

Verbesserung der Angaben über die vertikale Pfahltragfähigkeit in der geplanten DIN 1054, Teil 5 "Pfahlgründungen", Teil 2

T 2244

T 2244

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

2001

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>

**Abschlußbericht zum Forschungsauftrag des
Instituts für Bautechnik Az.IV 1-5-411/8**

**VERBESSERUNG DER ANGABEN ÜBER DIE
VERTIKALE PFAHLTRAGFÄHIGKEIT IN DER GEPLANTEN
DIN 1054, TEIL 5, "PFAHLGRÜNDUNGEN", TEIL 2**

**PROF. DR.-ING. E. FRANKE
INSTITUT FÜR GRUNDBAU, BODEN- UND FELSMECHANIK
TECHNISCHE HOCHSCHULE DARMSTADT**

INHALTSVERZEICHNIS

1	GRUNDSÄTZLICHES ZU DEN SICHERHEITSNACHWEISEN FÜR PFÄHLE	1
1.1	Kritische Betrachtung der bisherigen Vorgehensweise	1
1.2	Bemessung von Pfählen nach dem Prinzip der Grenzzustände	3
1.2.1	Allgemeines	3
1.2.2	Die Sicherheitsnachweise	5
1.3	Die Sicherheitsbeiwerte, Grundsätzliches	6
1.3.1	Zur Verwendung von globalen Sicherheitswerten	6
1.3.2	Zur Verwendung von deterministischen Teilsicherheitswerten, getrennt für Spitzendruck und Mantelreibung	6
1.3.3	Zur Verwendung von probabilistisch ermittelten Teilsicherheitswerten für Spitzendruck und Mantelreibung	10
1.4	Resümee zu den grundsätzlichen Betrachtungen über Sicherheitsnachweise	13
2	ERMITTLUNG VON EMPIRISCHEN DATEN FÜR SPITZENDRUCK UND MANTELREIBUNG FÜR BOHRPFÄHLE ZUR VORBEREITUNG DER DIN 4014 (3/1990)	15
2.1	Einführung	15
2.2	Grundsätzliches zur Trennung von gemessenen Lastsetzungslinien $obs\ Q(s)$ in solche der Mantelkraft $Q_r(s)$ und der Fußkraft $Q_s(s)$	16
2.3	Das Hyperbelverfahren	17
2.4	Ermittlung von $Q_r(s)$ für Bohrpfähle	20
2.4.1	Anwendung des Hyperbelverfahrens zur Ermittlung von $Q_r(s)$ aus $obs\ Q(s)$	20
2.4.2	Ermittlung von s_{rg} des Punktes der maximalen Krümmung von $Q_r(s)$	22
2.4.3	Einfluß der Herstellungsart	26

2.4.4	Ermittlung einer Funktion der Anfangsneigung a_r	27
2.4.5	Abhängigkeit des Bruchwertes der Mantelreibung τ_{mg} von der Baugrundfestigkeit	28
2.4.6	Streuung der Mantelreibungswerte τ_{mg}	29
2.5	Ermittlung von $Q_s(s)$ für Bohrpfähle	30
2.5.1	Spitzendruck $\sigma_s(s)$ aus Messungen	30
2.5.2	Anpassung von $\sigma_s(s)$ -Werten an Meßergebnisse obs $Q(s)$	31
2.5.3	Berücksichtigung des Einflusses von Fußverbreiterungen	33
2.5.4	Einfluß der Pfahlelastizität	33
2.5.5	Durchmesserabhängigkeit des Spitzendrucks	34
2.6	Anwendung der Ergebnisse der Abschnitte 2.4 und 2.5 zur Berechnung von $Q(s)$	37
2.6.1	3 Wege zur Berechnung von cal $Q(s)$	37
2.6.2	Fehlerbetrachtung zu 2.6.1	38
3	SICHERHEITSBETRACHTUNGEN	40
3.1	Grundsätzliches	40
3.2	Ermittlung des Bemessungswertes Q_d auf probabilistischer Grundlage	40
3.3	Vergleich von probabilistisch und deterministisch (wie bisher) ermittelten Bemessungswerten Q_d	42

**Abschlußbericht zum Forschungsauftrag des
Instituts für Bautechnik Az.IV 1-5-411/8**

**VERBESSERUNG DER ANGABEN ÜBER DIE
VERTIKALE PFAHLTRAGFÄHIGKEIT IN DER GEPLANTEN
DIN 1054, TEIL 5, "PFAHLGRÜNDUNGEN", TEIL 2**

1 GRUNDSÄTZLICHES ZU DEN SICHERHEITSNACHWEISEN FÜR PFÄHLE

Vorbemerkung: Die Kenntnis des bereits publizierten Teils 1 dieses Berichts (s. Anhang 1) wird vorausgesetzt. Im folgenden werden die dort gemachten Ausführungen mit Blick auf EC 7 aktualisiert (s. dazu Anhang 2). Parallel dazu sollen diese Ausführungen als Vorlage für das europäische Pfahlkomitee dienen, dessen erste Aufgabe darin besteht, sich auf einheitliche Sicherheitsbetrachtungen zu einigen.

1.1 Kritische Betrachtung der bisherigen Vorgehensweise

Der Bemessungswert des Pfahlwiderstandes Q_d wurde bisher i.a. nach Gleichung (1.1) ermittelt:

$$Q_d \leq \frac{Q_g}{\eta} \quad (1.1)$$

η wird zunächst als Konstante betrachtet.

Q_g ist

- entweder gleich dem bei einer Probelastung betrachteten Bruchwiderstand
- oder gleich dem bei einer Probelastung erreichten Maximalwiderstand
- oder ein (empirisch) ermittelter Bruchwiderstand
- oder ein mit Bodenkennwerten (φ , c , c_u) (halbempirisch) ermittelter Bruchwiderstand

Bei Probelastungen an überwiegend auf Spitzendruck σ_s tragenden Pfählen (Spitzendruckpfählen) sind die Lastsetzungslinien $Q(s)$ i.a. mehr oder weniger stetig gekrümmt, so daß kein Bruchwiderstand erkennbar ist. In solchen Fällen wird eine Bruchsetzung s_g definiert. Weltweit am meisten verbreitet ist die Regel

$$s_g = 0,1 \cdot D_F \quad (1.2)$$

mit D_F = Pfahlfußdurchmesser, so daß

$$Q_g = Q(s_g) \quad (1.3)$$

Für $s > s_g$ wird Q_g als konstante Bruchlast betrachtet, siehe Bild 1.1a. Bei Probelastungen an überwiegend auf Mantelreibung τ_m tragenden Pfählen (Reibungspfählen) ist der Bruchwiderstand Q_{rg} i.a. an der Stelle der stärksten Krümmung der Lastsetzungslinie erkennbar, siehe Bild 1.1b im Vergleich zu Bild 1.1c. Die Setzung an dieser Stelle wird mit s_{rg} bezeichnet; sie liegt i.a. in der Größenordnung von

$$s_{rg} \approx 0,01 \dots 0,02 \cdot D \quad (1.4)$$

und ist somit kleiner als s_g (Genauerer s. Abschnitt 2.4.2). Der bei s_g ermittelte Bruchwiderstand Q_g schließt also stets den Bruchwiderstand Q_{rg} ein, wobei

$$Q_{rg} = Q(s_{rg}) = \tau_m(s_{rg}) \cdot A_m \quad (1.4a)$$

$$\tau_{mg} = \tau_m(s_{rg}) \quad (1.4b)$$

A_m = Pfahlmantelfläche

(Bei "reinen" Reibungspfählen ist $Q_g = Q_{rg}$.)

Mit der Wahl des Sicherheitsbeiwertes η in Gl.(1.1) zwischen

$$1,5 < \eta < 3 \quad (1.5)$$

wurde darauf abgezielt, sowohl einen hinreichenden Abstand vom Bruchzustand bzw. Grenzzustand 1 (GZ 1) sicherzustellen als auch Beeinträchtigungen der Gebrauchstauglichkeit des pfahlgegründeten Bauwerkes (GZ 2) auszuschließen.

Diese Vorgehensweise war solange (bis etwa 1960) möglich, wie fast ausschließlich Pfähle mit Durchmessern bis 0,5 m und Q_g -Werten von etwa 1 MN

verwendet wurden. Für den hier - bei im Vergleich zu Reibungspfählen ungünstigeren Fall von Spitzendruckpfählen dieser Art ist dann mit Gl.(1.2)

$$s_g = 0,1 \cdot D_F = 5 \text{ cm}$$

Bei (plausibler) Annahme einer quadratischen Parabel für die Lastsetzungslinie ($s \sim Q^2$) ergibt sich für $\eta = 2$ im Gebrauchszustand eine Setzung von

$$s = s_g/4 = 5/4 = 1,25 \text{ cm} \quad (1.6)$$

Für gleichbelastete Pfähle folgt daraus eine Setzungsdifferenz von erfahrungsgemäß

$$s = s/3 \dots s/4 = 0,4 \dots 0,3 \text{ cm} \quad (1.7)$$

(Bei Flachgründungen auf Einzelfundamenten ist nach Skempton/McDonald 1956 und Grant et al. 1974 $s/\Delta s = 2$, bei Pfählen wird vom Verfasser für $s/\Delta s = 3 \dots 4$ vorgeschlagen, der erste Wert für Bohrpfähle, der zweite für Ramm-
pfähle, s. auch Franke 1982.)

Setzungsdifferenzen von 3 bis 4 mm sind i.a. unschädlich und bedürfen keiner Berücksichtigung. Bei den großkalibrigen Pfählen wachsen bei Anwendung der gleichen Abschätzung mit den Gl.(1.2),(1.6),(1.7) die s -Werte jedoch auf 1 bis 2 cm im Gebrauchszustand (GZ 2), und bei den Nachweisen gegen Bauwerksversagen (GZ 1) sind sie bis zum Vierfachen größer, so daß der Nachweis nach Gl.(1.1) Schäden infolge zu großer Setzungsdifferenzen nicht mehr auszuschließen gestattet. Daher müssen auch Pfähle künftig hinsichtlich ihres Setzungsverhaltens besonders überprüft werden. (Ausführlicheres zu solchen Betrachtungen s. Anhang 1, Abschnitt 2.3 und Anhang 2, Fig.1 und zugehöriger Text.)

1.2 Bemessung von Pfählen nach dem Prinzip der Grenzzustände

1.2.1 Allgemeines

Das Prinzip, praktisch bedeutsame Grenzzustände von Bauwerken getrennt zu betrachten, ist nicht neu; man findet es bereits in der DIN 1054 (1976). Es wird in den Eurocodes lediglich einheitlich angewendet. Dort wird zwischen den Grenzzuständen (GZ)

- "Tragwerksversagen" (GZ 1) und
- "Verlust der Gebrauchstauglichkeit" (GZ 2)

unterschieden.

Die Anwendung der Bemessungsmethode nach dem Prinzip der Grenzzustände erfordert die Kenntnis der (nicht-linearen) Lastsetzungslinie $Q(s)$ von Pfählen. Diese muß entweder aus Probelastungen bekannt sein oder sie muß mit den setzungsabhängigen Funktionen

- des Spitzendrucks $\sigma_s(s)$ und
- der Mantelreibung $\tau_m(s)$

unter Verwendung von A_s = Pfahlfußfläche und A_m = Pfahlmantelfläche errechnet werden.

$$Q(s) = \sigma_s(s) \cdot A_s + \tau_m(s) \cdot A_m = Q_s(s) + Q_r(s) \quad (1.8)$$

(Dabei wird die Wechselwirkung zwischen Spitzendruck und Mantelreibung zur Vereinfachung vernachlässigt.) Das Ergebnis zeigt Bild 1.2.

Anmerkung:

Für den Fall, daß $Q(s)$ nicht als Ergebnis einer Probelastung vorliegt und nach Gl.(1.8) errechnet werden muß, ist folgendes zu beachten:

- a) Bis heute gibt es keine allgemein anerkannte Theorie zur Berechnung von $Q(s)$, weil die Installation von Pfählen in den Baugrund diesen verändert, und zwar unterschiedlich je nach Pfahltyp, Bodenart und -zustand. Daher ist nach DIN 1054 (1976), Abschnitt 5.6 die Verwendung von Gl. (1.8) nur zulässig, wenn empirisch gesicherte Funktionen des Spitzendruckes $\sigma_s(s)$ und der Mantelreibung $\tau_m(s)$ in Abhängigkeit von der Setzung s vorliegen.
- b) Statt $\tau_m(s)$ wird vereinfachend ein bilinearer Verlauf angenommen, der lediglich die Kenntnis des Bruchwertes der Mantelreibung $\tau_{mg} = \tau_m(s_{rg})$ und der zugehörigen Bruchsetzung s_{rg} gemäß Gl.(1.4) voraussetzt (s. Bilder 1.1 und 1.2). Falls $\tau_m(s)$ in Wirklichkeit einen Maximalwert erreicht und dann auf einen geringeren Residualwert abfällt, muß bei bilinearem Ansatz des Mantelreibungsverlaufs im Einzelfall entschieden werden, wie τ_{mg} und s_{rg} angemessen - auf der sicheren Seite - zu wählen sind.

1.2.2 Die Sicherheitsnachweise

Nachweise gegen Versagen im Grenzzustand 1 (GZ 1) des Tragwerksversagens

- A) infolge Bruch (Ausbildung eines Bruchmechanismus) im Boden der Pfahlumgebung. Der Bemessungswert (Index d) ist dann gemäß Gln.(1.1), (1.2) und (1.3)

$$Q_{d1A} \leq \frac{Q(s_g)}{\eta_{1A}} = \frac{Q_g}{\eta_{1A}} \quad (1.9)$$

- B) infolge Bruch des Tragwerkes oder von Tragwerksteilen als Folge zu großer Bauwerksdeformationen, speziell zu großer Setzungsdifferenzen Δs . Zu diesen bruchauslösenden Setzungsdifferenzen Δs ist die entsprechende Setzung s_{1B} (für jeden individuellen Einzelfall) zu ermitteln. Der Bemessungswert ist dann gemäß Gl.(1.1)

$$Q_{d1B} \leq \frac{Q(s_{1B})}{\eta_{1B}} \quad (1.10)$$

- C) infolge Bruch des Pfahlmaterials, wobei mit Q_{d1C} entsprechend den Regeln für das betreffende Material die Bedingung zu erfüllen ist

$$Q_{d1C} \geq Q_{d1A} \text{ bzw. } Q_{d1B} \quad (1.11)$$

- D) Nachweis gegen Versagen im Grenzzustand 2 (GZ 2) des Verlustes der Gebrauchstauglichkeit. Wie im Fall B des GZ 1 ist die entsprechende Bauwerksdeformation, speziell durch Setzungsdifferenzen Δs (für jeden individuellen Einzelfall) und die entsprechende Pfahlsetzung s_2 zu ermitteln. Dann ist

$$Q_{d2} \leq \frac{Q(s_2)}{\eta_2} \quad (1.12)$$

Anmerkung:

Aus der Momenten- oder Horizontalbelastung von Pfählen entstehende Biegebeanspruchungen führen i.d.R. nicht zu Grenzzuständen 1 und 2, so daß lediglich die übliche Querschnittsbemessung gemäß den Materialeigenschaften vorzunehmen ist.

1.3 Die Sicherheitsbeiwerte, Grundsätzliches

1.3.1 Zur Verwendung von globalen Sicherheitsbeiwerten

Globale Sicherheitsbeiwerte η sollen zum einen den Zweck erfüllen, einen hinreichend großen Abstand vom Bruchzustand zu gewährleisten, damit bei Streuung von δQ (als Einwirkung betrachtet) die Vergrößerung der Setzungen δs sich in Grenzen hält (s. Bild 1.3); zum anderen sollen sie die Streuung der Widerstände (Bodeneigenschaften) unschädlich machen.

Die bisher in Gebrauch befindlichen η -Werte für den Grenzzustand 1 (bei Pfählen normalerweise zu 2 gewählt) haben sich im Großen und Ganzen bewährt. $\eta = 2$ ist bisher unabhängig davon angewendet worden, ob Versagen durch Bruch im Boden oder durch zu große Setzungen verursacht wurde, d.h.

$$\eta_{1A} = \eta_{1B} = 2,0 \quad (1.13)$$

Als Sicherheit gegen den Verlust der Gebrauchstauglichkeit ist bisher

$$\eta_2 = 1,0 \quad (1.14)$$

verwendet worden.

Im Prinzip ist die Gleichsetzung von η_{1A} und η_{1B} nicht ganz korrekt. Bild 1.4 zeigt, daß η_{1A} die Streuung des Lastsetzungsverhaltens längs der Q-Achse, η_{1B} dagegen die Streuung längs der s-Achse ausdrücken muß und daß daher die η -Werte nicht gleich sein dürften. Im Rahmen der Erkenntnisse, die über die Streuung von Lastsetzungslinien vorhanden sind, erscheint es jedoch vertretbar, $\eta_{1A} = \eta_{1B}$ zu setzen, zumal diese Gleichsetzung bei Verwendung von η -Werten zwischen 1,5 und 2 seit Jahrzehnten keinen Anlaß für Korrekturen gegeben hat.

1.3.2 Zur Verwendung von deterministischen Teilsicherheitswerten, getrennt für Spitzendruck und Mantelreibung

Bei der Diskussion um den Eurocode 7 über Gründungen ist die Einführung von Teilsicherheitsbeiwerten für Spitzendruck und Mantelreibung in Betracht gezogen worden. Die dabei erforderliche Vorgehensweise soll im folgenden dargestellt werden.

Je nach Streuung müssen unterschiedliche Teilsicherheitswerte für den Spitzendruck η_s und die Mantelreibung η_r definiert werden. Deren Anwendung setzt voraus, daß der Spitzendruck $\sigma_s(s)$ und die Mantelreibung $\tau_m(s)$ als Funktionen der Pfahlsetzung gegeben sind. Im Falle von Probelastungen müßten sie z.B. getrennt gemessen werden. Die Ermittlung der Bemessungswerte Q_d wird mit Hilfe von Bild 1.5 und den Gl.(1.9a) und (1.10a) bis (1.10f) erläutert.

Es muß dann statt der Gl.(1.9) geschrieben werden:

$$\begin{aligned}
 Q_{d1A} &\leq \frac{\sigma_s(s_g)}{\eta_{s1A}} \cdot A_s + \frac{\tau_m(s_{rg})}{\eta_{r1A}} \cdot A_m \\
 &= \frac{Q_s(s_g)}{\eta_{s1A}} + \frac{Q_{rg}}{\eta_{r1A}} \quad (1.9a)
 \end{aligned}$$

(s_g und s_{rg} s. Gl.(1.2) und (1.4))

Außerdem muß - wie bei der Auswertung von Probelastungen ohne getrennte Messung von $\sigma_s(s)$ und $\tau_m(s)$ - gelten:

$$Q_{d1A} \leq \frac{Q_g}{\eta_{1A}} = \frac{Q_s(s_g)}{\eta_{s1A}} + \frac{Q_{rg}}{\eta_{r1A}} \quad (1.9b)$$

woraus für η_{1A} folgt :

$$\eta_{1A} = \frac{\eta_{s1A} \cdot \eta_{r1A} \cdot Q_g}{\eta_{r1A} \cdot Q_s(s_g) + \eta_{s1A} \cdot Q_{rg}} \quad (1.9c)$$

Anmerkung:

Man erkennt aus Gl.(1.9c), daß η_{1A} eigentlich für jeden individuellen Fall in Abhängigkeit davon ermittelt werden müßte, aus welchen Anteilen $Q_s(s_g)$ und Q_{rg} sich Q_g (entsprechend Gl.1.8) zusammensetzt. Wenn wir darauf bei der Auswertung von Probelastungen mit Gl.(1.9), bei denen nur Q_g gegeben ist, keine Rücksicht nehmen, so bedeutet das, daß

$$\eta_{s1A} = \eta_{r1A} = \eta_{1A} \quad (1.9d)$$

gesetzt wird, woraus mit Gl.(1.8) die Gl.(1.9) aus Gl.(1.9b) folgt

$$Q_{d1A} \leq \frac{Q_g}{\eta_{1A}} \quad (1.9)$$

Nur für diesen Fall ist also $\eta_{1A} = \text{const.}$ eigentlich gültig. Entsprechendes gilt übrigens auch im Zusammenhang mit Gl.(1.21).

Man beachte: Gl.(1.9c) ist im Unterschied zu den entsprechenden Gln.(1.10c) und (1.10f) nicht setzungsabhängig.

Im Zusammenhang mit Gl.(1.10) sind 2 Fälle zu unterscheiden:

$$\begin{array}{l} \text{Fall B1)} \\ \text{Fall B2)} \end{array} \quad \begin{array}{l} s_{1B1} < s_{rg} \\ s_{rg} < s_{1B2} < s_g \end{array}$$

Statt Gl.(1.10) ist zu schreiben:

Fall B1)

$$\begin{aligned} Q_{d1B1} &\leq \frac{\sigma_s(s_{1B1})}{\eta_{s1B}} \cdot A_s + \frac{\tau_m(s_{1B1})}{\eta_{r1B}} \cdot A_m \\ &= \frac{Q_s(s_{1B1})}{\eta_{s1B}} + \frac{Q_r(s_{1B1})}{\eta_{r1B}} \end{aligned} \quad (1.10a)$$

Da im Ergebnis der Anwendung der Teilsicherheiten η_{s1B} und η_{r1B} dasselbe Ergebnis wie bei Anwendung der Gl.(1.10) auf ein Probelastungsergebnis mit η_{1B} herauskommen muß, gilt außerdem analog zur Gl.(1.9b)

$$Q_{d1B1} \leq \frac{Q(s_{1B1})}{\eta_{1B}} = \frac{Q_s(s_{1B1})}{\eta_{s1B}} + \frac{Q_r(s_{1B1})}{\eta_{r1B}} \quad (1.10b)$$

Für diesen Fall hat bereits Whitaker (1976) nachgewiesen, daß bei Wahl eines konstanten Wertes $\eta_{1B} = \text{const.}$ für η_{s1B} und η_{r1B} die Ermittlung setzungsabhängiger Funktionen $\eta_{s1B}(s)$ und $\eta_{r1B}(s)$ erforderlich wäre, welche die Bedingung

$$\eta_{1B} = \frac{\eta_{r1B}(s) \cdot \eta_{s1B}(s) \cdot (1 + Q_{rg}/Q_s(s_g))}{\eta_{s1B}(s) \cdot Q_{rg}/Q_s(s_g) + \eta_{r1B}(s)} \quad (1.10c)$$

erfüllen. Diese Ermittlung ist nicht praktikabel.

Anmerkung:

Gl.(1.10c) zwingt zu dem Schluß, daß - ähnlich wie schon in Verbindung mit Gl.(1.9c) gefolgert - η_{1B} in Abhängigkeit davon definiert werden müßte, aus welchen Anteilen $Q_s(s_g)$ und Q_{rg} sich Q_g (s. Gl.(1.8)) zusammensetzt, wobei hier zusätzlich $\eta_{s1B}(s)$ und $\eta_{r1B}(s)$ auch setzungsabhängig wären.

Fall B2:

In diesem Fall ist $s_{1B2} > s_{rg}$, d.h. $\tau_m(s_{1B2}) = \tau_{mg} = \tau_m(s_{rg})$ (s. Gl.1.4b) und $\eta_{r1B} = 1$

$$\begin{aligned} Q_{d1B2} &\leq \frac{\sigma_s(s_{1B2})}{\eta_{s1B}} \cdot A_s + \tau_{mg} \cdot A_m \\ &= \frac{Q_s(s_{1B2})}{\eta_{s1B}} + Q_{rg} \end{aligned} \quad (1.10d)$$

Wieder müßte bei Anwendung der Teilsicherheitswerte η_{s1B} und η_{r1B} dasselbe Ergebnis wie bei Auswertung einer Probelastung mit Gl.(1.10) und η_{1B} herauskommen, d.h. es müßte gelten

$$Q_{d1B2} \leq \frac{Q(s_{1B2})}{\eta_{1B}} = \frac{Q_s(s_{1B2})}{\eta_{s1B}} + Q_{rg} \quad (1.10e)$$

Die Gl.(1.10c) von Whitaker (1976) führt hier zu dem Ergebnis, daß bei Verwendung eines konstanten Wertes $\eta_{1B} = \text{const.}$ der Teilsicherheitsbeiwert η_{s1B} gemäß Gl.(1.10f) die Werte der folgenden Tabelle erfüllen bzw. ebenfalls setzungsabhängig angegeben werden müßten:

$$\eta_{s1B} = \frac{\eta_{1B}}{1 + \frac{Q_{rg}}{Q_s(s_g)} (1 - \eta_{1B})} \quad (1.10f)$$

Aus Gl.(1.10f) folgt

$Q_{rg}/Q_s(s_g)$	0	0,25	0,5	0,75	1	>1
η_{s1B}	2	2,67	4	8	∞	<0

Die unsinnigen Werte am Schluß der Tabelle bedeuten, daß die Voraussetzung $s_{1B2} > s_{rg} - s$. Bild 1.5 - nicht erfüllt ist, d.h. $\eta_{r1B} > 1$ gewählt werden muß. Insgesamt zeigt sich auch hier, daß die Anwendung von Teilsicherheiten getrennt für Spitzendruck und Mantelreibung nicht praktikabel ist.

Anmerkung:

Auch hier wäre die Anwendung unterschiedlicher η_s - und η_r -Werte auf die Pfahlfußkraft $\sigma_s \cdot A_s = Q_s$ und die Pfahlmantelkraft $\tau_m \cdot A_m = Q_r$ prinzipiell denkbar. Da jedoch bei Pfahlgründungen in jedem individuellen Einzelfall andere Verhältniswerte von A_s/A_m bzw. $Q_s(s_g)/Q_{rg}$ auftreten, ist es zweckmäßig, der einfachen Vorgehensweise zu folgen, mit der man das vermeiden kann und die nun auch schon seit 15 Jahren in DIN 4014 eingeführt ist. Dabei wird aus bekannten Werten von $\sigma_s(s)$ und $\tau_m(s)$ die Lastsetzungslinie $Q(s)$ wie auf Bild 1.2 ermittelt, auf welche dann die Gl.(1.9),(1.10) und (1.12) wie auf die aus einer Probelastung gewonnene Lastsetzungslinie angewendet werden.

Ohne hier weitere Einzelheiten auszubreiten, sei darauf hingewiesen, daß die gleichen Betrachtungen wie zu den Fällen B1 und B2 zum Grenzzustand 2 (Fall D1 mit $s_{2D1} < s_{rg}$ und Fall D2 mit $s_{rg} < s_{2D2} < s_g$) anzustellen wären.

1.3.3 Zur Verwendung von probabilistisch ermittelten Teilsicherheitswerten für Spitzendruck und Mantelreibung

Wie die kurze Ableitung im Appendix von Anhang 2, Gl.(9) bis (12) zeigt, muß bei dieser Betrachtung

$$R_d \geq S_d \quad \text{bzw.} \quad Q_d \geq S_d \quad (1.15)$$

nachgewiesen werden. R sind die hier Q genannten Pfahlwiderstände, S sind die Einwirkungen. Der Index d kennzeichnet wieder Bemessungswerte. Nach dem probabilistischen Sicherheitskonzept müssen Teilsicherheitsbeiwerte γ_M auf

die Mittelwerte der Basisvariablen, das sind hier m_{σ_s} für den Spitzendruck σ_s und m_{τ_m} für die Mantelreibung τ_m angewendet werden, d.h.

$$\gamma_{M\sigma_s} \quad \text{und} \quad \gamma_{M\tau_m} \quad (1.16)$$

Auf der Einwirkungsseite müßten entsprechende γ_F -Werte verwendet werden, was hier der Einfachheit halber unterbleibt; stattdessen wird ein Wichtigkeitsfaktor $\tilde{\alpha} = 0,8$ auf der Widerstandsseite verwendet (s. Anhang 1, Gl.17). Dann kann man (statt Gl.13 im Appendix von Anhang 2 bzw. Gl.17a, 17b in Anhang 1) schreiben:

$$Q_d = m_{\sigma_s} (1 - \tilde{\alpha} \cdot \alpha_{\sigma_s} \cdot \beta \cdot V_{\sigma_s}) \cdot A_s + m_{\tau_m} (1 - \tilde{\alpha} \cdot \alpha_{\tau_m} \cdot \beta \cdot V_{\tau_m}) \cdot A_m \geq S_d \quad (1.17)$$

Statt Gl.(1.17) wird dann geschrieben

$$Q_d = \frac{m_{\sigma_s}}{\gamma_{M\sigma_s}} \cdot A_s + \frac{m_{\tau_m}}{\gamma_{M\tau_m}} \cdot A_m \geq S_d \quad (1.18)$$

Der Vergleich der Gl.(1.17) und (1.18) ergibt die Teilsicherheitsbeiwerte

$$\gamma_{M\sigma_s} = 1 / (1 - \tilde{\alpha} \cdot \alpha_{\sigma_s} \cdot \beta \cdot V_{\sigma_s}) \quad (1.19)$$

$$\gamma_{M\tau_m} = 1 / (1 - \tilde{\alpha} \cdot \alpha_{\tau_m} \cdot \beta \cdot V_{\tau_m}) \quad (1.20)$$

Außerdem müßte wieder für den Fall, daß man Lastsetzungslinien aus Probebelastungen ohne Trennung von Spitzendruck und Mantelreibung hat, in Verbindung mit der Gl.(1.10) gelten:

$$Q_d = \frac{Q(s)}{\gamma_M} = \frac{m_{\sigma_s}(s)}{\gamma_{M\sigma_s}} \cdot A_s + \frac{m_{\tau_m}(s)}{\gamma_{M\tau_m}} \cdot A_m \geq S_d \quad (1.18a)$$

Nun muß aber gleichzeitig mit $Q(s) = m_{\sigma_s}(s) \cdot A_s + m_{\tau_m}(s) \cdot A_m = \bar{Q}_s(s) + \bar{Q}_r(s)$ in sinngemäßer Abwandlung von Gl.(1.8) gelten

$$Q_d = \frac{Q(s)}{\gamma_M} = \frac{m_{\sigma_s}(s)}{\gamma_M} \cdot A_s + \frac{m_{\tau_m}(s)}{\gamma_M} \cdot A_m \quad (1.18b)$$

Aus der Gleichsetzung von Gl.(1.18a) und (1.18b) folgt

$$\begin{aligned} \gamma_M &= \frac{(m_{\sigma S} \cdot A_S + m_{\tau M} \cdot A_M) \cdot \gamma_{M\sigma S} \cdot \gamma_{M\tau M}}{\gamma_{M\tau M} \cdot m_{\sigma S} \cdot A_S + \gamma_{M\sigma S} \cdot m_{\tau M} \cdot A_M} \\ &= \frac{(\bar{Q}_S + \bar{Q}_R) \cdot \gamma_{M\sigma S} \cdot \gamma_{M\tau M}}{\gamma_{M\tau M} \cdot \bar{Q}_S + \gamma_{M\sigma S} \cdot \bar{Q}_R} \end{aligned} \quad (1.21)$$

Man erkennt, daß γ_M nicht auch nur bereichsweise als konstante Größe begründet werden kann. Dabei handelt es sich im Prinzip um die gleichen Ursachen, die in den 3 Anmerkungen nach den Gl.(1.9c), (1.10c) und (1.10f) angegeben wurden.

Andererseits wird ein γ_M in Gl.(1.18b) entsprechender konstanter η -Wert in den Gl.(1.9) und (1.10) seit Jahrzehnten ohne bekannte nachteilige Folgen verwendet. So kann an dieser Stelle nur die Schlußfolgerung gezogen werden, daß sich die bisher verwendeten konstanten η -Werte nicht in der gezeigten Weise probabilistisch begründen lassen und daß auch konstante Teilsicherheitsbeiwerte γ_M nicht begründbar sind. Der Nachweis, daß die Anwendung konstanter η - bzw. γ_M -Werte nach Gl.(1.1) bzw. Gl.(1.18a) und (1.18b) trotzdem praktikabel ist, kann nur auf mehr summarische Weise durch Kalibrierung wie in Abschnitt 3.3 erbracht werden.

Nur der Vollständigkeit halber sollen weitere Möglichkeiten der Teilsicherheitsbeiwerte-Begründung vorgestellt werden:

Aus Gl.(1.17) könnte man auch die Teilsicherheiten

$$\gamma_{M\sigma S} = A_S / (1 - \tilde{\alpha} \cdot \alpha_{\sigma S} \cdot \beta \cdot V_{\sigma S}) \quad (1.22)$$

$$\gamma_{M\tau M} = A_M / (1 - \tilde{\alpha} \cdot \alpha_{\tau M} \cdot \beta \cdot V_{\tau M}) \quad (1.23)$$

ableiten. Schon als Folge der Tatsache, daß A_S und A_M in Gl.(1.22) bzw. (1.23) enthalten sind, ist klar, daß diese Werte in jedem Einzelfall andere und daher unbrauchbar sind.

Schließlich zeigt die Gleichsetzung von Gl.(1.17) mit Gl.(1.10) - letztere in sinngemäß abgewandelter Form - folgendes:

$$\begin{aligned}
Q_d = \frac{Q}{\gamma_M} &= m_{\sigma_s} (1 - \tilde{\alpha} \cdot \alpha_{\sigma_s} \cdot \beta \cdot V_{\sigma_s}) \cdot A_s + m_{\tau_m} (1 - \tilde{\alpha} \cdot \alpha_{\tau_m} \cdot \beta \cdot V_{\tau_m}) \cdot A_m \geq S_d \\
&= \frac{\bar{\sigma}_s \cdot A_s}{\gamma_M} + \frac{\bar{\tau}_m \cdot A_m}{\gamma_M}
\end{aligned} \tag{1.24}$$

Mit $\bar{\sigma}_s = m_{\sigma_s}$ und $\bar{\tau}_m = m_{\tau_m}$ folgt dann

$$\frac{1}{\gamma_M} = (1 - \tilde{\alpha} \cdot \alpha_{\sigma_s} \cdot \beta \cdot V_{\sigma_s}) \tag{1.25}$$

$$\frac{1}{\gamma_M} = (1 - \tilde{\alpha} \cdot \alpha_{\tau_m} \cdot \beta \cdot V_{\tau_m}) \tag{1.26}$$

eine Falsifikation, weil Gl.(1.25) \neq Gl.(1.26) ist.

