the pfahlrosts in this study is the calculation method of *Schiel (1970)*. With an iterative correction of the pile stiffness, this method is extended to include the non-linear pile behaviour. The result of the investigation shows that the consideration of the non-linear pile behaviour leads to a redistribution of the effects of actions from the outer to the inner piles. This leads to a reduction of the maximal section forces in the pile cap as well as the settlement differences between adjacent piles, which shows the positive effect of the introduction of the non-linear pile behaviour in the calculation. An exception to this phenomena are outer piles in a pfahlrost which are subjected to a relatively small load. In this case, it may be possible that there may occur a change in the direction of the forces on the pile as consequence of the relieve of the pile load. The resulting absolute values of the effects of actions of the piles is not critical, but special attention is required to the effect of the change

from compression to tension or vice-versa. Not included in the study is the effect of non-linearity with change of the state of loading conditions, i.e., the state of primary loading, the unloading and reloading conditions. A practical example shows that the non-linearity may lead to unfavourable situations in this case.

The main part of the research work consists of the investigation of pile group effect and development of a simplified calculation method in form of nomograms for compression pile groups with due consideration of the non-linear behaviour and the group effect. The simplified method is expected to provide the average settlement of the pile group and pile resistance dependent on the location of the piles within the pile group.

The nomograms are developed based on extensive parametric studies using a three dimensional finite element calculation and an advanced analytical method.

The main focus in setting the FE-model was to get a general model which can be used for all relevant cases of the parametric studies and to keep the number of parameters used in the modelling as small as possible. The piles were idealised as quadratic piles having the same shaft area as the equivalent circular piles. The Mohr-Coulomb was used as constitutive model to simulate the material behaviour of the soil. This model is proved to be suitable for piles that carry the load predominantly by skin friction. The used FE-model was validated using several pile load tests and a comparable calculation result of a pile group in the literature. In general, the results of this study shows a very good agreement with the reference values. Not only the proportion of the pile shaft and base resistance, but also the distribution of the position dependent pile resistance within a group can be simulated reasonably till failure.

The second calculation method used for the parametric studies was an advanced analytical method based on *Randolph/Wroth (1979)* works. By extending this method to include a failure criteria, the non-linear pile behaviour can be modelled and it can be applied for pile groups up to failure. There are two possible failure criterion used in the analysis. The first failure criteria is based on the Mohr-Coulomb constitutive equation and it is applied to elements around the pile shaft and beneath the pile base. The second failure criteria restricts the pile resistance to the value of the pile resistance-settlement-curve of a single pile at the same settlement value. Both failure criterion are defined both for the pile shaft as well as for base

resistance and they can be combined each other. The results of the advanced analytical method provide a good agreement to the FE-calculations for single piles and pile groups. However, for pile groups with a higher group effect an underestimation of the pile resistance was observed for the internal piles.

Based on intensive parameter studies conducted using the analytical method, a simplified design aid has been developed in a form of a nomogram. The nomogram requires the definition of the group factors that describe the group effect. The first group factor $G_{R,i}$ describes the value of the group effect related to the pile resistance and it is defined as the ratio of the resistance of a pile group to the resistance of a single pile at the same settlement. The second group factor G_s describes the group effect related to the settlement and is defined as the ratio of the average settlement of the pile group to the settlement of a single pile with the same pile resistance.

Thus, as reference for the use of the group factors of the nomogram method, a comparable load test of single pile must be available. A Simplified pile-resistance-settlement-curve may also taken based on empirical values according to DIN 1054. The presented analytical method is generally simple organised, so that a manual calculation can be possible and in doing so the average group settlement and the different mobilised pile resistance are provided depending on the position of the pile within the group.

The first nomograms has been developed for a definite pile group geometry with due consideration of:

- pile length,
- pile spacing and
- soil type.

Therefore, 9 different parameters are required to consider a wide field of soil types. The nomograms contain in each case the value of one of the influence factors λ_i or S_i for a given soil type. The product of all relevant influence factors will give the group factor.

The influence of further parameters are also considered in further development of the nomogram. These include:

- dimension of the pile group,
- pile diameter and
- stiffness of the pile cap.

With the presentation of the results relative to the ratio of the pile spacing to pile penetration depth, the diameter factor could be eliminated. Since a rigid pile cap has been assumed, the corresponding group factor is set to unity. Despite of the large number of parameters required, the number of nomograms has been reduced to a reasonable and manageable number with the help of the assumptions taken and the presentation form as discussed above.

Initially, the method was restricted to bored piles, however, design recommendations are also given for consideration of the group effect for displacement and injection piles in the study. By displacement piles in non-cohesive soils, the straining effect during installation seems to compensate the group effect in the ultimate limit state. However, displacement piles in cohesive soils in the serviceability limit state and in both limit states in cohesive soils, the group factor remains below 1 ($G_R < 1$). The design of other pile types requires further investigations and it should include the influence factors λ_3 and S_3 in the nomograms.

Since the nomogram is developed based on an assumption of a rigid pile cap, the effect of a flexible pile cap can be considered by introducing the influence factors λ_4 and S_4 . Within the scope of the research work, further information is given on the factor κ according to DIN 1054 for the description of settlement differences within the pile group with different pile cap stiffness.

An extension and improvement of the developed analytical method is possible, for example, for

- further pile types,
- pile groups with irregular pile arrangements,
- pile groups with different pile lengths or
- further ground conditions (e.g., different layer and ground water conditions).

Based on the new method, a further method can also be developed for combined pile raft foundations.

Finally, the work illustrates the application of the nomograms for different pile foundation situations and the determination of the effects of actions of the pile cap. In each example, the settlements and the pile resistance which is dependant on the location of the pile within the pile group had been calculated first. These values are used to evaluate the quality of the new nomogram method as compared to FE-method and the *Randolph/Wroth* advanced analytical method both for the serviceability and the ultimate limit states. In general, a satisfactory agreement had been achieved between the three methods.

From the estimated settlements and pile resistance, an equivalent spring stiffness had been derived for each pile and they are used to calculate the effects of actions on the pile cap. These effects of actions are compared with the results without the consideration of the group effect. Unexceptionally, a higher settlement is calculated as a result of the group effect than neglecting the group effect. Furthermore, the group effect affects the load bearing behaviour of foundation system negatively. However, the magnitude of the group effect is different for the different cases investigated depending on pile geometry and loading combinations.

It appears from the illustrated design examples that the developed nomogram method supplies very good results for preliminary analysis and design of the pile foundations with the consideration of the pile group effect and the non-linear behaviour. However, the method requires further validation by means of further practical applications, so that its application range can be extended. Compared with the currently used methods in practice which normally neglect the group effect, the developed method presents an improvement even for final design of pile foundation at least for simple applications.

Moreover, the method should be extended to include other pile types. Therefore, it is necessary to perform an extensive parameter study using FE-computations for these pile types in order to develop similar nomograms as the bored piles.

12 Literaturverzeichnis

- Baguelin, F. / Frank, R. (1979):* Theoretical studies of piles using the finite element method, Proc. Of Conf. On Numerical Methods, Institution of Civil Engineering, London S. 83-91
- Banerjee, P. K. / Butterfield, R. (1981):* Boundary Element Method in Engineering Science, McGraw-Hill, Maidenhead
- Banerjee, P. K. / Driscoll, R. M. C. (1976):* Three-dimensional analysis of raked pile groups, Proc. Instn. Civ. Engrs., 2(61), S. 653-671
- Basile, F. (1998):* Non-linear analysis of vertically loaded pile groups, aus: Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Van Impe & Haegeman, Balkema, Rotterdam, S. 425-431
- Berezantzev, V. C. / Khristoforov, V. / Golubkov, V. (1961):* Load bearing capacity and deformation of piled foundations, Proc. 5th Int. Conf. On Soil Mech. And Found. Eng., Vol. 2, S. 11-15
- Bergfelder, J. (1986):* Pfahlgruppen unter turmartigen Bauwerken, Beiträge zum Symposium Pfahlgründungen 1986, Institut für Grundbau, Boden- und Felsmechanik der Technischen Universität Darmstadt, S. 115-122
- Bergfelder, J. (1996):* Zum Tragverhalten von Pfählen unter Druck- und Schwellbelastung, Spezialsitzung „Nachweis der Wechselwirkung Baugrund/Bauwerk nach DIN V ENV 1997-1 und DIN V 1054-100, Baugrundtagung Berlin (nicht im Tagungsband veröffentlicht)
- Bergfelder, J. (1999):* Zur Wechselwirkung zwischen Pfahlgründung und Tragwerk, Pfahl-Symposium 1999, Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig
- Briaud, J.-L. / Tucker, L. M. / NG, E. (1989):* Axially loaded 5 pile group and single pile in sand, ICSMFE, Rio de Janeiro, S. 1121-1124
- Burland, J.B / Twine, D. / DeMello, V. (1977):* Behaviour of foundation and structures, Proc. 9th, ICSMFE, Tokyo, S. 411-420
- Butterfield, R. / Banerjee, P. K. (1971 a):* The elastic analysis of compressible piles and pile groups, Géotechnique 21, No. 2, S. 43-60
- Butterfield, R. / Banerjee, P. K. (1971 b):* The problem of pile ground-pile cap interaction, Géotechnique 21, No. 2, S. 135-142
- Cambefort, H. (1953):* La force portante des groupements de pieux, Proceedings, 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, S. 22-28
- Chow, Y. K. (1986):* Analysis of vertically loaded pile groups, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 10, No. 1, S. 59-72
- Cooke, R.W. (1974):* The settlement of friction pile foundations, Proc. Conf. Tall Buildings, Kuala Lumpur, Vol. 3, S. 1-16

- Dalkiewicz, B. (1954):* Die Berechnung des räumlichen Pfahlrostes und ihre Überprüfung durch Modellversuche, Baugrundtagung Stuttgart, S. 161-174
- Davis, E. H. / Poulos, H. G. (1972):* The analysis of pile raft systems, The Australian Geomechanics Journal, Vol. G2, No. 1, S. 21-27
- Elborg, E.-A. (1993):* Verbesserung der Vorhersagbarkeit des Last-Setzungsverhaltens von Bohrpfählen auf empirischer Grundlage, Dissertation Technische Hochschule Darmstadt, D 17
- El-Mossallamy, Y. (1996):* Ein Berechnungsmodell zum Tragverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung, Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der TU Darmstadt, Heft 36
- El-Mossallamy, Y. (1999):* Load settlement behavior of large diameter bored piles in over-consolidated clay, Numerical Models in Geomechanics - NUMOG VII, Pande/Pietrusczak/ Schweiger (eds), Balkema, Rotterdam
- El Sharnouby, B. / Novak, M. (1985):* Static and low-frequency response of pile groups, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 22, S. 79-94
- Fleming, W. G. K. / Weltman, A. J. / Randolph, M. F. / Elson, W. K. (1992):* Piling Engineering, John Wiley & Sons, 2. Auflage
- Förster, W. (1998):* Bodenmechanik, Teubner Studienbücher Bauwesen
- Franke, E. / Lutz, B. / El-Mossallamy, Y. (1994):* Pfahlgründungen und die Interaktion Bauwerk/Baugrund, Geotechnik 17, S. 157-172
- Grabe, J., König, F. (2004):* Zur aushubbedingten Reduktion des Drucksondierwiderstandes, Bautechnik 81, Heft 7, Ernst & Sohn Verlag, S. 569 - 577
- Guo W. D. / Randolph, M. F. (1997):* Vertically loaded piles in non-homogeneous soils, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, No. 21, S. 507-532
- Guo W. D. / Randolph, M. F. (1999):* An efficient approach for settlement prediction of pile groups, Géotechnique 49, No. 2, S. 161-179
- Hain, S. J. / Lee, I. K. (1978):* The analysis of flexible raft-pile systems, Géotechnique 28, No. 1, S. 65-83
- Hanisch, J. / Katzenbach, R. / König, G. (2002):* Kombinierte Pfahl-Plattengründungen, Ernst & Sohn Verlag Berlin
- Hannigan, P. J. / Goble, G. G. / Thendean, G. / Likinns, G. E. / Rausche, F. (1998):* Design and Construction of Driven Pile Foundations – Vol. 1, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Report No. FHWA-HI-97-013, National Highway Institute
- Hettler, A. (1986):* Setzungen von vertikalen, axial belasteten Pfahlgruppen in Sand, Bauingenieur 61, S. 417 – 421
- Hibbitt, K. & S., Inc. (2003):* Abaqus/Standard, User's Manual, Vol. I-III, United States

- Holzhäuser, J. (1998):* Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Pfahlgründungen im Fels, Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der TU Darmstadt, Heft 42
- Jessberger, H. L. / König, D. / Latotzke, J. (1997):* Beeinflussung der Ergebnisse axialer Probelastungen an Pfählen durch Reaktionspfähle, DFG-Forschungsbericht, DFG-Az.: Je 30/52-1, Ruhr-Universität Bochum, Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik
- Jumikis, A. R. (1987):* Foundation Engineering, Robert E. Krieger Publishing Company, Florida
- Katzenbach, R. (1993):* Zur technisch-wirtschaftlichen Bedeutung der Kombinierten Pfahl-Plattengründung, dargestellt am Beispiel schwerer Hochhäuser, Bautechnik 70, Heft 3, Ernst & Sohn Verlag, S. 161-170
- Katzenbach, R. / Arslan, U. / Moormann, C. (1996):* Nachweiskonzept für die Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP), Geotechnik 19, Nr. 4, S. 280-290
- Katzenbach, R. / Hoffmann, H. (1993):* Zur wirtschaftlichen Bedeutung der Kombinierten Pfahl-Plattengründung. Pfahl-Symposium 1993, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik Technische Universität Braunschweig, Heft Nr. 41, S. 311-326
- Katzenbach, R. / Moormann, C. / Reul, O. (1999):* Ein Beitrag zur Klärung des Tragverhaltens von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP), Pfahl-Symposium 1999, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik Technische Universität Braunschweig, Heft Nr. 60, S. 261-299
- Kézdi, Á. (1970):* Handbuch der Bodenmechanik, Band II Bodenmechanik im Erd-, Grund- und Straßenbau, VEB Verlag für Bauwesen Berlin
- Kempfert, H.-G. (1982):* Vergleichende Auswertung von Pfahlprobelastungen der DB an Großbohrpfählen in nichtbindigem Untergrund, Geotechnik 1982/1, S. 23-32
- Kempfert, H.-G. / Smolczyk, U. (2001):* Kapitel „Pfahlgründungen“ aus Grundbautaschenbuch, Teil 3 Gründungen, 6. Auflage, Ernst & Sohn Verlag
- Kempfert, H.-G. / Eigenbrod, D. / Smolczyk, U. (2003):* Chapter „Pile Foundations“ from Geotechnical Engineering Handbook, Volume 3: Elements and Structures, Ernst & Sohn Verlag
- Kempfert, H.-G. / Rudolf, M. (2005):* Vergleichende Darstellung der Pfahlbemessung in DIN 1054 neu und DIN EN 1997-1 (EC 7) sowie Entwicklung der nationalen Anwendung, Pfahl-Symposium Braunschweig 2005, Pfahl-Symposium 2005, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik Technische Universität Braunschweig, Heft Nr. 80, S. 271 - 292
- Kempfert, H.-G. (2005):* Kommentar zur DIN 1054, Abschnitt 8 „Pfahlgründungen“ (in Vorbereitung)

- Kishida, H. (1967):* Ultimate bearing capacity of piles driven into loose sand, Soil and Foundation, Vol. VII, No. 3, S. 20-29
- Kolymbas, D. (1989):* Pfahlgründungen, Springer-Verlag Berlin
- Lutz, B. (2002):* Beitrag zur Modellierung des Tragverhaltens Kombiniertes Pfahl-Platten-gründungen (KPP) unter Verwendung geotechnischer Messungen, Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der TU Darmstadt, Heft 63
- Mandolini, A. / Viggiani, C. (1997):* Settlement of piles foundations, Géotechnique 47, No. 4, S. 791-816
- Mattes, N. S. / Poulos, G. G. (1969):* Settlement of single compressible pile, ASCE, Vol. 95, No. SM1, S. 189-207
- Meissner, H. (1983):* Tragverhalten axial und horizontal belasteter Bohrpfähle in körnigen Böden, Veröffentlichung des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Fridericiana Karlsruhe, Heft 93
- Meyerhof, G. G. (1959):* Compaction of Sands and Bearing Capacity of Piles, J.S.M.F.D., ASCE Vol. 85, SM 6, S. 1-19
- Meyerhof, G. G. (1976):* Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, GT 3, S. 197-228
- Meyerhof, G. G. (1978):* Tragfähigkeit und Setzungen von Pfählen. Veröffentlichung der Landesgewerbeanstalt Bayern, Heft 32, Eigenverlag LGA Nürnberg
- Möhrchen, N. (2003):* Zur Grenzlast eines Druckpfahls - Untersuchungen für den Einzel- und den Gruppenpfahl, Berichte aus Bodenmechanik und Grundbau der Bergischen Universität Wuppertal FB Bauingenieurwesen, Band 26
- Nökkentved, C. (1928):* Berechnung von Pfahlrosten, Wilhelm Ernst & Sohn Berlin
- O'Neill, M. W. (1981):* Field study of pile group action, Report No. FHWA/RD-81/001, Federal Highway Administration, Offices of Research & Development, Materials Divisions, Washington, D.C. 20590
- Pichumani, R. / D'Appalonia, E. (1967):* Theoretical distribution of loads among piles, Proc-Pan American Conf. On Soil Mechanics and Foundations on Engineering, 3. Caracas 8.-15.7.1969, S. 547-564
- Poulos, H. G. (1968):* Analysis of settlement of pile groups, Géotechnique 18, No. 4, S. 449-471
- Poulos, H. G. (1993):* Settlement prediction for bored pile groups, aus: Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Van Impe, Balkema, Rotterdam Deep foundations on bored and auger piles, van Impe (ed.), Rotterdam: Balkema, S. 103-117
- Poulos, H. G. (1994):* An approximate numerical analysis of pile-raft interaction, Research Report No. R692, University of Sydney, Australia
- Poulos, H. G. / Davis, E. H. (1980):* Pile foundations analysis and design, John Wiley & Sons, Inc., New York

