

Jürgen Hanisch / Rolf Katzenbach / Gert König (Hrsg.)

Kombinierte Pfahl-Plattengründungen

- Erläuterung zum mechanischen Modell
- Ableitung der Sicherheitsfestlegungen
- Berechnungsbeispiele zum Nachweis der Standsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit
- unveränderter Nachdruck der Auflage von 2002

In dem vorliegenden Buch wird die neue KPP-Richtlinie durch Hintergrundinformationen erläutert und durch Beispielberechnungen ergänzt. Damit werden die Voraussetzung zur Umsetzung in der Bemessungspraxis geschaffen. (Unveränderter Nachdruck der Auflage von 2002)



2021 · 2221 Seiten · 13 Tabellen

Hardcover

ISBN 978-3-433-03372-2

€ 39,90*

BESTELLEN

+49 (0)30 47031-236

marketing@ernst-und-sohn.de

www.ernst-und-sohn.de/3372

ÜBER DAS BUCH

Die Gründung baulicher Anlagen ist in DIN 1054 und den ergänzenden Grundbau normen, die in der Liste der Technischen Baubestimmungen aufgeführt sind, geregelt. Danach können reine Pfahlgründungen oder reine Flachgründungen bemessen und ausgeführt werden. Die Kombination beider Gründungselemente Pfahl und Fundamentplatte war bisher nicht geregelt. Diese Lücke wird mit der „Richtlinie für den Entwurf, die Bemessung und den Bau von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP)“ - kurz „KPP-Richtlinie“ geschlossen. Im vorliegenden Buch wird die KPP-Richtlinie durch den „Anhang zur KPP-Richtlinie“, ergänzt, der aus zwei Teilen besteht:

Teil A: Zum „mechanischen Modell“ und zu den „Sicherheitsfestlegungen“

Teil B: Berechnungsbeispiele.

Der Anhang gibt der Fachöffentlichkeit Hintergrundinformationen zu den „mechanischen Modellen“, den „Sicherheitsberechnungen auf probabilistischer Grundlage“ und enthält zwei praxisbezogene Beispiele.

Das erste Beispiel behandelt die innere und äußere Standsicherheit der Gründung eines Brückenpfeilers. Vier Gründungsvarianten, die ausführlich diskutiert werden, machen den Einsatzbereich der KPP deutlich. Das zweite Beispiel behandelt die äußere Standsicherheit der Gründung eines Bürogebäudes. Es werden drei Gründungsvarianten behandelt. Auf die Berechnung der inneren Standsicherheit wird hier verzichtet, da sie keine neuen Gesichtspunkte bietet. Da auch der Rechengang zur Ermittlung der äußeren Standsicherheit analog dem des ersten Beispiels ist, werden hier nur die Ergebnisse mitgeteilt.

Die Ergebnisse beider Beispiele zur Ermittlung der äußeren Standsicherheit dienen gleichzeitig als „Benchmark-Beispiele“ zur Überprüfung vereinfachter Berechnungsansätze.

BESTELLUNG

Anzahl	ISBN /	Titel	Preis
.....	978-3-433-03372-2	Kombinierte Pfahl-Plattengründungen	€ 39,90*

Privat

Geschäftlich

Bitte richten Sie Ihre Bestellung an:

Tel. +49 (0)30 47031-236

Fax +49 (0)30 47031-240

marketing@ernst-und-sohn.de

Firma, Abteilung

UST-ID Nr.

Name, Vorname

Telefon

108208 Free Shipping

Straße, Nr.

PLZ/Ort/Land

E-Mail

Datum/Unterschrift

Vorwort

Die Gründung baulicher Anlagen ist in DIN 1054 und ergänzenden Grundbaunormen, die in der Liste der Technischen Baubestimmungen aufgeführt sind, geregelt. Danach können reine Pfahlgründungen oder reine Flachgründungen bemessen und ausgeführt werden.

Die Kombination beider Gründungselemente Pfahl und Fundamentplatte war bisher nicht geregelt. Diese Lücke wird mit der vorliegenden *Richtlinie für den Entwurf, die Bemessung und den Bau von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP)*, kurz „KPP-Richtlinie“, geschlossen.

Der Entwurf der „KPP-Richtlinie“, Stand Juli 2000 wurde in den Fachzeitschriften

- Bautechnik 77 (2000), Heft 9, 677–681
- Bauingenieur 75 (2000), Heft 9, A9–A18
- DIBt Mitteilungen, 31. Jahrgang, Nr. 5 (10/2000), 162–170
- geotechnik 23 (2000) Nr. 3, 196–205

zur Stellungnahme vorgelegt. Die eingegangenen acht Einsprüche wurden am 01.03.2001 vom Arbeitskreis „Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP)“ im DIBt (Deutsches Institut für Bautechnik) behandelt; sie bezogen sich auf bauaufsichtliche Fragen und auf Fragen zum „mechanischen Modell“.

Die umfangreichen Untersuchungen und Berechnungen zur Erarbeitung der Richtlinie wurden im Rahmen eines gemeinsamen Forschungsvorhabens der Herren Prof. Dr.-Ing. R. Katzenbach (Technische Universität Darmstadt) und Prof. Dr.-Ing. G. König (Universität Leipzig) durchgeführt und mit Mitteln des DIBt finanziert.

Das Forschungsvorhaben hat die folgenden zwei Fragestellungen behandelt:

1. Anforderungen an ein „mechanisches Modell“ (Rechenmodell) für die Berechnung und Bemessung einer KPP.

Forschungstitel: „Bodenmechanische Untersuchungen zum Tragverhalten von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (mechanisches Modell)“

2. Anforderungen an die Sicherheit einer KPP auf der Grundlage des „probabilistischen Sicherheitskonzeptes“.

Forschungstitel: „Probabilistische Untersuchungen zu den Sicherheitsfestlegungen von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (stochastisches Modell)“

Im vorliegenden Buch wird die KPP-Richtlinie durch den **„Anhang zur KPP-Richtlinie“** ergänzt, der aus zwei Teilen besteht:

Teil A: Zum „mechanischen Modell“ und zu den „Sicherheitsfestlegungen“

Teil B: Berechnungsbeispiele

Der Anhang gibt der Fachöffentlichkeit Hintergrundinformationen zu den „mechanischen Modellen“, den „Sicherheitsbetrachtungen auf probabilistischer Grundlage“,

den Parameterstudien und Anwendungen auch unter Verwendung von Teilsicherheitsbeiwerten und enthält zwei praxisbezogene Beispiele, die gleichzeitig als „Benchmark-Beispiele“ zur Überprüfung vereinfachter Berechnungsansätze dienen.