1.4 Resümee zu den grundsätzlichen Betrachtungen über Sicherheitsnachweise

Wie die Betrachtungen unter 1.1 gezeigt haben, muß man künftig verschiedene Grenzzustände i gemäß 1.2 untersuchen, die z.T. in Abhängigkeit von der Pfahlsetzung zu definieren sind. Das setzt die Kenntnis der nicht-linearen Lastsetzungslinie der Pfähle $Q(s)$ voraus, die entweder mit Probelastungen ermittelt oder mit setzungsabhängigen Werten von Spitzendruck und Mantelreibung errechnet werden muß. Liegt die Lastsetzungslinie vor, so können - wie in Abschnitt 1.3.1 gezeigt - die in den Eurocodes vorgesehenen Sicherheitsnachweise in der einfachen Form der Gln.(1.1)(1.9)(1.10)(1.12)

$$Q_{di} \leq \frac{Q(s_i)}{\eta_i}$$

geführt werden, wobei sich die Bemessungswerte Q_{di} ergeben.

Unter 1.3.2 wurde gezeigt, daß die Verwendung von deterministischen Teilsicherheitswerten, getrennt angewendet auf Spitzendruck und Mantelreibung, nicht praktikabel und nicht zweckmäßig ist. Die fehlende Praktikabilität zeigt sich bei der Ableitung der Gl.(1.9a) bis (1.9d) und der Gl.(1.10a) bis (1.10f) insofern, als sich herausstellt, daß die Teilsicherheitswerte

von der Pfahlgeometrie A_s/A_m bzw. von Q_s/Q_r abhängen und z.T. sogar setzungsabhängig ermittelt werden müßten, was praktisch nicht realisierbar ist. Die Unzweckmäßigkeit dieser Vorgehensweise liegt insofern auf der Hand, als in vielen Fällen nur die Gesamt-Lastsetzungslinie bekannt wird, weil die Kenntnis getrennter Werte von Spitzendruck und Mantelreibung - wie bei den meisten Probelastungen - fehlt.

Unter 1.3.3 wird gezeigt, daß neben den unter 1.3.2 geschilderten Schwierigkeiten beim Versuch, deterministische Teilsicherheitswerte auf Spitzendruck und Mantelreibung anzuwenden, die probabilistische Ableitung solcher Teilsicherheitswerte zusätzliche Schwierigkeiten bereitet. Das zeigt sich besonders eindrucksvoll am Versuch der Anwendung der einfachen Gln.(1.1), (1.9), (1.10), (1.12) in der Form der Gl.(1.18b), die Gl.(1.21) zum Ergebnis hat. Aus der letzteren geht hervor, daß die Verwendung konstanter Sicherheitswerte wie in Gln.(1.1), (1.9), (1.10), (1.12) eigentlich überhaupt nicht gerechtfertigt ist.

Diesen Ergebnissen Rechnung tragend, kann die Verwendung der Gln.(1.9), (1.10), (1.12) nur durch einen mehr summarischen Vergleich mit Ergebnissen nach der β -Methode, d.h. durch Kalibrierung wie in Abschnitt 3.3, gerechtfertigt werden.

2 ERMITTLUNG VON EMPIRISCHEN DATEN FÜR SPITZENDRUCK UND MANTELREIBUNG FÜR BOHRPFÄHLE ZUR VORBEREITUNG DER DIN 4014 (3/1990)

2.1 Einführung

Wie sich aus Abschnitt 1 ergeben hat, benötigt man zur Berechnung der Lastsetzungslinien $Q(s)$ nach Gl.(1.8) Daten des Spitzendrucks $\sigma_s(s)$ und der Mantelreibung $\tau_m(s)$, und zwar setzungsabhängig. Zur weiteren Begründung dieser Bemühungen s. Anhang 1, Abschnitte 2.1, 2.2 und 2.3.

Zur Ermittlung von Daten über $\sigma_s(s)$ und $\tau_m(s)$ wurden Probelastungsergebnisse gesammelt. Es liegen 166 Ergebnisse von Bohrpfählen in überwiegend rolligem und von 129 in überwiegend bindigem Boden vor. Qualität und Umfang der Unterlagen über die einzelnen Probelastungen sind sehr unterschiedlich. Die Anforderungen an die Unterlagen hinsichtlich der Be- und Auswertbarkeit zeigt Bild 2.1, wobei im Idealfall auch noch Spitzendruck und Mantelreibung (s. Bilder 1.1b und 1.1c) getrennt gemessen sind. Da diese Anforderungen häufig nicht erfüllt sind, wurde mit der Auswertung der Fälle begonnen, in denen die Unterlagen besonders gut und vollständig waren (in denen auch getrennte Messungen von Spitzendruck und Mantelreibung vorlagen). Diese Auswerteergebnisse wurden dann auf die Fälle mit weniger vollständigen Unterlagen angewendet. Das war zur besseren Adjustierung der gefundenen Daten an die Realität erforderlich, weil die Fälle mit weniger vollständigen Unterlagen den größeren Anteil der verfügbaren Probelastungsergebnisse umfaßten.

Diese Vorgehensweise ist inzwischen immer weiter vervollkommenet und verfeinert worden, ohne daß diese Entwicklung bereits abgeschlossen wäre. (Daher müssen ältere Ergebnisse auch immer wieder neu angefaßt werden.) Die Verfeinerungen bestehen vor allem in der Verbesserung der Analyse von Lastsetzungslinien $Q(s)$ mit dem Ziel, aufgrund der unterschiedlichen Form der Arbeitslinien von Spitzendruck $\sigma_s(s)$ und Mantelreibung $\tau_m(s)$ (s. dazu Bild 1.1) bzw. der entsprechenden Pfahlfuß- und Pfahlmantelkräfte $Q_s(s)$ und $Q_r(s)$ deren Anteile an $Q(s)$ zu ermitteln.

2.2 Grundsätzliches zur Trennung von gemessenen Lastsetzungslinien obs $Q(s)$ in solche der Mantelkraft $Q_r(s)$ und der Fußkraft $Q_s(s)$

Bild 2.2 zeigt den Fall, daß $Q(s)$, $Q_s(s)$ und $Q_r(s)$ einander proportional sind, d.h. z.B.

$$Q_s(s) = \text{const} \cdot Q_r(s) \quad (2.1)$$

woraus folgt

$$Q(s) = Q_s(s) + Q_r(s) = Q_s(s)(1 + \text{const}) \quad (2.2)$$

In diesem Falle ist eine Trennung von $Q(s)$ in $Q_s(s)$ und $Q_r(s)$ nicht möglich.

Nur dann, wenn sich die auf Bild 1.1a gezeigte unterschiedliche Form der Arbeitslinien von $\sigma_s(s)$ und $\tau_m(s)$ und entsprechend von $Q_s(s) = \sigma_s(s) \cdot A_s$ sowie $Q_r(s) = \tau_m(s) \cdot A_m$ auf den Krümmungsverlauf längs $Q(s)$ auswirkt (s. dazu die Beispiele in den Bildern 1.1b und 1.1c), besteht die Möglichkeit, allein aus der Form der aus Probelastungen gewonnenen Lastsetzungslinien $Q(s)$ die Anteile der Pfahlfuß- und Pfahlmantelkraft $Q_s(s)$ und $Q_r(s)$ und daraus $\sigma_s(s)$ und $\tau_m(s)$ zu ermitteln.

In diesem Bericht ist das fast ausschließlich mit Hilfe der Anwendung des Hyperbelverfahrens, international als "Chins Method" bezeichnet, geschehen (Chin 1970, Christow 1968). Wie gesagt, sind seit dem Abschluß der Arbeiten für diesen Bericht weitere Verfeinerungen der Analysemethoden erreicht worden. Damit werden weltweit durchgeführte Bemühungen fortgesetzt; neben den Arbeiten von Chin sind hier zu erwähnen van der Veen (1953), van Weele (1957), Hanna (1971), De Beer/van Impe (1977), van Impe/van den Broeck/Thooft (1988), Schmertmann (1987).

Das neue Konzept der Trennung von $Q(s)$ in $Q_s(s)$ und $Q_r(s)$ beruht auf einem Probierversfahren: Wie aus den Bildern 1.1a und 1.1b sowie 1.2 hervorgeht, müssen bei Setzungen, die größer als die zur Auslösung der Bruchmantelreibung erforderlichen sind, d.h. bei

$$s > s_{rg} \approx 0,01 \dots 0,02 \cdot D \quad (1.4)$$

die Verläufe von $Q(s)$ und $Q_s(s)$ parallel sein, weil von da an $Q_r(s)$ etwa konstant ist. Es gilt also, durch Probieren Werte von s_{rg} und vom Bruchwert

$$Q_{rg} = \tau_{mg} \cdot A_m \quad (2.3)$$

zu finden (s. auch Gl.1.4a und 1.4b), mit denen die gemessene Lastsetzungslinie $Q(s)$ möglichst genau getroffen wird. Dabei sind plausible Annahmen für die Funktionen $\sigma_s(s)$ und $\tau_m(s)$ bzw. für τ_{mg} und s_{rg} zu treffen.

Die Qualität der mit solchen Analysen, d.h. mit $\sigma_s(s)$ und $\tau_m(s)$, errechneten Lastsetzungslinien (s. Bild 2.3)

$$\text{cal } Q(s) \quad (2.4a)$$

an die gemessenen

$$\text{obs } Q(s) \quad (2.4b)$$

wird durch den Fehler

$$y(s) = \frac{\text{obs } Q(s) - \text{cal } Q(s)}{\text{obs } Q(s)} \quad (2.5)$$

ausgedrückt. Daneben wird die Fehlerfläche

$$\int_{s=0}^{s=0,1 \cdot D_F} y(s)^2 \cdot ds = \text{Minimum} \quad (2.6)$$

verwendet.

Durch Anwendung von $\sigma_s(s)$ - und $\tau_m(s)$ - Werten für die verschiedenen Fälle der Pfahlgeometrie (schlanke Pfähle mit $A_m \gg A_s$, bei gedrunenen Pfählen mit $A_m \approx A_s$) in den unterschiedlichen Bodenschichten wird durch Minimierung der Fehler nach Gl.(2.6) und (2.7) dann erreicht, daß praktisch verwendbare Mittelwerte von $\sigma_s(s)$ und $\tau_m(s)$ gewonnen werden. Deren Streuung ist durch die Wahl von angemessenen Sicherheitswerten in den Gl.(1.9)(1.10)(1.12) unschädlich zu machen. Im folgenden werden dazu Einzelheiten dargestellt.

2.3 Das Hyperbelverfahren

Es gibt eine ganze Reihe von Vorschlägen, die Lastsetzungslinien $Q(s)$ von Pfählen durch passende Funktionen anzunähern (z.B. van der Veen 1953, De Beer 1967, Schöffner 1967, Chin 1970, Mazurkiewicz 1972). Sie sind daraufhin untersucht worden, inwieweit sie sich zur Extrapolation von Lastsetzungslinien eignen, wenn diese Probelastungen nicht bis zu der in Gl. (1.2) genannten Setzung $s_g = 0,1 \cdot D_F$ ausgeführt wurden. (Das kommt nicht

selten vor, weil die Probelastungsvorrichtungen häufig aus falscher Sparsamkeit nicht stark genug konstruiert werden, oder wo man sich mit dem Nachweis für den η -fachen geplanten Bemessungswiderstand begnügt.) Unbeschadet dessen, daß sich bei genauerer Untersuchung herausgestellt hat, daß das Hyperbelverfahren die gemessenen Lastsetzungslinien von Pfählen nicht immer zufriedenstellend und interpretierbar annähert, wurde es verwendet, weil sich ein Hyperbelstück wie auf Bild 2.4a (als Lastsetzungslinie $Q(s)$) nach einer einfachen Koordinatentransformation als Gerade wie auf Bild 2.4b darstellen läßt.

Anmerkung:

Bei Verwendung der Gl.(2.8) statt Gl.(2.7) zur Ermittlung der Konstanten a und b ist zu beachten, daß ein Ausgleich der Streuung von Meßwerten mittels linearer Regression im $s/Q, s$ -Koordinatensystem bei Rücktransformation ins Q, s -System nicht mit der Einhaltung des Prinzips der minimalen Varianz für letzteres verbunden ist. Dieser Fehler wird im Rahmen der im vorliegenden Fall erforderlichen und erreichbaren Genauigkeit in Kauf genommen.

Das Hyperbelverfahren drückt die Lastsetzungslinie $Q(s)$ durch die Funktion

$$Q(s) = \frac{s}{a+b \cdot s} \quad (2.7)$$

im Q, s -Koordinatensystem aus. Durch die Umformung

$$\frac{s}{Q(s)} = a+b \cdot s \quad (2.8)$$

wird aus Gl.(2.7) eine Gerade im $s/Q, s$ -Koordinatensystem. Der Ordinatenabschnitt von Gl.(2.8)

$$a = \tan \alpha \quad (2.9)$$

gibt die Anfangsneigung der Lastsetzungslinie wieder, die Geradenneigung

$$b = \tan \beta \quad (2.10)$$

bestimmt die Asymptote der Lastsetzungslinie im Q, s -System (s. Bild 2.4). Liegen also einige Punkte Q, s vor, so gestatten diese die Zeichnung einer Geraden im $s/Q-s$ -System und man kann mittels a und b den vollständigen Verlauf der Lastsetzungslinie $Q(s)$ zeichnen.

Zu beachten ist, daß die additive Überlagerung zweier Funktionen der Art der Gl.(2.7) keine Funktion ergibt, die wieder eine Geradendarstellung gemäß Gl.(2.8) zuläßt. Dementsprechend kann man die Gl.(2.7) und (2.8) entweder auf die Gesamtlastsetzungslinie $Q(s)$ oder auf die Mantelkraftsetzungslinie $Q_r(s)$ und die Fußkraftsetzungslinie $Q_s(s)$ eines Pfahles anwenden, d.h. die Aufsummierung der beiden letzteren ergibt keine Hyperbel nach Gl.(2.7).

Bild 2.5 zeigt die Anwendung des Hyperbelverfahrens auf die Lastsetzungslinie einer Probelastung, die bis zur Setzung s_g nach Gl.(1.2) dargestellt ist. Man erkennt, daß die mit Gl.(2.10) errechnete asymptotische Maximallast

$$Q_f = \frac{1}{b} \quad (2.11)$$

größer als die mit Gl.(1.3) definierte Bruchlast Q_g ist.

Diese seit langem bekannte Folge der Anwendung des Hyperbelverfahrens ist insofern zu beachten, als die Berücksichtigung der Zunahme des Pfahlwiderstandes $Q(s)$ für Setzungen $s > s_g = 0,1 \cdot D_F$ nach Gl.(1.2) unzweckmäßig ist. Denn erfahrungsgemäß gibt es zum einen kaum Fälle praktischer Relevanz, in denen s_{1B} größer als s_g ist, zum anderen ist es erforderlich, in den vielen Fällen, in denen an der mehr oder weniger kontinuierlich gekrümmten Lastsetzungslinie aus Probelastungen kein Bruchzustand erkennbar ist, einen international akzeptierten Vergleichswert, eben $Q_g = Q(s_g)$ zu definieren. Würde man diese Grenze bei s_g nicht definieren, so würde mit dem Q_f -Wert nach Gl.(2.11) ein Wert angegeben, der bis zu 30% größer als Q_g sein kann und der somit für Vergleichszwecke brauchbar wäre. Die Konsequenz: Wenn man also mit dem Hyperbelverfahren die Lastsetzungslinie einer Probelastung $Q(s)$ über die Meßwerte hinaus extrapoliert wie auf Bild 2.5, so ist nicht der Q_f -Wert als Bruchwiderstand zu verwenden, sondern $Q_g = Q(s_g)$ nach Gl.(1.3), selbst wenn Q_f dem physikalisch echten Bruchzustand näher käme. (Es hat sich jedoch gezeigt, daß in vielen Fällen der Asymptotenwert $Q_f = 1/b$ unzutreffend hohe Werte ergeben würde; deshalb darf man auch nicht über den durch Beobachtungen gesicherten Bereich hinaus extrapolieren.)

Diese Ausführungen sollten zeigen, daß man die mit dem Hyperbelverfahren erhaltenen Ergebnisse nicht unkritisch verwenden darf. Bild 2.6 zeigt schematisch, welche "Hyperbelgeraden" nach Gl.(2.8) man im Einzelfall erhalten kann. Bild 2.7 zeigt das am Fall einer Probelastung, wo zuerst ein Zugversuch und dann ein Druckversuch am gleichen Pfahl ausgeführt wurde. Nach dem Zugversuch mußte bei Beginn des Druckversuches erst wieder Kraftschluß unter dem Pfahlfuß hergestellt werden. Bild 2.8 zeigt das Ergebnis einer eigenen Probelastung.

2.4 Ermittlung von $Q_r(s)$ für Bohrpfähle

2.4.1 Anwendung des Hyperbelverfahrens zur Ermittlung von $Q_r(s)$ aus obs $Q(s)$

Nach den Ausführungen unter 2.2 und mit Bild 2.6 kann verständlich gemacht werden, wie man mit Hilfe des Hyperbelverfahrens Spitzendruck und Mantelreibung trennen kann, wenn sie bei einer Probelastung nicht getrennt gemessen wurden. Zu diesem Zweck ist zunächst aus den Meßdaten $Q(s)$ die Darstellung gemäß Gl.(2.8) im s/Q - s - Koordinatensystem zu zeichnen. Es zeigt sich in den meisten Fällen, daß - wie auf Bild 2.6c - sich der $Q(s)$ -Verlauf in einer zunächst flacheren Gerade, die dann in eine steilere übergeht, wie z.B. auf Bild 2.9 abbildet. Dabei ist im ersten, flachen Teil die Mantelreibung bestimmend, weil diese mit der Setzungszunahme schneller anspringt - s. die Arbeitslinien von Bild 1.1.

Eine Ursache dafür ist, daß bei Bohrpfählen die Bohrlochsohle mehr oder weniger durch den Bohrvorgang gestört wird. Das bewirkt, daß der volle Kraftschluß, der den Spitzendruck zur Wirkung kommen läßt, i.a. erst nach Anfangssetzungen in der Größenordnung von 1 cm zustandekommt. Die Mantelreibung ist jedoch bei Setzungen dieser Größenordnung i.a. schon weitgehend ausgenutzt.

Die andere Ursache für den unterschiedlichen Verlauf der Arbeitslinien gemäß Bild 1.1 ist der Unterschied der Verformungs- und Bruchmechanismen von Spitzendruck und Mantelreibung. Bei der Mantelreibung findet der Bruch längs der Mantelfläche A_m in einer schmalen Scherzone statt, deren Dicke von wenigen Millimetern bis höchstens in die cm-Größenordnung reicht. Für den Vor-Bruch- Verformungszustand kann man mit der Elastizitätstheorie (s. auch unter 2.4.2) zeigen, daß bei langen Pfählen die zur Aktivierung gleicher Mantelreibungsspannungen τ_m erforderlichen Pfahlsetzungen mit dem Pfahldurchmesser zunehmen. Man findet $s \approx 0,01 \cdot D$ nach Cooke (1975) in guter Übereinstimmung mit den Erfahrungen für steife tertiäre Tone. Unter dem

Pfahlfuß wird das Baugrundverhalten eher durch das Modell der Aufweitung eines sphärischen Hohlraums unter Innendruck beschrieben, in den der Pfahl unter der Wirkung des Spitzendruckes σ_s "versinkt" (s. z.B. Vesic 1972). Die an der Verformung beteiligten Baugrundvolumina sind im Bruchzustand am Pfahlmantel und am Pfahlfuß um Größenordnungen verschieden. Das muß als eine weitere Ursache des unterschiedlichen Verlaufs der Arbeitslinien von Bild 1.1a angesehen werden.

Einen Fall besonders großer erforderlicher Kraftschlußsetzungen findet man bei Prodinger (1984). Dort wird über Probelastungen von 3 wie Bohrpfähle verwendeten Schlitzwandelementen berichtet. Eines von diesen hatte das auf Bild 2.10 dargestellte Lastsetzungsverhalten mit 2 cm erforderlicher Kraftschlußsetzung. (Vergleiche auch Bild 2.10 mit Bild 2.6c).

Die Tabelle in Bild 2.10c zeigt, wie die Trennung von $Q(s)$ in $Q_r(s)$ und $Q_s(s)$ vorgenommen werden kann. Aus der ersten flachen Geraden, die sich bei Auftragung nach Gl.(2.8) ergibt, errechnet man den Verlauf von $Q_r(s)$, kann $Q_r(s)$ von $Q(s)$ abziehen und $Q_s(s)$ erhalten nach Gl.

$$Q_s(s) = Q(s) - Q_r(s) \quad (2.12)$$

Anmerkung:

Dieser Weg ist im Rahmen der Forschungen, die in diesem Bericht dargestellt werden, nicht ausschließlich beschränkt worden. Daneben sind auch die $Q_r(s)$ -Linien (und daraus s_{rg} und τ_{mg}) sowie die $Q_s(s)$ (aus gemessenen σ_s -Werten) getrennt ermittelt und zusätzlich nach Gl.(2.5) und (2.6) bzw. Bild 2.3 an gemessenen $Q(s)$ -Linien adjustiert worden.

Bild 2.11 zeigt für den Fall der Probelastung von Prodinger (1984), wie mit zunehmender Setzung s der Anteil des Spitzendruckes bzw. der Pfahlfußkraft Q_s am Gesamtwiderstand Q zunimmt. Bis zu 1 cm Setzung übernimmt die Mantelreibung fast 100% der Pfahllast.

Die Möglichkeit, Spitzendruck und Mantelreibung mit dem Hyperbelverfahren unter Verwendung von Gl.(2.12) voneinander zu trennen, stößt dann an Grenzen, wenn die Mantelreibung das Lastsetzungsverhalten in Nullpunktnähe nicht hinreichend dominiert. Das wird mit den Bildern 2.12 bis 2.16 demonstriert für 3 angenommene Fälle mit gegebenen gleichen $Q_r(s)$ -Verläufen, jedoch unterschiedlichen $Q_s(s)$ -Verläufen für ein und denselben Pfahl von 1 m Durchmesser. Auf Bild 2.12 sind $Q_s(s)$ -Linien alternativ bei $s = 0$ und bei $s = 1$ cm (= Kraftschlußsetzung) eingezeichnet. Bild 2.14 zeigt, daß der $Q_r(s)$ -Verlauf für die bei $s = 0$ ansetzenden $Q_s(s)$ -Linien nur für den Fall 1

(s. Bild 2.13) hinreichend zutreffende Ergebnisse liefert. Setzen dagegen die $Q_s(s)$ -Linien bei $s = 1$ cm an (auf Bild 2.12 gestrichelt), so ergeben sich im Vergleich zu Bild 2.13 die Verläufe von Bild 2.15 und im Vergleich zu Bild 2.14 die von Bild 2.16. Man erkennt, daß hier die $Q_r(s)$ -Linie für alle 3 Fälle zutreffend ermittelt werden kann. Lediglich im Fall 3, in dem der Spitzendruck überwiegt, sind die verfügbaren Meßwerte für die Bestimmung der $Q_r(s)$ -Linie nicht ausreichend. (Das war auch der Anlaß, die Forschungen mit anderen Methoden zur Trennung von $\sigma_s(s)$ und $\tau_m(s)$ fortzusetzen.

2.4.2 Ermittlung von s_{rg} als Punkt der maximalen Krümmung von $Q_r(s)$

Mit Blick auf die möglichst einfache Handhabung der DIN 4014 wurde ein bilinearer Verlauf der Mantelreibung bzw. der Pfahlmantelkraft vorgesehen, so daß man statt einer komplizierteren Funktion für $Q_r(s)$ bzw. der Mantelreibung $\tau_m(s)$ lediglich im $Q(s)$ -Diagramm die Kraftordinate

$$Q_{rg} = \tau_{mg} \cdot A_m \quad (2.3)$$

und die Setzungsordinate s_{rg} benötigt, von der an $\tau_m = \tau_{mg}$ ist und Q_{rg} konstant bleibend angenommen werden darf (s. dazu auch Bild 1.2). Mit Gl.(1.2) war - um im Abschnitt 1 bereits argumentieren zu können - s_{rg} provisorisch mit

$$s_{rg} = 0,01 \dots 0,02 \cdot D \quad (1.2)$$

eingeführt werden. Eine Gleichung dieser Art ergibt sich für einen langen, schlanken Pfahl wie folgt mit der Elastizitätstheorie, wenn man sinngemäß nach Cooke (1975) vorgeht:

$$\pi \cdot D \cdot \Delta L \cdot \tau_m = \pi \cdot 2 \cdot r \cdot \Delta L \cdot \tau \quad (2.13)$$

D = Pfahldurchmesser

L = Pfahllänge

r = beliebiger Radius um die Pfahlachse $\geq D/2$

τ = Schubspannung im Abstand r , $\tau = \tau_m$ für $r = D/2$

$$\frac{\partial s}{\partial r} = \frac{\tau}{G} = \frac{\tau_m \cdot D}{2 \cdot G \cdot r} \quad (2.14a)$$

$$G = \text{Schubmodul des Bodens} = \frac{E}{2(1+\mu)}$$

$$s_r = \frac{\tau_m \cdot D}{2 \cdot G} \cdot \ln r \Big|_{D/2}^R = \frac{\tau_m \cdot D}{2 \cdot G} \cdot \ln \frac{R}{D/2} = \frac{\tau_m \cdot D}{2 \cdot G} \ln(2 \cdot n) \quad (2.14b)$$

$R = n \cdot D =$ Reichweite der Pfahlsetzungen s

Für steifen London Ton und den Frankfurter Ton ist erfahrungsgemäß $\mu \cong 0,5$ und damit $G \cong E/3$, ferner $E \cong 200 \cdot c_u$ (mit $c_u =$ Scherfestigkeit nach DIN 18137) und $\tau_{mg} \cong 0,5 \cdot c_u$. Daraus folgt

$$s_r = \frac{3}{800 \cdot \tau_{mg}} \cdot \tau_m \cdot D \cdot \ln(2 \cdot n) \quad (2.14c)$$

und mit $n \approx 10$ sowie mit $\tau_m = \tau_{mg}$ für den Bruchzustand $s_r = s_{rg}$ folgt Gl.(1.2).

$$s_{rg} = \frac{3}{800} \cdot D \cdot \ln 20 = 0,01 \cdot D$$

Die Annahme gemäß Gl.(1.2) ist zwar sehr verbreitet, gilt genau aber nur für ∞ -lange Pfähle und ist bisher nie durch systematische Untersuchungen anhand von Meßergebnissen begründet worden. Im Rahmen dieser Forschungen sollte die Größe von s_{rg} daher genauer festgestellt werden. Zu diesem Zweck ist s_{rg} gleich der Setzung am Punkt der stärksten Krümmung k der Pfahlmantelkrafthyperbel $Q_r(s)$ gesetzt worden

$$s_{rg} \cong s_{rk} \quad (2.15)$$

Die zugehörige Pfahlmantelkraft ist entsprechend (s. Bild 2.17)

$$Q_{rk} = Q(s_{rk}) < Q_{rf} = \frac{1}{b_r} \quad (2.16)$$

Wie der Vergleich der Mantelkrafthyperbel mit der entsprechenden, später benutzten bilinearen Darstellung auf Bild 2.17 zeigt, liegt Q_{rk} auf der sicheren Seite.

Um in der beschriebenen Weise zu $s_{rg} = s_{rk}$ -Werten zu kommen, müssen aus den verfügbaren Pfahlmantelkraft-Setzungslinien $Q_r(s)$ (es waren 246) miteinander vergleichbare Daten gewonnen werden.

Entsprechend Gl.(2.11) gilt für die Pfahlmantelkraft Q_r

$$Q_{rf} = \frac{1}{b_r} \quad (2.17)$$

Die Krümmung ebener Kurven errechnet sich wie folgt:

$$K = \frac{y''(x)}{(1+y'^2)^{3/2}} \quad (2.18)$$

Für den Punkt der maximalen Krümmung muß die Ableitung von Gl.(2.18) Null sein

$$K' = \frac{y''' \cdot (1+y'^2)^{3/2} - y'' \cdot 3/2(1+y'^2)^{1/2} \cdot 2y' \cdot y''}{(1+y'^2)^3} = 0 \quad (2.19)$$

daraus folgt

$$K' = 0 \quad \text{für} \quad y''' \cdot (1+y'^2) = 3y' \cdot y''^2 \quad (2.19a)$$

für die Hyperbel der Form

$$Q_r(s) = \frac{s}{a_r + b_r \cdot s} \quad (2.20)$$

ergeben sich folgende Ableitungen

$$Q_r'(s) = \frac{a_r}{(a_r + b_r \cdot s)^2} \quad (2.21)$$

$$Q_r'' = \frac{-2a_r \cdot b_r}{(a_r + b_r \cdot s)^3} \quad (2.22)$$

$$Q_r''' = \frac{6a_r \cdot b_r^2}{(a_r + b_r \cdot s)^4} \quad (2.23)$$

Einsetzen von Gl.(2.21) bis (2.23) in Gl.(2.19a) und Auflösen mit der Bedingung $(a_r + b_r \cdot s) \neq 0$ führt zur Bestimmungsgleichung für die Setzung am Punkt maximaler Krümmung

$$1 = \frac{a_r^2}{(a_r + b_r \cdot s)^4} \quad (2.24)$$

daraus folgt:

$$a_r = (a_r + b_r \cdot s)^2 \pm \sqrt{1} \quad (2.24a)$$

Für den zur Beschreibung von $Q_r(s)$ verwendeten Hyperbelast muß $a_r > 0$ sein. Außerdem muß s_k eine reelle Zahl sein. Daher ist in Gl.(2.24a) nur das positive Vorzeichen der Wurzel möglich, und es ergeben sich folgende Gleichungen für den Punkt maximaler Krümmung

$$s_{rk} = \frac{-a_r + \sqrt{\frac{a_r}{\sqrt{1}}}}{b_r} \quad (2.25)$$

$$Q_{rk} = \frac{1 - \sqrt{a_r \cdot \sqrt{1}}}{b_r} \quad (2.26)$$

Hinweis: $\sqrt{1}$ muß bei Verwendung dimensionsbehafteter Größen 'mitgeschleift' werden;
 $\sqrt{1}$ hat hier die Dimension [Kraft/Länge]

Die Bilder 2.18 bis 2.25 zeigen Auswerteergebnisse für 151 Pfähle in rolligem und für 95 Pfähle in bindigem Boden. Die Bilder 2.18 und 2.22 zeigen die Setzungen $s_{rk} \cong s_{rg}$ für rolligen bzw. bindigen Boden in Abhängigkeit von der Pfahlmantelkraft Q_{rk} . Die Bilder 2.20 und 2.24 zeigen die Anfangsneigung $a_r = \tan \alpha$ der Mantelkrafthyperbeln ebenfalls in Abhängigkeit von Q_{rk} . Auf den übrigen Bildern sind entsprechende Mittelwerte von \bar{s}_{rk} und \bar{a}_r und die Standardabweichungen angegeben.

Aus Bild 2.18 für rollige Böden folgt die in DIN 4014 (2/1990) übernommene Gleichung

$$s_{rg} \cong 0,5 \text{ cm} + 0,5 \text{ cm/MN} \cdot Q_{rg} \text{ MN} \leq 3 \text{ cm} \quad (2.27)$$

In Übereinstimmung mit der Elastizitätstheorie ergibt sich, daß die Bruchmantelreibung τ_{mg} unabhängig vom Pfahlschaftdurchmesser D ist, die zu ihrer Aktivierung erforderliche Setzung s_{rg} jedoch mit der Bruchzustands-Pfahlmantelkraft Q_{rg} zunimmt.

Anmerkung:

Wie Gl.(1.2) zeigte, sollte s_{rg} eigentlich nur von D abhängig sein. Aus der Ableitung in Abschnitt 2.4.2 ersieht man, daß das nur für unendlich lange Pfähle exakt richtig ist, bei denen jeder Horizontalschnitt eine Antimetrieebene ist mit $\sigma_z = 0$ im Boden seitlich des Pfahls. Bei Pfählen endlicher Länge ist die Einführung von $s_{rg} = f(Q_{rg})$ mit geringerer Streuung verbunden.

Da die Gl.(2.27) für bindige Böden auf der sicheren Seite liegt (s. Bild 2.26), wird sie mit Blick auf die erreichbare Genauigkeit für rollige und bindige Böden verwendet. Aus den Bildern für $a_r = f(Q_r)$ folgt, daß der Mantelreibungswiderstand wie bei $s_{rk} = f(Q_{rk})$ für kleinere Pfahldurchmesser bei vergleichsweise geringeren Relativverschiebungen zwischen Pfahl und Boden aktiviert wird. (Die Annahme konstanter \bar{a}_r -Werte wie bei Rollberg 1985 kann - wie aus Bild 2.28 erkennbar wird - also Ungenauigkeiten zur Folge haben.) Bild 2.27 zeigt, daß die Mittelwerte \bar{a}_r für Pfähle in rolligen und bindigen Böden praktisch gleich groß sind, wenngleich aus den Bildern 2.28 und 2.29 mit den Einhüllenden der a_r -Werte hervorgeht, daß bei bindigem Boden eine Konzentration im Bereich kleinerer Werte vorhanden ist.