- Poulos, H. G. (2001)*: Kapitel „Spannungen und Setzungen im Boden“ aus Grundbautaschenbuch, Teil 1 Geotechnische Grundlagen, 6. Auflage, Ernst & Sohn Verlag
- Prakash, S. (1990)*: Pile Foundation in Engineering Practice, John Wiley & Sons, Inc., New York
- Quarg-Vonscheidt, J. (2000)*: Berechnungsmodell für die Tragfähigkeit und das Gruppenverhalten von Zugpfählen, Berichte aus Bodenmechanik und Grundbau der Bergischen Universität-GH Wuppertal FB Bauingenieurwesen, Band 23
- Rackwitz, F. (2003)*: Numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Zugpfählen und Zugpfahlgruppen in Sand auf Grundlage von Probelbelastungen, Veröffentlichung des Grundbauinstitutes der TU Berlin, Heft 32
- Randolph, M. F. (1983)*: Design of piles raft foundations, CUED/D-Soils, Tr. 143, Cambridge University
- Randolph, M. F. (1994)*: Design Methods for Pile Groups and Piled Rafts, ICSMFE, New Delhi, Indien, S. 61-82
- Randolph, M. F. / Wroth, C. P. (1978 a)*: A simple approach to pile design and the evaluation of pile tests, Behavior of Deep Foundations, ASTM Special Technical Publication 670, S. 484-499
- Randolph, M. F. / Wroth, C. P. (1978 b)*: Analysis of deformation of vertically loaded piles, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE 104, No. 12, S. 1465-1488
- Randolph, M. F. / Wroth, C. P. (1979)*: An analysis of vertical deformation of pile groups, Géotechnique, No. 4, S. 423-439
- Rollberg, D. (1977)*: Bestimmung der Tragfähigkeit und des Rammwiderstandes von Pfählen aus Sondierungen; Institut für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Verkehrswasserbau der RWTH Aachen, Heft 3
- Russo, G. / Viggiani, C. (1997)*: Some aspects of numerical analysis of piles rafts, ICSMFE Hamburg, S. 1125-1128
- Schiel, F. (1970)*: Statik der Pfahlwerke, 2. Auflage Springer-Verlag, Berlin
- Skempton, A. W. (1951)*: The Bearing Capacity of Clays, Building Research Congress, ICE, London, S.180-189
- Skempton, A. W. (1953)*: Diskussionsbeitrag, Band 3, Proc. 3 ICSMFE, Zürich, S. 127
- Sommer, H. (1977)*: Gruppenwirkung bei vertikal und horizontal belasteten Pfählen. Vortragsband zum Symposium – Stand der Normung, Bemessung und Ausführung von Pfählen und Pfahlwänden, DGEG, München, S. 151-158
- Sommer, H. / Hambach, P. (1974)*: Großbohrpfähle im Ton für die Gründung der Talbrücke Alzey, Der Bauingenieur 49, S. 310-317
- Sommer, H. / Wittmann, P. (1976)*: Setzungsverhalten von Pfahl und Pfahlgruppe bei Talbrücken auf Großbohrpfählen im Ton, Der Bauingenieur 51, S. 325-328

- Soos, P. v. (2001):* Kapitel „Eigenschaften von Boden und Fels; ihre Ermittlung im Labor“ aus Grundbautaschenbuch, Teil 1 Geotechnische Grundlagen, 6. Auflage, Ernst & Sohn Verlag
- Sowers, G. F. (1961):* The bearing capacity of friction pile groups in the homogeneous clay from model studies, Proc. 5th International Conf. On soil Mechanics and Foundation Engineering, Parts, Vol. 2, S. 155
- Taher, M. (1991):* Tragverhalten von Pfahl-Platten-Gründungen im bindigen Baugrund, Berechnungsmodelle und Zentrifugen-Modellversuche, Schriftenreihe des Institutes für Grundbau, Wasserwesen und Verkehrswesen, Ruhr-Universität Bochum, Serie Grundbau, Heft 15
- Terzaghi, K. / Peck, R. B. (1961):* Die Bodenmechanik in der Baupraxis, Springer-Verlag, Berlin
- Tomlinson, M. J. (1995):* Pile Design and Construction Practice, Fourth Edition, E & FN Spon
- Trostel, R. (1959):* Beitrag zum Thema Pfahlrostberechnung, Der Bauingenieur, Band 34, Nr.3, S. 110-113
- Timoshenko, S. P. / Goodier, J. N. (1970):* Theory of elasticity, 3. Edition, McGraw-Hill International Book Company, Hamburg
- Valsangker, A. J. / Meyerhof, G. G. (1983):* Model studies of the collapse behaviour of piles and pile groups, 3. Kapitel aus: Developments in soil mechanics and foundation engineering 1; Applied science publishers, London
- Van Impe, W. F. / De Clercq, Y. (1994):* Ein Interaktionsmodell für Pfahlplattengründungen, Geotechnik 17, S. 61-73
- Vesić, A. S. (1963):* Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand, National Academy of Sciences, National Research Council, Highway Research Record, Nor. 39, S. 112-153
- Vesić, A. S. (1969):* Experiments with instrumented pile groups in sand, Performance of Deep Foundations, ASTM Special Technical Publication 444, S. 177-222
- Wahrmund, H. (1993):* Numerische Berechnungsmethoden zur Abschätzung der Lastverteilung und des Last-Setzungsverhaltens vertikal belasteter Pfahlgruppen und Pfahl-Platten-Gründungen, Hochschule der Architektur und Bauwesen Weimar
- Weiß, K. (1978):* Die Hauptbodenarten im Raum Berlin als Baugrund, Vorträge der Baugrundtagung 1978 in Berlin, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, S. 503-528
- Weiß, K. / Hanack, S. (1983):* Der Einfluss der Lagerungsdichte des Bodens und der Herstellung von Großbohrpfählen auf deren Tragfähigkeit, Mitteilungen der Deutschen Gesellschaft für Bodenmechanik (DEGEBO) an der Technischen Universität Berlin, Heft 35

Whitaker, T. (1957): Experiments with model piles in groups, *Géotechnique* 7, No. 4, S. 147-167

Witzel, M. (2004): Zur Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von vorgefertigten Verdrängungspfählen in bindigen und nichtbindigen Böden, Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft 15

Technische Regelwerke

DIN 1054:1976-11: Zulässige Belastungen des Baugrunds

DIN 1054:2005-01: Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau

DIN 4014:1990-03: Bohrspfähle – Herstellung, Bemessung und Tragverhalten

DIN EN 1997-1:2004-11: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln

DIN EN 1536:1999-06: Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Bohrspfähle

DIN EN 12699:2001-05: Ausführung spezieller geotechnischer Arbeiten (Spezialtiefbau) – Verdrängungspfähle

DIN EN 12794:1997-06: Vorgefertigte Gründungspfähle aus Beton

DIN EN 14199:2001-08: Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Pfähle mit kleinen Durchmessern (Mikropfähle)

Fascicule N° 62 – Titre V (1993): Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil, Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux, Ministère de L'Équipement, Du Logement et des Transports, France

A Liste häufig verwendeter Bezeichnungen und Symbole

Formelzeichen	Einheit	Benennung	Quelle
Lateinische Buchstaben			
A_G	m ²	Grundfläche der Pfahlgruppe	
A_p	m ²	Pfahlquerschnittsfläche	
a	m	Pfahlabstand in einer Gruppe	
a	mm/MN	Neigung der WSL im Ursprung	Bergfelder (1999)
a_s	m	Seitenlänge eines Pfahles mit quadratischem Querschnitt	DIN 1054
B_G	m	Breite der Pfahlgruppe	
B_{Modell}	m	Breite des FEM-Berechnungsmodells	
c	MN/m ²	Kohäsion	
$c_{p,i}$	MN/m	(Feder-) Steifigkeit des Pfahles i	
c_u	kN/m ²	undräßierte Kohäsion	
D	m	Pfahldurchmesser	DIN 1054
D	-	Lagerungsdichte	DIN 18126
D_b	m	Pfahlfußdurchmesser	DIN 1054
D_{eq}	m	Äquivalenter Pfahldurchmesser für einen zum Pfahlquerschnitt flächengleichen Kreis	DIN EN 1997-1
D_s	m	Pfahlschaftdurchmesser	DIN 1054
d	m	Einbindetiefe	
d_{el}	m	Elementbreite des Übergangselementes zwischen Pfahl und Boden	
d_{Platte}	m	Dicke der Pfahlkopfplatte	
E	MN	Beanspruchung	DIN 1054
E_B	MN/m ³	Elastizitätsmodul des Bodens	
E_E	MN/m ³	Elastizitätsmodul eines Einzelpfahles	
E_p	MN/m ³	Elastizitätsmodul des Pfahles	
E_S	MN/m ²	Steifemodul	
F	MN	Einwirkung	DIN 1054
\bar{F}_G	MN	Mittlere Einwirkung auf die Pfähle in einer Gruppe	
f	-	Einflussbeiwert für das analytische Berechnungsverfahren Abschnitt 7	
G_R	-	Gruppenfaktor bzgl. der Pfahlwiderstände	

G_s	-	Gruppenfaktor bzgl. der Setzungen	
H	m	Dicke der zusammendrückbaren Schicht	
K_0	-	Erdruehdrukbeiwert	
L	m	Pfahllänge	
L_G	m	Länge der Pfahlgruppe	
L_0	m	Pfahllänge	
M	MNm	Moment	
n	-	Pfahlanzahl in einer Reihe bei quadratischen Pfahlgruppen ($n \cdot n = n_G$)	
n_G	-	Pfahlanzahl in einer Pfahlgruppe	
Q	MN	Pfahlwiderstand	DIN 4014
Q_g	MN	Grenzwert des Pfahlwiderstandes	DIN 4014
q_b	MN/m ²	Pfahlspitzendruck	DIN 1054
q_s	MN/m ²	Pfahlmantelreibung	DIN 1054
R	MN	Pfahlwiderstand	DIN 1054
R_B	MN	Bruchwiderstand des Pfahles für $s = \infty$	
R_b	MN	Pfahlfußwiderstand eines Einzelpfahles	DIN 1054
R_E	MN	Pfahlmantelwiderstand eines Einzelpfahles	
$R_{E,s=0,l \cdot D}$	MN	Pfahlmantelwiderstand eines Einzelpfahles bei einer Setzung von $s=0, l \cdot D$	
\bar{R}_m	MN	Mittelwert Pfahlprobebelastungsergebnisse	DIN 1054
R_s	MN	Pfahlwiderstand eines Einzelpfahles	DIN 1054
r	m	Pfahlradius	
r_g	m	Radius eines der Pfahlgruppe flächengleichen Kreises	
r_m	m	Einflussradius	
S	-	Einflussfaktor für den Gruppenfaktor bzgl. der Setzungen	
S_1	-	Einflussfaktor Bodenart	
S_2	-	Einflussfaktor Gruppengröße	
S_3	-	Einflussfaktor Pfahlart	
S_4	-	Einflussfaktor Steifigkeit der Pfahlkopfplatte	
S_5	-	Einflussfaktor Pfahldurchmesser	
s	m	Setzung	DIN 1054
s_E	m	Setzung eines Einzelpfahles	
s_G	m	mittlere Setzung einer Pfahlgruppe	

Griechische Buchstaben			
ζ	-	Pfahlgruppenfaktor	Hanisch et. al. (2002)
η	-	globale Sicherheit	DIN 1054:1076-11
η_M	-	Faktor für das Maß der Momenteneinwirkung	
κ	-	Faktor zur Festlegung der oberen und unteren Grenzwerte für die aufnehmbare Setzung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von Pfählen	DIN 1054
λ	-	Einflussfaktor für den Gruppenfaktor bzgl. der Pfahlwiderstände	
λ_1	-	Einflussfaktor Bodenart	
λ_2	-	Einflussfaktor Gruppengröße	
λ_3	-	Einflussfaktor Pfahlart	
λ_4	-	Einflussfaktor Steifigkeit der Pfahlkopfplatte	
λ_5	-	Einflussfaktor Pfahldurchmesser	
μ	-	Ausnutzungsgrad	
μ_s	-	Ausnutzungsgrad bezogen auf die Setzungen	
ν	-	Poissonzahl	
ξ	-	Streuungsfaktor für die Bewertung der Einzelwerte von Pfahlprobelastungsergebnissen	DIN 1054
σ	MN/m ²	Spannung	
τ	MN/m ²	Schubspannung	
τ_0	MN/m ²	Mantelreibung (Abschnitt 7)	
φ	°	Reibungswinkel des Bodens	

Indices			
b	-	Pfahlfuß	
d	-	Bemessungswert	DIN 1054
i	-	mathematische Laufvariable (Abschnitt 7)	
j	-	mathematische Laufvariable (Abschnitt 7)	
k	-	charakteristischer Wert	DIN 1054
ns	-	Anzahl der Pfahlabschnitte (Abschnitt 7)	
s	-	Pfahlmantel	
1	-	Grenzzustand der Tragfähigkeit	DIN 1054
2	-	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	DIN 1054

Abkürzungen		
BEM	Boundary Element Method	
FDM	Finite Differenzen Methode	
FEM	Finite Elemente Methode	
KPP	Kombinierte Pfahl-Plattengründung	
PPB	Pfahlprobebelastung	
WSL	Widerstands-Setzungslinie	

B Vergleichende Berechnungsbeispiele nach dem Global- und Teilsicherheitskonzept

B.1 Beispiel zur Pfahlrostberechnung und Einfluss der Nichtlinearität

Aufgrund einer oberflächennah anstehenden Torfschicht soll der Brückenpfeiler nach Bild B.1.1 mit einer Pfahlgründung bestehend aus 6 Bohrpfählen ($D_s = 0,6 \text{ m}$) gegründet werden. Die Pfähle binden 6 m in die tragfähige Sandschicht ein. Der Pfahlabstand von $a = 10 \cdot D_s = 6 \text{ m}$ ist so groß, dass eine Gruppenwirkung ausgeschlossen werden kann. Die Einwirkungen infolge ständiger Lasten (Eigengewicht) betragen 4,5 MN. Zusätzlich wirkt eine am Pfeilerkopf angreifende veränderliche Last von 0,25 MN in horizontaler Richtung.

Bild B.1.1 c zeigt den Mittelwert der Widerstands-Setzungslinie \bar{R}_m zweier durchgeführter Pfahlprobebelastungen. Die bezogene Standardabweichung s_N / \bar{R}_m für die Pfahlprobebelastungen soll mit einem konstanten Wert von 0,125 angenommen werden. Daraus ergibt sich mit einem Streuungsfaktor von $\xi = 1,075$ die abgebildete charakteristische WSL R_k .