Für die Aussagen zu den *Anforderungen an ein „mechanisches Modell“* wurden während der Bearbeitung des Entwurfs der „KPP-Richtlinie“ Vergleichsrechnungen im Sinne von „Ringversuchen“ mit deterministischen (d.h. fest vorgegebenen) Werten durchgeführt, durch die die Ergebnisse der unterschiedlichen „mechanischen Modelle“ verglichen wurden. Daran haben sich neben den Mitgliedern des Arbeitskreises folgende Herren beteiligt:

Dr.-Ing. Y. El-Mossallamy, Darmstadt (Trischler und Partner GmbH)

Prof. Dr.-Ing. M. Kany, Zirndorf

Dipl.-Ing. B. Lutz, Berlin (Trischler und Partner Consult GmbH)

Dr.-Ing. M. Thaher, Neu-Isenburg (Philipp Holzmann AG)

Dipl.-Ing. T. Vittinghoff, TU Braunschweig

Die Ergebnisse der Vergleichsrechnungen lagen i. Allg. nicht sehr weit auseinander und hingen im Wesentlichen ab:

- von der unterschiedlichen Berücksichtigung der Pfahl-Platten-Interaktion,
- von der bodenmechanischen Stoffmodellierung.

Die *Sicherheitsfestlegungen* in der „KPP-Richtlinie“ basieren auf dem „probabilistischen Sicherheitskonzept“ – siehe Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen (GruSiBau), 1. Aufl., Herausgeber: DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, Köln: Beuth-Verlag GmbH, 1981.

Zu den vorgegebenen „mechanischen Modellen“ wurden in den probabilistischen Untersuchungen zunächst „Bemessungswerte“ für einen „Sicherheitsindex“ $\beta=3,83$ (Bezugszeitraum 50 Jahre) und daraus bezogen auf das jeweilige „x %-Fraktil“ (beim Boden wurde wie bisher das 50 %-Fraktil gewählt) – die jeweiligen Teilsicherheitsbeiwerte ermittelt. Die unterschiedlichen äußereren Abmessungen und die Pfahlanordnung führen zu jeweils anderen Teilsicherheitsbeiwerten bei einem gleichbleibenden Sicherheitsniveau (ausgedrückt durch den Sicherheitsindex β). Andererseits ergab sich, dass die Sicherheit gegenüber dem globalen Versagen mit wachsenden Bauteilabmessungen (Plattengröße bzw. Pfahlänge, Anzahl der Pfähle) zunimmt.

Für die „KPP-Richtlinie“ wurden die ungünstigsten Kombinationen der Teilsicherheitsbeiwerte zu einem einzigen globalen Sicherheitsbeiwert zusammengefasst. Je nach Fortschritt des Eurocode 7 bzw. der nationalen Norm DIN 1054-100 können auch die entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerte angegeben werden.

Sicherheitsbeiwerte beziehen sich immer auf die Definition des x %-Fraktils des jeweiligen „charakteristischen Wertes“. Im Sinne dieser Richtlinie ist unter „charakteristischer Wert“ einer Bodeneigenschaft das 50 %-Fraktil (Mittelwert) der zugehörigen Grundgesamtheit zu verstehen. Bei der Festlegung des „charakteristischen Wertes“ einer Bodeneigenschaft ist hierauf zu achten. Die dabei angestrebte Aussagewahrscheinlichkeit sollte $\geq 95\%$ betragen.

Die probabilistischen Berechnungen würden eine direkte, für den speziellen Fall genauere Aussage über die Zuverlässigkeit des Systems ermöglichen. Dieses Ergebnis könnte sowohl in das Format der Teilsicherheitsbeiwerte als auch in das Format globaler Sicherheitsbeiwerte überführt werden. Im Hinblick auf die derzeit gebräuchlichen Darstellungen der Sicherheitsbeiwerte in den Normen sind im „Anhang zur KPP-Richtlinie“ beide Varianten dargestellt. Anhand dieser Darstellung ist es daher möglich, für den Einzelfall die Sicherheit einer bestimmten KPP direkt zu bestimmen. Für die Anwendung in der Praxis wäre dieser Weg allerdings nur im Einzelfall nach vorheriger Abstimmung im Rahmen des Baugenehmigungsverfahrens möglich.

Das *erste Beispiel* behandelt die innere und äußere Standsicherheit der Gründung eines Brückenpfeilers. Vier Gründungsvarianten, die ausführlich diskutiert werden, machen den Einsatzbereich der KPP deutlich.

Das *zweite Beispiel* behandelt die Gebrauchstauglichkeit und äußere Standsicherheit der Gründung eines Bürogebäudes in drei Gründungsvarianten. Auf die Berechnung der inneren Standsicherheit wird hier verzichtet, da sie keine neuen Gesichtspunkte bietet. Da auch der Rechengang zur Ermittlung des äußeren Tragverhaltens der Gründungsvarianten analog dem des ersten Beispiels ist, werden hier nur die Ergebnisse mitgeteilt.

Die Ergebnisse beider Beispiele zur Ermittlung der äußeren Standsicherheit dienen gleichzeitig als *Benchmark-Beispiele* zur Überprüfung vereinfachter Berechnungsansätze.

An dieser Stelle gilt es, Dank zu sagen den Mitarbeitern des Arbeitskreises für ihre intensive Diskussion der „KPP-Richtlinie“ und dem „Anhang zur KPP-Richtlinie“ während der 10 Sitzungen, den Einsendern der Stellungnahmen für ihre konstruktiven Beiträge, Frau Dipl.-Ing. M. Herr für die fruchtbare Zusammenarbeit und ihre ständig „bohrenden Fragen“ nach dem Nutzen für die Praxis sowie den Kollegen(innen) des Verlages, die das Manuskript mit viel Geduld in die vorliegende Form gebracht haben.

Ein ganz besonderer Dank gilt den Herren Dr.-Ing. Carsten Ahner und Dr.-Ing. Christian Moormann für die enorme Arbeit, die sie mit der Erarbeitung des Manuskriptes und der Beispiele hatten.

Last but not least ist dem DIBt und den Ländern für die Anregung zu diesem Forschungsvorhaben und dessen Finanzierung zu danken, wodurch viele offene Fragen beantwortet werden konnten.

