

**Richtlinie für den Entwurf,
die Bemessung und den
Bau von Kombinierten
Pfahl-Plattengründungen (KPP)**

T 2907

T 2907

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die Originalmanuskripte wurden reprotechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprotechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

Im Originalmanuskript enthaltene Farbvorlagen, wie z.B. Farbfotos, können nur in Grautönen wiedergegeben werden. Liegen dem Fraunhofer IRB Verlag die Originalabbildungen vor, können gegen Berechnung Farbkopien angefertigt werden. Richten Sie Ihre Anfrage bitte an die untenstehende Adresse.

© by Fraunhofer IRB Verlag

2000, ISBN 3-8167-5717-0

Vervielfältigung, auch auszugsweise,
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69

70504 Stuttgart

Nobelstraße 12

70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00

Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

e-mail irb@irb.fhg.de

URL <http://www.irb.fhg.de>

Richtlinie

für den Entwurf, die Bemessung und den Bau von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP)

(Design and Construction of Piled Rafts)

Verfasser:

Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach,
Prof. Dr.-Ing. Ulvi Arslan,
Dipl.-Ing. Christian Moormann

Institut für Geotechnik
Technische Universität Darmstadt

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. e.h. Gert König,
Dr.-Ing. Dmitri Soukhov,
Dipl.-Ing. Carsten Ahner

Institut für Massivbau und Baustoff-
technologie · Universität Leipzig

Inhaltsübersicht:

1	Begriffsdefinition	3
2	Geltungsbereich	6
3	Geotechnische Kategorie	6
4	Formelzeichen	7
5	Baugrunderkundung	10
	5.1 Felderkundung	10
	5.2 Laboruntersuchungen	11
	5.3 Maßnahmen während der Bauausführung	11
6	Anforderungen an Berechnungsverfahren für die Bemessung einer KPP	12
	6.1 Vorbemerkungen	12
	6.2 Grundsätzliche Anmerkungen zum Tragverhalten von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen	13
	6.3 Tragverhalten des Einzelpfahles	14
	6.4 Anforderungen an ein Rechenmodell	15
	6.5 Vereinfachtes Rechenmodell	18
7	Nachweise der Tragfähigkeit (GZ 1)	21
	7.1 Nachweis der äußeren Tragfähigkeit	22
	7.2 Nachweis der inneren Tragfähigkeit	24
8	Nachweise der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2)	26
	8.1 Nachweis der äußeren Gebrauchstauglichkeit	26
	8.2 Nachweis der inneren Gebrauchstauglichkeit	28
9	Prüfung des Entwurfes und der Bemessung einer KPP	29
10	Bauausführung einer KPP	30
11	Meßtechnische Überwachung einer KPP	31
12	Bezugsnormen	33

1 Begriffsdefinition

Die Kombinierte Pfahl-Plattengründung (kurz: KPP) ist eine geotechnische Verbundkonstruktion, die unter Inanspruchnahme der in Bild 1.1 dargestellten Interaktionseinflüsse die gemeinsame Tragwirkung der Gründungselemente Fundamentplatte und Pfähle bei der Einleitung von Bauwerkslasten in den Baugrund erfaßt.

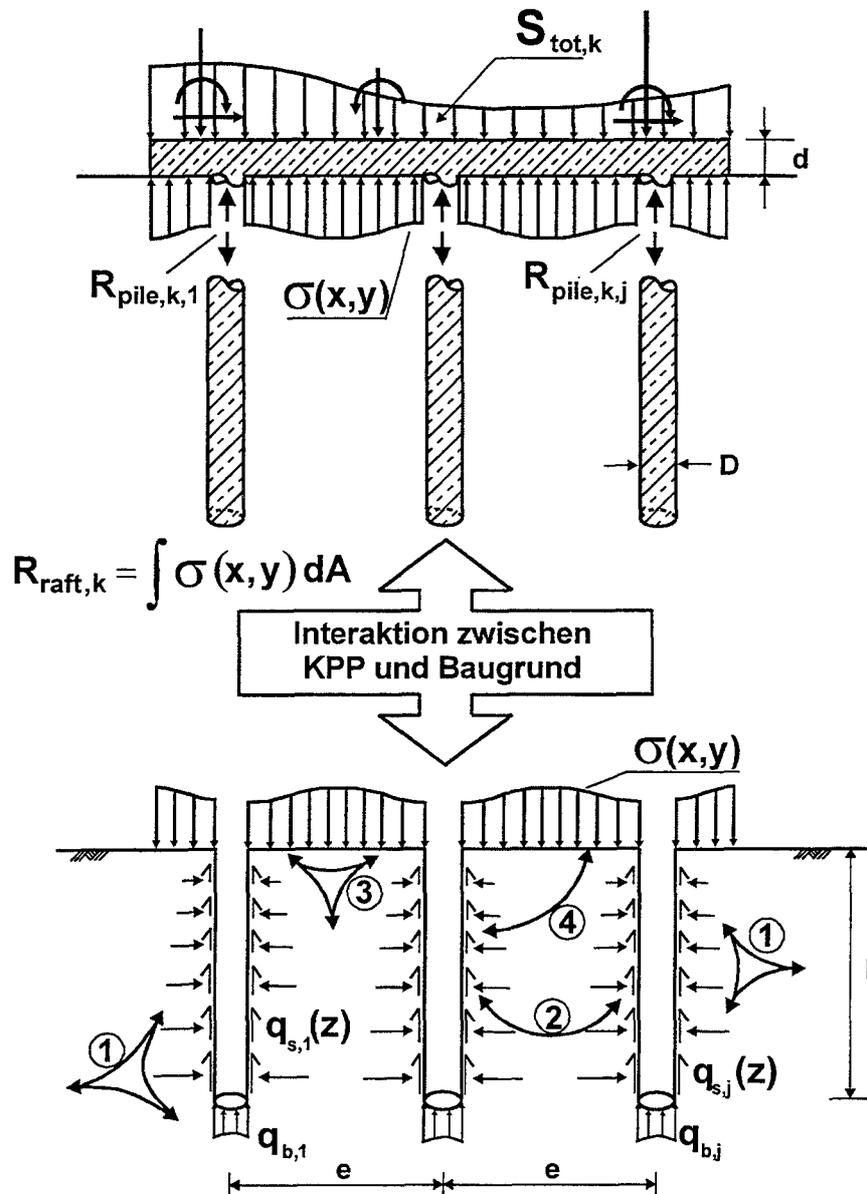
Der charakteristische Gesamtwiderstand $R_{\text{tot},k}$ der KPP ergibt sich demnach aus der Summe der m Pfahlwiderstände der KPP und dem Widerstand der Fundamentplatte, der sich aus dem Integral der Sohlnormalspannungen $\sigma(x, y)$ über die Grundrißfläche der Fundamentplatte ergibt.

$$R_{\text{tot},k}(s) = \sum_{j=1}^m R_{\text{pile},k,j}(s) + R_{\text{raft},k}(s) \quad (\text{Gl. 1.1})$$

mit:

$$R_{\text{pile},k,j}(s) = R_{\text{b},k,j}(s) + R_{\text{s},k,j}(s) \quad (\text{Gl. 1.2})$$

Als charakteristischer Wert, gekennzeichnet durch den Index „k“, wird, wie im Grundbau allgemein üblich, eine Einwirkungs- oder Widerstandsgröße verstanden, die bei einer entsprechend abgesicherten geotechnischen Datenbasis identisch sein kann mit dem Erwartungswert (best-estimate-value), d.h. mit dem Mittelwert der Einwirkungs- oder Widerstandsgröße. Dies ist im Zuge der Baugrunderkundung und der Nachweisführung nachzuweisen. Aufgrund der im Regelfall geringen Stichprobenanzahl sind zur Bestimmung des charakteristischen Wertes die Ergebnisse der aktuellen Feld- und Laborversuche mit Vorabinformationen und langjährigen Erfahrungswerten abzugleichen.



Interaktionseinflüsse:

- ① Pahl-Boden-Interaktion
- ② Pahl-Pfahl-Interaktion
- ③ Platte-Boden-Interaktion
- ④ Pahl-Platten-Interaktion

Bild 1.1 Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP) als geotechnische Verbundkonstruktion mit den das Tragverhalten prägenden Interaktionseinflüssen.

Die Tragwirkung einer KPP wird durch den Pfahlplatten-Koeffizienten α_{KPP} beschrieben, der angibt, welcher Anteil der Einwirkung $S_{tot,k}$ über die Pfähle abgetragen wird, bzw. welchen Anteil die Pfähle an dem Gesamtwiderstand $R_{tot,k}$ der KPP haben:

$$\alpha_{KPP}(s) = \frac{\sum_{j=1}^m R_{pile,k,j}(s)}{R_{tot,k}(s)} \quad (\text{Gl. 1.3})$$

Der Pfahlplatten-Koeffizient kann zwischen den beiden Grenzwerten $\alpha_{KPP} = 0$ (Flächengründung nach DIN 1054 · Abs. 4) und $\alpha_{KPP} = 1$ (Pfahlgründung nach DIN 1054 · Abs. 5) variieren (Bild 1.2). Bild 1.2 zeigt qualitativ den Zusammenhang zwischen dem Pfahlplatten-Koeffizienten α_{KPP} und dem Verhältnis

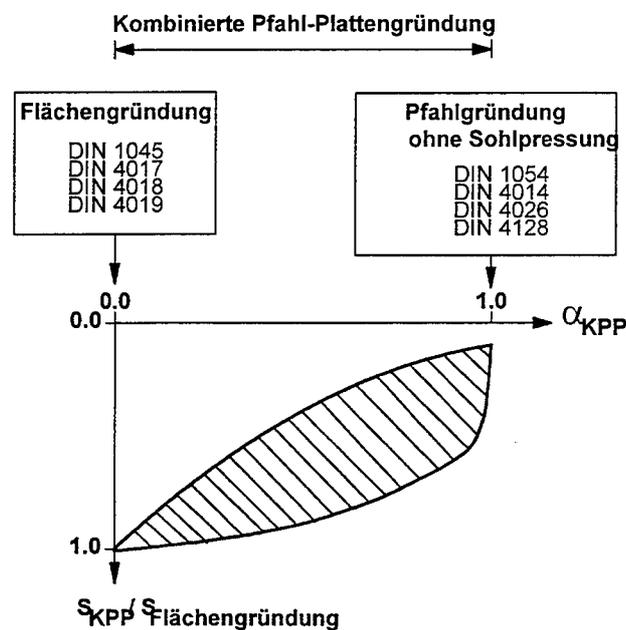


Bild 1.2 Setzungsreduktion als Funktion des Pfahlplatten-Koeffizienten α_{KPP}

der Setzung einer KPP s_{KPP} zur Setzung einer Flächengründung $s_{Flächengründung}$ mit gleicher Gründungsfläche unter der gleichen Einwirkung.

Der Pfahlplatten-Koeffizient α_{KPP} ist abhängig vom Beanspruchungsniveau und damit von der Setzung einer KPP. Er ist somit kein konstanter Kennwert für eine KPP.

2 Geltungsbereich

Die Richtlinie gilt für den Entwurf, die Bemessung, die Prüfung und den Bau von überwiegend vertikal belasteten Kombinierten Pfahl-Plattengründungen ($H/V \leq 0,1$). Sie gilt sinngemäß für Gründungsformen mit anderen Tiefgründungselementen als Pfählen, die z.B. aus Schlitzwandelementen, Spundwänden bzw. Schlitzwänden bestehen.

Diese Richtlinie gilt nicht in Fällen, bei denen unter der Fundamentplatte Schichten relativ geringer Steifigkeit (z.B. weiche bindige bzw. organische Böden, sackungsfähige Auffüllungen) anstehen, und sie gilt nicht bei geschichtetem Baugrund mit einem Steifigkeitsverhältnis der oberen zur unteren Schicht von $E_{S \text{ oben}}/E_{S \text{ unten}} \leq 1/10$ sowie in allen Fällen, bei denen der Pfahlplatten-Koeffizient $\alpha_{KPP} > 0,9$ ist.

3 Geotechnische Kategorie

Kombinierte Pfahl-Plattengründungen sind der geotechnischen Kategorie GK 3 nach DIN 4020 zuzuordnen.

4 Formelzeichen

Zeile	Formelzeichen	Benennung	Einheit	Abschnitt
1	C	Wert für die Beanspruchbarkeit im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (z.B. Verformungen) resistance property for SLS		8
2	e	Pfahlachsabstand pile spacing	m	6
3	E	Beanspruchungsgröße im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit action effect		8
4	E_s	Steifemodul des Bodens Bulk modulus	kN/m ²	6
5	H	Summe der horizontalen Einwirkungen sum of horizontal actions	kN	2
6	i	Laufvariable über die Anzahl n der Einwirkungen index for an action	-	7
7	j	Laufvariable über die Anzahl m der Pfähle index for a pile	-	1
8	k	Fußzeiger für charakteristischen Wert index for characteristic value	-	1
9	n	Anzahl der Einwirkungen number of actions	-	1
10	m	Anzahl der Pfähle einer KPP number of piles of a piled raft	-	1
11	q_b	Pfahlspitzendruck foot pressure of a pile	kN/m ²	1
12	q_s	Pfahlmantelreibung skin friction of a pile	kN/m ²	1
13	R	Widerstand Resistance	kN	1
14	R_b (s)	Fußwiderstand eines Pfahles als Funktion der Setzung base resistance of a pile	kN	1
15	$R_{b,k}$	Charakteristischer Wert für den Fußwiderstand eines Pfahles characteristic value of the base resistance of a pile	kN	1

16	$R_{tot,k}(s)$	charakteristischer Gesamtwiderstand als Funktion der Setzung characteristic value of the total resistance of a piled raft	kN	1
17	$R_{l,tot,k}$	charakteristischer Wert für den Gesamtwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit characteristic value of the total resistance of a piled raft for ULS	kN	7
18	$R_{pile,k,j}$	charakteristischer Wert für den Widerstand des Pfahles j in einer Pfahlgruppe characteristic value of the resistance of the pile j inside a pile group	kN	1
19	$\sum_{j=1}^m R_{pile,k,j}$	Summe der charakteristischen Werte der Pfahlwiderstände aller m Pfähle der Pfahlgruppe sum of the characteristic values of the resistances of all m piles inside a pile group	kN	1
20	$R_{raft,k}$	charakteristischer Wert für den Widerstand der Fundamentplatte (Integral der Sohlspannung über die Grundrißfläche) characteristic value of the resistance of a piled raft mobilized by contact pressure	kN	1
21	$R_s(s)$	Mantelwiderstand eines Pfahles als Funktion der Setzung skin friction resistance of a pile	kN	1
22	$R_{s,k}$	charakteristischer Wert für den Mantelwiderstand eines Pfahles characteristic value of the skin friction resistance of a pile	kN	1
23	s	Setzung settlement	cm	1
24	S_{KPP}	Setzung einer KPP settlement of a piled raft	cm	1
25	$S_{Flächengründung}$	Setzung einer Flächengründung settlement of a shallow foundation	cm	1
26	s_2	im Grenzzustand der Gebrauchtauglichkeit als zulässig definierte Setzung allowable settlement in serviceability limit state	cm	8
27	Δs_2	im Grenzzustand der Gebrauchtauglichkeit als zulässig definierte Setzungsdifferenz allowable differential settlement in serviceability limit state	cm	8
28	S	Einwirkung Action	kN	1
29	$S_{k,i}$	charakteristischer Wert der Einwirkung i characteristic value of an action i	kN	7

30	$S_{\text{tot, k}}$	Summe der charakteristischen Werte der Einwirkungen sum of characteristic values of all actions	kN	1
31	V	Summe der vertikalen Einwirkungen sum of vertical actions	kN	1
32	α_{KPP} α_{pr}	Pfahlplatten-Koeffizient piled raft coefficient	-	1
33	η	globaler Sicherheitsbeiwert für äußere Tragfähigkeit global safety factor for geotechnical bearing capacity	-	7
34	γ	globaler Sicherheitsbeiwert für innere Tragfähigkeit global safety factor for bearing capacity of structural elements	-	7
35	σ	Sohlnormalspannung contact pressure	[kN/m ²]	1

5 Baugrunderkundung und Baugrundbeurteilung

Voraussetzung für die Bemessung einer KPP und Grundlage aller Nachweise ist die Erkundung und Untersuchung des Baugrundes im Feld und im Labor in einem Umfang, der in jedem Fall den aktuellen geotechnischen, an die Spezifika der für die KPP geführten Nachweise angepaßten Standards entsprechen muß.

Art und Umfang der geotechnischen Untersuchungen und die Ausführung der Aufschlüsse und der Feld- und Laborversuche sind durch einen Sachverständigen für Erd- und Grundbau zu planen, zu überwachen und unter Berücksichtigung der durch die KPP bedingten Baugrund-Tragwerk-Interaktion bodenmechanisch zu beurteilen.

Bei der Festlegung der für die Bemessung einer KPP anzusetzenden charakteristischen Bodenkennwerte sind die Ergebnisse der Feld- und Laboruntersuchungen mit den örtlich für diesen Boden vorliegenden Erfahrungswerten zu ergänzen bzw. abzugleichen.

5.1 Felderkundung

Für den Entwurf und die Bemessung einer KPP sind in jedem Fall direkte Aufschlüsse erforderlich. Dabei gelten bezüglich der Festlegung der Aufschlußtiefe die in DIN 4020, Abs. 6.2.4.4 für Pfahlgründungen definierten Anforderungen. In Abhängigkeit von den projektspezifischen Randbedingungen ist zu prüfen, ob weitere Untersuchungen in situ erforderlich sind.

5.2 Laboruntersuchungen

Der Entwurf und die Bemessung einer KPP setzt eine ausreichende Kenntnis der Verformungs- und Festigkeitseigenschaften des Baugrundes voraus. Neben Klassifikationsversuchen sind daher entsprechende Laborversuche an einer ausreichenden Anzahl von aus den direkten Aufschlüssen gewonnenen, Bodenproben der Güteklasse 1 nach DIN 4021 zur Bestimmung der Steifigkeit und der Scherfestigkeit des Bodens durchzuführen.

Art und Umfang der durchzuführenden Laborversuche richtet sich nach DIN 4020, Abs. 7.8. Die Versuche sind in Abhängigkeit von dem in den Berechnungsverfahren zur Bemessung der KPP verwendeten Stoffgesetzen zu planen und durchzuführen. Bei der Anwendung von Stoffgesetzen mit assoziierter/nicht assoziierter Fließregel sind insbesondere auch Versuche zur Bestimmung des Dilatanzwinkels durchzuführen.

5.3 Maßnahmen während der Bauausführung

Bei der Herstellung von Bohrpfählen nach DIN 4014 sind die Ergebnisse der Baugrunderkundung nach DIN 4014 · Abs. 6.2.6 hinsichtlich der Schichtenfolge während der Pfahlbohrarbeiten zu überprüfen und die Schichtenverzeichnisse der Pfahlbohrung in die zu erstellenden Pfahlprotokolle aufzunehmen (siehe auch Abschnitt 10). Die Herstellung von Rammmpfählen nach DIN 4026 ist in Rammberichten gemäß Anhang zu DIN 4026 zu dokumentieren. Noch während der Bauausführung sind unter Mitwirkung des Sachverständigen für Erd- und Grundbau die angetroffenen Baugrundverhältnisse mit den im Rahmen der Baugrunderkundung ermittelten Verhältnissen zu vergleichen.

Weichen die bei der Bauausführung angetroffenen Baugrund- und Grundwasserverhältnisse von den im Rahmen der Baugrunderkundung ermittelten Verhältnissen ab, so sind zusätzliche Baugrunderkundungsmaßnahmen zu veranlassen.

6 Anforderungen an Berechnungsverfahren für die Bemessung einer KPP

6.1 Vorbemerkungen

Die Tragwirkung einer KPP wird durch die Wechselwirkungen zwischen den einzelnen Traggliedern dieser Gründungskonstruktion bestimmt (Bild 1.1). Neben der Pfahlgruppenwirkung, d.h. der gegenseitigen Beeinflussung der Pfähle innerhalb der Pfahlgruppe, prägt der Einfluß der Fundamentplatte auf das Spannungsniveau im Boden maßgeblich das Tragverhalten der Gründungspfähle einer KPP.

Voraussetzung für einen sicheren Entwurf und Bemessung einer KPP ist daher die wirklichkeitsnahe Erfassung der Wechselwirkungen zwischen Bauwerk, Gründungselementen und Baugrund. Diese Anforderung bedingt den Einsatz eines Rechenmodells, das in der Lage ist, diese die Tragwirkung der KPP bestimmenden Interaktionswirkungen unabhängig von der Systemkonfiguration zuverlässig und wirklichkeitsnah zu erfassen.

In diesem Abschnitt werden Anforderungen an das für den Entwurf und die Bemessung einer KPP einzusetzende Rechenmodell formuliert. Für einfache Fälle werden vereinfachte Nachweismodelle genannt (Abschnitt 6.4).

6.2 Grundsätzliche Anmerkungen zum Tragverhalten von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen

Das Tragverhalten von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen wird insbesondere durch folgende Aspekte geprägt, die bei dem Entwurf und der Bemessung einer KPP zu berücksichtigen sind:

- Die Lastaufteilung zwischen Fundamentplatte und Pfählen kann sich in Abhängigkeit vom Beanspruchungsniveau bzw. dem Setzungszustand der KPP ändern. Insbesondere bei Kombinierten Pfahl-Plattengründungen mit kleinen α_{KPP} -Werten kann mit zunehmenden Einwirkungen und damit steigenden Setzungen der auf die Fundamentplatte entfallende Anteil signifikant ansteigen.
- Die Pfahl-Pfahl-Interaktion kann bei abnehmenden Pfahlachsabständen zu einer deutlichen Beeinflussung des Tragverhaltens der Pfähle einer KPP im Vergleich zu dem von einem Einzelpfahl bekannten Widerstandssetzungsverhalten führen. Als Folge stellt sich ein vom Standort des jeweiligen Pfahles in der Pfahlgruppe abhängiges Pfahltragverhalten ein. Bei gleicher Pfahlkopfsetzung wächst in der Regel der Pfahlwiderstand vom Zentrum der Pfahlgruppe über deren Rand bis zu den Eckpfählen.
- Das Tragverhalten der Gründungspfähle wird ferner durch die Wechselwirkungen zwischen der Fundamentplatte und den Gründungspfählen beeinflusst. Diese Pfahl-Platten-Interaktion äußert sich im wesentlichen in den folgenden zwei Aspekten:
 - (1) Der über die Fundamentplatte abgetragene Lastanteil führt zu einer Erhöhung des Spannungsniveaus zwischen den Pfählen und erlaubt dadurch die Mobilisierung wachsender Mantelreibungswerte bei zunehmenden

Setzungen. Der insbesondere von Einzelpfählen in bindigen Böden bekannte Schervorgang am Pfahlmantel kann dann nicht oder nur abgemindert auftreten. Hierdurch können die Pfähle einer KPP bei größeren Setzungen Tragfähigkeiten entwickeln, die über der von einem Einzelpfahl bekannten Grenztragfähigkeit liegen. Insbesondere im Hinblick auf den Durchstanznachweis der Fundamentplatte kann eine Unterschätzung der Pfahlkopfkraft kritisch sein.

- (2) Zugleich kann bei einer KPP die Fundamentplatte zu einer Verringerung der Pfahlfedersteifigkeiten führen. Insbesondere bei kleineren Setzungen können die Pfähle einer KPP ein deutlich weiches Tragverhalten zeigen, als dies von einer Pfahlgründung oder gar von einem Einzelpfahl bekannt ist.

Detailliertere Anmerkungen zum Tragverhalten von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen und Beispiele finden sich in Abschnitt 3 des Anhangs zu dieser Richtlinie.

6.3 Tragverhalten eines Einzelpfahles

Für den Entwurf und die Bemessung einer KPP ist die Kenntnis des äußeren Tragverhaltens eines freistehenden Einzelpfahles unter vergleichbaren Voraussetzungen erforderlich.

Soweit keine Erfahrungen zum äußeren Tragverhalten eines Einzelpfahles aus Probelastungen für einen entsprechenden Pfahltypus unter nachweislich vergleichbaren Baugrundverhältnissen vorliegen, ist nach DIN 1054 eine statische axiale Pfahlprobelastung durchzuführen. Dabei sind die entsprechenden Regelungen in DIN 4014 · Abs. 7 und in DIN 4026 · Abs. 8.4 unter Berücksichtigung der von der Deutschen Gesellschaft für

Geotechnik · DGGT · Arbeitskreis 2.1 formulierten „Empfehlungen für die Durchführung von statischen axialen Pfahlprobelastungen“ zugrundezulegen.

Soweit keine Pfahlprobelastungen durchgeführt werden, kann das äußere Tragverhalten eines Einzelpfahles unter den in DIN 4014 und DIN 4026 definierten Voraussetzungen auf der Basis der in diesen Normen angegebenen Erfahrungswerten ermittelt werden (DIN 4014 · Abs. 7 bzw. DIN 4026 · Abs. 8.4). Die Übertragbarkeit der in den Normen genannten Erfahrungswerte auf die erkundeten Baugrundverhältnisse und die geplante KPP ist in jedem Fall nachzuweisen.

6.4 Anforderungen an ein Rechenmodell

Das für die Bemessung einer KPP eingesetzte Rechenmodell muß Ansätze und Algorithmen für eine adäquate geometrische Modellierung der Gründungselemente und des Bodenkontinuums, sowie für die Formulierung einer wirklichkeitsnahen Beschreibung des Werkstoffverhaltens von Tragwerk und Baugrund und des Kontaktverhaltens zwischen dem Boden und den mit ihm in Verbindung stehenden Bauteilen enthalten. Die Wahl des Ansatzes zur Beschreibung des Werkstoffverhaltens des Bodens und die in die Berechnung eingeführten Stoffparameter sind zu begründen (siehe Abschnitt 5).

Das eingesetzte Rechenmodell muß in der Lage sein, das nach Abschnitt 6.3 ermittelte Tragverhalten eines entsprechenden Einzelpfahles rechnerisch zu simulieren, und dabei sowohl den Schervorgang am Pfahlmantel als auch den Kompressionsvorgang am Pfahlfuß qualitativ und quantitativ richtig abzubilden.

Das eingesetzte Rechenmodell muß im Sinne eines Übertragungsmodells in der Lage sein, das Tragverhalten eines Einzelpfahles auf das durch die Pfahl-Pfahl-Interaktion und die Pfahl-Platten-Interaktion beeinflusste Tragverhalten des Gründungskörper der KPP zu übertragen und dabei die wesentlichen in Abschnitt 6.2 beschriebenen Wechselwirkungen und deren Auswirkungen auf das Tragverhalten der KPP abzubilden.

Für den Entwurf und die Bemessung einer KPP stehen unterschiedliche Berechnungsverfahren zur Verfügung, die auf verschiedenen Berechnungsansätzen und Modellbildungen beruhen.

Im Hinblick auf ihren grundlegenden Modellansatz lassen sich diese Berechnungsverfahren wie folgt einteilen:

- Empirische Berechnungsverfahren:
Zur Beschreibung des Tragverhaltens von Einzelpfählen und Pfahlgruppen stehen verschiedene empirische Ansätze zur Verfügung. Mit diesen kann das Widerstandssetzungsverhalten von Einzelpfählen durch die Korrelation der Größe der Mantelreibung und des Spitzendruckes mit Ergebnissen von Labor- und Feldversuchen bestimmt werden. Der Einfluß der Gruppenwirkung kann durch weitere empirische Ansätze, die in der Regel auf der Basis der Ergebnisse von Modellversuchen und Meßergebnissen abgeleitet wurden, abgeschätzt werden.
- Auf äquivalenten Ersatzmodellen beruhende Verfahren:
Bei diesem Verfahren wird die KPP als eine stark vereinfachte Gründungsform, i.e. als ein Flächengründung oder als ein dicker Einzelpfahl abstrahiert und die Berechnung für dieses Ersatzmodell durchgeführt. Bei dem Verfahren der tiefliegenden Ersatzfläche wird die von der KPP aufzunehmende Einwirkung auf eine fiktive Ersatzfläche angesetzt, die in einer bestimmten Tiefe unter der Fundamentplatte der KPP

liegt und deren Grundrißfläche durch die Umschreibende der äußeren Gründungspfähle - gegebenenfalls zuzüglich eines die Lastausbreitung berücksichtigenden additiven Zuschlags - ermittelt wird. Die Setzung der KPP ergibt sich in diesem Fall aus der Setzung der Ersatzfläche und der Zusammendrückung der Pfähle. Bei anderen Ansätzen wird die Pfahlgruppe durch einen äquivalenten dicken Einzelpfahl ersetzt, dessen Durchmesser und Steifigkeit durch Näherungsformeln bestimmt werden kann. Grundlage dieser Verfahren ist die lineare Elastizitätstheorie.

- **Analytische Berechnungsverfahren:**
Analytische Näherungsverfahren zur Bemessung von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen basieren in der Regel auf der Elastizitätstheorie. Auf der Basis idealisierender Annahmen können im Rahmen dieser Verfahren für das Tragverhalten eines Einzelpfahles analytische Gleichungen hergeleitet werden, mit denen das Setzungsverhalten ermittelt werden kann. Durch Superposition der Lösung für den Einzelpfahl ist die Berechnung von Pfahlgruppen und durch die Kopplung von Fundamentplatte und Pfahlgruppe mittels Interaktionsfaktoren die Berechnung von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen möglich.
- **Numerische Berechnungsverfahren:**
Für die Bemessung Kombiniertes Pfahl-Plattengründungen können als numerische Berechnungsverfahren die Methode der Finiten Elemente (FEM), die Finite-Differenzen-Methode (FDM), die Randelement-Methode (BEM) und sogenannte gemischte (hybride) Verfahren, die die FEM und die Randelementmethode kombinieren, angewandt werden. Bei Einsatz der FEM werden der Gründungkörper und das Bodenkontinuum geometrisch mit Finiten Elementen als eine zwei- oder dreidimensionale Struktur diskretisiert. Die FEM bietet

die Möglichkeit der Abbildung beliebiger Baugrundverhältnisse und geometrischer Randbedingungen und ermöglicht die Verwendung komplexer, auch elastoplastischer Stoffgesetze zur Beschreibung des Werkstoffverhaltens. Bei Einsatz des Finite-Differenzen-Verfahrens wird die Fundamentplatte in einzelne Elemente zerlegt, die Abbildung der Pfähle erfolgt durch einzelne Ersatzfedern oder durch eine weitere Zerlegung jedes Pfahlschaftes in mehrere Einzelemente, die elastisch gebettet sind. Der Boden wird hierbei als Winkler-Halbraum modelliert. Beim Einsatz der Randelement-Methode zur Berechnung von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen wird nur der Rand des Halbraumes diskretisiert. Die Abbildung des Tragverhalten der Pfähle erfolgt auf Grundlage der Mindlin-Gleichungen für eine Einzellast im elastischen, isotropen und homogenen Halbraum. Die zur Berechnung von KPP entwickelten gemischten (hybriden) Verfahren kombinieren in der Regel die Methode der Finiten Elemente zur Diskretisierung der Fundamentplatte mit der Randelement-Methode zur Modellierung des Bodenkontinuums, wobei die Abbildung des Bodenkontinuums auf die Kontaktzone zwischen Pfählen und Boden und zwischen Fundamentplatte und Boden reduziert wird. Grundlage der hybriden Berechnungsverfahren ist die Elastizitätstheorie.

Bei der Auswahl eines Berechnungsverfahrens ist zu beachten, daß der Umfang und die Qualität der erzielbaren Berechnungsergebnisse maßgeblich von den dem jeweiligen Verfahren zugrundeliegenden simplifizierenden Annahmen und Modellbildungen bestimmt wird.

6.5 Vereinfachtes Rechenmodell

In den nachfolgend definierten, einfachen Fällen ist der Entwurf und die Bemessung einer KPP mit einem vereinfachten Modellansatz möglich.

„Einfache Fälle“, die eine Anwendung der vereinfachten Modellbildungen voraussetzen, liegen vor, wenn die folgenden Bedingungen erfüllt sind:

- geometrisch gleichmäßige Konfiguration der KPP:
 - gleiche Pfahllängen und -durchmesser,
 - konstanter Pfahlachsabstand e ,
 - Fundamentplatte mit geometrisch regelmäßigem Grundriß (Quadrat, Rechteck o.ä.),
 - Überstand der Fundamentplatte über die äußere Pfahlreihe hinaus $\leq 3 \cdot D$.
- einfache Baugrundverhältnisse:
 - horizontale Baugrundsichtung,
 - keine großen Steifigkeitsunterschiede der einzelnen Schichten (siehe Abschnitt 2).
- keine ungewöhnlichen Beanspruchungszustände:
 - zentrische Beanspruchung der Gründungsplatte, d.h. die resultierende Einwirkung greift im Flächenschwerpunkt der Fundamentplatte an (keine exzentrischen Beanspruchungen),
 - vorwiegend Vertikallasten ($H/V \leq 0,1$),
 - keine vorwiegend dynamischen Beanspruchungen.

Bei Vorliegen dieser Bedingungen kann der Nachweis der äußeren Tragfähigkeit einer KPP als Gesamtsystem (Abschnitt 7.1) ersatzweise mit Hilfe des Grundbruchnachweises nach DIN 4017 für die Fundamentplatte der KPP erbracht

werden. Die Tragwirkung der Pfähle als vertikallastabtragendes Element ist in diesen Fällen zu vernachlässigen. Als Gründungsniveau zur Festlegung der Einbindetiefe ist die Unterkante der Fundamentplatte anzusetzen. Die Tragwirkung der Pfähle darf insoweit berücksichtigt werden, als der Dübelwiderstand der die Gleitfläche der Grundbruchfigur nach DIN 4017 schneidenden Pfähle bei der Ermittlung des Grundbruchwiderstandes angesetzt werden darf. Der Ermittlung des Grundbruchwiderstandes sind die charakteristischen Bodenkennwerte zugrunde-zulegen.

Dem Nachweis der inneren Tragfähigkeit der Tragelemente des Gründungskörpers (Abschnitt 7.2) sowie den Nachweisen der Gebrauchstauglichkeit (Abschnitte 8.1 und 8.2) der Tragelemente kann bei Erfüllung der o.g. Voraussetzungen für das Vorliegen einfacher Fälle eine Berechnung der Fundamentplatte nach dem Bettungsmodulverfahren oder dem Steifezifferverfahren zugrundegelegt werden. An die Stelle der Pfähle sind in diesem Fall Ersatzfedern anzusetzen, deren Federsteifigkeiten in Abhängigkeit vom Pfahlstandort unter Berücksichtigung der Pfahl-Pfahl-Interaktion und der Pfahl-Platten-Interaktion zu bestimmen sind.

7 Nachweise der Tragfähigkeit (GZ 1)

Für eine KPP sind die Nachweise der äußeren und inneren Tragfähigkeit zu führen. Mit äußerer Tragfähigkeit ist die Tragfähigkeit des Werkstoffes Boden in Wechselwirkung mit den Gründungselementen gemeint. Die innere Tragfähigkeit beschreibt die Tragfähigkeit der Einzelbauteile wie die der Gründungspfähle und die der Fundamentplatte.

In den zu untersuchenden Lastfällen und Lastfallkombinationen sind ständige Lasten (Eigengewicht und ständig wirkende Verkehrslasten) sowie veränderliche Einwirkungen (nicht ständig wirkende Verkehrslasten, Windlasten, ggf. Beanspruchungen aus Erdbeben usw.) zu berücksichtigen.

Das Tragverhalten der KPP wird unter Ansatz der charakteristischen Kenngrößen der Werkstoffparameter berechnet. Zeitabhängige Eigenschaften von Boden und Bauwerk sind gegebenenfalls zu berücksichtigen.

Die Steifigkeit des aufgehenden Tragwerkes und ihr Einfluß auf das Tragverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung ist bei der rechnerischen Untersuchung des Gründungskörpers und der Nachweisführung zu berücksichtigen.

Bild 7.1 stellt das Nachweiskonzept für den Nachweis der Tragfähigkeit (GZ 1) schematisch dar.

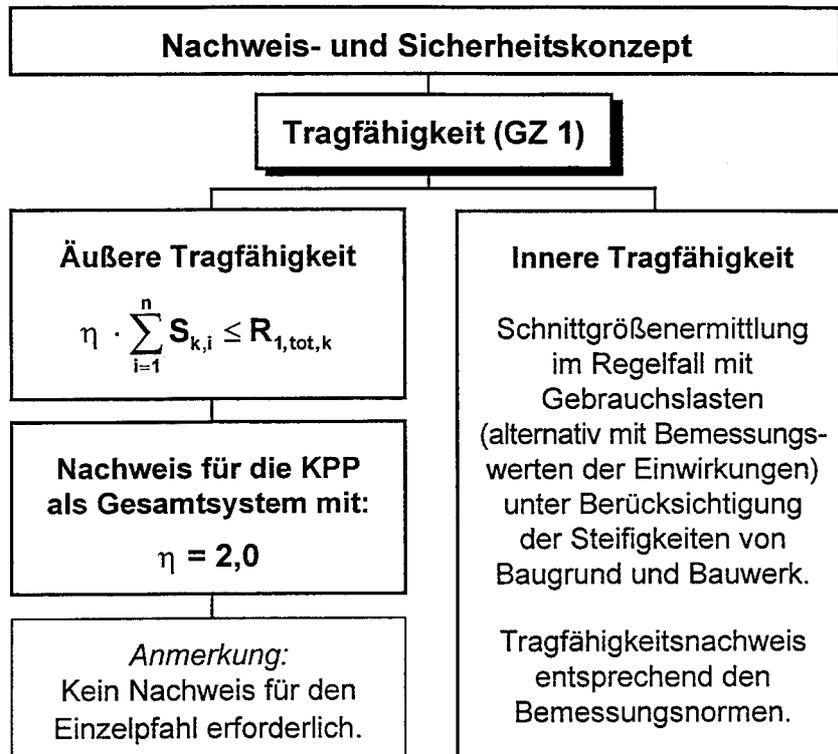


Bild 7.1 Nachweis- und Sicherheitskonzept für die KPP für den Nachweis der Tragfähigkeit (Grenzzustand 1)

7.1 Nachweis der äußeren Tragfähigkeit im GZ1

Eine ausreichende Sicherheit gegen Versagen des Gesamtsystems ist eingehalten, wenn die Bedingung

$$\eta \cdot \sum_{i=1}^n S_{k,i} \leq R_{1,tot,k} \quad (\text{Gl. 7.1})$$

erfüllt ist.

Demnach ist nachzuweisen, daß die Summe der charakteristischen Werte der Einwirkungen i um den Faktor $\eta = 2,0$ kleiner ist als der charakteristische Wert des Gesamtwiderstandes der KPP im Grenzzustand der Tragfähigkeit $R_{1, \text{tot},k}$ nach Gleichung 7.1.

Der charakteristische Wert $R_{1, \text{tot},k}$ ist aus der Berechnung der Kombinierten Pfahl-Plattengründung als Gesamtsystem mit einem die maßgebenden Wechselwirkungen erfassenden Rechenmodell nach Abschnitt 6.4 zu ermitteln. In der Berechnung sind die charakteristischen Kennwerte des Bodens zu verwenden. Der charakteristische Wert für den Gesamtwiderstand $R_{1, \text{tot},k}$ ergibt sich dann aus der berechneten Widerstandssetzungslinie für den Widerstand des Gesamtgründungskörpers unter einer $\eta = 2,0$ -fachen Einwirkung. Tritt bereits bei einer $\eta < 2,0$ -fachen Einwirkung rechnerisch ein merkliches Versagen der KPP auf, so entspricht der charakteristische Wert für den Gesamtwiderstand der KPP im Grenzzustand der Tragfähigkeit $R_{1, \text{tot},k}$ dem Wert, der sich an der Stelle ergibt, bei welcher der flache Ast der Widerstandssetzungslinie nach einem Übergangsbereich mit zunehmend größer werdenden Setzungen in einen steil abfallenden Ast übergeht.

Soweit ein genauere Nachweis mit einem wirklichkeitsnahen Modell nach Abschnitt 6.4 nicht erfolgt, so kann in den in Abschnitt 6.5 dokumentierten „einfachen Fällen“ der charakteristische Wert für den Gesamtwiderstand einer KPP im Grenzzustand der Tragfähigkeit $R_{1, \text{tot},k}$ ersatzweise nach dem in Abschnitt 6.5 definierten Vorgehen mit Hilfe des Grundbruchwiderstandes der Fundamentplatte der KPP ermittelt werden.

Beim Nachweis der äußeren Tragfähigkeit einer KPP ist grundsätzlich kein Nachweis für den Einzelpfahl erforderlich.

7.2 Nachweis der inneren Tragfähigkeit im GZ1

Für den Werkstoff der Tragelemente des Gründungskörpers, wie Gründungspfähle und Fundamentplatte der KPP, ist eine ausreichende Sicherheit gegen Versagen des Baustoffes (Bauteilversagen) im GZ 1 nach den werkstoffspezifischen Normen nachzuweisen. Der Nachweis der inneren Tragfähigkeit ist für alle Beanspruchungszustände und Lastfallkombinationen zu erbringen. Nachzuweisen sind die folgenden Beanspruchungszustände:

- Gründungspfähle: Zug (in Bauphasen oder durch negative Mantelreibung), Druckkraft bzw. Druckkraft mit Biegung, Schub und Knicken.
- Fundamentplatte: Biegung, Schub, Durchstanzen in den Lasteinleitungsbereichen aus den aufgehenden Bauteilen (Stützen) sowie aus den Gründungspfählen.

Die Schnittgrößenermittlung erfolgt im Regelfall mit den Gebrauchslasten, alternativ mit den Bemessungswerten der Einwirkungen. Diese Einwirkungen ergeben sich aus der Berechnung der KPP als Gesamtsystem unter der $\eta = 1,0$ -fachen Summe der charakteristischen Werte der Einwirkungen i auf das Gesamtsystem und den daraus berechneten Schnittgrößen in den jeweiligen Bauteilen. Die Steifigkeiten von Baugrund und Bauwerk sind bei der Schnittgrößenermittlung zu berücksichtigen. Das Tragverhalten der KPP ist dabei unter Ansatz der charakteristischen Werkstoffparameter zu berechnen.

Der Nachweis der inneren Tragfähigkeit der Bauteile erfolgt für die auf diesem Wege ermittelten Schnittgrößen in den Bauteilen

entsprechend den aktuellen Bemessungsnormen entweder nach DIN 1045 (alt) oder nach Eurocode 2.

In die Pfähle ist, soweit kein genauere Nachweis erfolgt, über die gesamte Länge Mindestbewehrung bzw. die rechnerisch erforderliche Bewehrung einzulegen.

8 Nachweis der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2)

Der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2) erfolgt nach Bild 8.1.

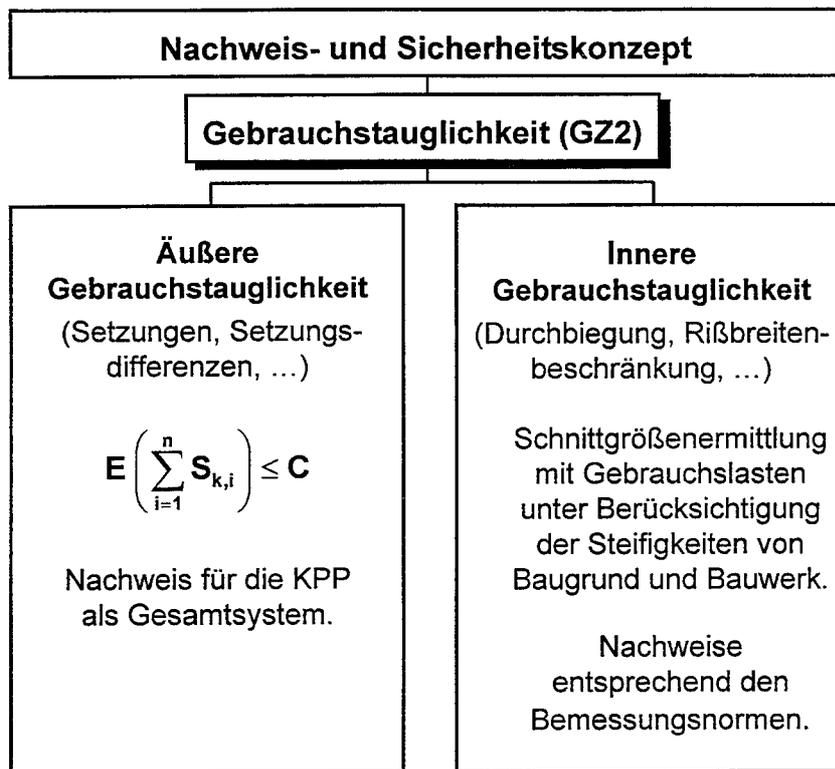


Bild 8.1 Nachweis- und Sicherheitskonzept für die KPP für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2)

8.1 Nachweis der äußeren Gebrauchstauglichkeit im GZ2

Eine ausreichende Sicherheit gegen den Verlust der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2) ist eingehalten, wenn die Bedingung

$$E \left(\sum_{i=1}^n S_{k,i} \right) \leq C \quad (\text{Gl. 8.1})$$

erfüllt ist.

Dabei ist nachzuweisen, daß im Gebrauchszustand die Beanspruchung E für die als Beurteilungsmaßstab herangezogene Größe der Setzung oder des Setzungsunterschiedes der Fundamentplatte oder für eine andere Verformungsgröße kleiner ist als der zulässige Wert C für die Beanspruchbarkeit im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.

Die Beanspruchung E ist zu ermitteln aus der Berechnung der KPP als Gesamtsystem unter der $\eta = 1,0$ -fachen Summe der charakteristischen Werte der Einwirkungen i .

Der Ermittlung von E ist ein Rechenmodell nach Abschnitt 6.4 zugrunde zu legen. Die Berechnung erfolgt für die charakteristischen Werkstoffkennwerte. Die Beanspruchung E ergibt sich dann aus dem für die KPP als Gesamtsystem berechneten Verformungszustand unter der $1,0$ -fachen Einwirkung.

Soweit ein genauere Nachweis nach Abschnitt 6.4 nicht erfolgt, kann in den in Abschnitt 6.5 definierten „einfachen Fällen“ die Beanspruchung E im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit aus der Berechnung der KPP als Gesamtsystem unter der $1,0$ -fachen Einwirkung mit dem in Abschnitt 6.5 beschriebenen, vereinfachten Rechenmodell erfolgen.

Die Kenngröße für die Gebrauchstauglichkeit C definiert sich aus den Anforderungen, die sich aus der Charakteristika der geplanten KPP und der durch die Baumaßnahme möglicherweise beeinflussten Nachbarbebauung ergeben. In Abhängigkeit von der Empfindlichkeit des Tragwerks gegen Verformungen und insbesondere gegen Setzungsunterschiede und in Abhängigkeit von der Sensitivität der umgebenden unter- und oberirdischen Bauwerke und Infrastruktureinrichtungen gegen durch die

Neubaumaßnahme induzierte Gleichgewichtsänderungen im Baugrund sind Grenzwerte für die maximal tolerierbaren Verformungen, i.e. die tolerierbaren Setzungen s_{2d} und Setzungsdifferenzen Δs_{2d} festzulegen.

Der Nachweis der äußeren Gebrauchstauglichkeit im Grenzzustand 2 gilt als erbracht, wenn die als Beanspruchung E ermittelten Verformungen, i.e. Setzungen und Setzungsdifferenzen, kleiner sind als die als Kenngröße für die Gebrauchstauglichkeit definierten Grenzwerte s_2 und Δs_2 .

8.2 Nachweis der inneren Gebrauchstauglichkeit (GZ2)

Für den Werkstoff der Bauteile des Gründungskörpers, wie Gründungspfähle und Fundamentplatte der KPP, ist eine ausreichende Sicherheit gegen Verlust der Gebrauchstauglichkeit nach den werkstoffspezifischen Normen zu führen. Nachzuweisen sind die folgenden Beanspruchungszustände:

- Gründungspfähle: Rißbreitenschränkung;
- Fundamentplatte: Rißbreitenbeschränkung, zulässige Durchbiegung bzw. Setzungsunterschiede im Hinblick auf die Anforderungen aus dem aufgehenden Tragwerk

Die Beanspruchungen der jeweiligen Bauteile ergeben sich aus der Berechnung der KPP als Gesamtsystem unter der $\eta = 1,0$ -fachen Summe der charakteristischen Werte der Einwirkungen i gemäß Abschnitt 8.1.

9 Prüfung des Entwurfes und der Bemessung einer KPP

Angesichts der komplexen Wechselwirkungen, die das Tragverhalten einer KPP prägen, müssen der Entwurf und die Bemessung einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung durch Hinzuziehung eines gemeinsam mit dem Prüfsachverständigen als bodenmechanischer Fachprüfer tätigen Sachverständigen für Erd- und Grundbau im Zuge des Baugenehmigungsverfahrens geprüft werden.

Im Rahmen der Prüfung sind die folgenden Aspekte zu prüfen:

- Prüfung des Umfangs, der Ergebnisse und der Bewertungen der Baugrunderkundung (Feld- und Laborversuche);
- Beurteilung der Plausibilität der in den Rechenmodellen für die KPP angesetzten Bodenkennwerte;
- Prüfung des zur Prognose des Tragverhaltens der KPP eingesetzten Rechenmodells und der Berechnungsergebnisse mittels unabhängiger Vergleichsberechnungen;
- Prüfung der Beurteilung der Auswirkungen des Entwurfes auf die Nachbarbebauung;
- Prüfung des Meßprogrammes.

10 Bauausführung einer KPP

Die Herstellung einer KPP muß durch eine unabhängig von der Ausführungsseite, also durch eine für den Bauherren bzw. für die Bauaufsicht tätige geotechnische Fachbauüberwachung überwacht werden.

Die Gründungssohle muß bei einer KPP zur Gewährleistung der Tragwirkung der Fundamentplatte mindestens nach den gleichen hohen Qualitätsanforderungen wie bei einer konventionellen Flachgründung hergerichtet werden. Dabei sind Bodenauflockerungen und eine durch den Zutritt von Wasser bedingte Aufweichung der Gründungssohle zu vermeiden. Vor dem Aufbringen einer Sauberkeitsschicht ist die Gründungssohle von einem Sachverständigen für Erd- und Grundbau bodenmechanisch abzunehmen.

11 Meßtechnische Überwachung einer KPP

Das Tragverhalten und der Kraftfluß innerhalb einer KPP ist in Abhängigkeit von den sich aus dem Baugrund und dem Tragwerk und der Gründung ergebenden Anforderungen nach dem Konzept der Beobachtungsmethode meßtechnisch zu überwachen. Bestandteil des Überwachungskonzeptes sind geotechnische und geodätische Messungen am Neubau und in der Nachbarschaft des Neubaus.

Die meßtechnische Überwachung des Tragverhaltens einer KPP nach den Prinzipien der Beobachtungsmethode ist ausgehend von konventionellen und numerischen Berechnungsmodellen fester Bestandteil des Sicherheitskonzeptes. Sie dient:

- der Verifikation des geotechnischen Rechenmodells und der Berechnungsansätze;
 - der frühzeitigen Erkennbarkeit möglicher kritischer Zustände;
 - einer baubegleitenden Überprüfung der rechnerischen Setzungsprognose;
 - und der Qualitäts- und Beweissicherung
- sowohl in der Bauphase als auch im Betriebs- und Gebrauchszustand von Gründung und Bauwerk.

Durch einen Sachverständigen für Erd- und Grundbau nach DIN 4020 · Abs. 5.3 ist bereits in der Entwurfs- und Bemessungsphase einer KPP ein projektspezifisch abgestimmtes Meßprogramm zu entwerfen und zu planen, das sich an den Anforderungen des jeweiligen Bauvorhabens und den daraus resultierenden Aufgabenstellungen orientiert.

Wesentliche Aufgabe der Geotechnischen Messungen ist die Überwachung der Lastaufteilung zwischen Fundamentplatte und den Pfählen. Zu diesem Zwecke können an ausgewählten Pfahl-

köpfen Kraftmeßdosen installiert und unter der Fundamentplatte Sohldruckgeber und Porenwasserdruckgeber angeordnet werden.

In einfachen Fällen kann die Anordnung von Setzungsmeßbolzen auf der Bodenplatte, deren Höhenlage unmittelbar nach dem Betonieren der Bodenplatte eingemessen und in am Baufortschritt orientierten Intervallen in Folgemessungen geodätisch erfaßt wird, ausreichend sein.