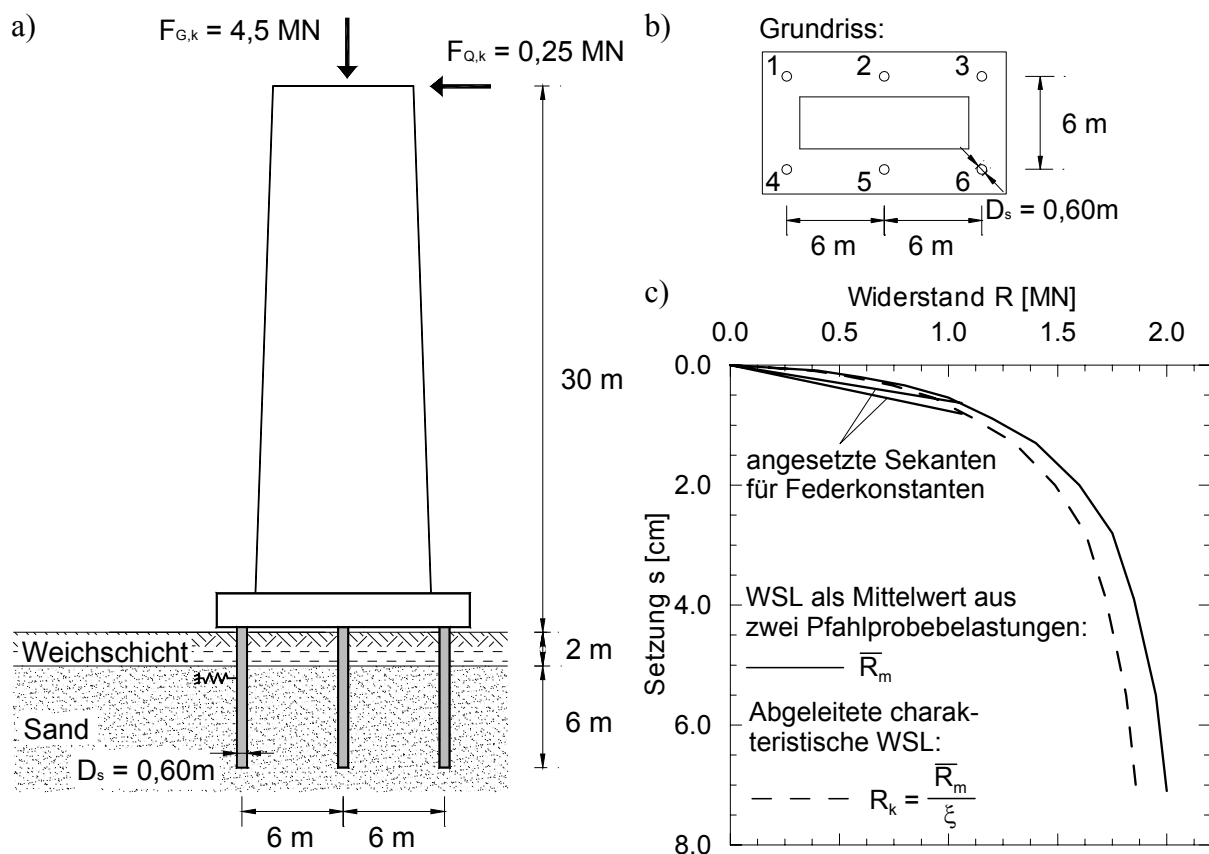


Bild B.1.1: Beispiel einer Pfahlgründung unter einem Brückenpfeiler bei weit auseinanderstehenden Pfählen (keine Gruppenwirkung), a) Aufriss, b) Grundriss, c) Mittelwert der Widerstands-Setzungslinie aus zwei Pfahlprobebelastungen

(1) Grenzzustand der Tragfähigkeit

Die charakteristischen Beanspruchungen nach DIN 1054 neu und die Pfahlkräfte nach DIN 1054 alt entsprechen sich und betragen nach statischer Berechnung, z.B. nach Abschnitt 3.2.4:

Pfahl 1, 4: $E_{l,k} = F = 1,06 \text{ MN}$

Pfahl 2, 5: $E_{l,k} = F = 0,75 \text{ MN}$

Pfahl 3, 6: $E_{l,k} = F = 0,44 \text{ MN}$

Der weitere Nachweis für den Grenzzustand der Tragfähigkeit soll nur noch für den am höchsten belasteten Pfahl 1 vorgenommen werden. Dabei verteilt sich die charakteristische Beanspruchung in die Anteile $E_{l,G,k} = 0,75 \text{ MN}$ infolge ständiger Einwirkungen und $E_{l,Q,k} = 0,31 \text{ MN}$ infolge veränderlicher Einwirkungen. Der Widerstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird sowohl nach DIN 1054 als auch nach DIN 1054 alt/4014 bei einer Grenzzetzung von 10 % des Pfahldurchmessers angesetzt. Der Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist für die alte und neue Norm in Tabelle B.1.1 gegenübergestellt.

Tabelle B.1.1: Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit

DIN 1054:2005-01	DIN 1054:1976-11
Beanspruchung und Widerstand	
$E_{1,d} = 1,35 \cdot 0,75 + 1,50 \cdot 0,31 = 1,48 \text{ MN}$ $R_{l,k}(0,1 \cdot D_s) = 1,83 \text{ MN}$ $R_{1,d}(0,1 \cdot D_s) = \frac{1,83 \text{ MN}}{1,2} = 1,53 \text{ MN}$	$Q_{vorh} = 1,06 \text{ MN}$ $Q_g(0,1 \cdot D) = 1,97 \text{ MN}$
Nachweis Pfahl 1	
$E_{1,d} = 1,48 \text{ MN} < R_{1,d} = 1,53 \text{ MN}$	$Q_{vorh} = 1,06 \text{ MN} < \frac{Q_g}{\eta} = \frac{1,97}{1,75} = 1,13 \text{ MN}$

(2) Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit soll eine zulässige Setzung von $s_{2,k} = s_{zul} = 1,0 \text{ cm}$ angenommen werden. Dabei ist von nur geringen Setzungsdifferenzen zwischen den Pfählen auszugehen.

Nach DIN 1054 neu wird die charakteristische Widerstands-Setzungslinie R_k , nach DIN 1054 alt die mittlere WSL \bar{R}_m angesetzt. Vereinfachend darf für den maßgebenden Bereich der Widerstands-Setzungslinie aus der Sekante eine Federkonstante c_p für die Pfahlsteifigkeit abgeleitet. Diese betragen:

$$c_{p,neu} = \frac{R_k}{s} = \frac{1,06}{0,00818} = 129,6 \text{ MN/m}$$

$$c_{p,alt} = \frac{R_k}{s} = \frac{1,06}{0,00628} = 168,8 \text{ MN/m}$$

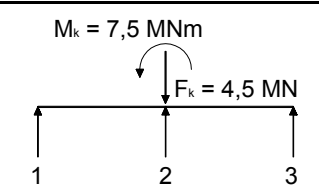
Mit den oben aufgeführten Pfahlkräften ergeben sich die Setzungen nach Tabelle B.1.2.

Tabelle B.1.2: Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

DIN 1054:2005-01		DIN 1054:1976-11	
Setzungen			
Pfahl 1, 4	$s_{2,k} = 0,81 \text{ cm}$	Pfahl 1, 4	$s_{2,k} = 0,63 \text{ cm}$
Pfahl 2, 5	$s_{2,k} = 0,57 \text{ cm}$	Pfahl 2, 5	$s_{2,k} = 0,45 \text{ cm}$
Pfahl 3, 6	$s_{2,k} = 0,33 \text{ cm}$	Pfahl 3, 6	$s_{2,k} = 0,26 \text{ cm}$
Nachweis Pfahl 1			
$R_{2,d} = R_{2,k} = 1,16MN$		$Q_g = 1,24MN$	
$E_{2,d} = E_{2,k} = 1,06MN < R_{2,d} = R_{2,k} = 1,16MN$		$Q_{vorh} = 1,06MN < Q_g = 1,24MN$	

Als Vergleich zu der o.a. linearen Berechnung unter Ansatz einer Federkonstante c_p aus der Sekante der Widerstands-Setzungslinie werden für dieses Beispiel in Tabelle B.1.3 die Berechnungsergebnisse bei Berücksichtigung der nichtlinearen charakteristischen Widerstands-Setzungslinie dargestellt. Berechnungsgrundlage ist das Verfahren von *Schiel (1970)*, siehe Abschnitt 3.2.4. Die Nichtlinearität wird über eine iterative Anpassung der Steifigkeitsmatrix berücksichtigt, siehe dazu Abschnitt 5.2.

Tabelle B.1.3: Ergebnisse einer linearen und nichtlinearen Pfahlrostberechnung

			Pfahl		
			1	2	3
	Pfahlwiderstand [MN]	linear	1,063	0,750	0,438
		nicht linear	1,021	0,834	0,396
	Setzung [cm]	linear	0,81	0,57	0,33
		nicht linear	0,72	0,42	0,12

Für dieses Beispiel zeigt sich, dass sich die Berücksichtigung der Nichtlinearität günstig auf die Beanspruchung der Pfähle auswirkt. Der maximal aktivierte Pfahlwiderstand ist geringer und insgesamt treten kleinere Setzungen auf. In diesem Fall wäre es also zulässig, vereinfachend von einer konstanten Ersatzsteifigkeit für die Pfähle auszugehen.

Dieses wird ebenfalls in zwei weiteren Berechnungsbeispielen bestätigt, deren Ergebnisse in Tabelle B.1.4 zusammengestellt sind. Dabei wurde die Widerstands-Setzungslinie nach Bild B.1.2 zu Grunde gelegt, die nach dem Hyperbelverfahren über zwei Ersatzhyperbeln beschrieben wird, siehe z.B. *Elborg (1993)*.

Bild B.1.2:

Charakteristische Widerstands-Setzungslinie eines Bohrpfahles, Beschreibung über zwei Ersatzhyperbeln

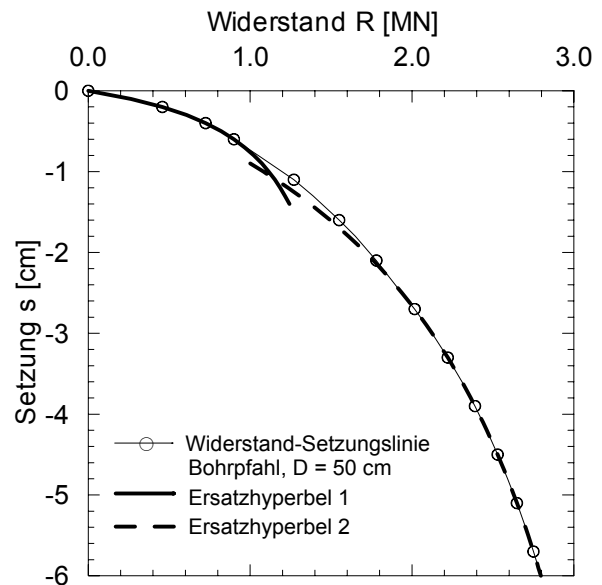


Tabelle B.1.4: Gegenüberstellung der Pfahlwiderstände und Setzungen bei Ansatz eines linearen bzw. nichtlinearen Pfahltragverhaltens ohne Berücksichtigung der Gruppenwirkung (Pfahlroste)

			Pfahl				
			1	2	3	4	5
$M_k = 5,4 \text{ MNm}$ $F_k = 3,1 \text{ MN}$ 	Pfahlwiderstand [MN]	linear	1,933	1,033	0,133	-	-
		nicht lin.	1,850	1,200	0,050	-	-
	Setzung [cm]	linear	2,49	1,33	0,17	-	-
		nicht lin.	2,29	1,15	0,01	-	-
	Setzungsdifferenz [cm]	linear	1,16		1,16		
		nicht lin.	1,14		1,14		
$M_k = 20,0 \text{ MNm}$ $F_k = 9,0 \text{ MN}$ 	Pfahlwiderstand [MN]	linear	3,133	2,467	1,800	1,133	0,467
		nicht lin.	2,815	2,551	2,148	1,459	0,028
	Setzung [cm]	linear	9,10	7,16	5,22	3,28	1,34
		nicht lin.	6,13	4,60	3,07	1,54	0,01
	Setzungsdifferenz [cm]	linear	1,94		1,94	1,94	1,94
		nicht lin.	1,53		1,53	1,53	1,53

Nach den Beispielen von Tabelle B.1.3 und Tabelle B.1.4 wirkt sich die Berücksichtigung der Nichtlinearität in der Pfahlrostberechnung zunächst nur auf der „sicheren“ Seite liegend aus. Demnach muss die Nichtlinearität in keinem größeren Maß als bisher berücksichtigt werden, da

- die maximalen Setzungen geringer sind,
- kleinere maximale Pfahlkräfte auftreten und
- sich die maximalen Setzungsdifferenzen reduzieren.

Es gilt allerdings zu überprüfen, ob Belastungssituationen auftreten können, bei denen die hier getroffenen Aussagen nicht zutreffen. Im Abschnitt 5.3 wird weiter auf den Einfluss der Nichtlinearität bei der Berechnung von Pfahlrosten eingegangen.

B.2 Berechnungsbeispiel für eine Pfahlgruppe und Einfluss der Gruppenwirkung

Ein Bauwerk soll auf einer Pfahlgründung aus Bohrpfählen mit einem Durchmesser von $D_s = 0,90$ m und einer Länge von $L = 12$ m gegründet werden. Die charakteristische Gesamteinwirkung beträgt 48,3 MN und setzt sich je zur Hälfte aus ständigen und veränderlichen Einwirkungen zusammen, siehe Bild B.2.1.

Die Fundamentplatte besitzt eine ausreichende Steifigkeit, um die Pfähle als über eine starre Kopfplatte verbunden anzusehen. An der Geländeoberkante steht eine 3 m mächtige und wenig tragfähige Weichschicht an. Darunter befindet sich ein tragfähiger Sand. Zwei Probelastungen ergaben eine mittlere Widerstands-Setzungslinie \bar{R}_m nach Bild B.2.2, die bezogene Standardabweichung s_N / \bar{R}_m soll, wie schon im vorherigen Beispiel, einheitlich als 0,125 angenommen werden.

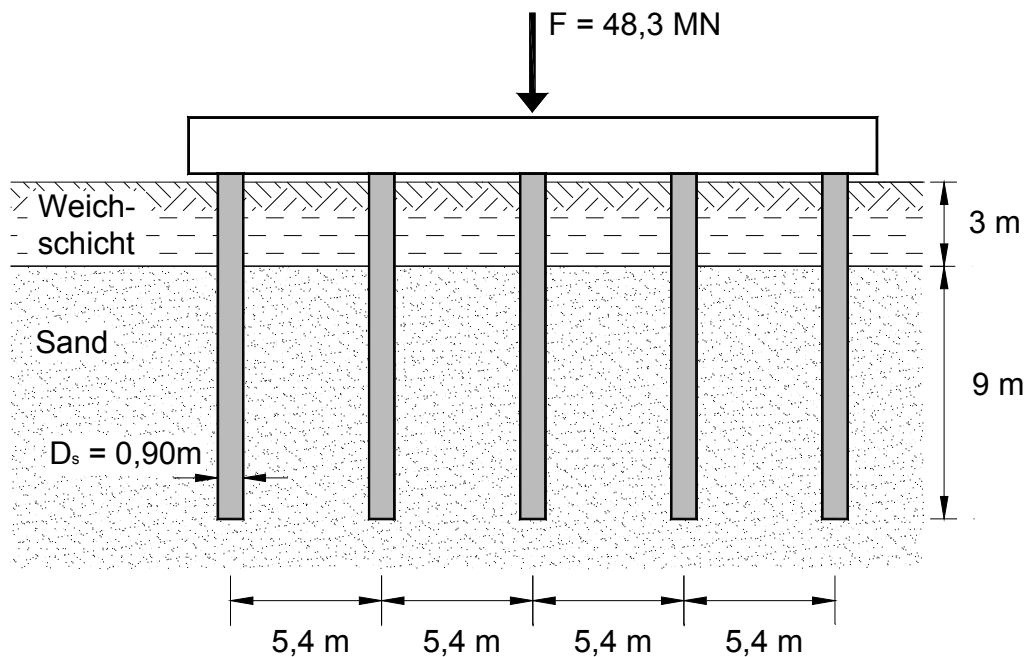


Bild B.2.1: Schnitt einer quadratischen Pfahlgruppe mit 25 Pfählen

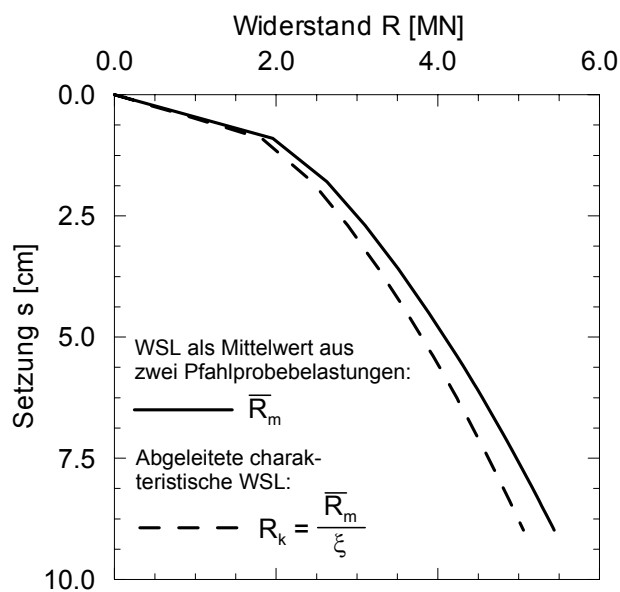


Bild B.2.2:

Mittelwert der Widerstands-Setzungslinie aus zwei Pfahlprobelastungen

(1) Grenzzustand der Tragfähigkeit

Der Widerstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird sowohl nach DIN 1054 als auch nach DIN 1054 alt/4014 bei einer Grenzsetzung von 10 % des Pfahldurchmessers angesetzt. Unter Vernachlässigung der Gruppenwirkung ergibt sich nach der neuen und alten Norm ein etwa gleiches Sicherheitsniveau (siehe Tabelle B.2.1).

Tabelle B.2.1: Vergleich der Pfahlanzahl und der globalen Sicherheit im Grenzzustand der Tragfähigkeit

DIN 1054:2005-01	DIN 1054:1976-11
$E_{1,d} = 0,5 \cdot (1,35 + 1,50) \cdot 48,3 \text{ MN} = 68,8 \text{ MN}$	$V_{ges} = 48,3 \text{ MN}$
$R_{l,k}(0,1 \cdot D_s) = 5,06 \text{ MN}$	$Q_g(0,1 \cdot D) = 5,44 \text{ MN}$
$R_{1,d}(0,1 \cdot D_s) = \frac{5,06 \text{ MN}}{1,2} = 4,22 \text{ MN}$	
$n_G = \frac{E_{1,d}}{R_{1,d}} = \frac{68,8 \text{ MN}}{4,22 \text{ MN}} = 16,3 \Rightarrow 17 \text{ Pfähle}$	$n_G = \frac{\eta \cdot V_{ges}}{Q_g} = \frac{1,75 \cdot 48,3 \text{ MN}}{5,44 \text{ MN}} = 15,5 \Rightarrow 16 \text{ Pfähle}$
$\eta_{global} = \frac{(1,35 + 1,5)}{2} \cdot 1,075 \cdot 1,2 = 1,84$	$\eta_{global} = 1,75$

(2) Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Zur Abschätzung der Setzungen der Pfahlgruppe darf nach beiden Ausgaben der DIN 1054 vereinfachend die Setzung einer tiefliegenden Flachgründung betrachtet werden. Dabei ist eine in der Pfahlfußebene liegende Fläche zu Grunde zu legen, die um den dreifachen Pfahldurchmesser außerhalb der Achsen der Randpfähle verläuft. Die Gesamtsetzung setzt sich aus der Setzung der tiefliegenden Flachgründung und der Setzung des Einzelpfahles zusammen.