2.4.3 Einfluß der Herstellungsart

Die bis hierher behandelten $151 + 95 = 246$ Pfähle in rolligem und bindigem Boden sind in konventioneller Weise, d.h. mit Bohrrrohr hergestellt worden. Von Pfählen, die ohne Bohrrrohr mit Flüssigkeitsstützung der Bohrungswand hergestellt wurden, lagen vergleichsweise weniger Ergebnisse vor, welche nur nach Augenschein beurteilt werden konnten. Die Bilder 2.30 bis 2.33 zeigen einige Ergebnisse, die den Schluß gestatten, daß im Rahmen der erreichbaren Genauigkeit nicht zwischen den beiden genannten Herstellungsarten unterschieden werden muß, weil die mit Flüssigkeitsstützung hergestellten Pfähle ein eher günstigeres Tragverhalten aufweisen.

Neuerdings dringen die Schneckenbohrpfähle auf dem Markt vor. Für Pfähle dieser Art gibt es noch nicht genug Daten, um sie in den Vergleich einbeziehen zu können. (Bei gelungener Herstellung sollten sie eher noch besseres Tragverhalten aufweisen, doch sind sie andererseits stärker von der Herstellungsqualität abhängig als die hier betrachteten Pfähle, so daß größere Streuung der Daten zu befürchten ist.)

2.4.4 Ermittlung einer Funktion für die Anfangsneigung a_r

Um eine Mantelkraft-Setzungslinie $Q_r(s)$ ggf. genauer als mit dem bilinearen Verlauf der DIN 4014 angeben zu können, wird $Q_r(s)$ als Hyperbel dargestellt. Hierfür benötigt man neben b_r gemäß Gl.(2.20) auch a_r . Dieser Wert kann aus Bild 2.20 für rollige Böden abgeleitet werden und liegt dann - wie gezeigt - für andere Böden und für andere Herstellungsarten auf der sicheren Seite.

Bild 2.34 zeigt oben Bild 2.20. Bei Division der Ordinatenwerte durch D und alternativ durch L werden die Bildteile b und c gewonnen. Nähert man die Mittelwertkurven der 3 Diagramme von Bild 2.24 als Hyperbeln an, so müßten sie durch

$$a_r = \frac{c_1}{Q_{rk}}$$

bzw.
$$\frac{a_r}{D} = \frac{c_2}{Q_{rk}}$$

bzw.
$$\frac{a_r}{L} = \frac{c_3}{Q_{rk}}$$

darstellbar sein mit konstanten c_i -Werten. Nach Bild 2.35 ergibt sich in etwa c_2 als konstant, d.h. mit $c_2 = c$ ist

$$a_r = c \cdot \frac{D}{Q_{rk}} \quad (2.28)$$

Für die Mittelwertkurve ist

$$c = 0,009 \quad (2.28a)$$

und für eine Einhüllende auf der sicheren Seite ist

$$c = 0,007 \quad (2.28b)$$

2.4.5 Abhängigkeit des Bruchwertes der Mantelreibung τ_{mg} von der Baugrundfestigkeit

Für rollige Böden wird diese aus Sondierergebnissen bestimmt (vorzugsweise aus dem Sondierwiderstand q_s der Drucksonde nach DIN 4094), für bindige Böden aus c_u (der "undrännierten" Scherfestigkeit), die mit Scherversuchen oder Flügelsondierungen ermittelt wird.

Bild 2.36 zeigt τ_{mg} (nach Gl.2.3) in Abhängigkeit vom Sondierwiderstand q_s . Da die Bohrpfahlherstellung selbst gute Böden verschlechtert, ist die lineare Zunahme von τ_{mg} bei $q_s = 15$ MPa begrenzt worden. Entsprechendes gilt bei $c_u = 0,2$ MPa.

Die jetzt in DIN 4014(3/1990) aufgenommenen Tabellen der τ_{mg} -Werte (dort nur mit τ_m bezeichnet) sind auf Bild 2.63 dargestellt. Die Tabellenwerte begrenzen den Bereich linearer Zunahme der Mantelreibung bis s_{rg} , die dann konstant gleich τ_{mg} gesetzt wird. Die τ_{mg} -Werte sind aus der Adjustierung von errechneten Kurven $cal Q(s)$ unter Verwendung von Gl.(2.5) und (2.6) entstanden (s. auch Bild 2.3).

Bei einer eigenen Probelastung für das Braunkohlenkraftwerk Wachtberg wurden die Ergebnisse gemäß Bild 2.37 erhalten (s. auch Franke/Schwab 1986). Es ergab sich, daß die Reibungswerte f_s der Drucksonde (mit Reibungsglied nach Begemann) sowohl im rolligen als auch im bindigen Boden recht gut τ_{mg} entsprachen. Unter Nutzung bekannter Zusammenhänge R_f zwischen f_s und q_s gemäß Bild 2.38 kann mit

$$R_f = \frac{f_s}{q_s} \quad (2.29)$$

$$\tau_{mg} \approx f_s \approx q_s \cdot R_f \quad (2.30)$$

dann nach Gl.(2.30) errechnet werden. Diese Vorgehensweise wurde bei 33 Bohrpfählen in rolligen Böden ausprobiert und lieferte die Ergebnisse von Bild 2.39. Daraufhin wurde dieses Verfahren in die Datenbewertung dieser Forschungen einbezogen.

Wie Bild 2.39 zeigt, ergibt sich mit Gl.(2.30)

$$f_s \cdot A_m \approx Q_{rk} \quad (2.31)$$

bzw.

$$Q_{rg} \approx Q_{rk} \quad (2.31a)$$

d.h. man darf näherungsweise

$$Q_{rg} \approx f_s \cdot A_m \quad (2.31b)$$

setzen.

2.4.6 Streuung der Mantelreibungswerte τ_{mg}

Bei Verwendung von Mittelwerten für τ_{mg} über die Pfahllänge, ermittelt aus q_s nach Gl.(2.30), ergab sich die Verteilung von Bild 2.40 für 44 Bohrpfähle in rolligen Böden. Für die 3 größten Gruppen von 12+12+9=33 Pfählen war es möglich zu prüfen, ob die Streuungen mit größerer Pfahllänge (entsprechend der Vorstellung einer Serienschaltung von Widerständen) kleiner werden. Zu diesem Zweck wurden die Pfähle in 2 Gruppen mit

$$\begin{aligned} 0 &< L < 5 \text{ m} \\ 5 \text{ m} &< L < 10 \text{ m} \end{aligned}$$

unterteilt. Die Ergebnisse von Bild 2.41 gestatten keine solche Schlußfolgerung.

Da die für die Bilder 2.40 und 2.41 verwendeten Bohrpfähle von verschiedenen Herstellern und von verschiedenen Orten stammen, sollte die Streuung verglichen werden, die sich für Pfähle von gleichem Versuchsfeld ergibt. Solche Daten sind auf Bild 2.42 verarbeitet. Hier zeigt sich, daß im Vergleich zu Bild 2.41 geringere Streuungen eintreten (abgesehen von der herstellungsbedingt immer größeren Streuung für Pfähle mit Fußverbreiterung im Bild 2.42). Bei einer summarischen Beurteilung der Bilder 2.41 und 2.42 erscheint es gerechtfertigt, mit einem Variationskoeffizienten

$$V_r = 0,2 \quad (2.32a)$$

zu rechnen.

Zu der bereits in Verbindung mit Bild 2.40 angeschnittenen Frage, ob längere Pfähle wegen der Serienschaltung von Mantelreibungswiderständen geringere Streuung aufweisen, wurde untersucht, ob solches bei Drucksondiererergebnissen in rolligem Boden auftritt, die ja mit Pfählen vergleichbar sind.

Ein Beispiel wird an Sondierergebnissen von Stocker (1980) demonstriert (das insofern eher zu günstig ist, als der sondierte Boden bei der Bewertung von Baugrunduntersuchungsergebnissen als ziemlich homogen anzusehen ist).

Die Auswertung in Bild 2.43 zeigt, daß keine Verminderung des Variationskoeffizienten allein wegen großer Pfahlänge gerechtfertigt ist, d.h. selbst in "homogenem" Boden ist die Streuung dafür zu groß.

2.5 Ermittlung von $Q_s(s)$ für Bohrpfähle

2.5.1 Spitzendruck $\sigma_s(s)$ aus Messungen

Um erste Vorstellungen vom Verlauf des Spitzendrucks $\sigma_s(s)$ mit der Pfahlsetzung s zu entwickeln, wurden 11 Pfähle herausgesucht, bei deren Probebelastung besondere Spitzendruckmessungen ausgeführt wurden. Die Pfähle standen in rolligen Böden mit Sondierwiderständen von $q_s = 15$ bis 20 MPa. Zum Teil zeigten die zugehörigen Gesamt-Lastsetzungslinien, daß vor "Anspringen" des Spitzendrucks (wegen Auflockerung des Bodens unter dem Pfahlfuß bei der Pfahlherstellung) eine Kraftschlußsetzung erforderlich war; in diesen Fällen wurden die $\sigma_s(s) \cdot A_s = Q_s(s)$ -Linien in der auf Bild 2.12 gezeigten Weise in den Nullpunkt verschoben. Das Ergebnis waren die Spitzendrucksetzungslinien von Bild 2.44. Deren Streuung um den Mittelwert zeigt Bild 2.45. Die Mittelwertlinie läßt sich durch die Hyperbel

$$Q_s(s) = \frac{s}{a_s + b_s \cdot s} \quad (2.33)$$

ausdrücken (s. Bild 2.46). Der den Streuungen auf Bild 2.45 entsprechende Variationskoeffizient ist etwa

$$V_s = 0,30 \quad (2.32b)$$

Man kann den Variationskoeffizienten näherungsweise als konstant unabhängig von den Setzungen betrachten.

2.5.2 Anpassung von $\sigma_s(s)$ -Werten an Meßergebnisse obs $Q(s)$

Mit den in Abschnitt 2.4 geschilderten Methoden wird die Mantelreibung $\tau_m(s)$ ermittelt. Der Spitzendruck $\sigma_s(s)$ ergibt sich aus der Differenz gemäß Gl.(2.12)

$$Q_s(s) = \sigma_s(s) \cdot A_s = \text{obs } Q(s) - Q_r(s)$$

Diese Auswertung wurde - mit den $\bar{\sigma}_s(s)$ -Werten von Bild 2.45 beginnend - auf alle verfügbaren Probelastungsergebnisse, d.h. auf obs $Q(s)$ angewandt. Damit konnte eine Verfeinerung der Angaben über $\sigma_s(s)$ erreicht werden, wobei diese $\sigma_s(s)$ -Anpassung - unter Verwendung von Gl.(2.12) in vorstehender Form - mit Gl.(2.5) und (2.6) erfolgte (s.auch Bild 2.3)

Es wurden 3 Wege beschritten:

Methode I:

Bilinearer Ansatz der Mantelreibung gemäß dem Bild 1.2. Diese einfache Handhabung soll auch künftig der DIN 4014 wie schon den früheren Versionen der DIN 4014, Teil 2 (seit 1970) zugrunde gelegt werden. Abgezielt wird auf die Ermittlung "künstlicher" Lastsetzungslinien, ermittelt nach Gl.(1.8) mit Ergebnissen wie auf Bild 1.2, die charakteristische Werte auf der sicheren Seite repräsentieren.

Methode IIa:

Zielsetzung wie unter I), jedoch mit einer Hyperbel nach Gl.(2.18) als Mantelreibungssetzungslinie, deren Anfangsneigung a_r nach Gl.(2.28) und deren Asymptotenwert $1/b_r$ so gewählt wird, daß eine befriedigende, auf der sicheren Seite liegende Anpassung an die gemessenen Probelastungsergebnisse obs $Q(s)$ erreicht wird.

Methode IIb:

Es wird darauf abgezielt, mit Hyperbeln gemäß den Gl.(2.28) und (2.33) Mittelwerte von Mantelreibung und Spitzendruck zu verwenden und so zu adjustieren, daß die gemessenen Probelastungsergebnisse obs $Q(s)$ im Mittel möglichst genau getroffen werden, d.h. die Fehler nach Gl.(2.5) und Gl.(2.6) sollen Null sein (s. dazu Bild 2.3).

Bei diesen Anpassungen müssen die unterschiedlichen Baugrundfestigkeitsverhältnisse berücksichtigt werden. Meßergebnisse liegen hauptsächlich von Probelastungen in rolligem Boden mit Sondierwiderständen $q_s = 15$ bis

20 MPa vor. Für abweichende Werte muß plausibel abgeschätzt werden, welche Veränderungen für $\sigma_s(s)$ eintreten.

Bild 2.47 zeigt die für die Anpassungen I und IIa getroffenen Annahmen. Die Begrenzung bei $q_s = 25$ MPa wurde gewählt, weil höhere Baugrundfestigkeit, als diesem Wert entspricht, i.a. durch die Bohrpfahlherstellung verloren gehen dürfte. (Die Anpassung IIa ist später für die Sondierwiderstände $15 < q_s < 25$ MPa aus ebendiesen Gründen für den Weißdruck der DIN 4014, Ausgabe 3/1990 noch etwas stärker abgemindert worden.)

Auf Bild 2.48 sind die auf Mittelwerte von $Q(s)$ abzielenden Mittelwerte von $\sigma_s(s)$ dargestellt. Dabei ist die obere Kurve aus dem $1/b_s$ -Wert der Gl.2.33 abgeleitet worden, der sich aus der Mittelwertlinie von Bild 2.46 ergibt. Da - wie früher beschrieben - nicht mit den Asymptoten- bzw. Bruchwerten gerechnet werden kann, ist der Bruch aus praktischen Gründen nach Gl.(1.2) bei einer Setzung

$$s_g = 0,1 \cdot D_F \quad (1.2)$$

zu definieren. Aus der Hyperbel von Bild 2.46 ergibt sich dann die untere Kurve von Bild 2.48. (Die obere Linie von Bild 2.48 wird für den Fall gebraucht, daß man eine Pfahlfußkrafthyperbel gemäß Gl.(2.33) konstruieren will, für die dann

$$\frac{1}{b_s} = \sigma_{sf} \cdot A_s \quad (2.34)$$

mit σ_{sf} aus Bild 2.48 zur Verfügung steht. Kennt man dann einen zusätzlichen Punkt der Hyperbel - z.B. $\sigma_s(s_g) \cdot A_s$ -, so kann man bei Kenntnis von b_s die Fußkrafthyperbel zeichnen.)

Auf den Bildern 2.49, 2.50, 2.51 sind die Ergebnisse der Anpassungen I, IIa und IIb dargestellt. (Die Abweichungen der Anpassungskurven I und IIa ergeben sich aus der Hyperbelanwendung insofern, als bei Wahl gleicher Anfangsneigungen a_s mit jeweils einem gegebenen $\sigma_s(s)$ -Wert im Anfangsbereich der Kurven, z.B. $\sigma_s(s)$ für $s = 0,03 \cdot D_F$, bestimmte Asymptotenwerte $1/b_s$ folgen, s. Bild 2.52).

2.5.3 Berücksichtigung des Einflusses von Fußverbreiterungen

Es gibt eine Reihe von Probelastungsergebnissen, die zeigen, daß Pfahlfußverbreiterungen den Baugrund stärker stören als die Herstellung von Pfählen ohne solche.

Daneben kann auch die Geometrie des Pfahlfußes von Einfluß sein, wenn nämlich bei Setzung des Pfahles über der Fußverbreiterung ein Spalt entsteht und dort der Kraftschluß zwischen Pfahl und Boden verloren geht. Durch solche Ereignisse wird jedenfalls die Mantelreibung auch oberhalb dieser Stelle verschlechtert; möglicherweise wird sogar die seitliche Dehnungsbehinderung bis unter den Pfahlfuß vermindert.

Bild 2.53 zeigt, daß 2 völlig gleichartig mit etwa $3 \cdot D_F$ Abstand im gleichen Boden hergestellte Lorenz-Pfähle ziemlich unterschiedliches Setzungsverhalten hatten (Muhs 1959). Bild 2.54 zeigt, daß selbst sorgfältig hergestellte Pfähle mit Fußverbreiterung regelmäßig ein 20 bis 30 % schlechteres Setzungsverhalten haben als die gleichen Pfähle in gleichem Boden ohne Fußverbreiterung (Franke/Garbrecht 1977, s. Anhang 4). Auch bei Probelastungen von Jelinek/Koreck/Stocker (1977) wurde das gleiche beobachtet.

Als Konsequenz daraus wurde in DIN 4014 (3/1990) bestimmt, daß $\sigma_s(s)$ bei fußverbreiterten Pfählen nur zu 75 % angesetzt werden darf.

2.5.4 Einfluß der Pfahlelastizität

Bei Bohrpfählen mit Durchmessern von 0,3 m bis 3,0 m, für die DIN 4014 (3/1990) gilt, kann der Einfluß der elastischen Pfahlstauchung auf die Pfahlkopfsetzung i.d.R. vernachlässigt werden.

Um das auf simpelste Weise zu zeigen, werden folgende Berechnungsergebnisse gezeigt:

Bereich 1:	Pfähle mit	Durchmessern	$D = 0,3 \dots 0,5 \text{ m}$
		Setzung	$s = 0,5 \text{ cm} < s_{rg}$
		Mantelreibung	$\tau_m = 25 \text{ kN/m}^2$
Bereich 2:	Pfähle mit	Durchmessern	$D = 0,5 \dots 1,0 \text{ m}$
		Setzung	$s = 1,0 \text{ cm} < s_{rg}$
		Mantelreibung	$\tau_m = 25 \text{ kN/m}^2$

Bereich 3: Pfähle mit Durchmessern $D = 1,0 \dots 3,0 \text{ m}$
Setzung $s = 2 \text{ cm} \approx s_{rg}$
Mantelreibung $\tau_m = 50 \text{ kN/m}^2$

Für alle 3 Bereiche wurde ein Spitzendruckverlauf $\sigma_s(s)$ gemäß folgender Tabelle verwendet

Setzung s/D	$\sigma_s(s)$ [MN/m ²]
0,01	0,6
0,02	1,0
0,03	1,35
0,1	3,0

Als Setzung s wurden mit 0,5 bzw. 1,0 bzw. 2,0 cm Werte gewählt, die dem Gebrauchszustand der Pfähle in etwa entsprechen. Bild 2.55 zeigt dann, daß die elastischen Setzungsanteile s_{el} an der Setzung s i.d.R. unter 10 % und - für die Pfähle mit $D > 1,0 \text{ m}$ - zwischen 10 und 20 % liegen. Im Rahmen der in der Bodenmechanik überhaupt erreichbaren Genauigkeit sind das vernachlässigbare Werte.

2.5.5 Durchmesserabhängigkeit des Spitzendrucks

Als beschlossen wurde, die Vornorm DIN 4014, Teil 2 (11/1977), die nur für Großbohrpfähle galt, durch DIN 4014 (3/1990) für alle Bohrfähle zu ersetzen, stellte sich die Frage, ob man unabhängig vom Pfahldurchmesser für die Fälle, in denen an einer stetig gekrümmten Lastsetzungslinie kein Bruchzustand erkennbar ist, die Bruchsetzung nach Gl.(1.2)

$$s_g = 0,1 \cdot D_F$$

einführen kann. Zu diesem Zweck wurde die folgende Untersuchung vorgenommen:

Für alle verfügbaren Probelastungsergebnisse wurden die mit τ_m (nach Abschnitt 2.4) und σ_s (nach Abschnitt 2.5.1 bis 2.5.4) unter Verwendung von Gl.(1.8) errechneten Lastsetzungslinien

$$\text{cal } Q(s)$$

(s. Gl.2.4) mit den gemessenen

obs Q

(s.Gl.2.4a) verglichen. Dazu wurde der Fehler y nach Gl.(2.5)

$$y_i = \frac{\text{obs } Q(s_i/D_F) - \text{cal } Q(s_i/D_F)}{\text{obs } Q(s_i/D_F)}$$

für die Setzungen

$$s_i = s_{1...10} = 0,01 \cdot D_F \dots 0,1 \cdot D_F$$

der Reihe nach ermittelt (s. Bild 2.3). Auf Bild 2.56 ist ein exemplarisches Beispiel für

$$s_3 = 0,03 \cdot D_F$$

dargestellt, wo \bar{y} der Mittelwert von y für die einzelnen untersuchten Pfähle ist. Ganz ähnliche Ergebnisse wurden für die anderen s_i -Werte erzielt. Man erkennt, daß die y_i nicht abhängig von D_F sind, wenn Gl.(1.2)

$$s_g = 0,1 \cdot D_F$$

für alle Pfahldurchmesser D_F (bzw. $D_F = D$ bei Pfählen ohne Fußverbreiterung) angewendet wurde. (Das war mit $s_g = 15$ cm für rollige Böden und $s_g = 0,05 \cdot D_F$ für bindige in DIN 4014, Teil 2, 11/1977, nicht erreichbar.)

Aus diesem Ergebnis folgt die Rechtfertigung der dimensionslosen Darstellung der Setzungen in der Form $s/D_F = 0,01$ bis $0,1$.

Aus dem Verlauf von Lastsetzungslinien läßt sich folgern, daß bei Ton und lockerem Sand allein bodenartabhängige Funktionen

$$\sigma_s(s) = f(s) \quad (2.35)$$

existieren, die nicht vom Pfahldurchmesser abhängig sind. Dagegen gibt es diese Durchmesserabhängigkeit bekanntermaßen bei dicht gelagerten Sanden, bei denen statt Gl.(2.35) eine Funktion der Art

$$\sigma_s(s) = f\left(\frac{s}{D_F}\right) \quad (2.36)$$

eine gute Annäherung der gemessenen Kurvenverläufe ergibt. Aus Gl.(2.36) folgt die hyperbolische Beziehung

$$\sigma_s \cdot D_F = \text{const.} \quad (2.37)$$

(Franke 1981, s. Anhang 5). Allerdings führen die Bemühungen zur Erfassung des Verlaufs der Spitzendrucksetzungslinien $\sigma_s(s)$ bzw. $Q_s(s)$ nicht zu einem so eindeutigen Ergebnis, als daß man statt Gl.(2.37) nicht auch

$$\frac{\sigma_s(s)}{\sigma_s(s_g)} = f\left(\frac{s}{D_F}\right) \quad (2.38)$$

schreiben könnte, wobei analog Gl.(1.2),(1.3),(1.8)

$$\sigma_s(s_g) = \sigma_s(0,1 \cdot D_F) \quad (2.39)$$

ist. Eine Rechtfertigung für die eine oder die andere Annahme ist nur im Zusammenhang damit abzuleiten, mit welcher man bei Anwendung der Gl.(2.5) und (2.6) kleinere Fehler \bar{y} bzw. $\int \bar{y}$ erhält. Auf diese Weise hat sich ergeben, daß eine $\sigma_s(s)$ -Darstellung wie auf Bild 2.57a, d.h. eine Darstellung gemäß Gl.(2.38) vertretbar ist. Diese Darstellung ist dann zwangsläufig mit der auf den Bildern 2.57b und 2.57c gezeigten Durchmesserabhängigkeit verbunden. Die Verläufe von $\sigma_s(s) = f(D_F)$ auf Bild 2.57c spiegeln ebenfalls das hyperbolische Verhalten wider, das aus Gl.(2.37) hervorgeht. Jedoch ergibt sich aus Gl.(2.38) ein etwas anderes Ergebnis, nämlich

$$\sigma_s \cdot D_F = \text{const.} \cdot \sigma_s(s_g) \quad (2.40)$$

Im Ergebnis dieser Betrachtungen erkennt man, daß die Tabellenwerte gemäß Gl.(2.36) für

$$\sigma_s(s) = f\left(\frac{s}{D_F}\right)$$

in der DIN 4014 (3/1990) jedenfalls eine hyperbolische Durchmesserabhängigkeit enthalten, die durch die Anpassung der cal $Q(s)$ -Kurven an die obs $Q(s)$ -Kurven gemäß Bild 2.3 gerechtfertigt ist.

Bei Berechnungen mit einem elastoplastischen Stoffgesetz nach der FE-Methode ergibt sich das Bild 2.58, das insoweit den hyperbolischen Verlauf gemäß Gl.(2.37) bzw. (2.40) bestätigt (Meißner 1982).

2.6 Anwendung der Ergebnisse der Abschnitte 2.4 und 2.5 zur Berechnung von $Q(s)$

2.6.1 3 Methoden zur Berechnung von $cal Q(s)$

Hier ist zwischen den 3 im Abschnitt 2.5.2 beschrifteten Methoden I, IIa und IIb bei der Ermittlung des Spitzendrucks $\sigma_s(s)$ zu unterscheiden, welche die Bilder 2.49, 2.50 und 2.51 zur Folge hatten. Mit diesen 3 Vorläufen von $\sigma_s(s)$ sind auch jeweils andere Mantelreibungsverläufe $\tau_m(s)$ zur Berechnung von $Q(s)$ nach Gl. (1.8) kombiniert worden:

Methode I:

$\sigma_s(s)$ nach Bild 2.49 wurde mit einem bilinearen Verlauf von $\tau_m(s)$ kombiniert, wobei die Werte $\tau_m = \tau_{mg}$ nach Bild 2.36 in Verbindung mit s_{rg} nach Gl.(2.27) Verwendung fanden. Die entsprechenden $\sigma_s(s)$ - und $\tau_m(s)$ -Werte sind im Gelbdruck der DIN 4014(2/1987) in den auf Bild 2.63 dargestellten Tabellen 2 und 5 der DIN abgedruckt worden. (Im Weißdruck der DIN 4014 (3/1990) wurden sie z.T. noch etwas nach der sicheren Seite abgemindert, s. Bilder 2.47, 2.49)

Methode IIa:

$\sigma_s(s)$ wird als Hyperbel nach Gl.(2.33) formuliert, wobei die a_s - und b_s -Werte von Bild 2.50 anzuwenden sind. $\tau_m(s)$ wird nach Gl.(2.30) errechnet, woraus Q_{rg} nach Gl.(2.31b) folgt. Mit Q_{rg} ergibt sich

$$\frac{1}{b_r} = Q_{rg} \quad (2.41)$$

unter sinngemäßer Anwendung von Gl.(2.17). Um eine Hyperbel nach Gl.(2.18) darzustellen, wird dabei

$$a_r = 0,009 \cdot \frac{D}{Q_{rg}} \quad (2.42)$$

sinngemäß nach Gl.(2.28) verwendet. Bei dieser Verfahrensweise ergibt sich zwischen a_r und s_{rk} , der Setzung an der Stelle der maximalen Krümmung der $Q_r(s)$ -Hyperbel, der Zusammenhang von Bild 2.59.

Um die in Abschnitt 2.4.1 beschriebene Kraftschlußsetzung zu berücksichtigen, wird die aus $\sigma_s(s)$ berechnete $Q_s(s)$ -Kurve um 1 cm in Setzungsrichtung verschoben, d.h. die $Q_s(s)$ -Kurve beginnt nicht im Ursprung, sondern bei $s = 1$ cm.

Methode IIb:

Im Unterschied zu den Methoden I und II werden keine vorsichtigen (im Sinne von charakteristischen) Mittelwerte von $\sigma_s(s)$ bzw. $\tau_m(s)$ verwendet, sondern die Mittelwerte selbst (s. Abschnitt 2.5.2).

$\sigma_s(s)$ wird als Hyperbel nach Gl.(2.33) formuliert, wobei die a_s - und b_s -Werte von Bild 2.51 anzuwenden sind. $\tau_m(s)$ wird ebenfalls als Hyperbel formuliert, mit

$$a_r = 0,007 \cdot \frac{D}{Q_{rg}} \quad (2.43)$$

sinngemäß nach Gl.(2.28). $Q_{rg} = 1/b_r$ wird wie bei Methode IIa ermittelt.

Kraftschlußsetzungen werden hier nicht berücksichtigt, weil nicht auf "vorsichtige" Lastsetzungslinien abgezielt wird.

2.6.2 Fehlerbetrachtung zu 2.6.1

Bild 2.60 zeigt die Fehler $y(s/D_F)$ nach Gl.(2.5) für verschiedene Setzungen s/D_F , die sich bei Anwendung der 3 Methoden I, IIa und IIb nach Abschnitt 2.6.1 ergeben. Auf Bild 2.61 ist der Verlauf der mittleren Abweichungen $\bar{y}(s/D_F)$ für die Methoden I und IIa dargestellt; für Methode IIb ist $\bar{y}(s/D_F) \approx 0$, wie sich bei Verwendung von Mittelwerten $\bar{\sigma}_s(s)$ und $\bar{\tau}_m(s)$ ja planmäßig ergeben muß und womit die beabsichtigte Anpassung von $\sigma_s(s)$ und $\tau_m(s)$ an dieses Ziel bestätigt wird.

Die positiven mittleren Fehler $+\bar{y}_i$ liegen auf der sicheren Seite. Die die negativen \bar{y}_i -Werte kennzeichnenden Fraktile, sie liegen für Methode I im Bereich von 10 % (s. dazu die Eintragungen auf Bild 2.60 oben links), wechseln bei den Methoden I und II mit der Setzung, zeigen jedoch, daß "tendenziell" vorsichtige, auf der sicheren Seite liegende Fraktile von cal $Q(s)$ verwendet werden. Mit den auf den Bildern 2.47 und 2.49 eingezeichneten Veränderungen der Werte von Methode I zu den Werten der DIN 4014 (3/1990) nach der sicheren Seite werden für große q_s -Werte noch etwas "vorsichtigere Mittelwerte" von cal $Q(s)$ verwendet.

Daß die Fehler obs $Q(s)$ - cal $Q(s)$ für kleine Setzungen relativ größer als für große Setzungen sind, ist eine Folge der unterschiedlichen Größe der erforderlichen herstellungsbedingten Kraftschlußsetzungen der Pfähle. Da ja doch Setzungen bei 1 % des Pfahldurchmessers, verbunden mit Setzungsdifferenzen zwischen benachbarten Pfählen von erfahrungsgemäß nur 1/3 dieser Werte praktisch stets unschädlich sind, können Ungenauigkeiten bei solch kleinen Setzungen unbeachtet bleiben.

Bild 2.62 zeigt 4 Beispiele mit Vergleichen von gemessenen und nach den 3 Methoden errechneten Lastsetzungslinien. Im großen und ganzen hat die in DIN 4014 (Entw. 3/87) verwendete Methode I recht brauchbare Ergebnisse erbracht; es gibt jedoch manchmal noch unbefriedigend große Abweichungen nach der sicheren Seite. Daher werden - wie schon in den Abschnitten 2.1 und 2.2 erwähnt - weitere Anstrengungen gemacht, die Anpassung von cal $Q(s)$ an obs $Q(s)$ zu verbessern.

3 SICHERHEITSBETRACHTUNGEN

3.1 Grundsätzliches

Wie im Abschnitt 1.2 gezeigt, wird die Sicherheit im Grenzzustand I bisher durch die Gl.(1.9) und (1.10) nachgewiesen. Für beide Fälle gelten nach Abschnitt 1.3.1 die η -Werte der Tabelle 8 der DIN 1054 (11/1976), wobei sich in Deutschland über viele Jahrzehnte die Vorstellung eines sinnvollen η -Wertes von etwa 2,0 entwickelt hat. (In UK, Kanada, USA wird i.a. $\eta = 3,0$ verwendet.)

In den Abschnitten 1.3.2, 1.3.3 und 1.4 wurde dargestellt, daß die Anwendung von unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerten auf Spitzendruck und Mantelreibung auf Schwierigkeiten stößt, und daß es darüber hinaus überhaupt nicht möglich ist, bei Pfählen die Anwendung konstanter Sicherheitsbeiwerte unabhängig von der Größe der Setzungen und des in jedem Einzelfall anderen Verhältnisses von $Q_R(s)/Q_S(s)$ zu begründen (s. Gl.1.21). Die Konsequenz daraus ist, daß man Sicherheitsbeiwerte - unabhängig davon, ob sie deterministisch oder probabilistisch begründet werden - auf $Q(s)$, die Summe der Pfahlfuß- und Pfahlmantelkräfte anzuwenden hat.

Es bleibt nun die Möglichkeit, zu untersuchen, welche probabilistisch ermittelten Sicherheitsindizes $\beta = f(\gamma)$ den bisher verwendeten η -Werten entsprechen, wenn in den Gl.(1.9), (1.10) und (1.12)

$$\eta = \gamma \quad (3.1)$$

gesetzt wird.