Leider war es unserem verehrten und geschätzten Kollegen, Prof. Dr.-Ing. Walter Rodatz, nicht mehr möglich, als Obmann des Arbeitskreises „Pfähle“ der DGfT das bereits konzipierte Geleitwort fertig zu stellen. Das vorliegende Gemeinschaftswerk ist ihm gewidmet.

Berlin / Darmstadt / Leipzig, 2001

Jürgen Hanisch
Rolf Katzenbach
Gert König

Mitglieder des Arbeitskreises „Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP)“

Dr.-Ing. J. Hanisch, Berlin (Vorsitzender)

Dr.-Ing. C. Ahner, Universität Leipzig (Bearbeiter Anhang A, Kapitel 3)

Prof. Dr.-Ing. U. Arslan, TU Darmstadt

Prof. Dr.-Ing. R. Katzenbach, TU Darmstadt

Prof. Dr.-Ing. G. König, Universität Leipzig

MinRat Dipl.-Ing. E.W. Klauke, Ministerium für Bauen u. Wohnen des Landes NRW

Dr.-Ing. Chr. Moermann, TU Darmstadt (Bearbeiter Anhang A, Kapitel 2)

Prof. Dr.-Ing. R. Rackwitz, Technische Universität München

Dr.-Ing. Th. Richter, Berlin (GuD CONSULT GmbH)

Prof. Dr.-Ing. W. Rodatz, TU Braunschweig (am 11. April 2001 verstorben)

Dr.-Ing. D. Soukhov, Universität Leipzig (Bearbeiter Anhang A, Kapitel 3)

Nachrichtlich:

Dipl.-Ing. R. Henning, Deutsches Institut für Bautechnik

Prof. Dr.-Ing. H. Schulz, Universität der Bundeswehr München

Dr.-Ing. K. Weiß, Berlin

Inhaltsverzeichnis

Vorwort	V
KPP-Richtlinie	1
1 Begriffsdefinition	3
2 Geltungsbereich	5
3 Geotechnische Kategorie	5
4 Formelzeichen	6
5 Baugrunderkundung und Baugrundbeurteilung	9
5.1 Felderkundung	9
5.2 Laboruntersuchungen	9
5.3 Maßnahmen während der Bauausführung	9
6 Anforderungen an Berechnungsverfahren für die Bemessung einer KPP	11
6.1 Vorbemerkungen	11
6.2 Tragverhalten eines Einzelpfahles	11
6.3 Anforderungen an ein Rechenmodell	12
7 Nachweis der Tragfähigkeit (GZ 1 – Ultimate Limit State – ULS) ..	13
7.1 Nachweis der äußeren Tragfähigkeit im GZ 1 (ULS)	13
7.2 Nachweis der inneren Tragfähigkeit im GZ 1 (ULS)	15
8 Nachweis der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2 – Serviceability Limit State – SLS)	16
8.1 Nachweis der äußeren Gebrauchstauglichkeit im GZ 2 (SLS)	16
8.2 Nachweis der inneren Gebrauchstauglichkeit im GZ 2 (SLS)	17
9 Prüfung des Entwurfs, der Bemessung und der Ausführung einer KPP	18
10 Bauausführung einer KPP	18
11 Messtechnische Überwachung einer KPP	19
12 Bezugsnormen	20

Anhang zur KPP-Richtlinie**Teil A: Zum „mechanischen Modell“ und zu den „Sicherheitsfestlegungen“**

1	Einleitung	23
2	Bodenmechanische Untersuchungen zum Tragverhalten von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (mechanisches Modell)	25
2.1	Grundlagen zum Tragverhalten Kombinierter Pfahl-Plattengründungen .	25
2.1.1	Konzept und Grundlagen der Baugrund-Tragwerk-Interaktion	25
2.1.2	Anwendungsgebiete der Kombinierten Pfahl-Plattengründung	27
2.1.3	Bisherige Erfahrungen zum Tragverhalten von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen	28
2.1.4	Berechnungsverfahren zum Entwurf und zur Bemessung von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen	31
2.1.4.1	Empirische Verfahren	32
2.1.4.2	Auf äquivalenten Ersatzmodellen beruhende Verfahren	33
2.1.4.3	Analytische Verfahren	35
2.1.4.4	Nummerische Verfahren	36
2.1.4.5	Vergleich der Berechnungsverfahren	38
2.2	Entwicklung eines Berechnungsmodells zur Untersuchung des Tragverhaltens von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen	39
2.2.1	Motivation und Untersuchungsziel	39
2.2.2	Anforderungen an das nummerische Untersuchungsmodell	40
2.2.3	Variantenuntersuchungen zum Tragverhalten von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen	41
2.2.4	Aufbau des nummerischen Berechnungsmodells	42
2.2.4.1	Übersicht	42
2.2.4.2	Geometrische Modellierung	42
2.2.4.3	Stoffliche Modellierung	44
2.2.4.4	Angesetzte Stoffparameter	47
2.2.5	Verifikation des nummerischen Berechnungsmodells	49
2.3	Bodenmechanische Grundlagen zum Tragverhalten Kombinierter Pfahl-Plattengründungen	50
2.3.1	Einfluss des (Primär-)Spannungszustandes im Boden auf das Tragverhalten von Pfählen	50
2.3.2	Einfluss der Pfahl-Platten-Interaktion	52
2.3.3	Einfluss der Pfahl-Platten- und der Pfahl-Pfahl-Interaktion auf das Tragverhalten von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen	55
2.3.4	Anwendungsgrenzen der Kombinierten Pfahl-Plattengründung	66
2.4	Schlussfolgerungen und Empfehlungen für die Bemessung von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen	68
2.5	Anforderungen an ein Berechnungsverfahren für die Bemessung einer KPP	70

3	Probabilistische Untersuchungen zu den Sicherheitsfestlegungen von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (stochastisches Modell)	74
3.1	Probabilistische Verfahren gemäß Stufe II der Sicherheitstheorie	74
3.2	Statistische Kennwerte der Basisvariablen	77
3.2.1	Einwirkungen	77
3.2.2	Widerstände und Korrelationen	79
3.3	Äußere Tragfähigkeit der KPP	92
3.3.1	Grenzzustand und probabilistische Algorithmen	92
3.3.2	Zusammenfassung der gewonnenen Ergebnisse	98
3.3.3	Vorgehensweise bei der Sicherheitsanalyse anhand eines Beispiels	101
3.4	Innere Tragfähigkeit der KPP	106
3.4.1	Grenzzustände und probabilistische Algorithmen	106
3.4.2	Zusammenfassung der gewonnenen Ergebnisse	110
3.4.3	Vorgehensweise bei der Sicherheitsanalyse anhand eines Beispiels	112
3.5	Schlussfolgerungen für die Sicherheitsfestlegungen der Richtlinie	116
3.5.1	Äußere Tragfähigkeit	116
3.5.2	Innere Tragfähigkeit	118
4	Zusammenfassung	120
5	Software für die Sicherheitstheorie	122