12 Bezugsnormen

DIN 1045 (Ausgabe 1988)

Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton

DIN 1054 (Ausgabe 1976)

Baugrund - Zulässige Belastung des Baugrundes

DIN 1055 (Ausgabe 1963/76)

Lastannahmen für Bauten

DIN 4014 (Ausgabe 1990)

Bohrpfähle - Herstellung, Bemessung und Tragverhalten

DIN 4017 (Ausgabe 1979)

Berechnung des Grundbruchwiderstandes von Flachgründungen

DIN 4019 (Ausgabe 1979/81)

Baugrund - Setzungsberechnungen

DIN 4020 (Ausgabe 1990)

Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke

DIN 4021 (Ausgabe 1990)

Aufschluß durch Schürfe und Bohrungen sowie Entnahme von Proben

DIN 4026 (Ausgabe 1975)

Rammpfähle - Herstellung, Bemessung und zulässige Belastung,

DGGT · Arbeitskreis 2.1 (Ausgabe September 1998)

“Empfehlungen für die Durchführung von statischen axialen Pfahlprobebelastungen” der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik.

**Anhang zur Richtlinie
für den Entwurf, die Bemessung und den Bau
von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP)
(Design and Construction of Piled Rafts · Enclosure)**

Verfasser:

Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach,
Prof. Dr.-Ing. Ulvi Arslan,
Dipl.-Ing. Christian Moormann

Institut für Geotechnik
Technische Universität Darmstadt

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. e.h. Gert König,
Dr.-Ing. Dmitri Soukhov,
Dipl.-Ing. Carsten Ahner

Institut für Massivbau und Baustoff-
technologie · Universität Leipzig

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1.1
2	Bodenmechanische Untersuchungen zum Tragverhalten von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen	2.1
	2.1 Grundlagen zum Tragverhalten Kombiniertes Pfahl-Plattengründungen	2.1
	2.1.1 Konzept und Grundlagen zur Baugrund-Tragwerk-Interaktion	2.2
	2.1.2 Anwendungsgebiete der Kombinierten Pfahl-Plattengründung	2.4
	2.1.3 Bisherige Erfahrungen zum Tragverhalten von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen	2.6
	2.1.4 Berechnungsverfahren zur Untersuchung des Tragverhaltens von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen	2.10
	2.1.4.1 Empirischer Verfahren	2.10
	2.1.4.2 Auf äquivalenten Ersatzmodellen beruhende Verfahren	2.12
	2.1.4.3 Analytische Verfahren	2.15
	2.1.4.4 Numerische Verfahren	2.16
	2.1.4.5 Vergleich der Berechnungsverfahren	2.19
	2.2 Entwicklung eines Berechnungsmodells zur Untersuchungen des Tragverhalten Kombiniertes Pfahl-Plattengründungen	2.21
	2.2.1 Motivation und Untersuchungsziel	2.21
	2.2.2 Anforderungen an das Berechnungsmodell	2.22
	2.2.3 Variantenuntersuchungen zum Tragverhalten Kombiniertes Pfahl-Plattengründungen	2.23
	2.2.4 Aufbau des numerischen Berechnungsmodells	2.24
	2.2.4.1 Übersicht	2.24
	2.2.4.2 Geometrische Modellierung	2.25
	2.2.4.3 Stoffliche Modellierung	2.26
	2.2.4.4 Angesetzte Stoffparameter	2.31
	2.2.5 Verifikation des numerischen Berechnungsmodells	2.33
	2.3 Bodenmechanische Grundlagen zum Tragverhalten Kombiniertes Pfahl-Plattengründungen	2.35
	2.3.1 Einfluß des (Primär-)Spannungszustandes im Boden auf das Tragverhalten von Pfählen	2.35
	2.3.2 Einfluß der Pfahl-Platten-Interaktion	2.37
	2.3.3 Einfluß der Pfahl-Platten und der Pfahl-Pfahl-Interaktion auf das Tragverhalten von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen	2.40
	2.3.4 Anwendungsgrenzen der Kombinierten Pfahl-Plattengründung	2.55
	2.4 Schlußfolgerungen und Empfehlungen für die Bemessung von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen	2.58

2.5	Anforderungen an ein Berechnungsverfahren für die Bemessung einer KPP	2.62
2.6	Schlußbemerkung	2.66
3	Probabilistische Untersuchungen der Pfahl-Plattengründung	3.1
3.1	Probabilistische Verfahren gemäß Stufe II der Sicherheitstheorie	3.1
3.2	Statistische Kennwerte der Basisvariablen	3.4
3.2.1	Einwirkungen	3.4
3.2.2	Widerstände und Korrelationen	3.6
3.3	Äußere Tragfähigkeit der KPP	3.19
3.3.1	Grenzzustand und probabilistische Algorithmen	3.19
3.3.2	Zusammenfassung der gewonnenen Ergebnisse	3.27
3.3.3	Vorgehensweise bei der Sicherheitsanalyse anhand eines Beispiels	3.30
3.4	Innere Tragfähigkeit der KPP	3.35
3.4.1	Grenzzustände und probabilistische Algorithmen	3.35
3.4.2	Zusammenfassung der gewonnenen Ergebnisse	3.40
3.4.3	Vorgehensweise bei der Sicherheitsanalyse anhand eines Beispiels	3.43
3.5	Schlußfolgerungen für die Richtlinie	3.47
3.5.1	Äußere Tragfähigkeit	3.47
3.5.2	Innere Tragfähigkeit	3.50
4	Zusammenfassung	4.1
5	Literaturverzeichnis	5.1
6	Software für die Sicherheitstheorie	6.1

1. Einleitung

Dieser Anhang soll die durchgeführten Forschungsarbeiten zur Erstellung der „Richtlinie für den Entwurf, die Bemessung und den Bau von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP)“ zusammenfassend dokumentieren. Der Anhang soll die theoretische Basis der in der Richtlinie enthaltenen Regelungen verdeutlichen und weiterführende Literaturquellen zur Verfügung stellen.

Die Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP) ist ein Gründungskonzept, das als Verbundkonstruktion die gemeinsame Wirkung der beiden Gründungselemente Fundamentplatte und Pfähle bei der Einleitung von Bauwerkslasten in den Baugrund zum Ansatz bringt (Bild 1.1). Da für das Gründungskonzept der KPP bis dato kein bauaufsichtlich eingeführtes Bemessungs- und Nachweiskonzept existiert, erfolgte der Entwurf und die Nachweisführung einer KPP bisher fallbezogen. Die Einführung der „Richtlinie für den Entwurf, die Bemessung und den Bau von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP)“ schafft nunmehr die Grundlage für eine einheitliche Regelung.

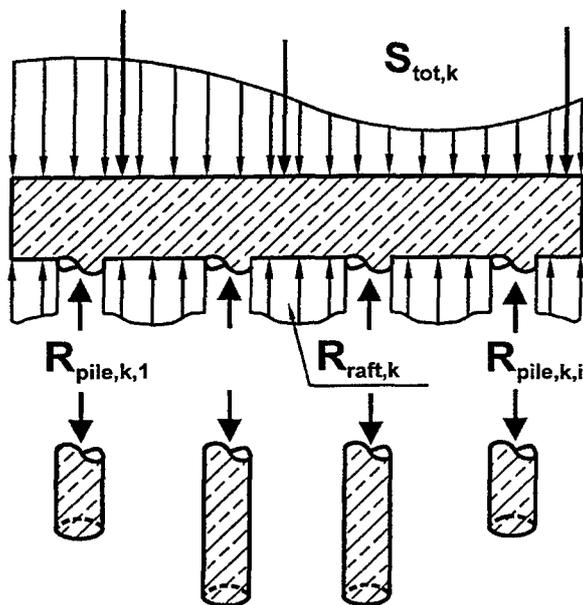


Bild 1.1
Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP) als geotechnische Verbundkonstruktion

Das Tragverhalten einer KPP wird durch die Wechselwirkungen zwischen Pfählen, Fundamentplatte und Boden bestimmt. Die realitätsnahe Berücksichtigung dieser Wechselwirkungen mittels eines entsprechenden Rechenverfahrens ist Voraussetzung für eine sichere Bemessung des Gründungskörpers bzgl. seiner inneren und äußeren Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit.

Im Kapitel 2 dieses Anhangs werden auf verschiedenen mechanischen Modellen basierende Rechenverfahren zur Abbildung des Tragverhaltens Kombinierte Pfahl-Plattengründungen vorgestellt. Von diesen Rechenverfahren wird ein auf der Finite-Elemente-Methode basierendes kontinuumsmechanisches Modell ausgewählt. Mit Hilfe dieses Modells wird das Tragverhalten von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen am Beispiel geometrisch und geotechnisch definierter Gründungskörper untersucht und die das Tragverhalten einer KPP prägenden grundlegenden Interaktionseinflüsse aufgezeigt. Hierauf aufbauend werden Schlußfolgerungen und Empfehlungen für die Bemessung von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen sowie grundlegende Anforderungen an Rechenverfahren für die KPP formuliert.

Die Ergebnisse der in Kapitel 2 dokumentierten, parametrischen Untersuchungen zum Tragverhalten der KPP liefern die Eingangswerte des Bauteilwiderstandes für die sich im Kapitel 3 anschließenden probabilistischen Untersuchungen. Da bisher nur eine kleine Anzahl von KPP gebaut wurden, soll die Sicherheitstheorie als Maßstab für die Erarbeitung eines Nachweiskonzeptes dienen. Dieses Vorgehen steht im Einklang mit der Entwicklung der neuen europäischen Normengeneration. Als Grundlage für die sicherheitstheoretischen Untersuchungen dienten die Arbeiten zur Grundbruchsicherheit von Flächengründungen (Pottharst & Schultze 1981) und zu Pfahlgründungen (Elborg 1993). Ausgangspunkt der Untersuchungen war das von der GruSiBau (1981) vorgeschlagene Verfahren zur Festlegung von Teilsicherheitsbeiwerten des Widerstandes unabhängig von den Einwirkungen (Hanisch 1996). Aufgrund der Komplexität der Gründung wurde dann doch mit Hilfe des Approximationsverfahrens der Stufe II (FORM) das Gesamtsystem für einen definierten Grenzzustand betrachtet. Die mit dem in Kapitel 2 beschriebenen Rechenverfahren ermittelten Widerstandssetzungslinien der KPP dienten als Eingangswerte für die probabilistische Analyse und ermöglichten die Berechnung der Teilsicherheitsbeiwerte der Einzelwiderstände. Bei diesem Verfahren wird die Autokorrelation von einzelnen Bodeneigenschaften und auch die Korrelation zwischen unterschiedlichen Widerstände berücksichtigt. Neben der äußeren Tragfähigkeit wurde auch die innere Tragfähigkeit der Bauteile der KPP auf die gleiche Weise analysiert.

2. Bodenmechanische Untersuchungen zum Tragverhalten von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen

2.1 Grundlagen zum Tragverhalten Kombiniertes Pfahl-Plattengründungen

2.1.1 Konzept und Grundlagen der Baugrund-Tragwerk-Interaktion

Die Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP) ist eine geotechnische Verbundkonstruktion, die aus den gemeinsam wirkenden Elementen Pfähle, Fundamentplatte und Boden besteht (Bild 1.1) (Katzenbach 1993). Die Fundamentplatte verteilt infolge ihrer Biegesteifigkeit die aus der aufgehenden Konstruktion resultierende Einwirkung (Bauwerkslast) S_{tot} sowohl direkt über die Sohlspannung $\sigma(x,y)$, die über die Gründungsfläche integriert den Widerstand der Fundamentplatte R_{raft} ergibt, als auch über die Gründungspfähle, gekennzeichnet summarisch durch $\sum R_{\text{pile},k,j}$, in den Baugrund. Der Gesamtwiderstand R_{tot} der KPP ergibt sich demnach zu:

$$R_{\text{tot},k}(s) = \sum_{j=1}^m R_{\text{pile},k,j}(s) + R_{\text{raft},k}(s) \quad (\text{Gl. 2.1})$$

Der Widerstand des einzelnen Gründungspfahles i ergibt sich aus dem Pfahlmantelwiderstand $R_{s,k,j}$, der sich aus dem Integral der Mantelreibung $q_{s,k}(z)$ über die Pfahlmantelfläche ergibt, und dem Pfahlfußwiderstand $R_{b,k,j}$, der sich als Integral des Pfahlspitzendruckes $q_{b,k}$ über die Aufstandsfläche des Pfahles am Pfahlfuß bestimmen läßt:

$$R_{\text{pile},k,j}(s) = R_{b,k,j}(s) + R_{s,k,j}(s) \quad (\text{Gl. 2.2})$$

mit:

$$R_{b,k,j}(s) = q_{b,k,j} \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad (\text{Gl. 2.3})$$

$$R_{s,k,j}(s) = \int q_{s,k,j}(s, z) \cdot \pi \cdot D \, dz \quad (\text{Gl. 2.4})$$

Kennzeichnend für das Konzept der KPP ist die Berücksichtigung der Widerstände der Pfähle *und* der Platte beim Nachweis des Grenzzustandes der Standsicherheit (Grenzzustand 1 · ultimate limit state) wie auch beim Nachweis des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit (Grenzzustand 2 · serviceability limit state) der KPP als Gesamtsystem. Die Gründungskonzeption der Kombinierten Pfahl-Plattengründung löst sich damit vom konventionellen Gründungsentwurf, bei dem nachzuweisen ist, daß die Bauwerkslasten entweder vollständig über das flach gegründete, für sich standsichere und gebrauchstaugliche Fundament, oder aber vollständig über die Pfähle bei Einhaltung der dabei maßgebenden Sicherheiten in den Baugrund eingeleitet werden.

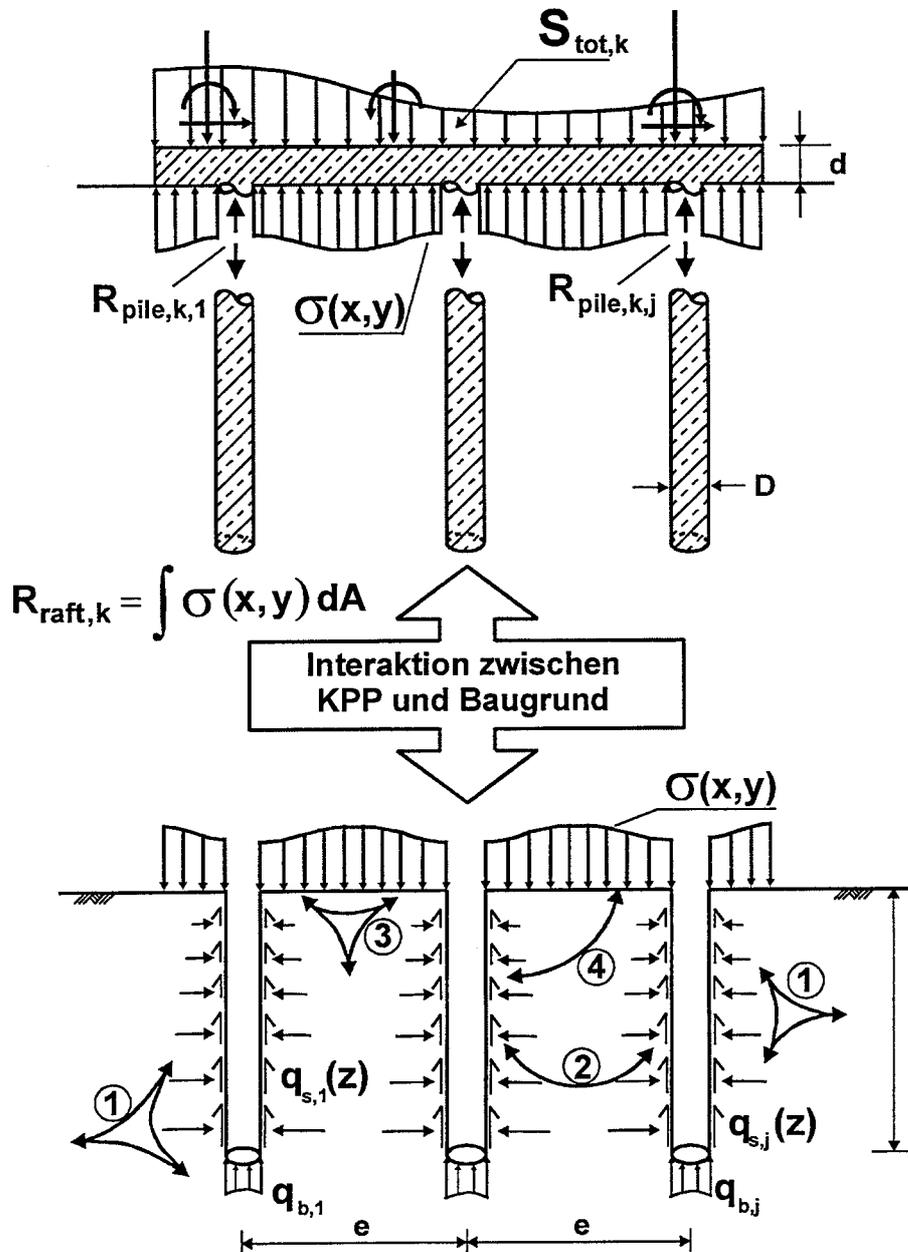
Zu den maßgebenden, die Baugrund-Tragwerk-Interaktion einer KPP bestimmenden Interaktionseinflüssen zählen die in Bild 2.1 schematisch dargestellten Wechselwirkungen:

- zwischen der Fundamentplatte und dem Baugrund,
- zwischen den Pfählen und dem Baugrund,
- zwischen den Pfählen in einer Pfahlgruppe und
- zwischen der Fundamentplatte und den Gründungspfählen.

Die Tragwirkung einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung kann anschaulich durch den Pfahlplatten-Koeffizienten α_{KPP} beschrieben werden, der angibt, welcher Teil der Einwirkung S_{tot} über die Pfähle abgetragen wird, bzw. welchen Anteil die Pfähle an dem Gesamtwiderstand der KPP haben:

$$\alpha_{KPP}(s) = \frac{\sum_{j=1}^m R_{pile,k,j}(s)}{R_{tot,k}(s)} \quad (Gl. 2.5)$$

Der Pfahlplatten-Koeffizient kann zwischen den beiden Grenzwerten $\alpha_{KPP} = 0$ (Flächen Gründung nach DIN 1054 · Abs. 4) und $\alpha_{KPP} = 1$ (Pfahlgründung nach DIN 1054 · Abs. 5) variieren. Im Grenzfall $\alpha_{KPP} = 1$ wird die gesamte Bauwerkslast von den Gründungspfählen getragen, d.h. Sohlspannung zwischen Fundamentplatte und Boden wird nicht aktiviert bzw. beim Nachweis des Gründungskörpers als Gesamtsystem vernachlässigt. In diesem Fall ist nachzuweisen, daß S_{tot} um den für Pfähle geltenden Sicherheitsbeiwert



Interaktionseinflüsse:

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

Bild 2.1 Baugrund-Tragwerk-Interaktion Kombiniertes Pfahl-Plattengründungen.

kleiner ist als die Summe der Grenztragfähigkeit der j Pfähle der Pfahlgruppe $\sum R_{\text{pile},k,j}$ der Pfähle. Bislang ausgeführte Kombinierte Pfahl-Plattengründungen wurden im Regelfall für einen Pfahlplatten-Koeffizient α_{KPP} von 0,3 bis 0,8 bemessen. Dies bedeutet, daß ein Teil der Einwirkung planmäßig über die Fundamentplatte und über die Sohlspannungen in den Baugrund eingeleitet wird (siehe Abschnitt 2.2).

2.1.2 Anwendungsgebiete der Kombinierten Pfahl-Plattengründung

Mit dem Einsatz der Kombinierten Pfahl-Plattengründung können generell insbesondere die folgenden Ziele erreicht werden:

- Erhöhung der Gebrauchstauglichkeit bzw. der Tragfähigkeit einer Flachgründung durch Reduzierung der Setzungen und der möglicherweise damit einhergehenden Setzungsdifferenzen, die zu einer Verkantung des zu gründenden Bauwerkes führen. Die Kombinierte Pfahl-Plattengründung wirkt als Setzungsbremse.
- Reduzierung der inneren Beanspruchung der Fundamentplatte bei entsprechender Wahl von Anzahl und Anordnung der Pfähle.
- Bei exzentrisch beanspruchten Gründungskörpern: Schaffung eines allen Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit und Standsicherheit genügenden Gründungskonzeptes durch Zentrierung der Reaktionskräfte der Kombinierten Pfahl-Plattengründung unter der resultierenden Bauwerkslast, unter anderem auch zur Vermeidung von Bauteil- bzw. Bauwerksfugen.
- 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 Aushub behindern.

Die KPP kann insbesondere dann effektiv eingesetzt werden, wenn die Steifigkeit des Baugrundes mit der Tiefe zunimmt, was durch die natürliche Genese des Baugrundes häufig gegeben ist. Aus geotechnischen Messungen an schweren Hochhausgründungen z.B. in Frankfurt am Main ist bekannt, daß bei Flachgründungen 60 % bis 80 % der

Setzungen im oberen Drittel der Einflußtiefe auftreten (Amann 1975). Dies ist darauf zurückzuführen, daß dort bei Ausführung einer Flächengründung große Spannungen auf vergleichsweise kleine Steifemoduli treffen (Bild 2.2). Gleichung 2.6 beschreibt die Abhängigkeit der Setzung s von der Änderung der effektiven vertikalen Normalspannung $\Delta\sigma'_z(z)$ und dem Steifemodul $E_s(z)$, die mit der Tiefe z veränderlich sind:

$$s = \int_{z=0}^{z=z_e} \left[\Delta\sigma'_z(z) / E_s(z) \right] dz \quad (\text{Gl. 2.6})$$

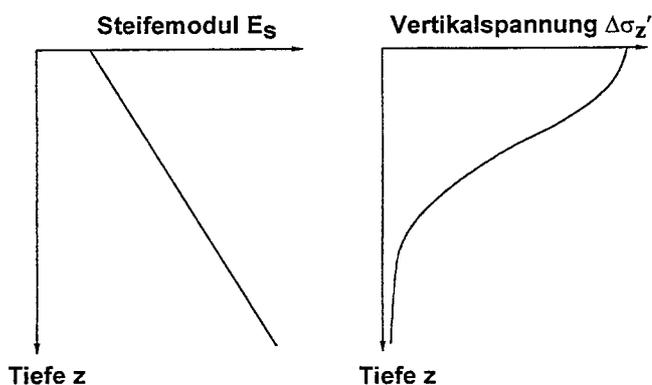


Bild 2.2

Schematische Darstellung der Verteilung des Steifemoduls und der Änderung der effektiven vertikalen Normalspannungen über die Tiefe bei einer Flächengründung

Die Wirkungsweise der KPP besteht in diesen Fällen darin, einen Teil der Einwirkung S_{tot} setzungsminimierend über die Gründungspfähle in tiefere, weniger verformbare Schichten zu transferieren, ohne die mittragende Wirkung der Fundamentplatte beim Nachweis des Gesamtsystems aufzugeben.

2.1.3 Bisherige Erfahrungen zum Tragverhalten von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen

Zum Tragverhalten von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen liegen heute Erfahrungen vor, die aus der meßtechnischen Überwachung von ausgeführten 1:1-Objekten (u.a. Cooke et al. 1981, Katzenbach et al. 1997b), aus Modell- und Feldversuchen (u.a. Phung 1993, Liu et al. 1994) und aus analytischen und numerischen Vergleichsberechnungen (u.a. Ottoviani 1975, Horikoshi & Randolph 1998) resultieren. Die bei der Überwachung der Errichtung und des Betriebes realer Bauwerke meßtechnisch gewonnenen Erkenntnisse haben dabei einen wesentlichen Anteil am heutigen Kenntnisstand.

Ausgehend von ersten, hauptsächlich in der angelsächsischen Literatur veröffentlichten Ideen und Fallbeispielen zur Anwendung von Pfählen als „Setzungsbremse“ bei der Erhöhung von Flachgründungen (Hooper 1973, Brown et al. 1975, Hight & Green 1976) wurde das Gründungskonzept der KPP in Deutschland seit Beginn der achtziger Jahre zunächst vor allem zur Gründung schwerer Bürogebäude in Frankfurt am Main eingesetzt. Die Gründungen des Messe-Torhauses (Bauzeit 1983-85), des Messeturms (1988-91) und des Hochhauses der DG-Bank in der Westendstraße 1 (1990-93) sind in chronologischer Reihenfolge die ersten Anwendungsbeispiele, bei denen durch die Realisierung einer KPP die Setzungen und die differentiellen Setzungen des Gründungskörpers wirksam minimiert werden konnten. Bild 2.3 zeigt exemplarisch die als Ergebnis der meßtechnischen Überwachung dieser ersten Kombinierten Pfahl-Plattengründungen gewonnene zeitvariante Entwicklung der Lastaufteilung zwischen Gründungspfählen und Platte in den ersten 36 Monaten nach Beginn der Rohbauarbeiten. Danach beträgt der meßtechnisch ermittelte Pfahlplatten-Koeffizient α_{KPP} beim Messe-Torhaus 0,8, beim Messeturm 0,55 und beim Hochhaus der DG-Bank 0,5 (u.a. Sommer et al. 1985, Sommer et al. 1990, Franke et al. 1994). Bei aktuellen Projekten wurden auf der Basis des meßtechnischen Controllings Pfahlplatten-Koeffizienten α_{KPP} von 0,4 für das Hochhaus „Taunustor · Japan-Center“ (1994-96), $0,35 \div 0,4$ für das „Forum“ mit den Hochhäusern „Kastor“ und „Pollux“ (1994-97) und von 0,4 für das „Congress Center Messe Frankfurt“ (1995-97) (u.a. Lutz et al. 1996, Barth & Reul 1997) ermittelt. Die genannten Pfahlplatten-Koeffizienten verdeutlichen die bei dem Entwurf und der Bemessung von Kombi-

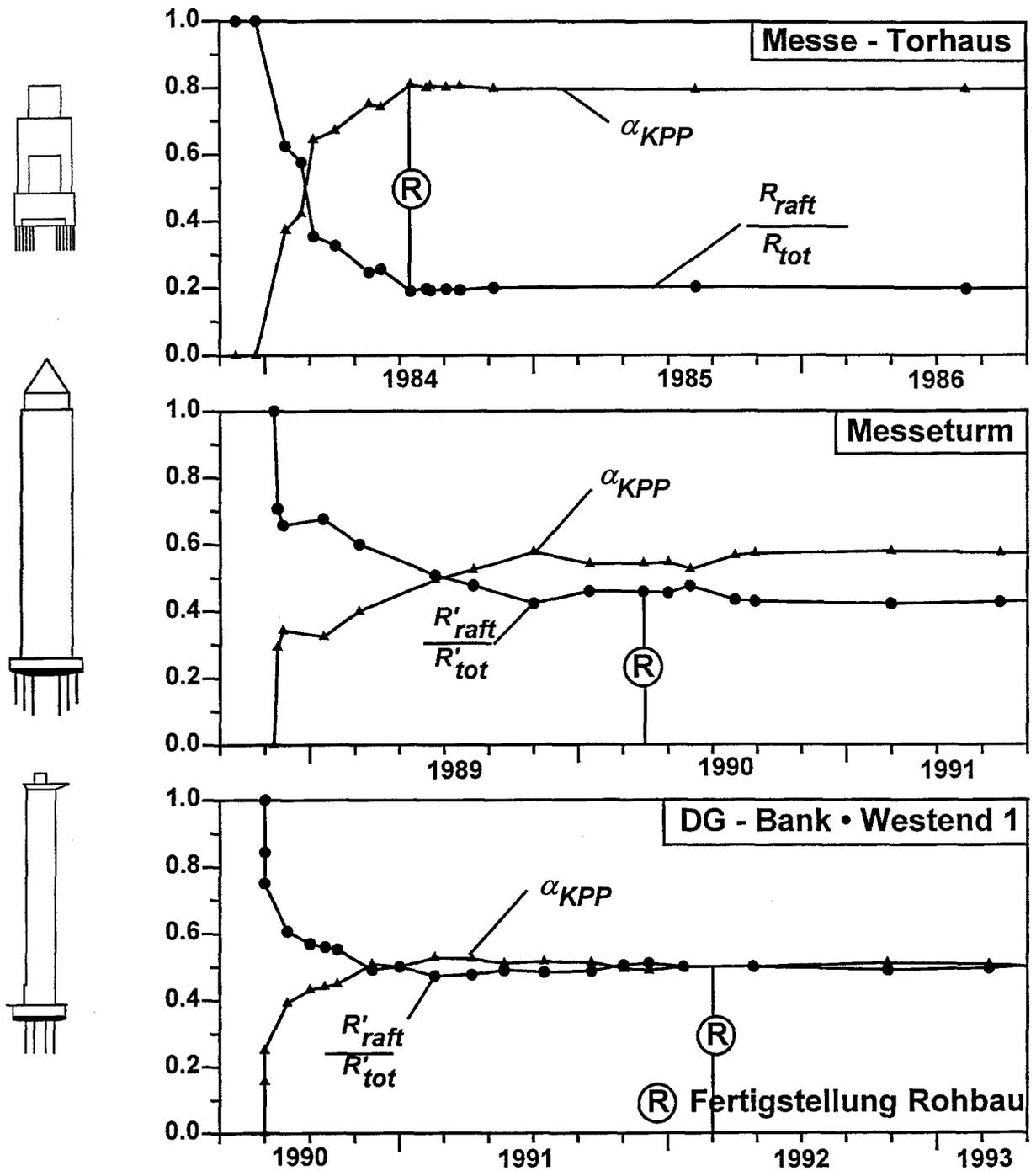


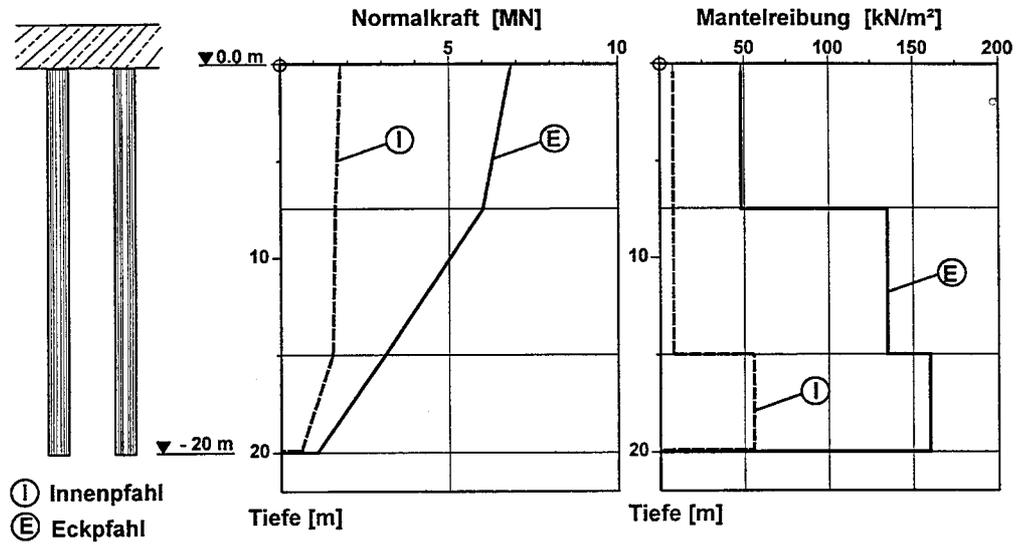
Bild 2.3 Meßtechnisch ermittelte Entwicklung der Lastaufteilung einiger in Frankfurt am Main ausgeführten Kombinierten Pfahl-Plattengründungen.

nierten Pfahl Plattengründungen während der vergangenen 15 Jahre zu beobachtende Entwicklung zu einem immer wirtschaftlicheren Gründungsdesign mit kleineren α_{KPP} -Werten. Ausgehend von ersten, an den Entwurf von reinen Pfahlgründungen angelehnten Bemessungsansätzen, gehen die aktuellen Bestrebungen dahin, die geometrische Konfiguration einer KPP dergestalt zu optimieren, daß mit einer möglichst geringen, sich als Produkt von Pfahlanzahl und Pfahllänge ergebenden Pfahlmasse eine signifikante Reduktion der Setzungen und Setzungsdifferenzen erzielt werden kann.

Bild 2.3 zeigt, daß die bei den oben genannten drei Bauwerken gemessene Lastaufteilung zwischen Fundamentplatte und Pfählen in dem dargestellten Beobachtungszeitraum nach Rohbauende nahezu konstant geblieben ist. In diesem Zusammenhang ist jedoch zu beachten, daß bauliche Eingriffe in der Nachbarschaft einer bestehenden KPP, wie beispielsweise die durch eine Grundwasserabsenkung verursachten Änderungen des auf Fundamentplatte wirkenden Auftriebseffektes, signifikante Auswirkungen auf die Lastaufteilung zwischen Fundamentplatte und Gründungspfählen und damit auf den inneren Beanspruchungszustand einer KPP haben können (Katzenbach et al. 1998a).

Aus den geotechnischen Messungen an 1:1-Objekten ist ferner bekannt, daß das Tragverhalten eines Gründungspfahles als Bestandteil einer KPP, ebenso wie dies bei Pfahlgründungen zu beobachten ist (Poulos 1993), signifikant von seiner Position innerhalb der Pfahlgruppe abhängig sein kann. Die bei den Gründungen des Messe-Torhauses und des Messeturms im Frankfurter Ton gemessene Verteilung der Normalkraft und der Mantelreibung über die Pfahltiefe in Abhängigkeit von der Pfahlposition zeigt neben der Abhängigkeit von dem Pfahlstandort eine deutliche Abweichung des Tragverhaltens der Gründungspfähle von dem eines vergleichbaren Einzelpfahles (Bild 2.4). Der Vergleich der Meßergebnisse für das Torhaus und den Messeturm zeigt ferner, daß durch die bei der Kombinierten Pfahl-Plattengründung des Messeturms realisierte Vergrößerung des Pfahlabstandes und eine Staffelung der Pfahllängen das Tragverhalten der Innenpfähle einer KPP besser ausgenutzt werden kann.

a)



b)

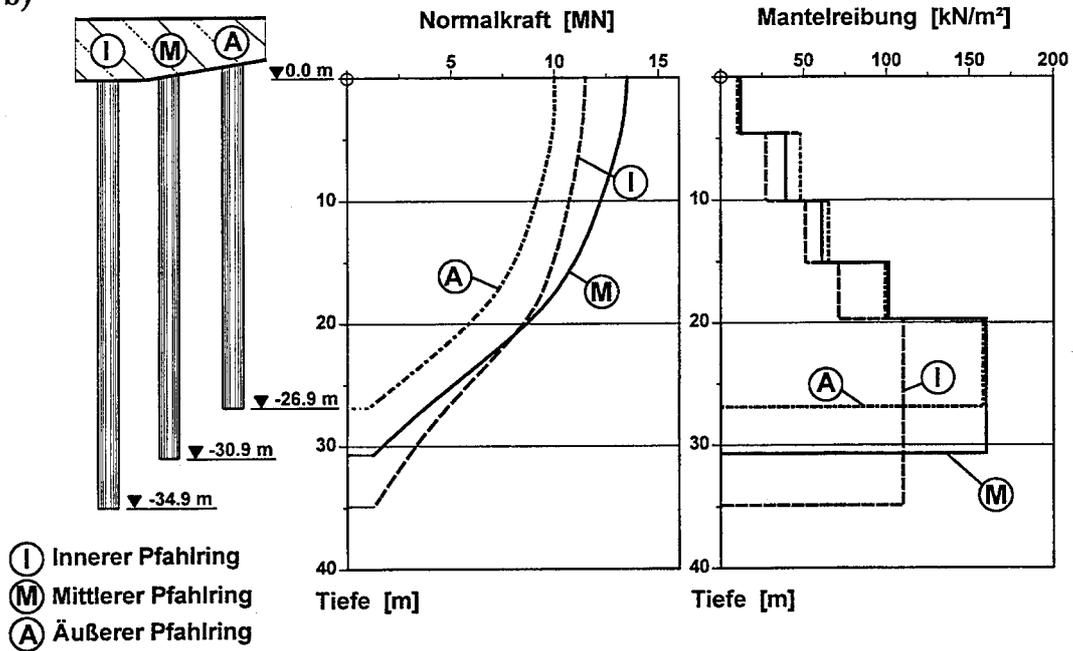


Bild 2.4 Gemessene Verteilung der Normalkraft und der Mantelreibung über die Pfahltiefe in Abhängigkeit von der Pfahlposition. a. Messeturhaus. b. Messeturm in Frankfurt am Main.

2.1.4 Berechnungsverfahren zum Entwurf und der Bemessung von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen

Für den Entwurf und die Bemessung von Kombinierten Pfahl-Plattengründung steht eine vergleichsweise große Anzahl unterschiedlicher Berechnungsverfahren zur Verfügung, die auf verschiedenen Berechnungsansätzen und Modellbildungen beruhen (Zusammenstellung und Diskussion verschiedener Berechnungsverfahren u.a. in Poulos (1989), Randolph (1994), El-Mossallamy (1996), Poulos et al. (1997), Baesmann (1998)).

Im Hinblick auf ihren grundlegenden Modellansatz lassen sich diese Berechnungsverfahren wie folgt gliedern (Bild 2.5):

- Empirische Berechnungsverfahren,
- auf äquivalenten Ersatzmodellen beruhende Verfahren,
- Analytische Berechnungsverfahren und
- Numerische Berechnungsverfahren.

Im folgenden sollen diese Berechnungsverfahren im Hinblick auf ihren grundlegenden methodischen Ansatz vorgestellt und weiterführende Literaturquellen benannt werden.

2.1.4.1 Empirische Verfahren

Insbesondere zur Prognose des Widerstandssetzungsverhaltens von Einzelpfählen sind empirische Verfahren seit vielen Jahren weit verbreitet. Mit diesen Verfahren

können aus den Ergebnissen von Feldversuchen - insbesondere Druck- und Rammsondierungen (u.a. Franke 1989, Elborg 1993), Flügelsondierungen und Seitendrucksondierungen (u.a. Bustamante et al. 1989, Bustamante & Frank 1997) - oder von Laborversuchen (u.a. Anfangsscherfestigkeit c_u) die Größe der Mantelreibung und des Spitzenwiderstandes eines Einzelpfahles korreliert werden (Terzaghi & Peck 1948, Meyerhof 1951 & 1956). Die Korrelation kann mittels entsprechend dokumentierter Tabellenwerte (u.a. für Bohrpfähle nach DIN 4014, Katzenbach & Moormann 1997) oder mittels empirischer oder semi-empirischer Formeln erfolgen (u.a. Vesic 1977, Fleming et al. 1985, Findlay et al. 1997, Holeyman et al. 1997.)

Empirische Berechnungsverfahren	<ul style="list-style-type: none"> → Korrelation des Tragverhalten des Einzelpfahls aus Labor- und Feldversuchen → Berücksichtigung der Gruppenwirkung durch empirische Ansätze
auf äquivalenten Ersatzmodellen beruhende Verfahren	<ul style="list-style-type: none"> • Verfahren der tiefliegenden Ersatzfläche („equivalent raft method“) • Verfahren des äquivalenten Einzelpfahles („equivalent pile method“) • Abstraktion als unendlich ausgedehnter Pfahlwald
Analytische Berechnungsverfahren	<ul style="list-style-type: none"> • Prinzip der wegunabhängigen Stützung • Näherungsverfahren mit Interaktionsfaktoren <ul style="list-style-type: none"> → Methoden auf der Grundlage der Elastizitätstheorie → Einführung von Interaktionsfaktoren zur Berücksichtigung der Pfahl-Platten-Interaktion → gekoppeltes Gleichungssystem für Fundamentplatte und Pfahlgruppen
Numerische Berechnungsverfahren	<ul style="list-style-type: none"> • Methode der Finiten Elemente (FEM) • Finite-Differenzen-Methode (FDM) • Randelement-Methode (BEM) <ul style="list-style-type: none"> •• Superpositionsverfahren •• vollständige Randelement-Methode • gemischte (hybride) Verfahren (i.d.R. Kombination von FEM und BEM)

Bild 2.5 Übersicht über die Berechnungsverfahren zur Untersuchung des Tragverhaltens von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP)

Zur Berücksichtigung der das Tragverhalten von Pfahlgruppen prägenden Pfahl-Pfahl-Interaktion muß zusätzlich der Einfluß der Gruppenwirkung durch weitere empirische Ansätze abgeschätzt werden. Solche häufig sehr einfachen Korrelationsbeziehungen erlauben eine Abschätzung der Setzung einer Pfahlgruppe auf der Basis einer Faktorisierung der für einen Einzelpfahl ermittelten Setzung mit einem über eine empirische Formel abgeleiteten Faktor (u.a. Skempton 1953, Meyerhof 1959, Vesic 1969). Die empirischen Formeln beruhen in der Regel auf aus in-situ Messungen und Modellversuchen abgeleiteten Erfahrungswerten. Die empirischen Verfahren erlauben eine Abschätzung der Setzung einer Pfahlgruppe, ermöglichen jedoch keine Aussagen zur Lastaufteilung zwischen Fundamentplatte und Pfählen oder zum von der Pfahlposition abhängigen Pfahltragverhalten. Andere empirische Verfahren erlauben die Ermittlung der Pfahlkopfkkräfte einer Pfahlgruppe, ermöglichen jedoch keine Aussage über das Setzungsverhaltens der Pfahlgruppe (Chen et al. 1993).

Die Anwendung empirischer Verfahren ist auf geometrisch gleichmäßige konfigurierte Pfahlgruppen beschränkt. Es ist zu berücksichtigen, daß die empirischen Verfahren die Tragwirkung der Fundamentplatte und damit auch die Interaktion zwischen Fundamentplatte und Gründungspfählen vernachlässigen. Bei der Anwendung empirischer Verfahren ist zu prüfen, ob die bei der Bemessung einer KPP vorliegenden Bedingungen denjenigen Randbedingungen entsprechen, unter denen bzw. für die die Korrelationsbeziehungen ursprünglich ermittelt wurden.

2.1.4.2 Auf äquivalenten Ersatzmodellen beruhende Verfahren

Bei diesen Verfahren wird die KPP als eine stark vereinfachte Gründungsform, i.e. als ein Flächengründung oder als ein dicker Einzelpfahl abstrahiert und die Berechnung für dieses Ersatzmodell durchgeführt. Grundsätzlich unterschieden werden kann zwischen dem Verfahren der tiefliegenden Ersatzfläche („equivalent raft method“) und dem Verfahren eines äquivalenten dicken Einzelpfahles („equivalent pier method“).

Bei dem Verfahren der tiefliegenden Ersatzfläche wird die von der KPP aufzunehmende Einwirkung auf eine fiktive Ersatzfläche angesetzt, die in einer bestimmten Tiefe unter der Fundamentplatte der KPP liegt und deren Grundrißfläche durch die Umschreibende der äußeren Gründungspfähle - gegebenenfalls zuzüglich eines die Lastausbreitung berücksichtigenden additiven Zuschlags - ermittelt wird (Tomlinson 1986, Poulos 1993). Die Setzung der KPP ergibt sich in diesem Fall aus der Setzung der Ersatzfläche zuzüglich der

Zusammendrückung der Pfähle. Die Setzung der Ersatzfläche wird mittels der Elastizitätstheorie für eine Flächengründung im elastischen isotropen Halbraum berechnet. Die Zusammendrückung der Pfähle ergibt sich aus der elastischen Stauchung des Pfahlschaftes im Bereich zwischen Fundamentplattenunterkante und der Tiefenlage der Ersatzfläche. Die Tiefenlage der Ersatzfläche ist zwischen $2/3 \cdot l$ (in Fällen, bei denen die Pfähle die Pfahllast überwiegend über Mantelreibung abtragen) und $1 \cdot l$ (in Fällen, bei denen die Pfähle die Pfahllast überwiegend über Spitzendruck abtragen) unter der Unterseite der Fundamentplatte anzunehmen (Bowles 1988, van Impe 1991). Die Anwendungsmöglichkeiten des Verfahrens der tiefliegenden Ersatzfläche sind im wesentlichen auf eine Abschätzung des Setzungsverhaltens von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen mit einer großen Gründungsfläche und engem Pfahlabstand begrenzt (Poulos 1993). Aussagen zur Lastaufteilung zwischen Fundamentplatte und Pfählen und zum inneren Beanspruchungszustand des Gründungskörpers sind bei Anwendung dieses Verfahrens nicht möglich.

Eine Fortentwicklung des Verfahrens der tiefliegenden Ersatzfläche erlaubt auch Aussagen zu der Lastaufteilung zwischen Fundamentplatte und Gründungspfählen und zu der Verteilung der Sohlspannungen und der Pfahlkräfte unter der Fundamentplatte (Thaier 1991 & 1995). Bei diesem semi-empirischen Verfahren ist zunächst die Sohlspannungsverteilung unter der - in ein gleichmäßiges Raster von Teilflächen - aufgeteilten Fundamentplatte unter Vernachlässigung der Gründungspfähle zu berechnen. Diese Sohlspannungen werden für jede Teilfläche mit Hilfe eines empirisch zu bestimmenden Reduktionsfaktors in einen auf die Fundamentplatte und einen auf die Gründungspfähle entfallenden Anteil aufgeteilt und aus diesen die Sohlspannung und über sogenannte Pfahleinzugsflächen die auf den jeweiligen Gründungspfahl entfallende Pfahllast ermittelt. Für die Ermittlung der Lastaufteilung spielen die geometrischen Dimensionen der Gründungspfähle und das Tragverhalten der Pfähle keine Rolle. Für eine Setzungsabschätzung werden die Spannungsanteile anders als bei dem konventionellen Verfahren der tiefliegenden Ersatzfläche nicht mehr auf eine einheitliche Ersatzfläche in einer definierten Tiefe angesetzt, sondern in verschiedenen Lastabtragungsebenen angesetzt.

Beim Verfahren des äquivalenten Einzelpfahles wird die Pfahlgruppe durch einen äquivalenten dicken Einzelpfahl ersetzt, dessen Durchmesser und Steifigkeit durch Näherungsformeln bestimmt werden kann (Poulos & Davis 1980, Poulos 1993, Baumgartl 1986a). Zur Berechnung des Widerstandssetzungsverhaltens des „dicken“ Einzelpfahles können nach diesem Ansatz die für einen freistehenden Einzelpfahl mit normalen Durchmesser geltenden Verfahren zum Einsatz kommen. Wie das Verfahren der tiefliegenden Ersatz-

fläche wurde auch das Verfahren des äquivalenten Einzelpfahles ursprünglich für freistehende Pfahlgruppen entwickelt und ermöglicht bei der Anwendung auf eine KPP keine Aussage zur Lastaufteilung zwischen Pfahlgruppe und Fundamentplatte oder zur Verteilung der Pfahlkräfte innerhalb der Pfahlgruppe.

Eine weitere Möglichkeit zur Dimensionierung Kombiniertes Pfahl-Plattengründungen mittels vereinfachter Ersatzmodelle stellt der methodische Ansatz dar, die Betrachtung einer KPP als räumlich begrenzte Struktur zu ersetzen durch die Untersuchung eines Pfahl-Platten-Elementes, das Bestandteil eines geometrisch gleichmäßig konfigurierten, unendlich ausgedehnten Pfahlwaldes ist (Baumgartl 1986b, Richter et al. 1996). Für das Ersatzmodell, das sich aus einem Gründungskörper bestehend aus einem Pfahl mit einer rechteckigen Kopfplatte und aus dem umgebenden Bodenprisma mit einer dem Pfahlabstand entsprechenden Seitenlänge zusammensetzt, kann unter Formulierung der vertikalen Gleichgewichts- und Kompatibilitätsbedingung die Vertikalstauchung des Bodenprismas und die Lastaufteilung zwischen Fundamentplatte und Gründungspfahl abgeschätzt werden (Baumgartl 1986b). Das Widerstandssetzungsverhalten des Pfahles ist dabei auf der Basis des für einen freistehenden Einzelpfahl bekannten Tragverhaltens abzuschätzen. Zu der vertikalen Stauchung des Bodenprismas ist der sich ab der Pfahlfußebene entwickelnde Setzungsanteil (tiefliegende Ersatzfläche) zu addieren. Die Voraussetzung für eine Realitätsnähe dieses Ersatzmodells ist neben einer gleichmäßig über die Gründungsfläche verteilten Einwirkung, eine entsprechend große Fundamentfläche der KPP und eine große Anzahl von in einem gleichmäßigen geometrischen Raster angeordneter Pfähle. Da das Modell des Pfahlwaldes im Randbereich der KPP zu einer Unterschätzung der Tragwirkung der Pfähle führt, sind für diesen Bereich gesonderte Untersuchungen durchzuführen (Richter et al. 1996). Über die Abhängigkeit des Tragverhaltens eines Gründungspfahles von seiner Position innerhalb der KPP kann mit diesem Verfahren keine Aussage getroffen werden.

Grundlage aller auf Ersatzmodellen beruhender Berechnungsverfahren ist die lineare Elastizitätstheorie.

2.1.4.3 Analytische Verfahren

Als einfachstes Verfahren zur Abschätzung des Tragverhaltens einer KPP kann die als Prinzip der wegunabhängigen Stützung bekannte Vorgehensweise angesehen werden. Dabei wird zunächst unter Vernachlässigung der Tragwirkung der Gründungspfähle die zulässige Beanspruchung der Fundamentplatte ermittelt. Die über diesen Wert hinausgehende Anteil der von der KPP in den Baugrund einzuleitenden Einwirkung wird den Pfählen zugewiesen, für die zum einen angenommen wird, daß sie sich bezüglich ihres Widerstandssetzungsverhaltens wie ein freistehender Einzelpfahl verhalten, und für die zum anderen postuliert wird, daß die Setzungen der Fundamentplatte so groß sind, daß die vom Einzelpfahl her bekannte Grenztragfähigkeit voll mobilisiert wird. Die Bemessung der Fundamentplatte und der KPP erfolgt dann häufig unter der Annahme, daß die Pfähle eine Einwirkung konstanter Größe, eben in Form der Grenztragfähigkeit eines Einzelpfahles darstellen, und der restliche Teil der Einwirkung von der Fundamentplatte abgetragen wird. Die Setzungsermittlung für die KPP wird für die Fundamentplatte als Flächengründung für den auf die Fundamentplatte entfallenden Lastanteil durchgeführt. Diese und ähnliche Vorgehensweisen, die auf die Tradition der Betrachtung der Funktion der Gründungspfähle als sogenannte Kriechpfähle („creep piles“ · Jendebj 1986, Hansbo 1984 & 1993) oder „Setzungsbremse“ („settlement reducer piles“ · Burland et al. 1977) zurückgehen, vernachlässigen somit völlig alle Wechselwirkungen zwischen Gründungskörper und Baugrund, insbesondere die Pfahl-Pfahl-Interaktion und die Pfahl-Platten-Interaktion, die beide maßgebend das Tragverhalten von Fundamentplatte und Gründungspfahl als Bestandteil einer KPP beeinflussen (siehe Abschnitte 2.4 und 2.5 dieses Anhanges).

Andere, dezidiertere analytische Näherungsverfahren zur Bemessung von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen basieren vorwiegend auf der Elastizitätstheorie. Auf der Basis idealisierender Annahmen werden im Rahmen dieser Verfahren für das Tragverhalten eines Einzelpfahles analytische Gleichungen hergeleitet, mit denen das Setzungsverhalten eines Einzelpfahles ermittelt werden kann. Dabei wird davon ausgegangen, daß die Pfahlsetzung ermittelt werden kann aus den Setzungsanteilen des Pfahlschaftes und des Pfahlfußes, die unabhängig voneinander ermittelt und superponiert werden. Die Ermittlung der Setzung des Pfahlschaftes erfolgt unter der Annahme, daß der Boden neben dem Pfahlmantel durch axiale Zylinderelemente idealisiert werden kann, die ausschließlich durch Schubverzerrungen beansprucht werden, während die Setzung der Pfahlfußebene unter der

Annahme einer starren Lastfläche im elastischen Halbraum ermittelt wird (Cooke 1974, Randolph & Wroth 1978).

Durch Superposition der Lösung für den Einzelpfahl ist unter der Voraussetzung inkompressibler Pfähle die Berechnung von Pfahlgruppen für die beiden Grenzfälle idealstarre und ideal-schlaffe Kopfplatte möglich (Randolph & Wroth 1979). Mit einer Fortentwicklung dieses Verfahrens ist durch die Kopplung des Lösungsansatzes für die Pfahlgruppe mittels Interaktionsfaktoren mit einem konventionellen Lösungsansatz für die Fundamentplatte die Berechnung von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen möglich. Für

solche Interaktionsfaktoren, die die Pfahllänge und –durchmesser sowie den mittleren Pfahlabstand berücksichtigen, wurden vereinfachende Bestimmungsgleichungen entwickelt, die für ein einfaches 1-Pfahl-1-Platten-System unter Annahme einer logarithmischen Abnahme der Setzung mit zunehmenden Abstand von Pfahlmantel hergeleitet wurden (Randolph 1983). Für die Setzung der Pfahlgruppe und der Fundamentplatte einer KPP kann dann mit Hilfe der Interaktionsfaktoren ein gekoppeltes Gleichungssystem formuliert werden, das unter Berücksichtigung der vertikalen Gleichgewichtsbedingung gelöst

werden kann (Randolph 1983, Randolph & Clancy 1993). Das Berechnungsverfahren eignet sich zur Abschätzung der Setzung einer KPP sowie der Lastaufteilung innerhalb der KPP, wobei insbesondere bei einer starren Kopplung der Pfahlköpfe die Pfahltragfähigkeit am Rand der Pfahlgruppe deutlich überschätzt werden kann, da keine Festigkeitsgrenze für den Baugrund berücksichtigt wird.