3.2 Ermittlung des Bemessungswertes Q_d auf probabilistischer Grundlage

In der Grenzzustandsgleichung (Gl.1.15)

$$\begin{array}{l} R_d \geq S_d \\ | \\ \text{sei } R_d = Q_d(s) \end{array} \quad (3.2)$$

Wie schon in Abschnitt 1.3.3 wird die Streuung auf der Einwirkungsseite mit $\tilde{\alpha} = 0,8$ auf der Widerstandsseite berücksichtigt. Es folgt

$$Q_d(s) \leq \bar{Q}(s) - \tilde{\alpha} \cdot \beta \cdot \sigma_Q \quad (3.3)$$

mit
$$\bar{Q}(s) = \bar{Q}_s(s) + \bar{Q}_r(s) = \bar{\sigma}_s(s) \cdot A_s + \bar{\tau}_m(s) \cdot A_m \quad (3.4)$$

nach Gl.(1.8). Nach bekannter Regel ist die Standardabweichung von $Q(s)$

$$\sigma_Q(s) = \sqrt{(\sigma_{\sigma_s} \cdot A_s)^2 + (\sigma_{\tau_m} \cdot A_m)^2} \quad (3.5)$$

mit σ_{σ_s} = Standardabweichung von $\sigma_s(s)$

und σ_{τ_m} = Standardabweichung von $\tau_m(s)$

Bei logarithmischer Normalverteilung von $Q(s)$ ist

$$\zeta_Q(s) = \sqrt{\ln(1+V_Q(s)^2)} \quad (3.6)$$

$$\lambda_Q(s) = \ln \bar{Q}(s) - \frac{1}{2} \cdot \zeta_Q(s) \quad (3.7)$$

wobei sich der Variationskoeffizient $V_Q(s)$ mit Gl.(3.5) dividiert durch Gl.(3.4) ergibt zu

$$\begin{aligned} V_Q(s) &= \frac{\sigma_Q(s)}{\bar{Q}(s)} = \frac{\sqrt{(\sigma_{\sigma_s} \cdot A_s)^2 + (\sigma_{\tau_m} \cdot A_m)^2}}{\bar{\sigma}_s(s) \cdot A_s + \bar{\tau}_m(s) \cdot A_m} \\ &= \sqrt{\frac{V_{\sigma_s}^2}{\left(1 + \frac{\bar{Q}_r(s)}{\bar{Q}_s(s)}\right)^2} + \frac{V_{\tau_m}^2}{\left(1 + \frac{\bar{Q}_s(s)}{\bar{Q}_r(s)}\right)^2}} \quad (3.8) \end{aligned}$$

Für die Variationskoeffizienten V_{τ_m} und V_{σ_s} wurden nach Abschätzungen in den Abschnitten 2.4.6 und 2.5.1 die Werte

$$V_{\tau_m} = 0,2 \quad (2.32a)$$

$$V_{\sigma_s} = 0,3 \quad (2.32b)$$

erhalten, die näherungsweise als konstant, d.h. unabhängig von der Größe der Setzungen betrachtet werden. Bild 3.1 zeigt für ein Beispiel, daß V_Q bei konstanten Werten von V_{σ_s} und V_{τ_m} jedoch nicht konstant ist. Auf Bild 3.2 ist dargestellt, wie stark V_Q bei konstanten Werten von V_{σ_s} und V_{τ_m} mit Q_r/Q_s veränderlich ist als Folge der in jedem Einzelfall unterschiedlichen

Baugrundbeschaffenheit und Pfahlgeometrie A_m/A_s . Der Bemessungswert des Pfahlwiderstands

$$Q_d(s) \leq \exp [\lambda_Q(s) - \tilde{\alpha} \cdot \beta \cdot \zeta_Q(s)] \quad (3.9)$$

kann jedoch mit den Gl.(2.32)(2.34)(3.6)(3.7)(3.8) unter Verwendung der $\sigma_s(s)$ - und $\tau_m(s)$ -Werte aus den Abschnitten 2.4 und 2.5 bzw. aus den Tabellen der DIN 4014 problemlos berechnet werden.

3.3 Vergleich von probabilistisch und deterministisch (wie bisher) ermittelten Bemessungswerten Q_d

Der Vergleich wird für den Grenzzustand 1, und zwar für den Fall 1A mit

$$s_g = 0,1 \cdot D_F$$

durchgeführt. Verglichen werden deterministische Werte Q_{d1A} nach Gl.(1.9) und der als höherwertig betrachtete probabilistische Wert Q_d nach Gl.(3.9) als Referenzwert. Solche Vergleiche wurden für 33 Pfähle unterschiedlicher Abmessungen in unterschiedlichen Böden ausgeführt. (Die Pfahlnummern der 33 Pfähle finden sich in den Tabellen der Bilder 3.3a bis 3.3d; die Daten dieser Pfähle sind auf den Datenblättern des Anhangs unter diesen Nummern zu finden.)

Auf den Bildern 3.3a bis 3.3d ist der beschriebene Vergleich wie folgt dargestellt. Die Ungleichung

$$\frac{Q_{d1A} \text{ nach Gl. (1.9)}}{Q_d \text{ nach Gl. (3.9)}} \leq 1 \quad (3.10)$$

definiert die sichere Seite. Dementsprechend muß (unter Beachtung von Gl.1.9) auch gelten

$$Q_{d1A} \text{ nach Gl. (1.9)} = \frac{Q_g \text{ nach Gl. (1.3)}}{\eta_{1A}} \leq Q_d \text{ nach Gl. (3.9)}$$

oder in anderer Schreibweise

$$\frac{Q_g \text{ nach Gl. (1.3)}}{Q_d \text{ nach Gl. (3.9)}} \leq \eta_{1A} \quad (3.11)$$

Es ist nun im Sinne des Abschnittes 3.1 zu untersuchen, welcher Wert

$$Y_{M1A} \hat{=} \eta_{1A}$$

gemäß Gl.(3.1) zu wählen ist (siehe auch Abschnitt 1.4).

Zu diesem Zwecke wird η_{1A} für 4 Fälle ermittelt, indem Q_g nach Gl.(1.3) - auf die in Gl.(1.8) angegebene Weise - mit unterschiedlichen $\sigma_s(s_g)$ - und τ_{mg} -Werten nach den in Abschnitt 2.6.1 angegebenen 3 Methoden sowie nach DIN 4014, 3/90 (s. Bild 2.63) bestimmt wird. Der Referenzwert Q_d nach Gl.(3.9) wird in allen 4 Fällen mit $\beta = 4,7$ und mit Q_g für Mittelwerte von $\bar{\sigma}_s(s_g)$ und $\bar{\tau}_{mg}$ (entsprechend Gl.3.4) ermittelt, d.h. mit den für Methode IIb in Abschnitt 2.6.1 definierten Werten. (In Verbindung mit Gl.3.9 kommt eine andere Methode auch gar nicht in Betracht.)

Auf den Bildern 3.3a bis 3.3d sind die nach Gl.(3.11) errechneten $\eta_{1A} = Y_{M1A}$ -Werte aufgetragen. Denn Gl.(3.11) ergibt diejenigen $\eta_{1A} = Y_{M1A}$ -Werte, die auf Q_g - errechnet nach den genannten 4 verschiedenen Methoden - angewendet werden müssen, um den Referenzwert Q_d nach Gl.(3.9) zu erhalten. In diesem Sinne zeigen die Bilder 3.3, welcher $\eta_{1A} = Y_{M1A}$ -Wert sich für die betrachteten repräsentativen 33 Pfähle im Mittel und für die 97,72 %-Fraktilen ergibt. Man erhält aus

- Bild 3.3a, daß

$$\eta_{1A} = Y_{M1A} = 1,36 \text{ bzw. } 1,84$$

erforderlich ist.

- Bild 3.3b, daß ein Wert

$$\eta_{1A} = Y_{M1A} \leq 1,49 \text{ bzw. } 1,68$$

erforderlich ist.

- Bild 3.3c, daß ein Wert

$$\eta_{1A} = Y_{M1A} \leq 2,33 \text{ bzw. } 2,96$$

erforderlich ist. (Das ist dadurch bedingt, daß hier Q_g mit Mittelwerten von $\bar{\sigma}_s$ und $\bar{\tau}_{mg}$ vergleichsweise groß errechnet wird.)

- Bild 3.3d, daß ein Wert

$$\eta_{1A} = \gamma_{M1A} \leq 1,14 \text{ bzw. } 1,47$$

erforderlich ist.

Das Ergebnis von Bild 3.3d, das mit den nach Bild 2.63 aus DIN 4014 (3/90) errechneten Q_g -Werten zustande kam, gestattet auch die Kalibrierung an der bestehenden Erfahrung. Denn bisher wurde mit η_{1A} gerechnet, ohne Teilsicherheiten bei den Einwirkungen zu berücksichtigen. Da bei der Berechnung des Referenzwertes Q_d nach Gl.(3.9) zur Berücksichtigung der Einwirkungen $\tilde{\alpha} = 0,8$ verwendet wurde, ist - um Vergleichbarkeit mit der bisherigen Vorgehensweise herzustellen also statt $\eta_{1A} = 2$ nun

$$\begin{aligned} \gamma_{M1A} &= \frac{\eta_{1A}(\text{alt})}{\gamma_F} = \frac{2,0}{1,35 \dots 1,5} \\ &= 1,5 \dots 1,33 \\ &\approx 1,4 \end{aligned} \quad (3.12)$$

einzuführen. Dabei ergibt sich 1,4 als Mittelwert der γ_F -Werte von 1,35 für die ständigen und von 1,5 für die nicht ständigen Einwirkungen.

Somit ist die Wahl der σ_s - und τ_{mg} -Werte in DIN 4014 (3/90) gemäß Bild 2.63 besonders sinnvoll, weil die Verwendung von $\eta_{1A} = 2$ als Grundwert der Tabelle 8 der jetzt noch gültigen DIN 1054 (11/76) ohne Berücksichtigung von Teilsicherheiten γ_F auf die Einwirkungen zu den gleichen Ergebnissen führt wie die Verwendung von $\gamma_{M1A} = 1,43$ nach Einführung der γ_F -Werte von 1,35 bzw. 1,5 in der künftigen DIN 1054 bzw. in EC 7, d.h. auf diese Weise erfordern die Angaben für σ_s und τ_m in der DIN 4014 (3/90) dann keine Veränderung.

Am allerwichtigsten ist jedoch, daß die Kalibrierung gemäß Bild 3.3d, im Prinzip aber auch die Bilder 3.3a bis 3.3c zeigen: Man darf trotz der in Abschnitt 1 mit den Gl.(1.9c), (1.10c), (1.10f) und (1.21) nachgewiesenen prinzipiellen Nichtkonstanz der η - und γ -Werte diese näherungsweise doch als Konstante betrachten, und zwar unabhängig vom Verhältnis der Pfahlmantel- zu den Pfahlfußkräften Q_r/Q_s (siehe dazu auch die Abschnitte 1.3.3 und 1.4). Ohne die Kalibrierung der Näherungsmethoden gemäß Gl.(1.9), (1.10) und (1.12) an Gl.(3.9) hätte diese Schlußfolgerung nicht mit der gezeigten Qualität begründet werden können. Soviel für den Grenzzustand 1A.

Da für die übrigen Grenzzustandsberechnungen die jedem Einzelfall entsprechenden Setzungen s_{1B1} , s_{1B2} , s_2 vorliegen müssen (s. dazu Abschnitte 1.2.2 und 1.3.1), können keine Vergleiche wie mit den Bildern 3.3 angestellt werden. Jedoch läßt sich sagen, daß sich im Grenzzustand 1 bei Verwendung von Gl. (1.10) mit $\gamma_{M1A} = 1,4$ und im Grenzzustand 2 bei Verwendung von Gl. (1.12) mit $\gamma_M = 1,0$ erfahrungsgemäß hinreichend sichere Bemessungswerte ergeben, wenn man sich dabei auf das Ergebnis der Bilder 3.3 stützt. Denn dieses hat für den Fall des Versagens des Bodens der Pfahlumgebung gezeigt, daß die bisher verwendeten Zahlenwerte der Sicherheit unter Beibehaltung der bisherigen Grenzzustandsgleichung (1.9) weiterverwendbar sind. So bleibt also auch die Erfahrungsgrundlage bei Anwendung der Gl.(1.10) und (1.12) bestehen.

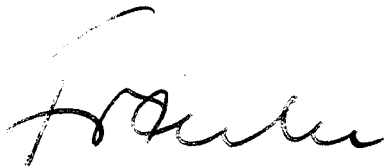
LITERATURVERZEICHNIS

- BEGEMANN, H.K. (1965)
The Friction Jacket Cone as an Aid in Determining the Soil Profile
Proc. 6. ICSMFE, Montreal 1965, Vol.1, p.17-21
- CHIN, F.K. (1970)
Estimation of the Ultimate Load of Piles from Tests Not Carried to Failure
Proc. 2. Southeast Asian CSMFE, Singapore 1970, p.81-92
- CHRISTOW, C.K. (1968)
Beitrag zur praktischen Setzungsberechnung und Auswertung von Zeit-Setzungsmessungen
Beiträge zur Donau-Europ. Konferenz für Bodenmechanik, Wien 1968, S.6-16
- COOKE, R. (1975)
The Settlement of Friction Pile Foundations
Building Research Establishment, Current Paper CP 12/75
- DE BEER, E.E. (1967)
Proefondervindelijke bijdrage tot de studie von het grensdrag vermo-
gen von zand onder funderingen op staal
Tijdschrift der Openbar Werken von Belgie, Nos. 6-67 and 1,4,5,6-68
- DE BEER, E.E./VAN IMPE, W.F. (1977)
Aantekeningen bij de publicatie : "Een methode om het evenwichtsdrag-
vermogen von een proefpaal te splitsen in gesommerde wrijving en punt-
belasting - A.F. Van Weele 1957"
International Report R.I.G., No. 22 , November 1977
- FRANKE, E. (1981)
Point Pressure Versus Length and Diameter of Piles
Proc. 10. ICSMFE, Stockholm 1981, Vol.II, p.717-722
- FRANKE, E. (1982)
Abschnitt "Pfähle"
Grundbautaschenbuch, 3.Auflage, Teil 2, S.459-540
Verlag W.Ernst & Sohn, Berlin
- FRANKE, E./GABRECHT, D. (1977)
Test Loading on 8 Large Bored Piles in Sand
Proc. 9. ICSMFE, Tokio 1977, Vol.1, p.529-532
- FRANKE, E./SCHWAB, H. (1986)
Probebelastungen an langen Großbohrpfählen - Eine Messaufgabe, Konzep-
tion und Ausführung
Beiträge zum Symp. Pfahlgründungen am 12.-13.März 1986 in Darmstadt,
S.221-225
Inst. für Grundbau, Boden- und Felsmechanik TH Darmstadt

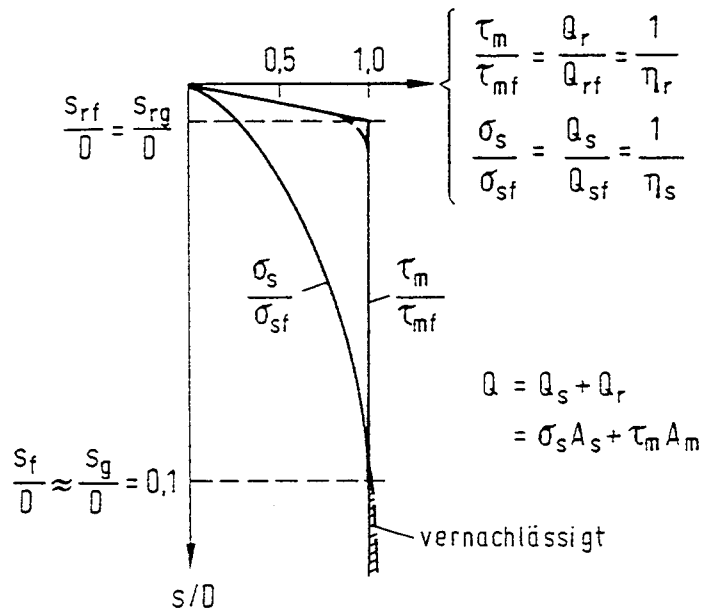
- GRANT, R. et al. (1974)
Different Settlements of Buildings
Proc. ASCE (100), GT 9, p.973-991
- HANNA, T.H. (1971)
The Distribution of Load in Large Piles
Sols- Soils , No. 22-23, p.5-13
- JELINEK, R./KORECK, H.W./STOCKER, M. (1977)
Load Tests on 5 Large-Diameter Bored Piles in Clay
Proc. 9.ICSMFE, Tokio 1977, Vol.1, p.571-576
- MAZURKIEWICZ, B. (1972)
Test Loading of Piles According to Polish Regulations
Royal Swedish Academy of Engng. Science Stockholm, Report 35
- MEISSNER, H. (1982)
Tragverhalten achsial und horizontal belasteter Bohrpfähle in körnigem Boden
Geotechnik (5), Heft 1, S.1-13
- MUHS, H. (1959)
Versuche mit Bohrpfählen, Teil I
Bauverlag Wiesbaden/Berlin, (Teil II, 1963)
- PRODINGER, W. (1985)
Vergleichende Untersuchungen zum Trag- und Setzungsverhalten von Bohrpfählen und Schlitzwandelementen.
Mitteilungen der TU Graz, Heft 7
- ROLLBERG, D. (1985)
Zur Bestimmung der Pfahltragfähigkeit aus Sondierungen
Der Bauingenieur (60), S.25-28
- SCHÄFFNER, H.J. (1966)
Ein rheologisches Modell zur Auswertung von Pfahlprobelastungen
Bautechnik (43), Heft 4, S.135-140
- SCHMERTMANN, J. (1987)
Pile Load Distribution from Tip Telltales
Proc. of the Turin Geot. Conf. - XIIIth Cycle. "Progettazione geotechnica : metodo di calcolo e parametri"
- SKEMPTON, A.W./McDONALD, D.H. (1956)
The Allowable Settlement of Buildings
Proc. of the Inst. of Civil Engineers London, part III, Vol.5, p.727-784
- STOCKER, M. (1980)
Vergleich der Tragfähigkeit unterschiedlich hergestellter Pfähle
Vorträge zur Baugrundtagung, Mainz 1980, S. 565-591, DGEG Essen

- VAN DER VEEN, C. (1953)
The Bearing Capacity of a Pile
Proc. 3. ICSMFE, Zürich 1953, Vol.2, p.84-90
- VAN IMPE, W.F./THOOFT, K./VAN DEN BROECK, M. (1988)
End and Shaft Bearing Capacity of Piles Evaluated Separately Out of
Static Pile Loading Results
Proc. 1.Geot. Seminar on Deep Foundations on Bored and Augered Piles,
Ghent 1988, p.489-498
- VAN WEELE, A.F. (1957)
A Method of Separating the Bearing Capacity of a Test Pile into Skin-
Friction and Point-Resistance
Proc. 4.ICSMFE, London 1957, Vol.2, p.76-80
- VESIC, A. (1972)
Expansion of Cavities in infinite Soil Mass
Proc. ASCE (98), SM 3, p.265-290
- WHITAKER, T. (1976)
The Design of Piled Foundations
Pergamon Press, Oxford, 2nd Edition

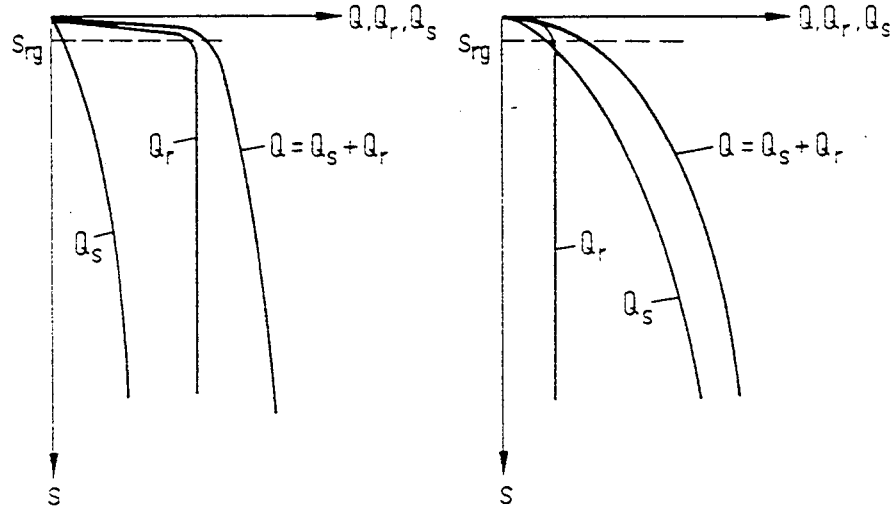
Darmstadt, den 10.9.90

A handwritten signature in cursive script, appearing to read 'Franke', written in dark ink.

(Prof. Dr.-Ing. E. Franke)



a) dimensionlose Darstellung



b) Reibungspfahl

c) Spitzendruckpfahl

Bild 1.1 Einfluß der unterschiedlichen Form der Arbeitslinien von Spitzendruck und Mantelreibung auf die Form der Lastsetzungslinie von Pfählen

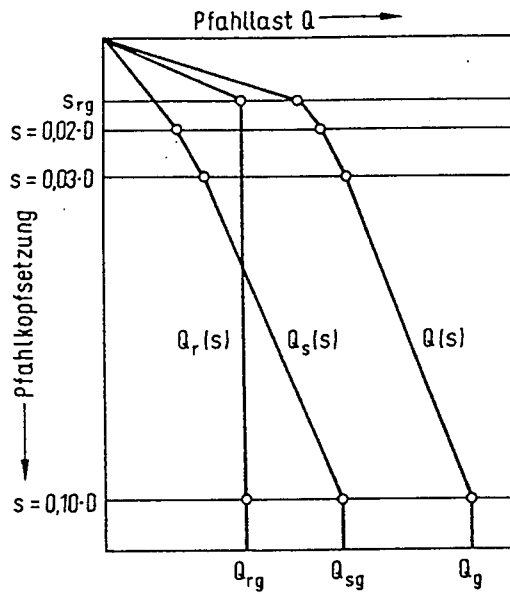


Bild 1.2 Konstruktion einer Lastsetzungslinie nach DIN 4014 (3/1990), Bild 2

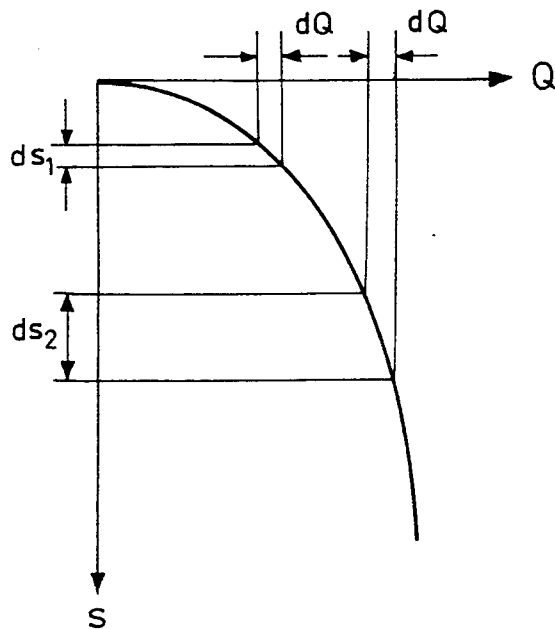


Bild 1.3 Veränderlichkeit von ds für gleiche Werte von dQ bei Nicht-Linearität

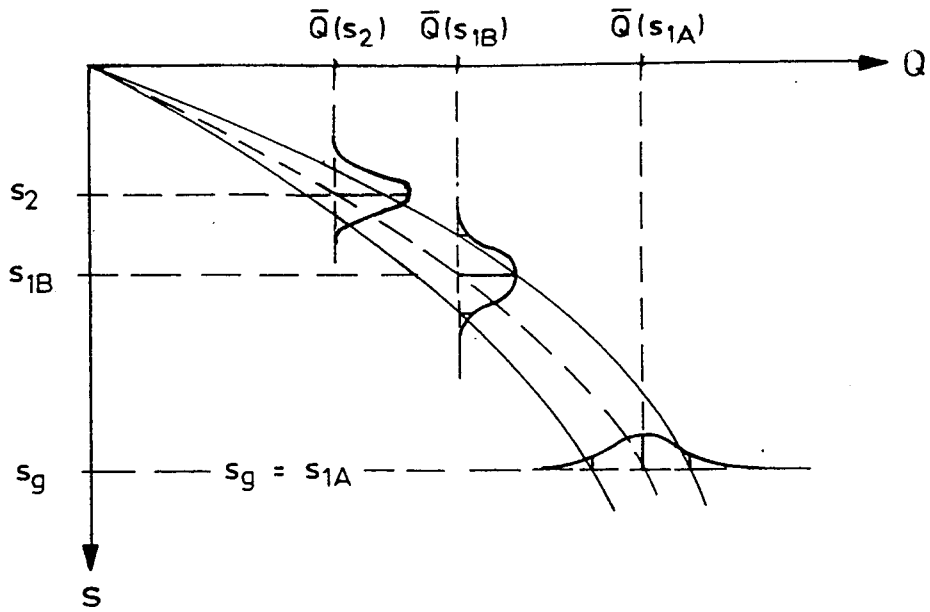


Bild 1.4 Streuung des Lastsetzungsverhaltens (schematisch), \bar{s} und \bar{Q} sind Mittelwert von s und Q

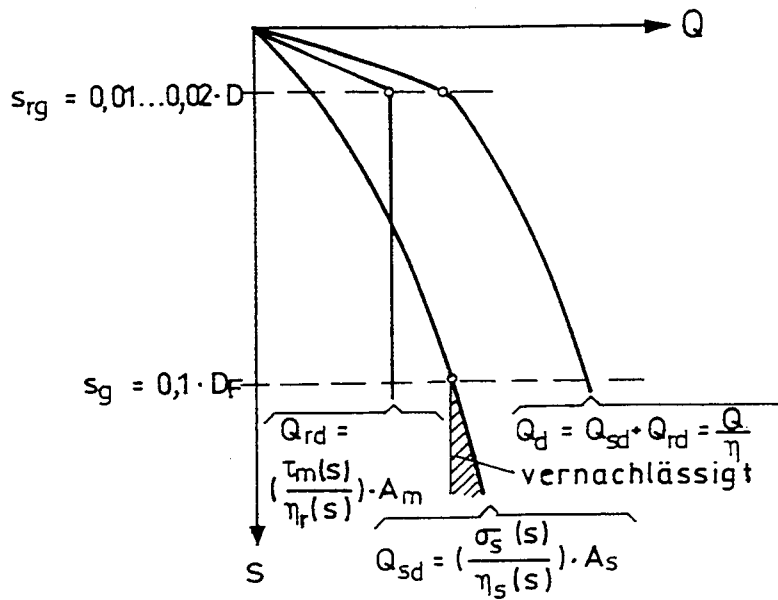


Bild 1.5 Linien der Bemessungswerte Q_{rd} , Q_{sd} , Q_d , wobei im Grenzzustand 1B (s. Gl.1.10a bis 1.10f) für $\eta = \text{const}$ setzungsabhängige Werte $\eta_r(s)$ und $\eta_s(s)$ benötigt werden.

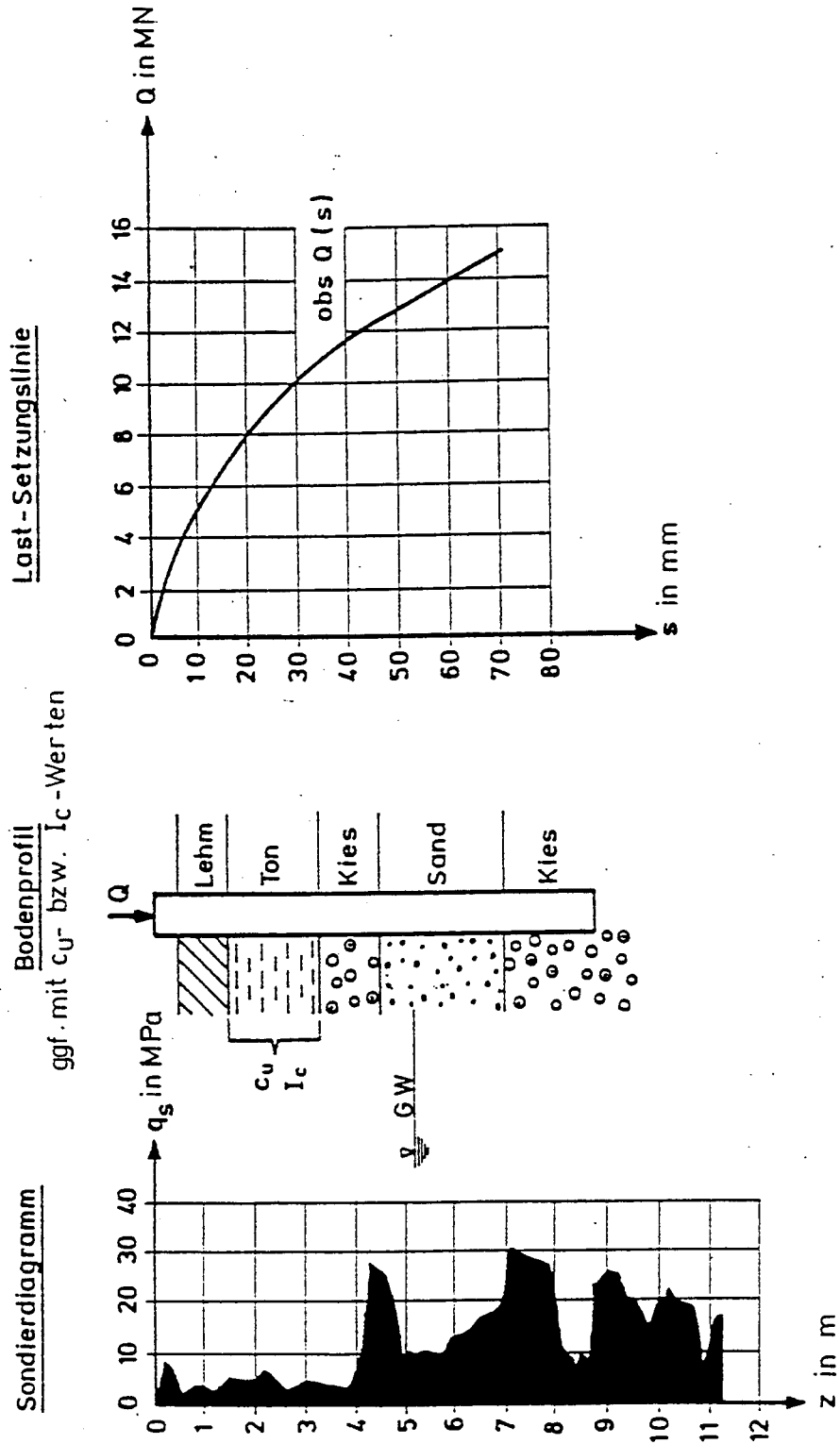


Bild 2.1 "Normalanforderungen" an den Ergebnisumfang einer Probelastung hinsichtlich der Be- und Auswertbarkeit

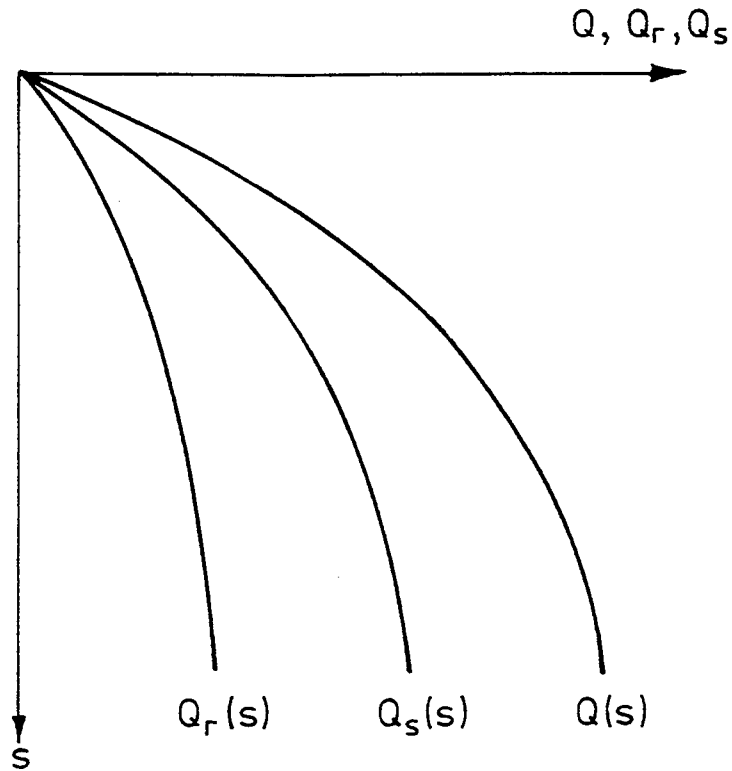


Bild 2.2 Proportionale Verläufe der Arbeitlinien von Spitzendruck und Mantelreibung