Unter Annahme einer quadratischen Pfahlgründung mit 5x5 Pfählen ergibt eine Setzungsrechnung bis zu einer näherungsweisen Grenztiefe von 20 m unter der Pfahlfußebene eine Setzung von $s = 0,036 \text{ m}$. Diese Abschätzung trifft allerdings nur auf Pfahlgruppen zu, deren Lastabtrag überwiegend über den Pfahlfußwiderstand erfolgt. Bei Reibungspfählen, wie im vorliegenden Beispiel, muss der Einfluss der Mantelreibung abgeschätzt und zusätzlich ein Setzungsanteil infolge Mantelreibung zu den Setzungen unter der Pfahlfußebene infolge Spitzendruck addiert werden.

Die so ermittelte Setzung beschreibt eine gleichmäßige Setzung der Pfahlgruppe unter einheitlicher Belastung aller Pfähle. Dies ist jedoch eine für Pfahlgruppen untypische Belastungssituation. Vielmehr ist damit zu rechnen, dass unter zu Grunde legen einer starren Pfahlkopfplatte die Pfähle zwar einheitliche Setzungen erfahren, dabei aber unterschiedliche Widerstände aktiviert werden. Oder beim Vorhandensein einer weichen Pfahlkopfplatte weisen die Pfähle nahezu gleiche Pfahlwiderstände auf, dabei erfahren sie aber unterschiedliche Setzungen.

DIN 1054 neu weist ausdrücklich auf die Gruppenwirkung und die damit verbundene mögliche Verschlechterung im Tragverhalten des Gruppenpfahles gegenüber dem unbeeinflussten Einzelpfahl hin und fordert die Berücksichtigung der Gruppenwirkung bei den Standsicherheitsbetrachtungen einer Pfahlgründung.

Die folgenden Beispielrechnungen wurden mit dem FE-Programm ABAQUS auf Grundlage des in Abschnitt 6.2 beschriebenen Berechnungsmodells durchgeführt.

Bild B.2.3 a zeigt die aktivierten Pfahlwiderstände der Pfahlgruppe aus Bild B.2.2 beim Vorhandensein einer starren Pfahlkopfplatte bei einer Setzung von $s/D = 0,03$. Wie nach Bild 2.1 b zu erwarten ist, weist der Eckpfahl den größten Pfahlwiderstand, der Zentrumpfahl den geringsten Pfahlwiderstand auf. An den Randpfählen werden größere Setzungen aktiviert als an den innen liegenden Pfählen. Die Betrachtung des Schnittes in der Kopfplatte (Bild B.2.3 b) veranschaulicht, dass es bei einer auf die Platte verteilten Einwirkung auf Grund der unterschiedlichen Pfahlreaktionen zu Beanspruchungen in der Pfahlkopfplatte und/oder aufgehenden Konstruktion infolge der Kraftumlagerung kommt.

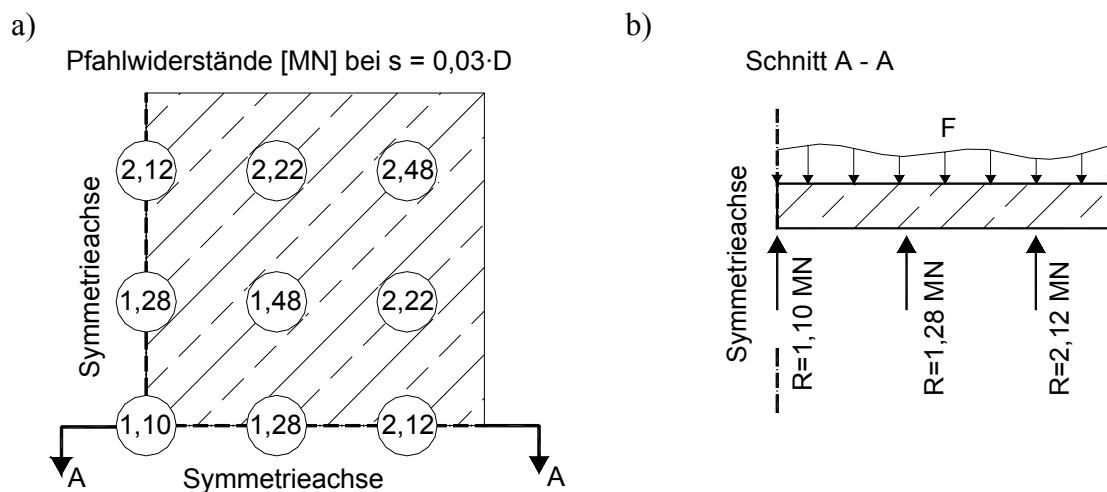


Bild B.2.3: Aktivierte Pfahlwiderstände einer 5x5 Pfahlgruppe mit starrer Kopfplatte bei einer Setzung von $s/D = 0,03$, a) Viertelausschnitt, b) im Schnitt A - A

Für die gleiche Pfahlgründung wurde eine Setzungsberechnung unter der Annahme einer ideal „weichen“ Pfahlkopfplatte durchgeführt. Die Pfähle weisen einen einheitlichen Pfahlwiderstand von 1,93 MN auf. Die sich dabei ergebenden Setzungen sind in Bild B.2.4 a dargestellt. Der Zentrumpfahl erfährt die größten Setzungen, der Eckpfahl setzt sich am geringsten. Die Innenpfähle weisen höhere Setzungen als die Randpfähle auf. Bild B.2.4 b zeigt die eintretenden Setzungsdifferenzen im Schnitt B – B.

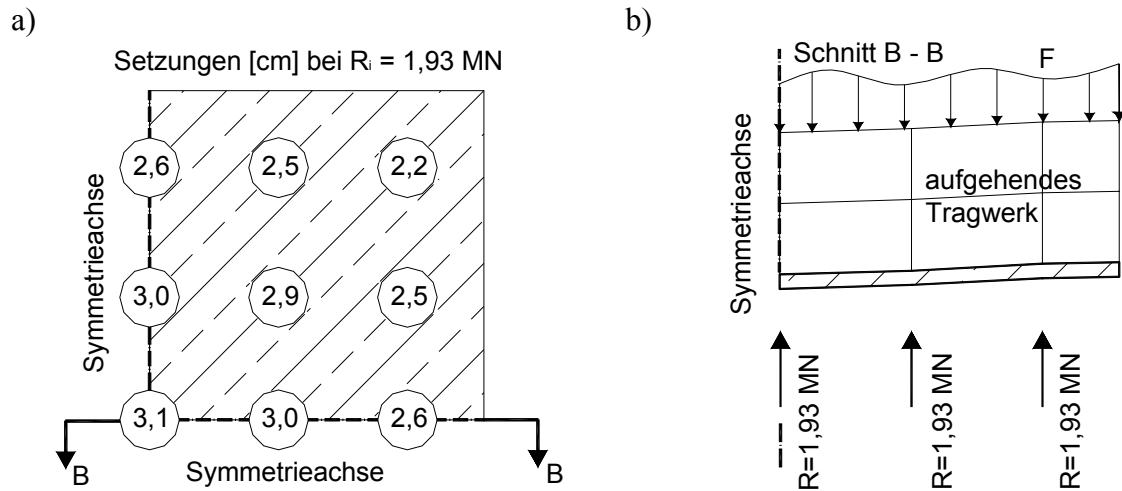


Bild B.2.4: Setzungsdifferenzen einer 5x5 Pfahlgruppe mit weicher Kopfplatte bei einer Einwirkung von 1,93 MN je Pfahl, a) Viertelausschnitt, b) im Schnitt B – B mit Pfahlkopfplatte und aufgehendem Tragwerk

Die hier für eine Pfahlgründung im Grenzzustand GZ 2 beispielhaft ermittelten Setzungsdifferenzen bzw. unterschiedlichen Pfahlwiderstände sind nach DIN 1054 bei der Bemessung der aufgehenden Konstruktion zu berücksichtigen und können dort einen Verlust der Tragfähigkeit im Grenzzustand GZ 1B hervorrufen.

C Berechnungsergebnisse Parameterstudie

C.1 Widerstands-Setzungslinien

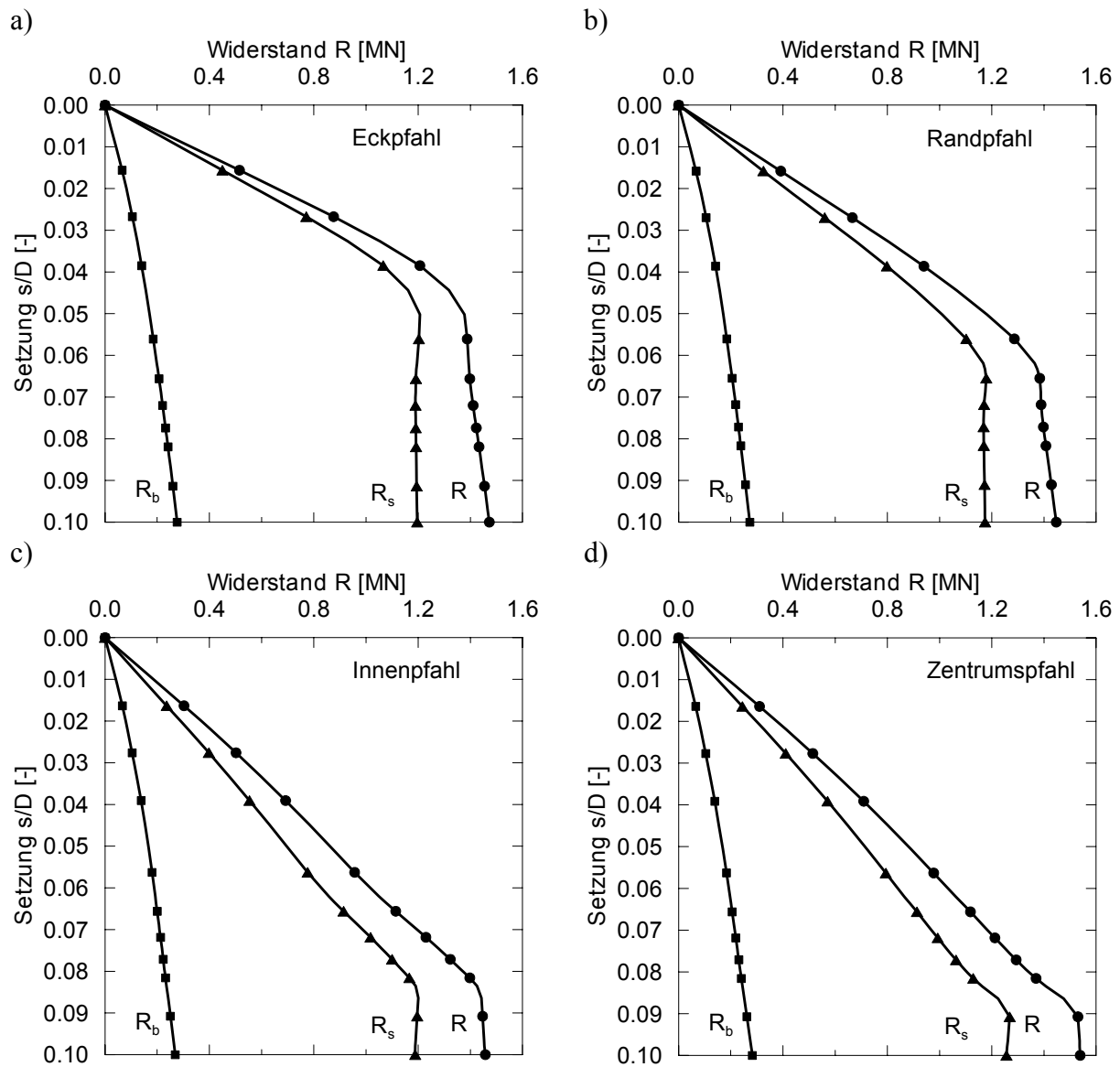


Bild C.1.1: Widerstands-Setzungslinien einer Pfahlgruppe, bindiger Boden, normalkonsolidiert, $E_s = 6 \text{ MN/m}^2$, $D = 0,90 \text{ m}$, $L = 18 \text{ m}$, $a/D = 6$

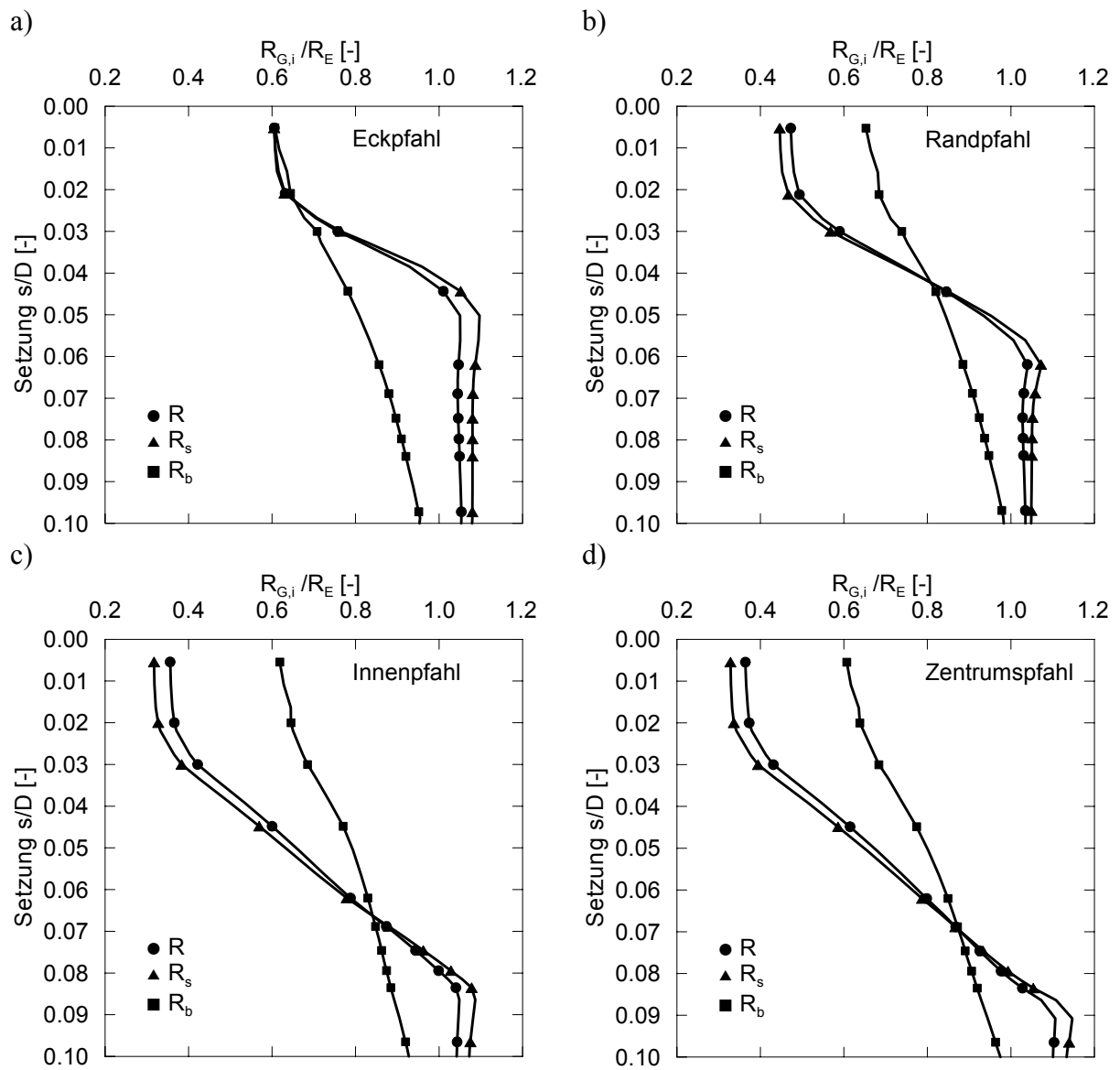


Bild C.1.2: Widerstands-Setzungslinien einer Pfahlgruppe bezogen auf den Einzelpfahlwiderstand bei gleicher Setzung, bindiger Boden, normalkonsolidiert, $E_s = 6 \text{ MN/m}^2$, $D = 0,90 \text{ m}$, $L = 18 \text{ m}$, $a/D = 6$