Teil B: Berechnungsbeispiele

1	Einleitung	125
2	Berechnungsbeispiel 1: Gründung eines Brückenpfeilers	126
2.1	Aufgabenstellung	126
2.2	Vordimensionierung des Fundamentes	127
2.3	Baugrunderkundung und Festlegung der Bodenkennwerte	127
2.4	Gründungsvarianten	130
2.5	Bemessungskonzept	131
2.6	Variante 1: Berechnung als Flächengründung	134
2.6.1	Nachweis der äußeren Tragfähigkeit	134
2.6.2	Nachweis der äußeren Gebrauchstauglichkeit	135
2.6.3	Nachweis der inneren Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit	137
2.6.4	Nummerische Vergleichsberechnung mit der Finite-Elemente-Methode .	140
2.7	Variante 2: Berechnung als Pfahlgründung im Hangschutt und Hanglehm	142

2.7.1	Nachweis der äußeren Tragfähigkeit	143
2.7.2	Nachweis der äußeren Gebrauchstauglichkeit	145
2.7.3	Nachweis der inneren Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit	145
2.7.4	Ergebnisse der nummerischen Untersuchung der Pfahlgründung nach der FE-Methode	149
2.8	Variante 3: Berechnung als Kombinierte Pfahl-Plattengründung	154
2.8.1	Untersuchung der Baugrund-Tragwerk-Interaktion Bemessungsverfahren	155
2.8.2	Nachweis der äußeren Tragfähigkeit	162
2.8.3	Nachweis der äußeren Gebrauchstauglichkeit	163
2.8.4	Nachweis der inneren Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit	163
2.8.5	Ergebnisse der nummerischen Untersuchung der KPP nach der FE-Methode	171
2.9	Variante 4: Berechnung als Pfahlgründung im Fels nach DIN 1054, Abs. 5	175
2.9.1	Nachweis der äußeren Tragfähigkeit	175
2.9.2	Nachweis der äußeren Gebrauchstauglichkeit	176
2.9.3	Nachweis der inneren Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit	176
2.9.4	Ergebnisse der nummerischen Vergleichsberechnung	180
2.10	Auswahl einer Gründungsvariante	185
2.11	Prüfung des Entwurfs und der Bemessung der KPP	186
2.12	Anmerkungen zur Bauausführung der KPP	186
2.13	Messtechnische Überwachung der KPP	187
3	Berechnungsbeispiel 2: Gründung eines mehrgeschossigen Bürogebäudes	188
3.1	Aufgabenstellung	188
3.2	Variante 1: Berechnung als Flächengründung	190
3.2.1	Nachweis der äußeren Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit (Ergebnisse der nummerischen Berechnung der Flächengründung)	190
3.3	Variante 2: Berechnung als Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP) mit 25 Pfählen	193
3.3.1	Nachweis der äußeren Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit (Ergebnisse der nummerischen Berechnung der KPP als Gesamtsystem)	194
3.4	Variante 3: Berechnung als Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP) mit 9 Pfählen	201
3.4.1	Nachweis der äußeren Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit (Ergebnisse der nummerischen Berechnung der KPP als Gesamtsystem)	202
Literaturverzeichnis	207
Stichwortverzeichnis	219

6 Anforderungen an Berechnungsverfahren für die Bemessung einer KPP

6.1 Vorbemerkungen

Die Tragwirkung einer KPP wird durch die Wechselwirkungen zwischen den einzelnen Traggliedern beeinflusst (siehe Bild 1.1).

Neben der Pfahlgruppenwirkung, d. h. der gegenseitigen Beeinflussung der Pfähle innerhalb der Pfahlgruppe, beeinflusst der Sohldruckwiderstand maßgeblich das Tragverhalten der Gründungspfähle einer KPP.

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

Das für die Bemessung einer KPP eingesetzte Rechenmodell muss Ansätze für eine realistische 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.

6.2 Tragverhalten eines Einzelpfahles

Für den Entwurf und die Bemessung einer KPP ist die Kenntnis des Tragverhaltens eines freistehenden Einzelpfahles unter vergleichbaren Baugrundverhältnissen erforderlich (siehe Abschnitt 6.3, Absatz 1).

Soweit keine Erfahrungen zum äußeren Tragverhalten eines Einzelpfahles aus Probebelastungen für einen entsprechenden Pfahltypus unter vergleichbaren Baugrundverhältnissen vorliegen, ist nach DIN 1054 eine statische axiale Pfahlprobobelastung durchzuführen. Dabei sind die entsprechenden Regelungen in DIN 4014 · Abs. 7 und in DIN 4026 · Abs. 8.4 zugrunde zu legen, wobei die von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik · DGGT · Arbeitskreis 2.1 formulierten „Empfehlungen für die Durchführung von statischen axialen Pfahlprobobelastungen“ berücksichtigt werden sollten.

Soweit keine Pfahlprobobelastungen 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 Erfahrungswerte 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 prüffähig nachzuweisen.

6.3 Anforderungen an ein Rechenmodell

Das eingesetzte Rechenmodell muss in der Lage sein, das nach Abschnitt 6.2 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 auch in der Lage sein, das Tragverhalten eines Einzelpfahles auf das durch die Pfahl-Pfahl-Interaktion und die Pfahl-Platten-Interaktion beeinflusste Tragverhalten der KPP zu übertragen und dabei die wesentlichen, in Bild 1.1 dargestellten Interaktionseinflüsse 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.

Das für die Bemessung einer KPP eingesetzte Berechnungsverfahren ist im Rahmen des Entwurfs- und Bemessungsvorganges zu dokumentieren.

7 Nachweis der Tragfähigkeit (GZ 1 – Ultimate Limit State – ULS)

Für eine KPP sind die Nachweise der äußeren und inneren Tragfähigkeit zu führen. Die äußere Tragfähigkeit beschreibt die Tragfähigkeit des Werkstoffes Boden in Wechselwirkung mit den Gründungselementen, die innere Tragfähigkeit beschreibt die Tragfähigkeit der Einzelbauteile, wie die der Pfähle und die der Fundamentplatte.