2.1.4.4 Numerische Verfahren

Für die Bemessung Kombiniertes Pfahl-Plattengründungen können als numerische Berechnungsverfahren die Methode der Finiten Elemente (FEM), die Finite-Differenzen-Methode (FDM), die Randelement-Methode (BEM) und sogenannte gemischte (hybride) Verfahren, bei denen in der Regel die Methode der Finiten Elemente und die Randelementmethode kombinieren, angewendet werden.

Bei Einsatz der Finite-Elemente-Methode werden der Gründungskörper und das Bodenkontinuum geometrisch mit Finiten Elementen als eine zwei- oder dreidimensionale Struktur diskretisiert. Die FEM bietet die Möglichkeit der Abbildung beliebiger Bau-

grundverhältnisse und geometrischer Randbedingungen und ermöglicht die Verwendung komplexer, auch elastoplastischer Stoffgesetze zur Beschreibung des Werkstoffverhaltens. Während in früheren Applikationen die FE-Methode genutzt wurde, um KPP-Systeme vereinfachend als ebenes Verformungsproblem oder als rotationssymmetrisches Modell, bei dem die Pfahlgruppe durch konzentrische Pfahlringe mit entsprechend angepaßter Steifigkeit abgebildet wurde (u.a. Hooper 1973, Naylor & Hooper 1974, Dalerci & Del Grosso 1981, Pressley & Poulos 1986), zu berechnen, werden in neueren Untersuchungen häufig dreidimensionale Strukturen untersucht, die es erlauben, eine KPP geometrisch räumlich zutreffend abzubilden (Ottaviani 1975, Trochanis et al. 1991, Katzenbach et al. 1994a). Für die stoffliche Modellierung des Baugrundes finden heute anstelle der in ersten Applikationen eingesetzten linear-elastischen Stoffgesetze (Naylor & Hooper 1974), in der Regel elastoplastische Stoffmodelle (Balaam et al. 1976, Ottaviani & Marchetti 1979), z.T. mit nicht assoziierten Fließregeln und Verfestigungsfunktion (Arslan et al. 1994, Katzenbach et al. 1997b) Anwendung. Der Vergleich von Berechnungen, bei denen die Kontaktzone diskret durch spezielle Interface-Elemente abgebildet wurde, die eine Relativverschiebung (Schlupf) zwischen Boden und Pfahl am Pfahlmantel ermöglichen, und Berechnungen, bei denen unter Ansatz eines elastoplastischen Stoffgesetzes für den Boden mit einem idealen Kontakt zwischen Pfahlmantel und umgebenden Bodenkontinuum gerechnet wurde, zeigen übereinstimmend, daß die nichtlineare Mobilisierung der Mantelreibung eine Folge von Scherbeanspruchungen und daraus resultierenden Relativverschiebungen bzw. plastischen Verzerrungen ist, die räumlich eng begrenzt sind auf einen schmalen Bereich unmittelbar am Pfahlmantel (Balaam et al. 1975, Trochanis et al. 1991, Katzenbach et al. 1998a). Bei Ansatz einer geeigneten elastoplastischen Stoffgesetzformulierung und einer entsprechend feinen Diskretisierung der Bodenkontinuumselemente am Pfahlschaft (Breite $\approx D/6$) kann erfahrungsgemäß auf eine diskrete Abbildung der Scherzone am Pfahlschaft verzichtet werden. Dreidimensionale Finite-Element-Berechnungen ermöglichen bei zutreffender stofflicher Modellierung des Baugrundes in der Regel eine realistische Simulation des Tragverhaltens einer KPP und liefern dabei alle für den Nachweis der äußeren und inneren Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit erforderlichen Bemessungs- und Verformungsgrößen.

Bei Einsatz des Finite-Differenzen-Verfahren zur Untersuchung des Tragverhaltens von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen werden die zur Beschreibung des Tragverhaltens von Fundamentplatte und Pfählen formulierten Differentialgleichungen diskretisiert und die partiellen Ableitungen durch die Änderung der Variablen über kleine finite Elemente am Gesamtsystem ersetzt. Dabei wird die Fundamentplatte auf der Basis des Finite Diffe-

renzen-Verfahrens in einzelne Elemente und Knoten zerlegt (Hangladaromp et al. 1973, Poulos 1994). Die Abbildung des Baugrundes erfolgt als elastischer, isotroper Halbraum, wobei eine Bodenschichtung berücksichtigt werden kann. Die Pfähle werden durch Einzelfedern äquivalenter Steifigkeit modelliert, deren Federsteifigkeit nach konventionellen Verfahren zu ermitteln ist. In der Berechnung wird die Wirkung eines Pfahles über die Breite des über dem Pfahl liegenden Elementes der Fundamentplatte verteilt und erhöht dabei die Steifigkeit des darunterliegenden Bodenelementes. Die mobilisierbare Sohlspannung kann für jedes Element der Fundamentplatte durch Grenzwerte eingeschränkt werden, wodurch Nichtlinearitäten ersatzweise Berücksichtigung finden können. Die Pfahl-Pfahl-Interaktion ist durch Interaktionsfaktoren nach Randolph (1983) zu berücksichtigen. Die Wechselwirkungen zwischen Fundamentplatte und Pfählen werden durch vereinfachende Ansätze berücksichtigt.

Beim Einsatz der Randelement-Methode zur Berechnung von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen wird nur der Rand des Halbraumes diskretisiert, da sich die Randelement-Methode auf die Lösung von Integralgleichungen, die das Spannungsverformungsverhalten der Strukturgrenze beschreiben, begrenzt. Hierdurch kann der numerische Aufwand gegenüber der FEM, bei der Arbeitsaussagen über den gesamten Bereich der Struktur aufgestellt werden, reduziert werden. Beim Einsatz der Randelement-Methode erfolgt die Abbildung des Tragverhalten der Pfähle auf Grundlage der Mindlin-Gleichungen für eine Einzellast im elastischen, isotropen und homogenen Halbraum (Mindlin 1936). Bei dem als Superpositionsverfahren bekannten Ansatz wird die Betrachtung zunächst auf einfache 1-Pfahl-1-Platte-System beschränkt. Die Pfahl-Pfahl-Interaktion innerhalb einer Pfahlgruppe wird durch Interaktionsfaktoren berücksichtigt (Poulos & Davis 1968, Davis & Poulos 1972). Die Interaktionsfaktoren beschreiben das Verhältnis der Mitnahmesetzung eines 1-Pfahl-1-Platte-System infolge eines benachbarten 1-Pfahl-1-Platte-System unter Einheitslast in bezug zur Eigensetzung des betrachteten 1-Pfahl-1-Platte-System unter einer Einheitslast. Entsprechende Interaktionsfaktoren wurden aus der Betrachtung von benachbarten 1-Pfahl-1-Platten-Systemen ermittelt (Hain 1975) und stehen in Diagrammform zur Verfügung (Davis & Poulos 1972, Poulos & Davis 1980). Die Faktoren berücksichtigen den Pfahlabstand und die bezogene Pfahlschlankheit l/D . Durch die Zerlegung einer KPP in entsprechende 1-Pfahl-1-Platten-Elemente kann für jedes Element die Setzungsermittlung unter Berücksichtigung des Einflusses der benachbarten Pfahl-Platten-Elemente erfolgen. Unter der Annahme einer biegeschlaffen oder einer biegestarren Fundamentplatte können die Gleichungen für die einzelnen Pfahl-Platten-Elemente gekoppelt werden. Durch die Beschränkung auf den elasti-

schen Halbraum können Nichtlinearitäten im Pfahltragverhalten und bezüglich des Werkstoffverhalten des Bodens nur durch Näherungsansätze Berücksichtigung finden (Poulos 1988). Das Superpositionsverfahren eignet sich insbesondere zu Setzungsabschätzungen von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (Brown et al. 1975, Kuwabara 1989). Bei der sogenannten vollständigen Randelement-Methode wird die Kombinierte Pfahl-Plattengründung mit allen Gründungspfählen als Gesamtsystem betrachtet (Butterfield & Banerjee 1971). Die Einwirkung auf die KPP wird auf die Strukturgrenze, die aus der Kontaktfläche Fundamentplatte-Boden und den Kontaktflächen zwischen den Pfahloberflächen und dem Boden besteht, so verteilt, daß die Verformungsbedingungen und die Gleichgewichtsbedingungen über das Gesamtsystem erfüllt werden. Die Strukturgrenze wird zur Lösung des Problems in einzelne Elemente aufgelöst. Grundlage der vollständigen Randelement-Methode sind wiederum die Mindlin-Gleichungen und damit die lineare Elastizitätstheorie. Das Verfahren erlaubt Aussagen zum Setzungsverhalten und zur Lastaufteilung innerhalb der KPP.

Die zur Berechnung von KPP entwickelten gemischten (hybriden) Verfahren kombinieren verschiedene der vor beschriebenen Ansätze in einem numerischen Modell. In der Regel wird die Methode der Finiten Elemente zur Diskretisierung der Fundamentplatte mit der Randelement-Methode zur Modellierung des Bodenkontinuums kombiniert, wobei die Abbildung des Bodenkontinuums auf die Kontaktzone zwischen Pfählen und Boden und zwischen Fundamentplatte und Boden reduziert wird (Hain & Lee 1978, Wahrmund 1993, El-Mossallamy 1996). Die Berücksichtigung der Pfahl-Pfahl-Interaktion erfolgt dabei zum Teil über Interaktionsfaktoren (Hain & Lee 1978, O'Neill 1977), zum Teil über die Anwendung der vollständigen Randelement-Methode für die Pfähle (El-Mossallamy 1996). Grundlage der hybriden Berechnungsverfahren ist die Elastizitätstheorie. Nichtlinearitäten können über entsprechende Ansätze für die Scherung am Pfahlmantel, z.B. durch die Einführung der Mohr-Coulombschen Bruchbedingung, und hyperbolische Spannungsdehnungsbeziehungen erfaßt werden (El-Mossallamy 1996).

2.1.4.5 Vergleich der Berechnungsverfahren

Der Vergleich der auf unterschiedlichen Ansätzen basierenden Berechnungsverfahren verdeutlicht, daß der Umfang und die Qualität der mit diesen Verfahren erzielbaren Berechnungsergebnisse maßgeblich von den den jeweiligen Verfahren zugrundeliegenden simplifizierenden Annahmen und Modellbildungen bestimmt wird (u.a. Randolph 1994,

Poulos et al. 1997, Mandolini & Viggiani 1997). Vereinfachende Verfahren, wie die äquivalenten Ersatzmodelle oder einfache analytische Verfahren eignen sich insbesondere zur Vordimensionierung einer KPP und zur Abschätzung der zu erwartenden Setzungen. Bei der Anwendung von auf der Grundlage der Elastizitätstheorie basierenden Verfahren ist stets zu berücksichtigen, daß die aus dem plastischen Verhalten des Baugrundes resultierenden Nichtlinearitäten im Tragverhalten einer KPP nicht oder nur hilfsweise mit den in den Berechnungsverfahren implementierten Näherungsansätze berücksichtigt werden können. Es ist daher zu prüfen, ob bei Anwendung eines solchen Berechnungsverfahrens der Einsatz des Verfahrens auf den Nachweis der KPP unter Gebrauchslasten beschränkt bleiben muß. In diesen Fällen ist der Nachweis der Tragfähigkeit der KPP als Gesamtsystem auf der sicheren Seite liegend hilfsweise nach dem in Abschnitt 6.5 der Richtlinie beschriebenen vereinfachten Verfahren unter Nachweis der Grundbruchsicherheit der Fundamentplatte zu erbringen. Ferner ist zu prüfen, ob bzw. inwieweit die vereinfachten Berechnungsmodelle die Pfahl-Pfahl-Interaktion und die Pfahl-Platten-Interaktion, deren Bedeutung für das Tragverhalten einer KPP in den Abschnitten 2.3 und 2.4 dieses Anhangs aufgezeigt wird, berücksichtigen. Bei Vernachlässigung dieser beiden Interaktionswirkungen ist für den Nachweis der inneren Standsicherheit der Gründungselemente eine Grenzwertbetrachtung durchzuführen. Im Rahmen dieser Grenzwertbetrachtung ist, soweit kein genauere Nachweis erfolgt, die Lastaufteilung zwischen Fundamentplatte und Gründungspfählen zwischen den Grenzfällen reine Flächengründung und reine Pfahlgründung zu variieren; die Gründungselemente sind in diesem Fall auf die sich im ungünstigsten Fall ergebenden Schnittgrößen zu bemessen.

Numerische Berechnungsverfahren liefern in der Regel deutlich detailliertere Berechnungsergebnisse und ermöglichen somit eine realistische Beurteilung des Tragverhaltens einer KPP sowie eine entsprechende Bemessung der Einzeltragglieder des Gründungskörpers, stellen jedoch zugleich auch erhöhte Anforderungen an die Rechnerkapazität und erfordern eine besondere Sorgfalt bei der Wahl bzw. der Bestimmung der in der Berechnung als Input anzusetzenden Parameter.

2.2 Entwicklung eines Berechnungsmodells zur Untersuchung des Tragverhaltens von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen

2.2.1 Motivation und Untersuchungsziel

Im Zusammenhang mit den in Abschnitt 2.1.3 dieses Anhangs exemplarisch vorgestellten Meßergebnissen ist zu berücksichtigen, daß die detaillierte Analyse und Beurteilung des Tragverhaltens einer KPP allein auf der Basis von geotechnischen Meßergebnissen aus den folgenden Gründen schwierig ist:

- Die Gewinnung reproduzierbarer und aussagekräftiger geotechnischer Meßwerte unter und in einem schweren Gründungskörper bedingt ein sorgfältig geplantes Meßkonzept, die Wahl bzw. Herstellung und den fachgerechten Einbau zuverlässiger Meßgeber, ein konstruktives Mitwirken seitens der Bauausführenden und eine kontinuierliche meßtechnische Begleitung, Auswertung und Interpretation der Meßergebnisse während des Baufortganges.
- Aufgrund baubetrieblicher und finanzieller Zwänge können bezogen auf den Gesamtgründungskörper stets nur lokal Meßwerte zum Tragverhalten einer KPP gewonnen werden. So können beispielsweise selbst bei einer ausreichend mit Sohldruckgebern instrumentierten KPP die totalen Sohlnormalspannungen im Regelfall nur auf einer Fläche gemessen werden, die 1 ‰ der Gründungsfläche entspricht. Meßergebnisse stellen somit immer Stichproben einer unbekanntem Grundgesamtheit da.
- Die Auswertung der Meßergebnisse eines realen Bauwerkes wird in der Regel durch eine Vielzahl sich gegenseitig überlagernder system- und zeitvarianter Einflußfaktoren (Baufortgang, Änderungen im Grundwasserhaushalt, bauliche Aktivitäten in der Nachbarschaft etc.) und schwierige Randbedingungen (unregelmäßige geometrische Konfiguration der KPP, Baugrundsichtung und -inhomogenitäten) erschwert.

Die Aussagekraft geotechnischer Messungen, so unverzichtbar sie sind, muß daher stets unter den jeweiligen projektspezifischen Randbedingungen gewürdigt werden. Allgemein gültige Erkenntnisse zum Tragverhalten von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen erfordern klare Randbedingungen, wie sie nur bei - insbesondere in bindigen Böden sehr

schwierig realisierbaren - Modellversuchen oder aber theoretischen Betrachtungen, z.B. numerischen Berechnungen möglich erscheinen.

Diese Überlegungen waren ursächlich für das gewählte Untersuchungskonzept, mit Hilfe einer numerischen Grundsatzstudie die die Baugrund-Tragwerk-Interaktion einer KPP bestimmenden, bodenmechanischen Zusammenhänge aufzuzeigen und zu quantifizieren. Aufbauend auf den Ergebnissen dieser numerischen Variantenuntersuchungen werden dann in Abgleich mit den Ergebnissen von Modellversuchen, meßtechnisch gewonnen Erfahrungswerten und den Resultaten anderer Vergleichsberechnungen Empfehlungen für den Entwurf und die Bemessung Kombiniertes Pfahl-Plattengründungen abgeleitet.

2.2.2 Anforderungen an das numerische Untersuchungsmodell

Das für die Variantenuntersuchungen zu entwickelnde numerische Rechenmodell mußte der Anforderung genügen, das Tragverhalten der zu untersuchenden Gründungskörper unter Berücksichtigung aller maßgebenden Einflußgrößen und unter Abbildung aller relevanter Wechselwirkungen realitätsnah zu simulieren. Mit Hilfe dieses Rechenmodells wurden dann im Sinne einer Grundsatzstudie parametrische Untersuchungen an idealisierten Gründungskörpern durchgeführt. Die an das eingesetzte Rechenmodell zu stellenden Anforderungen waren dabei hoch, da das Modell so brauchbar sein mußte, daß es für verschiedene geometrische Situationen bei Beibehaltung eines einheitlichen Stoffgesetzes und einheitlicher Stoffkonstanten für den Boden verläßliche Ergebnisse liefert. Insbesondere galt es, als Werkzeug für die parametrischen Untersuchungen ein Rechenmodell zu entwickeln, das es ermöglicht, alle Interaktionseinflüsse der Verbundkonstruktion KPP und ihre gegenseitigen Wechselwirkungen abzubilden.

Ziel der Untersuchungen war dabei die Klärung der die Interaktionseinflüsse bestimmenden, bodenmechanischen Zusammenhänge - insbesondere im Hinblick auf:

- den Einfluß der Blockverformung von Baugrund und Pfählen auf die Pfahlgruppenwirkung in Abhängigkeit von der Pfahlanordnung,
- den Einfluß der Gründungsplatte auf das Tragverhalten der Pfähle im Hinblick auf die Mobilisierung von Mantelreibung und Spitzendruck und
- die Abhängigkeit der Lastaufteilung zwischen Platte und Pfählen von der geometrischen Konfiguration der KPP und vom Beanspruchungsniveau.

Die Eignung des entwickelten Rechenmodells zur Abbildung des Tragverhaltens der KPP wurde durch die back-analysis von durchgeführten Pfahl- und Fundamentprobelastungen und durch die Nachrechnung von ausgeführten 1:1-Objekten nachgewiesen.

2.2.3 Variantenuntersuchungen zum Tragverhalten Kombiniertes Pfahl-Plattengründungen

Zur Gewinnung grundsätzlicher Erkenntnisse wurden im Rahmen der numerischen Studien eine große Bandbreite unterschiedlicher Gründungssysteme untersucht. Unter Beibehaltung eines Baugrundes mit definierten Werkstoffeigenschaften wurde die Systemkonfiguration der untersuchten Gründungskörper im Rahmen der numerischen Studie variiert. Die Definition der geometrischen Konfiguration aller untersuchten Gründungssysteme wurde an baupraktisch relevanten Fundamentkörpern orientiert und die Abmessungen entsprechend festgelegt. Die im Rahmen der numerischen Studie gewählten Werkstoffeigenschaften des Bodens entsprechend weitgehend den durch Feld- und Laborversuche ermittelten Kennwerten des als Frankfurter Ton bekannten Hydrobienschichten im Frankfurter Raum.

Um den Übergang von der Gründungsform der Flächengründung über die KPP bis hin zur normgerechten Pfahlgründung beschreiben zu können, wurden in die Grundsatzstudie auch freistehende Einzelpfähle ohne Kopfplatte und Pfahlgründungen sowie Einzelfundamente und Flächengründungen einbezogen.

Im einzelnen wurde das Tragverhalten

- von Einzelpfählen in Abhängigkeit von Pfahllänge und -durchmesser,
- von im Grundriß kreisrunden Einzelfundamenten in Abhängigkeit von Fundamentsteifigkeit und Fundamentdurchmesser,
- von vereinfachten „1-Pfahl-1-Platte-Modellen“, bestehend aus einem Pfahl mit einer kreisrunden Kopfplatte, als Minimalform einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP) mit variierenden Abmessungen und Steifigkeiten von Pfahl und Platte,
- von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen mit variierenden Systemkonfigurationen
- und von vergleichbar konfigurierten Flächen- und Pfahlgründungen

im Rahmen der Grundsatzstudie untersucht.

Die Spezifikationen der einzelnen untersuchten Varianten und die umfangreichen Berechnungsergebnisse sind detailliert in Katzenbach & Moormann (1999) dokumentiert.

Die wesentlichen Ergebnisse der numerischen Variantenuntersuchung werden in Abschnitt 4 dieses Anhangs am Beispiel ausgewählter Gründungskörper exemplarisch erläutert.

2.2.4 Aufbau des numerischen Untersuchungsmodells

2.2.4.1 Übersicht

Bei der im Rahmen dieses Forschungsvorhabens durchgeführten numerischen Grundsatzstudie zur Baugrund-Tragwerk-Interaktion Kombiniertes Pfahl-Plattengründungen wurde das Tragverhalten der untersuchten Gründungskörper mittels eines numerischen Rechenmodells abgebildet. Es wurden dreidimensionale numerische Finite-Elemente-Berechnungen unter Ansatz eines elastoplastischen Stoffgesetzes für den Werkstoff Boden durchgeführt.

Das entwickelte Rechenmodell setzt sich zusammen aus:

- der geometrischen Modellierung von Gründungskörper und Bodenkontinuum,
- der stofflichen Modellierung der Werkstoffe Stahlbeton und Boden und
- der numerischen Computersimulation des aufgestellten Randwertproblems.

In der Kontaktzone zwischen Bauwerk und Boden wird unter Verzicht auf spezielle Interface-Elemente ein idealer Kontakt angesetzt, so daß sich Schervorgänge nur in den der Kontaktzone, z.B. dem Pfahlmantel benachbarten Finiten Elementen des Baugrundes ausbilden können.

Die numerische Computersimulation erfolgt durch eine step-by-step-analysis, bei der der Herstellungsvorgang des Gründungskörpers und die Beanspruchungsentwicklung stufenweise nachgefahren werden.

Der hier gewählte Ansatz zur numerischen Untersuchung von Gründungskörpern baut auf zahlreichen am Institut für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt durchgeführten Studien auf, in den basierend auf Forschungen zum elastoplastischen Materialverhalten unterschiedlicher Böden (Arslan 19980; Muth 1989) numerische Simulationen zum Tragverhalten von verschiedenen Gründungen durchgeführt wurden (Arslan et al. 1994; Katzenbach et. al. 1994a; Katzenbach & Reul 1997; Katzenbach & Moormann 1997).

2.2.4.2 Geometrische Modellierung

Das Gesamtsystem Gründungskörper-Baugrund wird als räumliche Struktur mit finiten Elementen geometrisch modelliert. Die Modellierung des Kontinuums des Teilsystems „Baugrund“ erfolgt mit finiten Kontinuumselementen, wobei der Diskretisierungsgrad in Abhängigkeit vom Spannungsgradienten gewählt wurde. Die Pfähle werden mittels Kontinuumselementen, die Fundamentplatte mittels Shell- oder Kontinuumselementen modelliert. In den dreidimensionalen Berechnungen werden die Pfähle durch eine Reihe

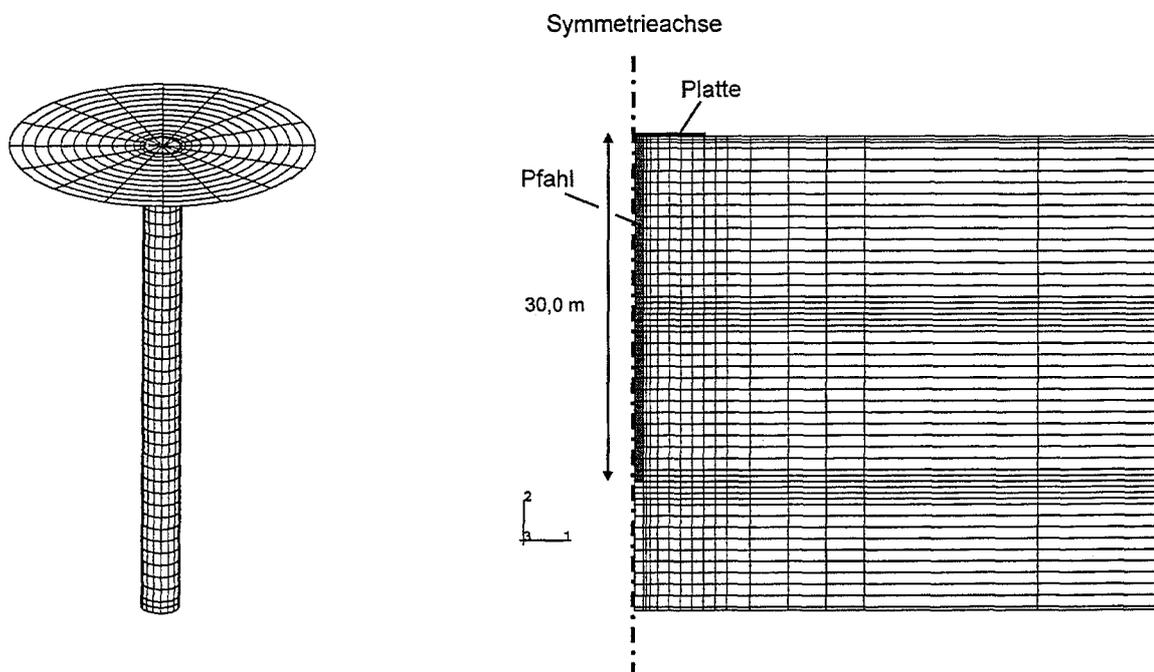


Bild 2.6 Beispiel für die geometrische Modellierung zur Untersuchung der 1-Pfahl-1-Platte-Modelle: Diskretisierung des Gründungskörpers und des Gesamtsystems (vertikaler Schnitt)

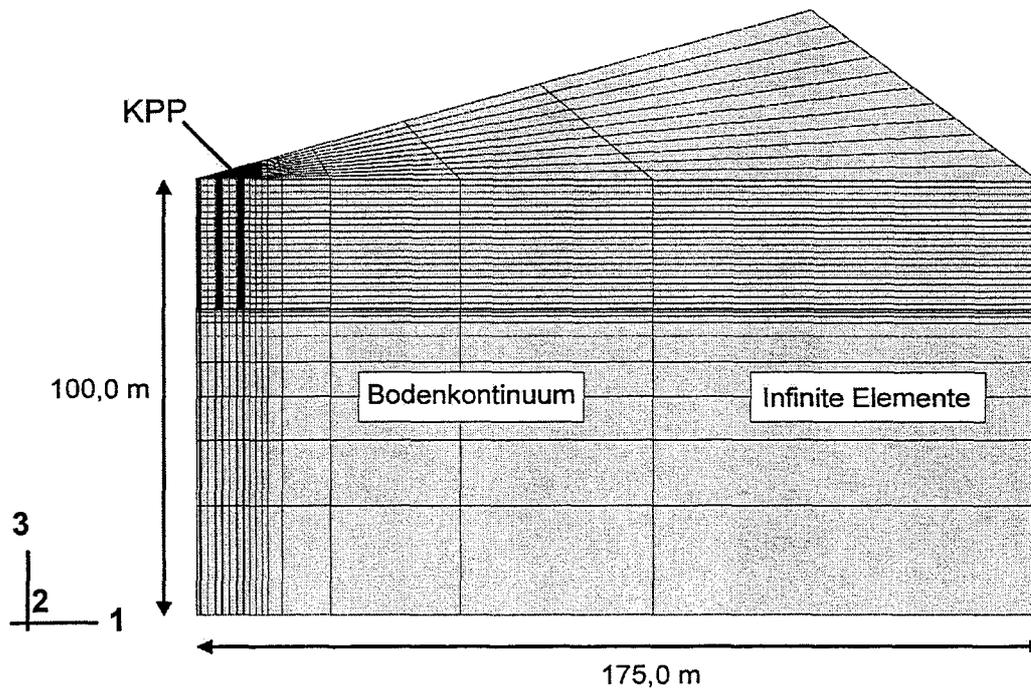


Bild 2.7 Beispiel für die geometrische Modellierung zur Untersuchung der Kombinierten Pfahl-Plattengründungen: FE-Netz unter Ausnutzung der Symmetrie-Bedingungen

im Querschnitt quadratischer Elemente modelliert, deren Umfang der Mantelfläche der Pfähle entspricht. Als Kontinuums-elemente wurden isoparametrische 8-Knoten-Elemente mit quadratischer Ansatzfunktion verwendet. Im Randbereich wurde infinite Elemente eingesetzt. Zwei Beispiele für die gewählte geometrischen Modellierung können exemplarisch den Bildern 2.6 und 2.7 entnommen werden.

2.2.4.3 Stoffliche Modellierung

Das Materialverhalten der Tragwerkselemente (Pfähle, Fundamentplatte) der untersuchten KPP-Systeme wird linear-elastisch modelliert, während für das Bodenkontinuum ein elastoplastisches Stoffgesetz verwendet wird, das in der Lage ist, das vom Spannungsweg und Spannungszustand abhängige Materialverhalten des Bodens zu beschreiben.

Das im Rahmen der parametrischen Untersuchungen verwendete elastoplastische Stoffmodell für das Bodenkontinuum besteht im wesentlichen aus einem auf Drucker und Prager (1952) zurückgehenden Ansatz zur Beschreibung der Konus-Fließfläche mit nicht assoziierter Fließregel und einer den Konus im hydrostatischen Beanspruchungsbereich abschließenden Kappenfließfläche mit assoziierter Fließregel. Die eingesetzte Werkstoffmodellierung soll nachfolgend anhand seiner drei grundlegenden Komponenten Fließfläche, Fließregel und Verfestigungsgesetz beschrieben werden, da sie im bezug auf die erzielbaren Berechnungsergebnisse einen wesentlichen Bestandteil des Untersuchungsmodells darstellt (Bild 2.8).

Die in den nachfolgenden Formulierungen verwendeten Spannungsgrößen des sphärischen Druckes p (mittlere Hauptspannung) und des Deviatorspannungsmaßes q können durch die Invarianten des Spannungstensors I_1, I_2, I_3 bzw. des Spannungsdeviators J_1, J_2, J_3 oder durch die Hauptspannungen $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ wie folgt beschrieben werden:

$$p = \frac{1}{3} I_1 = \frac{1}{3} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad (\text{Gl. 2.7})$$

$$q = \sqrt{3 J_2} = \sqrt{\frac{1}{2} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} \quad (\text{Gl. 2.8})$$

Bei dem hier gewählten Stoffmodell geht die Formulierung der im Hauptspannungsraum kegelförmigen Konusfließfläche F_s auf eine Modifikation der von Drucker und Prager (1952) formulierten Fließfläche zurück, gleicht sich jedoch der Mohr-Coulomb'schen Fließbedingung in den Extensionsbereichen stärker an. Die Konusfließfläche wird beschrieben durch:

$$F_s = t - p \cdot \tan \beta - d = 0 \quad (\text{Gl. 2.9})$$

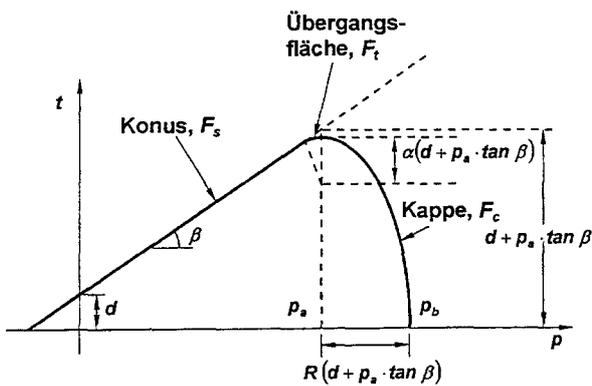
Um die von der Mohr-Coulomb'schen Fließfläche bekannten Scherfestigkeitsparameter φ' und c' in die äquivalenten Drucker-Prager-Parameter β und d umzuwandeln, bedarf es für den Fall des räumlichen Verformungszustandes der Umrechnungsbeziehungen:

$$\tan \beta = \frac{6 \sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'} \quad (\text{Gl. 2.10})$$

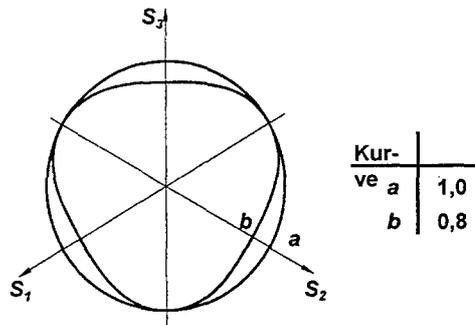
$$d = 2 c' \left(1 - \frac{1}{3} \tan \beta\right) \frac{\cos \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \quad (\text{Gl. 2.11})$$

Die in Gleichung 2.9 enthaltene Größe t kann mit Hilfe des Konusformfaktors K und der Größe r^3 berechnet werden:

$$t = \frac{1}{2} q \left[1 + \frac{1}{K} - \left(1 - \frac{1}{K}\right) \left(\frac{r}{q}\right)^3 \right] \quad (\text{Gl. 2.12})$$



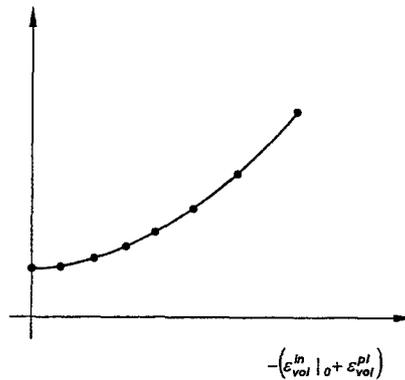
a) Fließfläche in der p - t -Ebene



b) Fließflächen in der Deviatorebene

Bild 2.8

Darstellung der Fließflächen in der p - t -Ebene (a) und in der Deviatorebene (b) sowie der Ver- und Entfestigungsfunktion der Kappe (c).



c) Ver- bzw. Entfestigungsfunktion der Kappe

wobei die Größe r^3 ein Maß für die dritte Invariante des Spannungsdeviators J_3 ist:

$$r^3 = \frac{9}{2} \sqrt{3} J_3 \quad (\text{Gl. 2.13})$$

Über den Konusformfaktor K wird dabei das Verhältnis der Extensionsfestigkeit zur Kompressionsfestigkeit der Fließfläche gesteuert. Für $K = 1$ ergibt sich die klassische Fließfläche nach Drucker-Prager. Für Werte $K < 1$ nähert sich die modifizierte Drucker-Prager-Konusfließfläche im Extensionsbereich der Fließfläche nach Mohr-Coulomb-Modell an, vermeidet aber im Vergleich zur Mohr-Coulomb'schen Fließfläche die Unstetigkeiten in den Extensions- und Kompressionsbereichen. Der Konusformfaktor K kann unter der Conditio, daß die Konusfließfläche in den Extensionsbereichen mit der Mohr-Coulomb'schen Fließbedingung übereinstimmt, wie folgt bestimmt werden:

$$K = \frac{3 - \sin \varphi'}{3 + \sin \varphi'} \quad (\text{Gl. 2.14})$$

Die die Konusfließfläche abschließende elliptische Kappenfließfläche F_c (Bild 2.8a) wird über die folgende Funktion definiert:

$$F_c = \sqrt{(p - p_a)^2 + \left[\frac{Rt}{(1 + \alpha - \alpha / \cos \beta)} \right]^2} - R(d + p_a \cdot \tan \beta) = 0 \quad (\text{Gl. 2.15})$$

mit:

$$p_a = \frac{p_b - R d}{(1 + R \tan \beta)} \quad (\text{Gl. 2.16})$$

p_b : sphärischer Spannungsanteil beim Schnitt der Kappe mit der Raumdiagonalen im Hauptspannungsraum [kN/m²].

Der Kappen-Formfaktor R steuert die Elliptizität der Kappe (Bild 2.8a), während der Konus-Kappen-Übergangsfaktor α die Größe der Übergangfließfläche F_t (Transition

Surface) festlegt. Die Übergangsfliießfläche F_t ermöglicht einen stetigen Übergang zwischen der Konusfliießfläche F_s und der Kappenfliießfläche F_c und wird definiert als:

$$F_t = \sqrt{(p - p_a)^2 + \left[t - \left(1 - \frac{\alpha}{\cos \beta} \right) (d + p_a \tan \beta) \right]^2} - \alpha (d + p_a \tan \beta) = 0 \quad (\text{Gl. 2.17})$$

Der Bereich des elastischen Materialverhaltens wird somit durch die Fließflächen des Konus und der Kappe im dreidimensionalen Spannungsraum eindeutig festgelegt. Das gewählte Stoffmodell bildet zwei unterschiedliche Bereiche des plastischen Verhaltens ab. Während auf dem Konus das plastische Fließen idealplastisch ist, ist es auf der den Konus abschließenden Kappe und in der Übergangszone isotrop ver- und entfestigend. Die Ver- und Entfestigung wird durch eine Verfestigungsregel bestimmt, die die plastische Volumendehnung $\varepsilon_{\text{vol}}^{\text{pl}}$ mit der Kappenposition p_b koppelt. Das plastische Verhalten des Materials wird generell von Volumenänderungen begleitet. Die Richtung des plastischen Dehnungsincrementes im Hauptdehnungsraum ist durch die Fließregel definiert, die durch ein Fließpotential beschrieben wird. Das Fließpotential ist im Bereich der Kappe (G_c) assoziiert und im Bereich des Konus und der Übergangsfläche (G_s) nicht assoziiert (Bild 2.9).

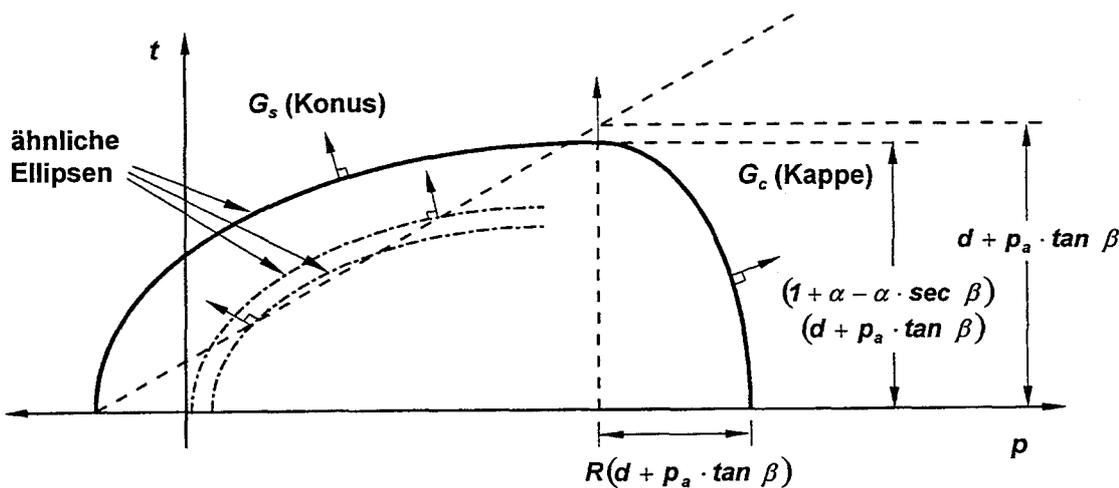


Bild 2.9: Darstellung der Fließpotentiale in der p - t -Ebene.

Das Fließpotential wird wie folgt definiert (Bild 2.9):

$$G_c = \sqrt{(p - p_a)^2 + \left[\frac{Rt}{1 + \alpha - \alpha / \cos\beta} \right]^2} \quad (\text{Gl. 2.18})$$

$$G_s = \sqrt{\left[(p - p_a) \tan\beta \right]^2 + \left[\frac{t}{1 + \alpha - \alpha / \cos\beta} \right]^2} \quad (\text{Gl. 2.19})$$

Da das plastische Dehnungsinkrement normal zur Fläche des Fließpotentials steht, findet auf dem Konus dilatantes Fließen statt, während auf der Kappenfließfläche kontraktantes Fließen stattfindet. Lediglich an der Schnittstelle im Übergang zwischen den zwei Teilfließflächen bzw. im Bereich der Übergangfließfläche kann das Material volumentreu d.h. ohne Volumenänderung fließen. Die Größe der plastischen Volumendehnungen beim Fließen auf der Kappenfließfläche wird durch die o.g. Verfestigungsregel bestimmt.

2.2.4.4 Angesetzte Stoffparameter

Allen parametrischen Untersuchungen wurden als Beispiel für einen verformungsaktiven, bindigen Boden Stoffkennwerte zugrundegelegt, die weitgehend den Stoffparametern der auch als Frankfurter Ton bekannten, tertiären Hydrobienschichten im Stadtgebiet von Frankfurt am Main entsprechen. Die Erfahrungen zeigen, daß die in Abschnitt 3.6 vorgestellte Werkstoffmodellierung zur Abbildung des Stoffverhaltens steifer bis halbfester Tone gute Ergebnisse liefert (Arslan 1994). Die mittels Laborversuchen und back-analysis von Probelastungen identifizierten und verifizierten Stoffparameter sind in den Tabellen 2.1 und 2.2 zusammengestellt. Obgleich aus der Messung an 1:1-Objekten bekannt ist (Amann 1975), daß die Steifigkeit des Frankfurter Tons mit der Tiefe zunimmt, wurde im Rahmen der parametrischen Untersuchungen zur Klärung des Tragverhaltens von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen der in den Berechnungen angesetzte Elastizitätsmodul mit $E = 50 \text{ MN/m}^2$ bewußt als ein über die Tiefe konstanter Wert angesetzt, um so einen Einfluß aus der Tiefenabhängigkeit der Baugrundeigenschaften auf die zu untersuchenden Wechselwirkungen innerhalb der KPP-Systeme zu eliminieren.

Die dokumentierten Stoffkennwerte entsprechen als „best-estimate-values“ den Mittelwerten der versuchs-technisch bzw. durch back-analysis gewonnenen Parametern. Insofern sind auch die sich als Kennlinien für das Tragverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründungen sich ergebenden Widerstandssetzungslinien und die sonstigen Berechnungsergebnisse als best-estimate-values zu werten.

Die stoffliche Modellierung der Werkstoffeigenschaften des Stahlbetons der Gründungskörper erfolgte entsprechend Tabelle 2.3 unter dem Einsatz eines linear-elastischen Stoffansatzes.

Bezeichnung	Formelzeichen	Einheit	Kennwerte Frankfurter Ton
Reibungswinkel	φ'	°	20
Kohäsion	c'	kN/m ²	20
Elastizitätsmodul	E	MN/m ²	50,0
Querdehnungszahl	ν	-	0,25
Ruhedruckbeiwert	K_0	-	0,6
Raumgewichte	γ	kN/m ³	19,0
	γ'	kN/m ³	9,0
Winkel der inneren Reibung	φ'	°	20
Kohäsion	c'	kN/m ²	20
Konuswinkel	β	°	37,67
Konusachsabschnitt	d	kN/m ²	42,42
Konusformfaktor	K	-	0,795
Konus-Kappen-			
Kappenformfaktor	R	-	0,1

Tabelle 2.1 Angesetzte Stoffkonstanten für den Frankfurter Ton im triaxialen Verformungszustand

hydrostatische Spannung p_b [kN/m ²]	plastische Volumendehnung ε_v^{pl} [/]
20,0	0,0
50,0	0,001
100,0	0,0015
200,0	0,0020
500,0	0,0030
1.000,0	0,0040
2.000,0	0,0050
4.500,0	0,0060
10.000,0	0,0070

Tabelle 2.2 Angesetzte Verfestigungsregel für den Frankfurter Ton

Bezeichnung	Formelzeichen	Einheit	Kennwerte Stahlbeton
Elastizitätsmodul	E	MN/m ²	30.000
Querdehnungszahl		-	0,2
Raumgewichte	γ	kN/m ³	25,0
	γ'	kN/m ³	15,0

Tabelle 2.3 Angesetzte Stoffkonstanten für den Werkstoff Stahlbeton

2.2.5 Verifikation des numerischen Berechnungsmodells

Das Berechnungsmodell wurde, wie das nachfolgende Betrachtung beispielhaft zeigen soll, durch die back-analysis von Pfahlprobelbelastungen und 1:1-Objekten verifiziert. 1968/69 wurden im Zusammenhang mit den vorbereitenden Untersuchungen zum S-Bahn-Bau in Frankfurt am Main in einer in den Wallanlagen gegenüber dem alten Frankfurter Opernhaus gelegenen Versuchsbaugrube Pfahlprobelbelastungen an vergleichsweise kurzen Bohrpfählen ($D = 0,42$ m) durchgeführt, deren Pfahltragstrecke im Frankfurter Ton zwischen 2,0 m und 4,0 m betrug (Breth 1970). Bild 2.10 zeigt die Er-

gebnisse der Pfahlprobelastung an einem 4,0 m langen Pfahl (Versuch P4) im Vergleich mit der sich aus den Erfahrungswerten nach DIN 4014 ergebenden theoretischen Pfahlkennlinie und mit der mit dem numerischen Rechenmodell ermittelten Widerstandssetzungslinie.

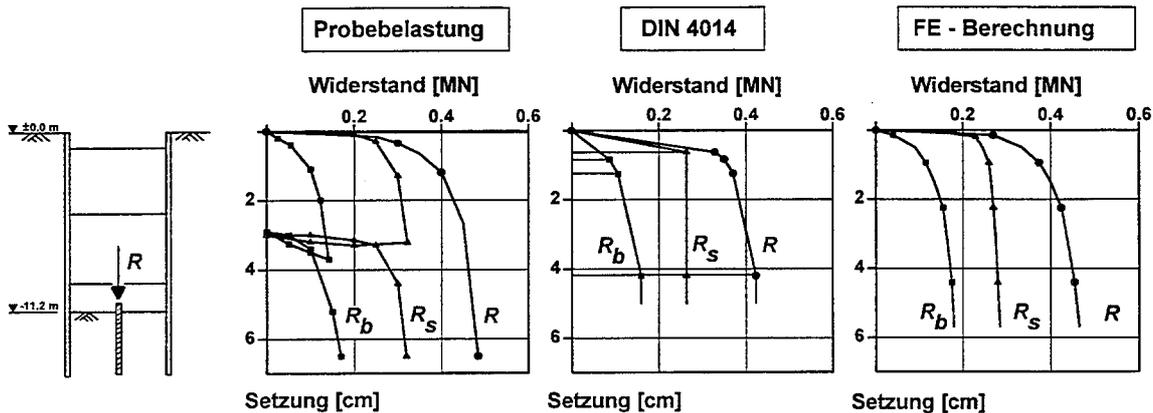


Bild 2.10 Verifikation des numerischen Berechnungsmodells am Beispiel der Pfahlprobelastung an der Alten Oper in Frankfurt am Main.

Sowohl die Probelastung als auch die Ergebnisse der numerischen Berechnung zeigen, daß bereits bei relativ geringen Setzungen des Pfahlkopfes von rund 5 mm die Mantelreibung annähernd mit ihrem Grenzwert mobilisiert wird. Die versuchstechnisch bestimmte mittlere Grenzmantelreibung beträgt $\bar{q}_{sf} = 65 \text{ kN/m}^2$, der Spitzendruck wurde bei einer Pfahlkopf-Setzung $s_g = 0,1 \cdot D$ zu $q_{bf} = 1.200 \text{ kN/m}^2$ gemessen. Die Ergebnisse der numerischen back-analysis der Probelastung zeigen, daß das verwendete Berechnungsmodell in der Lage ist, sowohl den Schervorgang am Pfahlmantel als auch den Kompressionsvorgang am Pfahlfuß realistisch abzubilden.

2.3 Bodenmechanische Grundlagen zum Tragverhalten Kombinierter Pfahl-Plattengründungen

2.3.1 Einfluß des (Primär-)Spannungszustandes im Boden auf das Tragverhalten von Pfählen

Das Tragverhalten von Pfählen hängt neben anderen Einflußfaktoren maßgebend von dem im Baugrund herrschenden Spannungszustand ab. Die effektiven horizontalen Normalspannungen in situ bestimmen die Größe der entlang des Pfahlschaftes mobilisierbaren Mantelreibung. Während das Tragverhalten eines Einzelpfahles ausschließlich vom Primärspannungszustand und den während und nach der Pfahlherstellung erfolgten Spannungsänderungen bestimmt wird, wird das Tragverhalten eines Gründungspfahles einer KPP zusätzlich durch den Einfluß der Nachbarpfähle und der Platte auf das Spannungsniveau des den Pfahl umgebenden Baugrundes beeinflusst (Katzenbach & Moormann 1997).

Bild 2.11 zeigt das im Rahmen einer numerischen Studie ermittelte Tragverhalten von 15 m bis 45 m langen Bohrpfählen (Durchmesser $D = 1,5$ m) im als wassergesättigt angenommenen steifplastischen Frankfurter Ton ($\gamma' = 9$ kN/m³). Alle Pfähle sind bezüglich ihres Pfahlkopfes an der Geländeoberfläche angeordnet. Die Berechnungsergebnisse zeigen, daß bei gleichen Baugrundverhältnissen die über die Pfahltiefe gemittelte Pfahlmantelreibung \bar{q}_{sf} mit steigender Pfahllänge von 42 kN/m² ($l = 15$ m) auf knapp 80 kN/m² ($l = 45$ m), also auf fast den doppelten Wert des kurzen Pfahles zunimmt (Bild 2.11a). Dies ist, wie eine Auswertung der Verteilung der Mantelreibung über die Pfahltiefe bei einer Setzung von $s = 0,1 \cdot D$ in Bild 2.11b zeigt, eine Folge des mit der Tiefe zunehmenden Eigenspannungszustandes des Bodens. Für alle drei untersuchten Pfahllängen ergibt sich eine nahezu lineare Abhängigkeit der Mantelreibung im Grenzzustand von der Tiefe unter der Geländeoberfläche.

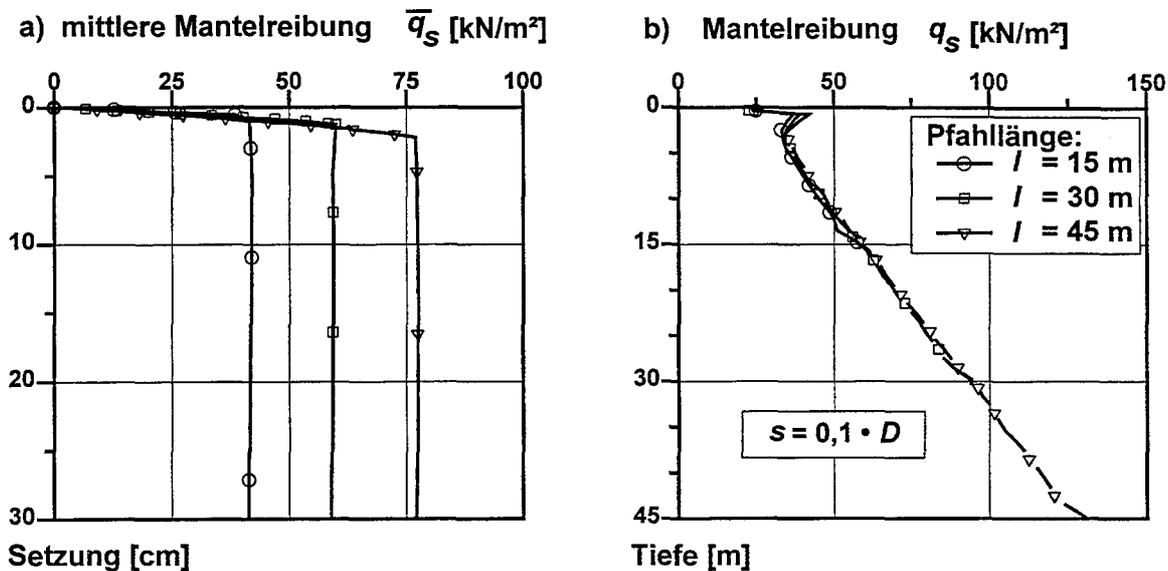


Bild 2.11 Einfluß des Primärspannungszustandes auf die Aktivierung der Mantelreibung. a) Über die Pfahllänge gemittelte Mantelreibung \bar{q}_{sf} als Funktion der Setzung. b) Verteilung der Mantelreibung q_s über die Pfahltiefe für $s = 0,1 \cdot D$

In diesem Zusammenhang sind in Bild 2.12 die numerisch ermittelten Widerstandssetzungslinien von zwei Bohrpfählen im Frankfurter Ton mit identischen geometrischen Abmessungen ($l = 30$ m, $D = 1,5$ m) aufgetragen. Der Unterschied zwischen beiden Pfählen besteht darin, daß der weniger tragfähige Pfahl an der Geländeoberfläche steht, eine Situation wie sie von Pfahlprobelastungen her bekannt ist, während der andere Pfahl sich unter der Sohle der 20 m tiefen Baugrube befindet. Der trotz Aushub infolge Verspannung höhere Spannungszustand des Bodens unter der Baugrubensohle, in Bild 2.12 sind die im Ausgangszustand auf den Pfahl wirkenden effektiven horizontalen Normalspannungen aufgetragen, führt im letztgenannten Fall zu einer wesentlich größeren Pfahltragfähigkeit, die vor allem auf die Erhöhung des Mantelwiderstandes R_s zurückzuführen ist. Von der Geländeoberfläche aus durchgeführte Pfahlprobelastungen liefern also eher die Untergrenze der Pfahltragfähigkeit, wenn die späteren Bauwerkspfähle in größerer Tiefe unter höheren Eigenspannungen des Bodens stehen, so daß in diesen Fällen die mit Hilfe einer Pfahlprobelastung gewonnenen Tragfähigkeitskennwerte mittels eines geeigneten Berechnungsmodells auf die Situation der Bauwerkspfähle übertragen werden müssen.