C.2 Pfahlgruppenwirkung

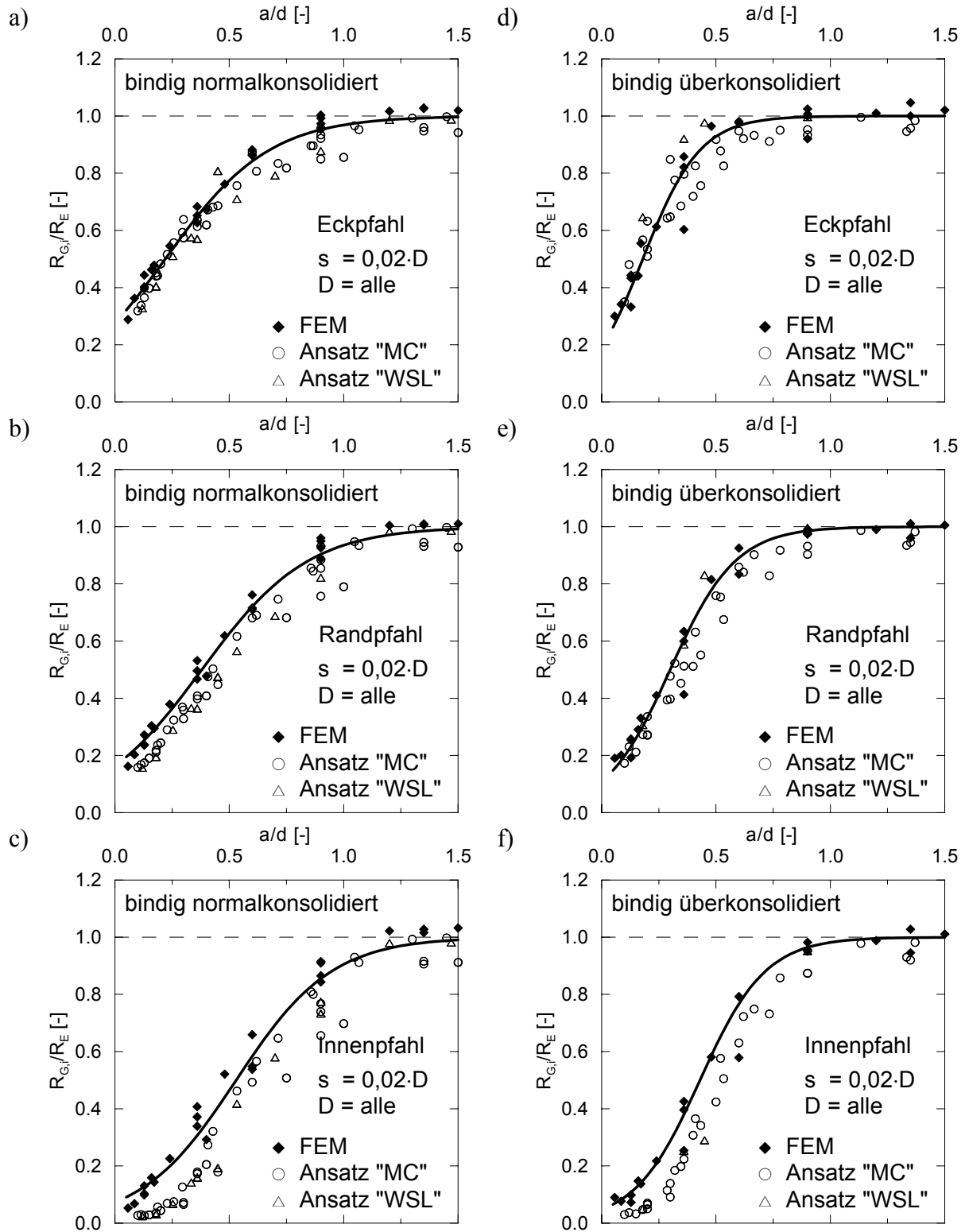


Bild C.2.1: Normal- und überkonsolidierte bindige Böden, bezogene Setzung $s/D = 0,02$, Durchmesser $D = 0,30$ bis $1,50$ m

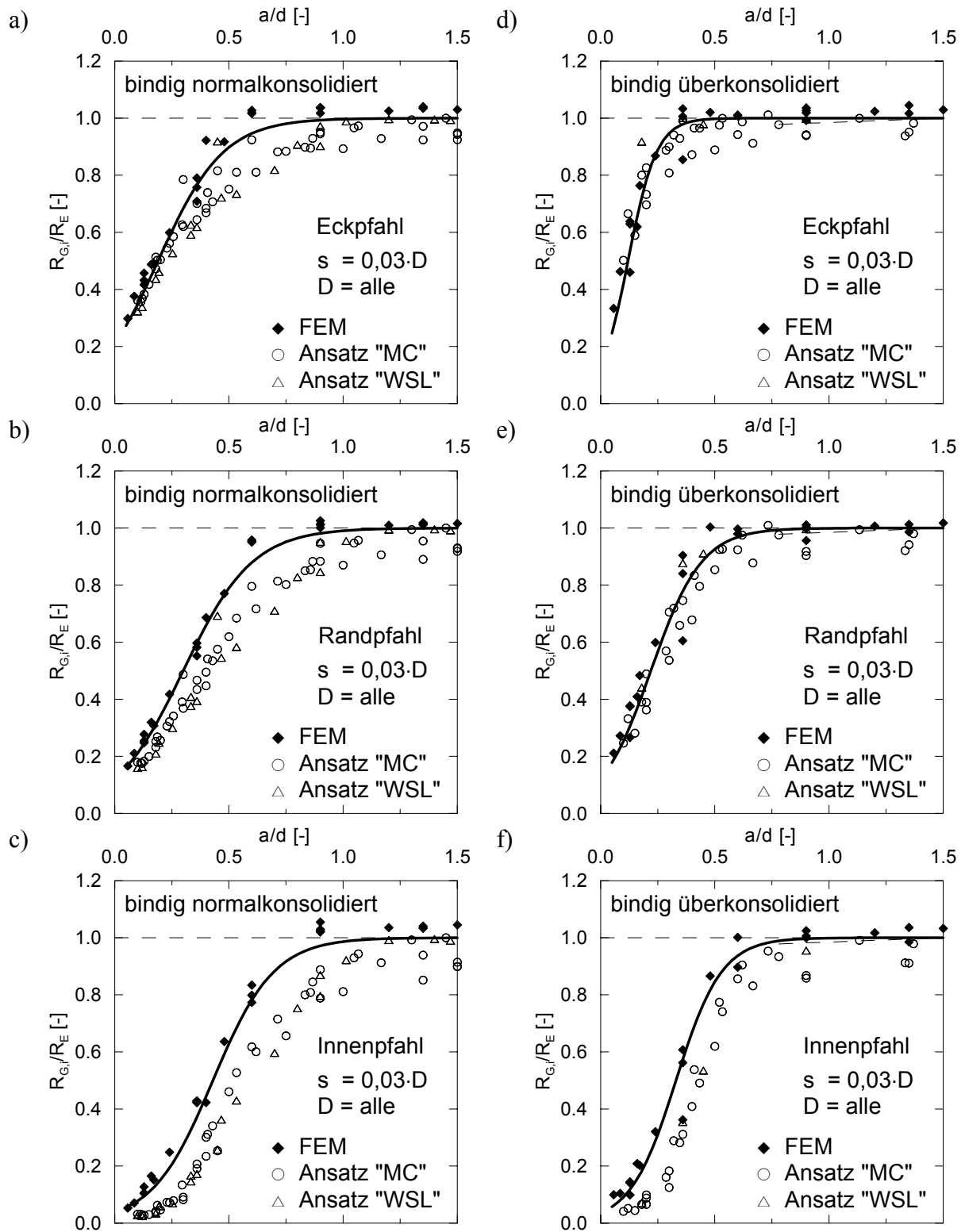


Bild C.2.2: Normal- und überkonsolidierte bindige Böden, bezogene Setzung $s/D = 0,03$, Durchmesser $D = 0,30$ bis $1,50$ m

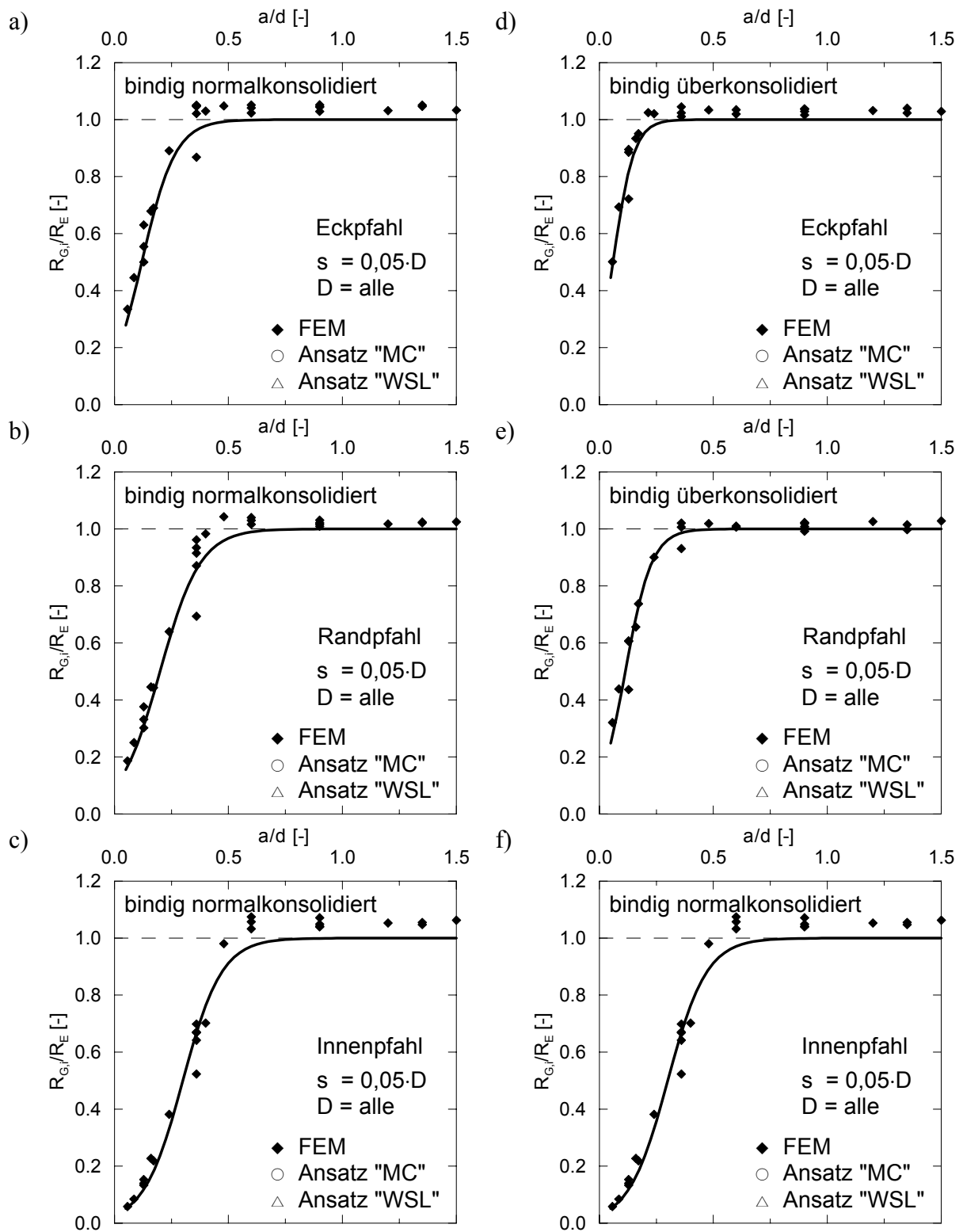


Bild C.2.3: Normal- und überkonsolidierte bindige Böden, bezogene Setzung $s/D = 0,05$, Durchmesser $D = 0,30$ bis $1,50$ m

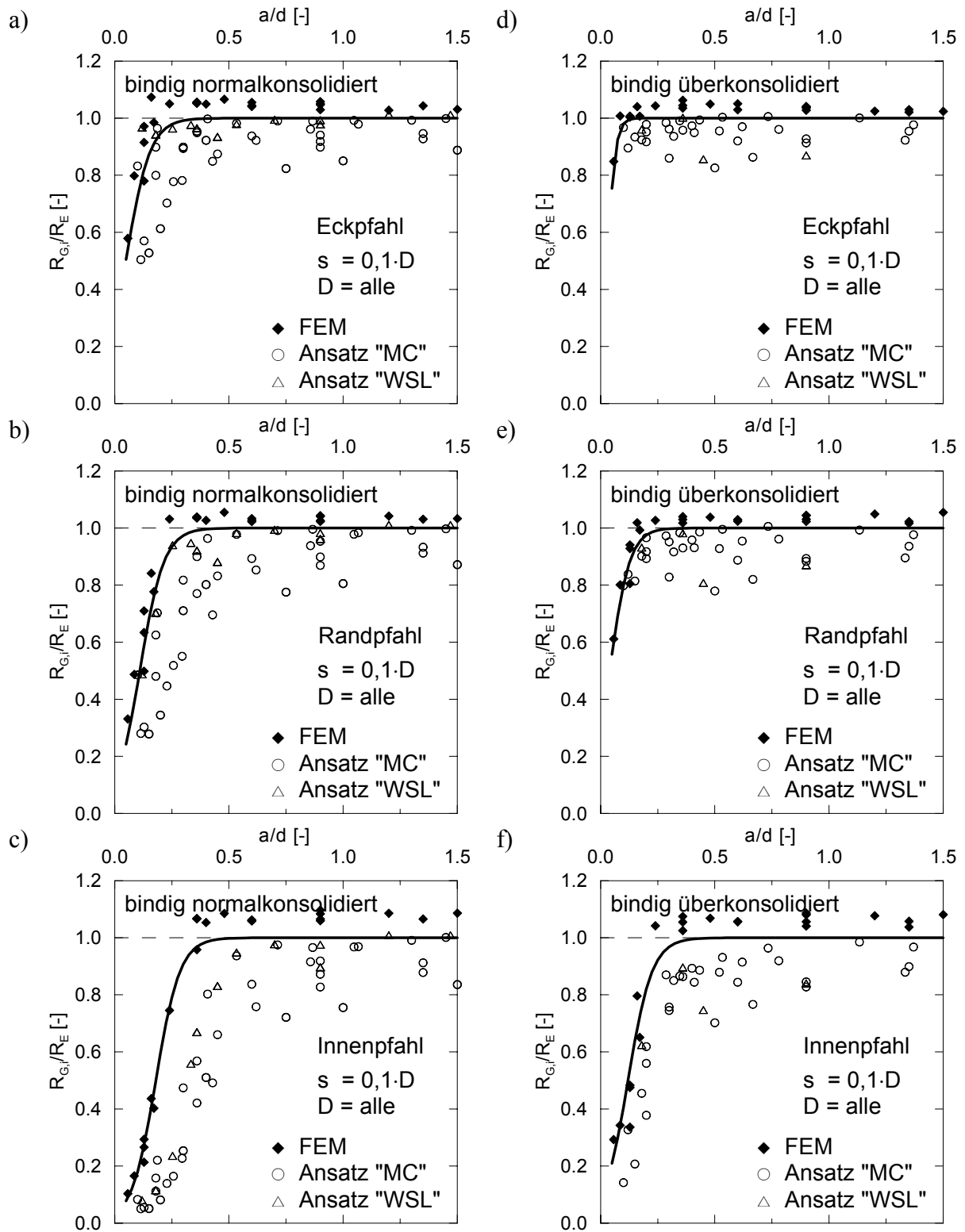


Bild C.2.4: Normal- und überkonsolidierte bindige Böden, bezogene Setzung $s/D = 0,1$, Durchmesser $D = 0,30$ bis $1,50$ m

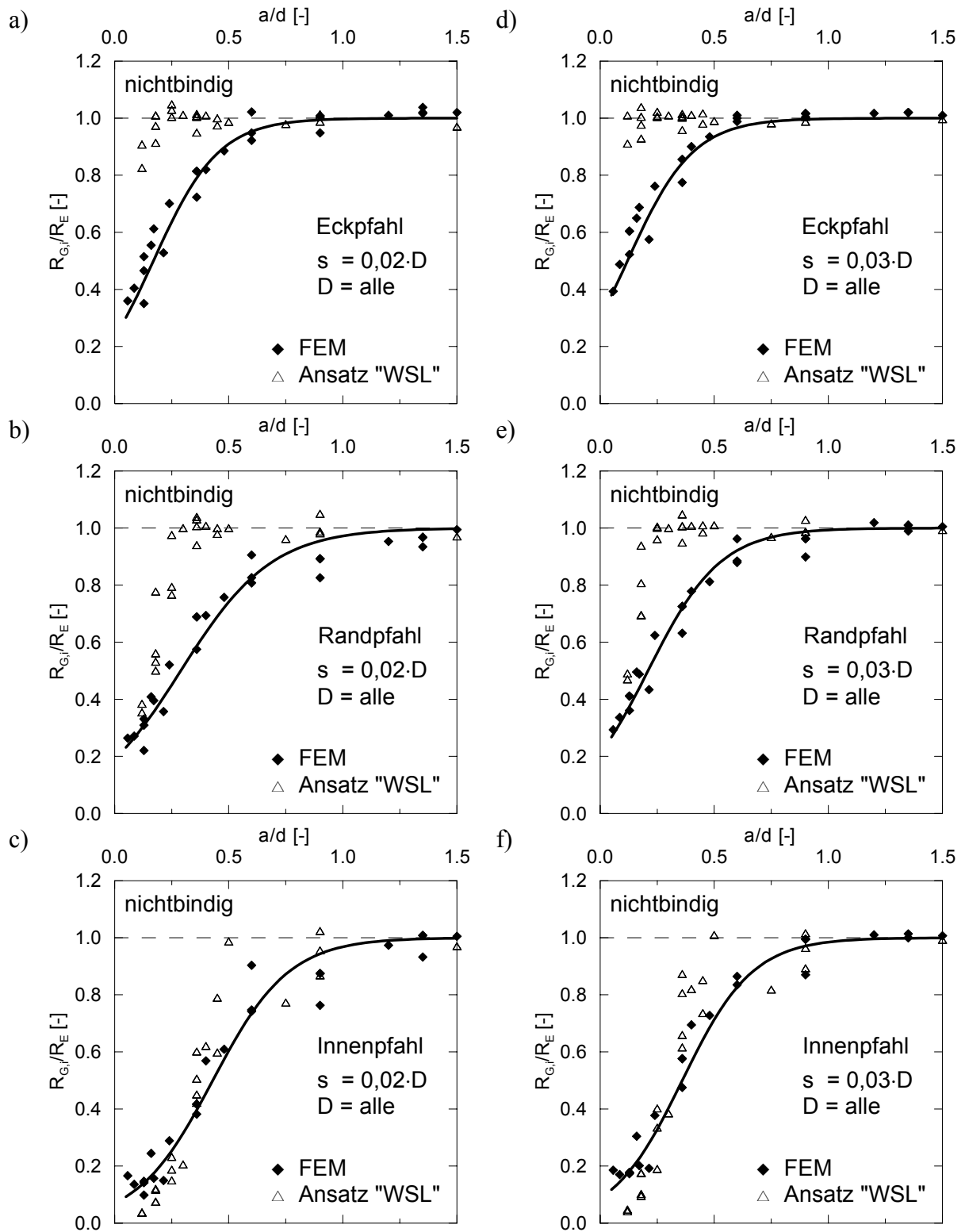


Bild C.2.5: Nichtbindige Böden, bezogene Setzung $s/D = 0,02$ bzw. $s/D = 0,03$, Durchmesser $D = 0,30$ bis $1,50$ m