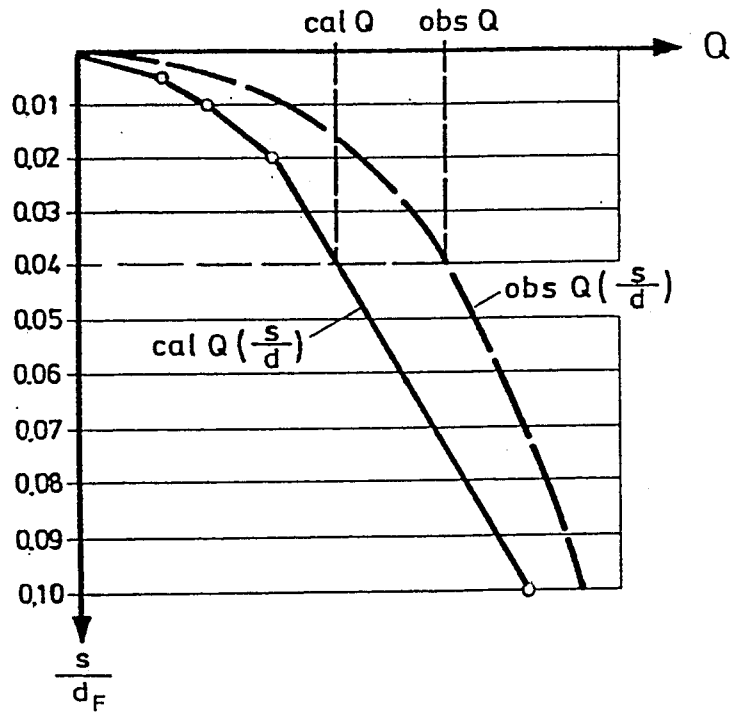
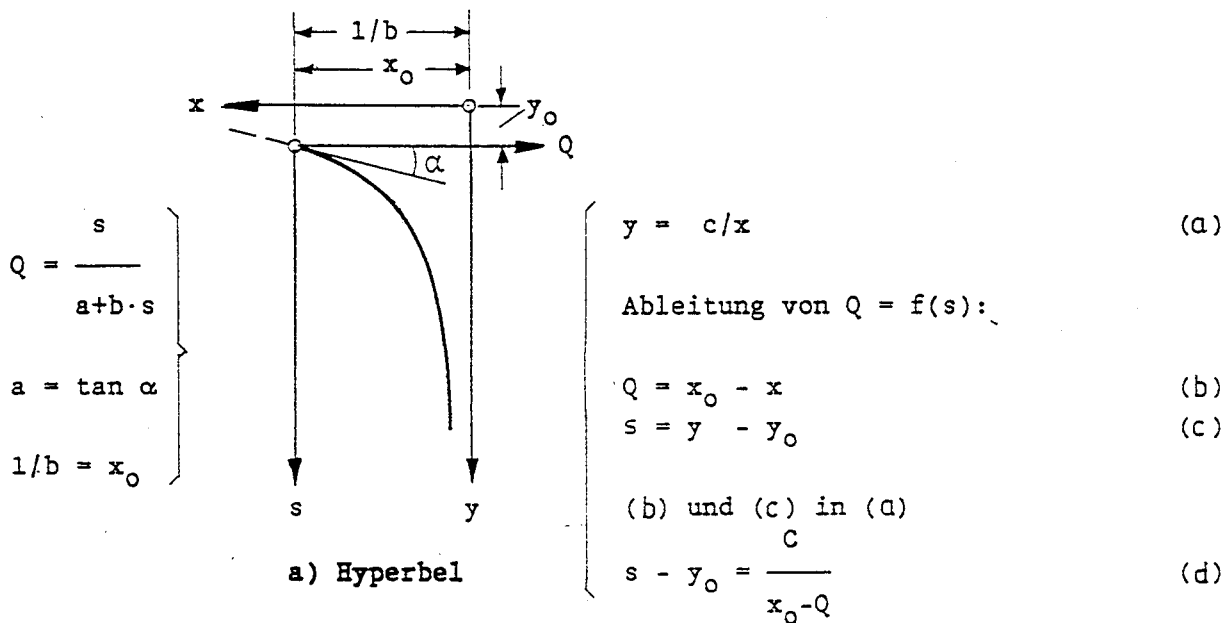


Bild 2.3 Zur Definition der Begriffe obs Q, cal Q, Fehler y



Mit $y_0 = c/x_0$ gemäß (a) ergibt sich aus (d) ein Ausdruck der Form

$$Q = \frac{s}{a+b \cdot s} \quad (e) \quad (\text{s. auch Gl.2.7})$$

woraus folgt

$$\frac{s}{Q} = a + b \cdot s \quad (f) \quad (\text{s. auch Gl.2.8})$$

Aus (e) ergibt sich

$$\frac{dQ}{ds} = \frac{a}{(a+b \cdot s)^2} \quad (g)$$

Für $s = 0$ folgt aus (g)

$$\tan \alpha = \frac{ds}{dQ} = a \quad (\text{s. auch Gl.2.9})$$

Für $s \rightarrow \infty$ folgt aus (e), s. auch Gl.(2.11)

$$Q_f = 1/b \quad \text{und} \quad b = \tan \beta$$

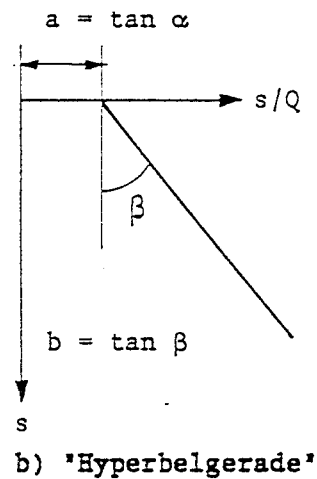


Bild 2.4 Ableitung der Hyperbelgleichung zur Annäherung gemessener Lastsetzungslinien, s. Bildteil a, und der "Hyperbelgeraden", s. Bildteil b

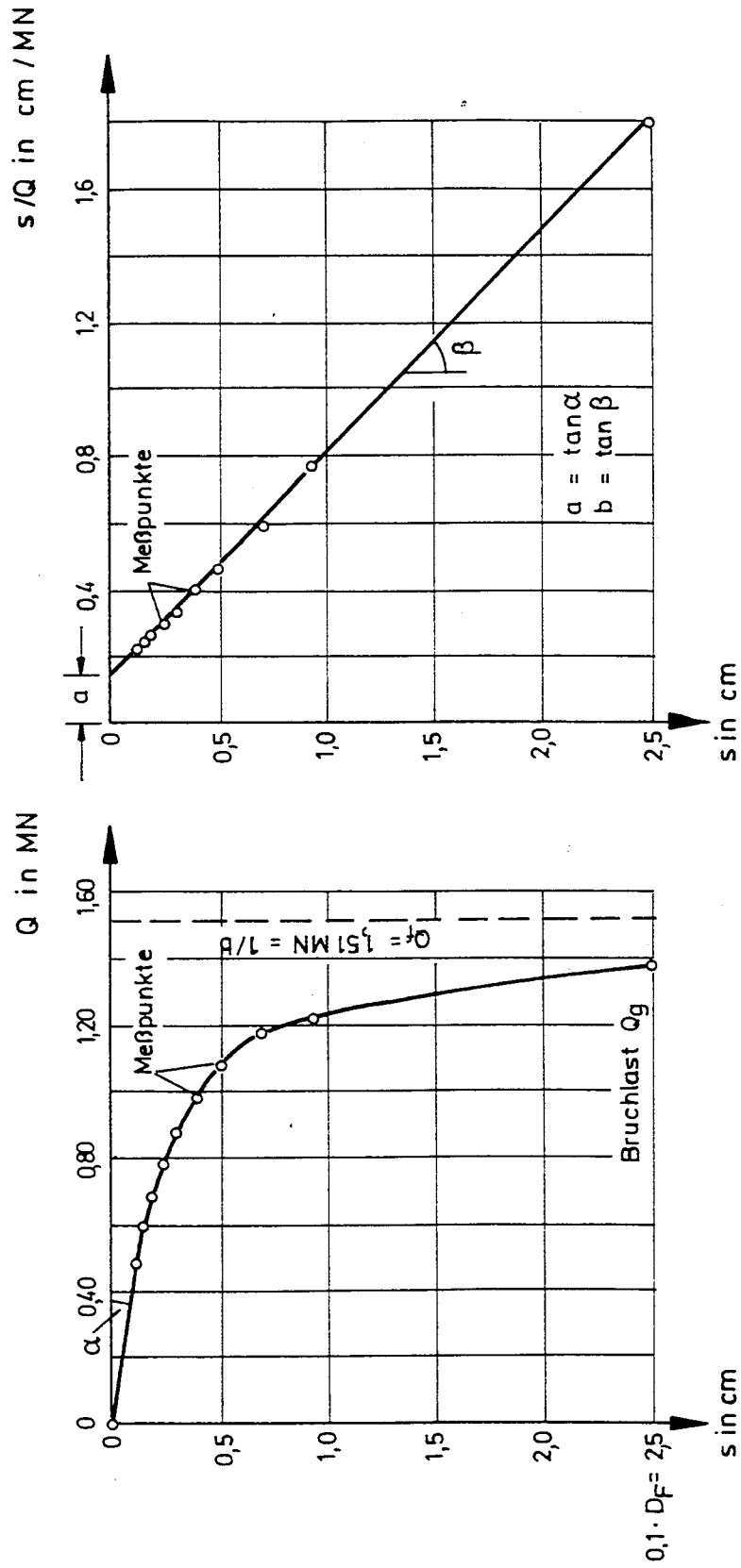
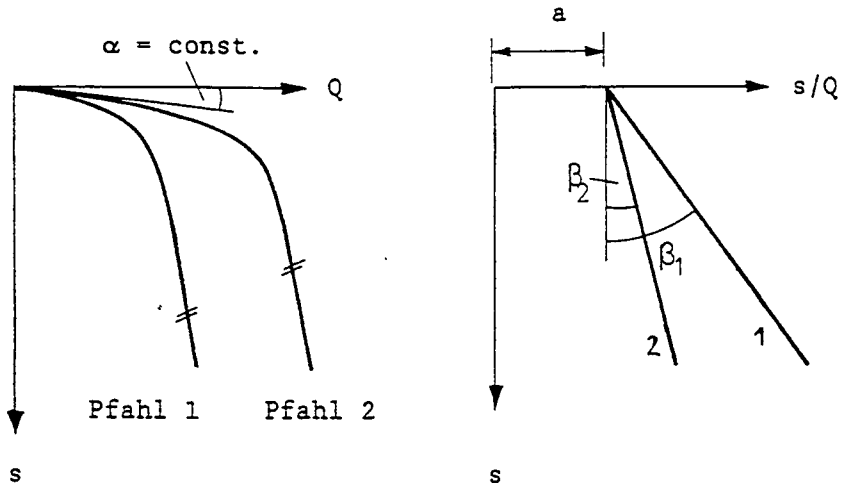
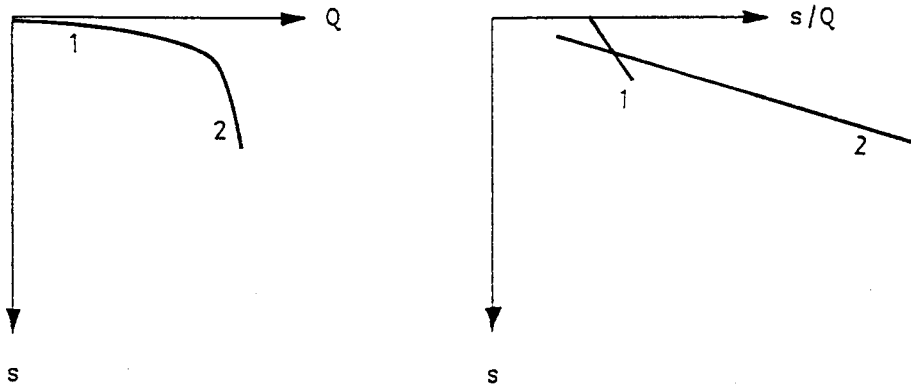


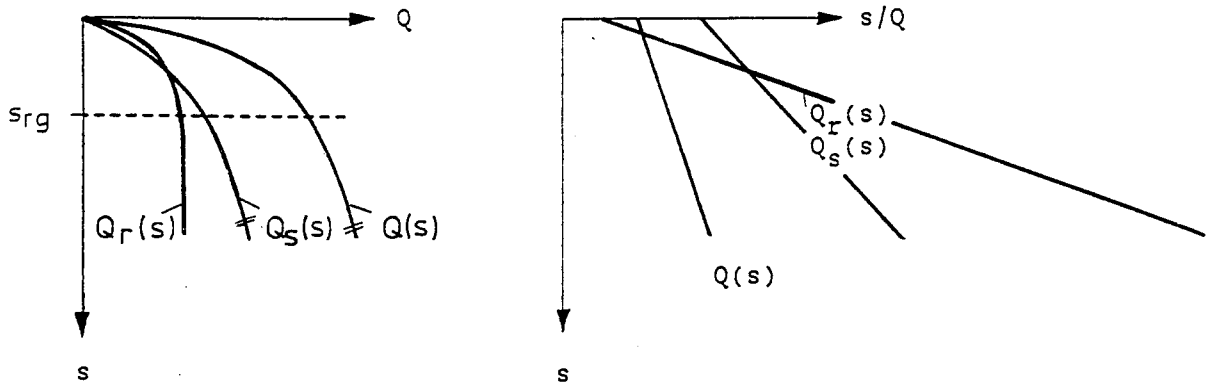
Bild 2.5 Anwendung des Hyperbelverfahrens auf die Lastsetzungslinie einer Probelastung



a) 2 Pfähle mit $Q(s)$ gleicher Anfangsneigung und parallelen Endgeraden



b) Verschlechterung des Tragverhaltens



c) Verschiedene Hyperbelgeraden für $Q(s)$, $Q_r(s)$, $Q_s(s)$

Bild 2.6 Darstellung von Probelastungsergebnissen mit dem Hyperbelverfahren (schematisch)

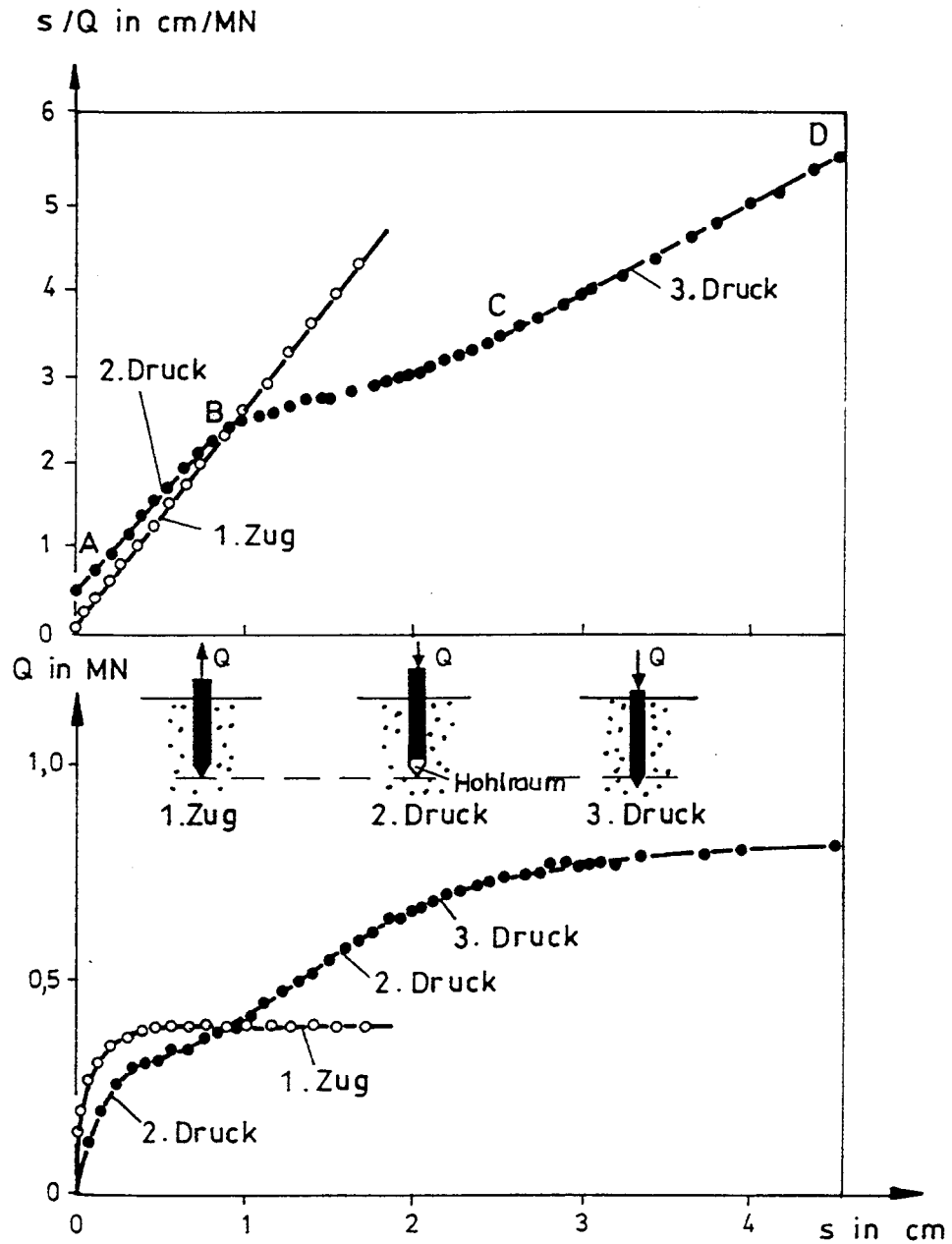


Bild 2.7 Beispiel der Anwendung des Hyperbelverfahrens für eine Probebelastung. Zuerst Zugversuch, dann Druckversuch am gleichen Pfahl

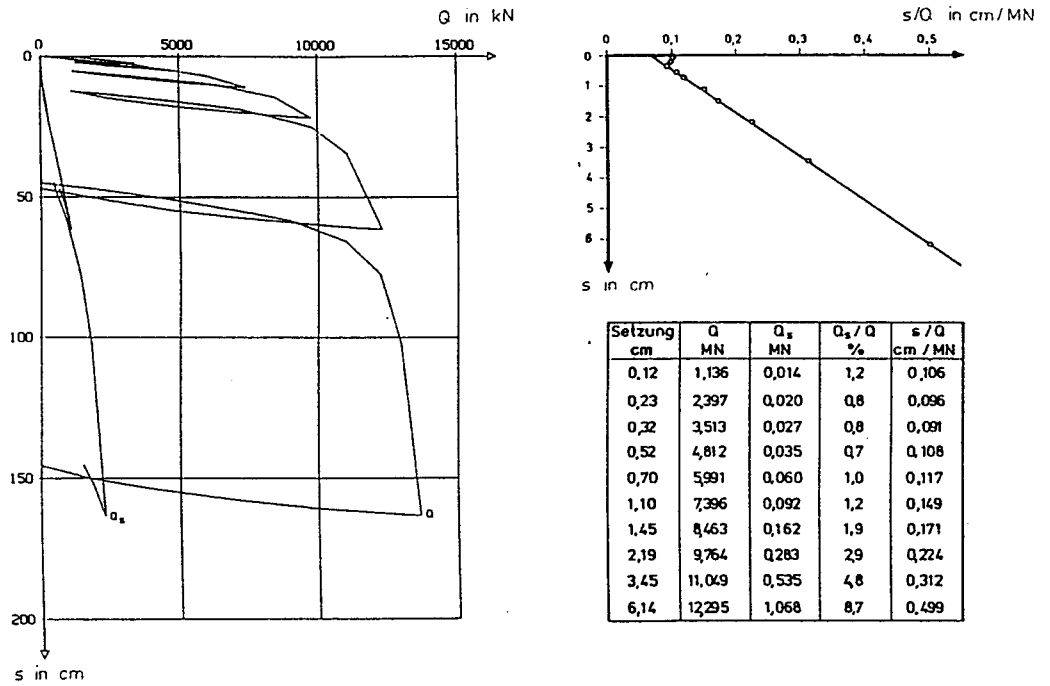


Bild 2.8 Auswertung einer eigenen Probelastung mit der Hyperbelmethode (Braunkohlenkraftwerk Wachtberg)

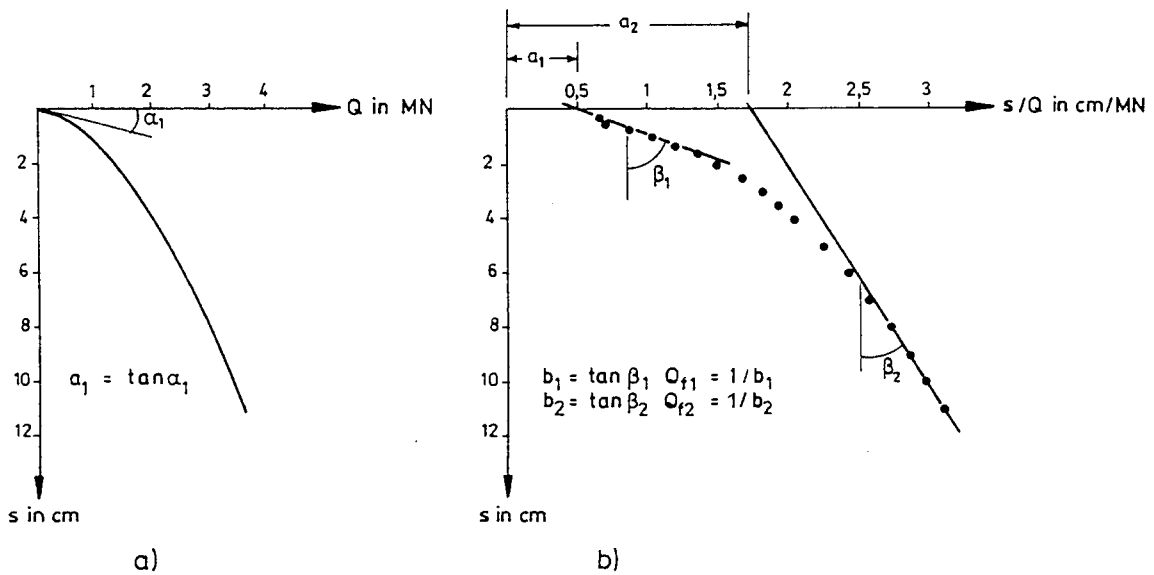
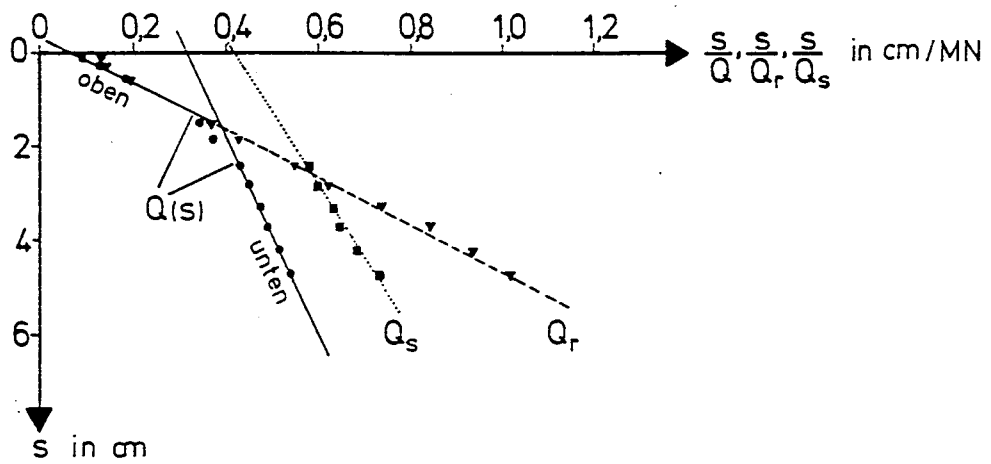
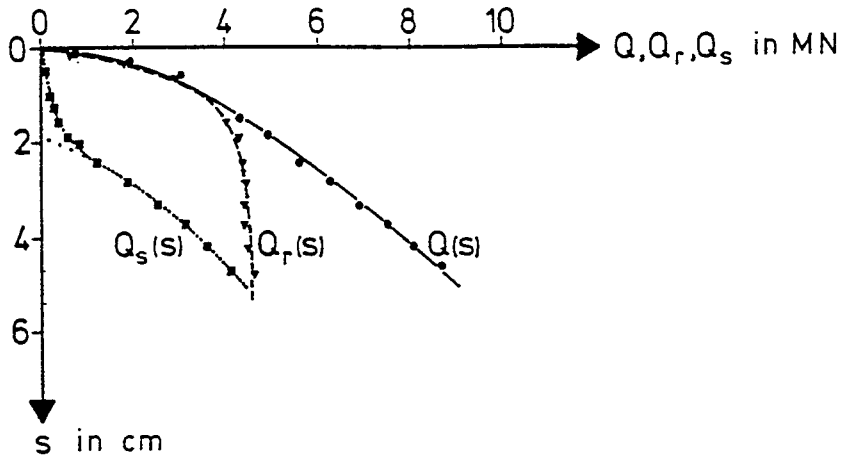


Bild 2.9 Darstellung einer typischen Lastsetzungslinie im Q-s - und s/Q-s-Koordinatensystem mit zwei Geraden



	Hyperbelparameter		Bruchlast Q_f [MN]
	a [$\frac{\text{cm}}{\text{MN}}$]	b [$\frac{1}{\text{MN}}$]	
$Q_{(s)}^{\text{oben}} \approx Q_{r(s)}$	0,067	0,203	4,926 \approx 5
$Q_{(s)}^{\text{unten}}$	0,316	0,047	21,277
$Q_r(s)$	0,08	0,20	5,0
$Q_s(s)$	0,53	0,06	16,7

Bild 2.10 Darstellung des Probelastungsergebnisses für ein Schlitzwandelement mit der Hyperbelmethode (Prodinger 1984)

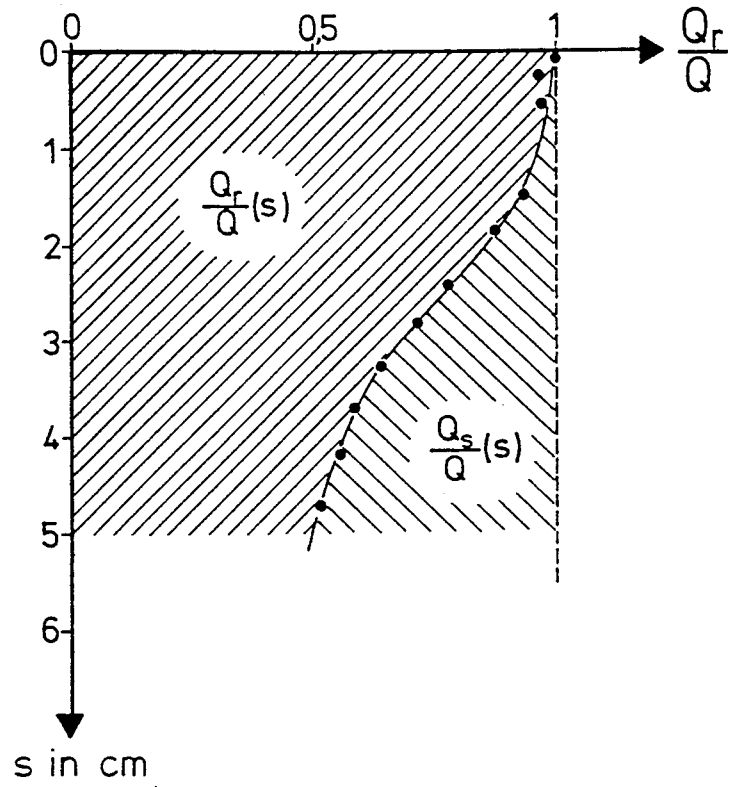


Bild 2.11 Charakteristische Änderung des Verhältnisses Q_r/Q_s mit zunehmender Setzung am Beispiel von Bild 2.10

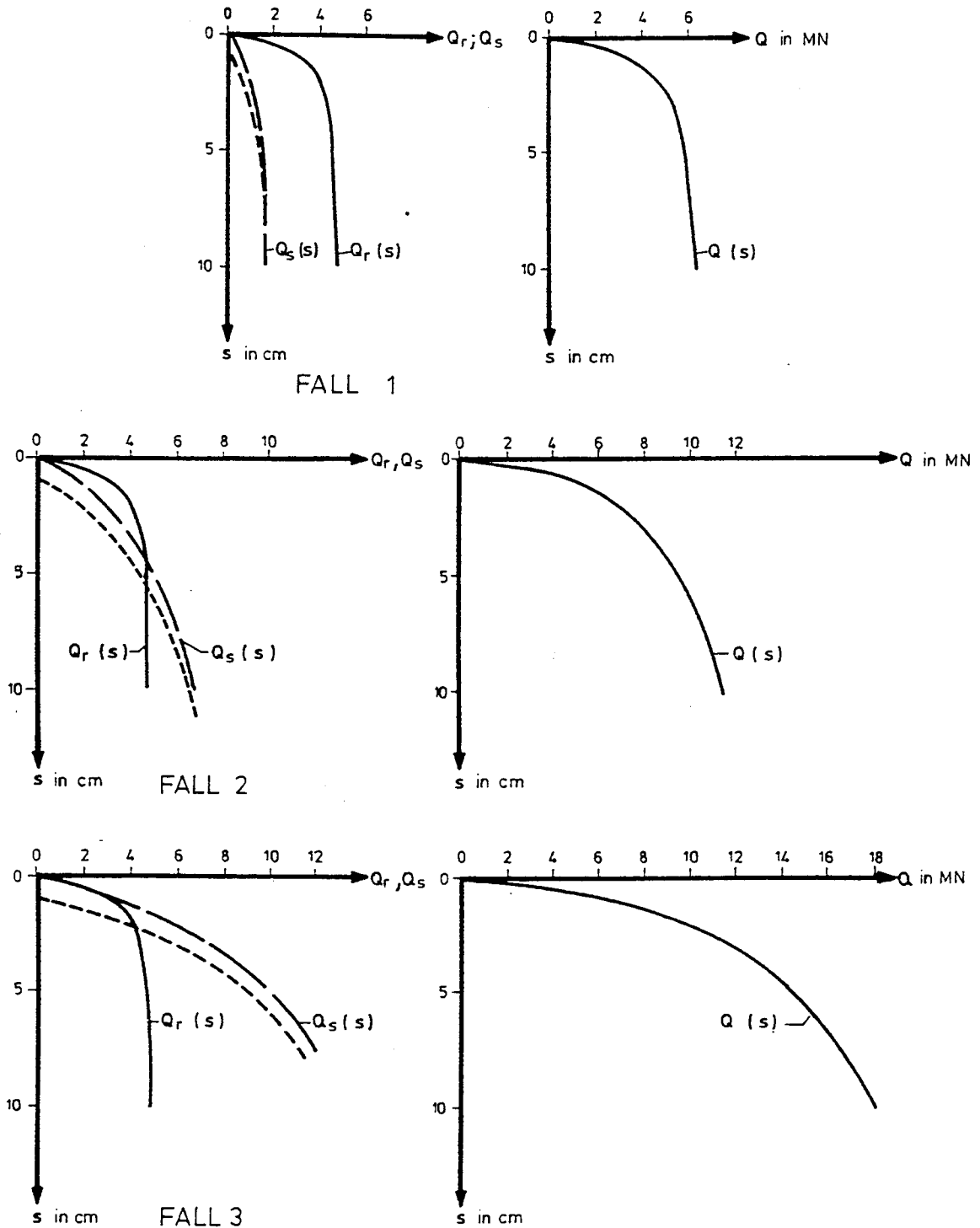


Bild 2.12 3 Beispiele mit unterschiedlich angenommenen Anteilen von Mantel- und Fußkraft $Q_r(s)$ und $Q_s(s)$. $Q_s(s)$ -Linien ohne und -parallel verschoben- mit angenommener Kraftschlußsetzung in die feiner gestrichelte Position

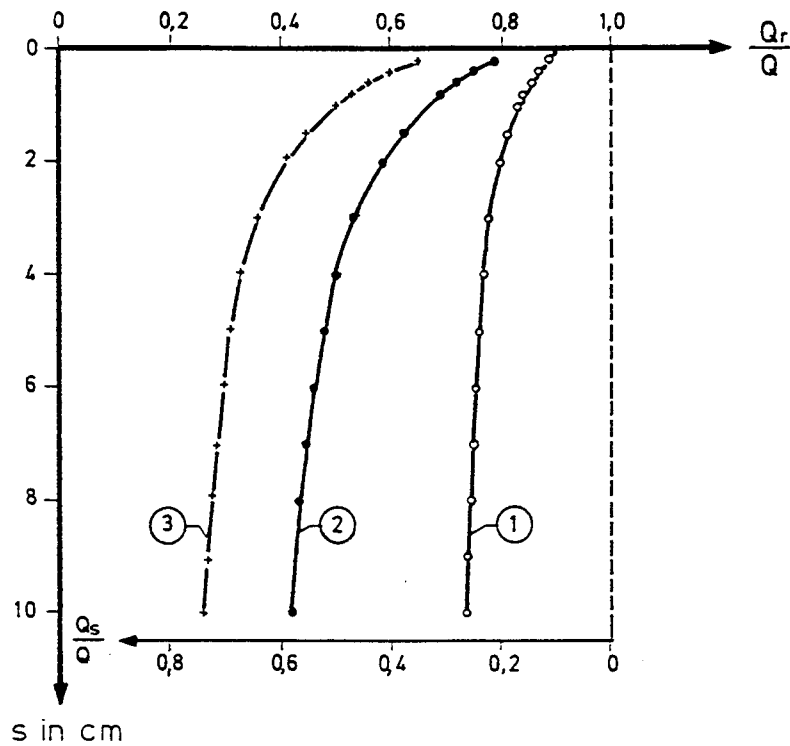


Bild 2.13 Darstellung der Mantelkraft- und Fußkraftanteile für die 3 Fälle von Bild 2.12 ohne Kraftschlußsetzungen bei $Q_s(s)$

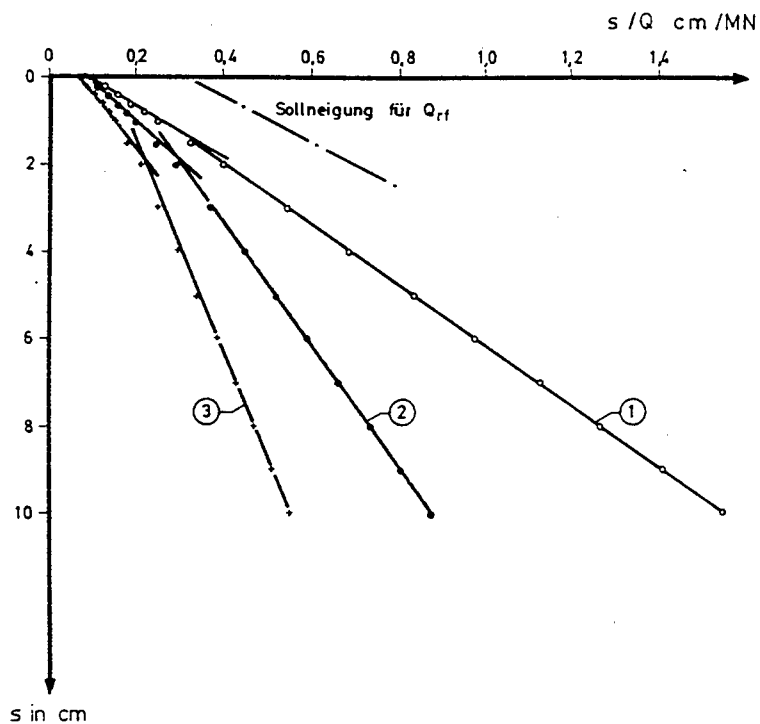


Bild 2.14 Hyperbelgeraden der 3 Lastsetzungslinien von Bild 2.12 ohne Kraftschlußsetzung bei $Q_s(s)$