Das Tragverhalten der KPP wird unter Ansatz der charakteristischen Boden- und Baustoffkennwerte berechnet. Zeitabhängige Eigenschaften von Baugrund bzw. Baustoff sind gegebenenfalls zu berücksichtigen.

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

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

7.1 Nachweis der äußeren Tragfähigkeit im GZ1 (ULS)

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

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

erfüllt ist. Der Wert für den globalen Sicherheitsbeiwert η ist in Abhängigkeit von dem maßgebenden Lastfall (DIN 1054·Abs. 2.2) Bild 7.1 zu entnehmen.

Der charakteristische Gesamtwiderstand der KPP im Grenzzustand der Tragfähigkeit $R_{1,\text{tot},k}$ ist aus der Berechnung der KPP als Gesamtsystem mit einem die maßgebenden Wechselwirkungen erfassenden Rechenmodell nach Abschnitt 6.2 zu ermitteln. In der Berechnung sind die charakteristischen Boden- und Baustoffkennwerte zu verwenden. $R_{1,\text{tot},k}$ ergibt sich dann aus der berechneten Widerstandssetzungslinie für den Widerstand des Gesamtgründungskörpers unter einer 2,0-fachen Einwirkung.

Tritt bereits bei einer Einwirkung, die kleiner ist als die 2,0-fache 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.

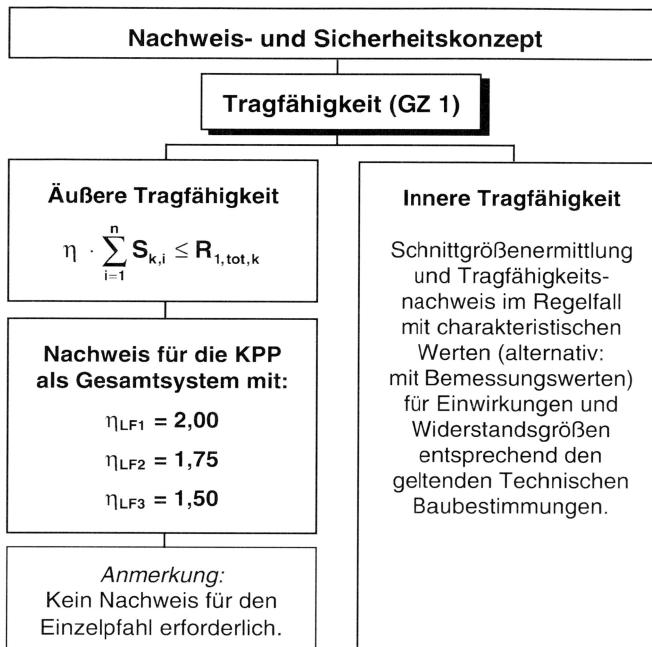


Bild 7.1 Nachweis- und Sicherheitskonzept für die KPP für den Nachweis der Tragfähigkeit (Grenzzustand GZ 1 – ULS)

Soweit der Nachweis nicht mit einem wirklichkeitsnahen Rechenmodell nach Abschnitt 6.3 erfolgt, kann $R_{1,tot,k}$ in „einfachen Fällen“ ersatzweise aus dem charakteristischen Grundbruchwiderstand der Fundamentplatte der KPP ermittelt werden.

„Einfache Fälle“ liegen vor, wenn die folgenden Bedingungen erfüllt sind:

- Geometrisch gleichmäßige Konfiguration der KPP:
 - gleiche Pfahlängen und -durchmesser
 - konstanter Pfahlachsabstand e
 - rechteckförmige, quadratische oder runde Fundamentplatte
 - Überstand der Fundamentplatte über die äußere Pfahlreihe hinaus $\leq 3 \cdot D$ (D =Pfahldurchmesser)
- Homogener Baugrund (keine Baugrundschichtung):
 - keine großen Steifigkeitsunterschiede der einzelnen Schichten (siehe Kapitel 2)
- Einwirkungen
 - zentrische Beanspruchung der Fundamentplatte, d.h. die resultierende Einwirkung greift im Flächenschwerpunkt der Fundamentplatte an
 - keine vorwiegend dynamischen Einwirkungen

Zur Ermittlung des Grundbruchwiderstandes ist als Gründungsniveau zur Festlegung der Einbindetiefe die Unterkante der Fundamentplatte anzusetzen.

Die vertikale Tragwirkung der Pfähle ist in diesen Fällen bei der Ermittlung des charakteristischen Grundbruchwiderstandes der Fundamentplatte zu vernachlässigen.

Die horizontale Tragwirkung der Pfähle darf als der Dübelwiderstand der die Gleitfläche der Grundbruchfigur nach DIN 4017 schneidenden Pfähle angesetzt werden. Die Kraftweiterleitung im Boden ist nachzuweisen. Der Ermittlung des Grundbruchwiderstandes sind die charakteristischen Bodenkennwerte zugrunde zu legen.

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

7.2 Nachweis der inneren Tragfähigkeit im GZ1 (ULS)

Für die Gründungselemente ist eine ausreichende Sicherheit gegen Versagen der Baustoffe (Bauteilversagen) im GZ1 nach den werkstoffspezifischen Normen nachzuweisen. Der Nachweis der inneren Tragfähigkeit ist für alle maßgeblichen Beanspruchungszustände und Lastfallkombinationen zu erbringen. Nachzuweisen sind die folgenden Beanspruchungszustände:

- Pfähle: Zug (in Bauphasen), Druckkraft bzw. Druckkraft mit Biegung und Schub.
- Fundamentplatte: Biegung, Schub, Durchstanzen in den Lasteinleitungsbereichen aus den aufgehenden Bauteilen (Stützen) sowie aus den Gründungspfählen.

Die Schnittgrößenermittlung soll wegen der Nichtlinearität zwischen Setzung und den Teilwiderständen von Platte und Pfählen mit 2 Grenzfällen durchgeführt werden. Es sollen sowohl im Grenzzustand der Tragfähigkeit für das Gesamtsystem (Abschnitt 7.1) wie auch im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit für das Gesamtsystem (Abschnitt 8.1) die Plattenkoeffizienten ermittelt werden. Entsprechend der durch die Pfahlplattenkoeffizienten vorgegebenen Aufteilung auf Platte und Pfähle sind die charakteristischen Größen der Einwirkungen zu verteilen und damit die Schnittgrößen in den Pfählen und in der Bodenplatte zu ermitteln. Das ungünstigere Bemessungsergebnis ist maßgebend (Doppelnachweis).