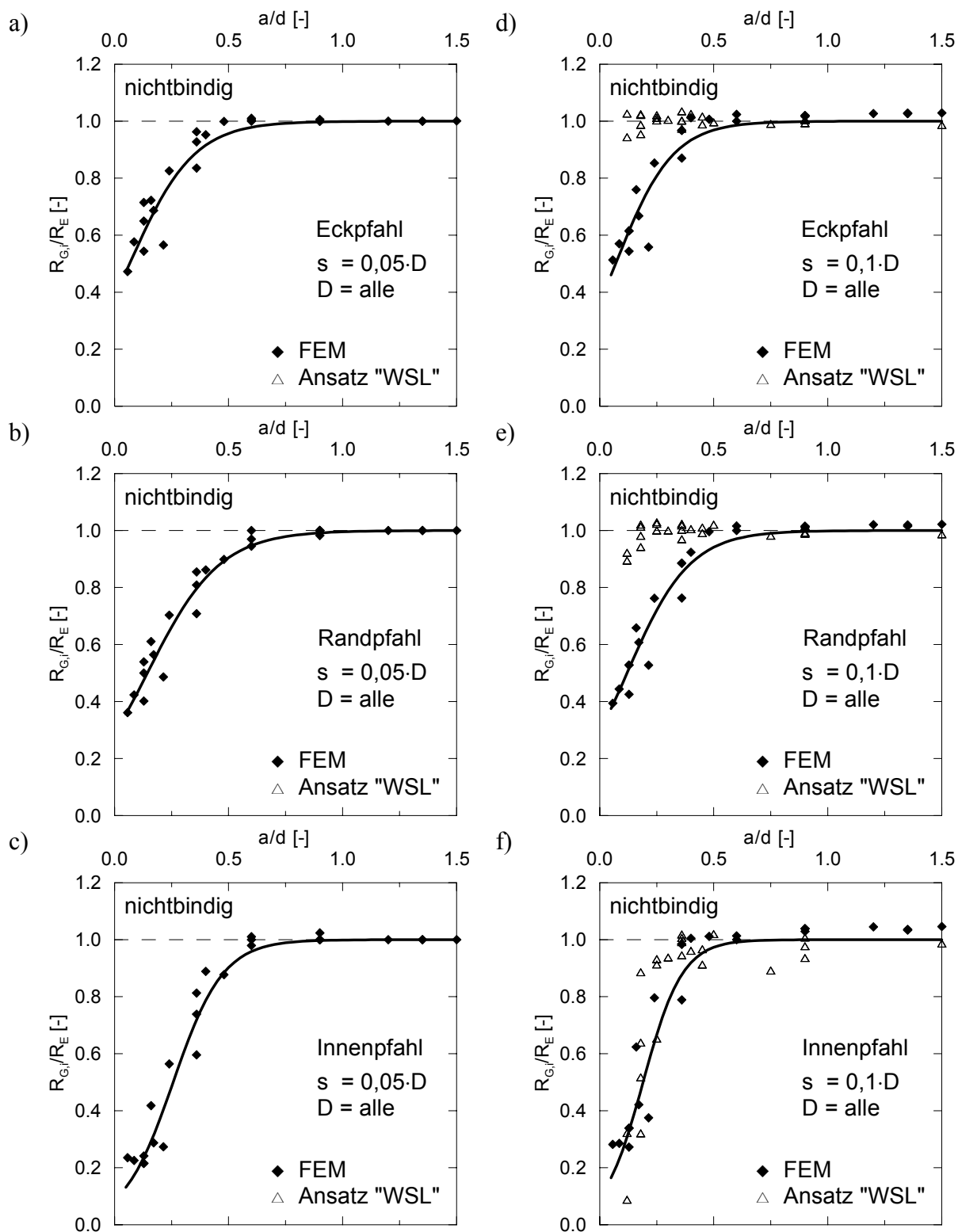


Bild C.2.6: Nichtbindige Böden, bezogene Setzung $s/D = 0,05$ bzw. $s/D = 0,1$, Durchmesser $D = 0,30$ bis $1,50$ m

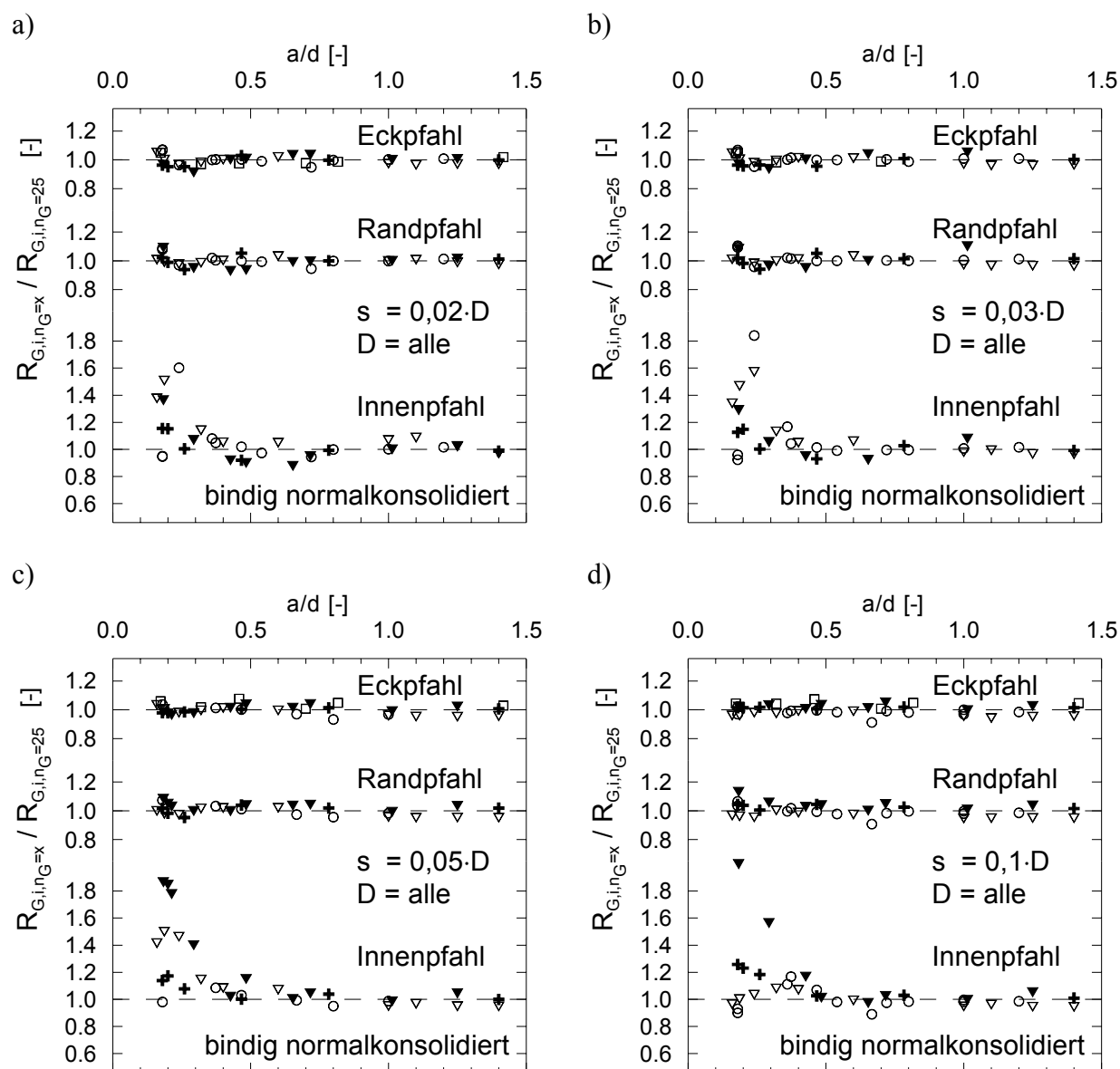


Bild C.2.7: Einfluss der Gruppengröße auf die Gruppenwirkung
 bei bindigen normalkonsolidierten Böden

\square 2×2 \circ 7×7
 \blacktriangledown 3×3 ∇ 9×9
 $+$ 4×4

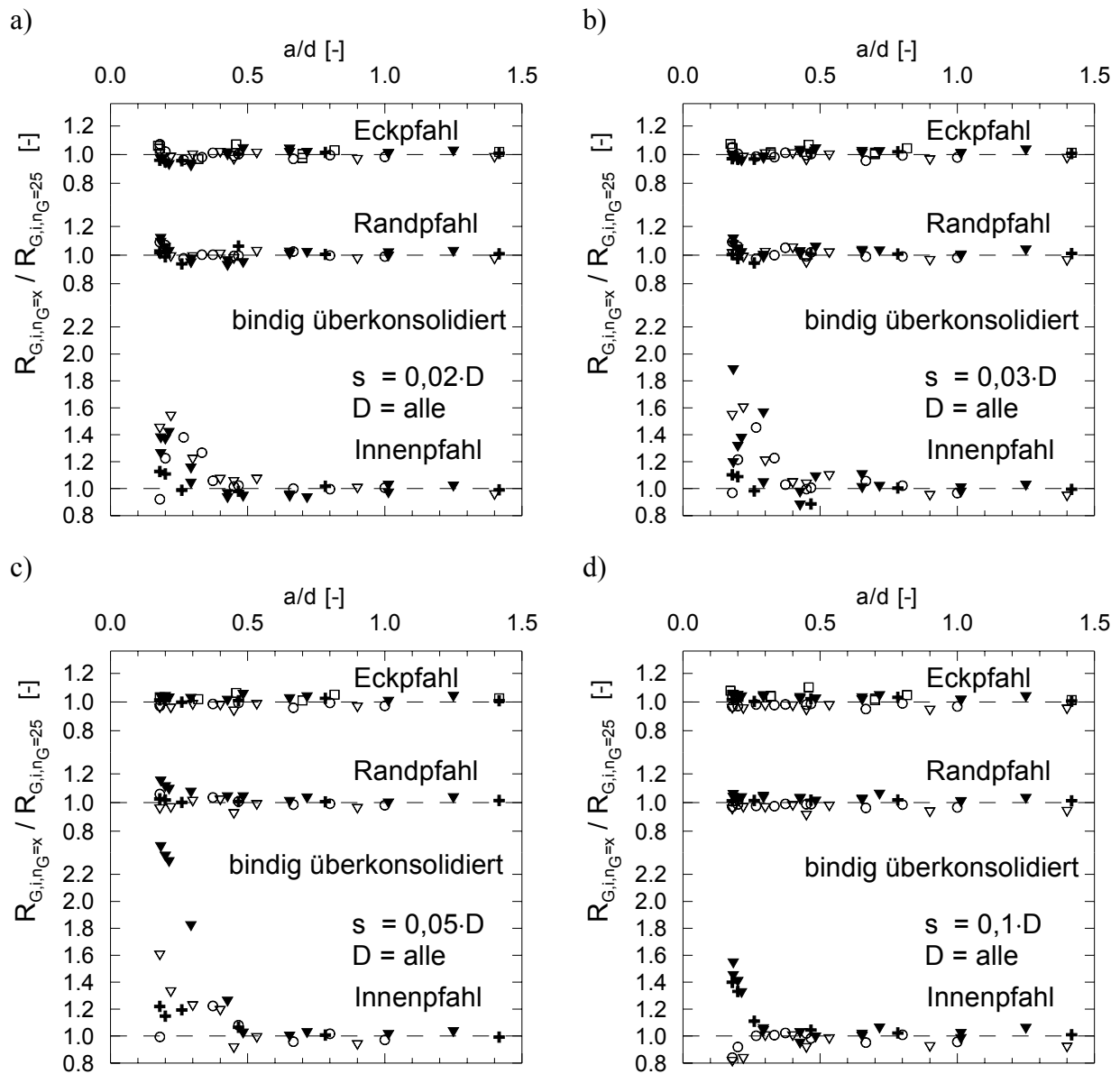


Bild C.2.8: Einfluss der Gruppengröße auf die Gruppenwirkung bei bindigen überkonsolidierten Böden

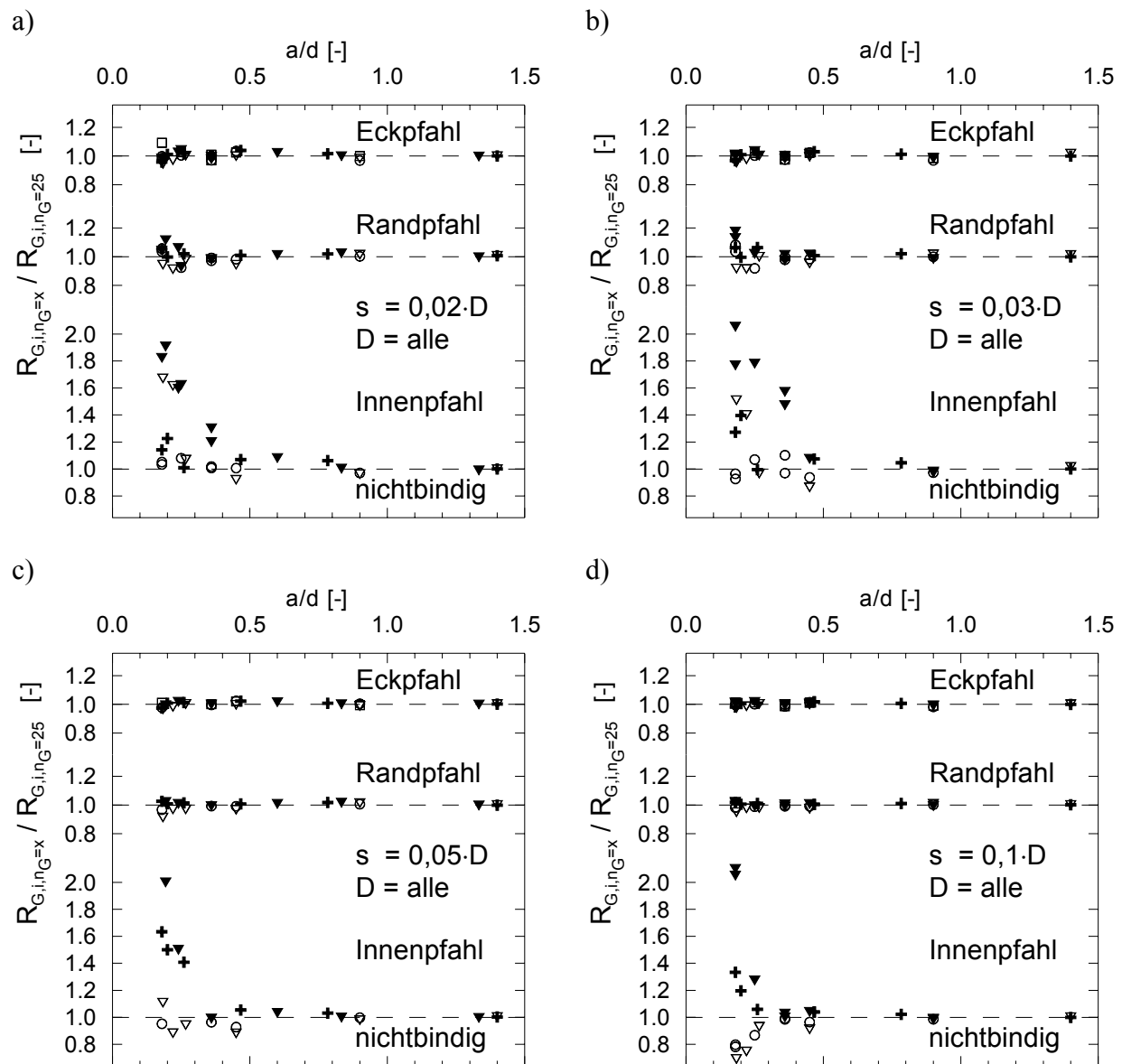


Bild C.2.9: Einfluss der Gruppengröße auf die Gruppenwirkung bei nichtbindigen Böden