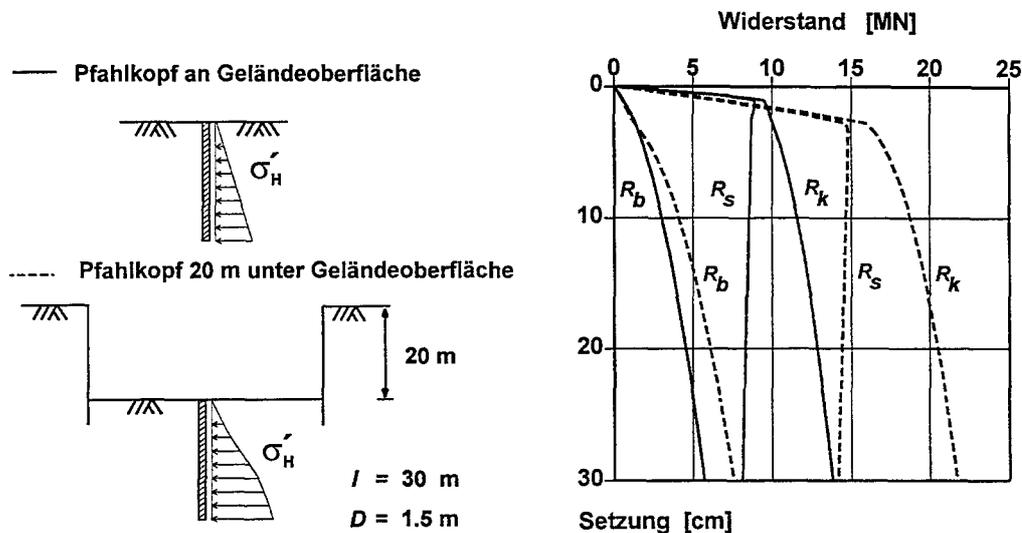


Bild 2.12 Einfluß des Spannungszustandes im Boden auf die Tragwirkung eines Bohrpfahles unter einer Baugrubensohle

2.3.2 Einfluß der Pfahl-Platten-Interaktion

Der Einfluß der Wechselwirkungen zwischen Gründungspfählen und Fundamentplatte auf das Tragverhalten beider Elemente einer KPP soll anhand der in Bild 2.13 dargestellten, bewußt vereinfachten Gründungsmodelle untersucht werden. Bei den in einer numerischen Studie untersuchten Modellen handelt es sich um Einzelpfähle und vereinfachte KPP-Modelle, bestehend aus einer kreisrunden Fundamentplatte und einem zentrisch angeordneten Pfahl, sogenannten „1-Pfahl-1-Platte-Modelle“, die auch schon . Die Abmessungen der Gründungskörper können Bild 2.13 entnommen werden.

Bild 2.14 zeigt für beide Modelle die berechnete Verteilung der Normalkraft und der Mantelreibung über die Pfahltiefe in Abhängigkeit von der Setzung des Pfahlkopfes. Die Mobilisierung der Mantelreibung über die Pfahltiefe wird beim Einzelpfahl durch die Relativverschiebungen in der Kontaktzone zwischen dem elastischen Pfahlschaft und dem umgebenden Boden und durch die mit der Tiefe zunehmenden Primärspannungen im

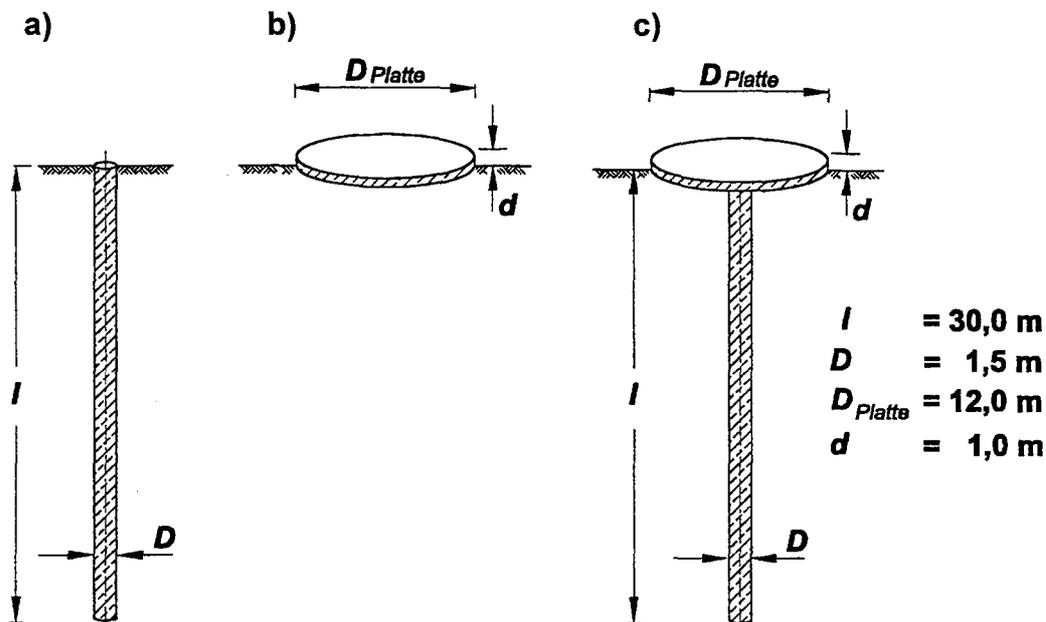


Bild 2.13 Gründungssysteme zur Untersuchung des Einflusses der Pfahl-Platten-Interaktion. a) Einzelfpahl. b) Einzelfundament. c) „1-Pfahl-1-Platte-Modell“

Boden bestimmt (Jendebý 1986). Ausgehend vom Pfahlkopf tritt mit zunehmenden Setzungen am Pfahlmantel ein Schervorgang ein, d.h. die Mantelreibung wird sukzessive mit ihrem Grenzwert mobilisiert, wobei die Grenzmantelreibung, wie in Abschnitt 2.3.1 erörtert, mit der Tiefe linear zunimmt. Dieses hier numerisch ermittelte progressives Scherversagen am Pfahlmantel eines Einzelfahles ist auch aus Probelastungen und analytischen Modellüberlegungen bekannt (Poulos & Davis 1980).

Bei dem Gründungspfahl des „1-Pfahl-1-Platte-Modells“ ist die Aktivierung der Mantelreibung nicht mehr ausschließlich von dem in-situ herrschenden Primärspannungszustand, sondern auch durch den Einfluß der Fundamentplatte auf das Spannungsniveau im Bodenkontinuum bestimmt. So können infolge des durch die Sohlnormalspannungen unter der Platte erhöhten Spannungszustandes im Boden bei zunehmenden Setzungen im oberen Bereich der Pfahltragstrecke signifikant höhere Mantelreibungswerte mobilisiert werden. Bei der hier gewählten Systemkonfiguration ist ein Einfluß der Fundamentplatte

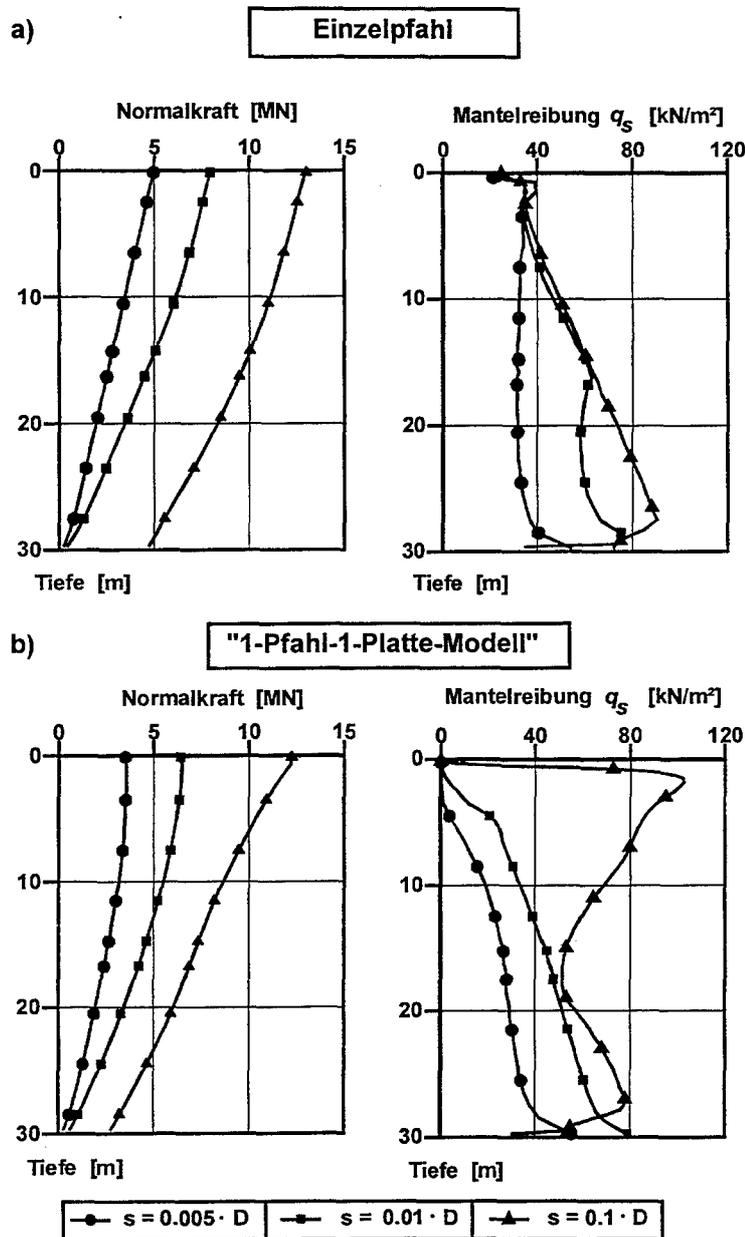


Bild 2.14 Pfahl-Platten-Interaktion: Verteilung der Normalkraft und der Mantelreibung über die Pfahltiefe a) Einzelpfahl. b) „1-Pfahl-1-Platte-Modell“

auf die Aktivierung der Mantelreibung am Pfahlschaft bis in eine Tiefe von rund 20 m unter Plattenunterkante zu beobachten; diese Tiefe entspricht dem 1,5-fachen Wert des Plattendurchmessers.

Andererseits beeinflusst der unter der Fundamentplatte angeordnete Pfahl auch das Tragverhalten der Fundamentplatte. Der Vergleich mit einer äquivalenten Flächengründung in Bild 2.15 zeigt, daß der Pfahl zu einer signifikanten Reduzierung der Sohlnormalspannungen unter der Fundamentplatte insbesondere in der Nähe des Pfahlschaftes führt.

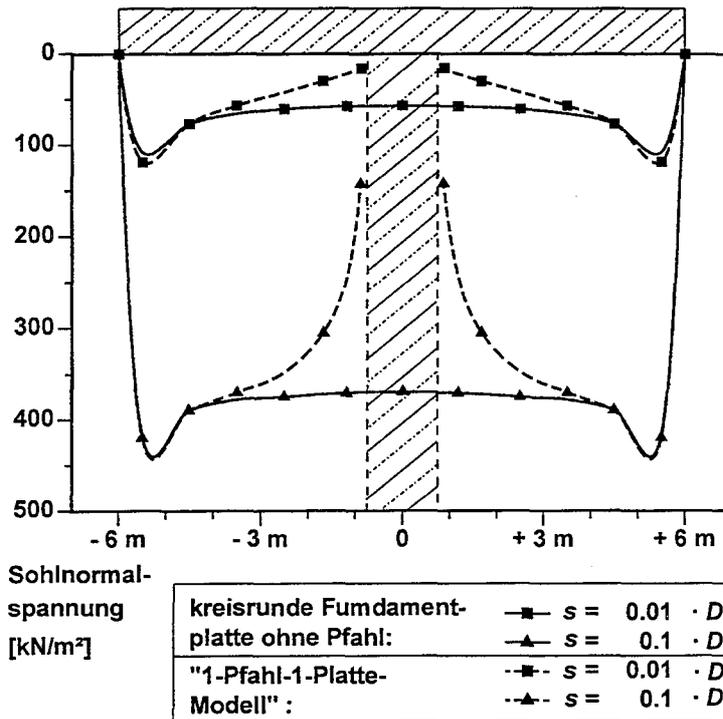


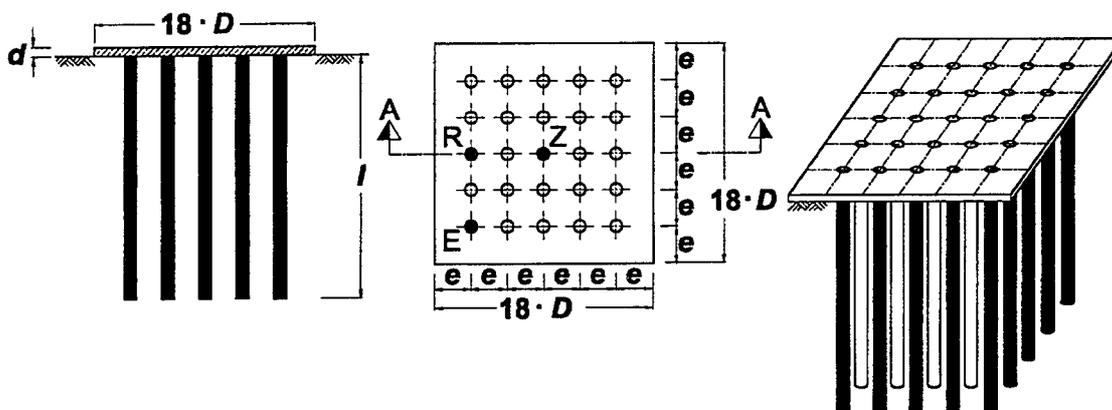
Bild 2.15 Pfahl-Platten-Interaktion: Einfluß eines Gründungspfahles auf die Verteilung der Sohlnormalspannungen unter der Fundamentplatte

2.3.3 Einfluß der Pfahl-Platten- und der Pfahl-Pfahl-Interaktion auf das Tragverhalten von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen

Das Tragverhalten Kombiniertes Pfahl-Plattengründungen wird neben der zuvor aufgezeigten Pfahl-Platten-Interaktion auch wesentlich durch die Wechselwirkungen zwischen den einzelnen Pfählen der Pfahlgruppe beeinflusst. Die Auswirkungen und die gegenseitige Beeinflussung dieser Wechselwirkungen bei einer KPP sollen im Rahmen einer numerischen Studie durch den Vergleich des Tragverhaltens von Flächengründung (FG), Kombiniertes Pfahl-Plattengründung (KPP) und Pfahlgründung (PG) für geometrisch ver-

gleichbar konfigurierte Gründungskörper aufgezeigt werden. Die der Untersuchung zugrundeliegenden Systemannahmen sind in Bild 2.16 beispielhaft für eine KPP mit einem bezogenen Pfahlachsabstand von $e/D = 3,0$ und einer bezogenen Pfahllänge von $l/D = 20$ dargestellt. Der Durchmesser der Bohrpfähle beträgt bei allen Berechnungen $D = 1,5$ m. Den Untersuchungen liegt eine quadratische Fundamentplatte mit einer konstanten Seitenlänge von $18 \cdot D$ und einer Dicke von $d = 1,0$ m zugrunde. Die Anzahl m der unter dieser Fundamentplatte angeordneten Pfähle und deren Achsabstand e werden im Rahmen der Studie variiert. Bei den zum Vergleich untersuchten Pfahlgründungen besitzt die mit den Pfahlköpfen verbundene Fundamentplatte im Gegensatz zu den untersuchten Kombinierten Pfahl-Plattengründungen keinen Kontakt zum Baugrund. Die in den Berechnungen sukzessive bis zu einem Mehrfachen der Gebrauchslast gesteigerten Einwirkungen werden als eine über die Fundamentplatte konstant wirkende Flächenlast q abgebildet.

AUSGANGSKONFIGURATION



Pfahldurchmesser: $D = 1,5$ m
Pfahlachsabstand: $e = 3 \cdot D = 4,5$ m
Pfahllänge: $l = 20 \cdot D = 30$ m
Plattenabmessung: $A = 18 \cdot D \times 18 \cdot D$
Plattendicke: $d = 1,0$ m

Z: Zentrumspfahl
R: Randpfahl
E: Eckpfahl

Bild 2.16 Gründungssysteme zur Untersuchung des Einflusses der Pfahl-Platten- und der Pfahl-Pfahl-Interaktion, beispielhaft dargestellt für KPP mit $m = 25$ Pfählen ($e/D = 3$, $l/D = 20$)

Die numerisch ermittelten Widerstandssetzungslinien mit der Aufteilung in die Teilwiderstände des auf die Pfähle entfallenden Lastanteils $\sum R_{\text{pile},k,j}$ sowie des über die Platte in den Baugrund eingeleiteten Lastanteils R_{raft} sind in Bild 2.17 dargestellt. Bild 2.17a zeigt die Widerstandssetzungslinie für die in Bild 2.16 skizzierte KPP mit einem bezogenen Pfahlachsabstand $e/D = 3$ ($n = 25$ Pfähle, $l/D = 20$) im Vergleich mit der Widerstandssetzungslinie einer Flächengründung gleicher Fundamentplattenabmessung und im Vergleich mit der Widerstandssetzungslinie einer Pfahlgründung gleicher Pfahlanzahl und -anordnung. Die KPP führt hier bei einer Setzung von $s = 6$ cm unter einer zu $R_{\text{tot}} = 200$ MN definierten Gebrauchslast (entsprechend $q = 275$ kN/m²) gegenüber der Setzung der Flächengründung zu einer Setzungsreduktion von 63 % und gegenüber der Setzung der Pfahlgründung zu einer Reduktion von 25 %. Bild 2.17b zeigt im Vergleich die Widerstandssetzungslinie einer KPP mit einem doppelt so großen Pfahlachsabstand $e/D = 6$ ($n = 9$ Pfähle, $l/D = 20$), der ihrerseits die Setzungslinie einer geometrisch identisch konfigurierten Pfahlgründung ohne Sohlpressung gegenübergestellt ist. Der Vergleich der Bilder 2.17a und 2.17b verdeutlicht den Einfluß des Pfahlachsabstandes und der Pfahlanzahl auf das Tragverhalten der KPP. Die Verdopplung des Pfahlachsabstandes

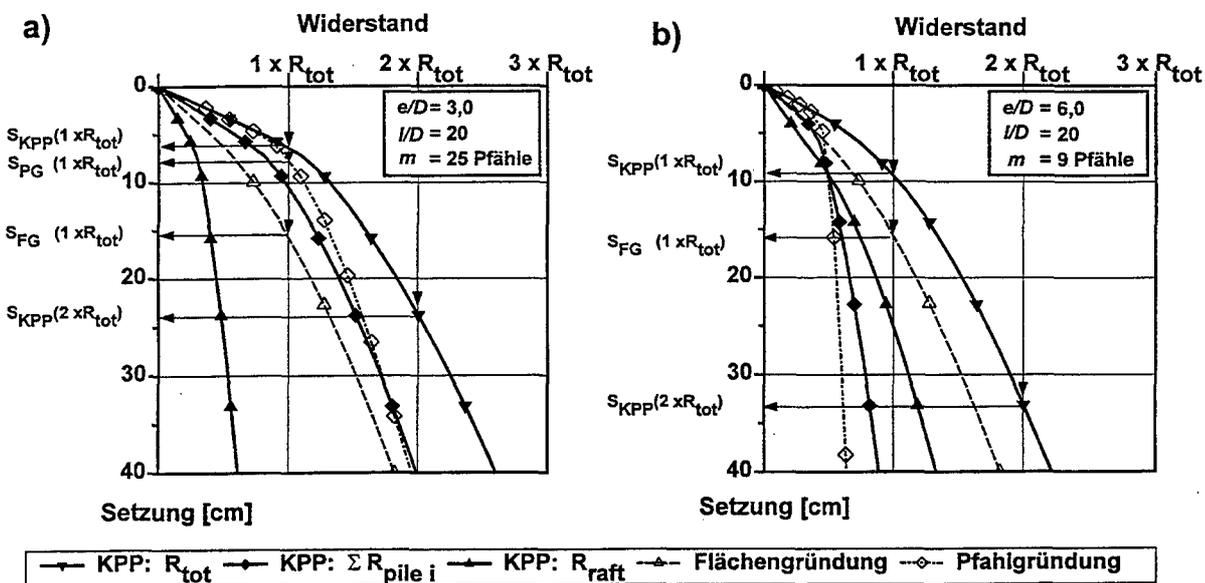


Bild 2.17 Widerstandssetzungsverhalten einer KPP im Vergleich zu einer Flächengründung und einer Pfahlgründung. a. KPP und PG mit $e/D = 3$ ($m = 25$ Pfähle, $l/D = 20$). b. KPP und PG mit $e/D = 6$ ($m = 9$ Pfähle, $l/D = 20$)

$e/D = 6$ ($n = 9$) und damit die Einsparung von 64 % der Pfahlmasse gegenüber der in Bild 2.16a dargestellten KPP mit einem Pfahlachsabstand $e/D = 3$ ($n = 25$) führt zwar zu einer Setzungszunahme um 3 cm, die 9 unter der Platte angeordneten Pfähle bewirken jedoch gegenüber der Flächengründung noch immer eine Setzungsreduktion von mehr als 55 %. Das Widerstandssetzungsverhalten der untersuchten Kombinierten Pfahl-Plattengründungen ist in beiden Fällen nichtlinear.

Die prozentuale Aufteilung des Gesamtwiderstandes einer KPP auf die einzelnen Tragglieder zeigt, daß diese Lastaufteilung beschreibende Pfahlplatten-Koeffizient α_{KPP} bei gleichen geometrischen Abmessungen der Fundamentplatte in starkem Maße von der geometrischen Konfiguration der KPP, ausgedrückt durch den Pfahlachsabstand e/D und die bezogene Pfahlänge l/D , aber auch durch den Beanspruchungs- bzw. Setzungszustand der KPP bestimmt wird (Bild 2.18). Die Lastaufteilung zwischen Pfählen und Platte ist in Abhängigkeit von dem Beanspruchungsniveau des Gesamtsystems in der Regel keine konstante Größe.

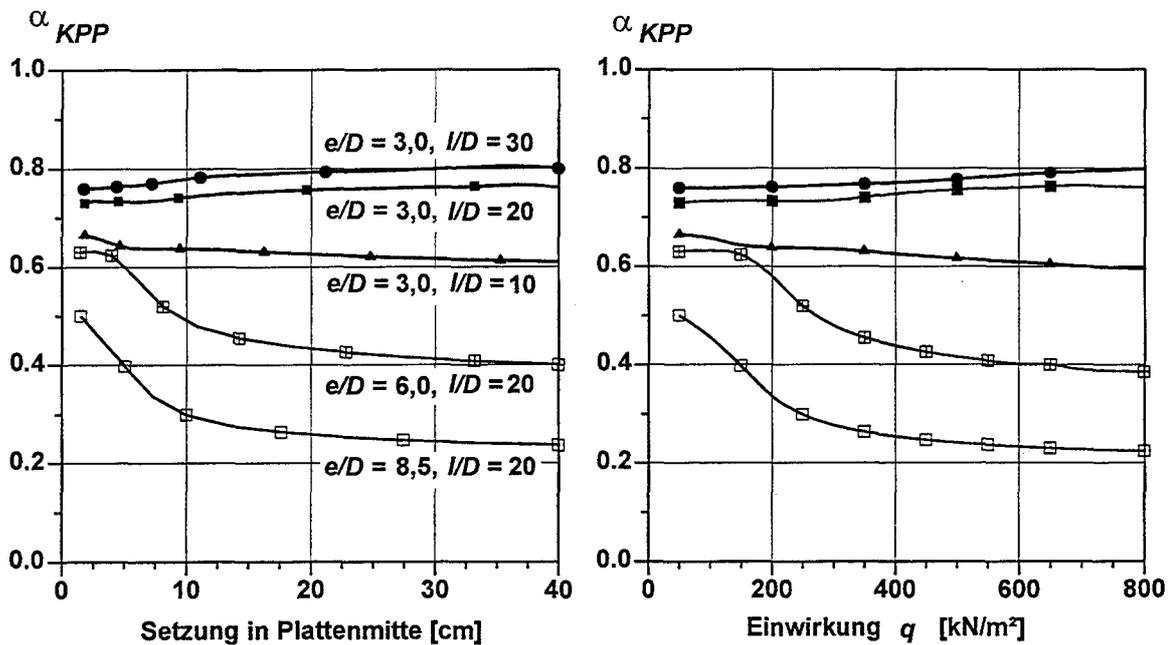


Bild 2.18 Lastaufteilung zwischen Platte und Pfählen einer KPP in Abhängigkeit von der geometrischen Systemkonfiguration. a. Pfahlplatten-Koeffizient α_{KPP} in Abhängigkeit von der Setzung. b. α_{KPP} in Abhängigkeit von der Einwirkung auf das Gesamtsystem

Für Kombinierte Pfahl-Plattengründungen mit einem großen Pfahlplatten-Koeffizienten α_{KPP} , d.h. mit einem geringem Pfahlachsabstand e/D bzw. großer Pfahlanzahl n , bleibt die prozentuale Lastaufteilung zwischen Platte und Pfählen unabhängig von der Pfahllänge l/D auch unter einem Mehrfachen der Gebrauchslast nahezu konstant. Der auf die Pfähle entfallende Lastanteil kann bei steigendem Beanspruchungsniveau sogar noch leicht wachsen. Bei Kombinierten Pfahl-Plattengründungen mit einem größeren Pfahlachsabstand e/D (bzw. kleinerer Pfahlanzahl n) hingegen wächst mit zunehmenden Einwirkungen und damit steigenden Setzungen der auf die Platte entfallende Lastanteil signifikant an, während der über die Pfähle in den Baugrund abgetragene Lastanteil, ausgedrückt durch α_{KPP} , deutlich sinkt. Bild 2.18 zeigt auch, daß eine Vergrößerung der Pfahllänge über $l/D = 20$ hinaus nur noch zu einer vergleichsweise geringen Reduzierung der Setzungen der KPP führt.

Ursächlich dafür, daß sich die Lastaufteilung zwischen Platte und Pfählen insbesondere bei größeren Pfahlachsabständen e/D in Abhängigkeit vom Beanspruchungsniveau ändert, ist die unterschiedliche Charakteristik des Widerstandssetzungsverhaltens der Gründungspfähle bei kleinen und großen Pfahlachsabständen. In Bild 2.19 sind die Widerstandssetzungslinien der einzelnen Gründungspfähle der in Bild 2.17 untersuchten Kombinierten Pfahl-Plattengründungen und Pfahlgründungen aufgetragen. Ausgewertet wurden jeweils die Widerstandssetzungslinie eines Eckpfahles („E“), eines Randpfahles („R“) und eines Zentrumspfahles („Z“) der Pfahlgruppe. Die Position der Pfähle ergibt sich aus Bild 2.16. In Bild 2.19a ist zusätzlich noch die Widerstandssetzungslinie eines vergleichbaren freistehenden Einzelpfahles („P“) dargestellt. Der Widerstand R des jeweiligen Gründungspfahles wird in Bild 2.19 aufgeteilt in den Pfahlfußwiderstand R_b und in den Pfahlmantelwiderstand R_s . Zusammenfassend ergeben sich aus der Darstellung in Bild 2.19 die folgenden Erkenntnisse:

- Die *Pfahl-Pfahl-Interaktion* führt bei abnehmenden Pfahlachsabständen zu einer deutlichen Beeinflussung des Tragverhaltens der Pfähle im Vergleich zu dem vom Einzelpfahl her bekannten Widerstandssetzungsverhalten. Bei einem bezogenen Pfahlachsabstand $e/D = 3$ ist das Tragverhalten eines Gründungspfahles als Bestandteil einer Pfahlgründung, aber auch einer KPP in starkem Maße von seiner Position innerhalb der Pfahlgruppe abhängig und zeigt ein völlig anderes Last-Verformungs-Charakteristikum als dies von einem vergleichbaren Einzelpfahl bekannt ist (Bild 2.19a und c). Sowohl bei der Pfahlgründung als auch bei der KPP wächst dabei bei gleichen Pfahlkopf-

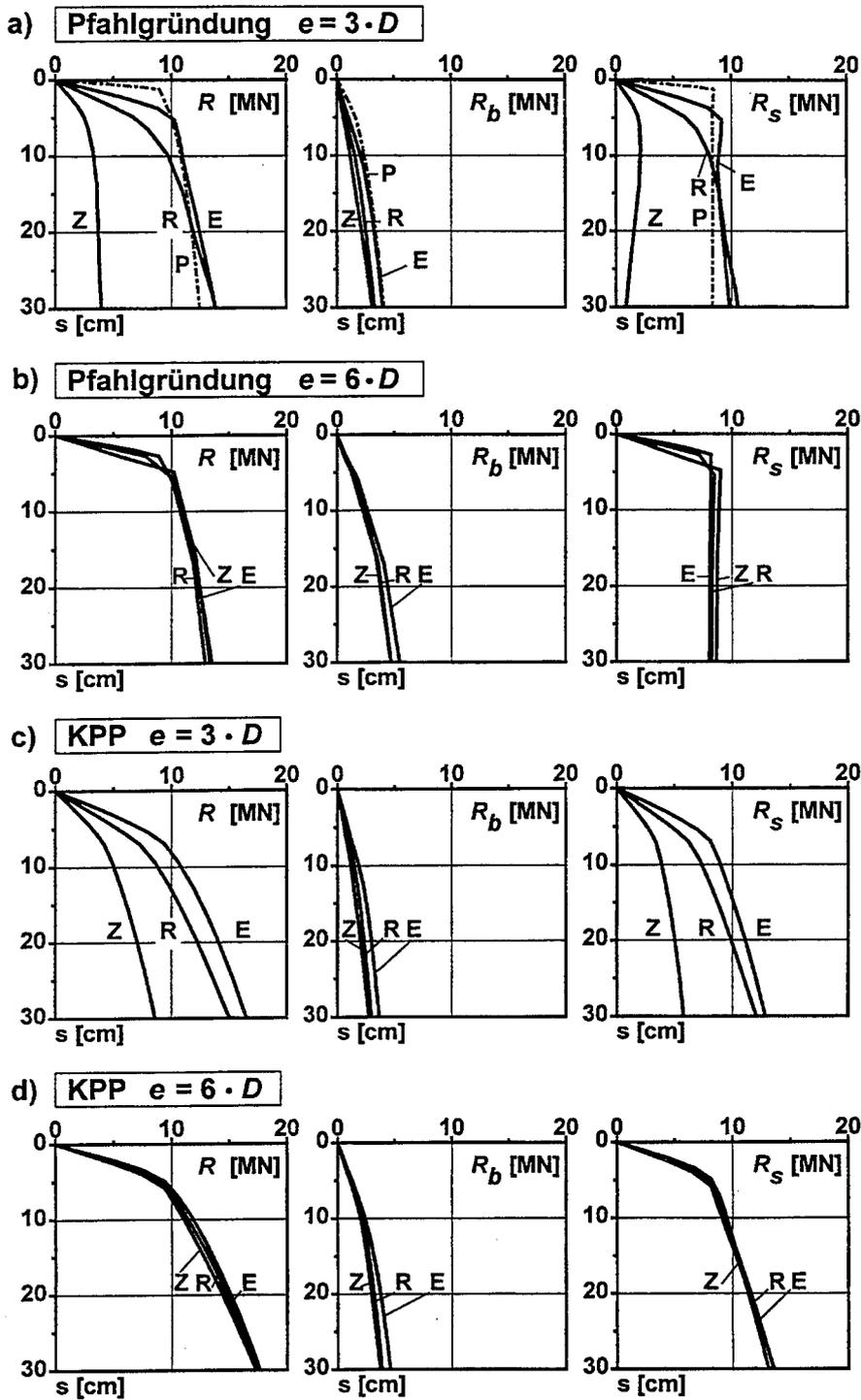


Bild 2.19 Einfluß der Pfahl-Pfahl-Interaktion und der Pfahl-Platten-Interaktion auf das Widerstandssetzungsverhalten von Pfählen als Bestandteil von Pfahlgründungen und Kombinierten Pfahl-Plattengründungen

setzungen der Pfahlwiderstand vom Zentrum der Pfahlgruppe über deren Rand bis zu den Eckpfählen. Insbesondere die Innen- und Zentrumsfähle können durch den Einfluß der Nachbarpfähle deutlich geringere Pfahltragfähigkeiten entwickeln, während die Eckpfähle sich am steifsten in der Pfahlgruppe verhalten, ein Effekt der darauf zurückzuführen ist, daß in den Eckbereichen der Pfahlgruppen keine Abschirmwirkung durch Nachbarpfähle vorhanden ist.

Dies zeigt sich auch darin, daß die vom Pfahlstandort abhängige, unterschiedliche Pfahltragwirkung im wesentlichen eine Folge des unterschiedlich großen Mantelwiderstandes $R_{s,j}$ ist, während der Pfahlfußwiderstand $R_{b,j}$ vom Pfahlstandort nahezu unabhängig ist.

Mit größer werdendem Pfahlachsabstand verringert sich sowohl bei der Pfahlgründung als auch bei der KPP die Intensität der Pfahl-Pfahl-Interaktion. Bei einem bezogenen Pfahlachsabstand von $e/D = 6$ zeigen alle Gründungspfähle eine nahezu gleiche, von ihrem Pfahlstandort unabhängige Tragwirkung (Bild 2.19b und d). Zugleich nähert sich bei diesem Pfahlachsabstand die Charakteristik des Tragverhaltens des Gruppenpfahles dem des Einzelpfahles an. Dies ist auch ursächlich dafür, daß bei einer KPP, wie oben gezeigt, bei größeren Pfahlachsabständen der Pfahlplatten-Koeffizient α_{KPP} mit zunehmenden Setzungen sinkt.

- Das Tragverhalten der Gründungspfähle einer KPP wird neben der Pfahl-Pfahl-Interaktion zusätzlich durch die *Pfahl-Platten-Interaktion* beeinflusst. Der Einfluß dieser Pfahl-Platten-Interaktion äußert sich im wesentlichen in den folgenden drei Aspekten:
 - (1) Das Vorhandensein einer Fundamentplatte und die hierüber mobilisierten Sohlpressungen führen bei einer KPP generell zu einer Vergleichmäßigung des positionsabhängigen Widerstandssetzungsverhaltens der Gründungspfähle. Bei einem Pfahlachsabstand $e/D = 3$ sind die von der Pfahlposition abhängigen Unterschiede im Pfahltragverhalten der Gründungspfähle bei einer KPP geringer als bei einer Pfahlgründung (Bild 2.19a und c).
 - (2) Zudem ist festzustellen, daß bei den Gründungspfählen einer KPP der vom Einzelpfahl her bekannte und auch bei den Pfählen der Pfahlgründungen zu beobachtende Schervorgang am Mantel, also das Erreichen einer Grenzmantelreibung nicht

auftritt. Unabhängig vom Pfahlachsabstand und der Pfahlposition nimmt statt dessen der Pfahlmantelwiderstand R_s mit zunehmenden Setzungen weiter zu. Dieser Effekt verstärkt sich bei abnehmenden Pfahlachsabstand.

- (3) Zugleich führt bei einer KPP die Fundamentplatte zu einer Verringerung der Pfahlfedersteifigkeiten. Insbesondere bei kleineren Setzungen zeigen die Pfähle einer KPP ein deutlich weiches Tragverhalten als dies bei einer Pfahlgründung oder gar einem Einzelpfahl zu beobachten ist.

In Tabelle 2.4 sind die im Rahmen dieser Studie in Abhängigkeit von der Pfahlposition für eine Pfahlkopfsetzung von $s = 0,03 \cdot D$ ermittelten Pfahlfedersteifigkeiten $c_{Pf,j}$ der Gründungspfähle bezogen auf die Federsteifigkeit eines vergleichbaren Einzelpfahles im Gebrauchszustand zusammengestellt. Die nach der Formel

$$c_{Pf,j} = R_j / s (0,03 \cdot D) \quad [\text{MN/m}] \quad (\text{Gl. 2.20})$$

berechneten Ersatzfedersteifigkeiten der Pfähle können einer in der Praxis häufig praktizierten Bemessung der Fundamentplatte einer KPP nach dem Bettungsmodulverfahren im Gebrauchszustand zugrunde gelegt werden. Bei den in Tabelle 2.4 angegebenen Pfahlgruppenfaktoren ζ_j handelt es sich um die auf die Ersatzfedersteifigkeit $c_{Pf,P}$ eines vergleichbaren Einzelpfahles bezogenen Ersatzfedersteifigkeiten $c_{Pf,j}$ eines Pfahles an der Position j einer KPP oder einer Pfahlgründung:

$$\zeta_j = c_{Pf,j} / c_{Pf,P} \quad [-] \quad (\text{Gl. 2.21})$$

Die sich insbesondere bei kleinen Pfahlachsabständen ergebenden großen Unterschiede der standortspezifischen Pfahlgruppenfaktoren ζ_j belegen, daß der in der Praxis bisweilen durchaus übliche Ansatz gleicher Federsteifigkeiten für alle Pfähle einer KPP unabhängig von der Pfahlposition zu einer sicherheitsrelevanten Fehleinschätzung der Tragwirkung der KPP insbesondere auch im Hinblick auf die innere Tragfähigkeit der Gründungselemente führen kann.

Gründungstyp Pfahlachsabstand		Pfahlstandort Pfahllänge		Pfahlgruppenfaktor ζ_j		
				Zentrums- pfahl ζ_Z	Rand- pfahl ζ_R	Eck- pfahl ζ_E
Pfahlgründung						
$e/D = 3,0$		$l/D = 20$	0,10	0,22	0,39	
$e/D = 6,0$		$l/D = 20$	0,34	0,45	0,53	
$e/D = 8,5$		$l/D = 20$	0,53	-	0,92	
KPP						
$e/D = 3,0$		$l/D = 20$	0,11	0,18	0,25	
$e/D = 6,0$		$l/D = 20$	0,33	0,36	0,39	
$e/D = 8,5$		$l/D = 20$	0,42	-	0,70	
$e/D = 3,0$		$l/D = 10$	0,13	0,19	0,25	
$e/D = 3,0$		$l/D = 30$	0,11	0,18	0,25	

Tabelle 2.4 Im Rahmen der Studie ermittelte Pfahlgruppenfaktoren ζ_j zur Ermittlung der pfahlstandortabhängigen Federsteifigkeiten $c_{Pf,j}$ der Pfähle von Pfahlgründungen und Kombinierten Pfahl-Plattengründungen im Frankfurter Ton ($D = 1,5 \text{ m} = \text{const.}$)

Die Gründungspfähle von Pfahlgründung und Kombiniertes Pfahl-Plattengründungen zeigen also insbesondere bei kleinen Pfahlachsabständen e/D ein völlig anderes Tragverhalten als ein Einzelpfahl, ein Sachverhalt der auch bezüglich der Verteilung der Mantelreibung über die Pfahltiefe gilt. Für die in Bild 2.19 betrachteten Pfahlgründungen (PG) und Kombinierte Pfahl-Plattengründungen (KPP) sind in Bild 2.20 für einen Pfahlachsabstand $e/D = 3$ und in Bild 2.21 für einen Pfahlachsabstand $e/D = 6$ die numerisch ermittelte Verteilung der Normalkraft und der Mantelreibung über die Pfahltiefe in Abhängigkeit von dem Pfahlstandort für eine Pfahlkopfsetzung von $s = 0,03 \cdot D$ und eine Pfahlkopfsetzung von $s = 0,1 \cdot D$ ausgewertet.

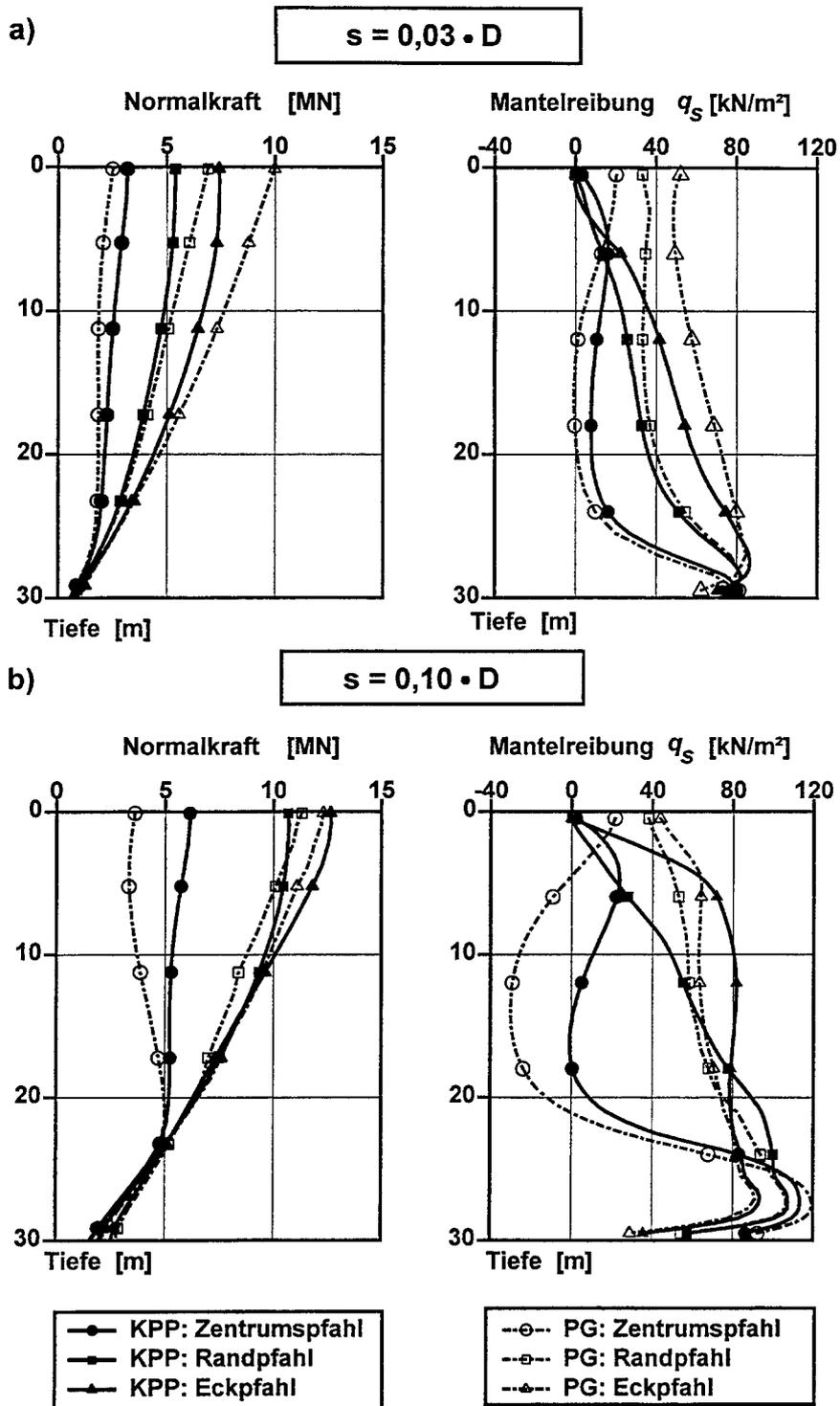


Bild 2.20 Verteilung der Normalkraft und der Mantelreibung über die Pfahltiefe in Abhängigkeit vom Pfahlstandort für die Gründungspfähle einer Pfahlgründung und eine KPP bei einem Pfahlachsabstand $e/D = 3$

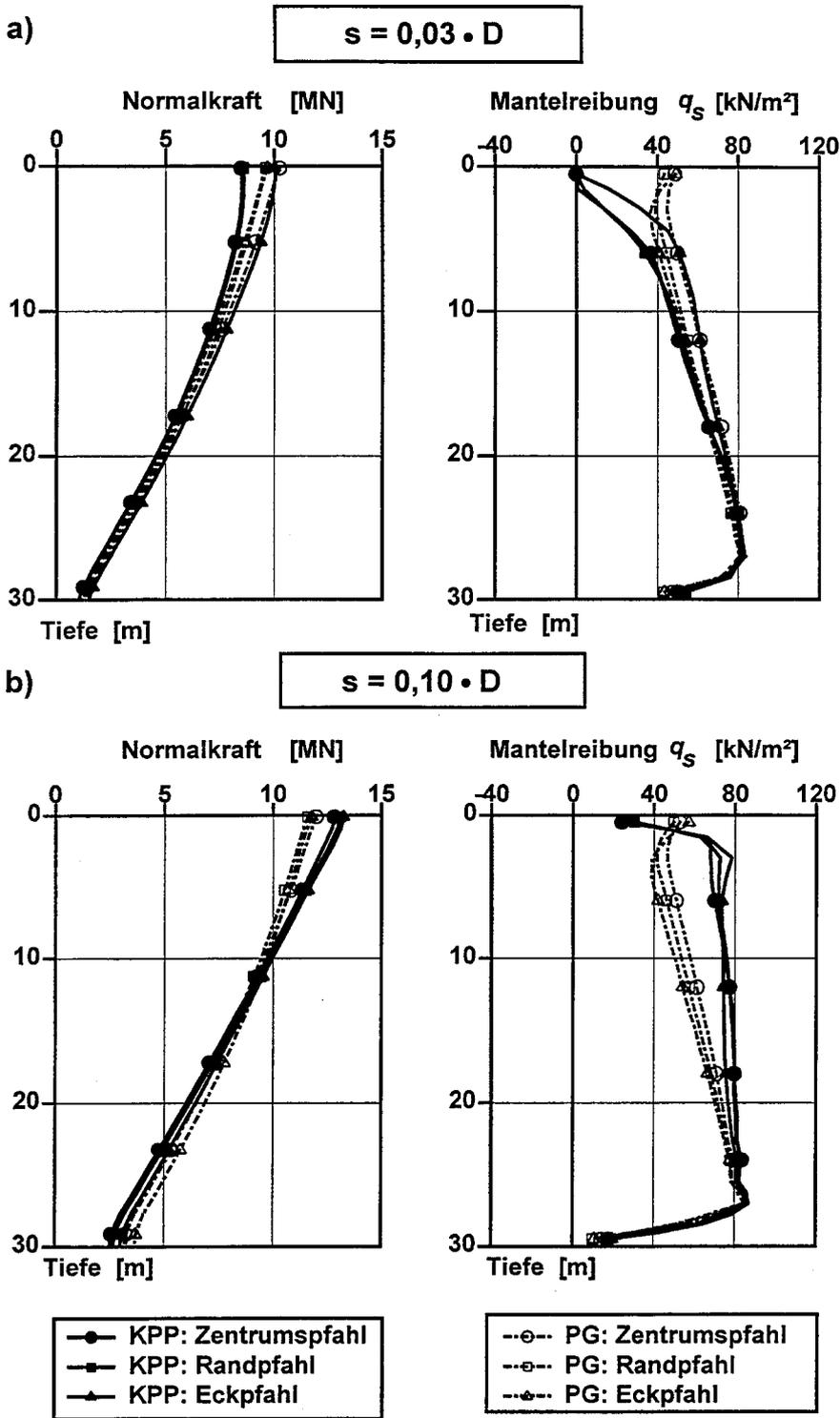


Bild 2.21 Verteilung der Normalkraft und der Mantelreibung über die Pfahltiefe in Abhängigkeit vom Pfahlstandort für die Gründungspfähle einer Pfahlgründung und eine KPP bei einem Pfahlachsabstand $e/D = 6$

Bei einem Pfahlachsabstand von $e/D = 3$ ist die Verteilung der Mantelreibung sowohl bei der Pfahlgründung als auch bei der Kombinierten Pfahl-Plattengründung stark von dem Standort des jeweiligen Gründungspfahles abhängig. Die Ergebnisse der numerischen Studie wie auch der in Bild 2.4 dokumentierten Messungen aus Frankfurt am Main zeigen, daß bei den Innenpfählen wegen der gemeinsamen Blockverformung von Pfählen und umgebenden Boden die Mantelreibung im einem ungefähr $2/3$ der Pfahllänge entsprechenden, oberen Bereich der Pfahltragstrecke in der Regel nur zu einem sehr geringen Maß mobilisiert werden kann und ihren Größtwert erst im unteren Bereich der Pfahltragstrecke erreicht, ein Sachverhalt der auch beim Nachweis der inneren Tragfähigkeit der Gründungspfähle zu berücksichtigen ist. Die Rand- und Eckpfähle zeigen ein völlig anderes Verhalten und nähern sich im Hinblick auf die Verteilung der Mantelreibung dem aus Bild 2.14 bekannten Verhalten eines Einzelpfahl an.

Die Vergrößerung des Pfahlachsabstandes auf $e/D = 6$ führt zu einer deutlichen Vereinheitlichung der Mantelreibungsverteilung. Insbesondere bei der Pfahlgründung entsprechen Wert und Verteilung der Mantelreibung näherungsweise der des Einzelpfahles (Bild 2.14 und 2.21a).

Bei der Kombinierten Pfahl-Plattengründung sind im Vergleich mit der Pfahlgründung zwei zusätzliche Effekte zu beobachten:

- (1) Direkt unter der Fundamentplatte kann infolge der fehlenden Relativverschiebung zwischen Pfahlmantel und dem zwischen Pfählen und Fundamentplatte eingeschlossenen Boden generell keine Mantelreibung mobilisiert werden.
- (2) Bei kleinen Pfahlkopfsetzungen und einer entsprechend geringen Mitwirkung der Fundamentplatte am Lastabtrag werden am Pfahlschaft etwas geringere Mantelreibungswerte als bei einer vergleichbaren Pfahlgründung aktiviert. Bei größeren Setzungen hingegen werden insbesondere im oberen Bereich der Pfahltragstrecke bis in eine Tiefe von rund 20 m unter Fundamentplatte deutlich höhere Mantelreibungswerte mobilisiert (Bild 2.20b und 2.21b), die im Vergleich zu der bei einem Einzelpfahl und den Pfählen der Pfahlgründung mobilisierten Mantelreibung bis um den Faktor 2 größer sind. Ursächlich hierfür ist, daß sich bei größeren Setzungen die Fundamentplatte stärker am Lastabtrag beteiligt. Der über Sohlspannung in den Baugrund eingeleitete Lastanteil führt zu einer Erhöhung des Spannungsniveaus im Boden. Das höhere Spannungsniveau des Bodenkontinuums im Bereich unter der Fundament-

platte erlaubt die Mobilisierung höherer Mantelreibungswerte, da die mobilisierbare Mantelreibung unmittelbar abhängig ist von den auf den Pfahlmantel wirkenden effektiven horizontalen Normalspannungen (siehe Abschnitt 2.3.1). Diese tragfähigkeitserhöhende Wirkung der Sohlspannung auf die Mantelreibung ist ein wesentlicher Vorteil der Pfahl-Platten-Interaktion bei Kombinierten Pfahl-Plattengründungen und erlaubt eine besonders effektive Inanspruchnahme der Pfähle als Gründungselemente.

Den Einfluß der Blockverformung von Baugrund und Pfählen sowie die Auswirkungen der Pfahl-Platten-Interaktion in Abhängigkeit vom Pfahlachsabstand verdeutlichen auch die Bilder 2.22 (für $e/D = 3$) und 2.23 (für $e/D = 6$), die in einem vertikalen Schnitt in der Symmetrieachse des Gründungskörpers (Schnitt A-A in Bild 2.16) die vertikalen Verschiebungen von Gründung und Baugrund sowie die vertikalen und horizontalen Spannungen im Baugrund für die bereits näher betrachteten Kombinierte Pfahl-Plattengründungen und die entsprechend konfigurierten Pfahlgründungen im Vergleich dokumentieren. Aufgetragen sind die auf den Zustand unmittelbar nach Einbau des Gründungskörpers bezogenen Änderungen des Spannungs- und Verformungszustandes für eine Setzung des Gründungskörpers von $s = 0,03 \cdot D$ und für eine Setzung von $s = 0,1 \cdot D$ im Schnitt A-A in ausgewählten horizontalen Ebenen unter der Geländeoberfläche ausgewertet. Die Bilder verdeutlichen die insbesondere bei einem engen Pfahlachsabstand zu beobachtende Blockverformung von Baugrund und Pfählen und den das Tragverhalten einer KPP kennzeichnenden Einfluß der Fundamentplatte auf das Spannungsniveau im Bodenkontinuum zwischen den Pfählen.