Der Nachweis der inneren Tragfähigkeit der Gründungselemente erfolgt für die auf diesem Wege ermittelten Schnittgrößen in den Bauteilen entsprechend den aktuellen Bemessungsnormen entweder nach DIN 1045 (alt) oder nach DIN V ENV 1992-1 (Eurocode 2).

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

8 Nachweis der Gebrauchstauglichkeit (GZ2 – Serviceability Limit State – SLS)

Der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit (GZ2) erfolgt nach Bild 8.1.

Der Ermittlung von E ist ein Rechenmodell nach Abschnitt 6.2 zugrunde zu legen. Die Berechnung erfolgt mit den charakteristischen Werkstoffkennwerten. Die Beanspruchung E ergibt sich aus dem für die KPP als Gesamtsystem berechneten Verformungszustand unter 1,0-fachen Einwirkungen.

8.1 Nachweis der äußeren Gebrauchstauglichkeit im GZ2 (SLS)

Eine ausreichende Sicherheit gegen den Verlust der Gebrauchstauglichkeit (GZ2) ist eingehalten, wenn die Bedingung

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

erfüllt ist.

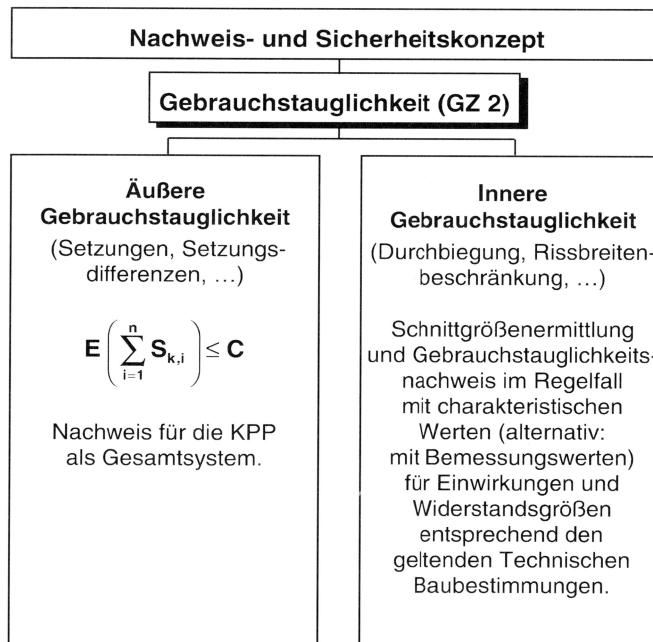


Bild 8.1 Nachweis- und Sicherheitskonzept für die KPP für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit (Grenzzustand GZ 2 – SLS)

3 Probabilistische Untersuchungen zu den Sicherheitsfestlegungen von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (stochastisches Modell)

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

Obere Fraktile 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 Fraktile, 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.

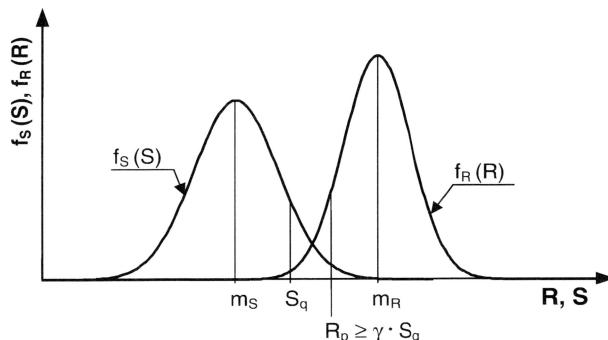


Bild 3.1 Globaler Sicherheitsbeiwert γ

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

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, sodass 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 [101] stellt grafisch FORM dar. Für eine weitere Vertiefung zu diesem Thema kann die folgende Literatur dienen: [12, 14, 22, 35, 42, 45, 47, 57, 59, 70, 73, 79, 98, 133, 144, 145, 153]. Für die Anwendung der Sicherheitstheorie stehen heute einige erprobte Programme zur Verfügung, die in Kapitel 6 erwähnt sind.

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 [45, 59] ist jeweils eine Tabelle mit dem β -Sicherheitsindex enthalten, der nach [70] ermittelt wird und einer Versagenswahrscheinlichkeit äquivalent ist.

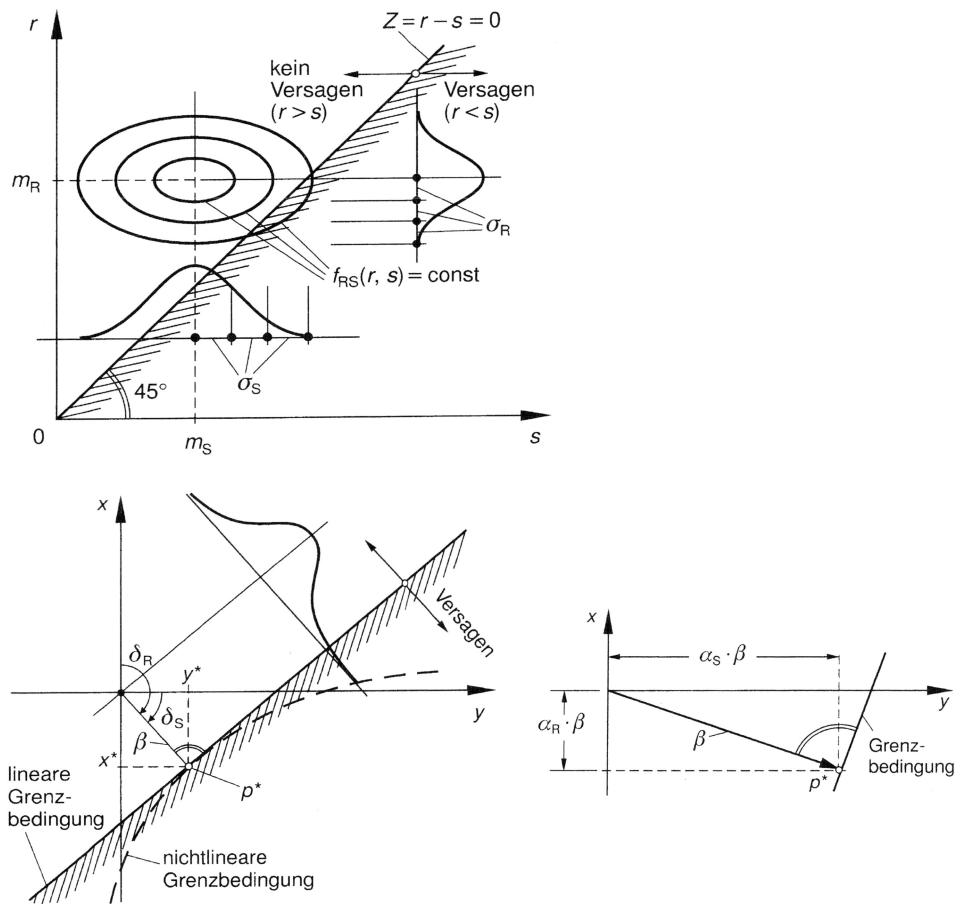


Bild 3.2 Geometrische Deutung des Sicherheitsindex β bei der Verwendung von FORM aus [101]