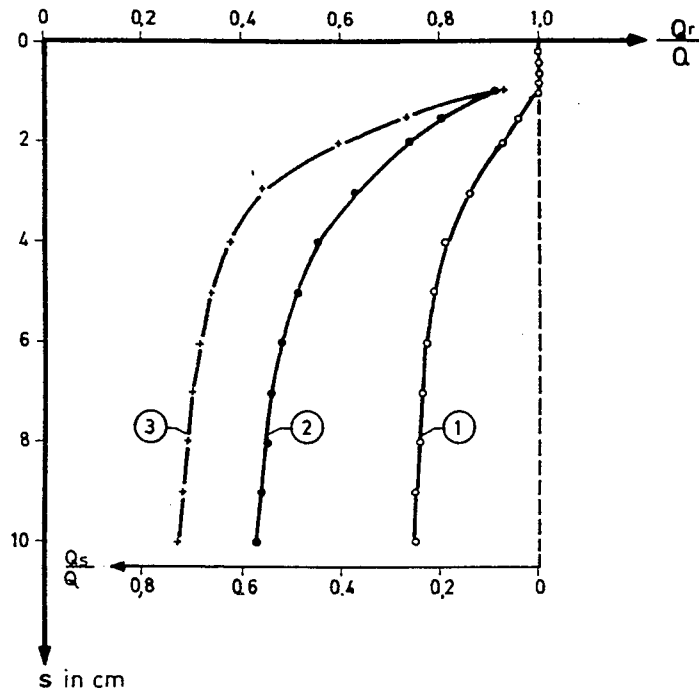


Bild 2.15 Darstellung der Mantelkraft- und Fußkraftanteile für die 3 Fälle von Bild 2.12 mit Kraftschlußsetzung bei $Q_s(s)$

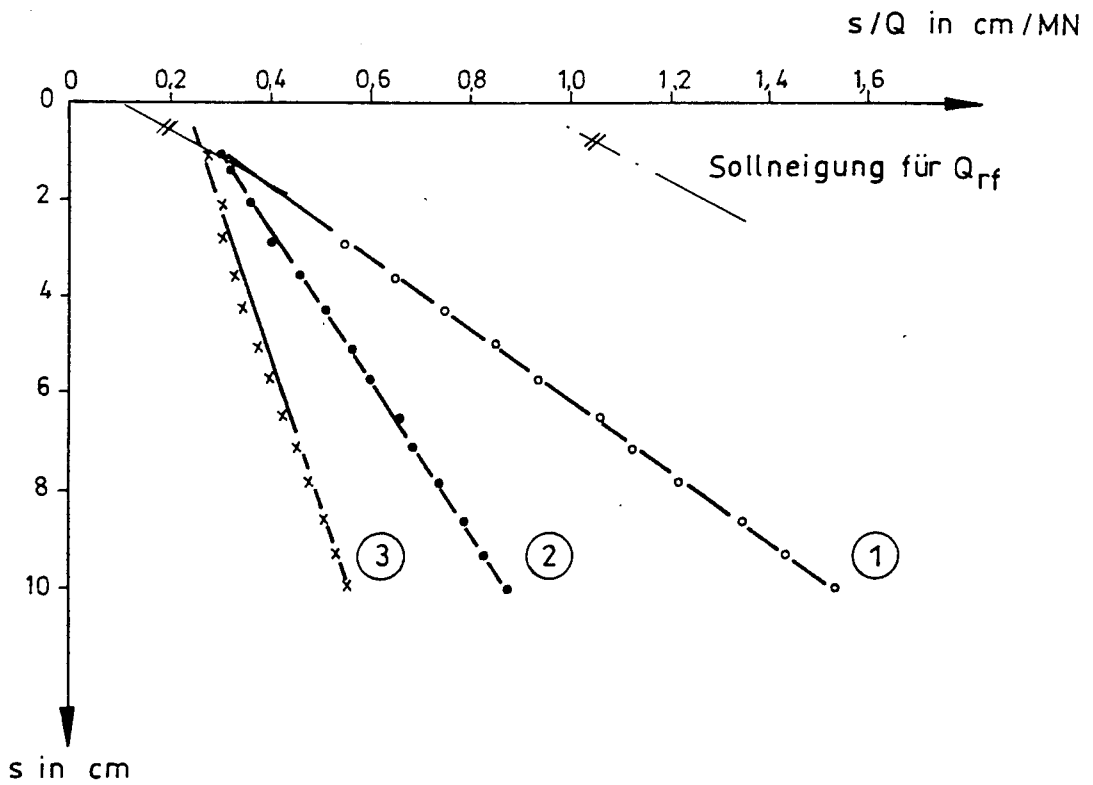


Bild 2.16 Hyperbelgeraden der 3 Lastsetzungslinien von Bild 2.12 mit Kraftschlußsetzung bei $Q_s(s)$

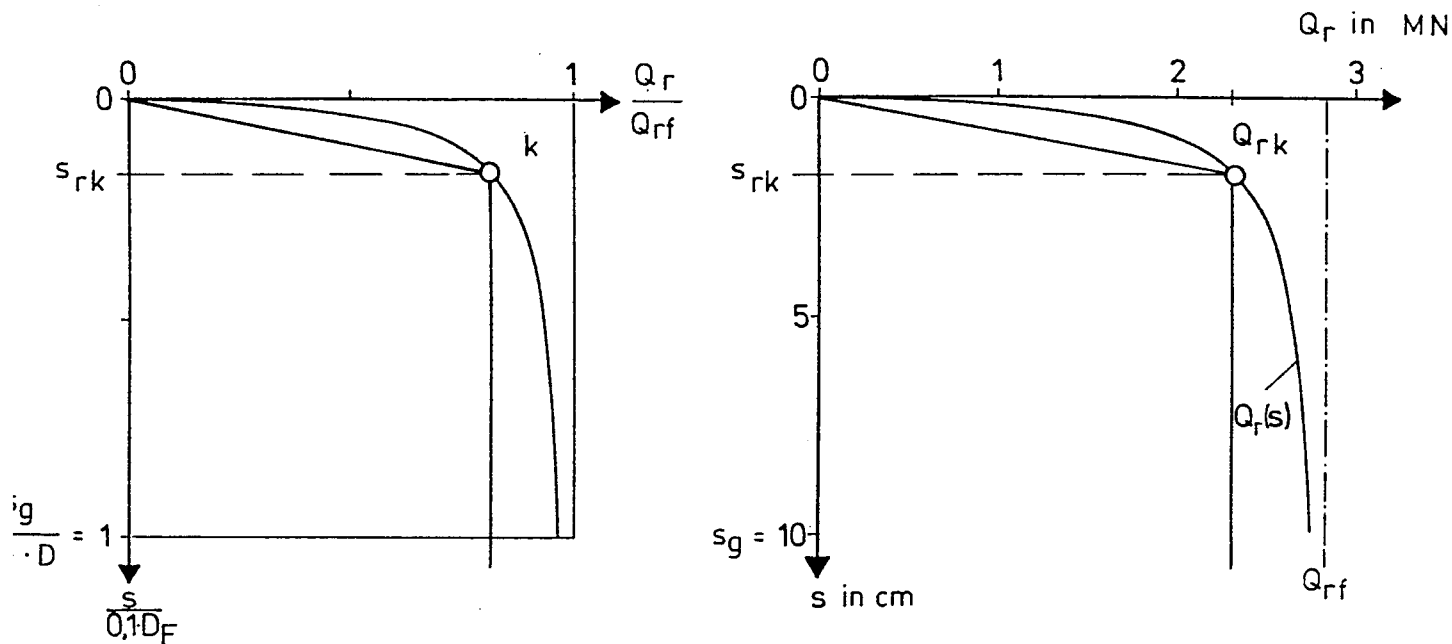


Bild 2.17 Definition des Punkts der maximalen Krümmung Q_{rk}/s_{rk} und der bilinearen Annäherung der Mantelkrafthyperbel

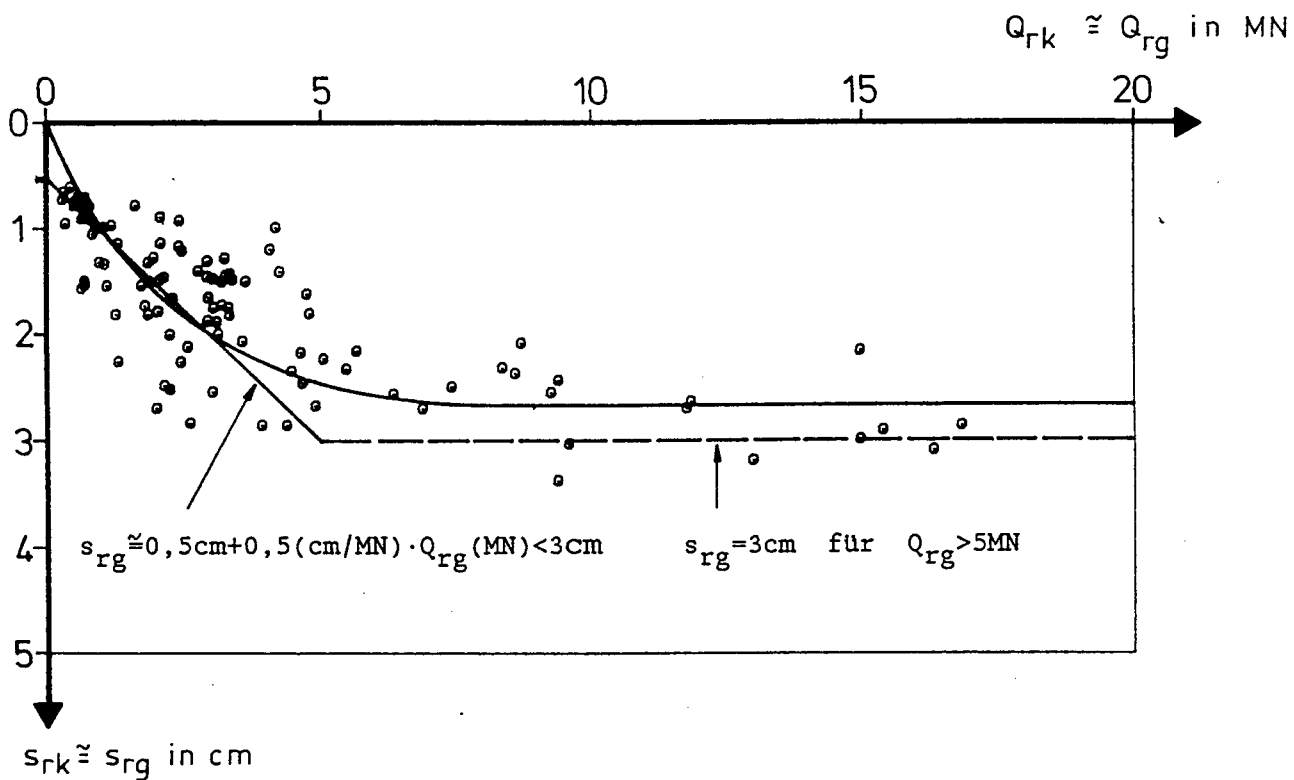


Bild 2.18 Zusammenstellung der Berechnungsergebnisse Q_{rk}/s_{rk} und Darstellung der bilinearen Annahme in DIN 4014 (3/1990)

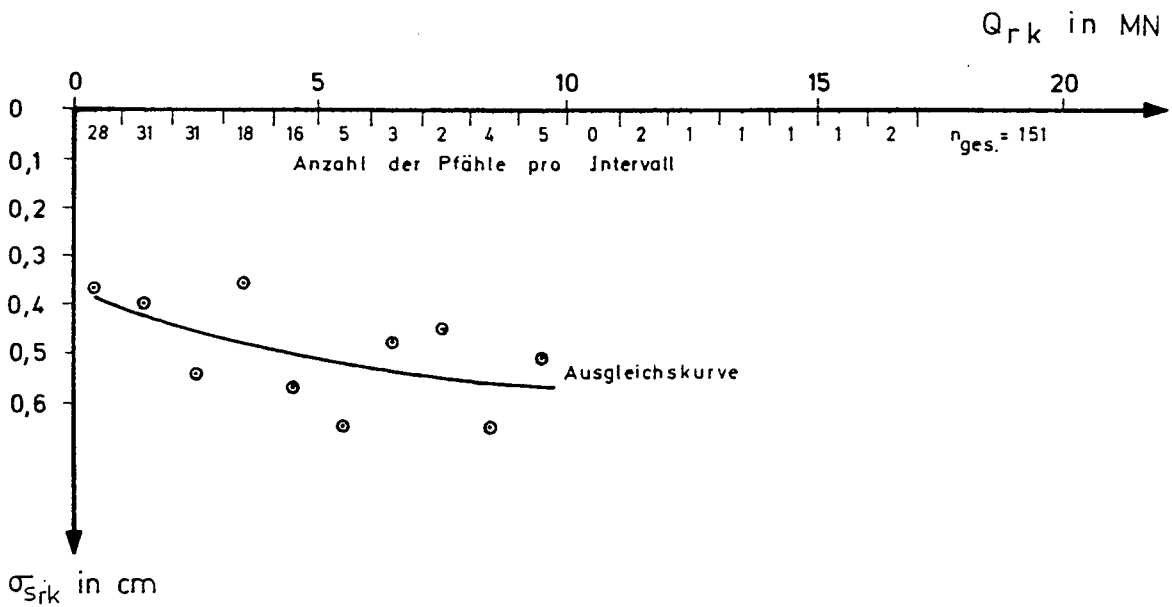
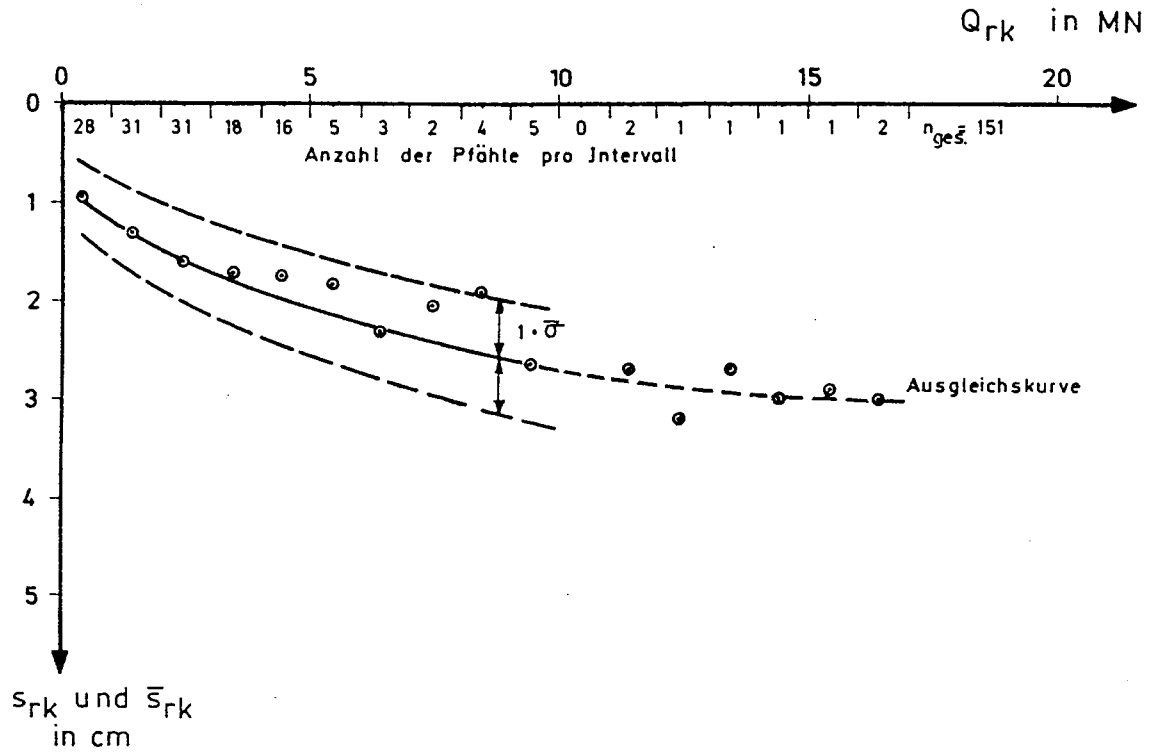


Bild 2.19 Ermittlung der Q_{rk}/s_{rk} -Werte von Pfählen in rolligem Boden mit Mittelwert \bar{s}_{rk} und Standardabweichung $\sigma_{s_{rk}}$

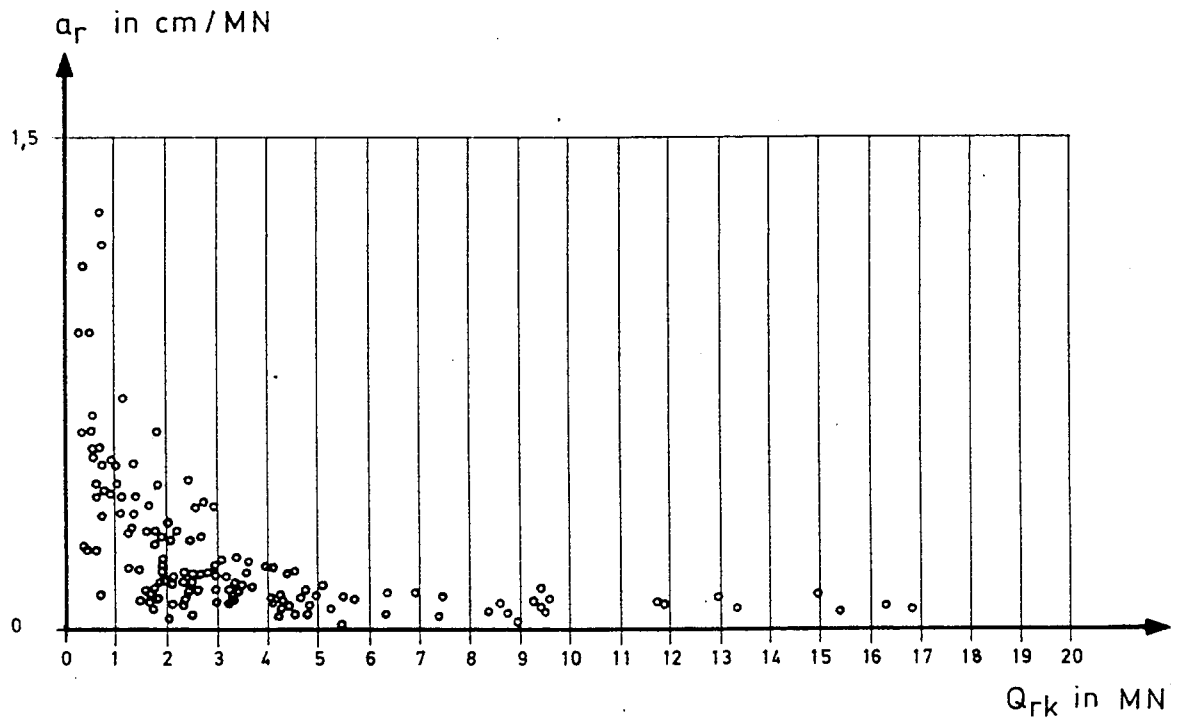


Bild 2.20 Zusammenstellung der Berechnungsergebnisse Q_{rk}/a_r für Pfähle in rolligem Boden

a_r bzw. \bar{a}_r in cm/MN

XIX

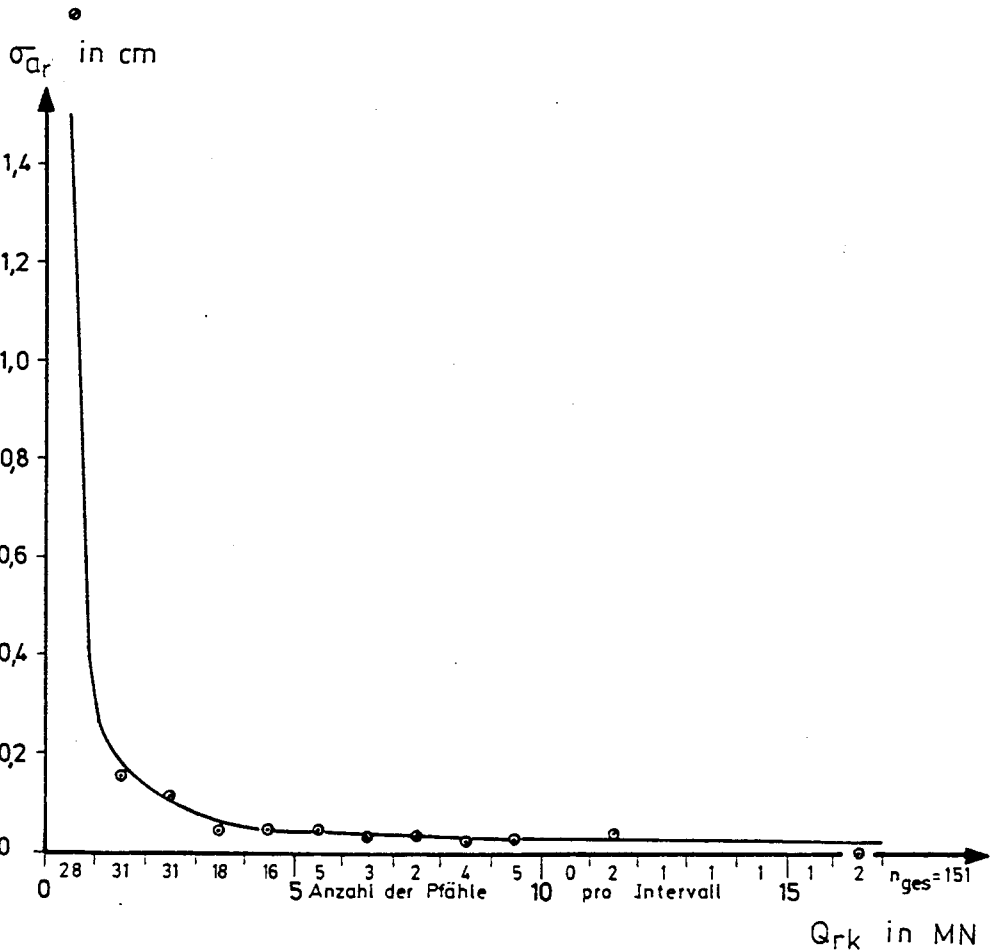
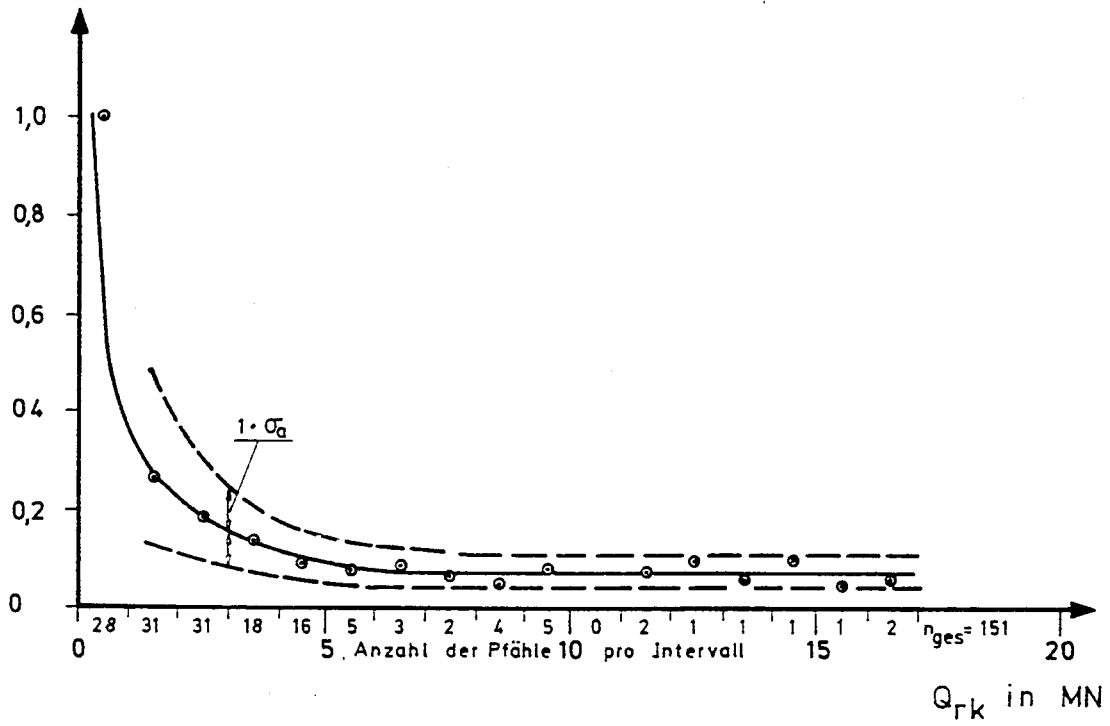


Bild 2.21 Ermittlung der Q_{rk}/a_r - Werte für Pfähle in rolligem Boden mit Mittelwert \bar{a}_r und Standardabweichung σ_{ar}

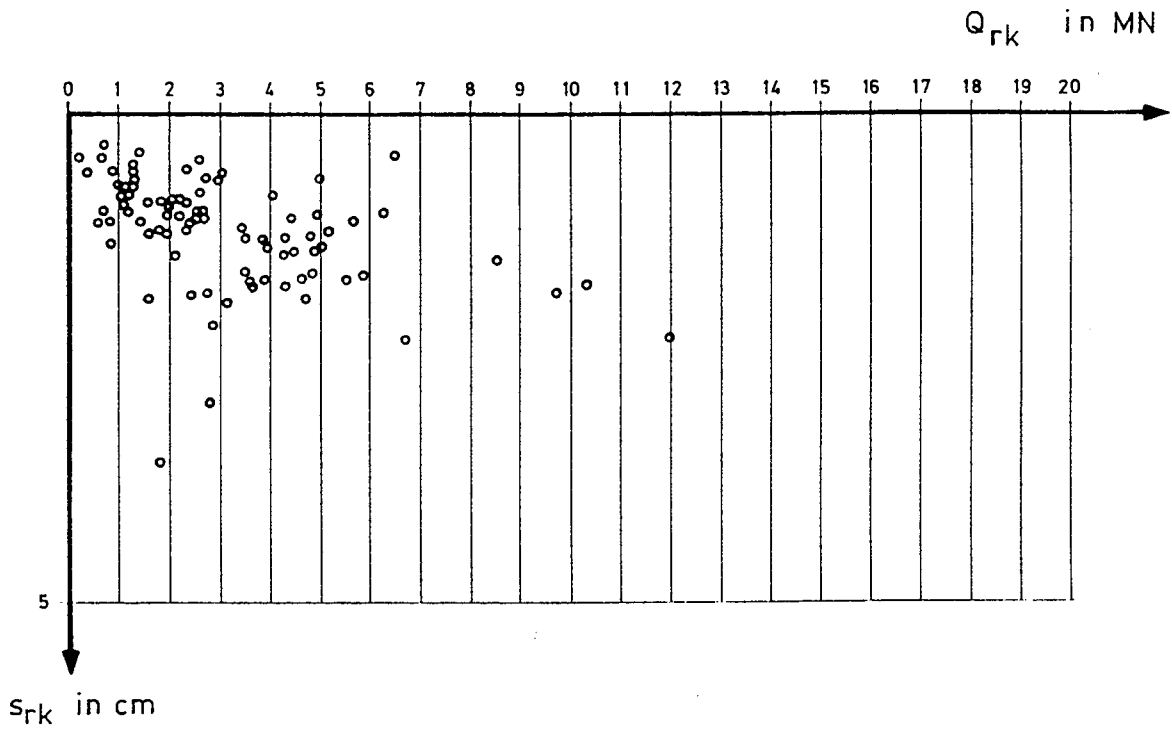


Bild 2.22 Zusammenstellung der Berechnungsergebnisse Q_{rk}/s_{rk} für Pfähle in bindigem Boden

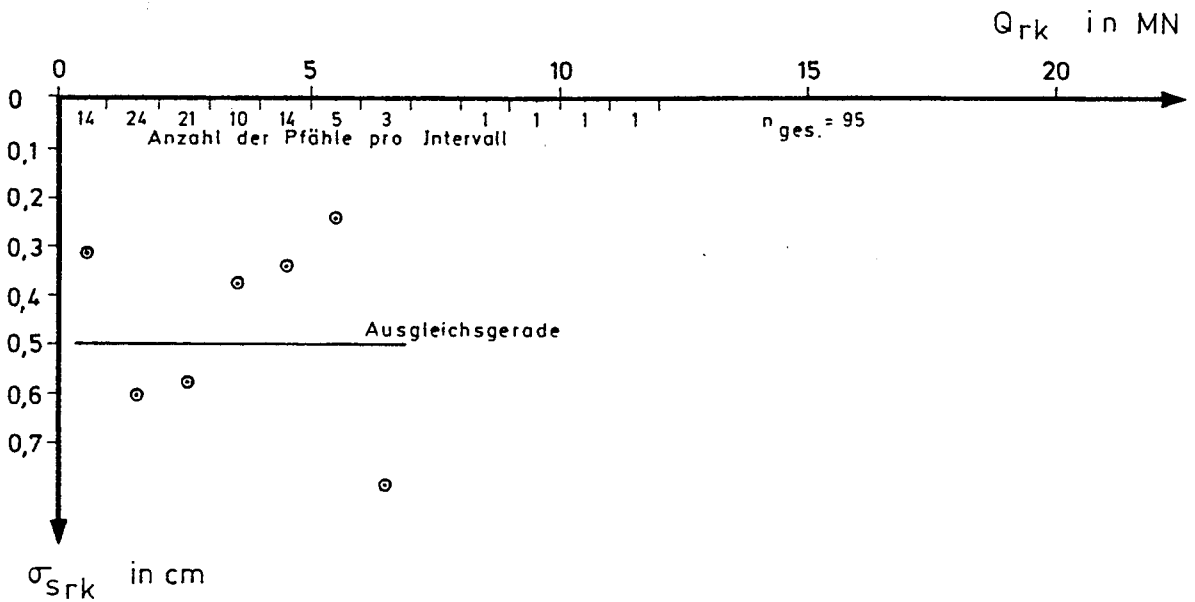
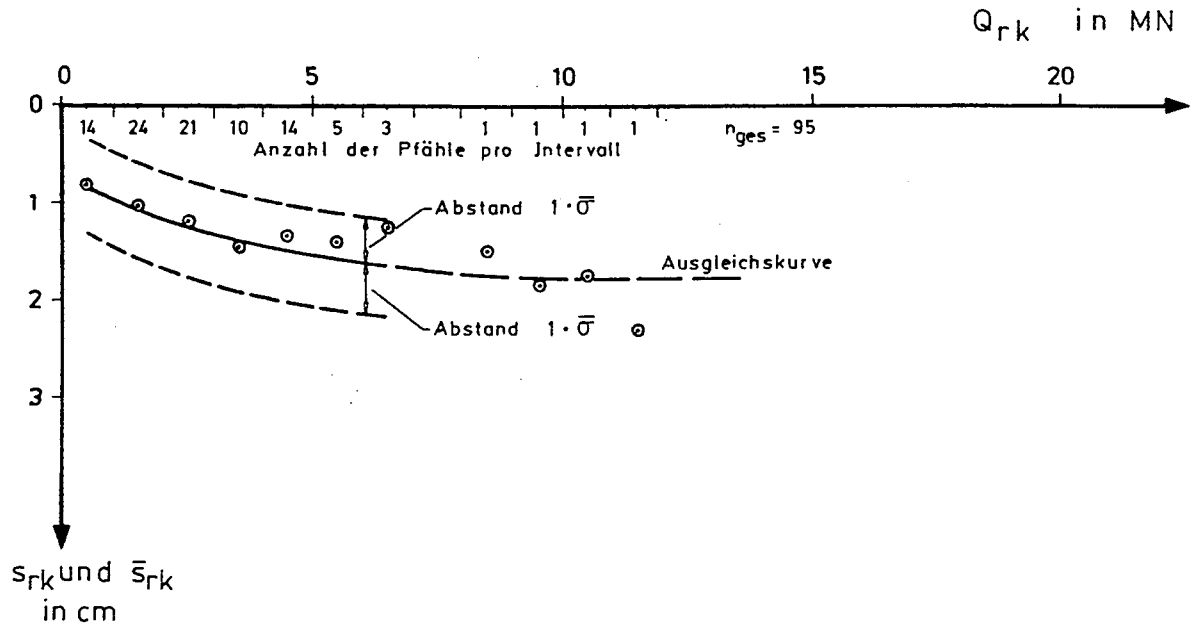


Bild 2.23 Ermittlung der Q_{rk}/s_{rk} - Werte für Pfähle in bindigem Boden mit Mittelwert \bar{s}_{rk} und Standardabweichung σ_{srk}