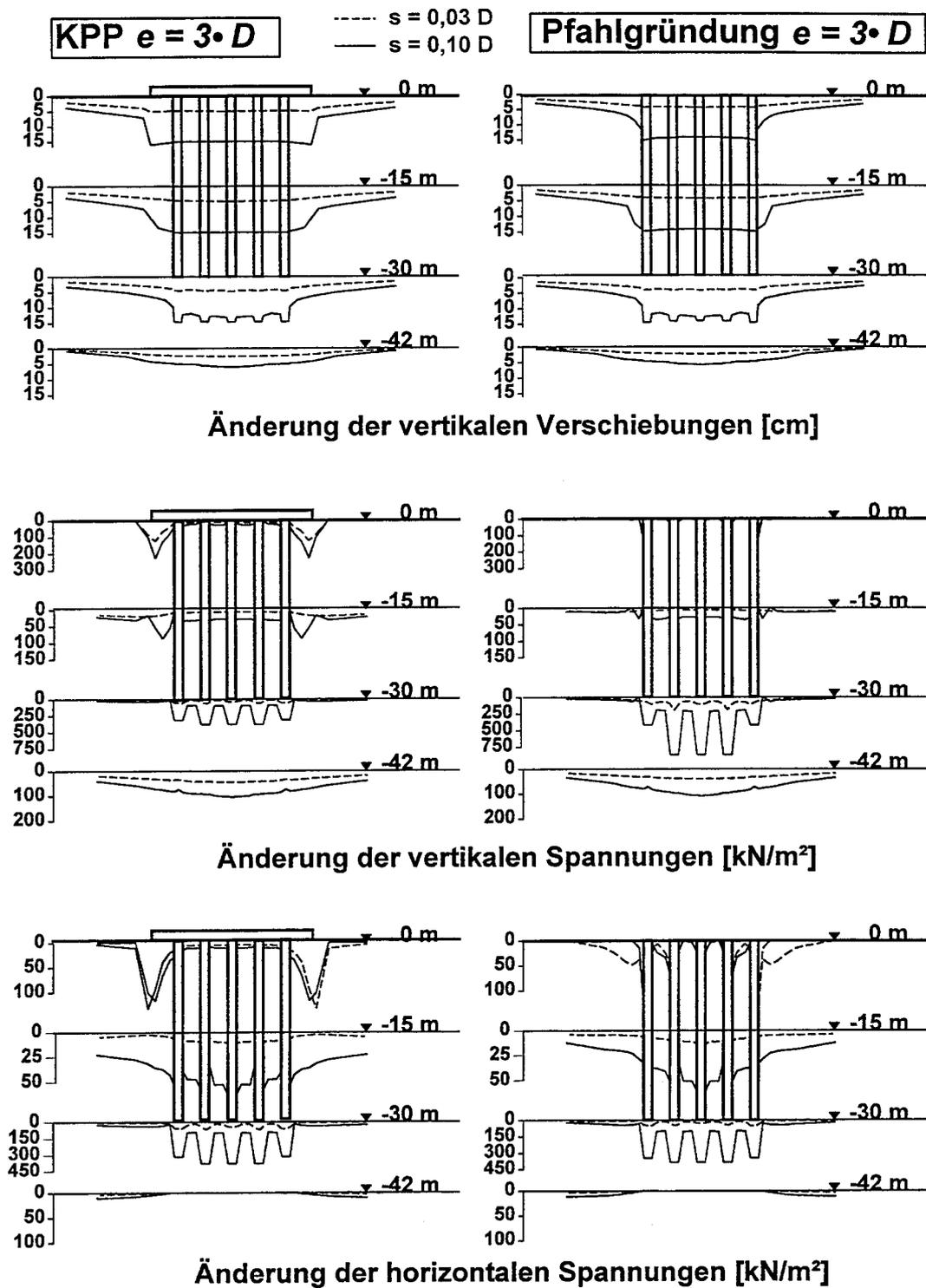


Bild 2.22 Änderung der Setzungen sowie der vertikalen und horizontalen Spannungen im Schnitt A-A unter einer KPP und einer Pfahlgründung mit $e/D = 3$ bei einer Setzung von $s = 0,03 \cdot D$ und $s = 0,1 \cdot D$

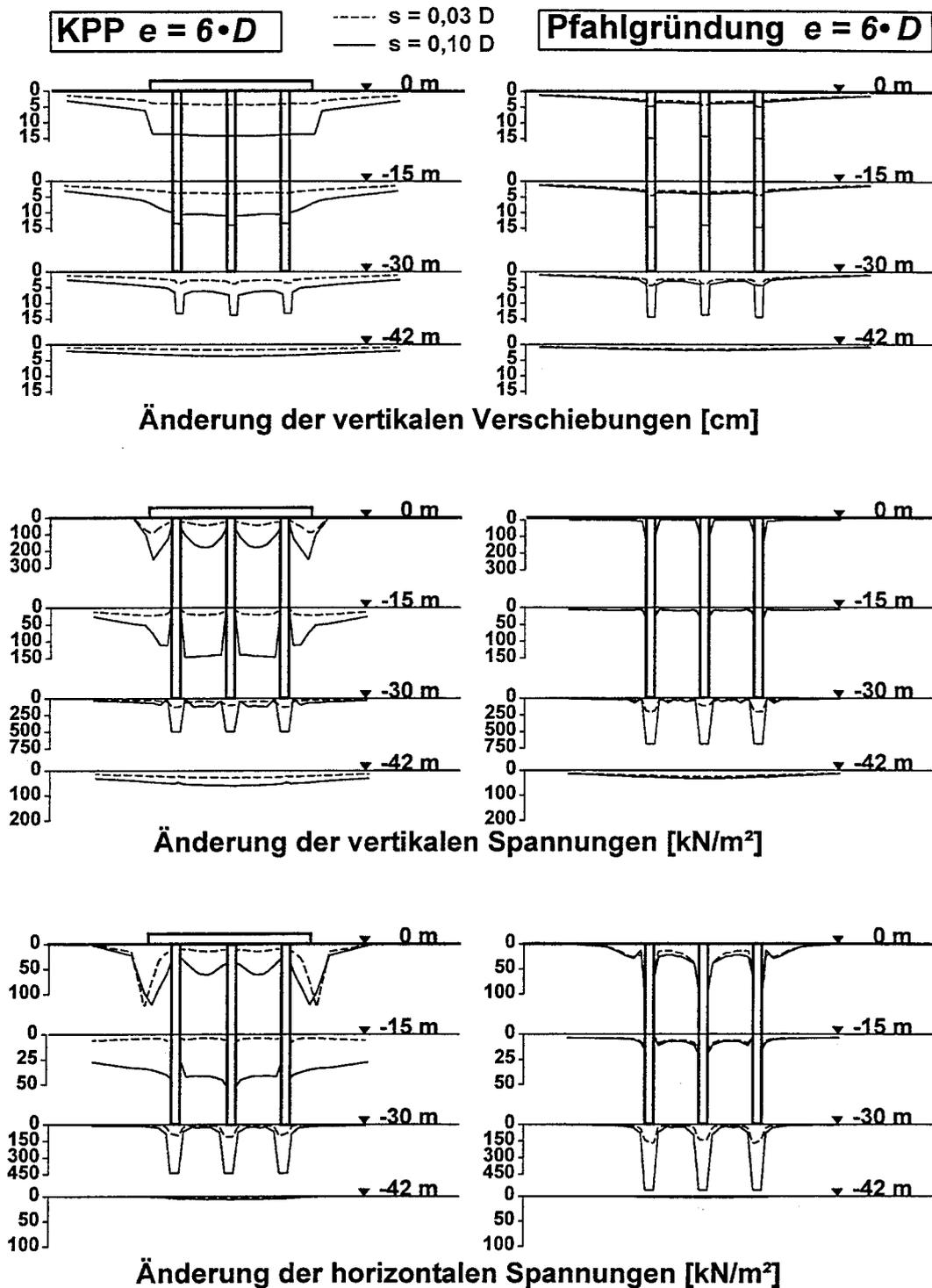


Bild 2.23 Änderung der Setzungen sowie der vertikalen und horizontalen Spannungen im Schnitt A-A unter einer KPP und einer Pfahlgründung mit $e/D = 6$ bei einer Setzung von $s = 0,03 \cdot D$ und $s = 0,1 \cdot D$

2.3.4 Anwendungsgrenzen der Kombinierten Pfahl-Plattengründung

Die Kenntnis und Berücksichtigung der Anwendungsgrenzen der KPP ist von entscheidender sicherheitstechnischer Bedeutung.

Auch wenn in Abhängigkeit von den zur Abbildung des Tragverhaltens der KPP gewählten Berechnungsmodellen, wie z.B. bei geeigneten numerischen Modellen, die lückenlose Beschreibung des Überganges von einer KPP zu einer reinen Pfahl- oder Flächengründung im Grundsatz möglich ist, werden im Rahmen der Richtlinie in Kapitel 2 „Geltungsbereich“ eindeutige Grenzwerte definiert, die für den in der Praxis tätigen Anwender (Aufsteller, Prüfer, Bauaufsichtsbehörden) klare Beurteilungskriterien zur Verfügung stellen, die die Anwendungsgrenzen der KPP aufzeigen.

Zur Festlegung der Anwendungsgrenzen war zu klären, bei welchen Randbedingungen die Realisierung einer KPP an Grenzen stößt bzw. dezidiertere Betrachtungen mit einem Rechenmodell höherer Stufe erforderlich werden. Zu diesen Randbedingungen, die den Einsatz einer KPP einschränken bzw. unmöglich machen, gehören grundsätzlich ungeeignete Bodenschichtungen und hier insbesondere Zwei- und Mehrschichtsysteme mit großen Steifigkeitsunterschieden bei denen eine direkt unter der Fundamentplatte liegende Schicht geringerer Steifigkeit eine darunter folgende Schicht größerer Steifigkeit überlagert.

Zur Festlegung der Anwendungsgrenzen wurden Variantenstudien mit dem in Abschnitt 2.2.4 dokumentierten Berechnungsmodell durchgeführt. Das nachfolgende Beispiel in Bild 2.24 zeigt in diesem Zusammenhang exemplarisch das Tragverhalten für ein untersuchtes „1-Pfahl-1-Platte-System“ in einem Zweischichtsystem. Die Steifigkeit E_1 der oberen Schicht unter der Fundamentplatte wurde im Verhältnis zur Steifigkeit E_2 der unteren Schicht parametrisch von $E_1/E_2 = 1$ (homogener Baugrund) bis $E_1/E_2 = 1/100$ variiert. Während in dem homogenen Baugrund Pfahl und Platte in ungefähr gleichem Maß am Lastabtrag beteiligt sind, findet bei abnehmender Steifigkeit der oberen Schicht ein sukzessiver Übergang statt hin zu einem Tragverhalten, bei dem der Lastabtrag allein durch den Pfahl erfolgt (Bild 2.24).

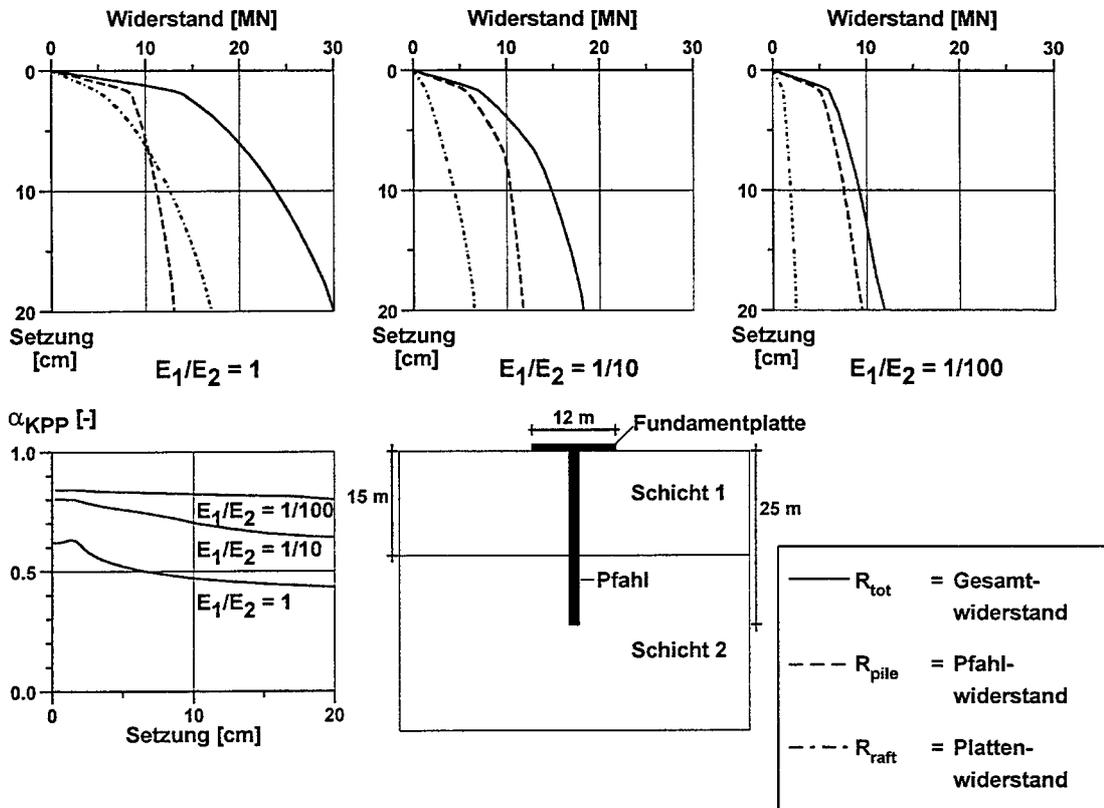


Bild 2.24 Tragverhalten eines „1-Pfahl-1-Platte-Systems“ in geschichtetem Untergrund in Abhängigkeit des Steifigkeitsverhältnisses E_1/E_2

Die Ergebnisse der numerischen Variantenuntersuchungen belegen, daß das Gründungskonzept der Kombinierten Pfahl-Plattengründung seine Anwendungsgrenzen demnach in den Fällen findet, bei denen unmittelbar unter der Fundamentplatte eine Schicht relativ geringer Tragfähigkeit (weiche bindige Schicht; sackungsfähige Auffüllungen; verrottungsfähige oder schrumpffgefährdete Böden) ansteht, die im unteren Bereich der Pfahltragstrecke von einer Schicht deutlich größerer Tragfähigkeit unterlagert wird. In diesen Fällen ist, soweit keine spezielle Untersuchung im Einzelfall erfolgt, nach derzeitigem Kenntnisstand eine Pfahlgründung im Sinne der DIN 1054 · Abs. 5 erforderlich, der Einsatz einer KPP ist dann nicht zulässig.

Der Gültigkeitsbereich der Richtlinie wurde daher wie folgt beschränkt. Die Anwendung der Richtlinie ist nicht erlaubt in Fällen, bei denen unter der Fundamentplatte Schichten relativ geringer Steifigkeit anstehen, und sie gilt nicht bei geschichteten Baugrund mit einem Steifigkeitsverhältnis der oberen zur unteren Schicht von

$$E_{v1}/E_{v2} \leq 1/10 \quad (\text{Gl. 2.22})$$

sowie in allen Fällen, bei denen der Pfahlplatten-Koeffizient

$$\alpha_{\text{KPP}} > 0,9 \quad (\text{Gl. 2.23})$$

ist.

2.4 Schlußfolgerungen und Empfehlungen für die Bemessung von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen

Die Ergebnisse der numerischen Grundsatzstudien verdeutlichen zusammen mit den aus Modellversuchen und Messungen bekannten Erfahrungen die wesentlichen, die Baugrund-Tragwerk-Interaktion von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen bestimmenden Aspekte:

- Die Aufteilung des Gesamtwiderstandes R_{tot} einer KPP auf die Gründungspfähle $\sum R_{\text{pile},k,j}$ und die Fundamentplatte R_{raff} ist abhängig von dem Beanspruchungsniveau der KPP und kann sich in Abhängigkeit von den Setzungen der KPP signifikant ändern. Der Zusammenhang zwischen α_{KPP} und dem Setzungsniveau ist nichtlinear (Bild 2.18). Insbesondere bei größeren Pfahlachsabständen ($e/D \geq 4,5$) kann bei zunehmenden Setzungen ein deutlicher Zuwachs des auf die Platte entfallenden Lastanteiles eintreten, während bei geringeren Pfahlachsabständen die Lastaufteilung in der Regel näherungsweise konstant bleibt.
- Das Widerstandssetzungsverhalten des Gründungspfahles einer KPP weicht in der Regel bei gleicher Pfahllänge und gleichem Pfahldurchmesser ($l/D = \text{const.}$) insbesondere in Abhängigkeit von
 - seinem Standort innerhalb der Pfahlgruppe und
 - dem Pfahlachsabstand e

bei ansonsten gleichen Randbedingungen, i.w. gleichen Baugrundeigenschaften, signifikant von dem Widerstandssetzungsverhalten eines vergleichbaren Einzelpfahles ab. Während der Pfahlfußwiderstand $R_{b,j}$ in der Regel vom Pfahlstandort nahezu unabhängig ist, ist bei dem Mantelwiderstand $R_{s,j}$ bedingt durch die Pfahl-Pfahl-Interaktion und die Pfahl-Platten-Interaktion eine deutliche Abhängigkeit von der Pfahlposition in der Gruppe zu verzeichnen. Die in der Praxis weit verbreitete Annahme, daß bei einem bezogenen Pfahlachsabstand von $e/D = 3$ keine die Pfahltragwirkung beeinflussende Wechselwirkung zwischen den Pfählen auftritt, ist nicht zutreffend.

In der Regel ist das Widerstandssetzungsverhalten eines Gründungspfahles innerhalb einer KPP gekennzeichnet durch eine im Vergleich zum Einzelpfahl geringere Steifigkeit bei einem gleichzeitigem Fehlen einer klaren

Grenz- oder Bruchlast infolge Erreichen einer Grenzmantelreibung, wie dies von Einzelpfählen in bindigen Böden bekannt ist (Bild 2.19). Bei kleinen Setzungen führt die Blockverformung von Pfählen, Fundamentplatte und eingeschlossenem Erdkörper zu einer Verringerung der Relativverschiebungen insbesondere im oberen Bereich des Pfahlmantels und damit zu einer reduzierten Pfahlsteifigkeit gegenüber einem freistehenden Einzelpfahl. Für große Verformungen nimmt in der Regel in Abhängigkeit von der Systemkonfiguration der Gründung der Pfahlmantelwiderstand mit zunehmenden Setzungen weiter zu. Kausal hierfür ist der die mobilisierbare Mantelreibung erhöhende Einfluß der Fundamentplatte auf das Spannungsniveau im Bodenkontinuum.

- Der insbesondere bei bindigen Bodenarten beim Einzelpfahl zu beobachtende, auch als „Durchrutschen“ bezeichnete Schervorgang des Pfahles relativ zum Boden am Pfahlmantel tritt bei Kombinierten Pfahl-Plattengründungen in der Regel nicht auf. Das bedeutet, daß bei einer KPP in der Regel und in Abhängigkeit vom Pfahlachsabstand die Tragfähigkeit der Pfähle nicht bis zum Bruchzustand voll mobilisiert wird.

Das bedeutet, daß die maximale Tragfähigkeit eines Gründungspfahles einer KPP nicht begrenzt ist durch einen Wert vergleichbar einer - beispielsweise im Rahmen einer Pfahlprobelastung ermittelten - Grenztragfähigkeit eines Einzelpfahles und bei entsprechend großen Setzungen signifikant größere Werte annehmen kann. Die früher in ersten Bemessungsansätzen geäußerte Auffassung, daß die Pfähle bei einer KPP bis zu der vom Einzelpfahl bekannten Grenztragfähigkeit mobilisiert werden und dann im Sinne eines „Fließgelenkes“ durchrutschen, insofern also auch bei der Bemessung der Fundamentplatte als von unten nach oben wirkender Einwirkungen konstanter Größe berücksichtigt werden könnten (sogenanntes „Methode der wegunabhängigen Stützung“), ist nicht zutreffend. Eine gewisse Realitätsnähe des Rechenmodells ist gegeben, wenn die Pfähle unter Heranziehung des Bettungsmodulverfahrens durch entsprechende, auf ihr jeweiliges standortspezifische Widerstandssetzungsverhalten abgestimmte Einzelfedern abgebildet werden.

- Dieser Sachverhalt muß auch beim Nachweis der inneren Tragfähigkeit der Pfähle und der Platte berücksichtigt werden. Der Ansatz der Widerstandssetzungslinie eines freistehenden Einzelpfahles mit entsprechenden geometrischen Abmessungen zur Dimensionierung eines Gründungspfahles einer KPP kann zu einer sicherheitsrelevanten Fehleinschätzung der tatsächlich auftretenden Pfahlkräfte führen. Insbesondere im Hinblick auf den im Rahmen des Nachweises der inneren Tragfähigkeit (Grenzzustand 1) zu führenden Durchstanznachweises der Fundamentplatte ist die Unterschätzung der Pfahlkraft kritisch, zumal hier die Schubbeanspruchung der Fundamentplatte durch die eingeleiteten Pfahlkräfte eine maßgebende Designgröße ist (Denk 1998). Dabei sollte beachtet werden, daß die Tragfähigkeit eines Gründungspfahles einer KPP unter Umständen um den Faktor 1,5 bis 2 größer sein kann, als die Grenztragfähigkeit eines vergleichbaren Einzelpfahles.
- Die beispielsweise durch eine Pfahlprobelastung gewonnen Erkenntnisse über das Widerstandssetzungsverhalten eines Einzelpfahles müssen daher mittels eines geeigneten Berechnungsmodells unter Beachtung der standortspezifischen Baugrundsituation und unter Berücksichtigung der geometrischen Systemkonfiguration auf das Tragverhalten der Gründungspfähle einer KPP übertragen werden.
- Der Spitzendruck q_b und insbesondere die Mantelreibung q_s eines Pfahles sind abhängig von dem im Boden vorherrschenden Spannungszustand, wobei dieser neben der Pfahl-Pfahl- und der Pfahl-Platten-Interaktion geprägt wird durch den Primärspannungszustand im Bodenkontinuum vor Pfahlherstellung und von den nach der Pfahlherstellung verursachten Spannungsänderungen, z.B. durch einen folgenden Baugrubenaushub. Die Mantelreibung q_s wird in der Regel über die Pfahltiefe nicht gleichmäßig, d.h. nicht mit dem gleichen Betrag mobilisiert. Sie ist über die Tiefe nichtlinear verteilt und hat bei den Kombinierten Pfahl-Plattengründungen ihren Größtwert in der Regel im unteren Pfahlbereich in der Nähe des Pfahlfußes. Hierauf muß die innere Tragfähigkeit der Pfähle ausgelegt sein.

Bei Pfahlachsabständen $e/D \leq 3$ führt die Pfahl-Pfahl-Interaktion zu einer signifikanten Reduzierung der Tragwirkung der Innenpfähle einer KPP, die in diesem Fall eine deutlich

kleinere Pfahlsteifigkeit (Pfahlgruppenfaktor $\zeta_z = 0,1 \div 0,2$) besitzen als ein vergleichbarer Einzelpfahl oder ein Rand- bzw. Eckpfahl der Pfahlgruppe. Die Wahl eines bezogenen Pfahlachsabstandes $e/D \geq 4,5$ führt im Regelfall zu einem wesentlich wirtschaftlicheren Entwurf von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen, da erst bei größeren Pfahlachsabständen die Tragwirkung der Fundamentplatte sowohl im Hinblick auf den direkten Lastabtrag über Sohlpressung als auch indirekt im Hinblick auf ihre die Tragfähigkeit der Pfähle erhöhende Wirkung optimal genutzt werden kann. Auf diese Weise kann mit Hilfe des Gründungskonzeptes der KPP auch mit einer vergleichsweise kleinen Pfahlanzahl eine signifikante Reduzierung der Setzungen und der Setzungsdifferenzen gegenüber einer Flächengründung erzielt werden.

2.5 Anforderungen an ein Berechnungsverfahren für die Bemessung einer KPP

Die Berücksichtigung der in Abschnitt 2.4 dieses Anhangs erläuterten, maßgebenden Interaktionseinflüsse bei dem Entwurf und der Bemessung einer KPP ist Voraussetzung für eine sichere Dimensionierung. Zu den maßgebenden, das Tragverhalten einer KPP bestimmenden Interaktionseinflüssen gehört neben der Pfahlgruppenwirkung, d.h. der gegenseitigen Beeinflussung der Pfähle innerhalb einer Pfahlgruppe (Pfahl-Pfahl-Interaktion) der Einfluß der Fundamentplatte auf das Spannungsniveau im Boden (Pfahl-Platten-Interaktion). Eine geotechnisch sicherer Entwurf und Bemessung einer KPP setzt daher den Einsatz eines Berechnungsverfahrens voraus, daß geeignet ist, diese maßgebenden Wechselwirkungen zwischen Bauwerk, Gründungselementen und Baugrund abzubilden und so das Tragverhalten der KPP unabhängig von der gewählten Systemkonfiguration zuverlässig und wirklichkeitsnah zu erfassen.

Das für die Bemessung einer KPP eingesetzte Rechenmodell muß Ansätze und Lösungsverfahren enthalten für eine adäquate geometrische Modellierung der Gründungselemente und des Bodenkontinuums, für die Formulierung eines wirklichkeitsnahen Stoffgesetzes für das Werkstoffverhalten von Tragwerk und Baugrund sowie für eine zutreffende Beschreibung des Kontaktverhaltens zwischen dem Boden und den mit ihm in Verbindung stehenden Bauwerken.

Die in Abschnitt 2.1.4 zusammengestellten Berechnungsverfahren geben einen Überblick über mögliche Ansätze und Modellbildungen.

Es muß in diesem Zusammenhang darauf hingewiesen werden, daß die Wahl des Berechnungsmodells, die Festlegung der Eingangsparameter, die Abbildung der Randbedingungen, die Wahl des eingesetzten Stoffmodells für den Werkstoff Boden sowie alle weiteren getroffenen Festlegungen maßgebenden Einfluß auf das Berechnungsergebnis haben können. Insofern bestimmt auch die Wahl des Berechnungsmodells maßgeblich das erzielbare „Sicherheitsniveau“ einer KPP.

Exemplarisch sollen in Bild 2.24 die Ergebnisse der Berechnung eines Einzelpfahles und eines „1-Pfahl-1-Platten-Modells“ mit zwei sich nur geringfügig unterscheidenden Berechnungsansätzen einander vergleichend gegenübergestellt werden. Beide Berechnungsmodelle basieren auf der Finite-Elemente-Methode, besitzen den gleichen geometrischen Diskretisierungsgrad und legen der stofflichen Modellierung die gleichen Kennwerte

zugrunde. Die Berechnungsmodelle unterscheiden sich lediglich im Hinblick auf das gewählte Stoffmodell zur Simulation des Werkstoffverhaltens des Bodens. Während für die Berechnungen mit dem „Modell 1“ das in Abschnitt 2.2.4.3 beschriebene Stoffgesetz mit einer nicht assoziierten Fließregel für die Konusfließfläche eingesetzt wird, erfolgen die Berechnungen mit dem „Modell 2“ mit dem klassischen Stoffgesetz nach Drucker-Prager unter Ansatz eines Extensionskegels und einer assoziierten Fließregel, der Dilatanzwinkel ψ entspricht dabei dem Winkel der inneren Reibung ϕ' . Insbesondere im Hinblick auf die Abbildung der Mobilisierung der Mantelreibung ergeben sich signifikante Unterschiede bei beiden Berechnungsmodellen. Der Ansatz einer assoziierten Fließregel mit $\psi = \phi'$ führt eindeutig zu Fehleinschätzungen bezüglich des Tragverhaltens am Pfahlmantel. Das Beispiel verdeutlicht, daß bei der Bemessung von KPP-Systemen wie bei andern geotechnischen Verbundkonstruktionen der stofflichen Modellierung des Werkstoffs Bodens eine entscheidende Bedeutung zukommt. Insbesondere auch die Festlegung des Dilatanzwinkels bzw. die Definition der Fließbedingungen bedarf sorgfältiger Überlegungen bzw. entsprechender labortechnischer Untersuchungen.

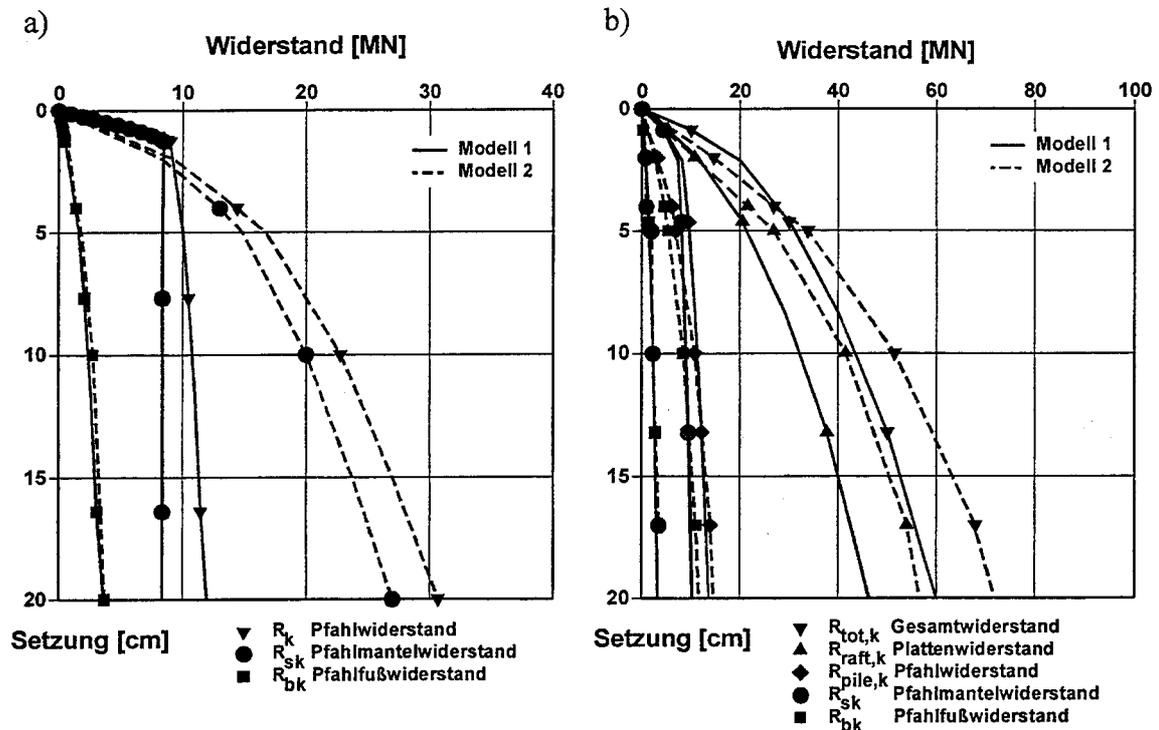


Bild 2.24 Vergleichsberechnung nach der FE-Methode mit nicht assoziierter (Modell 1) und assoziierter Fließregel (Modell 2). a. Einzelpfahl. b. „1-Pfahl-1-Platte-Modell“ ($D = 1,5 \text{ m}$, $l = 30 \text{ m}$, $D_{\text{Platte}} = 12 \text{ m}$, $d = 1 \text{ m}$)

Als Mindestconditio und Prüfstein für die Eignung des gewählten Berechnungsverfahrens wurde daher in den Abschnitt 6.3 der Richtlinie die Forderung aufgenommen, daß das eingesetzte Rechenmodell in der Lage sein muß, das aus Probelastungen o.ä. bekannte Tragverhalten eines Einzelpfahles rechnerisch zutreffend zu simulieren und dabei sowohl den Schervorgang als auch den Kompressionsvorgang am Pfahlfuß qualitativ und quantitativ richtig abzubilden.

In einem zweiten Schritt muß das eingesetzte Rechenmodell in der Lage sein, daß Tragverhalten des Einzelpfahles auf das durch die genannten Interaktionseinflüsse, also die Pfahl-Pfahl-Interaktion und die Pfahl-Platten-Interaktion beeinflusste Tragverhalten des Gründungskörpers einer KPP zu übertragen.

Als Vergleichs- und Referenzbeispiel zur Überprüfung der Eignung des eingesetzten Berechnungsmodells als Übertragungsmodell zur Abbildung des Tragverhaltens einer KPP werden im Beiblatt zu diesem Anhang zwei Benchmark-Modelle dokumentiert, die aus geometrisch symmetrisch gestalteten Kombinierten Pfahl-Plattengründungen bestehen. Alle geometrischen und geotechnischen Randbedingungen werden definiert und die Berechnungsergebnisse, die mit dem in Abschnitt 2.2.4 beschriebenen Berechnungsmodell ermittelt wurden, detailliert dokumentiert.

In besonders einfachen Fällen ist unter den in Abschnitt 6.5 der Richtlinie definierten Randbedingungen der Entwurf und die Bemessung einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung mit einem vereinfachten Modellansatz möglich. In diesen Fällen kann der Nachweis der äußeren Tragfähigkeit einer KPP als Gesamtsystem mit Hilfe des Grundbruchnachweises nach DIN 4017 für die Fundamentplatte unter Vernachlässigung der Pfähle erbracht werden. Dem Nachweis der inneren Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit der Fundamentplatte und der Pfähle sowie dem Nachweis der äußeren Gebrauchstauglichkeit der KPP kann in solchen einfachen Fällen eine Berechnung der Fundamentplatte nach dem Bettungsmodul- oder dem Steifezifferverfahren zugrundegelegt werden, wobei an der Stelle der Pfähle Ersatzfedern anzusetzen sind, deren Federsteifigkeiten in Abhängigkeit vom Pfahlstandort zu bestimmen ist. Sofern keine genauere Untersuchung erfolgt, kann die pfahlstandortabhängige Federsteifigkeit aus einer entsprechende Faktorisierung (siehe beispielsweise Pfahlgruppenfaktoren ζ_j gemäß Tabelle 2.4)

der für einen vergleichbaren Einzelpfahl bestimmten Pfahlsteifigkeit ermittelt werden (siehe Richtlinie · Abschnitt 6.5).

Den Nachweisen der inneren und der äußeren Tragfähigkeit einer KPP sollten auf der Widerstandsseite grundsätzlich die charakteristischen Größen zugrundegelegt. Der charakteristische Wert einer Einwirkungs- oder Widerstandsgröße kann bei einer entsprechend abgesicherten geotechnischen Datenbasis identisch sein mit dem Erwartungswert („best-estimate-value“), d.h. mit dem Mittelwert der Einwirkungs- oder Widerstandsgröße. Die Bemessung einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung mit fiktiven, um Teilsicherheitsbeiwerte abgeminderte Widerstandssetzungslinien führt wegen der System-Nichtlinearitäten, insbesondere beim Nachweis der inneren Tragfähigkeit der Stahlbetontragglieder zu unrealistischen Ergebnissen.

2.6 Schlußbemerkung

Die Kombinierte Pfahl-Plattengründung ist eine geotechnische Verbundkonstruktion, die sich durch die Berücksichtigung von Fundamentplatte *und* Gründungspfählen beim Nachweis der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit des Gründungskörpers als Gesamtsystem auszeichnet.

Das Tragverhalten einer KPP wird bestimmt durch die Wechselwirkungen zwischen den einzelnen Tragelementen des Gründungskörpers und dem umgebenden Baugrund. Der über die Fundamentplatte in den Baugrund abgetragene Lastanteil kann dabei bei entsprechender geometrischer Konfiguration der KPP zu einer deutlichen Erhöhung der Tragfähigkeit der Gründungspfähle führen. Ursächlich hierfür ist, daß die unter der Fundamentplatte aktivierte Sohlspannung zu einer Erhöhung des Spannungszustandes im Bodenkontinuum zwischen den Pfählen führt, wodurch deutlich höhere Mantelreibungswerte als bei einem vergleichbaren Einzelpfahl mobilisiert werden können.

Aufgrund der vergleichsweise komplexen Wechselwirkungen sind Kombinierte Pfahl-Plattengründungen grundsätzlich in die geotechnische Kategorie GK 3 nach DIN 4020 einzuordnen. Hieraus ergeben sich entsprechende Mindestanforderungen an den Umfang und die Qualität der geotechnischen Erkundung (siehe Richtlinie · Abschnitt 5), an die Berechnung (Richtlinie · Abschnitte 6, 7 und 8), den Bau (Richtlinie · Abschnitt 10) und an die Überwachungsmaßnahmen (Abschnitt 11) während der Ausführungsphase einer KPP.

Im Rahmen dieses Abschnittes des Anhanges zur Richtlinie wurden die bodenmechanische Zusammenhänge, die das Tragverhalten einer KPP bestimmen, anhand beispielhaft ausgewählter Berechnungsbeispiele verdeutlicht, die geotechnischen Untersuchungen, auf deren Ergebnissen die in der „Richtlinie für den Entwurf, die Bemessung und den Bau von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen“ formulierten Empfehlungen beruhen, vorgestellt und ergänzende Empfehlungen für den Entwurf und die Bemessung von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen gegeben.

3 Probabilistische Untersuchungen der Pfahl-Plattengründung

3.1 Probabilistische Verfahren gemäß Stufe II der Sicherheitstheorie

Allgemein wird bei einem Bauwerk für einen bestimmten Zeitraum die folgende Forderung erhoben, damit es seine Funktion erfüllen kann.

$$S \leq R \quad (3.1)$$

Diese Gleichung ist unabhängig von dem betrachteten mechanischen Modell. In der Gleichung (3.1) sind der Widerstand des

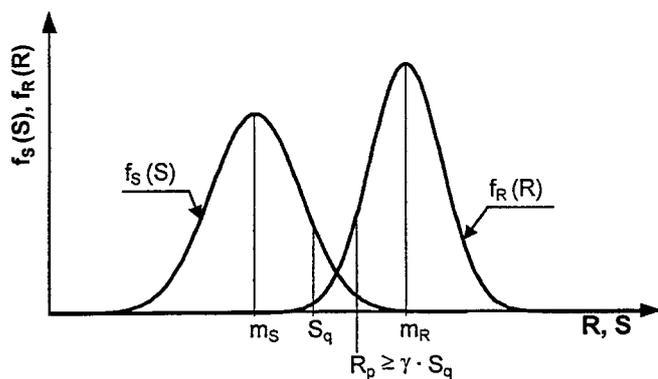


Bild 3.1: Globaler Sicherheitsbeiwert γ

Widerstand des Bauwerkes R und die Einwirkungen S zufällige Variablen, die durch ihre statistischen Verteilungen beschrieben werden (siehe Bild 3.1).

Obere Fraktilwerte der zu erwartenden Lasten S werden mit einem globalen Sicherheitsbeiwert γ beaufschlagt. Diese γ -fachen Lasten werden einem unteren Fraktilwert

des zu erwartenden Widerstandes R gegenübergestellt (siehe Bild 3.1), dabei bedeuten:

- R - aufnehmbare Last = Widerstand des Systems,
- S - zu erwartende, aufzunehmende Last,
- S_q - oberer Fraktilwert der aufzunehmenden Last,
- R_p - unterer Fraktilwert des Widerstandes,
- f - Verteilungsdichte.

Die ältere Normengeneration arbeitet mit globalen Sicherheitsbeiwerten γ bezogen auf abgeschätzte Fraktilwerte, die in Abhängigkeit vom Versagensmechanismus, der Wahrscheinlichkeit der auftretenden Last und der Art der Gründung mit Werten zwischen

$$\gamma = 1,05 \dots 2,00$$

eingeführt sind. Um die erforderlichen Werte für die KPP zu finden, muß eine Grenzzustandsfunktion definiert werden. Diese Grenzzustandsfunktion der KPP kann als Differenz zwischen Widerstand und Einwirkung beschrieben werden, wie in Gleichung (3.2) dargestellt.

$$G = R - S \quad (3.2)$$

Wenn $G > 0$ ist, so erfüllt das System seine Funktion, falls $G \leq 0$ dann versagt das System.

Die Verteilungsdichten der Einwirkungen und der Widerstände überschneiden sich, weshalb es zu Fällen kommen kann, bei denen ein zufälliger Widerstand r kleiner als die gleichzeitig vorhandene Einwirkung s ist. Die Wahrscheinlichkeit, daß dieser Fall realisiert wird, sinkt, je weiter die Mittelwerte m_R und m_S voneinander entfernt sind. Damit man dieses erreicht, müssen Teilsicherheitsbeiwerte verwendet werden, die einen Abstand zwischen den Fraktilwerten schaffen (siehe Gleichung (3.3)).

$$S_k \cdot \gamma_S \leq \frac{R_k}{\gamma_R} \quad (3.3)$$

Im allgemeinen sind die Variablen R und S aus Gleichung (3.2) selbst Funktionen der verschiedenen Zufallsvariablen. Die Gleichung (3.2) kann somit auch in der folgenden Form dargestellt werden:

$$G = G(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0 \quad (3.4)$$

Wenn die Zufallsvariablen x_i nicht normalverteilt sind oder die Grenzzustandsfunktion G nichtlinear ist, was allgemein der Fall ist, kann Gleichung (3.4) nicht direkt gelöst werden. Aus diesem Grund wurden verschiedene Näherungsmethoden entwickelt. Eine von ihnen ist FORM (First Order Reliability Method), welche derzeit meist für die Normungsarbeit verwendet wird, um damit die Teilsicherheitsbeiwerte zu bestimmen.

FORM transformiert den n -fachen Raum der Zufallsvariablen x_i in einen neuen standardisierten normalverteilten Raum mit den Zufallsvariablen y_i . Die Grenzzustandsfunktion G in diesem neuen Raum ist eine Oberfläche. Der kürzeste Abstand zwischen dem Koordinatenursprung und dieser Grenzfläche wird durch den Sicherheitsindex β beschrieben. Der Punkt an der Grenzfläche, der den geringsten Abstand zum Koordinatenursprung besitzt, heißt Bemessungspunkt mit den Koordinaten $y_1^*, y_2^*, \dots, y_n^*$. Durch die Rücktransformation in den ursprünglichen Raum können die Koordinaten x_i^* gefunden werden, die die Bemessungswerte aller unabhängigen Variablen sind. Der Bemessungspunkt im transformierten Raum kann nur mit Hilfe der Iterationsmethode bestimmt werden, dabei wird die Grenzzustandsfunktion G linearisiert, so daß eine Tangentenfläche entsteht (daher der Name First Order...). Wenn statt einer Fläche eine Oberfläche der zweiten Ordnung verwendet wird, nennt man diese Methode SORM (Second Order Reliability Method). Das Bild 3.2 aus König (1998) stellt grafisch FORM dar. Für eine weitere Vertiefung zu diesem Thema kann die folgende Literatur dienen: Augusti (1984), Bachmann/Rackwitz/Schuëller (1996), Benjamin (1970), CIRIA (1977), Ditlevsen (1973), ENV 1991 (1994), Ferry-Borges (1971), Gollwitzer/Rackwitz (1982), GruSiBau (1981), Hasofer/Lind (1974), Hohenbichler/Rackwitz (1982), ISO 2394 (1994), König/Hosser (1982), Rackwitz (1977), Schneider (1996), Spaethe (1992), Schuëller (1981). Für die

Anwendung der Sicherheitstheorie stehen heute einige erprobte Programme zur Verfügung, die in Kapitel 6 erwähnt sind.

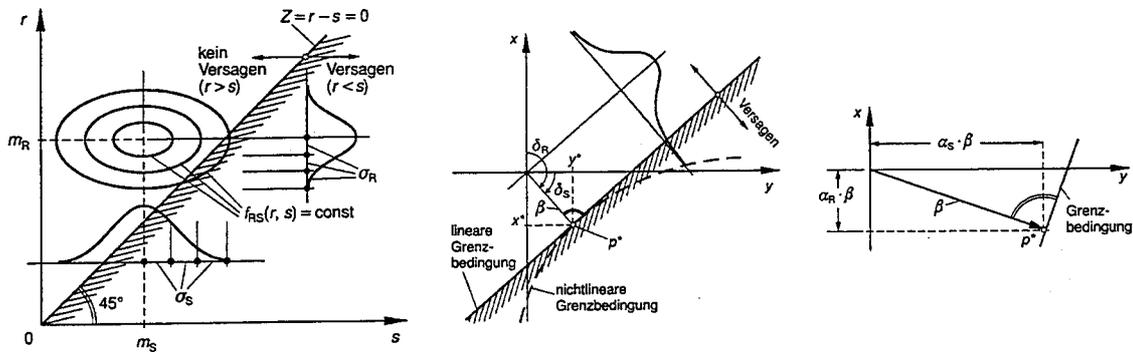


Bild 3.2: Geometrische Deutung des Sicherheitsindex β bei der Verwendung von FORM aus König (1998)

Bei Verwendung der Stufe 2 der Sicherheitstheorie und der Berechnung mittels FORM (First Order Reliability Method) wird das Sicherheitsniveau durch den Sicherheitsindex β bestimmt. In GruSiBau (1981), ENV 1991 (1994) ist jeweils eine Tabelle mit dem β -Sicherheitsindex enthalten, der nach Hasofer/Lind (1974) ermittelt wird und einer Versagenswahrscheinlichkeit äquivalent ist. Die Tabelle 3.1 ist zum Teil aus GruSiBau (1981) entnommen und um die Lebensdauer von 50 Jahren erweitert. Die enthaltenen Versagenswahrscheinlichkeiten stellen das derzeitige Sicherheitsniveau unserer Bauwerke dar, wie es auch von Fachleuten akzeptiert wird (Die Werte resultieren aus Auswertungen von bestehenden Bauwerken und aus der Analyse der bestehenden Normen). Daher soll auch für die KPP ein Sicherheitsindex von $\beta = 3,83$ eingehalten werden, wenn man den Grenzzustand der Tragfähigkeit in der Sicherheitsklasse 2 für eine Lebensdauer von 50 Jahren betrachtet, wie in ENV 1991 (1994) festgelegt.

Grenzzustände	Sicherheitsklassen			Lebensdauer Jahr/-e
	1	2	3	
Gebrauchstauglichkeit	2,5	3,0	3,5	1
	0,62	1,51	2,27	50
Tragfähigkeit	4,2	4,7	5,2	1
	3,21	3,83	4,41	50

Tabelle 3.1: Sicherheitsindex β für einen Bezugszeitraum von einem oder 50 Jahren nach GruSiBau (1981) oder ENV 1991 (1994)

Aus dem Sicherheitsindex kann, wie in Gleichung (3.5) dargestellt, die Versagenswahrscheinlichkeit berechnet werden (weitere Erläuterungen zu der Gleichung und den verwendeten Variablen können in GruSiBau (1981) nachgelesen werden).

$$p_f = \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \pi}} \cdot \int_{-\infty}^0 \exp \left[-\frac{1}{2} \cdot \left(\frac{z - m_z}{\sigma_z} \right)^2 \right] \cdot d \left(\frac{z}{\sigma_z} \right) = \Phi(-\beta) \quad (3.5)$$

wo $\beta = \frac{m_z}{\sigma_z}$; $z = R - S$; $\sigma_z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$; $m_z = m_R - m_S$ und

$\Phi(\cdot)$ – die Verteilungsfunktion einer Standard-Normalverteilung

Für die in Tabelle 3.1 aufgeführten β -Werte wird in Tabelle 3.2 die dazugehörige Versagenswahrscheinlichkeit p_f zusammengestellt.

β	5,2	4,7	4,2	3,83	3,0	2,5	2,0
p_f	$9,98 \cdot 10^{-8}$	$1,30 \cdot 10^{-6}$	$1,33 \cdot 10^{-5}$	$6,41 \cdot 10^{-5}$	$1,35 \cdot 10^{-3}$	$6,21 \cdot 10^{-3}$	$2,28 \cdot 10^{-2}$

Tabelle 3.2: Zusammenhang zwischen Sicherheitsindex und Versagenswahrscheinlichkeit

3.2 Statistische Kennwerte der Basisvariablen

3.2.1 Einwirkungen

Bei den Betrachtungen der Zuverlässigkeit eines Bauwerkes müssen die ständigen und die veränderlichen Lasten (Einwirkungen) getrennt betrachtet werden, da die statistischen Eigenschaften stark voneinander abweichen. Im folgenden Abschnitt soll die Herangehensweise zur Ermittlung statistischer Daten und Literaturhinweise gegeben werden.

Die statistischen Eigenschaften der ständigen Einwirkungen sind im Bauwesen weitestgehend von den streuenden Größen der Bauteilabmessungen und des Raumgewichtes abhängig. In der Tabelle 3.3 sind statistische Parameter aus der Literatur zusammengestellt.

Literatur	Verteilung	Variationskoeffizient V
Spaethe (1992)	Normalverteilung	0,03 – 0,10
Vrouwenvelder (1996)	Normalverteilung	0,03 – 0,07
Bachmann/Rackwitz/Schuëller (1996)	Normalverteilung	0,03 – 0,15
Deutsch (1983)	Normalverteilung	0,05
JCSS (1998)	Normalverteilung	0,01 – 0,10

Tabelle 3.3: Statistische Parameter für ständige Einwirkungen (Eigengewicht)

In ENV 1991 (1994) wird aufgrund der kleinen Streuungen für das Eigengewicht der Mittelwert bei Verwendung der nominellen Bauteilabmessungen und Raumgewichte für die Berechnungen vorgeschlagen (allgemein für $V < 10\%$).

Die Ansätze der statistischen Eigenschaften der veränderlichen Lasten (Einwirkungen) müssen die Nutzungsart, die Lasteinflußfläche, die Wechselwirkung mit anderen Lasten und den Belastungszeitraum berücksichtigen. Allgemein kann die Verkehrslast in der folgenden Form nach CIB W81 (1989) durch die Gleichung (3.6) ausgedrückt werden.

$$W(x, y) = m + V + U(x, y) \quad (3.6)$$

Hierbei sind:

- m – globaler Mittelwert für eine Nutzungsart
- V – Zufallsvariable mit Mittelwert Null, zur Erfassung unterschiedlicher Nutzungsgewohnheiten
- $U(x, y)$ – homogenes Zufallsfeld mit Mittelwert Null

Für eine Vertiefung zu diesem Thema kann Bachmann/Rackwitz/Schuëller (1996), Spaethe (1992) dienen. Eine Übersicht über statistische Parameter für übliche Hochbauten (Wohnung, Büro und Lager) soll in Tabelle 3.4 gegeben werden.

Literatur	Verteilung	Variationskoeffizient V
König/Marten (1977)	Extremwertverteilung Typ 1	0,40 – 0,63
Spaethe (1992)	Extremwertverteilung Typ 1	0,45 – 0,72
Östlund (1991)	Normalverteilung	0,40
Deutsch (1983)	Extremwertverteilung Typ 1	0,50 – 1,00
Pottharst (1983)	Extremwertverteilung Typ 1	0,63
Bachmann/Rackwitz/Schuëller (1996)	Extremwertverteilung Typ 1	0,45 – 0,72
JCSS (1998)	Gamma-Verteilung	0,50 – 0,70

Tabelle 3.4: Statistische Werte für veränderliche Einwirkungen (Verkehrslast)

Oben wurde bereits erwähnt, daß die veränderliche Einwirkung von der Lasteinzugsfläche abhängig ist. Dabei wurde beobachtet, daß die Streuung bei einer Vergrößerung der Bezugsfläche abnimmt (König (1982), Spaethe (1992)). Weiterhin wurde eine Reduzierung der Streuung bei einer höheren Geschoßanzahl erkannt. Einen allgemeinen Ansatz der veränderlichen Belastung kann man bei Vrouwenvelder (1996) finden, der alle genannten Parameter für unterschiedliche Verteilungen berücksichtigt.

Für die probabilistischen Berechnungen wurde ein Verhältnis der veränderlichen zu den ständigen Einwirkungen entsprechend Gleichung (3.7) festgelegt. Lasten aus Schnee und Wind werden bei der Betrachtung der Lasten vernachlässigt.

$$\frac{m(S_Q)}{m(S_G)} = 0,20 \quad (3.7)$$

Die verwendeten Variationskoeffizienten und Verteilungsfunktionen der Einwirkungen für die probabilistische Berechnung der äußeren Tragfähigkeit sind in Tabelle 3.5 zusammengestellt.

Kennwerte	Bezeichnung	Verteilung	Variationskoeffizient
S_G	Eigengewicht	Normalverteilung	$V = 0,05$
S_Q	Verkehrslast	Extremwertverteilung Typ 1	$V = 0,63$

Tabelle 3.5: Verwendete statistische Parameter der Einwirkungen

Die Einwirkungen der inneren Tragfähigkeit sind die Widerstände der äußeren Tragfähigkeit, die in Kapitel 3.2.2 beschrieben werden.