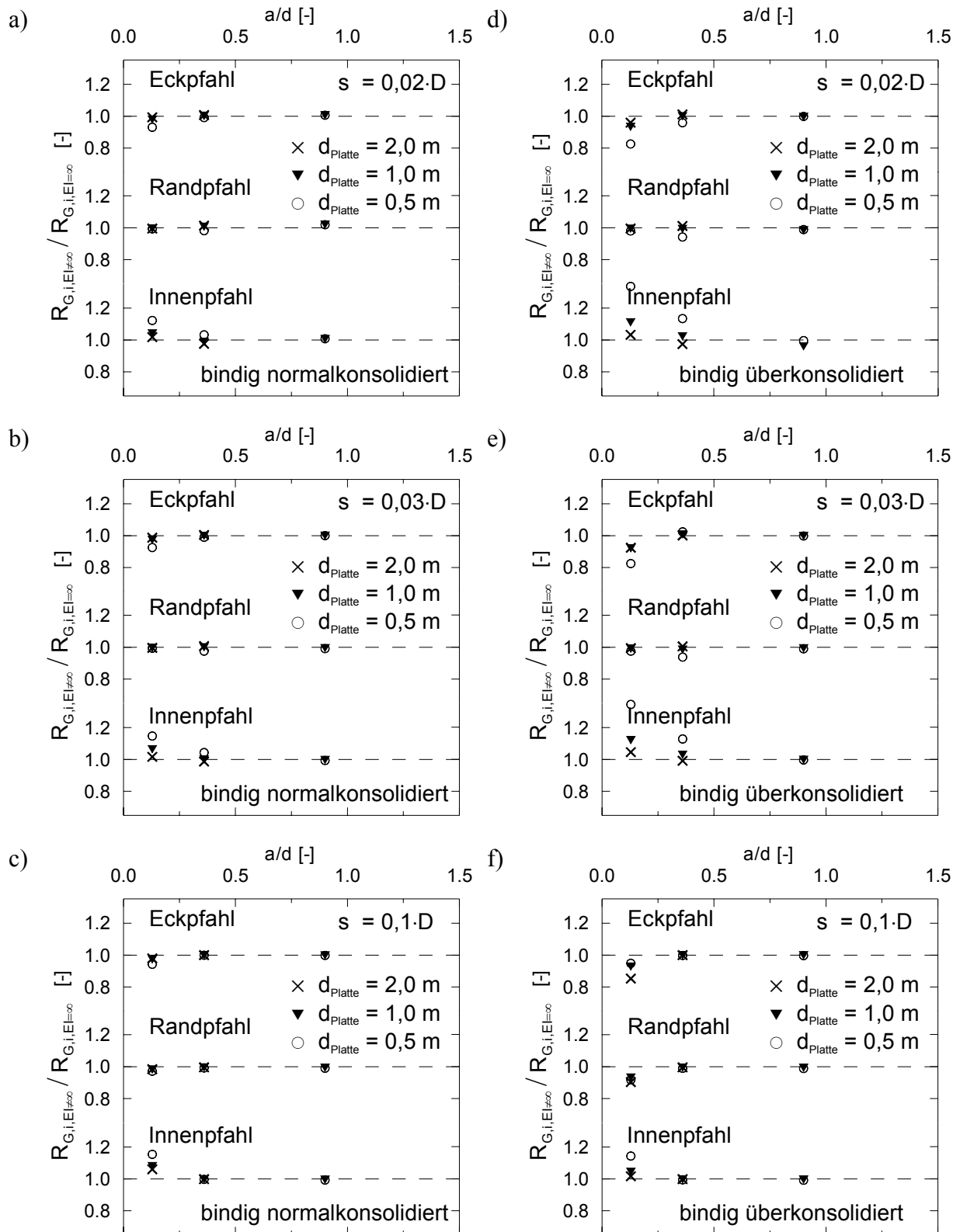
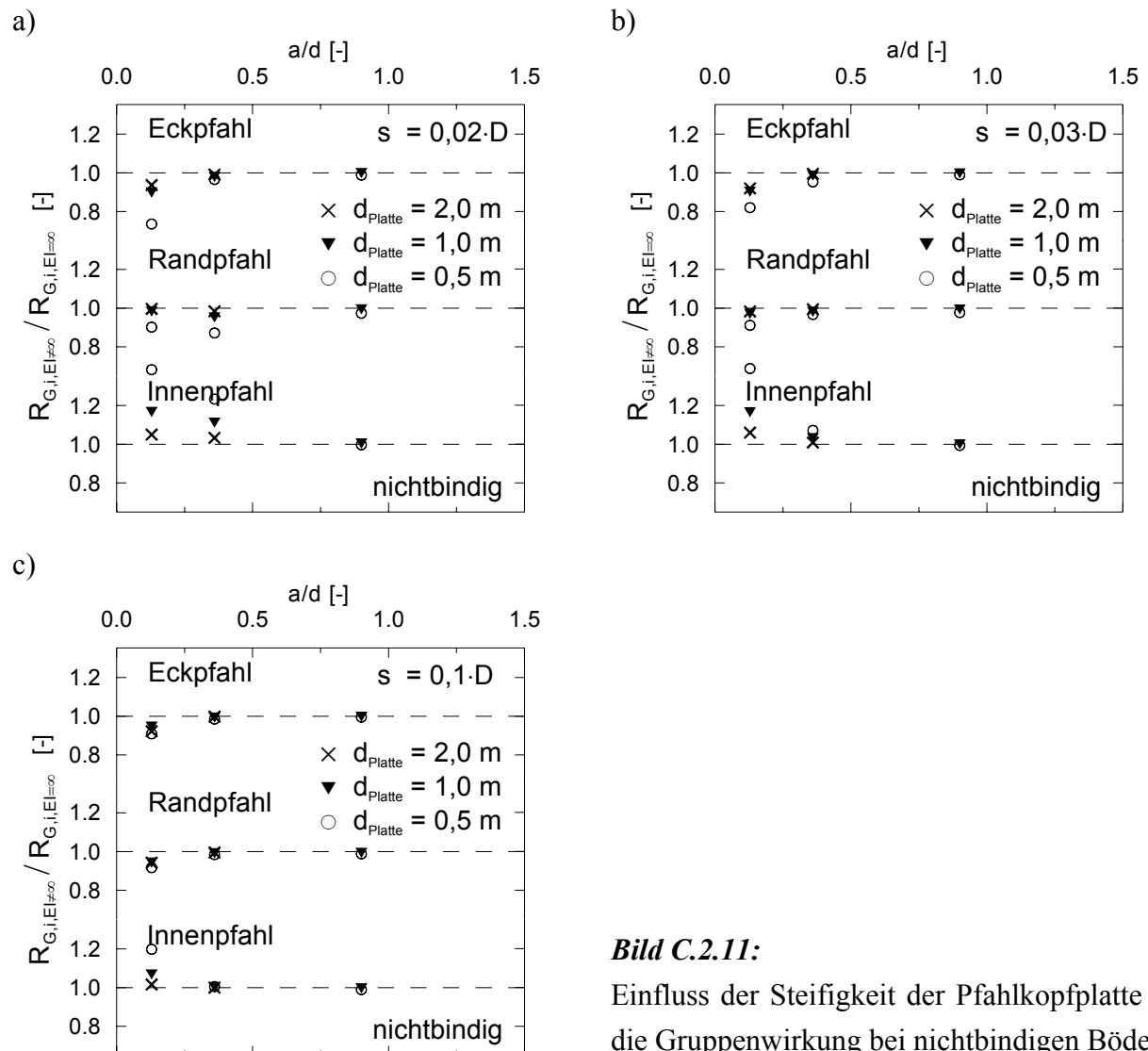


Bild C.2.10: Einfluss der Steifigkeit der Pfahlkopfplatte auf die Gruppenwirkung bei bindigen normal- und überkonsolidierten Böden



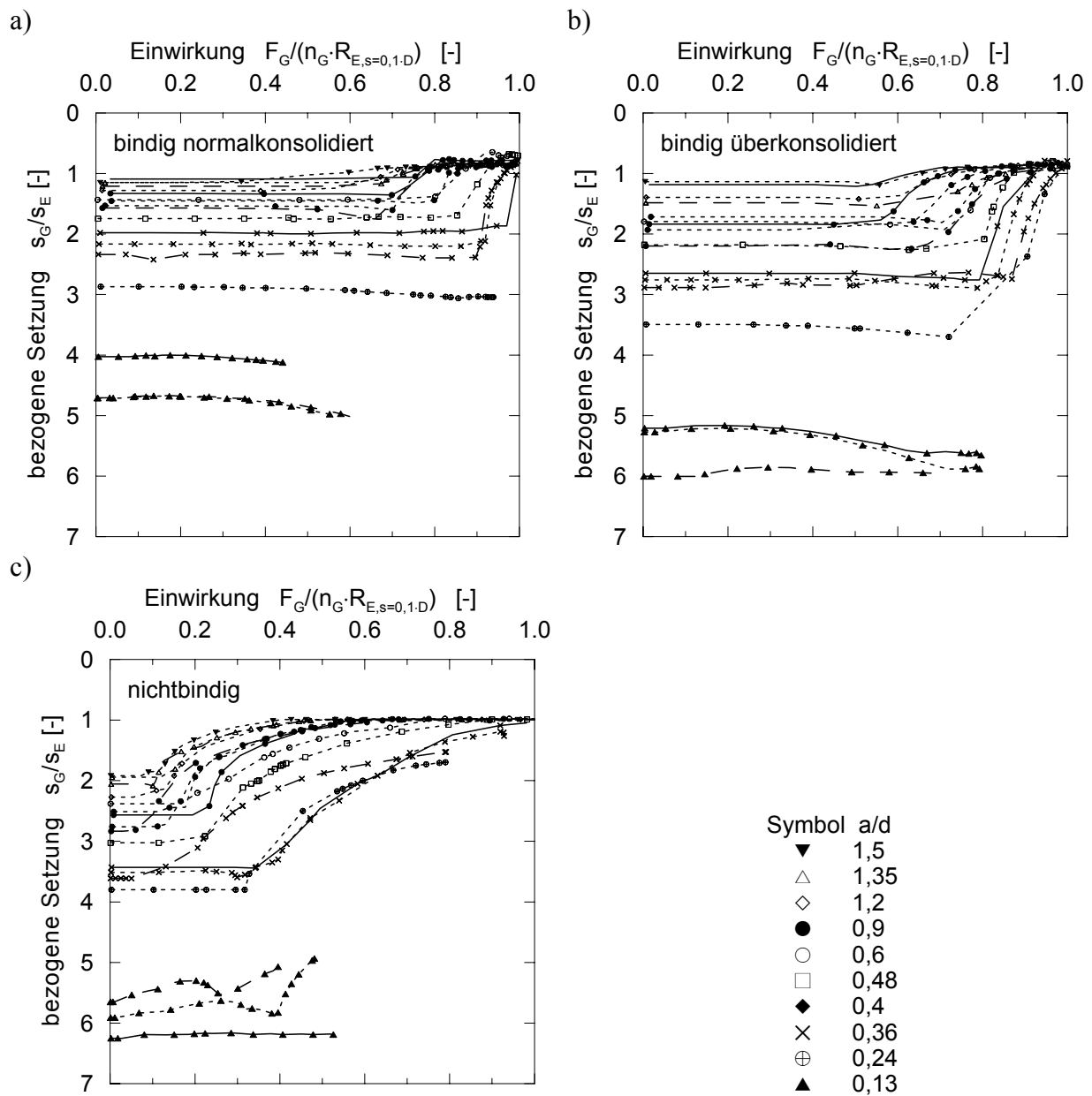


Bild C.2.12: Mittlere Setzung einer Pfahlgruppe in a) bindigen normalkonsolidierten b) bindigen überkonsolidierten und c) nichtbindigen Böden

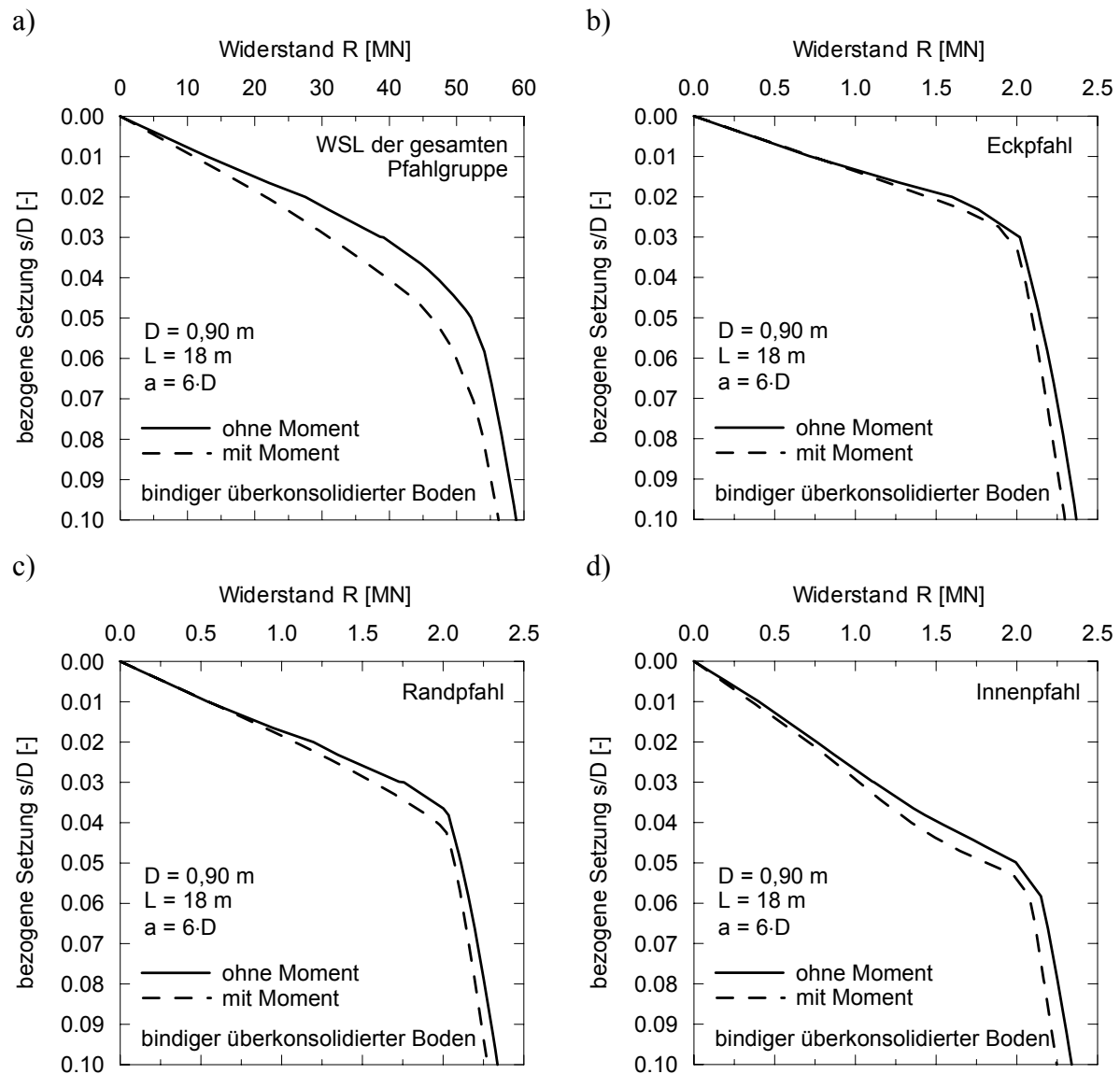


Bild C.2.13: Vergleich der Widerstands-Setzungslinien bei identischen Pfahlgruppen mit und ohne Momenteneinwirkung, a) gesamte Pfahlgruppe, b) Eckpfahl, c) Randpfahl, d) Innenpfahl

D Mathematische Herleitungen

D.1 Analytische Berechnungsverfahren

D.1.1 Pfahlmantelsetzung des Einzelpfahles

$$\tau_f = \tau_0 \cdot \frac{r_0}{r} \quad (D.1)$$

Nach der Elastizitätstheorie allgemein gültige Gleichungen:

$$\gamma = \frac{dw}{dr} \quad (D.2)$$

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} = \frac{\tau_f}{\gamma} \quad \rightarrow \quad \gamma = \frac{\tau_f \cdot 2 \cdot (1 + \nu)}{E} \quad (D.3)$$

Gleichsetzen von Gleichung (D.2) und (D.3):

$$\frac{dw}{dr} = \frac{\tau_f \cdot 2 \cdot (1 + \nu)}{E} \quad \rightarrow \quad dw = \frac{\tau_f \cdot 2 \cdot (1 + \nu)}{E} dr \quad (D.4)$$

Gleichung (D.1) in Gleichung (D.4) eingesetzt:

$$dw = \frac{\tau_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu)}{E} \frac{r_0}{r} dr \quad (D.5)$$

Integration der Gleichung (5) ergibt die **Pfahlmantelsetzung** s_s :

$$\int_0^{s_s} dw = \int_{r_0}^{r_m} \frac{\tau_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu)}{E} \frac{r_0}{r} dr \quad \rightarrow \quad \int_0^{s_s} dw = \frac{2 \cdot (1 + \nu) \cdot \tau_0 \cdot r_0}{E} \int_{r_0}^{r_m} \frac{1}{r} dr \quad (D.6)$$

$$s_s = \frac{2 \cdot (1 + \nu) \cdot \tau_0 \cdot r_0}{E} \cdot \ln \left(\frac{r_m}{r_0} \right) \quad (D.7)$$