Tabelle 3.1 Sicherheitsindex β für einen Bezugszeitraum von 1 oder 50 Jahren nach [45] oder [59]

Grenzzustände	Sicherheitsklassen			Lebensdauer Jahre
	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 3.2 Zusammenhang zwischen Sicherheitsindex und Versagenswahrscheinlichkeit

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

Die Tabelle 3.1 ist zum Teil aus [59] 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 β von = 3,83 eingehalten werden, wenn man den Grenzzustand der Tragfähigkeit in der Sicherheitsklasse 2 für eine Lebensdauer von 50 Jahren betrachtet, wie in [45] festgelegt.

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 [59] nachgelesen werden).

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

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

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 wird die Herangehensweise zur Ermittlung statistischer Daten und Literaturhinweise erläutert.

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.

In ENV 1991 [45] wird aufgrund der kleinen Streuungen für das Eigengewicht der Mittelwert bei Verwendung der nominellen Bauteilabmessungen und Raumgewichte für die Berechnungen vorgeschlagen (allgemein für $V < 10\%$).

Tabelle 3.3 Statistische Parameter für ständige Einwirkungen (Eigengewicht)

Literatur	Verteilung	Variationskoeffizient V
Spaethe [153]	Normalverteilung	0,03–0,10
Vrouwenvelder [167]	Normalverteilung	0,03–0,07
Bachmann/Rackwitz/Schuëller [14]	Normalverteilung	0,03–0,15
Deutsch [176]	Normalverteilung	0,05
JCSS [80]	Normalverteilung	0,01–0,10

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 [34] 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 [14, 153] dienen. Eine Übersicht über statistische Parameter für übliche Hochbauten (Wohnung, Büro und Lager) gibt Tabelle 3.4.

Oben wurde bereits erwähnt, dass die veränderliche Einwirkung von der Lasteinzugsfläche abhängig ist. Dabei wurde beobachtet, dass die Streuung bei einer Vergrößerung

Tabelle 3.4 Statistische Werte für veränderliche Einwirkungen (Verkehrslast)

Literatur	Verteilung	Variationskoeffizient V
König/Marten [99]	Extremwertverteilung Typ 1	0,40 – 0,63
Spaethe [153]	Extremwertverteilung Typ 1	0,45 – 0,72
Östlund [116]	Normalverteilung	0,40
Deutsch [176]	Extremwertverteilung Typ 1	0,50 – 1,00
Pottharst [123]	Extremwertverteilung Typ 1	0,63
Bachmann/Rackwitz/Schuëller [14]	Extremwertverteilung Typ 1	0,45 – 0,72
JCSS [80]	Gamma-Verteilung	0,50 – 0,70

Tabelle 3.5 Verwendete statistische Parameter der Einwirkungen

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

der Bezugsfläche abnimmt [98, 153]. Weiterhin wurde eine Reduzierung der Streuung bei einer höheren Geschossanzahl erkannt. Einen allgemeinen Ansatz der veränderlichen Belastung kann man bei [167] 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.

Die Einwirkungen der inneren Tragfähigkeit sind die Widerstände der äußeren Tragfähigkeit, die in Abschnitt 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 [152] stellt einen Extrakt der langjährigen Untersuchungen dar.

Entsprechende Zuarbeiten sind in [4, 5, 7, 139] zu finden. In [78, 140] 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 Pfahlprobefeststellung gefordert, wenn die Tragfähigkeit des Bodens nicht bekannt ist.

Die Pfahltragfähigkeit kann durch unterschiedliche Verfahren ermittelt werden, wie z.B. durch schwere Rammsondierung oder dynamische Pfahlprobobelastung. 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 [69] zu nennen. Untersuchungen für den Frankfurter Ton, in dem die meisten der bisherigen KPP's gebaut wurden, sind in [43] und [50] gut dargestellt.

Im folgenden Teil sollen die statistischen Angaben aus der Arbeit von Elborg [43] gezeigt werden, da diese für die probabilistischen Untersuchungen herangezogen worden sind. In Bild 3.3 sind die Pfahlspitzendruckwerte als Normalverteilungsdichten aufgetragen.

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.

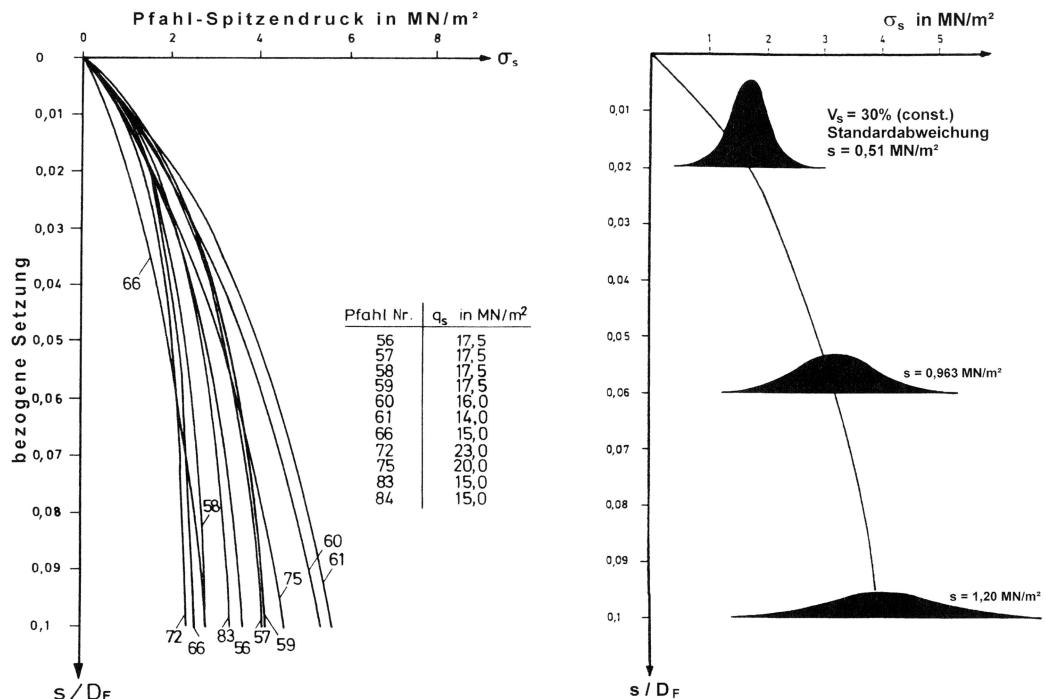


Bild 3.3 Pfahlspitzendruck von Probepfählen nach [43]

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.