3.2.2 Widerstände und Korrelationen

Ausgangswerte für die äußere Tragfähigkeit

In der Geschichte der Bodenmechanik gehört die Sammlung von Bodenkennwerten zu einer der Hauptaufgaben, um eine gesicherte Aussage über die Tragfähigkeit des Baugrundes treffen zu können. In der Literatur kann man zu vielen Bodenparametern etwas finden, jedoch ist die Zusammenstellung von v. Soos bisher in Deutschland unübertroffen. Die Tabelle in Soos (1995) stellt einen Extrakt der langjährigen Untersuchungen dar.

Entsprechende Zuarbeiten sind in Alber (1986), Alber (1992), Alber/Reitmeier (1986) und Reitmeier (1989) zu finden. In Hoshmand/Reza (1998) und Rétháti (1985) können Literaturrecherchen und Methoden zur Gewinnung der statistischen Kennwerte nachgeschlagen werden.

Bei der Betrachtung der Tragfähigkeit der Pfähle sind die Bodenkennwerte die bestimmenden Einflußparameter. Allerdings ist eine Berechnung der Tragfähigkeit eines Pfahles aus den Bodenkennwerten nur für einen genau bestimmten homogenen Boden möglich, wenn bereits Erfahrungswerte zur Eichung vorliegen. Daher wird in den Normen eine Pfahlprobelastung gefordert, wenn die Tragfähigkeit des Bodens nicht bekannt ist.

Die Pfahltragfähigkeit kann durch unterschiedliche Verfahren ermittelt werden, wie zum Beispiel durch schwere Rammsondierung oder dynamische Pfahlprobebelastung. Die sicherste Aussage liefert jedoch die Belastungsprobe eines Pfahles, auch wenn dieses Verfahren das teuerste ist. Aus Kostengründen gibt es auch nur wenig zusammenhängende Untersuchungen in einem definierten Bereich.

Für eine Analyse der Tragfähigkeit von Pfählen in Sand ist die Arbeit von Hartung (1994) zu nennen. Untersuchungen für den Frankfurter Ton, in dem die meisten der bisherigen KPP's gebaut wurden, sind in Elborg (1993) und Franke (1987) gut dargestellt.

Im folgenden Teil sollen die statistischen Angaben aus der Arbeit von Elborg (1993) gezeigt werden, da diese für die probabilistischen Untersuchungen herangezogen worden sind. In Bild 3.3 sind die Pfahlspitzendruckwerte als Normalverteilungsdichten aufgetragen.

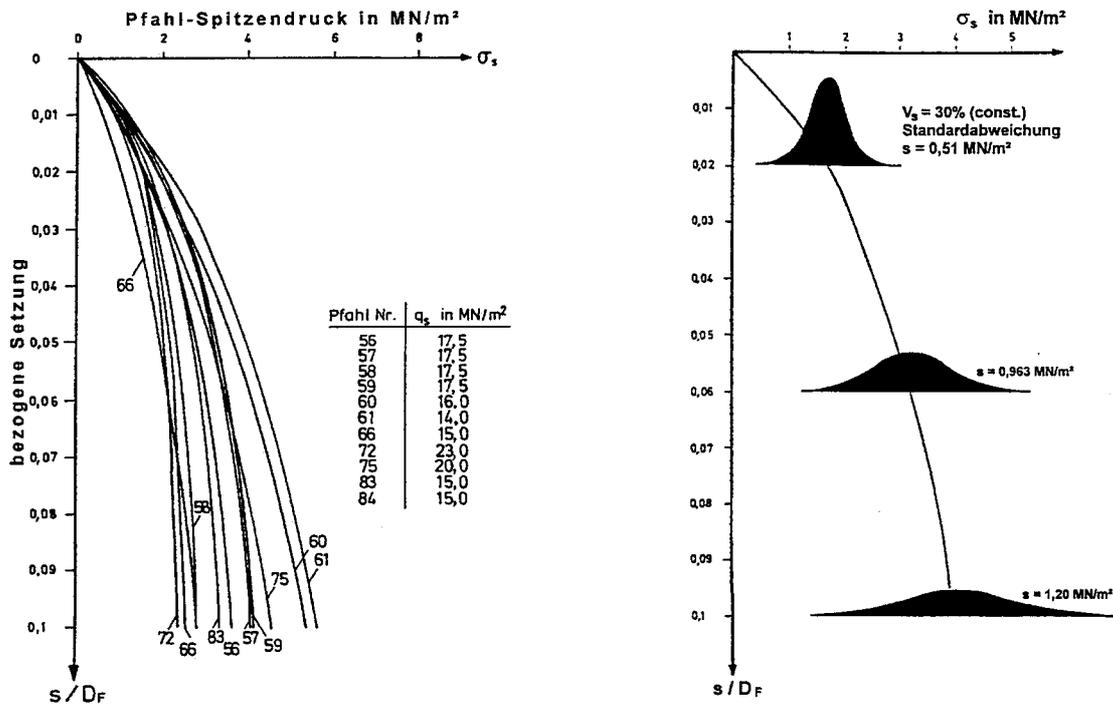


Bild 3.3: Pfahlspitzendruck von Probepfählen nach Elborg (1993)

Die mit der Tiefe zunehmende Standardverteilung kann in der linken Seite des Bildes 3.3 auch bei den Spitzendruck-Setzungslinien der Einzelpfähle verfolgt werden. Der Mittelwert des Spitzendrucks nimmt ebenfalls mit der Setzung zu, weshalb der Variationskoeffizient $V(R_b)$ als konstant über die Setzung betrachtet werden kann. Als Ergebnis der Betrachtungen wurde ein Variationskoeffizient für den Spitzendruck von $V(R_b) = 0,30$ gefunden.

Auch für die Mantelreibung wurden die gesammelten Kennwerte untersucht. In Bild 3.4 sind die entsprechenden Verteilungsdichten als log.-Normalverteilung dargestellt.

Als Ergebnis wurde ein Variationskoeffizient von $V(R_s) = 0,20$ für alle untersuchten Kennwerte gefunden. Eine Verteilung der Mantelreibung in verschiedenen Pfahlhöhen konnte für eine statistische Auswertung nicht in einem geeigneten Umfang gefunden werden.

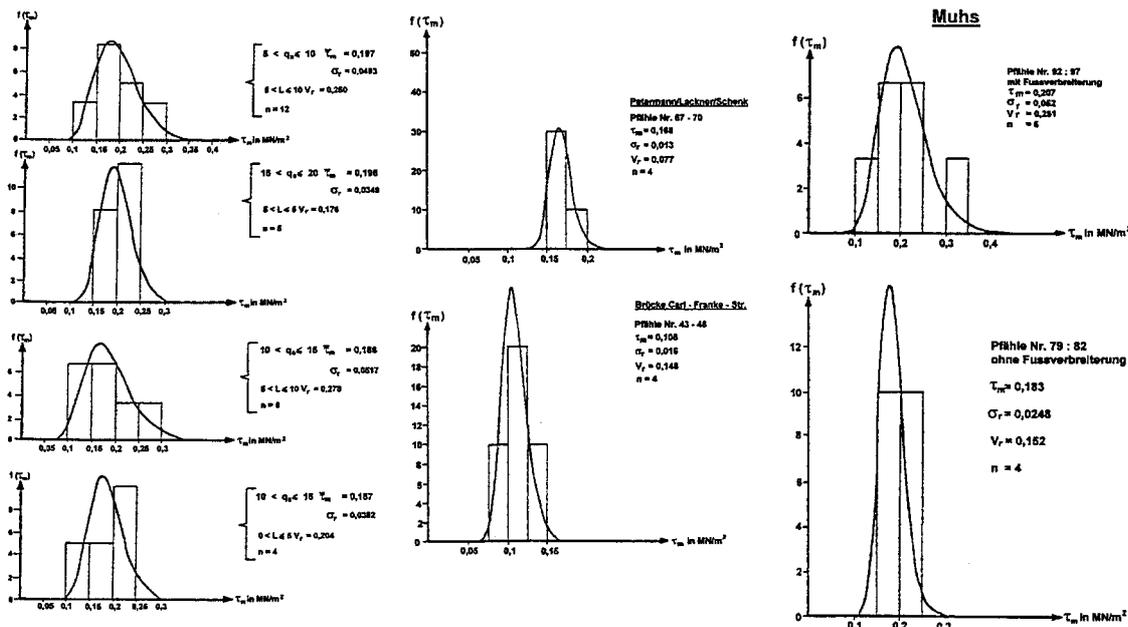


Bild 3.4: Untersuchung der Mantelreibung aus unterschiedlicher Herstellung links bzw. Mitte und rechts für gleiche Versuchsfelder nach Elborg (1993)

Der Sohldruckbeiwert für die Betrachtung der Tragfähigkeit der Fundamentplatte wurde über 2 Arbeiten klassifiziert. Für eine Auswertung des Frankfurter Tons sollte der Elastizitätsmodul des Bodens E_s , der Reibungswinkel ϕ' und die Kohäsion c' statistisch ausgewertet werden. In der Arbeit von Theurer (1998) wurden Stichproben von insgesamt 82 Versuchen für die Bestimmung des Elastizitätsmoduls mit einer log.-normalen Dichtefunktion untersucht. Der Variationskoeffizient wurde mit $V(E_s) = 0,22$ bestimmt. Bei der Auswertung von insgesamt 17 Stichproben für die Bestimmung des Reibungswinkels wurde ein Variationskoeffizient von $V(\phi') = 0,24$ gefunden. Es konnte aber auch gezeigt werden, daß die Datensammlung durch die Untersuchung mittels SPT-Schlagzahlen nach Lunne (1977) ergänzt werden kann, da diese miteinander korrelieren. Die Stichprobenanzahl konnte so auf insgesamt 87 erhöht werden und es wurde ein geringere Streuung ermittelt, wie der Variationskoeffizient von $V(\phi') = 0,16$ zeigt. Der letzte Bodenparameter war die Kohäsion. Bei einer log.-Normalverteilung wurde für 14 Proben ein Variationsko-

effizient von $V(c') = 0,18$ gefunden. Das zeigt, daß die maßgebenden Bodenkennwerte für die Betrachtung des Sohldruckes bei logarithmierten Werten mit einem Variationskoeffizienten von $V(R_{raft}) = 0,20$ gut eingrenzbar sind.

In Alber/Floss (1983) sind die Streuungen durch Variationskoeffizienten für eine ganze Reihe von Ergebnissen aus Bodenuntersuchungen aus der Literatur zusammengestellt und durch eigene Untersuchungen ergänzt. Eine Zusammenfassung der Betrachtungen wird in Tabelle 3.6 gegeben. Mit Hilfe dieser Zusammenstellung kann man die Streuung von verschiedenen Bodenarten betrachten.

Bodenart	$\phi', \tan\phi'$	c'	c_u	q_u	w_n	n	e_s	S_r	C_c	γ, γ_d	ρ_{pr}	w_{opt}	D_{pr}	E_s	E_{s2}	k	w_p	w_L		
Kies	Kies+Sand	6 - 13				10 - 19	13 - 30						3 - 4							
	Grobsand	7 - 10	(76)		(15)	(10)	(19)									(120)				
Sand	Mittelsand	9 - 14	(86)		(14)	9 - 10	(18)						(2)			(150)				
	Feinsand	7 - 14	(71)		(200)	(21)	8 - 11	(13)								(160)				
	Sand+Schluff	(14)				22 - 23														
Schluff	Schluff	10 - 26	(66)		(130)	13 - 15	(22)							23 - 25		(300)				
	Schluff+Ton	7 - 29	26 - 31		40 - 49	10 - 30	17 - 32	9 - 19	25 - 47	(10)			(4)	21 - 40			(21)	(20)		
Ton	Leichtplast.	10 - 19	22 - 55	10 -	30 -	6 -	(21)	15 -	9 - 25 -	(3)							(10)	(6)		
	Mittelplast.	10 - 26	(41)	25	40	14	(26)	21	10	39	(12)		(5)	(30)		(160)	(13)	(7)		
	Ausgepr. Plast.	10 - 20	56 - 63	15 -	51	100	25	(14)	32	13	52	(2)					(15)	(10)		
Dämme	Strasse					(37)							3 -	2 -	1 -	2 -		31	10	10
	Staud.-Kern			17 -																
	Staud.-Filter			23							5	5	2	5						

Legende: (Wert) = nur ein Wert angegeben; Wert = Mittelwert; Wert = in Veröffentlichungen empfohlener Wert

Tabelle 3.6: Variationskoeffizienten V in [%] aus Alber/Floss (1983)

Die verwendeten Verteilungen und Variationskoeffizienten für die probabilistischen Berechnungen der äußeren Tragfähigkeit sind in Tabelle 3.7 zusammenfassend dargestellt.

Kennwerte	Bezeichnung	Verteilung	Variationskoeffizienten
R_{raft}	Widerstand der Platte durch Sohlspannung	log. Normalverteilung	$V = 0,20$
R_s	Widerstand des Pfahles durch die aufnehmbare Mantelkraft	log. Normalverteilung	$V = 0,20$
R_b	Widerstand des Pfahles durch den Spitzendruck	log. Normalverteilung	$V = 0,30$

Tabelle 3.7: Verwendete Variablen der Einwirkungen der Grenzzustandsfunktion und Verteilungen

Die bisher gezeigten statistischen Parameter beziehen sich auf Einzelmessungen an einem bestimmten Ort. Da aber der dreidimensionale Raum als Bezug für die Auswirkungen auf eine Gründung dient, stellt man eine Korrelation der Einzelergebnisse her. Es müssen dafür die Begriffe Autokorrelation und Korrelation in allgemeiner Form definiert werden: Die Korrelation stellt eine statistische Abhängigkeit zwischen 2 unterschiedlichen Bezugsvariablen her (ein klassisches Beispiel ist der statistische Zusammenhang zwischen dem Körpergewicht und der Körpergröße eines Menschen). Dagegen betrachtet die Autokorrelation nur eine einzelne Eigenschaft und stellt dafür den stochastischen Zusammenhang im Raum dar. Im Grundbau kann die Autokorrelation wie folgt beschrieben werden:

Die Autokorrelation beschreibt die Abhängigkeit von streuenden bodenmechanischen Kenngrößen für 2 Punkte im Raum. Die Bodenkennwerte werden in diesen Punkten als zufällige Größen realisiert. Der Kennwert im zweiten Punkt ist aber abhängig von dem Wert im ersten Punkt, wobei der Abstand zwischen den Punkten die Abhängigkeit stark beeinflusst. Ab einem bestimmten Abstand besteht kein Zusammenhang mehr, die Punkte sind unkorreliert. Quantitativ wird die Autokorrelation durch den Autokorrelationskoeffizienten berücksichtigt.

In der Literatur wurden verschiedene Formeln für den Autokorrelationskoeffizienten vorgeschlagen (z.B. von Pottharst (1982), v. Soos (1990), Vanmarke (1977)). Die zwei wichtigsten Gleichungen sind in Bild 3.5 dargestellt. Die Bezugslänge für die Autokorrelation wird mit a bezeichnet. Diese sogenannte Autokorrelationslänge ergibt sich, wenn der Exponent zu 1 wird und damit der Autokorrelationskoeffizient den Wert $1/e = 0,368$ erreicht.

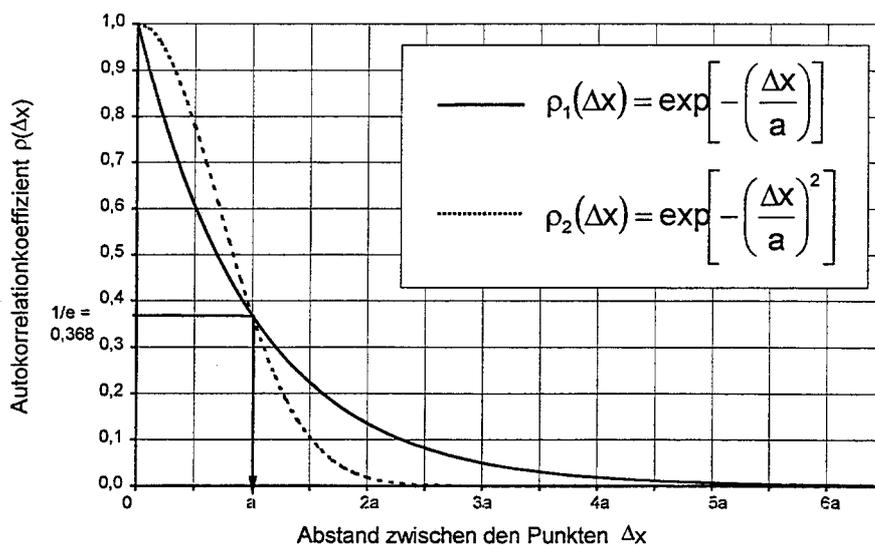
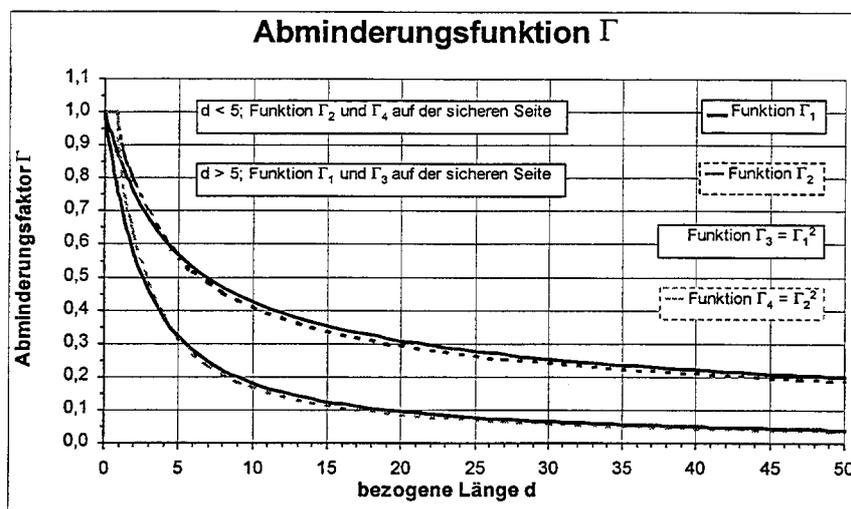


Bild 3.5: Autokorrelationsfunktionen ρ

Vereinfachend benutzt man für eine Fläche eine quadratische Platte mit den Seitenlängen $b_1 = b_2$. Daraus erhält man für die Fläche $A = b^2$. Wenn eine runde oder rechteckige Fläche vorhanden ist, dann kann diese durch eine quadratische ersetzt werden, damit die beschriebenen Funktionen weiter verwendet werden können. Für rechteckige und runde Flächen wird daher die bezogene Länge eingeführt wie in Gleichung (3.8) dargestellt.

$$d = \frac{\sqrt{A}}{a} \quad (3.8)$$

Die Autokorrelationsfunktionen aus Bild 3.5 werden durch Integration zur Abminderungsfunktion Γ umgeformt, wie in Bild 3.6 dargestellt. Der Wert des Abminderungsfaktors Γ ist vom gewählten Typ des Autokorrelationskoeffizienten abhängig.



rklärung der Formelzeichen

bezogene Länge $d = \frac{\sqrt{A}}{a}$

a [m] = Korrelationslänge für $\rho = e^{-1} = 0,368$

A [m²] = Fläche einer Fundamentplatte

Γ = Abminderungsfaktor

\sqrt{A} [m] = Seitenlänge für eine quadratische Fläche

$$\Gamma_1(d) = \sqrt{\frac{2}{d^2} \cdot [d - 1 + \exp(-d)]} \quad (d > 0; d = 0 \Rightarrow \Gamma_1(d) = 1)$$

$$\Gamma_2(d) = \sqrt{\frac{1}{d^2} \cdot [d \cdot \sqrt{\pi} \cdot \Phi(d) - 1 + \exp(-d^2)]} \quad (d > 0,8);$$

$$\Gamma_2(d) = 1 \quad (0 \leq d \leq 0,8)$$

$\Phi(\cdot)$ - normierte Normalverteilung

Bild 3.6: Abminderungsfunktionen Γ_1 und Γ_2 für eine Richtung und Γ_3 und Γ_4 für die Ebene als Ergebnis der Autokorrelationen aus Bild 3.5

Die Funktionen 1 und 2 sind auf eine Richtung bezogen und die Funktionen 3 und 4 sind die Abminderungsfunktionen für eine Fläche. Bei einem Vergleich der dargestellten Abminderungsfunktionen für die zugrunde liegenden einfachen und der quadratischen Autokorrelationsfunktionen kann kein großer Unterschied in den Kurvenverläufen festgestellt werden. Aus diesem Grund werden für die weitere Arbeit die einfacher handhabbaren Funktionen Γ_1 und Γ_3 verwendet. Für die Betrachtung der Fundamentplatte wird die

Funktion Γ_3 benutzt. Für die Autokorrelation der Mantelreibung über die Tiefe kommt die Funktion Γ_1 zum Einsatz. Aus dem Vergleich der Funktionen Γ_1 und Γ_3 kann man erkennen, daß die Abminderung für eine Fläche größer ist als die eindimensionale Abminderung.

In der Literatur findet man eine Reihe von Autokorrelationslängen a für unterschiedliche Bodenkennwerte, die allerdings alle nach dem folgenden Untersuchungsmuster von Bild 3.7 ermittelt worden sind. Mit Hilfe der allgemeinen Gleichung (3.9) kann der Autokorrelationskoeffizient ermittelt werden. Für einen angenommenen Abstand $j = 1$ erhält man die erste Koordinate der Funktion von Bild 3.5 durch Umstellung der Gleichung (3.9) in Gleichung (3.10). Für die weiteren Punkte wird der Abstand j vergrößert. Eine genaue Beschreibung des Verfahrens ist bei Lumb (1974), Soos (1990) und Vanmarke (1977) ausführlich dargestellt.

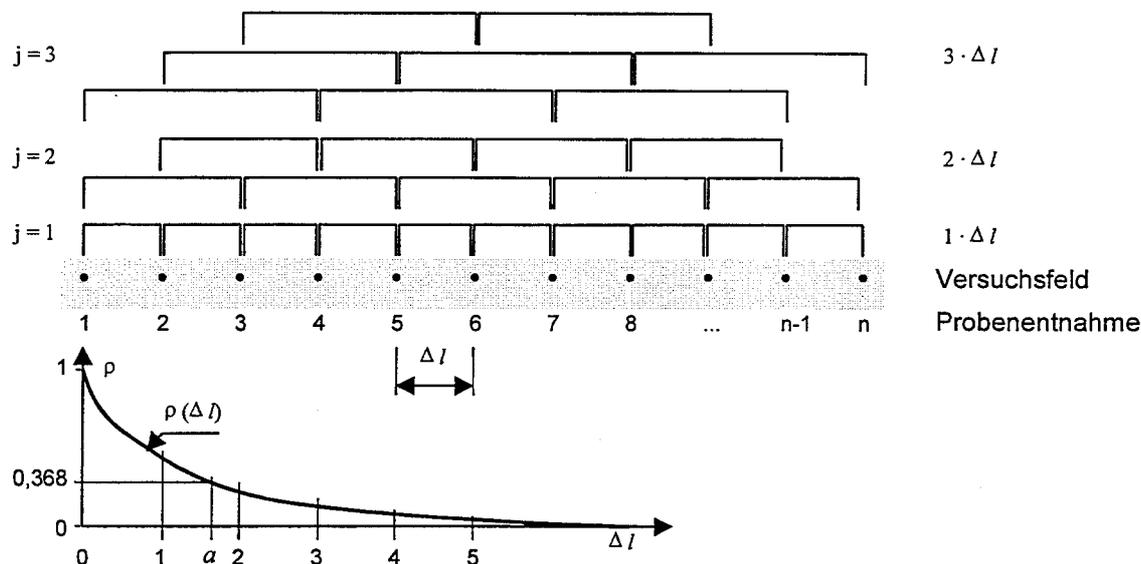


Bild 3.7: Eindimensionales Untersuchungsfeld mit gleichen Abständen

$$\rho_j = \frac{\sum_{i=1}^{n-j} (x_i - m_x) \cdot (x_{i+j} - m_x)}{(n-j) \cdot \sigma_x^2} \quad (3.9)$$

$$\rho_1 = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} (x_i - m_x) \cdot (x_{i+1} - m_x)}{(n-1) \cdot \sigma_x^2} \quad (3.10)$$

$$= \frac{(x_1 - m_x) \cdot (x_2 - m_x) + (x_2 - m_x) \cdot (x_3 - m_x) + \dots + (x_{n-1} - m_x) \cdot (x_n - m_x)}{(n-1) \cdot \sigma_x^2}$$

mit m_x als Mittelwert und σ_x als Standardabweichung von x

Eine Zusammenstellung der in der Literatur gefundenen Autokorrelationslängen a für unterschiedliche Bodenparameter ist in Tabelle 3.8 dargestellt, wobei in horizontale und vertikale Einflüsse unterschieden wird.

Literatur	horizontal [m]	vertikal [m]
Nach v. Soos (1990)	1,2 – 2,5	0,35 – 1,10
Nach Bachmann/Rackwitz/ Schuëller (1996)	Eine Größenordnung größer als vertikal	1,00
Nach Alber (1986)	0,5 – 3,0	0,2 – 1,7
Nach Pottharst/Schulze (1981)	1,667 – 5,0	
Nach Cherubini (1997)	(bis 60)	(0,4 – 5,0)

Tabelle 3.8: Autokorrelationslängen a für unterschiedliche Bodenparameter

Für die probabilistischen Untersuchungen der KPP wurden die Autokorrelationskoeffizienten für die Fläche unter dem Fundament mit $a = 1,67\text{m}$ gewählt und für die Mantelreibung über die Tiefe mit $a = 1,00\text{m}$.

Allerdings wird in Rackwitz/Peintinger (1981) darauf verwiesen, daß die Streuungen des Bodens in 2 differenzierte Anteile unterschieden werden müssen. Es soll in eine Geologiestreuung und eine Baustellenstreuung aufgeteilt werden. Die Baustellenstreuung beschreibt die vor Ort auftretenden Streuungen, die auf Grund der Bodenerkundungen bekannt sind. Demgegenüber ist die Geologiestreuung ein Maß für die Unkenntnis des vorherrschenden Zustandes, d.h. für die Unsicherheit im Mittelwert der Bodeneigenschaft. Die in Gleichung (3.11) dargestellten Variationskoeffizienten für die Geologiestreuung V_G und für die Baustellenstreuung V_B werden zu einem Variationskoeffizienten für die Gesamtstreuung V_{ges} eines Widerstandes zusammengefaßt. Die bereits beschriebene Autokorrelation darf nur für die bekannte Streuung (Baustellenstreuung) angewendet werden. Um die Streuung aufteilen zu können, soll auf die bekannten Kennwerte aus der Literatur zurückgegriffen werden. In Elborg (1993) wurden für Bohrpfähle von verschiedenen Herstellern und von verschiedenen Orten als summarische Beurteilung ein Variationskoeffi-

zient von $V(R_s)_{ges} = 0,20$ gefunden. Dieser kann als Streuung der Grundgesamtheit betrachtet werden. Bei der Beurteilung der Ergebnisse für ein Versuchsfeld in einem begrenzten Gebiet ergibt sich für den Variationskoeffizient ein Wert von ca. $V(R_s)_B = 0,15$. Dieser Wert entspricht der Baustellenstreuung, so daß man mittels Gleichung (3.12) die Geologiestreuung ermitteln kann.

$$V_{ges} = \sqrt{V_G^2 + V_B^2} \quad (3.11)$$

Daraus ergeben sich aus Gleichung (3.11)

$$V(R_s)_G = \sqrt{V(R_s)_{ges}^2 - V(R_s)_B^2} = \sqrt{0,20^2 - 0,15^2} = 0,132 \quad (3.12)$$

Bei einer angenommenen Pfahllänge von $t = 20\text{m}$ und einer Autokorrelationslänge von $a = 1,0\text{m}$ ergibt sich eine Abminderung um 70% für die Baustellenstreuung. Dafür erhält man den abgeminderten Variationskoeffizienten der Baustellenstreuung entsprechend Gleichung (3.13), so daß man den neuen Variationskoeffizienten für die Mantelreibung aus Gleichung (3.14) berechnen kann.

$$V(R_s)_B \cdot \Gamma(R_s) = 0,150 \cdot 0,3 = 0,045 \quad (3.13)$$

$$V(R_s)_{ges} = \sqrt{V(R_s)_G^2 + V(R_s)_B^2} = \sqrt{[0,132^2 + 0,045^2]} = 0,140 \quad (3.14)$$

Der Grenzwert der Gesamtstreuung kann minimal gleich der Geologiestreuung von 0,132 sein, wenn die Baustellenstreuung gegen Null strebt. Für die Anwendung bei den hier durchgeführten probabilistischen Berechnungen wurden die Variationskoeffizienten nach der beschriebenen Abminderung für verschiedene Bauteilabmessungen aus Bild 3.8 verwendet.

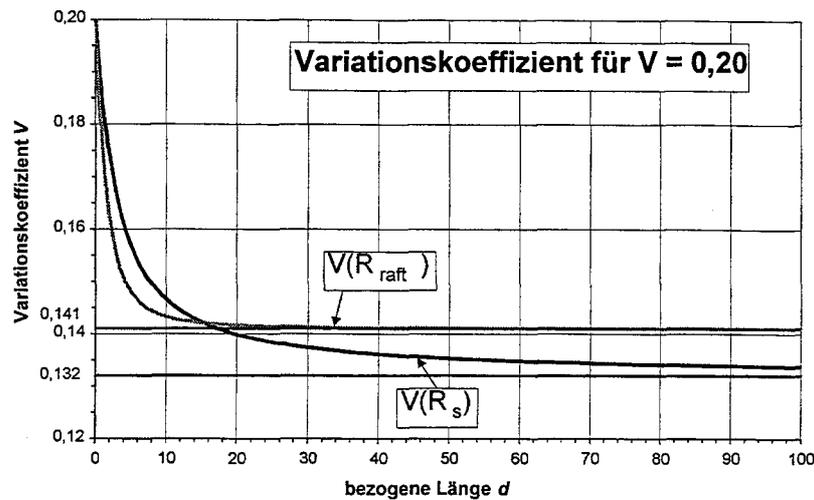


Bild 3.8: Verwendete Variationskoeffizienten nach der Abminderung mit Γ nach Bild 3.6

Bei der Bemessung der KPP kann noch zusätzlich die Autokorrelation der Pfähle untereinander berücksichtigt werden. Der Zusammenhang soll folgend kurz dargestellt werden.

Für einen Pfahl ist der Mittelwert und die Standardabweichung bekannt. Bei der Betrachtung aller mitwirkenden Pfähle (n -Anzahl der Pfähle) einer KPP kann der Mittelwert der gesamten Pfahltragfähigkeit in der üblichen Form aus Gleichung (3.15) gebildet werden.

$$m_z = \sum_{i=1}^n m_{x,i} \quad (3.15)$$

Die Standardabweichung für die gesamte Pfahltragfähigkeit folgt aus dem Fehlerfortpflanzungsgesetz und ist entsprechend Gleichung (3.16) darzustellen.

$$\sigma_z = \left[\sum_{i=1}^n \left(\sigma_{x,i} \cdot \frac{\partial g}{\partial x_i} \right)^2 + \sum_{i=1}^n \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^n \frac{\partial g}{\partial x_i} \cdot \frac{\partial g}{\partial x_j} \cdot \rho_{i,j} \cdot \sigma_{x,i} \cdot \sigma_{x,j} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (3.16)$$

Der zweite Teil der Gleichung zeigt den Einfluß der Autokorrelation der einzelnen Pfähle n untereinander, die sich innerhalb der Fläche des Fundamentes befinden, in allgemeiner Form. Der Autokorrelationsbeiwert ρ_{ij} ist abhängig vom Abstand der Pfähle untereinander und dem Typ der Autokorrelationsfunktion. Für die durchgeführten probabilistischen Untersuchungen wurde die Autokorrelationsfunktion ρ_l aus Bild 3.5 verwendet. Die Beeinflussung in der Ebene ist für die Pfähle in x -Richtung durch den Index i beschrieben und in y -Richtung durch den Index j .

Die neue Standardabweichung der Gesamttragfähigkeit der Pfähle für die Mantelreibung und den Spitzendruck kann mittels Gleichung (3.17) in den Variationskoeffizienten umgewandelt werden, der als Eingangswert für die probabilistischen Rechnungen dient.

$$V_z = \frac{\sigma_z}{m_z} \quad (3.17)$$

Die Autokorrelationslänge a für den Autokorrelationsbeiwert ρ_{ij} der Pfähle wurde in der Ebene in jede Richtung mit jeweils 5,00m angesetzt.

Eine vereinfachte Betrachtung der Autokorrelation ist durch eine Linearisierung der Abminderung Γ möglich, wodurch aber das Ergebnis stark verändert wird. In den folgenden Gleichungen ist dieses Verfahren entsprechend Hanisch/Struck (1990) kurz dargestellt.

$$\Gamma = \frac{1}{n} \cdot \sqrt{n + 2 \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \sum_{j=i+1}^n \rho_{ij}} \quad (3.18)$$

$$l_{ij} < a \quad \rho_{ij} = 1 - \frac{l_{ij}}{a} \quad (3.19)$$

$$l_{ij} \geq a \quad \rho_{ij} = 0 \quad (3.20)$$

$$V_z = \Gamma \cdot V \quad (3.21)$$

Dabei ist l_{ij} der Abstand der Pfähle in den Richtungen i und j . Vergleichsrechnungen haben gezeigt, daß für größere Pfahl-Plattengründungen eine zu niedrige Gesamtstreuung ermittelt wird, was auf die vereinfachten Annahmen zurückzuführen ist. Als Annahmen gelten: homogener Boden, Materialeigenschaften streuen zufällig und sind normalverteilt sowie Linearisierung der Autokorrelationsfunktion.

Eine weitere Vereinfachung ist die bei Hettler (1987) beschriebene Annahme entsprechend Gleichung (3.22), wobei Hanisch/Struck (1990) zu beachten ist.

$$V_z = \frac{1}{\sqrt{n}} \cdot V \quad (3.22)$$

Diese Annahme muß für eine größere Anzahl von Pfählen als zu unsicher gelten, liefert aber für kleinere Pfahlanzahlen relativ gute Werte, wobei die Bauteilabmessungen und die Pfahlabstände nicht berücksichtigt werden.

Aufgrund der heute zur Verfügung stehenden Rechentechnik sollte das zuerst genannte, genauere Verfahren verwendet werden, da es den Einfluß am besten wiedergibt.

Aus den Betrachtungen der Autokorrelation kann insgesamt geschlußfolgert werden, daß die Streuungen bei Parallelsystemen, wie den Pfahl-Plattengründungen, mit der Zunahme der Bauteilabmessungen und einer zunehmenden Anzahl von Pfählen abnehmen. Die Berücksichtigung dieses Effektes führt nicht zu unsicheren Gründungen, sondern sie können wirtschaftlicher bemessen werden.

Ausgangswerte für die innere Tragfähigkeit

Zunächst soll die Druckfestigkeit des Betons, welche log. normalverteilt angenommen wird, betrachtet werden. Aus dem ENV 1992 (1992) soll die Streuung des Betons zurückgerechnet werden.

Als Beispiel soll der Variationskoeffizient V für eine Betonfestigkeit von C20/25 (charakteristische Zylinderdruckfestigkeit $f_{ck} = 20\text{N/mm}^2$) bestimmt werden. Der Mittelwert ergibt sich nach ENV 1992 (1992) aus Gleichung (3.23).

$$f_{cm} = f_{ck} + 8\text{N/mm}^2 = 20 + 8 = 28\text{N/mm}^2 \quad (3.23)$$

Der Fraktilwert X_p für die Wahrscheinlichkeit p ist

$$X_p = f_{cm} \cdot \exp [\xi \cdot \Phi^{-1}(p) - \xi^2 / 2] \quad (3.24)$$

wo ξ mit dem Variationskoeffizienten V verbunden ist:

$$V = \sqrt{\exp(\xi^2) - 1} \quad (3.25)$$

Der Fraktilwert X_p aus Gleichung (3.24) kann als charakteristischer Wert f_{ck} (95%-Fraktilwert) interpretiert werden. Aus Gleichung (3.24) kann man die folgenden Ausdrücke finden:

$$\ln\left(\frac{f_{ck}}{f_{cm}}\right) = \xi \cdot \Phi^{-1}(p) - \frac{\xi^2}{2} \quad \text{und} \quad (3.26)$$

$$\ln\left(\frac{f_{ck}}{f_{cm}}\right) = \ln\left(\frac{20}{28}\right) = -0,3365 \quad (3.27)$$

Daraus ergibt sich für den Parameter ξ eine quadratische Gleichung. Die Lösung dieser Gleichung ergibt das Ergebnis:

$$\xi = 0,1932 \text{ und}$$

$$V = \sqrt{\exp(0,1932^2) - 1} = 0,195 \quad (3.28)$$

Danach kann die Standardabweichung σ_c durch Gleichung (3.29) gefunden werden.

$$\sigma_c = V \cdot f_{cm} = 0,195 \cdot 28 = 5,46 \text{ MN/m}^2 \quad (3.29)$$

Mit der vorgestellten Methode kann die folgende Tabelle 3.9 für alle Normalbetone aufgestellt werden.

Name	DIN 1045 ENV 1992	Betonklassen									Einheit
		B15 C12/15	B20 C16/20	B25 C20/25	B30 C25/30	B35 C30/37	B45 C35/45	B50 C40/50	B55 C45/55	B60 C50/60	
Charakteristischer Wert (Zylinder)	$f_{ck,cyl}$	12	16	20	25	30	35	40	45	50	[N/mm ²]
Charakteristischer Wert (Würfel)	$f_{ck,cube}$	15	20	25	30	37	45	50	55	60	[N/mm ²]
Mittelwert	$f_{cm} = f_{ck,cyl} + 8$	20	24	28	33	38	43	48	53	58	[N/mm ²]
Variationskoeffizient	V	0,292	0,233	0,195	0,162	0,139	0,121	0,108	0,097	0,088	
Standardabweichung	$\sigma_c = V \cdot f_{cm,cyl}$	5,83	5,60	5,46	5,34	5,27	5,21	5,17	5,13	5,11	[N/mm ²]

Tabelle 3.9: Betonfestigkeiten nach ENV 1992 (1992) und DIN 1045 (1998) und deren statistische Parameter

Die Schubfestigkeit des Betons τ_R wird normalverteilt mit einem Variationskoeffizienten V von 15% angenommen (siehe König/Fischer (1995), Zilch/Staller/Brandes (1999)).

Die Druck- und Zugfestigkeit von Betonstahl wird normalverteilt angenommen. Es wird nur der Stahl BSt 500 bzw. S500 verfolgt. Der Mittelwert ist $f_{ym} = 550 \text{ MN/m}^2$ und die charakteristische Festigkeit (5%-Fraktil) beträgt $f_{yk} = 500 \text{ MN/m}^2$. Damit läßt sich der Variationskoeffizient V entsprechend dem folgenden Algorithmus bestimmen.

$$f_{yk} = f_{ym} + \Phi^{-1}(p) \cdot \sigma_y = f_{ym} - 1,645 \sigma_y = 500 \text{ MN/m}^2 \quad (3.30)$$

$$f_{yk} - f_{ym} = -1,645 \cdot \sigma_y \quad (3.31)$$

$$\sigma_y = \frac{f_{yk} - f_{ym}}{-1,645} = \frac{500 - 550}{-1,645} = 30,4 \text{ MN/m}^2 \quad (3.32)$$

$$V = \frac{\sigma_y}{f_{ym}} = 0,0553 \quad (3.33)$$

Die verwendeten geometrischen Abmessungen sind mit einem Variationskoeffizienten von $V = 0,02$ verwendet worden, da diese im allgemeinen nur geringe Streuungen aufweisen.

3.3 Äußere Tragfähigkeit der KPP

3.3.1 Grenzzustand und probabilistische Algorithmen

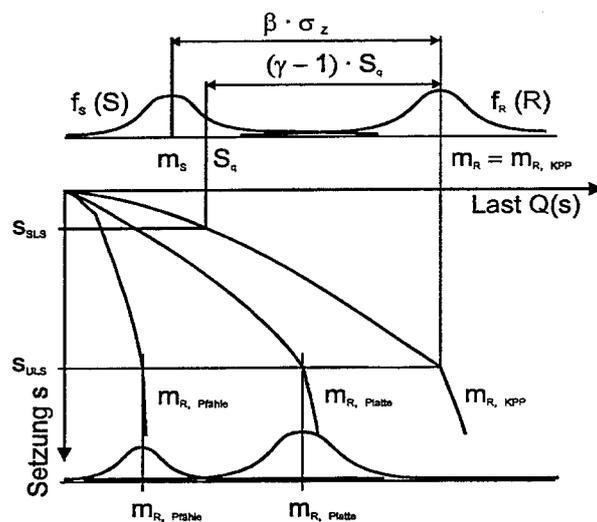


Bild 3.9: Systembild der Last-Setzungslinien der KPP

Die KPP wird mit einem mechanischen Modell aus Kapitel 2 berechnet. Als Ergebnis wird die Last-Setzungslinie für diese KPP erzeugt, die die Systemantwort darstellt. Diese soll als Beurteilungsmaßstab für die probabilistischen Untersuchungen dienen, wie es bei einer Pfahlgründung üblich ist. In Bild 3.9 sind die mittleren (wahrscheinlichen) Last-Setzungslinien der Summe der Pfähle und die der Platte sowie die des Gesamtsystems der KPP aufgetragen. Die KPP soll für einen Erwartungswert der Setzung s_{ULS} für ULS (ultimate limit state = Bruchzustand) und s_{SLS} für SLS (serviceability limit state = Zustand der

Gebrauchstauglichkeit) dimensioniert werden. Der zu s_{SLS} gehörige Bemessungswert der einwirkenden Last S_q ist üblicherweise als ein oberer Fraktilwert der zu erwartenden Last definiert. Zwischen diesem und einem unteren Fraktilwert des Widerstandes R_p ist der globale Sicherheitsbeiwert γ einzuhalten (siehe Bild 3.9).

In der Sicherheitstheorie ist der Sicherheitsabstand ($\beta \cdot \sigma_z$) zwischen dem Mittelwert der auftretenden Last m_s und dem Mittelwert des Widerstandes m_R einzuhalten. Der Sicher-

heitsindex wird durch β beschrieben und σ_z setzt sich aus den Streuungen von Widerstand und Einwirkung zusammen.

Werden die Einzelkomponenten der Pfahl-Plattengründung in die Grenzzustandsfunktion aus Gleichung (3.2) für die äußere Tragfähigkeit eingesetzt, so entsteht der Ausdruck wie in Gleichung (3.34) dargestellt (siehe auch Hanisch (1996)).

Die in der Gleichung (3.34) enthaltenen Variablen sind zufällig und werden in den folgenden Kapiteln näher beschrieben.

$$G = R_{raft} + \Sigma R_s + \Sigma R_b - S_G - S_Q \quad (3.34)$$

Die KPP selbst ist ein hybrides System, bei dem die Komponenten Platte und Pfähle sich gegenseitig helfen. Da ein Versagen eines Einzeltraggliedes nicht zum Gesamtversagen führt, kann diese Gründung als Parallelsystem gelten. Daher kann der Widerstand der KPP wie folgt dargestellt werden:

$$R_{tot} = R_{raft} + \sum_{j=1}^m R_{pile,j} \quad (3.35)$$

wobei R_{raft} den Widerstand der Fundamentplatte beschreibt und R_{pile} den Gesamtwiderstand der Pfähle. R_{pile} setzt sich wiederum aus den Widerständen am Pfahlfuß R_b und den Widerständen entlang der Mantelflächen der Pfähle R_s zusammen. Die einzelnen Komponenten sind nachfolgend erläutert.

Der Widerstand der Platte

Der Widerstand der Platte wird in der Ebene x, y betrachtet, der allgemeine Zusammenhang ist in Form von Gleichung (3.36) darzustellen.

$$R_{raft} = \int_0^a \int_0^b \sigma_{Sohl}(x, y, z) dx dy dz \quad (3.36)$$

$\sigma_{Sohl}(x, y, z)$ - die Sohlspannungen unter der Fundamentplatte in Abhängigkeit vom Raum x, y, z als zufällige Variable

Als eine Näherung für die mechanische Beschreibung der Lastaufnahme soll das Bettungsmodulverfahren (elastische Bettung) nach Pasternak (1925), Winkler (1867) und Zimmermann (1888) zur Verdeutlichung der maßgebenden Einflußparameter verwendet werden. Die Verwendung von wirklichkeitsnäheren mechanischen Ansätzen kann in erweiterter Form wie hier beschrieben verwendet werden. Für die probabilistischen Be-

trachtungen ist allerdings das hier betrachtete Verfahren ausreichend, da es eine geschlossene Lösung bietet.

Die Sohlspannung aus Gleichung (3.36) kann entsprechend vereinfacht in der folgenden Form geschrieben werden:

$$\sigma_{Sohl}(x,y) = K_S(x,y) \cdot s(x,y) = \frac{E_S(x,y)}{b \cdot f_0} \cdot s(x,y). \quad (3.37)$$

Die einzelnen Variablen bedeuten:

- $K_S(x,y)$ - der Bettungsmodul oder Federwiderstand
- $s(x,y)$ - die Setzung
- $E_S(x,y)$ - Steifemodul des Bodens
- b - Breite der Fundamentsohlfläche
- f_0 - Setzungseinflußzahl für den kennzeichnenden Punkt nach Grasshoff (1955) und Kany (1974)

Um diese Gleichung handhaben zu können, werden weitere Vereinfachungen getroffen. Die Setzung s wird konstant über die gesamte Fläche angenommen und als deterministische Variable betrachtet. Der Steifemodul E_S ist unabhängig von den Flächenkoordinaten x und y , wird aber entsprechend der Sicherheitstheorie als zufällig angesehen.

$$\sigma_{Sohl}(x,y) = \frac{s}{b \cdot f_0} \cdot E_S = t_0 \cdot E_S \quad (3.38)$$

t_0 – ist konstant und nur von der Plattengeometrie abhängig

Aus den Gleichungen (3.37) und (3.38) erhalten wir für (3.36) den folgenden Ausdruck:

$$R_{raft} = \int_0^{b_1} \int_0^{b_2} (E_S \cdot t_0) dx dy = E_S \cdot t_0 \cdot b_1 \cdot b_2 = E_S \cdot t_1 \quad (3.39)$$

Das hier verwendete mechanische Modell zur Beschreibung der mechanischen Vorgänge in der Platte ist somit auf wenige unabhängige Variablen reduziert worden. Mit diesem Modell geht man über zur Beschreibung der statistischen Bodenkennwerte (E_S) als Einflußfaktor für die äußere Tragfähigkeit. Unter Berücksichtigung von Gleichung (3.39) können für den Widerstand der Platte der Erwartungswert und die Standardabweichung folgendermaßen beschrieben werden:

$$E [R_{raft}] = E [E_{S,A}] \cdot t_I \quad (3.40)$$

$$\sigma [R_{raft}] = \sigma [E_{S,A}] \cdot t_I \quad (3.41)$$

Die Proben und die daraus ermittelten Meßergebnisse zur Bestimmung der Bodenkennwerte, die an einer bestimmten Stelle erhalten wurden, sind für den entsprechenden Punkt spezifiziert. Weil man aber die gesamte Fläche unter dem Fundament beschreiben will, ist es erforderlich, daß die Werte entsprechend ausgemittelt werden. Aus diesem Grund führt man für den Steifemodul E_S für einen bestimmten Punkt in der Fläche A eine neue Zufallsvariable für den Steifemodul ($E_{S,A}$) ein, welche auf die gesamte Fläche unter der Fundamentplatte bezogen ist. Der Erwartungswert von $E_{S,A}$ ist gleich dem Erwartungswert von E_S . Für den Steifemodul der Gesamtfläche ($E_{S,A}$) stellt sich aber die Streuung geringer als für E_S dar. Daraus kann man ersehen, daß mit wachsender Grundfläche A die Streuung von $E_{S,A}$ abnimmt. Dieser Sachverhalt wird in den Gleichungen (3.42) und (3.43) veranschaulicht:

$$E [E_{S,A}] = E [E_S] \quad (3.42)$$

$$\sigma [E_{S,A}] = \Gamma(R_{raft}) \cdot \sigma [E_S] \quad (3.43)$$

- E_S - Steifemodul für die einzelnen Probepunkte
- $E_{S,A}$ - Steifemodul bezogen auf die Gesamtfläche unter der Platte
- $\Gamma(R_{raft})$ - Abminderungsfaktor für die Grundfläche A .

Aus den Gleichungen (3.42) und (3.43) kann man den Variationskoeffizient von $E_{S,A}$ erhalten.

$$V [R_{raft}] = \Gamma(R_{raft}) \cdot V [E_S] \quad (3.44)$$

Für den Fall, daß der Boden homogen ist, kann man den Abminderungsfaktor wie in Gleichung (3.45) schreiben:

$$\Gamma(R_{raft}) = \Gamma(b_1) \cdot \Gamma(b_2) \quad (3.45)$$

Um den oben beschriebenen Effekt zu erreichen, daß heißt den Einfluß der Streuung von einem einzelnen Punkt auf die Vielzahl der Punkte in der betrachteten Fläche, verwendet man in der Wahrscheinlichkeitstheorie die Autokorrelation. Eine Erläuterung dieses statistischen Verfahrens wird für die Anwendung am vorliegenden Problem in Kapitel 3.2.2 dargestellt.

Der Widerstand des Pfahles

Der Widerstand des Pfahles kann in seine Komponenten Mantelreibung und Spitzendruck zerlegt werden. In einer allgemeinen Gleichung erhalten wir somit:

$$R_{pile} = R_s + R_b \quad (3.46)$$

Alle Basisvariablen sind dabei zufällig. Der Widerstand der Mantelreibung kann folgendermaßen dargestellt werden:

$$R_s = \int_0^{z_0} U \cdot \tau_M(z) dz \quad (3.47)$$

Die darin enthaltenen Variablen bedeuten:

- D - Durchmesser des Pfahles
- z_0 - Einbindetiefe des Pfahles
- U - Umfang des Pfahles mit $U = \pi \cdot D$
- τ_M - Mantelreibung des Pfahles

In einer ersten Näherung wird angenommen, das $\tau_M = \text{konstant}$ über die gesamte Höhe ist, aber zufällig auftreten kann. Dafür erhält man aus Gleichung (3.47):

$$R_s = U \cdot z_0 \cdot \tau_M = M \cdot \tau_M \quad (3.48)$$

mit M – Mantelfläche des Pfahles

Durch die Formulierung des mechanischen Modells in Gleichung (3.48) erhält man für den Erwartungswert und die Standardabweichung des Pfahlwiderstandes durch Mantelreibung die folgenden Ausdrücke:

$$E [R_s] = M \cdot E [\tau_M] \quad (3.49)$$

$$\sigma [R_s] = M \cdot \sigma [\tau_M] \quad (3.50)$$

Wie bei der Betrachtung der Fundamentplatte ist es möglich die Streuung der Mantelreibung über die Einbindelänge t abzumindern. Dieses wird in den Gleichungen (3.51) und (3.52) veranschaulicht:

$$E [R_s] = M \cdot E [\tau_M] \quad (3.51)$$

$$\sigma [R_s] = M \cdot \Gamma(R_s) \cdot \sigma [\tau_M] \quad (3.52)$$

- τ_M - Mantelreibung in einer Höhe
 $\Gamma(R_s)$ - Abminderungsfaktor über die Einbindelänge t .

Aus den Gleichungen (3.51) und (3.52) kann man den Variationskoeffizient für R_M erhalten.

$$V [R_s] = \Gamma(R_s) \cdot V [\tau_M] \quad (3.53)$$

Die Ermittlung der Abminderung ist in Kapitel 3.2.2 ausführlich beschrieben.

Der Pfahlwiderstand infolge Spitzendruck kann entsprechend Gleichung (3.54) beschrieben werden:

$$R_b = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot \sigma_b \quad (3.54)$$

mit σ_b – Spitzendruck des Pfahles.

Durch die Formulierung des mechanischen Modells in Gleichung (3.54) kann man für den Erwartungswert und die Standardabweichung des Pfahlwiderstandes durch Spitzendruck die folgenden Beziehungen herstellen:

$$E[R_b] = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot E[\sigma_b] \quad (3.55)$$

$$\sigma[R_b] = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot \sigma[\sigma_b]. \quad (3.56)$$

Eine Abminderung der Streuungen ist auch beim Spitzendruck möglich, allerdings aufgrund der geringen Abmessungen nicht sinnvoll, weshalb er nicht berücksichtigt wurde.