Hierin bedeuten:

τ_0	mittlere Mantelreibung
r_0	Pfahlradius
r_m	Einflussradius, ab dem die Schubspannungen vernachlässigbar werden
E	Elastizitätsmodul
ν	Poissonzahl

E Quellcode erweitertes Verfahren nach *Randolph/Wroth*

E.1 Quellcode Berechnungsverfahren Bruchkriterium „MC“

```

%%%%%%%%%% Eingabe
ns=8                                % Schichtanzahl bis Pfahlfuß
nb=ns+1                             % Schichtanzahl bis Modellboden
z=[0, 1.5, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 23 ]; % 0 + Schichtttiefen
    disp('Schichtttiefen z')
    disp(z')
e=[400, 400, 6500, 6500, 6500, 6500, 6500, 6500, 6500]; % E-Moduln [kN/m²]
    disp('E-Moduli der Schichten')
    disp(e')
nue=[0.45, 0.45, 0.3, 0.3, 0.3, 0.3, 0.3, 0.3, 0.3]; % Querdehnnzahl
npx=3                                % Anzahl der Pfaehle in x-Richtung
npy=3                                % Anzahl der Pfaehle in y-Richtung
x(1)=0                               % Lage Pfahl 1, x-Koordinate
y(1)=0                               % Lage Pfahl 1, y-Koordinate
lp=9                                  % Pfahllaenge
rp=0.45                              % Pfahlradius
dx=5.4                              % Pfahlabstand x-Richtung
dy=5.4                              % Pfahlabstand y-Richtung
rm=9                                  % Einflußradius [rm=(2,5*lp*(1-nue))]
v=9000                              % vertikale Gesamtlast [kN]
K0=[0.66, 0.66, 0.58, 0.58, 0.58, 0.58, 0.58, 0.58, 0.58]
phi=[20, 20, 25, 25, 25, 25, 25, 25, 25]
psi=0                                % Dilatanz
gamma=[4, 4, 9.5, 9.5, 9.5, 9.5, 9.5, 9.5, 9.5]
koha=[0, 0, 10, 10, 10, 10, 10, 10, 10]
kkk=50                              % Anzahl Berechnungsschritte
%%%%%%%%%% ENDE EINGABE
np = npx * npy;
    for i=1:npx
        for k=1:npy
            ipil = k+(i-1)*npy;
            x(ipil) = x(1)+(i-1)*dx;
            y(ipil) = y(1)+(k-1)*dy;
        end
    end
for i=1:np
    for j=1:np
        if i == j
            s(i,j) = rp;
        end
        if i ~= j
            s(i,j) = sqrt((x(i)-x(j))^2+(y(i)-y(j))^2);
        end
    end
end
end
sigamazls=zeros(np,ns);
sigmaxls=zeros(np,ns);
tau_s=zeros(np,ns);
sigmazlshilf=0;
for i=1:np
    for ij=1:ns
        sigmazls(i,ij)=sigmazlshilf+(0.5*(z(ij+1)-z(ij)))*gamma(ij);
        sigmazlshilf=sigmazlshilf+(z(ij+1)-z(ij))*gamma(ij);
        sigmaxls(i,ij)=sigmazls(i,ij)*K0(ij);
    end
end

```

```

        end
        sigmaz0fuss=sigmaz1shilf
        sigmaz1shilf=0;
    end
    for ij=1:ns
        for i=1:np
            for j=1:np
                fs(i,j,ij) = (1+nue(ij))/(e(ij)*pi*(z(ij+1)-z(ij))) *
log(rm/s(i,j));
                if s(i,j) > rm
                    fs(i,j,ij) = 0;
                end
            end
        end
    end
    for i=1:np
        for j=1:np
            fb(i,j) = (1-nue(ns+1)^2) / (e(ns+1)*pi*s(i,j));
            if i == j
                fb(i,j) = fb(i,j) * pi/2;
            end
        end
    end
    a=zeros((ns+1)*np+1,(ns+1)*np+1);
    for ij=1:ns
        for i=1:np
            for j=1:np
                a(i+np*(ij-1),j+np*(ij-1)) = fs(i,j,ij);
            end
        end
    end
    for i=1:np
        for j=1:np
            a(i+np*ns,j+np*ns) = fb(i,j);
        end
    end
    for i=1:((ns+1)*np)
        a((ns+1)*np+1,i) = 1;
        a(i,(ns+1)*np+1) = -1;
    end
    format short e
    b=zeros((ns+1)*np+1,1);
    b((ns+1)*np+1,1) = 1;
    fid = fopen('rud.rud','w');
    fprintf(fid,'Last \t');
    fprintf(fid,'Setzung \t');
    for i=1:np
        fprintf(fid,'      Rs %.0f \t',i);
    end
    for i=1:np
        fprintf(fid,'      Rb %2.0f \t',i);
    end
    for i=1:np
        fprintf(fid,'      R %2.0f \t',i);
    end
    fprintf(fid,'\n \n');
    fprintf(fid,' [kN] \t ');
    fprintf(fid,' [m] \t ');
    for i=1:(3*np)

```

```

        fprintf(fid, '          [kN] \t');
end
    fprintf(fid, '\n \n');
    fprintf(fid, '      0 \t ');
    fprintf(fid, '      0 \t ');
for i=1:(3*np)
    fprintf(fid, '          0 \t');
end
    fprintf(fid, '\n');
    RRb=zeros(np,1);
    RRs=zeros(np,ns);
    Rb=zeros(np,1);
    Rb1=zeros(np,1);
    Rb2=zeros(np,1);
    Rs=zeros(np,ns);
    Rs1=zeros(np,ns);
    Rs2=zeros(np,ns);
    Rsalt=zeros(np,ns);
    sges=0;
    deltaRs=0;
    fy=0;
    fc=lp;
    fz=lp+1*rp;
    fsigmaz0fuss=sigmaz0fuss+1*rp*gamma(nb);
    fsigmax0fuss=fsigmaz0fuss*K0(nb);
for kk=1:kkk
    disp('Berechnungsschritt')
    kk
    dv=v/kkk
laufwhile=1;
lauf1=0;
while (laufwhile~=0)
    lauf1=lauf1+1
    if lauf1==10
        disp('Divergenz')
        break
    end
dc=inv(a)*b;
s1=dc((ns+1)*np+1)*dv;
for i=1:np
    Rb1(i)=Rb(i)+dc((ns*np+i)*dv;
end
for ij=1:ns
    for i=1:np
        Rs1(i,ij)=Rs(i,ij)+dc((ij-1)*np+i)*dv;
    end
end
for i=1:np
    RRb(i)=0;
    for f=1:5
        fx(f)=(f-1)*2/9*2*rp;
        fr(f)=(fx(f)^2+fy^2)^0.5;
        fR1(f)=(fr(f)^2+(fz-fc)^2)^0.5;
        fR2(f)=(fr(f)^2+(fz+fc)^2)^0.5;
        fsigmax(i,f)=fsigmax0fuss-Rb1(i)/(8*pi*(1-nue(nb)))*((1-2*nue(nb))*(fz-
fc)/(fR1(f)^3)-3*fx(f)^2*(fz-fc)/(fR1(f)^5)+(1-2*nue(nb))*(3*(fz-fc)-
4*nue(nb)*(fz+fc))/(fR2(f)^3)-(3*(3-4*nue(nb))*fx(f)^2*(fz-fc)-
6*fc*(fz+fc)*((1-2*nue(nb))*fz-2*nue(nb)*fc))/(fR2(f)^5)-
30*fc*fx(f)^2*fz*(fz+fc)/(fR2(f)^7)-4*(1-nue(nb))*(1-

```

```

2*nue(nb))/fR2(f)/(fR2(f)+fz+fc)*(1-fx(f)^2/(fR2(f)*(fR2(f)+fz+fc))-
fx(f)^2/fR2(f)^2));
    fsigmaz(i,f)=fsigmaz0fuss-Rb1(i)/(8*pi*(1-nue(nb)))*(-(1-
2*nue(nb))*(fz-fc)/(fR1(f)^3)+(1-2*nue(nb))*(fz-fc)/(fR2(f)^3)-3*(fz-
fc)^3/(fR1(f)^5)-(3*(3-4*nue(nb))*fz*(fz*fc)^2-3*fc*(fz+fc)*(5*fz-
fc))/(fR2(f)^5)-30*fc*fz*(fz+fc)^3/(fR2(f)^7));
    ftauxz(i,f)=-Rb1(i)*fx(f)/(8*pi*(1-nue(nb)))*(-(1-
2*nue(nb))/(fR1(f)^3)+(1-2*nue(nb))/(fR2(f)^3)-3*(fz-fc)^2/(fR1(f)^5)-
(3*(3-4*nue(nb))*fz*(fz+fc)-(3*fc*(fz+fc)))/(fR2(f)^5)-
30*fc*fz*(fz+fc)^2/(fR2(f)^7));
    fsigma1(i,f)=0.5*(fsigmax(i,f)+fsigmaz(i,f))+((fsigmax(i,f)-
fsigmaz(i,f))^2/4+ftauxz(i,f)^2)^0.5;
    fsigma3(i,f)=0.5*(fsigmax(i,f)+fsigmaz(i,f))-((fsigmax(i,f)-
fsigmaz(i,f))^2/4+ftauxz(i,f)^2)^0.5;
    fF(i,f)=0.5*fsigma1(i,f)*(1-sin(phi(ij)*pi/180))-
0.5*fsigma3(i,f)*(1+sin(phi(ij)*pi/180))-koha(ij)*cos(phi(ij)*pi/180);
    if fF(i,f)>0
        RRb(i)=RRb(i)+1;
        disp('Bruch Fuss')
        RRb(i);
    end
end
end
for i=1:np
    for j=1:np
        fb(i,j) = (1-nue(ns+1)^2) / (e(ns+1)*pi*s(i,j)) * 5/(5-RRb(i)+1e-010);
        if RRb(i)==5
            fb(i,j)=0;
        end
        if i == j
            fb(i,j) = fb(i,j) * pi/2;
        end
    end
end
end
for i=1:np
    for j=1:np
        a(i+np*ns,j+np*ns) = fb(i,j);
    end
end
end
for i=1:np
    a((ns+1)*np+1,i+np*ns) = 1;
    if RRb(i)==5
        a(ns*np+i,(ns+1)*np+1) = 0;
    else
        a(ns*np+i,(ns+1)*np+1) = -1;
    end
end
end
dc=inv(a)*b;
s1=dc((ns+1)*np+1)*dv
for i=1:np
    Rb1(i)=Rb(i)+dc(ns*np+i)*dv;
end
for ij=1:ns
    for i=1:np
        Rs1(i,ij)=Rs(i,ij)+dc((ij-1)*np+i)*dv;
    end
end
end
for ij=1:ns
    for i=1:np

```



```

        if RRs(i,ij)==0
            tau_s(i,ij)=Rs1(i,ij)/((z(ij+1)-z(ij))*2*rp*pi);
sigma1s1(i,ij)=(sigmaz1s(i,ij)+sigmax1s(i,ij))/2+((sigmaz1s(i,ij)-
sigma1s(i,ij))^2/4+tau_s(i,ij)^2)^0.5;
            sigma3s1(i,ij)=(sigmaz1s(i,ij)+sigmax1s(i,ij))/2-
((sigmaz1s(i,ij)-sigmax1s(i,ij))^2/4+tau_s(i,ij)^2)^0.5;
            fshaft(i,ij)=0.5*sigma1s1(i,ij)*(1-sin((phi(ij)+psi)*pi/180))-
0.5*sigma3s1(i,ij)*(1+sin((phi(ij)+psi)*pi/180))-
koha(ij)*cos((phi(ij)+psi)*pi/180);
            if fshaft(i,ij)>=0
                RRs(i,ij)=1;
                disp('Bruch Mantel')
                i;
                ij;
            end
        end
    end
end
for ij=1:ns
    for i=1:np
        if RRs(i,ij)==1
            for j=1:np
                if j~=i
                    fs(i,j,ij) = 0;
                end
            end
        end
    end
end
for ij=1:ns
    for i=1:np
        for j=1:np
            a(i+np*(ij-1),j+np*(ij-1)) = fs(i,j,ij);
        end
    end
end
for ij=1:ns
    for i=1:np
        a((ns+1)*np+1,i+np*ns) = 1;
        if RRs(i,ij)==1
            a((ij-1)*np+i,(ns+1)*np+1) = 0;
        else
            a((ij-1)*np+i,(ns+1)*np+1) = -1;
        end
    end
end
dc=inv(a)*b;
s2=dc((ns+1)*np+1)*dv
for i=1:np
    Rb2(i)=Rb(i)+dc(ns*np+i)*dv;
end
for ij=1:ns
    for i=1:np
        Rs1(i,ij)=Rs(i,ij)+dc((ij-1)*np+i)*dv;
    end
end
laufwhile=0;
if (abs(s2-s1)/s2)>=0.01
    laufwhile=1;
end

```

```

end
for i=1:np
    if (abs((Rb2(i)-Rb(i))-(Rb1(i)-Rb(i)))/(Rb2(i)-Rb(i)))>=0.01
        laufwhile=laufwhile+1;
    end
end
for i=1:np
    for ij=1:ns
        if (abs((Rs2(i,ij)-Rs(i,ij))-(Rs1(i,ij)-Rs(i,ij)))/(Rs2(i,ij)-
Rs(i,ij)))>=0.01
            laufwhile=laufwhile+1;
        end
    end
end
end
end
sges=sges+s2;
for i=1:np
    deltaRb(i)=dc(ns*np+i)*dv;
    Rb(i)=Rb(i)+dc(ns*np+i)*dv;
end
for ij=1:ns
    for i=1:np
        deltaRs(i,ij)=dc((ij-1)*np+i)*dv;
        Rs(i,ij)=Rs(i,ij)+dc((ij-1)*np+i)*dv;
    end
end
last=v/kkk*kk;
fprintf(fid,'%6.2d \t ', last);
fprintf(fid,'%4.2d \t', -sges);
for i=1:np
    Rsges(i,1)=0;
    for ij=1:ns
        Rsges(i,1)=Rsges(i,1)+Rs(i,ij);
    end
end
end
    fprintf(fid,'%6.2d \t ', Rsges);
    fprintf(fid,'%6.2d \t ', Rb);
    Rges=Rb+Rsges;
    fprintf(fid,'%6.2d \t ', Rges);
    fprintf(fid,'\n');
end    fclose(fid);

```

Mitteilungen des Fachgebietes Grundbau, Boden- und Felsmechanik der Universität Kassel

Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. H. Sommer

- Heft 1** **Buczek, H., 1991:**
Beitrag zur Berechnung der horizontalen Belastung auf steife Elemente zur Stabilisierung von Rutschungen in Tonhängen.
- Heft 2** **Böckmann, F.-J., 1991:**
Modellversuche zur Grenzlastermittlung von Pfahlgruppen, Vertikalpfähle unter Vertikallast in symmetrischer Anordnung.
- Heft 3** **Meyer-Kraul, N., 1991:**
Geomechanische Eigenschaften von Röttonsteinen, Scherfestigkeit bei schichtenparalleler Beanspruchung.
- Heft 4** **Müllner, B., 1991:**
Beitrag zur Untersuchung der Erosionssicherheit bindiger Mischböden bei vertikaler Durchströmung.

Schriftenreihe Geotechnik der Universität Kassel

Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. H.-G. Kempfert

- Heft 5** **Voß, T., 1996:**
Beitrag zur Festigkeitsentwicklung von Klärschlämmen in Monodeponien
- Heft 6** **Raithel, M., 1999:**
Zum Trag- und Verformungsverhalten von geokunststoffummantelten Sandsäulen
- Heft 7** **Jaup, A., 1999:**
Anwendung von 1g Modellversuchen auf das Setzungsverhalten im Hinterfüllungsbereich von Brückenwiderlagern
- Heft 8** **Hu, Y., 2000:**
Zum Verformungsverhalten von wassergesättigten bindigen Böden unter zyklischer Belastung
- Heft 9** **Sammelveröffentlichung, 2001:**
Beiträge aus der Umweltgeotechnik

- Heft 10** **Zaeske, D., 2001:**
Zur Wirkungsweise von unbewehrten und bewehrten mineralischen Tragschichten über pfahlartigen Gründungselementen
- Heft 11** **Ott, E., 2001:**
Zum bodenmechanischen Verhalten von Abfallrostaaschen
- Heft 12** **Gotschol, A., 2002:**
Veränderlich elastisches und plastisches Verhalten nichtbindiger Böden und Schotter unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung
- Heft 13** **Stöcker, T., 2002:**
Zur Modellierung von granularen Materialien bei nichtruhenden Lasteinwirkungen
- Heft 14** **Berhane Gebreselassie, 2003:**
Experimental, analytical and numerical investigations of excavations in normally consolidated soft soils
- Heft 15** **Witzel, M., 2004:**
Zur Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von vorgefertigten Verdrängungspfählen in bindigen und nichtbindigen Böden
- Heft 16** **Soumaya, B., 2005:**
Setzungsverhalten von Flachgründungen in normalkonsolidierten bindigen Böden
- Heft 17** **Rudolf, M., 2005:**
Beanspruchung und Verformung von Gründungskonstruktionen über Pfahlrosten und Pfahlgruppen unter Berücksichtigung des Teilsicherheitskonzeptes