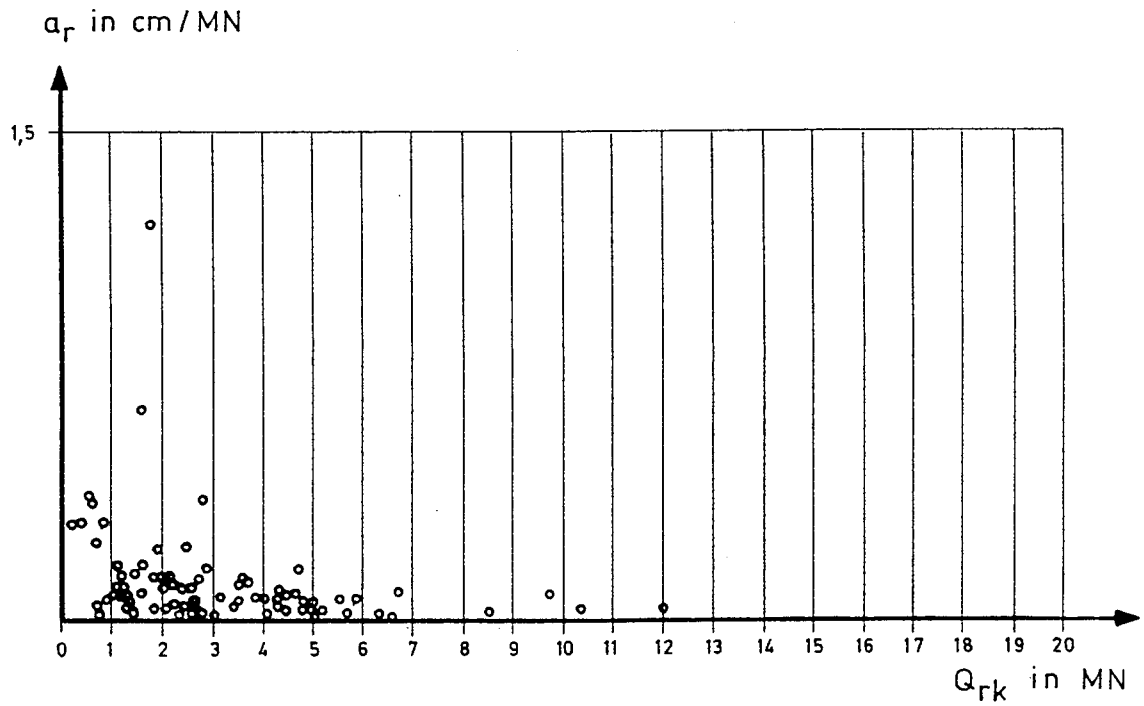


Bild 2.24 Zusammenstellung der Berechnungsergebnisse Q_{rk}/a_r für Pfähle in bindigem Boden

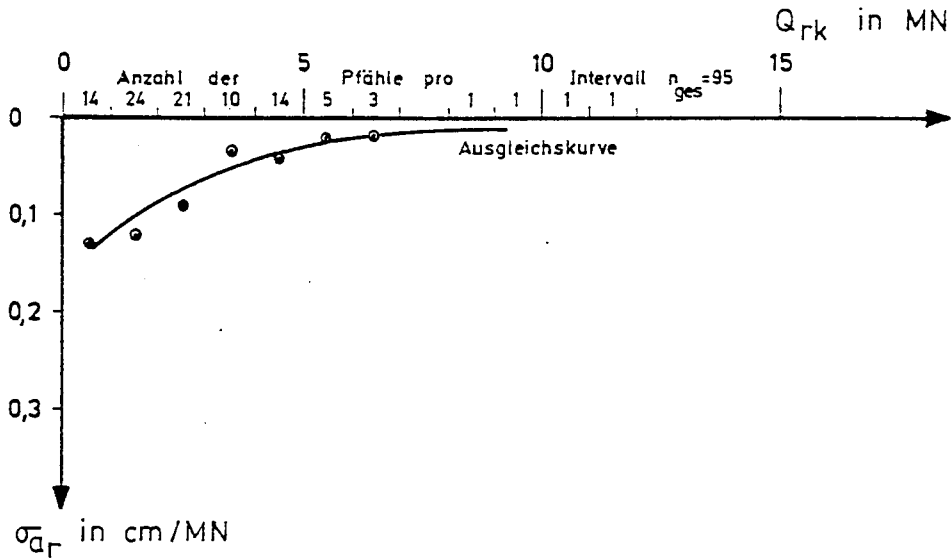
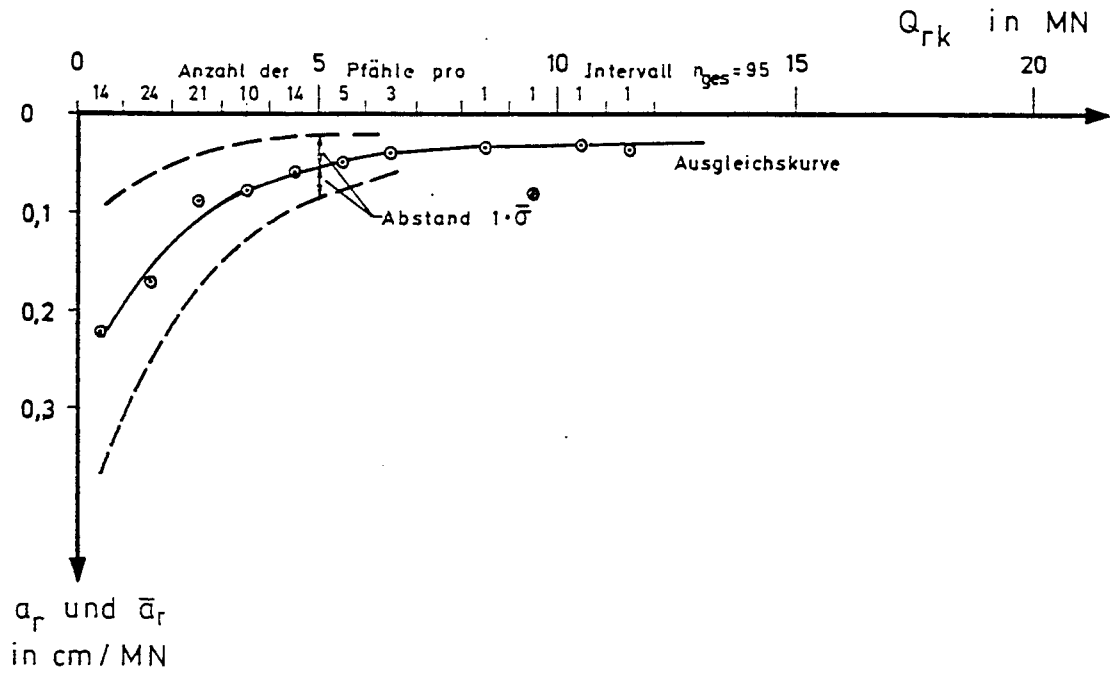


Bild 2.25 Ermittlung der Q_{rk}/a_r - Werte für Pfähle in bindigem Boden mit Mittelwert \bar{a}_r und Standardabweichung σ_{a_r}

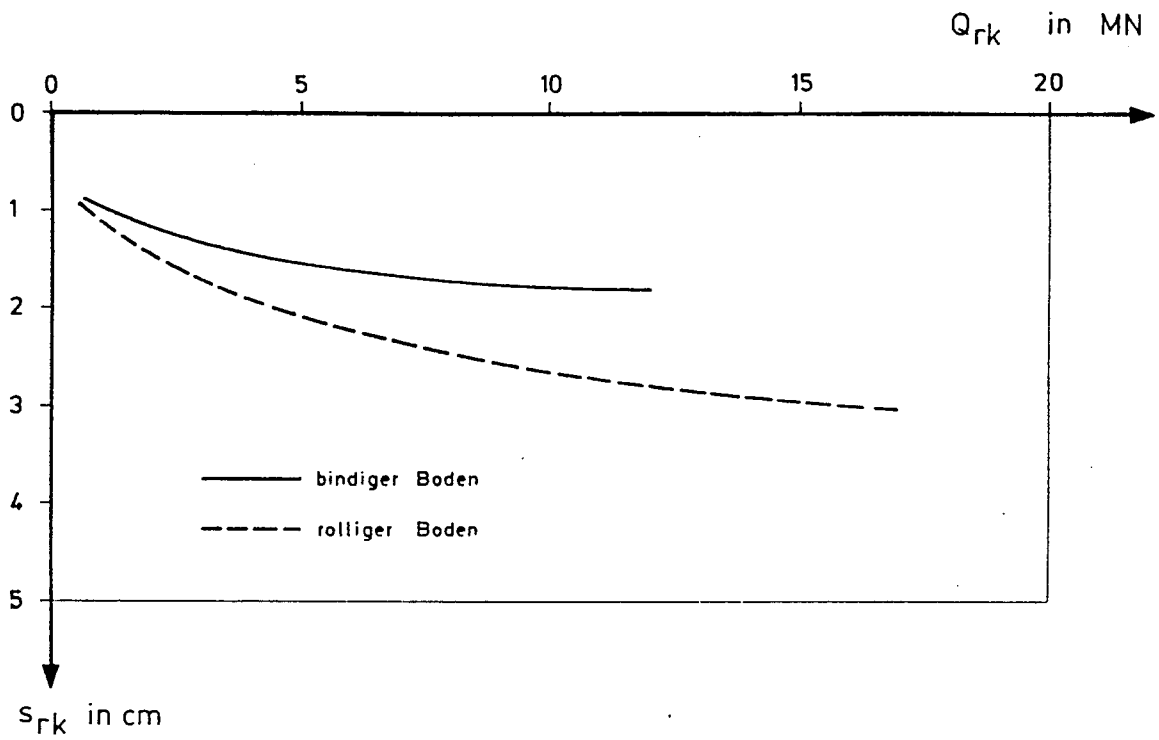


Bild 2.26 Vergleich der Kurven der Bilder 2.18 und 2.22

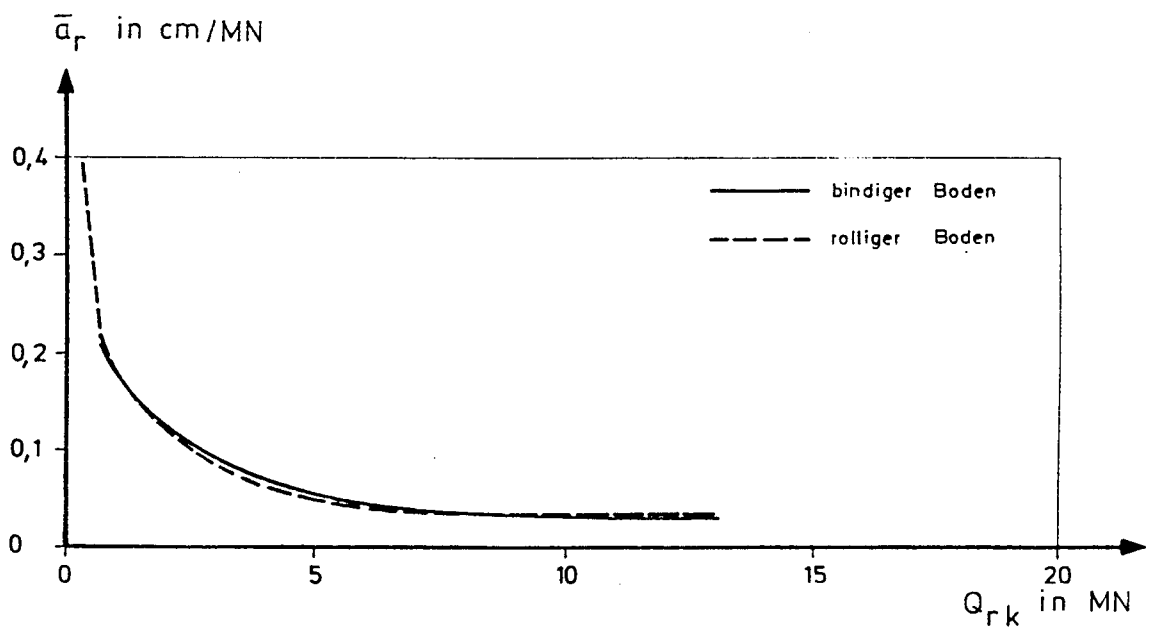


Bild 2.27 Vergleich der Kurven der Bilder 2.20 und 2.24

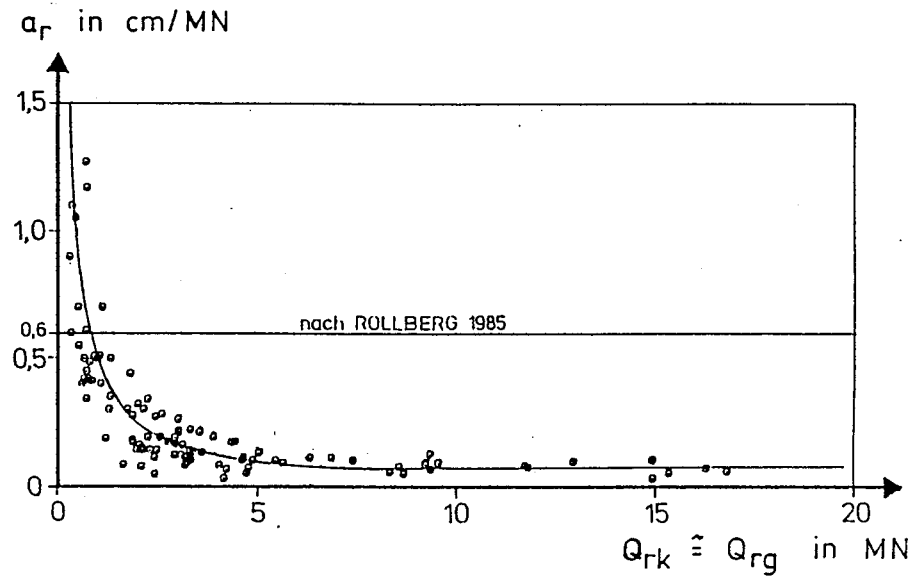


Bild 2.28 Vergleich von Bild 2.20 mit der Annahme von Rollberg (1985)

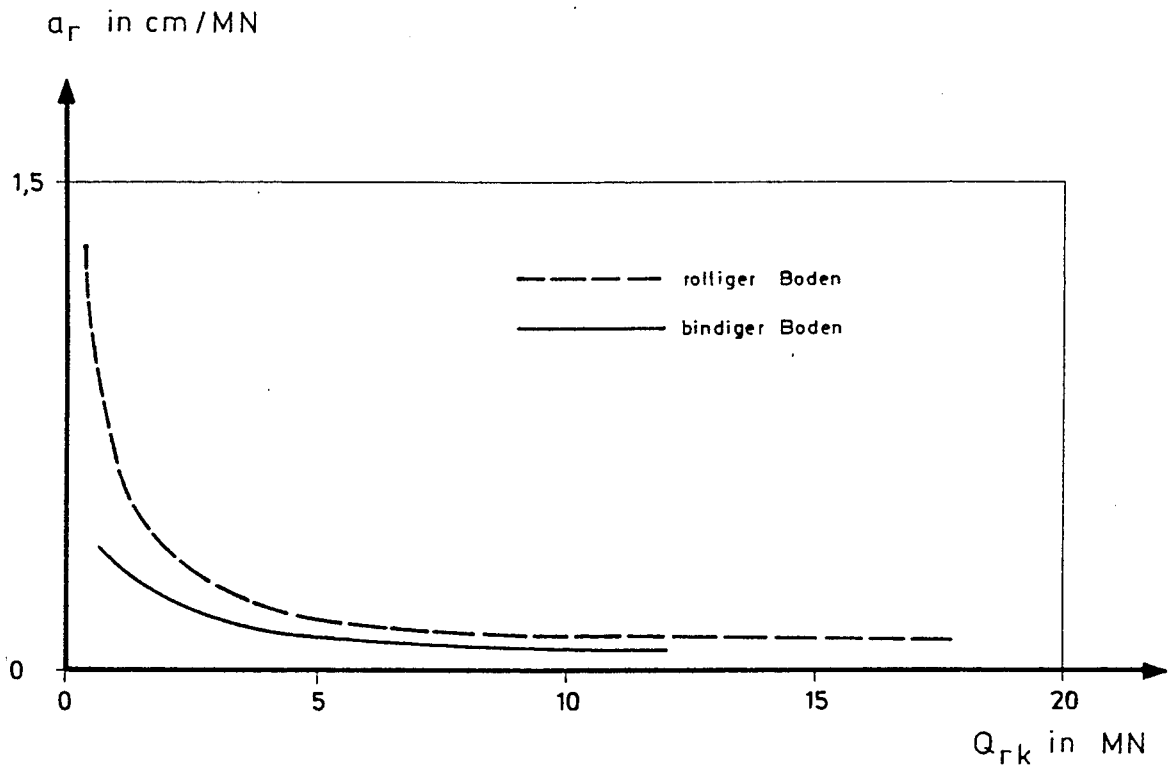


Bild 2.29 Vergleich der Kurven der Bilder 2.21 und 2.25

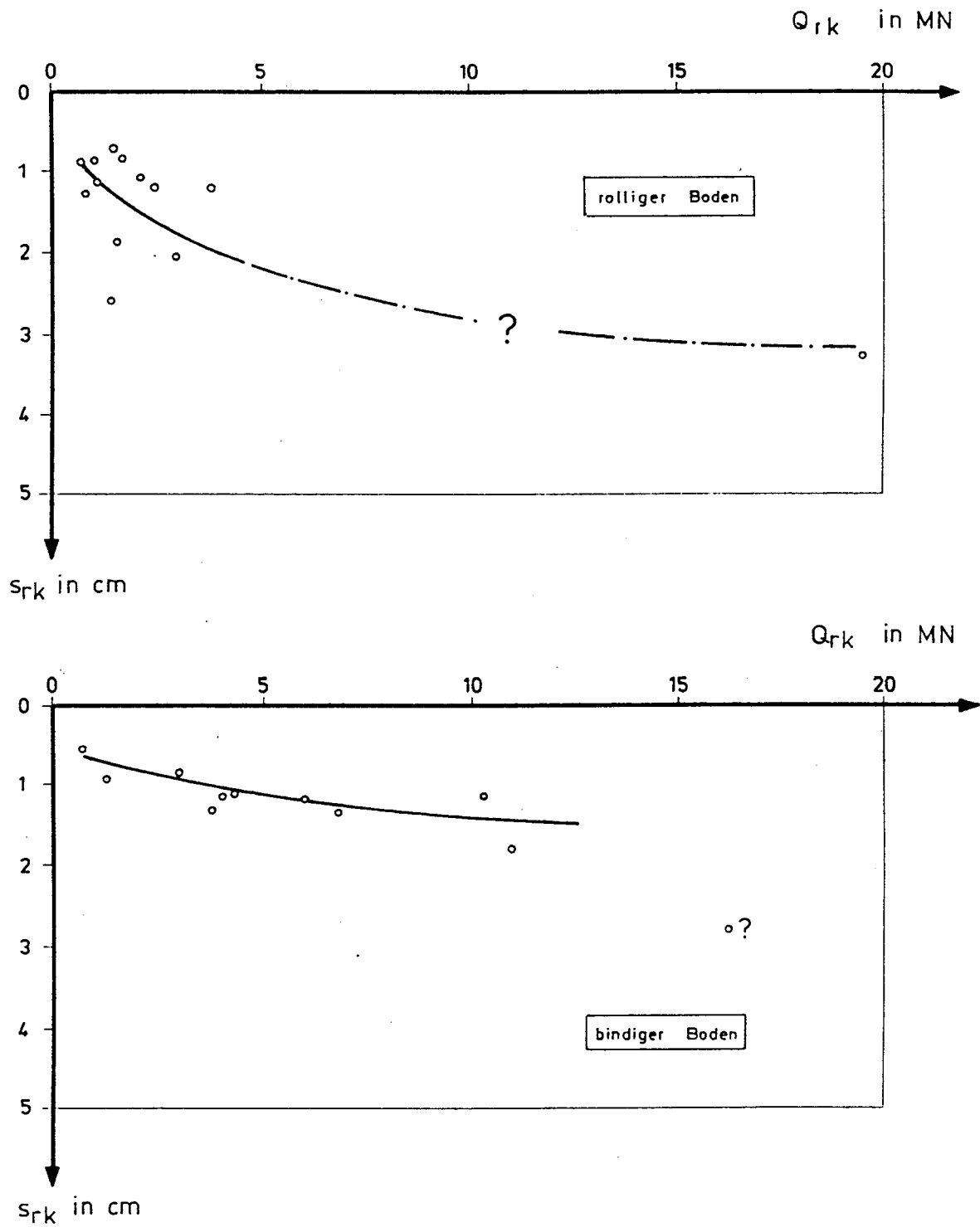


Bild 2.30 Q_{rk}/s_{rk} - Werte für Bohrpfähle, hergestellt mit Suspensionsstützung

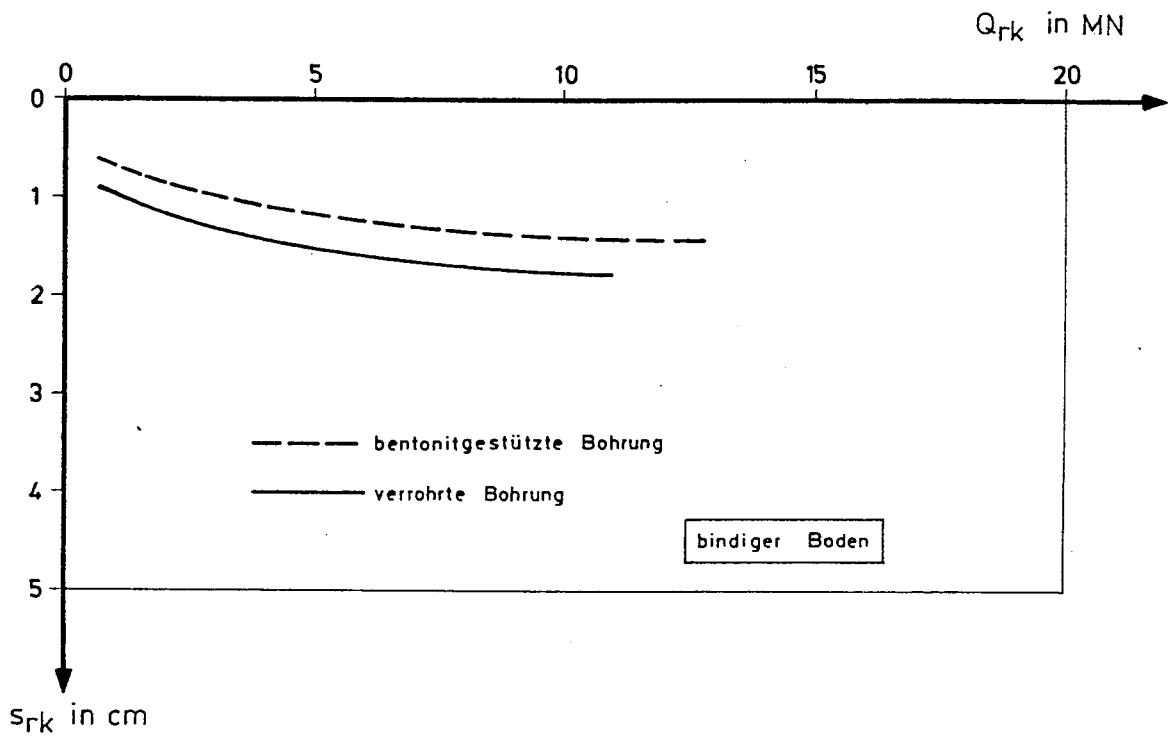
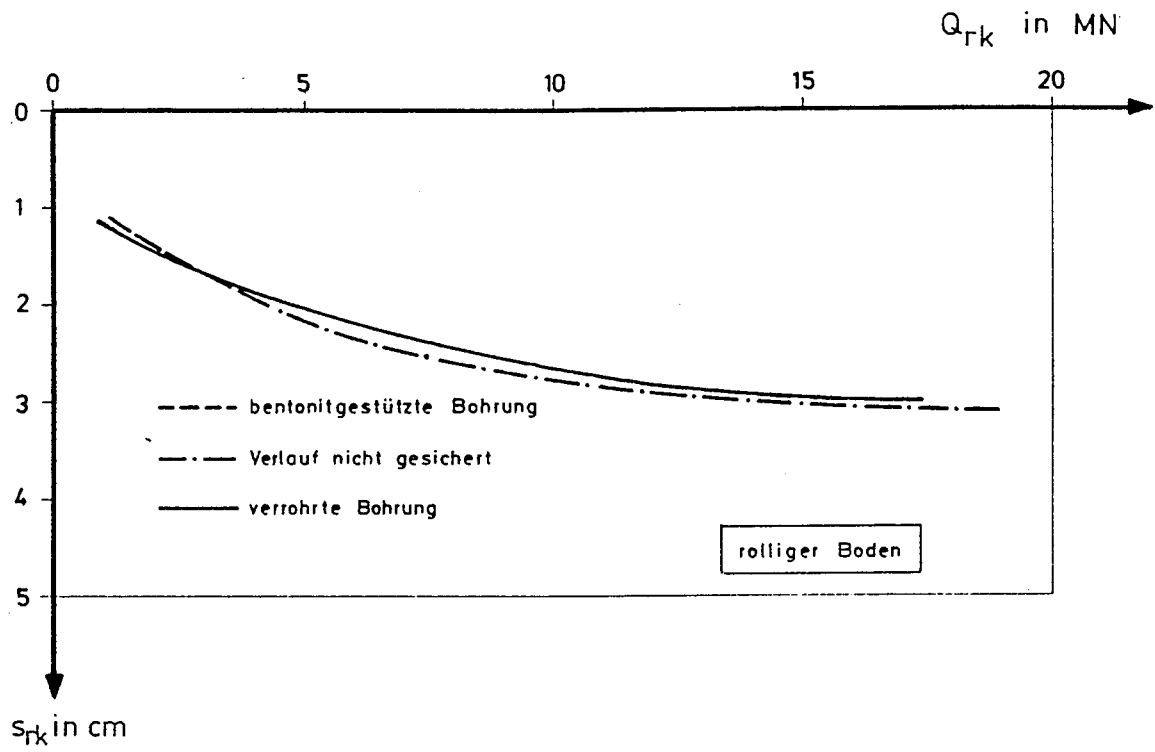


Bild 2.31 Zum Vergleich : Mit Verrohrung und mit Suspensionstützung hergestellte Bohrpfähle - Q_{rk}/s_{rk}

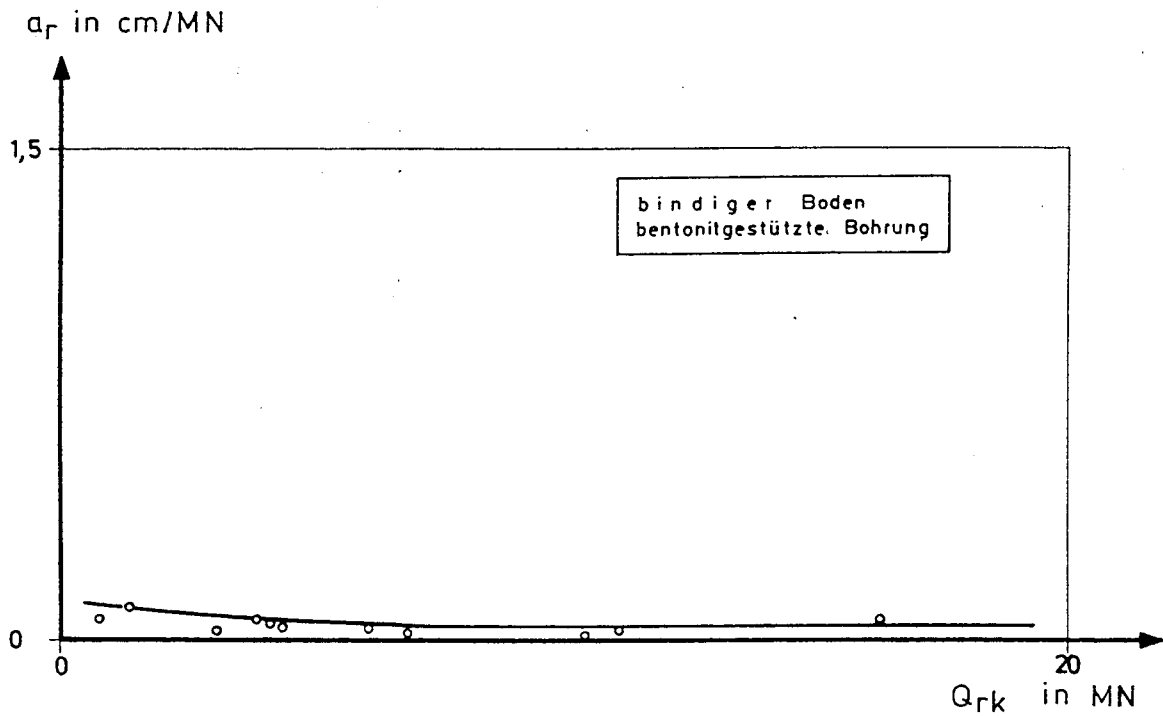
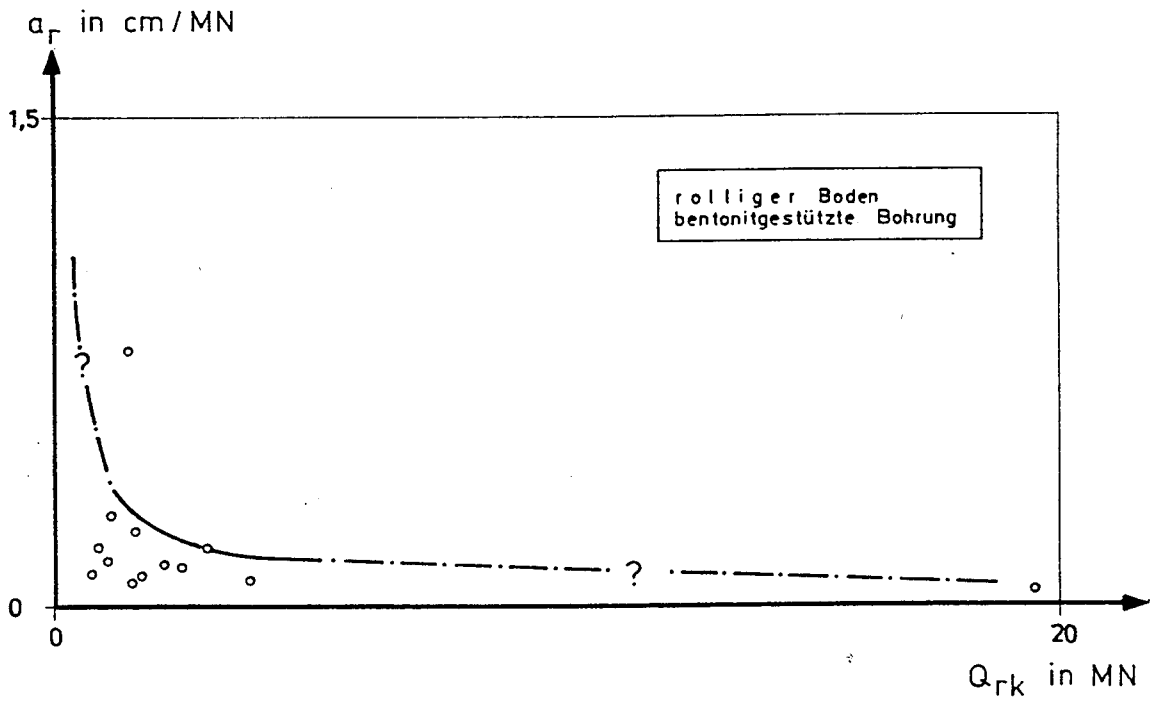