Bei einer probabilistischen Belastung des Pfahles muß man die Korrelation zwischen Mantelreibung und Spitzendruckes berücksichtigen, da die Bodenparameter, die das Tragverhalten der Pfahlanteile bestimmen, weitgehend die selben sind. Allerdings besteht eine unmittelbare Abhängigkeit der Parameter Spitzendruck und Mantelreibung nur im Bereich des Pfahlfußes, somit kann keine volle Korrelation vorhanden sein. In einer Parameterstudie über den Einfluß der Korrelation auf das Sicherheitsniveau konnte festgestellt werden, daß dieser relativ gering ist. Deshalb wird für die probabilistischen Berech-

nungen ein Korrelationskoeffizient von 0,5 vorgeschlagen, da eine genauere Abschätzung nicht bekannt ist.

Beschreibung der durchgeführten Berechnungen

Die stochastische Berechnung wurde mit dem Programm COMREL (1996) durchgeführt, welches an der TU München entwickelt wurde (weitere Programme sind in Kapitel 6 erwähnt). Damit ist es möglich viele Parameter und unterschiedliche Verteilungen miteinander über eine Grenzzustandsfunktion zu verbinden. Weiterhin war es wichtig, daß das Programm auch Korrelationen zwischen unterschiedlichen Parametern herstellen kann. Mit Hilfe des Programmes wurde dann für die Grenzzustandsfunktion (3.34) der Sicherheitsindex β berechnet. Für das hier beschriebene Problem wurde der in Bild 3.12 beschriebene Arbeitsablauf verwendet. Damit ist es möglich die Einwirkungen zu variieren und somit den Sicherheitsindex β mittels der Prozedur FORM auf den gewünschten Wert zu eichen.

Die Verteilungen der Einwirkungen und Widerstände werden in Kapitel 3.2 ausführlich beschrieben. Die Autokorrelationen der Platte und der Pfähle werden wie in Kapitel 3.2.2 beschrieben, angewendet.

Für die stochastische Berechnung wurden die Widerstände aus den deterministischen FEM-Berechnungen für bestimmte Setzungsniveaus herausgelesen. Für jedes dieser Setzungsniveaus wurden mittels der Sicherheitsmethode der Stufe 2 (FORM) die Bemessungswerte aller Variablen bestimmt. Aus den Bemessungswerten und den Mittelwerten werden dann der globale Sicherheitsbeiwert und die Teilsicherheitsbeiwerte für die Widerstände der Platte und der Pfähle, und dort unterteilt auf den Widerstand der Mantelreibung und den Spitzendruck ermittelt. Die Berechnung der Teilsicherheitsbeiwerte erfolgt nach dem Schema in Bild 3.10.

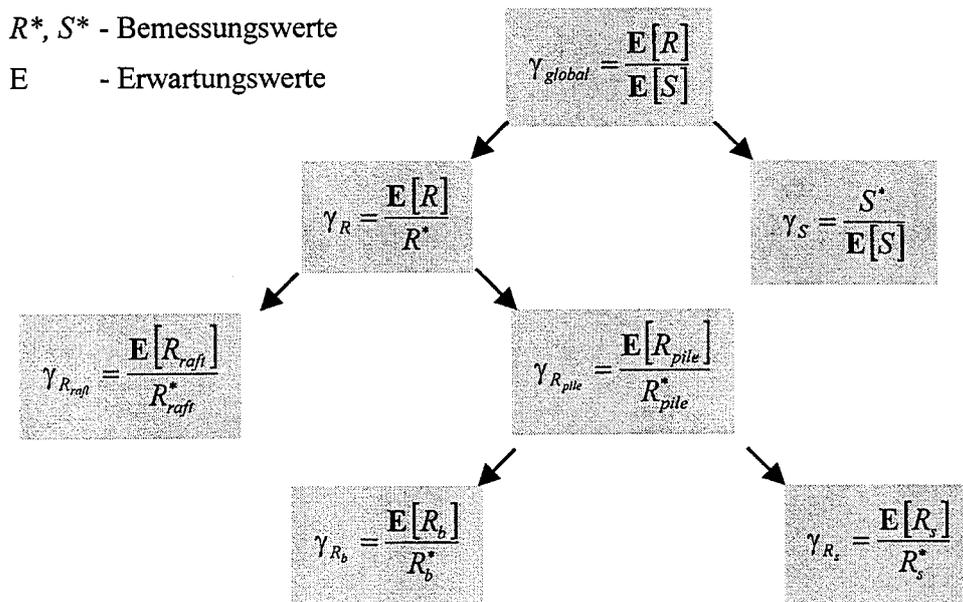


Bild 3.10: Berechnungsschema für die Teilsicherheitsbeiwerte der KPP

Damit der Einfluß der Parameter einer KPP auf das Sicherheitsniveau charakterisiert werden kann, müssen die Parameter:

- Pfahllänge
- Pfahldurchmesser
- Pfahlachsabstände
- Plattendicke bzw. Steifigkeit des Oberbaues
- Plattengröße,

variiert werden. Der Bericht zu den durchgeführten Untersuchungen und deren Ergebnisse sind bei Ahner/König/Soukhov (1998) zu finden.

Den Untersuchungen wurden folgenden Kategorien zugrunde gelegt:

- I Einfluß der Autokorrelation der Platte in der x-, y-Ebene und der Autokorrelation der Mantelreibung über die Einbindelänge
- II Einfluß der Korrelation zwischen Mantelreibung und Spitzendruck
- III Einfluß der Autokorrelation der Pfähle untereinander
- IV Einfluß der geometrischen Parameter
- V Einfluß von unterschiedlichen Setzungstiefen (in Hinblick auf die Grenzsetzung) für die stochastische Berechnung
- VI Einfluß eines neu zu bewertenden Sicherheitsniveaus für den Gebrauchszustand
- VII Einfluß eines variierenden Sicherheitsniveaus für den Tragfähigkeitszustand

Die meisten Untersuchungen sind auf der Grundlage eines 1-Pfahl-Plattensystems durchgeführt worden. Bei der Berücksichtigung der Autokorrelation der Pfähle untereinander ist es möglich eine KPP auf eine 1 Pfahl-Plattengründung zu reduzieren. Dabei werden trotzdem die unterschiedlichen Tragverhalten der Pfähle einer Pfahlgruppe berücksichtigt.

3.3.2 Zusammenfassung der gewonnenen Ergebnisse

Die Untersuchungen der Kategorien I-III dienten zur Eichung der probabilistischen Berechnungen. Es zeigte sich, daß die Autokorrelationen aus Kapitel 3.2.2 geeignet sind, eine wirtschaftliche und trotzdem sichere Bemessung zu gewährleisten. Damit konnten die Untersuchungen der Kategorie IV und V durchgeführt werden, aus denen die späteren Teilsicherheitsbeiwerte abgeleitet werden sollen.

Die oberen und unteren Grenzwerte der Teilsicherheitsbeiwerte dieser stochastischen Untersuchungen mit einem festen β -Wert von 3,83 sind in Tabelle 3.10 zusammengefaßt dargestellt.

Teilsicherheitsbeiwerte		von	bis	Differenz
global (Gesamtsystem)	γ_{Global}	1,89	1,80	4,8%
Gesamtwiderstand	γ_R	1,14	1,05	7,9%
Gesamteinwirkung	γ_S	1,72	1,66	3,5%
Widerstand der Platte	$\gamma_{R_{Plat}}$	1,12	1,05	6,3%
Widerstand des Pfahles	$\gamma_{R_{Pfl}}$	1,21	1,04	14,0%
Widerstand der Mantelreibung	γ_{R_s}	1,06	1,02	3,8%
Widerstand des Spitzendruckes	γ_{R_b}	1,44	1,17	18,8%

Tabelle 3.10: Zusammenstellung der Teilsicherheitsbeiwerte für $\beta = 3,83$

Der Unterschied des globalen Sicherheitsbeiwertes beträgt bei allen Varianten max. 5%. Der größere Einfluß der Parametervariationen liegt wie zu erwarten auf der Widerstandsseite des Systems. Dabei kommen die größten Differenzen aus dem Spitzendruck des Pfahles, da die Streuungen des Spitzendrucks nicht abgemindert werden. Entsprechend den aufgeführten geometrischen Einflußparametern soll die Tendenz der Untersuchungsergebnisse in kurzer Form beschrieben werden:

Pfahllänge

Je größer die Einbindetiefe der Pfähle ist, um so geringer ist der Einfluß des Spitzendrucks auf die Gesamttragfähigkeit des Pfahles. Durch die Berücksichtigung der Autokorrelation auf die Mantelreibung wird deren Streuung verringert, so daß der Teilsicherheits-

beiwert des Pfahles bei der Vergrößerung der Pfahlänge abnimmt. Die anderen Werte sind daran gekoppelt, deshalb sinkt der globale Sicherheitsbeiwert bei Vergrößerung der Pfahlänge und die Sicherheit der KPP verlagert sich in Richtung der Belastung. Die Tendenzen sind für alle Setzungsniveaus ähnlich, allerdings gewinnt der Spitzendruck bei großen Setzungen keinen stärkeren Einfluß. Bei größeren Setzungen steigen die Sicherheitsbeiwerte leicht (um ca. 1%) an. Bei einer Verdoppelung der Pfahlänge steigt dabei der Pfahllastanteil an der Gesamtlast um 13% und innerhalb des Pfahles verschiebt sich die Pfahllast vom Spitzendruck zur Mantelreibung um 16%, wobei die Umlagerung bei kleinen Setzungen ausgeprägter ist. Das bedeutet, daß die Mantelreibung bei Vergrößerung der Pfahlänge stark zunimmt, aber der Einfluß auf die Sicherheitsbeiwerte vernachlässigbar klein ist.

Pfahldurchmesser

Durch die Vergrößerung des Pfahldurchmessers wird die Tragfähigkeit des Spitzendruckes gegenüber der Mantelreibung vergrößert (um 18%). Auch der Lastanteil des Pfahles an der Gesamtlast wächst in starkem Maße (20%) an. Das wirkt sich entsprechend auf die Sicherheitsbeiwerte aus. Der Teilsicherheitsbeiwert des Spitzendruckes ändert sich um 18%, da dessen Streuung nicht abgemindert wird. Damit schlägt es sich auf den Sicherheitsbeiwert des Pfahles durchschlägt, der sich um 11% vergrößert. Da die Platte weniger Sicherheiten auf sich nimmt, ist der Einfluß auf den Gesamtwiderstand und den globalen Sicherheitsbeiwert nur noch sehr klein (2%).

Es wurden fast alle derzeit realisierbaren und sinnvollen Pfahldurchmesser für eine KPP überprüft. Für die zuvor beschriebene Zunahme des Spitzendruckes ist der Einfluß für die Gesamtsicherheit nicht entscheidend.

Plattengröße

Den größten Einfluß auf die Tragfähigkeit der KPP hat die Variation der Plattengröße. Bei der durchgeführten Verdopplung des Durchmessers kommt es zu einer Laststeigerung um 21%. Bei der Platte stehen sich aber zwei unterschiedliche Einflüsse gegenüber. Zum einen muß die Platte durch die Vergrößerung der aufnehmbaren Last mehr Sicherheiten auf sich ziehen, zum anderen wird die Streuung durch die Vergrößerung der Fläche stärker ausgemittelt. Der Effekt der Abminderung der Streuung ist dabei der dominierende, deshalb nimmt der Teilsicherheitsbeiwert ab. Obwohl insgesamt mehr Lasten durch die KPP aufgenommen werden, sinkt der globale Sicherheitsbeiwert um 4%.

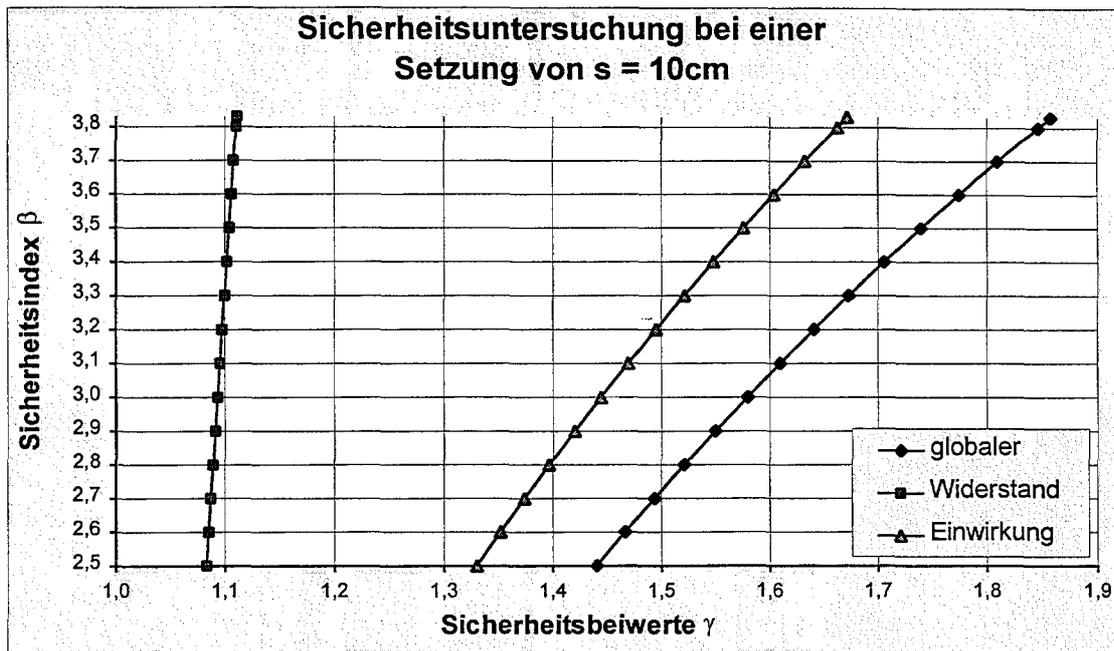
Der Einfluß der Autokorrelation der Bodeneigenschaften unter der Fundamentplatte führt bei einer Vergrößerung der aufnehmbaren Last zu einer Verringerung der Teilsicherheitsbeiwerte. Je höher also der Lastanteil der Platte an der KPP ist, desto mehr kann die erforderliche Sicherheitsabstand auf der Widerstandsseite heruntergedrückt werden.

Wenn man bei den bisherigen Berechnungen die unterschiedlichen Setzungstiefen betrachtet, so kann nur eine Differenz der Sicherheitsbeiwerte von ca. 1-4% festgestellt werden. Wobei der Einfluß auf den globalen Sicherheitsbeiwert und die Sicherheitsbeiwerte des Widerstandes und der Lasten gering ist. Der größte Einfluß wird beim Spitzendruck verzeichnet, da dieser als einziger nicht autokorreliert ist. Bei größeren Setzungen erhöht sich der Sicherheitsbeiwert des Widerstandes und der gesamten KPP geringfügig. Daraus konnte die Schlußfolgerung gezogen werden, daß für die probabilistischen Berechnungen eine genaue Einordnung einer Grenzsetzung nicht zwingend notwendig ist.

Für die durchgeführten probabilistischen Berechnungen an einer 1 Pfahl-Plattengründung wurde für ein Sicherheitsniveau von $\beta=3,83$ ein globaler Sicherheitsbeiwert von $\eta=1,8-2,0$ festgestellt.

Bei den Untersuchungen einer KPP mit 25 Pfählen wurde aufgrund des starken Einflusses der Autokorrelation der Pfähle untereinander ein noch kleinerer Sicherheitsbeiwert ermittelt. Der globale Sicherheitsbeiwert schwankte zwischen $\eta=1,6-1,7$, wobei die Abmaße der Pfahlänge und damit der Einfluß der Pfahltragfähigkeit variiert wurden. Bei den Untersuchungen konnte festgestellt werden, daß die KPP bei der Vergrößerung der geometrischen Abmessungen und einer größeren Pfahlanzahl eine höhere Sicherheit bietet, da der ausgleichende Einfluß der Autokorrelation der Platte und der Mantelreibung sich erhöht, genauso wie der Einfluß der Autokorrelation der Pfähle untereinander anwächst. Bei der Variation der Streuungen sind nur Schwankungen im Rahmen von 5% aufgetreten, da diese stark ausgemittelt werden.

Die Gründung der KPP ist ein komplexes Tragwerk mit mehreren Bauteilen, welches beim Versagen eines Einzeltraggliedes nicht insgesamt versagt. Der Sicherheitsindex β ist in ENV 1991 (1994) für Einzeltragglieder und Reihensysteme definiert. Bei dem vorliegenden Parallelsystem kann also auch die Versagenswahrscheinlichkeit niedriger liegen. Da es keine Festlegungen über das dann erforderliche Sicherheitsniveau gibt, wurde ausgehend von dem Sicherheitsniveau von Einzelbauteilen nach ENV 1991 (1994) der β -Index bis zum Wert 2,5 in Schrittweiten von 0,1 variiert. Die Analyse wurde für verschiedene Setzungen durchgeführt, die aber nur zu den oben erwähnten geringen Änderungen führten. In Bild 3.11 ist der fast lineare Verlauf der berechneten Sicherheitsbeiwerte anschaulich dargestellt.

Bild 3.11: Untersuchung der KPP für einen variierenden Sicherheitsindex β

Ein β -Wert zwischen 3,0 und 3,5 ist für die KPP vorstellbar, damit verringert sich der globale Sicherheitsbeiwert von $\eta=1,85$ zu 1,75-1,60. Da es aber keine Festlegung gibt, zeigen die Ergebnisse dieser Untersuchung die vorhandene Sicherheitsreserve der KPP.

3.3.3 Vorgehensweise bei der Sicherheitsanalyse anhand eines Beispiels

Die KPP ist ein sehr komplexes Bauteil, welches aus den Komponenten Platte und Pfähle besteht, die sich wechselwirksam beeinflussen. Es gibt eine Reihe von Interaktionseinflüssen, die zuvor beschrieben wurden.

Anhand dieser sich bedingenden Komponenten, die jede für sich schon schwer zu erfassen sind, ist die Komplexität der Aufgabe zu erkennen, welche es ist, diese in ihrer Gesamtheit darzustellen. Aus diesem Grund werden die einzelnen Effekte nacheinander vorgestellt.

Die meisten statistischen Modelle lassen sich am Einzelpfahl zeigen. Erst bei der Interaktion Pfahl-Pfahl muß eine Pfahlgruppe betrachtet werden.

Ausgangsdaten der probabilistischen Berechnung

Pfahlplattengründung mit $n = 25$ Pfählen

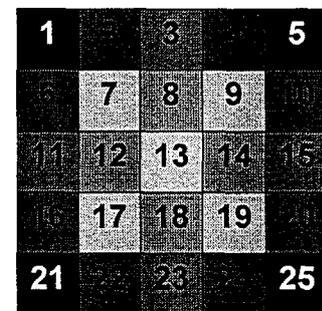
Platte Fläche: $A = 27\text{m} \cdot 27\text{m}$, Dicke: $d = 1,0\text{m}$

Pfahl Länge: $L = 30\text{m}$, Durchmesser: $D = 1,50\text{m}$, Achsabstand der Pfähle: $\Delta l = 4,50\text{m}$

Aus der deterministischen Berechnung mit dem mechanischen Modell von Katzenbach/Arslan aus Kapitel 2, wurden für eine Setzung von $s = 2,22\text{cm}$ die folgenden Ergebnisse in Tabelle 3.11 ermittelt. Für diese Konfiguration der KPP ergaben sich 6 unterschiedliche Tragverhalten der Einzelpfähle, die entsprechend dem nebenstehenden Bild Pfahlgruppen zuzuordnen sind. Die Pfähle mit der gleichen aufnehmbaren Kraft sind farblich entsprechend dargestellt.

Auflast [kN/m ²]	Setzung [cm]	Gesamt [MN]	Pfähle [MN]	Platte [MN]
100,00	2,22	72,90	53,46	19,44

Pfahl- gruppe	Anzahl	Setzung [cm]	Last [MN]	Fußwiderstand [MN]	Mantelreibung [MN]
a	1	2,22	1,48	0,27	1,20
b	4	2,18	1,36	0,28	1,08
c	4	2,14	1,29	0,30	1,00
d	4	2,15	2,38	0,33	2,05
e	8	2,11	2,36	0,35	2,01
f	4	2,06	3,25	0,39	2,86
Σ	25		Q =	8,27	45,24



Gruppe	Pfähle
a	13
b	8, 12, 14, 18
c	7, 9, 17, 19
d	3, 11, 15, 23
e	2, 4, 6, 10, 16, 20, 22, 24
f	1, 5, 21, 25
$\Sigma = 25$ Pfähle	

Tabelle 3.11: Ergebnisse aus der deterministischen Berechnung

Die Ergebnisse wurden anschließend für die probabilistischen Berechnungen aufbereitet. Dazu mußten diese mit den angenommenen Streuungen durch die Berechnung der Autokorrelation in die neuen Eingangsparameter umgerechnet werden.

Die Überführung für den Pfahl soll hier für die Mantelreibung erfolgen. Der Variationskoeffizient wird vereinfacht für die Geologiestreuung und die Baustellenstreuung mit jeweils 50% festgelegt. Die Verteilungen werden entsprechend Kapitel 3.2.2 angesetzt.

Die Zufallsvariable Z ist die Summe der vertikalen Kräfte der Pfähle infolge der aufnehmbaren Mantelreibung. Für den Mittelwert der Mantelreibung aller Pfähle erhält man aus Gleichung (3.57) $m_z(R_s) = 45,24\text{MN}$ und bei der Berücksichtigung der Autokorrelation kann für die Gleichung (3.11) das Ergebnis von Gleichung (3.58) gefunden werden.

$$m_z(R_s) = 1 \cdot 1,20 + 4 \cdot 1,08 + 4 \cdot 1,00 + 4 \cdot 2,05 + 8 \cdot 2,01 + 4 \cdot 2,86 = 45,24\text{MN} \quad (3.57)$$

$$V_z(R_s)_{ges} = \sqrt{V(R_s)_G^2 + V(R_s)_B^2}$$

$$= \sqrt{\left\{ 0,141^2 + \left[\left(\frac{1,0\text{m}}{30\text{m}} \cdot \sqrt{2 \cdot \left(\frac{30\text{m}}{1,0\text{m}} - 1 + \exp\left(-\frac{30\text{m}}{1,0\text{m}} \right) \right)} \right) \cdot 0,141 \right]^2 \right\}} = 0,146 \quad (3.58)$$

Aus den 25 Pfählen wird dann mittels der Gleichung (3.16) eine Matrix 25x25 aufgebaut, wobei die Autokorrelationslänge mit $a = 5,0\text{m}$ festgelegt ist. Als Ergebnis der Berechnung erhält man:

$$\sigma_z(R_s) = \left[\sum_{i=1}^{25} \left(\sigma_{x,i} \cdot \frac{\partial g}{\partial x_i} \right)^2 + \sum_{i=1}^{25} \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^{25} \frac{\partial g}{\partial x_i} \cdot \frac{\partial g}{\partial x_j} \cdot \rho_{i,j} \cdot \sigma_{x,i} \cdot \sigma_{x,j} \right]^{\frac{1}{2}} = 2,676 \quad (3.59)$$

Der Variationskoeffizient für die Mantelreibung ergibt sich aus Gleichung (3.60) und für den Spitzendruck nach Gleichung (3.61).

$$V_z(R_s) = \frac{\sigma_z(R_s)}{m_z(R_s)} = \frac{2,676}{45,24} = 0,05915 \quad (3.60)$$

$$V_z(R_b) = \frac{\sigma_z(R_b)}{m_z(R_b)} = \frac{1,0305}{8,27} = 0,1246 \quad (3.61)$$

Dabei wurde die Korrelation von Mantelreibung und Spitzendruck mit 0,5 berücksichtigt. Der Abminderungsfaktor für den Variationskoeffizienten der Platte $\Gamma(R_{raft})$ wird mit Hilfe von Gleichung (3.62) berechnet.

$$\Gamma(R_{raft}) = \left(\frac{5}{\sqrt{(27 \cdot 27)}} \right)^2 \cdot \left(\frac{2 \cdot \sqrt{(27 \cdot 27)}}{5} - 2 + 2e^{-\left[\frac{\sqrt{(27 \cdot 27)}}{5} \right]} \right) = 0,302 \quad (3.62)$$

Aus den bisherigen Betrachtungen ergeben sich die Rechenwerte in Tabelle 3.12 für die folgende probabilistische Berechnung mit FORM, die mit dem Programm COMREL (1996) durchgeführt wurde.

Variable	Name	Verteilung	Mittelwert (MN)	Standardabweichung	Abminderungsfaktor Γ	Variationskoeffizient	Parameter A	Parameterabweichung
Eigengewicht	S_G	N	33,554	1,678	1,000	0,050	33,554	1,678
Verkehrslast	S_Q	Ex. I	6,711	4,228	1,000	0,630	4,808	0,303
Platte	R_{raft}	LN	19,440	2,114	0,302	0,200	19,062	0,198
Mantelreibung	R_s	LN	45,240	2,676	1,000	0,059	45,151	0,059
Spitzendruck	R_b	LN	8,230	1,026	1,000	0,125	8,167	0,124

Tabelle 3.12: Rechenwerte für die Berechnung mit FORM

Um einen Zielsicherheitsbeiwert $\beta=3,83$ ermitteln zu können, muß eine Basisvariable iteriert werden. Da die Widerstände durch die deterministische Berechnung vorgegeben sind, bleibt nur die Einwirkung als variable Größe. Bei der Berechnung mit COMREL (1996) kann nur ein Wert veränderlich sein, so daß hier die Eigenlast variiert wurde und aus dem Verhältnis der Gleichung (3.7) ergibt sich die dazugehörige Verkehrslast. Als Ergebnis erhält man die Werte der Tabelle 3.13.

Name	Alpha	Designwerte	Teilsicherheitsbeiwerte γ_i	Teilsicherheitsbeiwerte für S und R		Globaler Sicherheitsbeiwert
S_G	0,125	34,355	1,02	1,71		1,81
S_Q	0,954	34,308	5,11			
R_{raft}	-0,146	18,186	1,07	1,07	1,06	
R_s	-0,223	42,924	1,05	1,06		
R_b	-0,060	7,553	1,09			

Tabelle 3.13: Ergebnisse der Berechnung mit FORM

Der Berechnungsalgorithmus für die probabilistischen Berechnungen ist in Bild 3.12 noch einmal zusammenfassend dargestellt.

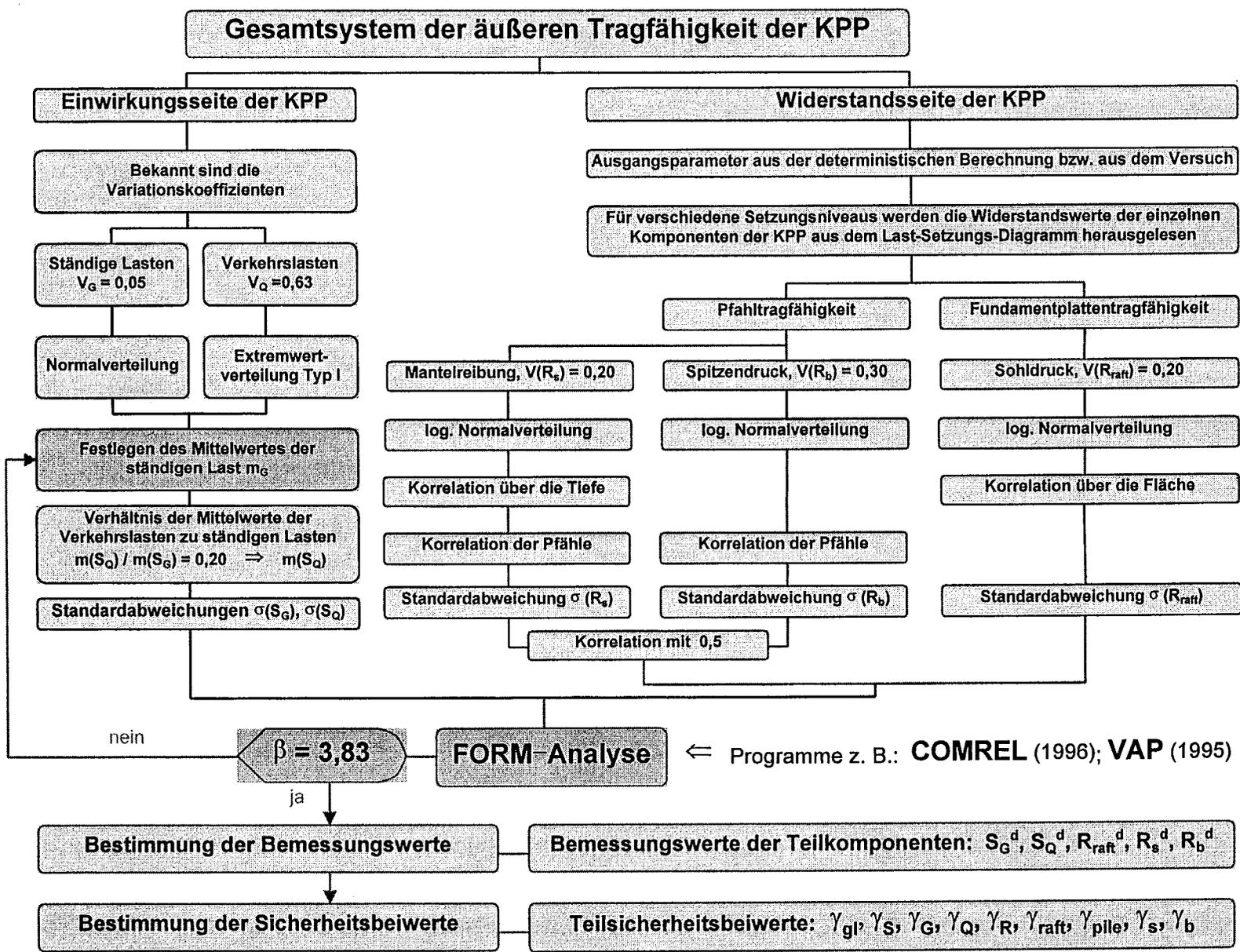


Bild 3.12: Berechnungsalgorithmus für die äußere Tragfähigkeit mit FORM

3.4 Innere Tragfähigkeit der KPP

Die KPP besteht aus Stahlbeton, welche durch die Komponenten Beton, Stahl und deren Verbund bestimmt wird. Daher müssen diese Baustoffe als innere Widerstände des Systems die äußeren Einwirkungen aufnehmen können. Die Einwirkungen sind die Widerstände aus der Betrachtung der äußeren Tragfähigkeit. Die Verteilungen und Mittelwerte von Beton und Stahl sind in der Literatur hinreichend beschrieben. Für die Betrachtungen soll ein B25 bzw. C20/25 verwendet werden, da dieser auch in der Pfahlnorm DIN 4014 empfohlen wird. Der ebenfalls zulässige Beton B35 bzw. C30/37 kommt selten zum Einsatz und hat eine geringere Streuung als B25 und liefert aus diesem Grund auch geringere Teilsicherheitsbeiwerte. Der Bewehrungsstahl soll die gebräuchliche Festigkeit BSt 500 haben. Auch dessen Verteilungen sind hinreichend bekannt.

Mit den Nachweisen für die innere Sicherheit der einzelnen Bauteile ist sicherzustellen, daß die Kräfte, die den äußeren Widerstand der KPP sichern, aufgenommen werden können. Die statistischen und probabilistischen Untersuchungen sollen nachfolgend gezeigt werden.

3.4.1 Grenzzustände und probabilistische Algorithmen

Wie bei der äußeren Tragfähigkeit sollen nachfolgend die mechanischen Grundgleichungen hergeleitet werden, damit die Grenzzustände beschrieben werden können. Für die Übersichtlichkeit der Zusammenhänge werden die allgemein gebräuchlichen Ansätze verwendet. Bei den Berechnungen mit den genaueren mechanischen Ansätzen ergab sich nur ein Unterschied von ca. 2-5%, der vernachlässigbar klein ist.

Die innere Tragfähigkeit soll für die folgenden Bemessungssituationen untersucht werden:

- Pfahl: Normaldruckkraft mit geringer Ausmitte
- Platte: Biegung für statisch unbestimmte Systeme im Feld- und Stützbereich, Durchstanzen des Pfahles durch die Platte

Die Bezeichnungen der einzelnen Bestandteile wurden aus den mechanischen Ansätzen durch einen Buchstaben ergänzt, so daß die Widerstände mit R beginnen und die Einwirkungen mit S .

Bemessung auf Druck

Die Bemessung des Pfahles soll als Druckglied mit geringer Schlankheit nach A-vak/Goris (1998) behandelt werden. Es gilt die allgemeine Bemessungsgleichung (3.63) für die aufnehmbare Normalkraft $zul. N$.

$$zul. N = K \cdot (N_b + N_s) \quad (3.63)$$

N_b – aufnehmbare Normalkraft von Beton

N_s – aufnehmbare Normalkraft von Stahl

mit der Berücksichtigung der geringen Ausmitte durch Gleichung (3.64)

$$K = \frac{1}{1 + 3,2 \cdot e/d} \quad \text{für } e/d \leq 0,7. \quad (3.64)$$

e/d – bezogene Ausmitte

Bedingungen für die Verwendung der Gleichung (3.63):

- gesamter Bewehrungsgrad $\mu_0 = 0,6 \cdot \beta_R / \beta_S$
- Verhältnis Randabstand zur Bauteilhöhe $d_1 / d = 0,1$
- β_R – Rechenfestigkeit von Beton
- β_S – Fließgrenze des Stahles

Die Tragfähigkeit von Beton und Stahl kann entsprechend Gleichung (3.65) dargestellt werden.

$$N_b = A_c \cdot f_c \quad \text{und} \quad N_s = \text{tot } A_s \cdot f_s \quad \text{mit} \quad (3.65)$$

- A_c – Betonfläche
- $\text{tot } A_s$ – gesamte Bewehrungsfläche
- f_c – Betonfestigkeit
- f_s – Stahlfestigkeit

Bei der Berücksichtigung der Bedingungen und der Einzeltragfähigkeiten der Baustoffe erhält man für Gleichung (3.63) die folgende Gleichung (3.66).

$$zul. N = \frac{1}{1 + 3,2 \cdot e/d} \cdot (A_b \cdot f_c + \text{tot } A_s \cdot f_s) \quad (3.66)$$

Aus der Gleichung (3.66) läßt sich der Grenzzustand des Pfahles für die Normalkraft mit geringer Ausmitte bilden.

$$G = \frac{1}{1 + 3,2 \cdot e/d} \cdot (RA_c \cdot Rf_c + RA_s \cdot Rf_s) - S_s - S_b \quad \text{mit } e/d = 0,7 \quad (3.67)$$

- S_s - Normalkraft infolge Mantelreibung
- S_b - Normalkraft infolge Spitzendruck

Grenzzustände Platte (Biegung)

Als nächstes soll der Nachweis am Querschnitt der Platte dargestellt werden. Um die mechanischen Zusammenhänge darstellen zu können, soll die Platte vereinfacht als 1m-breiter Streifen betrachtet werden.

Die folgenden vereinfachten Annahmen sollen für das Materialverhalten nach ENV 1992 (1992) berücksichtigt werden:

- Stahl linear elastisch, linear plastisch
- Beton mit Parabel-Rechteck-Spannungsverteilung

Für den allgemeinen Zusammenhang soll Gleichung (3.68) das aufnehmbare Moment beschreiben.

$$M_u = A_s \cdot f_s \cdot d - \xi \cdot \frac{A_s^2 \cdot f_s^2}{f_c \cdot b} \quad \text{mit} \quad \xi = \frac{k_a}{\alpha_R} \quad \text{wobei}$$

$$0 \leq \varepsilon_c \leq 2\text{‰} \quad k_a = \frac{8 + \varepsilon_c}{4 \cdot (6 + \varepsilon_c)}; \alpha_R = \frac{\varepsilon_c \cdot (6 - \varepsilon_c)}{12} \quad (3.68)$$

$$2 \leq \varepsilon_c \leq 3,5\text{‰} \quad k_a = \frac{\varepsilon_c \cdot (3 \cdot \varepsilon_c - 4) + 2}{2 \cdot \varepsilon_c \cdot (3 \cdot \varepsilon_c - 2)}; \alpha_R = \frac{3 \cdot \varepsilon_c - 2}{3 \cdot \varepsilon_c}$$

- d – statische Höhe
- b – Breite
- k_a – Beiwert für den Lastangriffspunkt der Betondruckkraft
- α_R – Völligkeitsbeiwert der Betondruckzone

Bei der Belastung für ein mehrfeldriges Ersatzsystem soll für den mechanischen Ansatz eine 2-feldrige Durchlaufplatte verwendet werden, damit die Momente relativ hoch angesetzt sind. Für den Einfluß der Platte wird das Näherungsverfahren für Flachdecken mit der Verwendung von Gurtstreifen und Feldstreifen angewendet. Damit ergeben sich für die Feldmomente die Gleichung (3.69) und für die Stützung die Gleichung (3.70).

$$M_{Feld} = 0,096 \cdot q_{Pfahl} \cdot l^2 \cdot 1,25 \quad (3.69)$$

$$M_{Stütze} = 0,125 \cdot q_{Pfahl} \cdot l^2 \cdot 2,10 \quad (3.70)$$

l – Abstand zwischen den Pfählen

q_{Pfahl} – Anteil der Gesamtlast, den die Pfähle übernehmen

Aus den Gleichungen (3.68), (3.69) und (3.70) können die Grenzzustände in den Gleichungen (3.71) und (3.72) gebildet werden mit der Belastung ($q_{Pfahl} = S_s + S_b$).

Feldbereich

$$G_{Feld} = RA_s \cdot Rf_s \cdot d - \xi \cdot \frac{RA_s^2 \cdot Rf_s^2}{Rf_c \cdot b} - 0,096 \cdot (S_s + S_b) \cdot l^2 \cdot 1,25 \quad (3.71)$$

Stützbereich

$$G_{Stütze} = RA_s \cdot Rf_s \cdot d - \xi \cdot \frac{RA_s^2 \cdot Rf_s^2}{Rf_c \cdot b} - 0,125 \cdot (S_s + S_b) \cdot l^2 \cdot 2,10 \quad (3.72)$$

Grenzzustände Platte (Durchstanzen)

Für den Grenzzustand des Durchstanzens der Pfähle durch die Bodenplatte wurde der mechanische Ansatz entsprechend dem ENV 1992 (1992) gewählt. Der Bemessungswiderstand v_{Rd1} ergibt sich aus Gleichung (3.73)

$$v_{Rd1} = \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_l) \cdot d \text{ (ohne Schubbewehrung)} \quad (3.73)$$

wobei $\tau_{Rd} = \frac{0,25 \cdot f_{ck,0,05}}{\gamma_c}$ und $\tau_{Rm} = 0,25 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$

mit dem Maßstabsfaktor k aus Gleichung (3.74) und der vorhandenen Bewehrung, die als gleichverteilt in jeder Richtung angenommen wird.

$$k = 1,6 - d \geq 1,0 \text{ (d in m)} \quad (3.74)$$

Annahmen:

- $\rho_l \leq 0,015$ (nicht vorgespannt)
- f_{ck} – charakteristische Festigkeit von Beton
- $d = h - 5\text{cm}$

Wenn die Gleichung (3.73) überschritten wird, ist eine zusätzliche Durchstanzbewehrung erforderlich. Die Querkrafttragfähigkeit v_{Rd2} bzw. v_{Rd3} aus den Gleichungen (3.75) und (3.76) darf nicht überschritten werden.

$$v_{Rd2} = v_{Rd1} \cdot 1,6 \quad (3.75)$$

$$v_{Rd3} = v_{Rd1} + (\Sigma A_{sw} / u) \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha \quad \text{mit } \alpha = 90^\circ \quad (3.76)$$

mit A_{sw} – Summe der Komponenten der Schubbewehrung in Richtung v_{sd}
 f_{yd} – Berechnungswert der Fließfestigkeit des Stahles

Der Mittelwert τ_{Rm} der Schubfestigkeit des Betons kann mittels der Gleichung (3.77) berechnet werden, wobei beim Durchstanzen 20% höhere Tragfähigkeit als bei der Schubtragfähigkeit angesetzt werden darf.

$$\tau_{Rm} = 1,2 \cdot 0,075 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (3.77)$$

Der Bemessungswert der einwirkenden Querkraft v_{sd} ergibt sich aus der resultierenden Bemessungsquerkraft V_{sd} aus Gleichung (3.78), wobei die Lage der Pfähle durch den Beiwert β berücksichtigt wird und der Umfang des kritischen Schnittes u .

$$v_{sd} = V_{sd} \cdot \beta / u \quad (3.78)$$

Die folgenden 3 Grenzzustände (3.79), (3.80) und (3.81) lassen sich aus den dargestellten mechanischen Grundgleichungen bilden.

$$G_1 = R\tau_R \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_l) \cdot d - (S_s + S_b) \cdot \beta / u \quad (3.79)$$

$$G_2 = 1,6 \cdot R\tau_R \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_l) \cdot d - (S_s + S_b) \cdot \beta / u \quad (3.80)$$

$$G_3 = R\tau_R \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_l) \cdot d + RA_{sw} / u \cdot Rf_s \cdot \sin \alpha - (S_s + S_b) \cdot \beta / u \quad (3.81)$$

Auf der Grundlage der dargestellten Grenzzustände kann die innere Sicherheit der Gründungsbauteile mittels FORM berechnet werden.

3.4.2 Zusammenfassung der gewonnenen Ergebnisse

Mit den in Kapitel 3.4.1 dargestellten Grenzzuständen wurden probabilistische Berechnungen für eine Reihe von möglichen Variationen der Verhältnisse von Spitzendruck zu Mantelreibung durchgeführt. Als Verhältnisse wurden die folgenden gewählt:

- 10% Spitzendruck 90% Mantelreibung
- 50% Spitzendruck 50% Mantelreibung
- 90% Spitzendruck 10% Mantelreibung

Weiterhin ist die Belastung der Systeme so variiert worden, daß die Bewehrung zwischen den normativen Grenzen für die minimalen und maximalen Bewehrungsgrade liegen.

Die folgende Tabelle 3.14 zeigt die Streubreite der gewonnenen Ergebnisse aus den Berechnungen, wobei die geometrischen Werte nicht mit aufgenommen wurden, da diese meist keinen Einfluß hatten.

Dabei zeigte sich, wie aufgrund der unterschiedlichen Variationskoeffizienten zu erwarten war, daß der Spitzendruck stärkere Schwankungen auf sich zieht. Die reduzierenden Effekte für die Streuung aus der äußeren Tragfähigkeit beim Widerstand durch Mantelreibung der Pfähle und Sohldruck der Platte darf für die innere Tragfähigkeit nicht angesetzt werden. Hier sind die Mantelreibung und der Spitzendruck einwirkende Größen, die den äußeren Widerstand der KPP sichern. Es muß deshalb für den Nachweis der inneren Sicherheit mit den ungünstigsten Kräften gearbeitet werden, d.h. eine Abminderung infolge Autokorrelation entfällt!

Die Ergebnisse der Berechnungskategorien lassen sich wie folgt zusammenfassen.

Allgemein ist die Tendenz zu erkennen, daß die Einwirkungen, d.h. die Pfahlkräfte, sensibel auf die Unsicherheit des Systems bei den gewählten Grenzzuständen reagieren. Die hohe Streuung des Spitzendruckes sorgt bei allen Berechnungen, besonders bei einem hohen Anteil des Spitzendruckes, für eine starke Variation der Teilsicherheitsbeiwerte.

Für die Widerstandsseite gilt bei Druckkraft mit geringer Ausmitte:

Die Ergebnisse zeigen, daß der Beton den größten Einfluß besitzt.

Für die Widerstandsseite beim Durchstanzen:

Wie bei den Bemessungen auf Druck ist der Anteil des Betons an dem Widerstand relativ groß, weshalb der Teilsicherheitsbeiwert entsprechend größer ist als der von Stahl. Für die Berechnungen ist ein Übergang bei dem mechanischen Ansatz von den unbewehrten zu

den zusätzlich bewehrten Bauteilen durchgeführt worden. Die Grenzzustandsgleichungen sind entsprechend angewendet worden. Daher ist innerhalb der Berechnungsgänge für die steigende Last ein Sprung in den Sicherheitsbeiwerten zu verzeichnen. Daher kommen auch die relativ großen Unterschiede bei den Sicherheitsbeiwerten.

Für die Widerstandsseite bei der Biegung:

Die Betrachtung zur Biegung ist für das Feld und die Stütze durchgeführt worden. Allerdings ist zwischen den Ergebnissen kein größerer Unterschied festzustellen. Die kleineren globalen Sicherheitsbeiwerte resultieren aus dem höheren Einfluß des Stahles auf die innere Sicherheit bei diesem Grenzzustand. Das Ergebnis gibt auch die bestehende Forderung für einen niedrigeren globalen Sicherheitsbeiwert bei vorwiegend auf Biegung versagenden Bauteilen wieder.

Für die Anwendung der bereits festgelegten normativen Teilsicherheitsbeiwerte für Beton und Stahl können neue Bemessungspunkte ermittelt werden, aus den zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerten für die Kräfte auf die Pfähle. In Kapitel 3.4.3 wird dies an einem Beispiel dargestellt.

		Teilsicherheitsbeiwerte	von	bis	Differenz
Biegung / Stütze	γ_{Global}	Global	2,06	1,78	15,7 %
	γ_R	Widerstand	1,36	1,14	19,3 %
	γ_S	Einwirkung	1,95	1,73	12,7 %
	γ_s	Mantelreibung	2,01	1,21	66,1 %
	γ_b	Spitzendruck	2,67	1,05	154,3 %
	γ_c	Beton	1,55	1,04	49,0 %
	γ_y	Stahl	1,07	1,01	5,9 %
Biegung / Feld	γ_{Global}	Global	2,06	1,98	4,0 %
	γ_R	Widerstand	1,36	1,15	18,3 %
	γ_S	Einwirkung	1,95	1,91	2,1 %
	γ_s	Mantelreibung	2,01	1,21	66,1 %
	γ_b	Spitzendruck	2,68	1,05	155,2 %
	γ_c	Beton	1,26	1,03	22,3 %
	γ_y	Stahl	1,07	1,04	2,9 %
Durchstanzen	γ_{Global}	Global	2,53	1,70	48,8 %
	γ_R	Widerstand	1,46	1,22	19,7 %
	γ_S	Einwirkung	2,46	1,63	50,9 %
	γ_s	Mantelreibung	1,71	1,00	71,0 %
	γ_b	Spitzendruck	2,51	1,04	141,3 %
	γ_t	Beton/Querkraft	1,64	1,27	29,1 %
	γ_y	Stahl	1,05	1,01	4,0 %
Druck	γ_{Global}	Global	2,72	1,82	20,9 %
	γ_R	Widerstand	1,44	1,23	17,1 %
	γ_S	Einwirkung	2,12	1,98	7,1 %
	γ_s	Mantelreibung	1,92	1,58	21,5 %
	γ_b	Spitzendruck	2,59	1,71	51,5 %
	γ_c	Beton	1,59	1,32	20,5 %
	γ_y	Stahl	1,03	1,01	2,0 %

Tabelle 3.14: Teilsicherheitsbeiwerte der inneren Tragfähigkeit für $\beta = 3,83$

3.4.3 Vorgehensweise bei der Sicherheitsanalyse anhand eines Beispiels

Bei der probabilistischen Berechnung der inneren Tragfähigkeit wird nur ein Bauteil betrachtet. Um den Berechnungsablauf zu zeigen, wird sich hier auf den Pfahl beschränkt. Dazu wird die aufnehmbare Druckkraft mit geringer Ausmitte mit der Grenzzustandsfunktion aus Gleichung (3.67) benutzt.

Der Widerstand wird entsprechend den dargestellten statistischen Eingangswerten aus Kapitel 3.2.2 für die Mittelwerte des Betons C 20/25 bzw. B 25 und des Stahl's BSt 500 bzw. S 500 verwendet. Die Betonfläche ergibt sich aus dem verwendeten Pfahldurchmesser aus der äußeren Tragfähigkeit von $D = 1,50\text{m}$ zu $A_c = 1,767\text{m}^2$. Die Ausmitte e/d wurde maximal mit 0,7 berücksichtigt, wodurch der Beiwert K nach Gleichung (3.64) den Wert 0,309 annimmt. Die Belastung des Pfahles soll insgesamt 7MN betragen, die zu je 50% durch den Spitzendruck und der Mantelreibung aufgenommen wird.

Die Ausgangswerte für die Untersuchung mit FORM sind in Tabelle 3.15 zusammenfassend dargestellt. Die Mantelreibung und der Spitzendruck werden wie bei der äußeren Tragfähigkeit mit 0,5 korreliert betrachtet.

Variable	Name	Verteilung	Mittelwert	Standardabweichung	Variationskoeffizient	Parameter A	Parameterabweichung
Betonfestigkeit	R_{fc}	LN	28	5,460	0,19500	27,48	0,1932
Stahlfestigkeit	R_{fs}	N	550	30,459	0,05538		
Mantelreibung	S_s	LN	3,50	0,700	0,200	3,432	0,198
Spitzendruck	S_b	LN	3,50	1,050	0,300	3,352	0,294
Betonfläche	RA_c	N	1,767	0,035	0,020		
Stahlfläche	RA_s	N	0,0222750	0,00045	0,020		

Tabelle 3.15: Eingangswerte für die Berechnung mit FORM

Die Berechnung wird nun über die Stahlfläche so lange iteriert, bis der Sicherheitsindex $\beta = 3,83$ erreicht wird. Die Ergebnisse sind in Tabelle 3.16 zusammengefaßt.

Name	Alpha	Designwerte	Teilsicherheitsbeiwerte γ_i	Teilsicherheitsbeiwerte für S und R	Globaler Sicherheitsbeiwert
S_s	0,629	5,532	1,58	1,98	2,72
S_b	0,566	8,310	2,37		
Rf_c	-0,526	18,617	1,50	1,38	
Rf_s	-0,056	543,428	1,01		
RA_c	-0,054	1,760	1,00		
RA_s	-0,020	0,0222406	1,00		

Tabelle 3.16: Ergebnisse der probabilistischen Berechnung.

Der Widerstand der Gleichung (3.67) soll nachfolgend zusammengefaßt werden:

$$R = \frac{1}{1 + 3,2 \cdot e / d} \cdot (RA_c \cdot Rf_c + RA_s \cdot Rf_s) \quad (3.82)$$

und die Einwirkung zu:

$$S = S_s + S_b. \quad (3.83)$$

Damit haben wir die allgemeine Gleichung (3.2) für den Grenzzustand zurück.

$$G = R - S \quad (3.84)$$

Aus den Tabellen 3.15 und 3.16 kann man die folgenden Werte berechnen:

- Mittelwert des Widerstandes $m_R = 19,07$
- Mittelwert der Einwirkung $m_S = 7,0$
- Bemessungspunkt $S_d = R_d = 13,84$

Diese Werte und Verteilungsdichten für S und R sind in Bild 3.13 grafisch dargestellt.

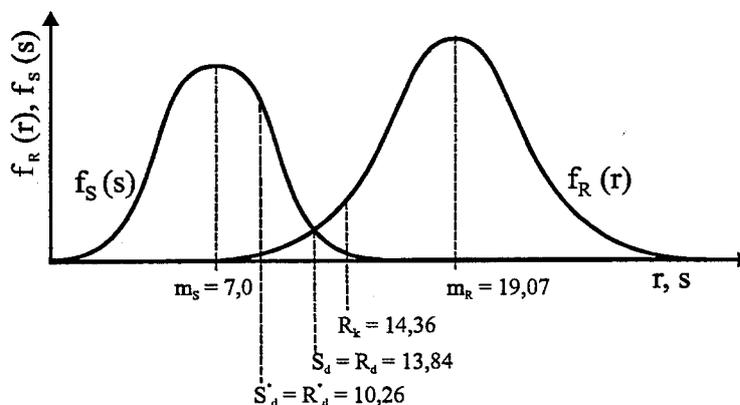


Bild 3.13: Grafische Darstellung der Ergebnisse für das Beispiel

Aus Bild 3.13 können sofort die Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkung und den Widerstand berechnet werden, die sich auf die Mittelwerte beziehen:

$$\gamma_{R,0} = m_R / R_d = 19,07 / 13,84 = 1,38 \quad (3.85)$$

$$\gamma_{S,0} = S_d / m_S = 13,84 / 7,0 = 1,98 \quad (3.86)$$

Der globale Sicherheitsbeiwert ergibt sich entsprechend zu:

$$\gamma_{global,0} = \gamma_{R,0} \cdot \gamma_{S,0} = m_R / m_S = 2,72 \quad (3.87)$$

Bei der Festlegung der bereits bestehenden Teilsicherheitsbeiwerte für Beton ($\gamma_c = 1,5$) und Stahl ($\gamma_s = 1,15$), die sich auf charakteristische Werte der Festigkeit beziehen, müssen die Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen neu berechnet werden.