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 [158] 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 [107] ergänzt werden kann, da diese miteinander korrelieren. Die Stichprobenanzahl konnte so auf insgesamt 87 erhöht werden und es wurde eine 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 Variationskoeffizient 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 [6] 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.

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

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 zwei 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 erläutert 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

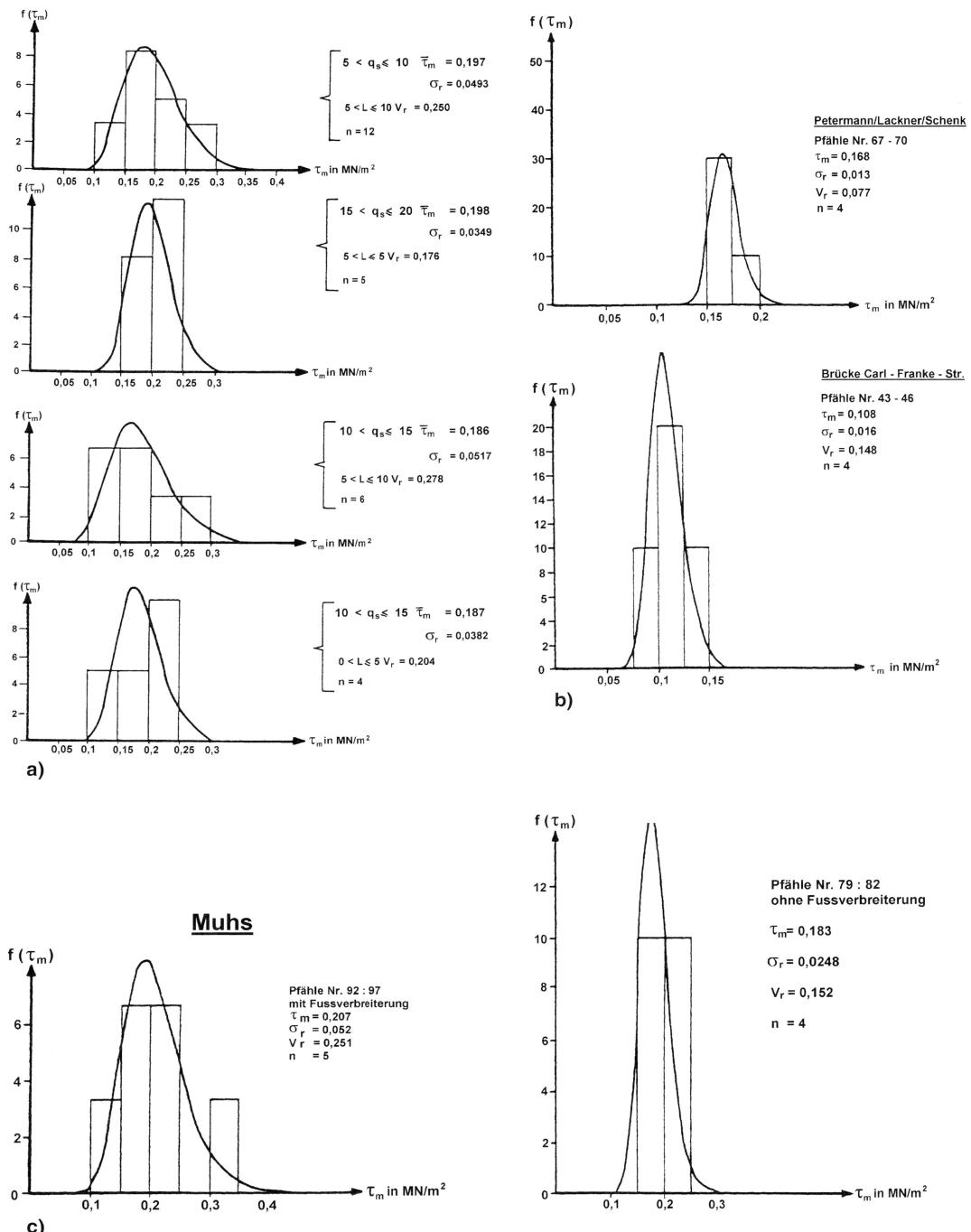


Bild 3.4 Untersuchung der Mantelreibung aus unterschiedlicher Herstellung a) bzw. b) und c) für gleiche Versuchsfelder nach [43]

Tabelle 3.6 Variationskoeffizienten V in % aus [6]

Bodenart	ϕ' , $\tan\phi'$	c'	c_u	q_u	W_n	n	e_a	S_r	C_c	$\gamma_s \gamma_d$	ρ_{pr}	W_{opt}	D_{pr}	E_S	E_{L2}	K	w_p	w_L
Kies	Kies + Sand	6–13				10–19	13–30					3–4						
	Grob-sand	7–10	(76)		(15)	(10)	(19)											
Sand	Mittel-sand	9–14	(86)		(14)	9–10	(18)					(2)						(120)
	Fein-sand	7–14	(71)		(200)	(21)	8–11	(13)										(150)
	Sand + Schluff		(14)			22–23												(160)
Schluff	Schluff	10–26 20	(66)		(130)	13–15	(22)						23–25					
	Schluff + Ton	7–29	26–31		40–49	10–46 30	17–32	9–19	25–47	(10)		(4)	21–40					(21) (20)
Ton	leicht plast.	10–26	22–55	10–	30–	6–(21)	15–	9–	25–(3)									(10) (6)
	Mittel plast.	10–19	(41)	25	40	14	(26)	21	10	39	(12)		(5)	(30)				(160) (13) (7)
	ausgepr. plast.	10–56 20	15–63	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