Zunächst werden die Bemessungswerte für Beton und Stahl aus den Mittelwerten und den charakteristischen Werten berechnet:

$$f_{cd} = \frac{f_{cm}}{\left(\frac{f_{cm}}{f_{ck}} \cdot \gamma_c\right)} = \frac{28}{\left(\frac{28}{20} \cdot 1,5\right)} = 13,33 \text{ N/mm}^2 \quad (3.88)$$

$$f_{yd} = \frac{f_{ym}}{\left(\frac{f_{ym}}{f_{yk}} \cdot \gamma_s\right)} = \frac{550}{\left(\frac{550}{500} \cdot 1,15\right)} = 434,8 \text{ N/mm}^2 \quad (3.89)$$

Dann kann der neue Bemessungspunkt aus der Gleichung (3.67) berechnet werden. Somit ergibt sich:

$$S_d^* = R_d^* = 10,26 \quad (3.90)$$

Die Teilsicherheitsfaktoren der Einwirkung und der Widerstände können auch durch die Verwendung der Gleichung (3.67) bestimmt werden.

$$\begin{aligned} \gamma_{S,0}^* &= \frac{k \cdot (RA_b \cdot f_{cd} + RA_S \cdot f_{yd})}{(S_S + S_M)} \\ &= \frac{0,309 \cdot (1,767 \cdot 13,33 + 0,022275 \cdot 434,8)}{(3,5 + 3,5)} = 1,46 \end{aligned} \quad (3.91)$$

$$\begin{aligned}\gamma_{R,0}^* &= \frac{k \cdot (RA_b \cdot R\beta_R + RA_S \cdot R\beta_S)}{k \cdot (RA_b \cdot f_{cd} + RA_S \cdot f_{yd})} \\ &= \frac{0,309 \cdot (1,767 \cdot 28 + 0,022275 \cdot 550)}{0,309 \cdot (1,767 \cdot 13,33 + 0,022275 \cdot 434,8)} = 1,86\end{aligned}\quad (3.92)$$

$$\gamma_{global,0}^* = \gamma_{S,0}^* \cdot \gamma_{R,0}^* = 1,46 \cdot 1,86 = 2,71 \quad (3.93)$$

Die mathematische Darstellung aus den Gleichungen (3.91) bis (3.93) können als grafische Interpretation aus Bild 3.13 herausgelesen werden:

$$\gamma_{R,0}^* = m_R / R_d^* = 19,07 / 10,26 = 1,86 \quad (3.94)$$

$$\gamma_{S,0}^* = S_d^* / m_S = 10,26 / 7,0 = 1,46 \quad (3.95)$$

Der globale Sicherheitsbeiwert aus Gleichung (3.93) stimmt mit den ermittelten Wert aus der Berechnung mit FORM (siehe Tabelle 3.16) gut überein.

Der höhere Wert aus der Berechnung gegenüber dem globalen Sicherheitsbeiwert aus der Norm mit $\gamma = 2,1$ kann durch den Bezug der Norm auf die charakteristischen Werte des Widerstandes begründet werden, da die Berechnung mit FORM für die Mittelwerte durchgeführt wird.

Der charakteristische Wert des Widerstandes R_k kann aus Gleichung (3.82) bestimmt werden.

$$R_k = \frac{1}{1 + 3,2 \cdot e/d} \cdot (RA_c \cdot f_{ck} + RA_s \cdot f_{yk}) = 14,36 \quad (3.96)$$

In den heutigen geotechnischen Normen werden die charakteristischen Kennwerte als Mittelwerte interpretiert. Damit ergibt sich der globale Sicherheitsbeiwert bezogen auf die charakteristischen Werte der Einwirkung und des Widerstandes:

$$\gamma_{global}^* = R_k / m_S = 14,36 / 7,0 = 2,05 \quad (3.97)$$

Dieser Wert entspricht dem heutigen globalen Sicherheitsbeiwert von $\gamma = 2,1$ für Bauteile aus Stahlbeton, bei welchen der Beton vorwiegend beansprucht wird.

Als letzten Schritt sollen die Teilsicherheitsbeiwerte für den Widerstand und die Einwirkung, die sich auf charakteristische Werte beziehen, entsprechend den Gleichungen (3.98) und (3.99) berechnet werden.

$$\gamma_R^* = R_k / R_d^* = 14,36 / 10,26 = 1,4 \quad (3.98)$$

$$\gamma_S^* = S_d^* / m_S = 10,26 / 7,0 = 1,47 \approx 1,5 \quad (3.99)$$

Die hier gezeigten Sicherheitsbeiwerte können als Vorschlag für die Normen betrachtet werden.

3.5 Schlußfolgerungen für die Richtlinie

3.5.1 Äußere Tragfähigkeit

Aus den Ergebnissen, die in Kapitel 3.3.2 dargestellt wurden, folgen die hier erläuterten Vorschläge für die zu wählenden Sicherheitsbeiwerte. Es ist zu beachten, daß die sicherheitstheoretischen Betrachtungen, die zu den folgenden Schlußfolgerungen führten, nur mit dem mechanischen Modell aus Kapitel 2 durchgeführt wurden.

Die KPP ist, wie schon erwähnt, ein sehr duktilen System, welches als Parallelsystem betrachtet werden kann, da es in der Lage ist sich bei lokalem Versagen umzulagern. Aus diesem Grund ist auch der Nachweis des Einzelpfahles bei der Untersuchung der äußeren Tragfähigkeit einer KPP nicht erforderlich. Dabei sind die anderen Tragkomponenten in der Lage, die Lasten des ausgefallenen Bauteils zu übernehmen. Diese Umlagerungsmöglichkeit muß durch die innere Tragfähigkeit sichergestellt werden.

Im folgenden soll auf die 2 Nachweisstrategien in den derzeitigen Normen eingegangen werden. In den bisherigen Normen werden globale Sicherheitsbeiwerte verwendet und in der neuen Normengeneration sollen Teilsicherheitsbeiwerte zur Anwendung kommen.

Globaler Sicherheitsbeiwert

Eine ausreichende Sicherheit gegen das Versagen des Gesamtsystems der KPP ist eingehalten, wenn die Bedingung in Gleichung (3.100) für die Bemessung mit globalem Sicherheitsbeiwert erfüllt ist.

$$\eta \cdot \sum_{i=1}^n S_{k,i} \leq R_{1,tot} \quad (3.100)$$

Der Wert für den Gesamtwiderstand einer KPP im Grenzzustand der Tragfähigkeit $R_{1,tot}$ ist aus der Berechnung der KPP mit einem die maßgebenden Wechselwirkungen erfassenden Rechenmodell nach Kapitel 2 zu ermitteln. In das Rechenmodell fließen auf der Widerstandsseite die Mittelwerte des Bodenkennwertes ein. Der Wert für den Gesamtwi-

derstand einer KPP im Grenzzustand der Tragfähigkeit $R_{1,tot}$ ergibt sich dann aus der berechneten Widerstandssetzungslinie für den Widerstand des Gesamtgründungskörpers für die Setzung s_{ULS} (siehe Kapitel 2).

Die direkten Einwirkungen auf die KPP ergeben sich aus den Bemessungsschnittgrößen der statischen Berechnung des zu gründenden Tragwerkes nach den dafür geltenden Regeln und Normen.

Der globale Sicherheitsbeiwert η wird mit Hilfe von Gleichung (3.101) festgelegt.

$$\begin{aligned} m < 4 & \quad \eta = 2,0 \\ 4 \leq m < 16 & \quad \eta = 2,0 - 0,3 \cdot \left(\frac{m-4}{12} \right) \\ m \geq 16 & \quad \eta = 1,7 \end{aligned} \quad (3.101)$$

Soweit kein genauere Nachweis mit einem wirklichkeitsnahen Modell entsprechend der Richtlinie erfolgt, ist in den sogenannten "einfachen Fällen" der Wert für den Gesamtwiderstand einer KPP im Grenzzustand der Tragfähigkeit $R_{1,tot}$ mit $\eta = 2,0$ zu berechnen. Die Sicherheitsbeiwerte der Gleichungen (3.101) und (3.103) sind in grafischer Form in Bild 3.14 noch einmal dargestellt.

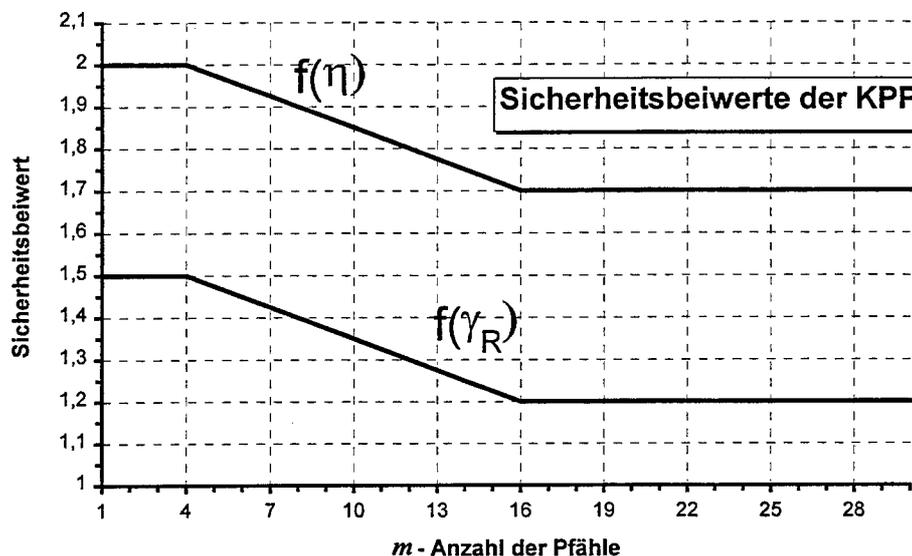


Bild 3.14: Sicherheitsbeiwerte

Die Verminderung der Sicherheitsbeiwerte gilt nur für eine geometrische Pfahlanordnung, bei der sich die Pfähle gegenseitig beeinflussen können. (z.B. symmetrische Anordnung und Pfahlabstände kleiner ($6 \cdot D$)).

Teilsicherheitsbeiwerte

Eine ausreichende Sicherheit gegen das Versagen des Gesamtsystems im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist eingehalten, wenn die Bedingung in Gleichung (3.102) für die Bemessung mit Teilsicherheitsbeiwerten erfüllt ist (innerhalb des in der Richtlinie festgelegten Geltungsbereiches).

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{S,i} \cdot S_{k,i} \leq \frac{\sum_{j=1}^m (R_{pile,j} + R_{refl})}{\gamma_R} \quad (3.102)$$

Im Folgenden soll auf die Einwirkungen und die Widerstände getrennt eingegangen werden.

Einwirkungen

Die direkten Einwirkungen auf die KPP ergeben sich aus den Bemessungsschnittgrößen der statischen Berechnungen des zu gründenden Tragwerkes nach den dafür geltenden Regeln und Normen. Die Teilsicherheitsbeiwerte und Einwirkungskombinationen sind entsprechend zu bestimmen.

Widerstände

Entsprechend der Anzahl der Pfähle und ihrer Anordnung sowie der Geometrie der Fundamentplatte besitzt eine KPP eine spezifische Widerstandssetzungslinie, die sich aus den einzelnen Widerstandssetzungslinien der Tragelemente zusammensetzt. Der Teilsicherheitsbeiwert kann mit Hilfe von Gleichung (3.103) bestimmt werden.

$$\begin{aligned} m < 4 & \quad \gamma_R = 1,5 \\ 4 \leq m < 16 & \quad \gamma_R = 1,5 - 0,3 \cdot \left(\frac{m-4}{12} \right) \\ m \geq 16 & \quad \gamma_R = 1,2 \end{aligned} \quad (3.103)$$

Für die sogenannten „einfachen Fälle“ ist der Teilsicherheitsbeiwert mit $\gamma_R = 1,5$ zu wählen.

Die Gebrauchstauglichkeit wird mit einem einheitlichen Teilsicherheitsbeiwert $\gamma = 1,0$ beaufschlagt. Es ist die Gleichung (3.104) einzuhalten.

$$E \left(\sum_{i=1}^n S_{k,i} \right) \leq C \quad (3.104)$$

3.5.2 Innere Tragfähigkeit

Auf der Basis der berechneten Last-Setzungslinie (best estimated Werte) werden anhand einer festgelegten Grenzsetzung die Widerstände der einzelnen Komponenten herausgelesen. Die Werte sind als Einwirkungen für die innere Tragfähigkeit der Tragelemente zu betrachten. Die Bemessungswerte ergeben sich durch Multiplikation mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{pile} = \gamma_{raft} = 1,5$ (siehe Bild 3.16).

Die Widerstandsseite ist entsprechend DIN 1045 (2000) einzuhalten, d.h. Beton mit einem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_c = 1,5$ und Stahl mit $\gamma_s = 1,15$. Diese Teilsicherheitsbeiwerte beziehen sich auf untere charakteristische Festigkeitswerte.

Alternativ kann auch mit globalem Sicherheitsbeiwerten gearbeitet werden, wenn die angreifenden Kräfte aus der Last-Setzungslinie (best estimated Werte) entnommen und für die Widerstände die charakteristischen Festigkeitswerte eingeführt werden.

Die Nichtlinearität des Systems und damit die Empfindlichkeit der Aufteilung der Kräfte auf die Einzeltragglieder der KPP kann über die Variation des Gesamtwiderstandes $R_{2,tot}$ der äußeren Tragfähigkeit berücksichtigt werden. Dies wird z.B. durch die Aufteilung unter dem $\omega = 1$ fachen und $\omega = 2$ fachen Gesamtwiderstand erreicht, wie in Bild 3.15 dargestellt.

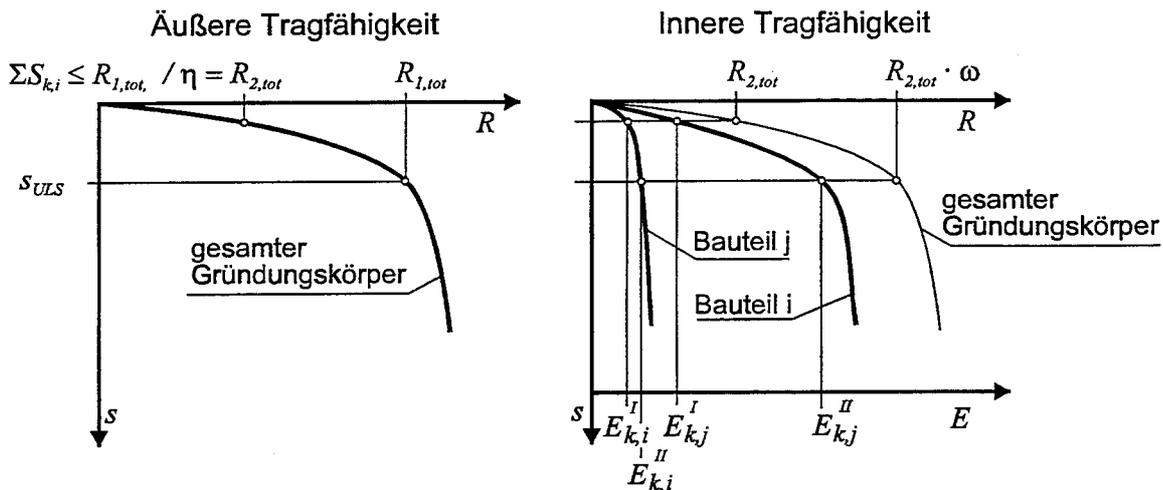


Bild 3.15: Berücksichtigung der Nichtlinearität der Verformungen

Es ergeben sich für den Nachweis des inneren Widerstandes 2 Ausgangsgrößen für die Einwirkungsseite, und zwar $R_{2,tot}^I = \omega \cdot R_{2,tot}$ mit $\omega = 1$ und $R_{2,tot}^{II} = \omega \cdot R_{2,tot}$ mit $\omega = 2$. Im einzelnen ergibt sich daraus eine Bemessungsanweisung gemäß Bild 3.16.

1)	$R_{2,tot}^I$ und $R_{2,tot}^{II}$ ermitteln
2)	Aufteilung auf die Einzeltragglieder an den jeweiligen Punkten der Last-Setzungslinie $R_{2,tot}^I$ und $R_{2,tot}^{II}$
3)	Als angreifende Größen ergeben sich aus der Aufteilung die Kräfte $E^I / 1$ und $E^{II} / 2$. Die jeweils größeren Kräfte ($\max E$) sind maßgebend.
4)	Nachweis der inneren Tragfähigkeit <ul style="list-style-type: none"> a) mit globalem Sicherheitsbeiwert $\gamma = 1,75$ bzw. $\gamma = 2,10$ je nach Betonausnutzung, so daß $\max E \leq R_k / \gamma$ b) mit Teilsicherheitsbeiwerten $\gamma_{pile} = \gamma_{raft} = 1,50$, $\gamma_c = 1,50$ bzw. $\gamma_s = 1,15$, so daß $\max E \cdot 1,5 \leq R_k (f_{ck}/1,5; f_{yk}/1,15)$

Bild 3.16: Bemessungsalgorithmus

Da im allgemeinen der abfallende Ast der Last-Setzungslinie für die Gebrauchslasten nicht erreicht wird, sind die Unterschiede der aufnehmbaren Lasten der einzelnen Tragkomponenten vernachlässigbar, da dieser Bereich der Last-Setzungslinie als quasi linear angenommen werden kann. Daher ist der Nachweis der inneren Tragfähigkeit mit $\omega = 1$ für die meisten KPP's vollkommen ausreichend.

4. Zusammenfassung

Die Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP) ist eine geotechnische Verbundkonstruktion, die sich durch die Berücksichtigung von Fundamentplatte und Gründungspfählen beim Nachweis der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit des Gründungskörpers als Gesamtsystem auszeichnet.

Das Tragverhalten einer KPP wird bestimmt durch die Wechselwirkungen zwischen den einzelnen Tragelementen des Gründungskörpers und dem umgebenden Baugrund. Der über die Fundamentplatte in den Baugrund abgetragene Lastanteil kann dabei bei entsprechender geometrischer Konfiguration der KPP zu einer deutlichen Erhöhung der Tragfähigkeit der Gründungspfähle führen. Ursächlich hierfür ist, daß die unter der Fundamentplatte aktivierte Sohlspannung zu einer Erhöhung des Spannungszustandes im Bodenkontinuum zwischen den Pfählen führt, wodurch deutlich höhere Mantelreibungswerte als bei einem vergleichbaren Einzelpfahl mobilisiert werden können.

Im Kapitel 2 dieses Anhangs werden Rechenverfahren zur Bemessung Kombiniertes Pfahl-Plattengründungen zusammengestellt. Für die weiteren Untersuchungen wurde ein kontinuumsmechanisches Modell gewählt, das Gründungskörper und Baugrund als dreidimensionale Struktur abbildet. Die Werkstoffeigenschaften des Bodens wurden mit einem elastoplastischen, nicht-assozierten, teilweise verfestigenden Stoffgesetz beschrieben. Auf der Basis parametrischer Untersuchungen mit dem kontinuumsmechanischen Modell werden die grundlegenden bodenmechanischen Zusammenhänge, die das Tragverhalten einer KPP bestimmen, für definierte Gründungskörper verdeutlicht, die geotechnischen Untersuchungen, auf deren Ergebnissen die in der „Richtlinie für den Entwurf, die Bemessung und den Bau von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen“ formulierten Empfehlungen beruhen, vorgestellt und ergänzende Empfehlungen für den Entwurf und die Bemessung von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen gegeben.

Die in Kapitel 3 dargestellten probabilistischen Berechnungen zeigen, daß es möglich ist, die Sicherheit eines Bauwerkes an Erfahrungswerte anzuschließen. Hierbei ermöglicht ein gutes mechanisches Modell eine realistische Abschätzung des Tragverhaltens und damit eine verlässliche Sicherheitsanalyse.

Aus den Betrachtungen kann für die KPP die folgende Erkenntnis gewonnen werden, daß die Sicherheit zum globalen Versagen mit wachsenden Bauteilabmessungen (Plattengröße bzw. Pfahllänge, Anzahl der Pfähle) zunimmt.

Die innere Tragfähigkeit der Einzeltragglieder wird dadurch gewährleistet, daß bei ungünstigster Aufteilung der Traganteile ein Sicherheitsabstand zwischen dem inneren Widerstand der Einzeltragglieder und den Traganteilen, die hier als äußere Kräfte behandelt sind, eingeschaltet wird. Dieser Sicherheitsabstand kann mit leichten Modifikationen den bestehenden Normen entnommen werden.

Mit Hilfe der hier dargestellten probabilistischen Berechnungen ist es im Einzelfall möglich, die Sicherheit einer KPP direkt nachzuweisen. Es muß aber bei der Betrachtung der Sicherheit immer die Wechselwirkung von äußerer und innerer Tragfähigkeit beachtet werden.

Die Empfehlungen für die Anwendung von Teilsicherheitsbeiwerten beziehen sich nicht nur auf das als Grundlage für die probabilistischen Untersuchungen genutzte kontinuumsmechanische Rechenmodell, sondern auch auf die weiteren, in Kapitel 2 beschriebenen Rechenmodelle, die für die Bemessung von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen zur Verfügung stehen. Für vereinfachte Rechenverfahren sind dabei die höheren Sicherheitsbeiwerte anzuwenden, um damit den Modelleinfluß auszugleichen.

5 Literaturverzeichnis

- Ahner C., König G., Soukhov D. (1998)
Forschungsvorhaben Kombinierte Pfahl-Plattengründung, Sicherheits- und Nachweiskonzept, DIBt, Schlußbericht 1. Teil
- Ahner C. König G., Soukhov D. (1998)
Reliability aspects of design of combined piled-raft foundations (CPRF), Budapest, Proceedings 2nd International PhD Symposium 1998, fib
- Ahner C. König G., Soukhov D. (1998)
Sicherheitskonzept für die Kombinierte Pfahl-Plattengründung, Beiträge zum 35. Forschungskolloquium des DAfStb in Leipzig, DAfStb
- Alber D. (1986)
Ein stochastisches Bodenmodell für geotechnische Aufgaben, Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik, TU München, Heft 8
- Alber D. (1992)
Überlegungen und Verfahren zur Schätzung statistischer Parameter von Bodenkennwerten, Bauingenieur 67, 39-45
- Alber D., Floss R. (1983)
Beiträge zur Anwendung der Stochastik und Zuverlässigkeitstheorie in der Bodenmechanik, Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik, TU München, Heft 2
- Alber D., Reitmeier W. (1986)
Beschreibung der räumlichen Streuungen von Bodenkennwerten mit Hilfe der Zeitreihenanalyse, Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik, TU München, Heft 7
- Amann, P. (1975)
Über den Einfluß des Verformungsverhaltens des Frankfurter Tons auf die Tiefenwirkung eines Hochhauses und die Form der Setzungsmulde. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt, Heft 15
- Arslan, U. (1980)
Beitrag zum Spannungs-Verformungsverhalten der Böden. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 23

- Arslan, U. (1994)
Baugrund-Tragwerk-Interaktion. 1. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium, Mitteilungen des Instituts und der Versuchsanstalt für Geotechnik, Heft 33, Darmstadt, 29-49
- Arslan, U., Katzenbach, R., Quick, H., Gutwald, J. (1994)
Dreidimensionale Interaktionsberechnung zur Gründung der vier neuen Hochhaustürme in Frankfurt am Main. Vorträge der Baugrundtagung 1994 in Köln, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, 425-437
- Augusti G., Baratta A., Casciati F. (1984)
Probabilistic Methods in Structural Engineering, London / New York, Chapman and Hall
- Avak R., Goris A. (1998)
Stahlbetonbau – aktuell – 1998, Werner Verlag
- Bachmann H., Rackwitz R., Schuëller G. I. (1996)
Tragwerkszuverlässigkeit und Einwirkungen in der Ingenieurbau Band 8, Ernst & Sohn
- Baermann, A. (1998)
Berechnung und Bemessung von Pfahl-Platten-Gründungen. Diplomarbeit am Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau der Universität Hannover
- Balaam, N.P., Poulos, H.G., Booker, J.R. (1975)
Finite element analysis of the effects of installation on pile load-settlement behaviour. Geotechnical Engineering, Vol. 6, No. 1, 33-48
- Balaam, N.P., Booker, J.R., Poulos, H.G. (1976)
Analysis of granular piles behaviour using finite elements. University of Sydney, School of Civil Engineering, Research Report No. R 295, 1-20
- Baumgartl, W. (1986a)
Die Pfahlgruppe als dicker Einzelpfahl. (Elastoplastisches Modell EPM). Pfahlsymposium, Darmstadt Inst. für Grundbau, Boden- und Felsmechanik, Technische Hochschule Darmstadt März 1986, 77-82
- Baumgartl, W. (1986b)
Gruppenwirkung bei V-Last. Die Pfahlgruppe als Pfahlwald. Pfahlsymposium, Darmstadt Inst. für Grundbau, Boden- und Felsmechanik, Technische Hochschule Darmstadt März 1986, 83-90

- Barth, U., Reul, O. (1997)
Congress-Center Messe Frankfurt - Kombinierte Pfahl-Plattengründung. 4. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium, 13. März 1997, Darmstadt, Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 37, 117-129
- Belabed L. (1996)
Genauere Modellierung der Bruchmechanismen bei mehrfach verankerten Stützwänden, Bautechnik 73, H. 11
- Benjamin J. R., Cornell C. A. (1970)
Probability, Statistics, and Decision for Civil Engineers, McGraw-Hill Book Company
- Bowles, J.E. (1988)
Foundation analysis and design. 4th ed., Civil Engineering Series, McGraw Hill Int.
- Breth, H. (1970)
Das Tragverhalten des Frankfurter Tons bei im Tiefbau auftretenden Beanspruchungen. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 4
- Brown, P.T., Poulos, H.G., Wiesner, T.J. (1975)
Piled raft foundation design. Proc. Symp. on Raft Foundations, Perth, 1975, CSIRO, 13-21.
- Burland, J.B., Broms, B.B., De Mello, V.F.B. (1977)
Behaviour of foundations and structures. Proc. IXth ICSMFE, Tokyo, Vol. 2, 495-546
- Bustamante, M.G., Frank, R., Gianceselli, L. (1989)
Prévision de la courbe de chargement des fondations profondes isolées. Proc. XIIth ICSMFE, Rio de Janeiro, Vol. 2, 1125-1126
- Bustamante, M.G., Frank, R. (1997)
Design of axially loaded piles – French Practice. Proc. Int. Sem. „Design of axially loaded piles – European practice“, 17-18 April 1997, Brussels, Balkema, Rotterdam, 161-175
- Butterfield, R.; Banerjee, P.K. (1971)
The problem of pile and pile group interaction. Geotechnique (21), No. 2, 135-142
- Chen, Z.C., Xu, H., Wang, J.H. (1993)
Cap-pile interaction of pile groups. Int. Symp. on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Balkema, Rotterdam, 133-141

- Cherubini C. (1997)
Data and Consideration on the Variability of Geotechnical Properties of Soil, Lisbon, Advances in Safety and Reliability, Proc. ESREL 97, Vol. 2, pp. 1583-1591
- Chow, Y.K. (1986)
Analysis of vertically loaded pile groups. Int. J. for Num. and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 10, 59-72
- Chow, Y.K. (1987)
Iterative analysis of pile-soil-pile interaction. Géotechnique (37), No. 3, 321-333
- CIB W81 (1989)
Actions on Structures: Live Load in Buildings, Rotterdam, Rep. No. 116
- CIRIA Report Nr. 63 (1977)
Rationalisation of safety and serviceability factors in structural codes, London, Juli 1977
- Cooke, R.W. (1974)
The settlement of friction pile foundations. Proc. Conf. Tall Buildings, Kuala Lumpur, Vol. 3, 1-16
- Cooke, R.W., Bryde-Smith, D.W., Gooch, M.N., Sillet, D.F. (1981)
Some observations of the foundation loading and settlement of a multi-storey building on a piled raft foundation in London Clay. Proc. ICE, London, 1981, 107, Part I, 433-460
- Dalerci, G., Del Grosso, A. (1981)
Nonlinear finite element analysis of piles in cohesionless soils. Proc. Xth ICSMFE, Vol. 2, Stockholm, 681-684
- Davis, E.H., Poulos, H.G. (1972)
The analysis of pile raft systems. The Australian Geomechanics Journal, Vol. G2, No. 1, 21-27
- Denk, H. (1998)
FEM-computational analysis with three-dimensional elements. Darmstadt Concrete, 1998, Vol. 13, 9-16
- DIN 1045-1 (2000)
Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1, Bemessung und Konstruktion
- Ditlevsen O. (1973)
Structural Reliability and the invariance problem, Solid Mechanics Division, University of Waterloo (Ontario), Research Report 22

- Elborg, E. (1993)
Verbesserung der Vorhersagbarkeit des Last-Setzungsverhaltens von Bohrpfählen auf empirischer Grundlage. Dissertation, Fachbereich Bauingenieurwesen, Technische Hochschule Darmstadt
- El-Mossallamy, Y. (1996)
Ein Berechnungsmodell zum Tragverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung. Mitteilungen des Institut und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 36
- ENV 1991 (1994)
Eurocode 1: Basis of Design and Actions on Structures, Teil 1, Basis of Design
- ENV 1992 (1992)
Eurocode2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1, Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau
- Ferry-Borges J., Castanheta M. (1971)
Structural Safety, Lisbon, LNEC
- Findlay, J.D., Brooks, N.J., Mure, J.N., Heron, W. (1997)
Design of axially loaded piles – United Kingdom Practice. Int. Sem. on „Axially loaded piles – European Practice, Balkema, Rotterdam, 353-376
- Fleming, W.G., Welman, A.J., Randolph, M.F., Elson, W.K. (1985)
Piling Engineering. Surrey University Press.
- Franke E. (1987)
Verbesserung der Genauigkeit der Tragfähigkeitsangaben für Ramm- bzw. Verdrängungspfähle im Zuge der Neubearbeitung der DIN 4026 unter Berücksichtigung von EC7, Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben des Instituts für Bautechnik, Berlin, Az. IV 1-5-499/87
- Franke E. (1989)
Die Entwicklung der Tragfähigkeitsangaben in den deutschen Pfahlnormen, Bautechnik 66, Heft 11, 367
- Franke (1989)
Prediction of bearing behaviour of piles especially large bored piles. Discussion Session 13, Large Diameter Piles, Proc. XIIth ICSMFE, Rio de Janeiro
- Franke E. (1990)
Neue Regelung der Sicherheitsnachweise im Zuge der Europäischen Bau-Normung. Von der deterministischen zur probabilistischen Sicherheit auch im Grundbau?, Bautechnik 67, Heft 7

- Franke, E., Lutz, B., El-Mossallamy, Y. (1994)
Measurements and numerical modelling of high rise building foundations on Frankfurt Clay. Settlement '94, Conf. on Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments, Texas, ASCE Geotechnical Special Publication, No. 40, Vol. 2, 1325-1336.
- Franke, E., Lutz, B., El-Mossallamy, Y. (1994)
Pfahlgründungen und die Interaktion Bauwerk/Baugrund. Geotechnik 17, 157 - 172
- van Impe, W.F., De Clercq, Y. (1994)
Ein Interaktionsmodell für Pfahlplattengründungen. Geotechnik 17 (1994), 61 - 73
- Gollwitzer S., Rackwitz R. (1982)
Equivalent Components in First Order System Reliability, Reliability Engineering, April
- Grasshoff H. (1955)
Setzungsberechnungen starrer Fundamente mit Hilfe des kennzeichnenden Punktes", Bauingenieur 30, 53-54
- GruSiBau (1981)
Grundlagen zur Feststellung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen, Beuth Verlag GmbH, Berlin
- Hain, S.J. (1975)
Analysis of rafts and raft-pile foundations. Proc. Int. Symp. on Recent Developments in Soil Mechanics, University of New South Wales, Australia, 213-253
- Hain, S.J., Lee, I.K. (1978)
The analysis of flexible raft-pile-systems. Géotechnique (28), No. 1, 65-83
- Hansbo, S. (1984)
Foundation on friction creep piles in soft clays. Proc. Intern. Conf. on Case Histories in Geot. Engrg., St. Louis, Vol. 2, 913-922
- Hansbo, S. (1993)
Inteaction problems related to the installation of pile groups. Int. Sem. Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Balkema, Rotterdam, 59-66
- Hanisch J. (1996)
Anwendung der probabilistischen Sicherheitstheorie auf die KPP, Kapitel 4 in *Hintergründe für die Anwendung des neuen Sicherheitskonzeptes (EC 7 und DIN 1054-100)*, Technische Akademie Wuppertal e.V., Grundbauseminar
- Hanisch, J. (1998)
Ist der EUROCODE 7 noch zu retten? – Wird der EC 7 zur Hilfe oder zur Bremse bei der Beurteilung der Zuverlässigkeit neuer Bauarten, Bautechnik, Heft 9

- Hanisch J., Struck W. (1985)
Charakteristischer Wert einer Boden- oder Materialeigenschaft aus Stichprobenergebnissen und zusätzlicher Information, Bautechnik, Heft 10
- Hanisch J., Struck W. (1990)
Sicherheitstheoretische Überlegungen zu parallel-geschalteten Tragelementen, Bautechnik, Heft 6
- Hanisch J., Struck W. (1997)
Estimation of the characteristic value of a soil property based on random sampling and additional information, Hamburg, Proceedings of the fourteenth international conference on soil mechanics and foundation engineering
- Hartung M. (1994)
Einflüsse der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit in Sand, Dissertation an der TU Braunschweig
- Hasofer A., Lind N. (1974)
C. Exact and Invariant Second-Moment Code Format, ASCE, Proceedings Vol. 100, No. EM1, 111
- Hettler A. (1987)
Sicherheit auf statistischer Grundlage bei Franki-Ortramppfählen unter Verwendung von Vorinformation, Bauingenieur, 539-545
- Hight, D.W., Green, P.A. (1976)
The performance of a piled raft foundation of a tall building in London. Proc. Vth ECSMFE, Wien, Vol. 1.2, 467-472
- Hohenbichler M., Rackwitz R. (1982)
First-Order Concepts in System Reliability, Structural Safety, March
- Holeyman, A., Bauduin, C., Bottiau, M., Debacker, P. De Cock, F., Dupont, E., Hide, J.L., Legrand, C., Huybrechts, N., Mengé, P., Miller, J.P., Simon, G. (1997)
Design of axially loaded piles – Belgian practice. Int. Sem. on “Design of axially loaded piles – European Practice”, 17-18 April 1997, Brussels, Balkema, Rotterdam, 57-82
- Hongladaromp, T., Chen, H.J., Lee, S.L. (1973)
Load distribution in rectangular footings on piles. Geotechnical Engineering, Vol. 4, No. 2, 77-90
- Hooper, J. (1973)
An observation on the behaviour of a piled raft foundation on London clay. Proc. Inst. Civil Engrs. (559), Part II, 855-877

- Horikoshi, K., Randolph, M.F. (1998)
A contribution to optimal design of piled rafts. *Géotechnique* (48), No. 3, 301-317
- Hoshmand A. (1998)
Reza Statistical Methods for Environmental and Agricultural Sciences, USA, Second Edition, CRC PRESS
- ISO 2394 (1994)
General Principles on Reliability for Structures
- JCSS (1998)
Probabilistic Model Code, Part 2.1 Load Models, Self Weight, Draft May 1998, unveröffentlicht
- JCSS (1998)
Probabilistic Model Code, Part 2.2 Load Models, Live Load, Draft May 1998, unveröffentlicht
- Jendeby, L. (1986)
Friction piled foundations in soft clay. A study of load transfer and settlements. Ph.D. Thesis, Department of Geotechnical Engineering, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden, 1986
- Kany M. (1974)
Berechnung von Flächengründungen", 2. Auflage, Berlin, Wilhelm Ernst und Sohn
- Katzenbach, R. (1993)
Zur technisch-wirtschaftlichen Bedeutung der Kombinierten Pfahl-Plattengründung, dargestellt am Beispiel schwerer Hochhäuser. *Bautechnik* 70, Heft 3, 161-170
- Katzenbach, R., Arslan, U., Gutwald, J. (1994a)
A numerical study on pile foundation of the 300m high Commerzbank Tower in Frankfurt am Main. Proc. 3rd European Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Manchester, UK, 7-9 September 1994, 271-277
- Katzenbach, R., Reul, O., Quick, H. (1994b)
Hochhausgründungen - Messungen und Qualitätssicherung. Fachseminar: Messen in der Geotechnik 26./27. Mai 1994, Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft Nr. 44, Braunschweig

Katzenbach, R. (1995)

Hochhausgründungen in setzungsaktivem Frankfurter Ton - Innovationen für neue Gründungstechniken. 10. Christian Veder Kolloquium am 20.4.1995, TU Graz, Mitteilungsheft 13, Institut für Bodenmechanik und Grundbau der TU Graz, 44-58

Katzenbach, R., Arslan, U., Moormann, Chr. (1996)

Nachweiskonzept für die Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP). Geotechnik (19), Nr. 4, 280-290

Katzenbach, R., Moormann, Chr. (1997)

Design of axially loaded piles and pile groups in Germany, Actual practice and recent research results. Proc. Int. Sem. „Design of axially loaded piles · European practice“, 17-18 April 1997, Brussels, Balkema, Rotterdam, 177-201

Katzenbach, R., Reul, O. (1997)

Design and performance of piled rafts. XIVth ICSMFE, Hamburg, Rotterdam, Balkema, Vol. 4, 2253-2256

Katzenbach, R., Arslan, U., Moormann, Chr., Reul, O. (1997a)

Möglichkeiten und Grenzen der Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP), dargestellt am Beispiel aktueller Projekte. 4. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium, 13. März 1997, Darmstadt, Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft Nr. 37, 97-124

Katzenbach, R., Holzhäuser, J., Moormann, Chr., Reul, O. (1997b)

Neue Erfahrungen mit schweren Hochhausgründungen auf unterschiedlich steifen Böden. 1. Österreichische Geotechniktagung, 26./27. Mai 1997, Österreichischer Ingenieur- und Architekten-Verein & Österreichisches Nationalkomitee der ISSMFE, Tagungsbeiträge, Wien, 25-43

Katzenbach, R., Arslan, U., Moormann, Chr., Reul, O. (1998a)

Piled raft foundation - Interaction between piles and raft. Int. Conf. on Soil-Structure Interaction in Urban Civil Engineering, Darmstadt Geotechnics, No. 4, Vol. 2, 279-296

Katzenbach, R., Arslan, U., Moormann, Chr. (1998b)

Design and safety concept for piled raft foundations. Proc. 3rd Int. Geot. Sem. on Deep Foundation on Bored and Auger Piles, Ghent, Balkema, Rotterdam, 439-448

Katzenbach, R., Moormann, Chr. (1999)

Schlußbericht zum Forschungsvorhaben „Entwicklung eines Nachweis- und Sicherheitskonzeptes für Kombinierte Pfahl-Plattengründungen“, AZ: IV 1-5-803/96, 1. Bearbeitungsabschnitt, Deutsches Institut für Bautechnik · Berlin, 1999

- Kishida, H., Meyerhof, G.G. (1965)
Bearing Capacity of Pile Groups under Eccentric Loads in Sand. Proc. 6th ICSMFE, Toronto, Vol. II, 270-274
- König G., Fischer J. (1995)
Model Uncertainties of Design Equations for the Shear Capacity of Concrete Members without Shear Reinforcement, CEB (Hrsg.), CEB Bulletin d'Information No. 224
- König G., Hosser D. (1982)
Praktische Beispiele und Hinweise zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen nach den Empfehlungen des NABau, Bauingenieur 57, 459-467
- König G., Marten K. (1977)
Nutzlasten in Bürogebäuden, Beton- und Stahlbetonbau, Heft 7
- König, G., Sukhov, D.; Ahner, C. (1997)
Sicherheitsaspekte bei der Bemessung der Kombinierten Pfahl-Plattengründung. 4. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium, 13. März 1997, Darmstadt, Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft Nr. 37
- König G., Tue N. (1998)
Grundlagen des Stahlbetonbaus, Teubner Studienbücher/Bauwesen
- Kruse W. (1984)
Klassifikation von Bodenschichten und Lokalisierung der Schichtgrenzen, Berichte zur Zuverlässigkeitstheorie der Bauwerke, SFB 96, Technische Universität München, Heft 70
- Kuwabara, F. (1989)
An elastic analysis für piled raft foundations in a homogeneous soil. Soils and Foundations (29), No. 1, 82-92
- Lancelotta R., Bernardi R. (1995)
Uncertainty Analysis in Geotechnical Design, CEB Manuscript
- Liu, J.L., Huang, Q, Li, X., Hu, W.-L. (1994)
Experimental research on bearing behaviour of pile groups in soft soil. Proc. XIIIth ICSMFE, New Delhi, 1994, Vol. 2, 535-538.
- Lumb P. (1974)
Application of Statistics in Soil Mechanics, Soil Mechanics – New Horizons, Chapter 3, (Ed. I.K. Lee), Seite 44-111, Butterworths London

- Lunne T. et al (1977)
SPT, CPT, pressuremeter testing and recent development on in-situ-testing, Norwegian Geotechnical Institute, Publication No. 179
- Lutz, B., Wittmann, P., El-Mossallamy, Y., Katzenbach, R. (1996)
Die Anwendung von Pfahl-Plattengründungen - Entwurfspraxis, Dimensionierung und Erfahrungen mit Gründungen in überkonsolidierten Tonen auf der Grundlage von Messungen. Vorträge der Baugrundtagung 1996 in Berlin, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 153-164
- Mandolini, A., Viggiani, C. (1997)
Settlement of piled foundations. *Géotechnique* (47), No. 4, 791-816
- Meyerhoff, G.G. (1951)
The ultimate bearing capacity of foundations. *Géotechnique* (2), No. 4, 301-331
- Meyerhoff, G.G. (1956)
Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils. *Journal of the Geotechnical Division, ASCE*, Vol. 82, SM1, 1-19
- Meyerhoff, G.G. (1959)
Compaction of sands and bearing capacity of piles. *ASCE*, Vol. 85, No. SM6, 1-29
- Mindlin, R.D. (1936)
Forces at a point in the interior of a semi-infinite-solid. *Physics* 7, 195-202
- Muth, G. (1989)
Beitrag zur Beschreibung des Materialverhaltens bindiger Böden unter allgemeiner nichtmonotoner Belastung. *Mitteilungen des Institutes für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Hochschule Darmstadt*, Heft 31
- Naylor, D.J., Hooper, J.A. (1974)
An effective stress finite element analysis to predict the short- and long-term behaviour of a piles-raft foundation on London clay. *Proc. Conf. on Settlement of Structures, British Geotechnical Society*, 394-402
- Östlund L. (1991)
An Estimation on α -Values, *CEB Billetin D'Information* No. 202
- Ottaviani, M. (1975)
Three-dimensional finite element analysis of vertically loaded pile groups. *Géotechnique* (25), No. 2, 159-174
- Ottaviani, M., Marchetti, S. (1979)
Observed and predicted test pile behaviour. *Int. J. for Num. and Anal. Methods in Geomechanics*, Vol. 3, 131-143

- Pasternak P. (1925)
Die baustatische Theorie biegefesten Balken und Platten auf elastischer Unterlage, Beton und Eisen, Heft 9 und 10
- Phung Duc Long (1993)
Footings with Settlement-Reducing Piles in Non-Cohesive Soil. Swedish Geotechnical Institute, Report No. 43, 1993, Linköping.
- Placzek, D., Jentzsch, E. (1997)
Piled-raft foundation under exceptional vertical loads - Bearing behaviour and settlements. Proc. 14th ICSMFE, Hamburg, 1997, Vol. 2 , 1115-1118.
- Plate E. J. (1993)
Statistik und angewandte Wahrscheinlichkeitslehre für Bauingenieure, Ernst&Sohn, Berlin
- Pottharst R. (1982)
Erläuterung des statistischen Sicherheitskonzeptes am Beispiel des Grundbruchs, Vorträge der Baugrundtagung 1982, Braunschweig, 9-48
- Poulos, H.G. (1968)
Analysis of the settlement of pile groups. Géotechnique (18), 449-471
- Poulos, H.G., Davis, E.H. (1968)
The settlement behaviour of single axially loaded incompressible piles and piers. Géotechnique (18), No. 3, 351-371
- Poulos, H.G., Mattes, N.S. (1971)
Settlement and load distribution analysis of pile groups. Australian Geomechanics Journal, Vol. G1, No. 1, 18-28
- Poulos, H.G. (1989)
Pile behaviour – theory and application. Géotechnique (39), No. 3, 365-415
- Poulos, H.G., Davis, E.H. (1980)
Pile foundation, analysis and design. John Wiley and Sons, New York
- Poulos, H.G. (1993)
Settlement prediction for bored pile groups. Proc. 2nd Int. Geot. Sem. on Deep foundation on Bored and Auger Piles, Ghent, 1-4 June 1993, Rotterdam: Balkema, 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., Small, J.C., Ta, L.D., Simha, J., Chen, L. (1997)
Comparison of some methods for analysis of piled rafts. Proc. XIVth ICSMFE, Hamburg, Rotterdam, Balkema, 2, 1119-1124
- Pressley, J.S., Poulos, H.G. (1986)
Finite element analysis of mechanics of pile group behaviour. Int. J. for Num. and Anal. Methods in Geomechanics, Vol. 10, 213-221
- Rackwitz R. (1977)
First Order Reliability Theories and Stochastic Models, München, Proc. of the 2nd International Conference on Structural Safety and Reliability, Werner Verlag
- Rackwitz R., Peintinger B. (1981)
Ein wirklichkeitsnahes stochastisches Bodenmodell mit unsicheren Parametern und Anwendung auf die Stabilitätsuntersuchungen von Böschungen, Bauingenieur 56, 215-221
- Randolph, M.F., Wroth, C.P. (1978)
Analysis of deformation of vertically loaded piles. Proc. ASCE, Vol. 104, No. GT12, 1465-1488
- Randolph, M.F., Wroth, C.P. (1979)
An analysis of the vertical deformation of pile groups. Geotechnique 29 (4), 423-439
- Randolph, M.F. (1983)
Settlement considerations in the design of axially loaded piles. Ground Engineering, Vol. 16, N° 4, May, 28-32
- Randolph, M.F. (1994)
Design methods for pile groups and piled rafts. XIIIth ICSMFE, 1994, New Delhi, India, Rotterdam, Balkema, Vol. 4, 61-82
- Reitmeier W. (1989)
Quantifizierung von Setzungsdifferenzen mit Hilfe einer stochastischen Betrachtungsweise, Veröffentlichung des Grundbauinstitutes der TU München, H. 13
- Rétháti László (1985)
Probabilistic solutions in geotechnics, Budapest, Akadémiai Kiado
- Richter, Th., Savidis, S., Katzenbach, R., Quick, H. (1996)
Wirtschaftlich optimierte Hochhausgründungen im Berliner Sand. Vorträge der Baugrundtagung 1996 in Berlin, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., Essen, 129-146

- Richter, Th., Reul, O., Arslan, U. (1998)
Setzungen hoch belasteter Gründungen in Berliner Böden - Vergleich von Tief- und Flachgründungen in Berechnung und Messung. Vorträge der Baugrundtagung 1998 in Stuttgart, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), 601-613
- Scheer, J., Pasternak, H., Hofmeister, M. (1994)
Gebrauchstauglichkeit - (k)ein Problem! Bauingenieur 69 (1994), 99-106
- Schneider J. (1996)
Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen, Grundwissen für Ingenieure, vdf Hochschulverlag AG an der ETH Zürich und B. G. Teubner Stuttgart
- Schuëller G. I. (1981)
Einführung in die Sicherheit und Zuverlässigkeit von Tragwerken, Berlin, Verlag Ernst&Sohn
- Schultze E., Pottharst R. (1981)
Versagenswahrscheinlichkeit und Sicherheit von Flachgründungen als Grundlage für Bauvorschriften, Aachen, Pfungstadt, Institut für Bautechnik, Schlußbericht 3. Teil
- Skempton, A.W. (1951)
Piles and pile foundations, settlement of piles foundations. Proc. 3rd ICSMFE, Zürich, Vol. 3, 172
- Sommer, H., Wittmann, P., Ripper, P. (1985)
Piled raft foundation of a tall building in Frankfurt clay. Proc. XIth ICSMFE, San Francisco, 1985, Vol. 4, 2253-2257.
- Sommer, H., Katzenbach, R., DeBenedittis, Ch. (1990)
Last-Verformungsverhalten des Messeturmes Frankfurt/Main. Vorträge der Baugrundtagung 1990 in Karlsruhe, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, 371-380
- Soos von P. (1982)
Zur Ermittlung der Bodenkennwerte mit Berücksichtigung von Streuung und Korrelation, Vorträge der Baugrundtagung 1982, Braunschweig, 83-104
- Soos von P. (1990)
Die Rolle des Baugrunds bei Anwendung der neuen Sicherheitstheorie im Grundbau, Geotechnik 13, 82-91
- Soos von P. (1995)
Eigenschaften von Boden und Fels, ihre Ermittlungen im Labor, Berlin, Grundbau Taschenbuch, Teil 1, 5. Aufl., Ernst & Sohn

- Spaethe G. (1992)
Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen, Wien, 2. Auflage, Springer Verlag
- Spanke, H., Heinecke, R., Heber, M. (1997)
Neubau der Schiffsbaumontagehalle für die Volkswerft Stralsund. Bauingenieur 72, Heft 9, 365-371
- Terzaghi, K., Peck, R.T. (1948)
Soil mechanics in engineering practice. J. Wiles & Sons, New York.
- Thaher, M. (1991)
Tragverhalten von Pfahl-Plattengründungen im bindigen Boden, Berechnungsmodelle und Zentrifugen-Modellversuche. Schriftenreihe des Institutes für Grundbau, Wasserbau und Verkehrswesen, H. 15, Serie Grundbau, Ruhr-Universität Bochum
- Thaher, M. (1995)
Praxisorientiertes vereinfachtes „Vor-“Dimensionierungsverfahren von kombinierten Pfahl-Platten-Gründungen. Pfahl-Symposium '95, Fachseminar 23./24. Februar 1995, Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, 1995
- Theurer, T., Moormann, Chr. (1998)
Ein stochastischer Ansatz zur Ermittlung der Standsicherheit von geotechnischen Verbundkonstruktionen, TU Darmstadt, Diplomarbeit
- Tomlinson, M.J. (1986)
Foundation design and construction. 5th ed., Longman Scientific and Technical, Harlow
- Trochanis, A.M., Bielak, J., Christiano, P. (1991)
Three dimensional nonlinear study of piles. ASCE Vol. 117, No. GT3, 429-447
- van Impe (1991)
Deformation on deep foundations. Proc. 10th ECSMFE, Florence, 1032-1062
- Vanmarke E.M. (1977)
Probabilistic Modeling of Soil Profiles, J. Geotechn. Eng. Div., ASCE 103, GT 11, p. 1227-1246
- Vesic, A.S. (1969)
Experiments with instrumented pile groups in sand. Symp. on Deep Foundations, San Francisco, ASTM Special Technical Publication 444, 177-222
- Vesic, A.S. (1977)
Design of pile foundations. Publications of the Nat. Research Council, Washington D.C, No. 42

Viggiani, C. (1998)

Pile groups and piled raft behaviour. Proc. of the 3rd Int. Geot. Sem. on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Ghent, Belgium, 19-21 Oct. 1998, Rotterdam, Balkema, 77-91

Vrouwenvelder Ton et. al. (1996)

JCSS Working Document on Eurocode random variable models, Delft, Incomplete second draft, TNO

Wahrmund, H. (1993)

Numerische Berechnungsmethode zur Abschätzung der Lastverteilung und des Last-Setzungs-Verhaltens vertikal belasteter Pfahlgruppen und Pfahl-Plattengründungen. Dissertation am Fachbereich Bauingenieurwesen der Hochschule für Architektur und Bauwesen Weimar

Winkler E. (1867)

Die Lehre von Elastizität und Festigkeit, Prag

Zilch K., Staller, M., Brandes Ch. (1999)

Anwendung statistischer Verfahren für die Auswertung von Versuchsdaten, Bauingenieur 74, Heft 1

Zimmermann H. (1888)

Die Berechnung des Eisenbahn-Oberbaus, Berlin, Wilhelm Ernst und Sohn

6 Software für die Sicherheitstheorie

COMREL (1996)

Componental Reliability Analysis, München, Programmsystem STRUREL der RCP GmbH

FaultREASE (1993)

Programm zur Erstellung und Berechnung von Fehlerbäumen, Arthur D. Little Inc., AcornPeak, Cambridge, Mass. 021140-2390, USA

ISPUD (1998)

Importance Sampling Procedures Using Design Points, Schuëller, Universität Innsbruck

PROBAN (1994)

Probabilistic Analysis Program, Programmsystem DNV, Det Norske Veritas Research AS, Basel, Semafor Informatik & Energie AG

VAP (1995)

Programm zur Berechnung von Funktionen von Variablen, ETH Zürich, IBK