Bild 2.32 Q_{rk}/a_r -Werte für Bohrpfähle, hergestellt mit Suspensionsstützung

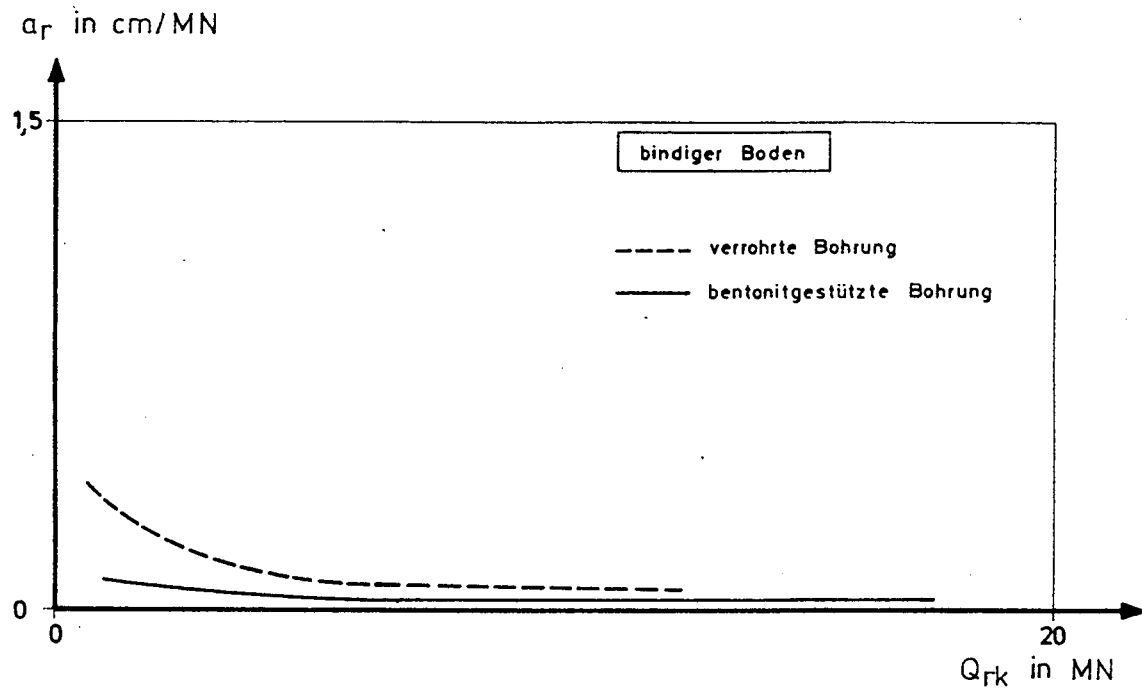
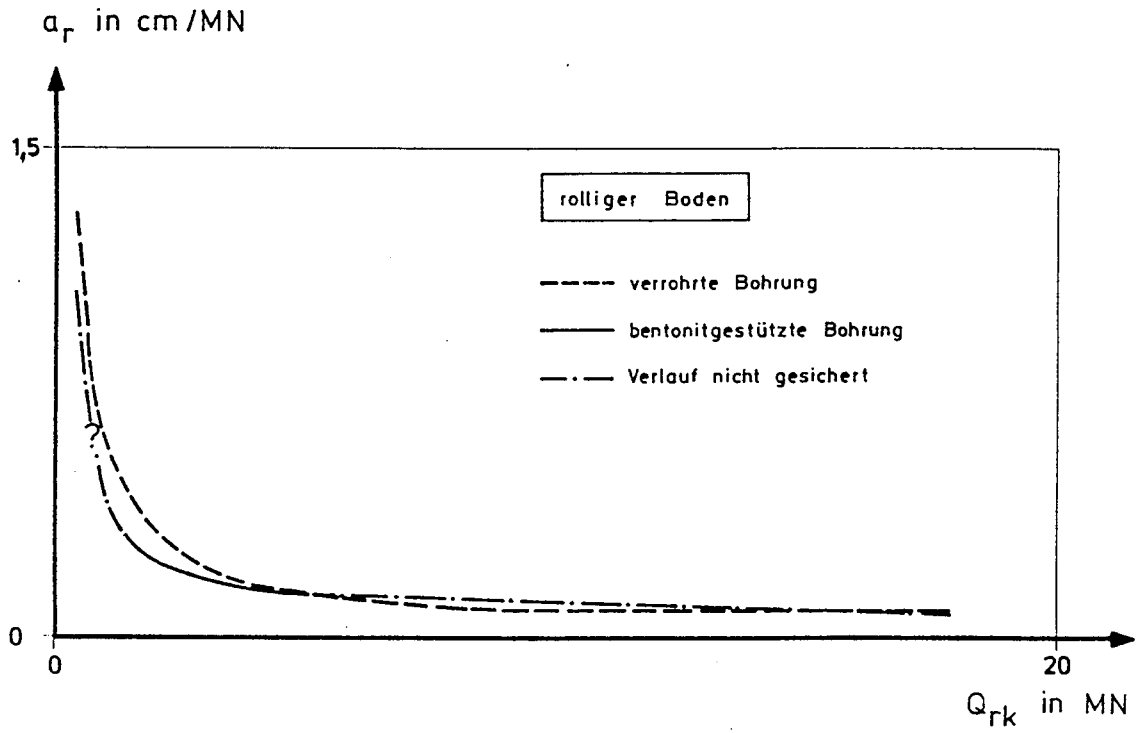


Bild 2.33 Zum Vergleich : Mit Verrohrung und mit Suspensionsstützung hergestellte Bohrpfähle - Q_{rk}/a_r

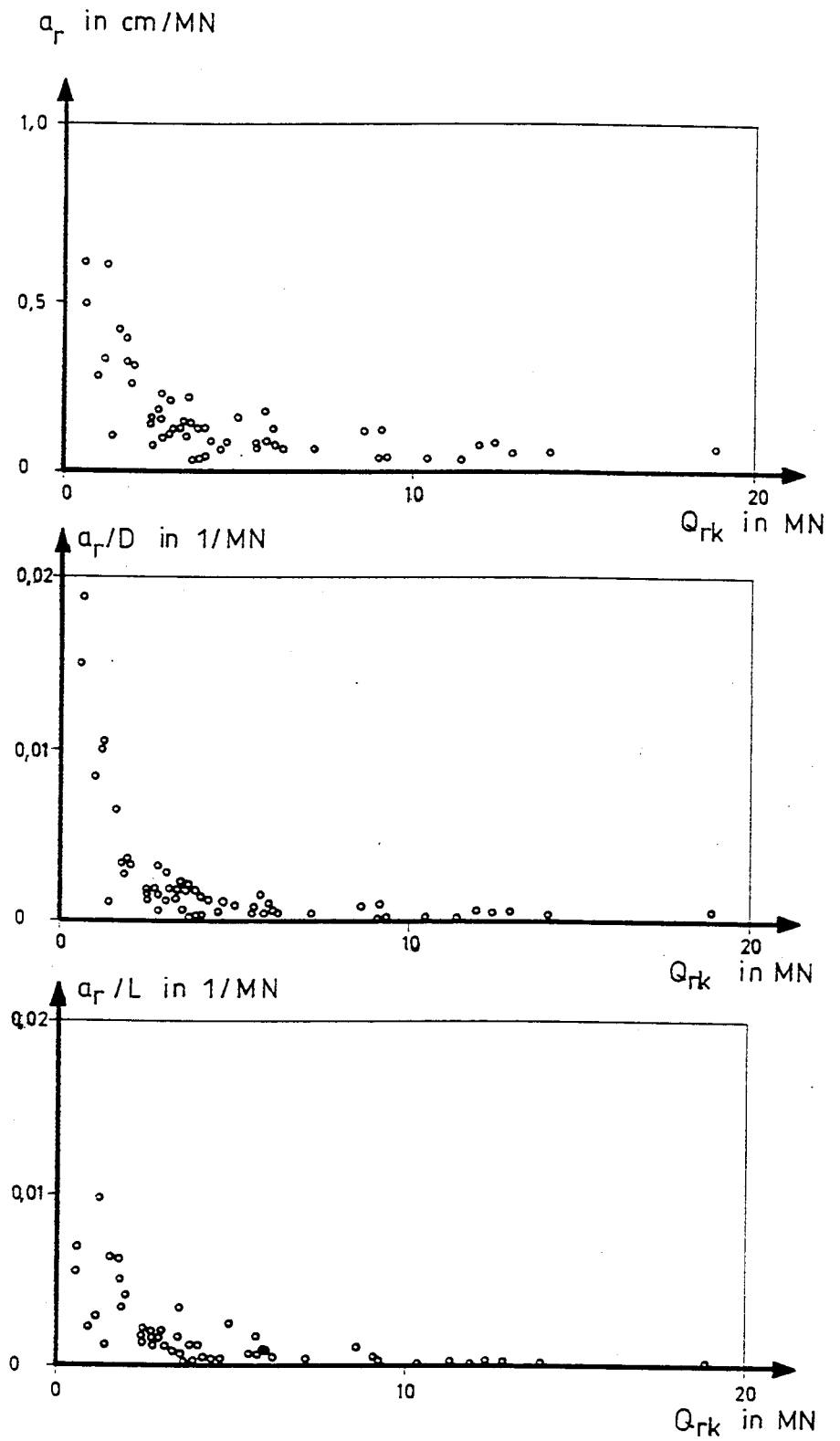


Bild 2.34 Zusammenhang zwischen Anfangsneigung der Mantelkraftthyl und der Last am Punkt maximaler Krümmung; Einfluß von L ur

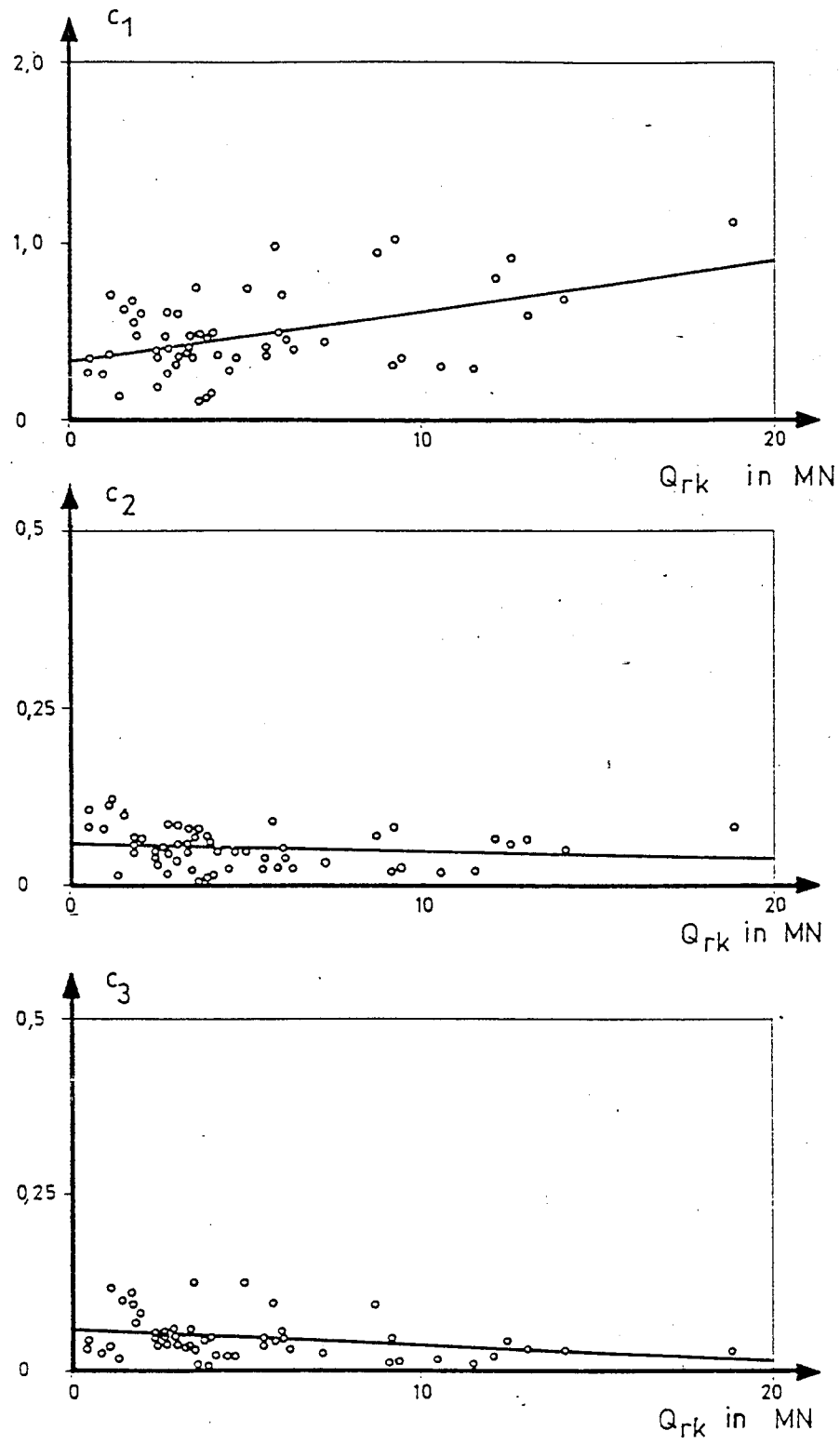


Bild 2.35 Streuung des Parameters c der allgemeinen Hyperbel $a_r = c / Q_{rk}$

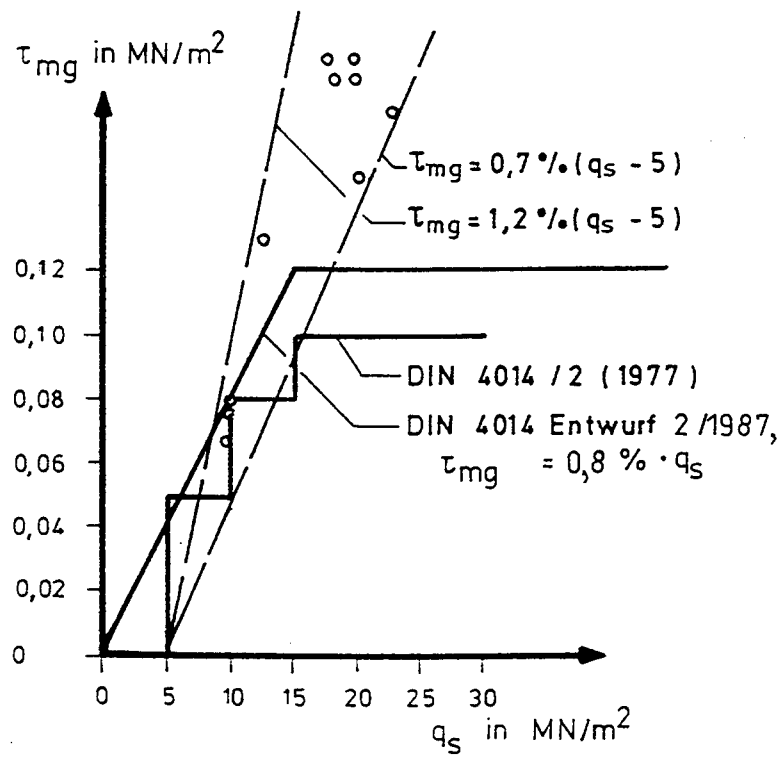


Bild 2.36 Zusammenhang zwischen τ_{mg} und q_s für rollige Böden

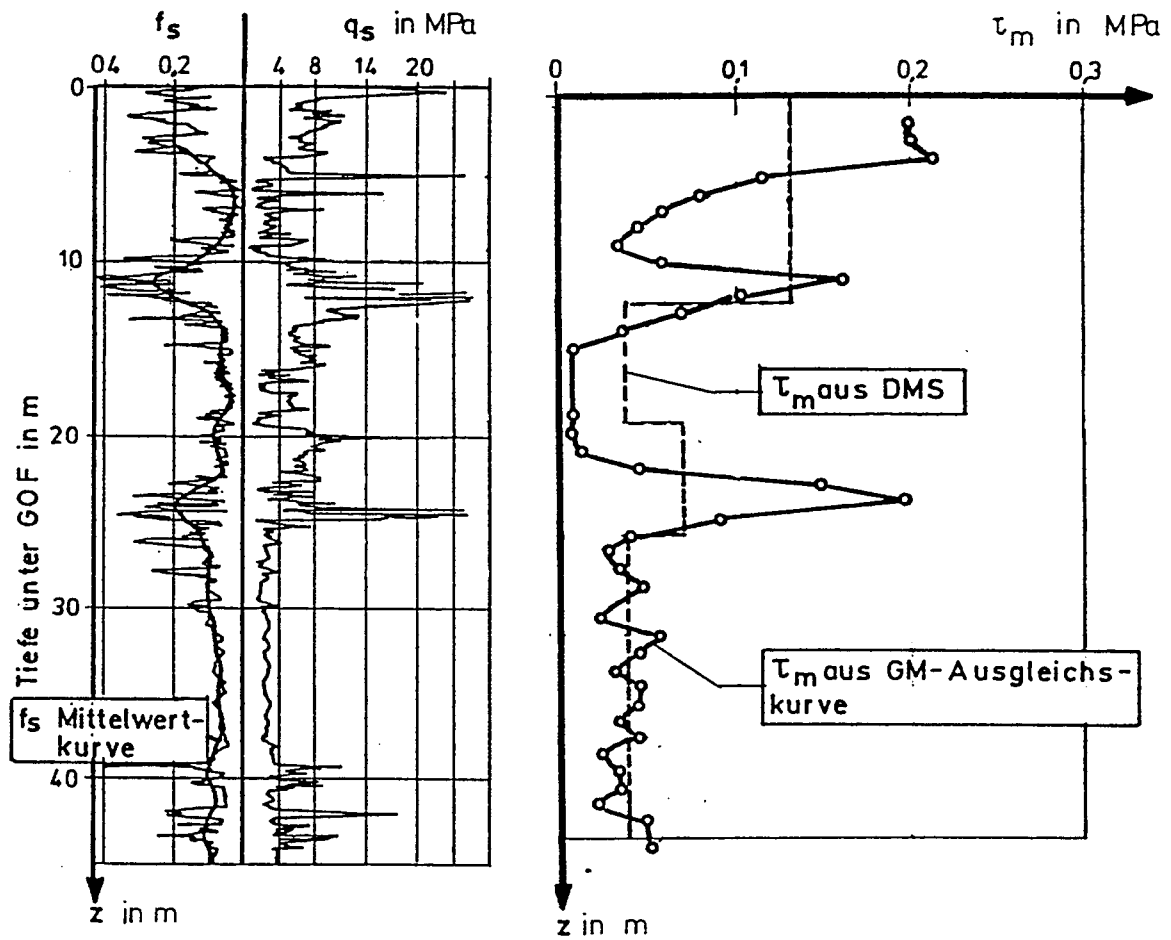


Bild 2.37 Vergleich von τ_m mit f_s und q_s ($\tau_m \approx f_s$) (Franke/Elborg 1986)

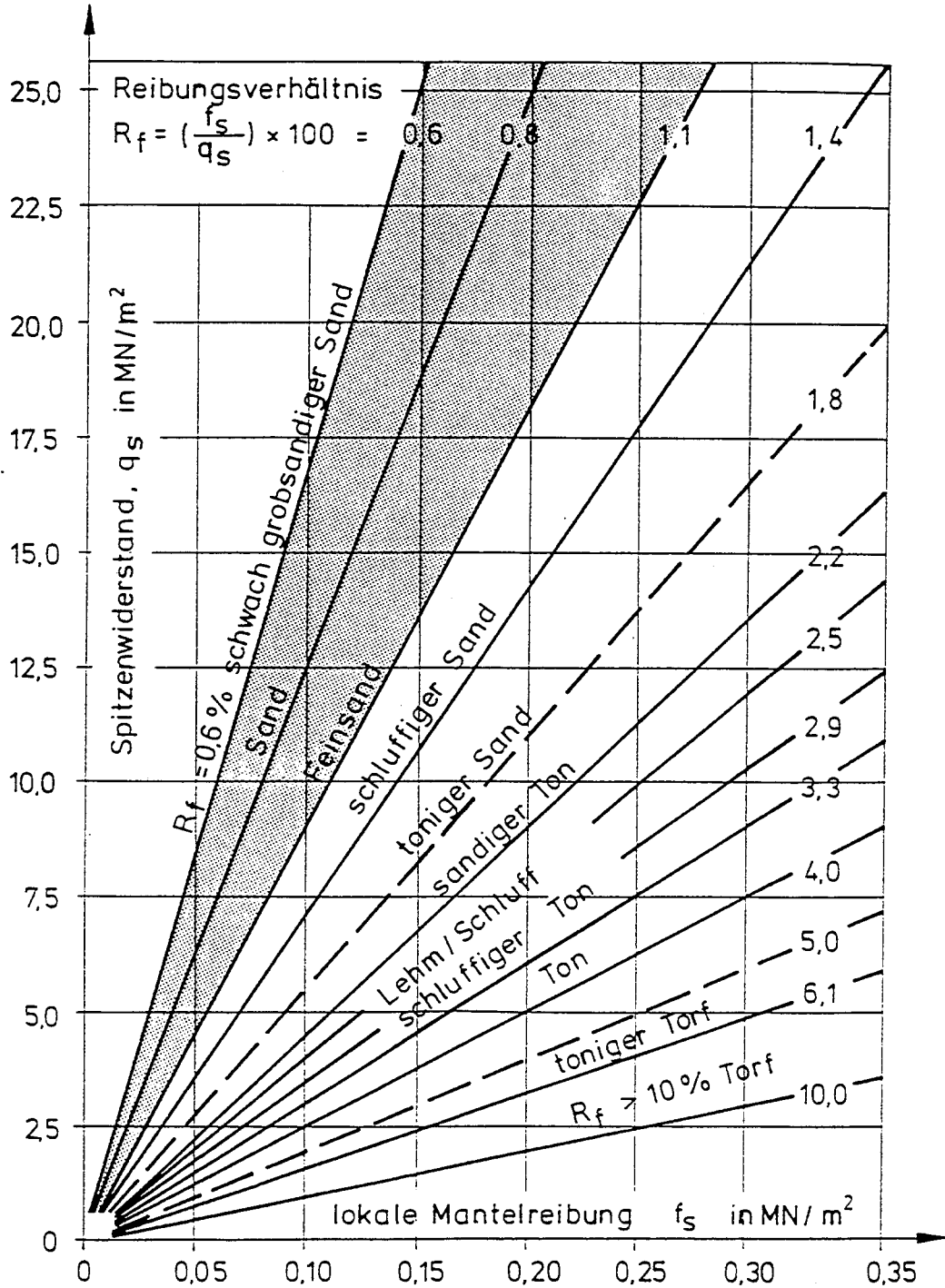


Bild 2.38 Korrelation zwischen Spitzendruck q_s und lokaler Mantelreibung f_s zur Abschätzung des Schichtenaufbaus des Bodens (Begemann 1965)

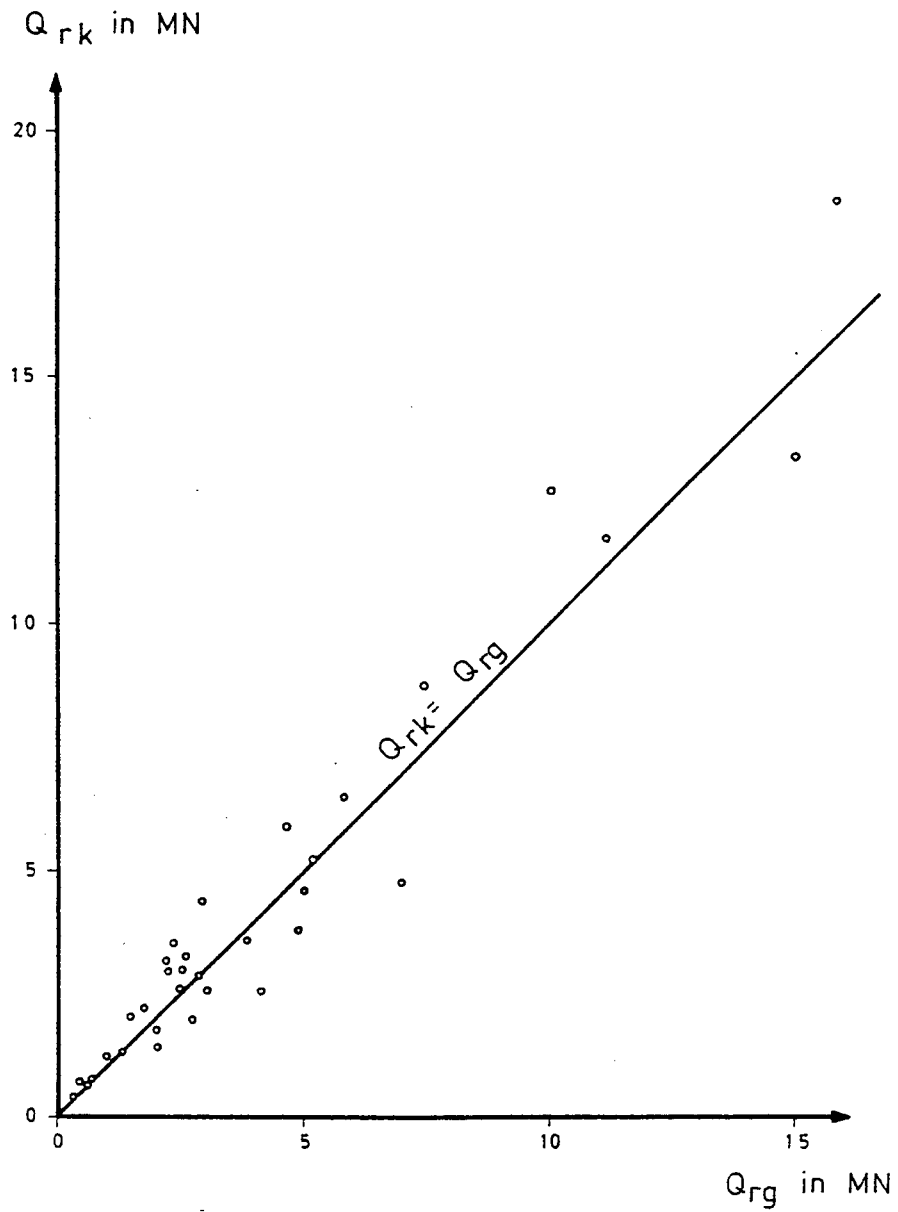


Bild 2.39 Vergleich der Pfahlmantelkräfte Q_{rg} , berechnet nach Gl.(2.20), und Q_{rk} , ermittelt nach Gl.(2.26)

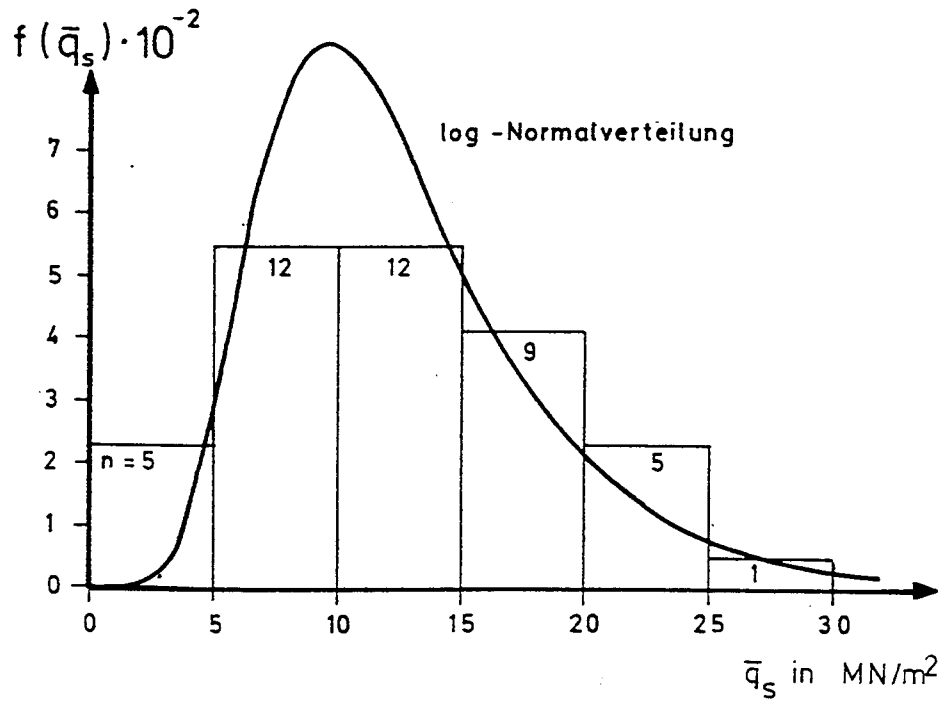


Bild 2.40 Häufigkeitsverteilung der mittleren Baugrundfestigkeit \bar{q}_s entlang des Pfahlschaftes für 44 Bohrpfähle, wobei $q_s \approx \tau_{mg}/R_f$ nach Gl.(2.30)

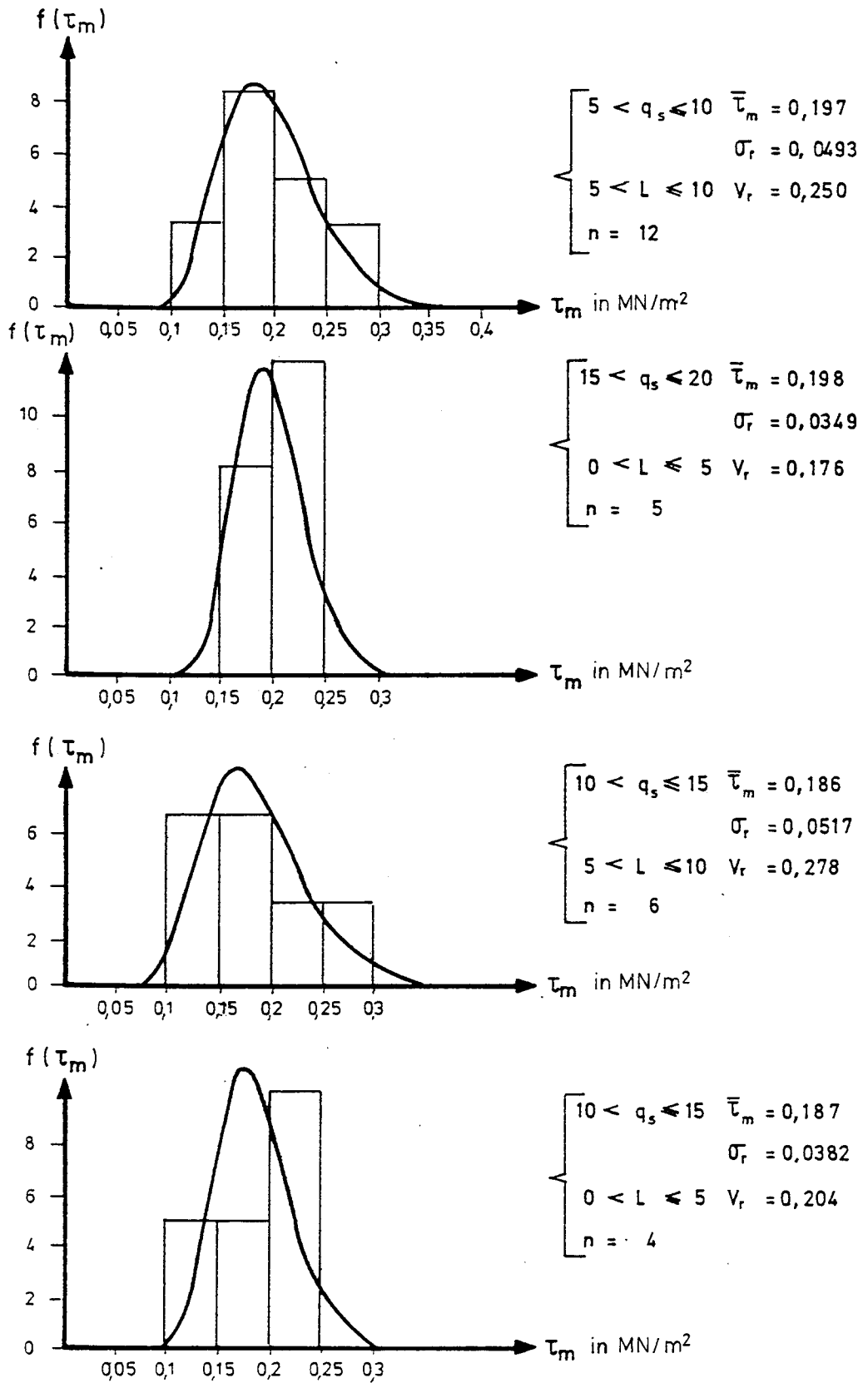


Bild 2.41 Genauere Untersuchung des Einflusses der Pfahlänge auf die Streuungen in Bild 2.40

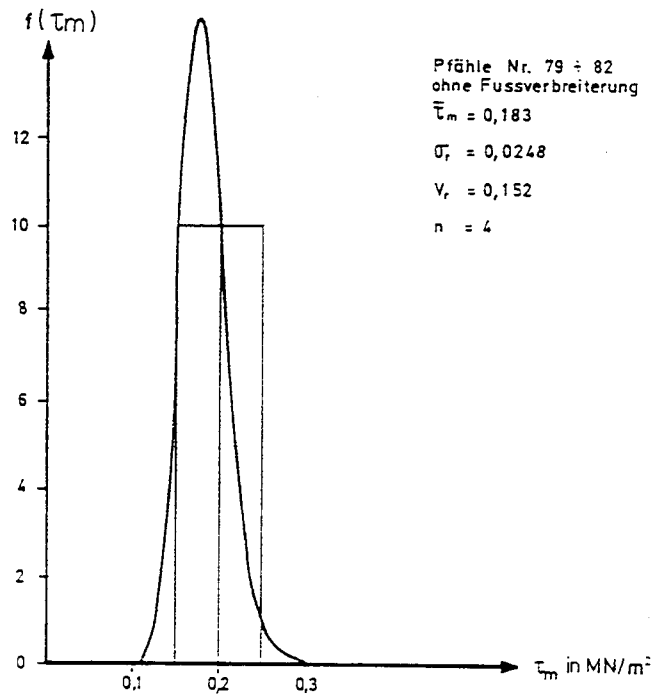
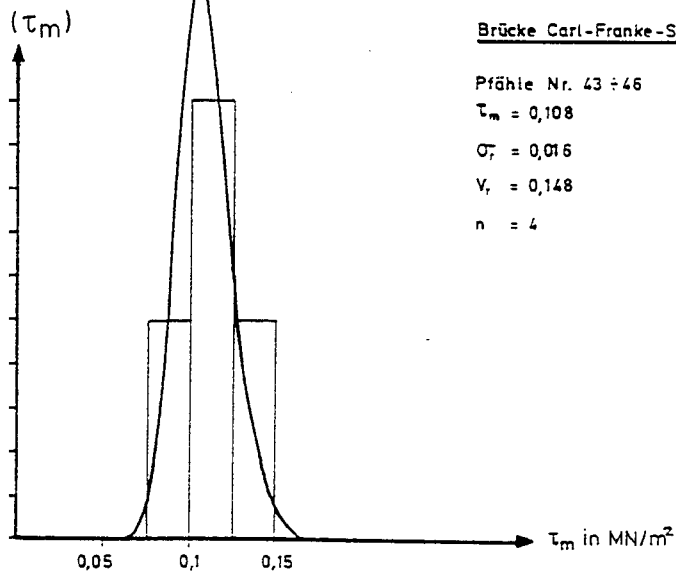
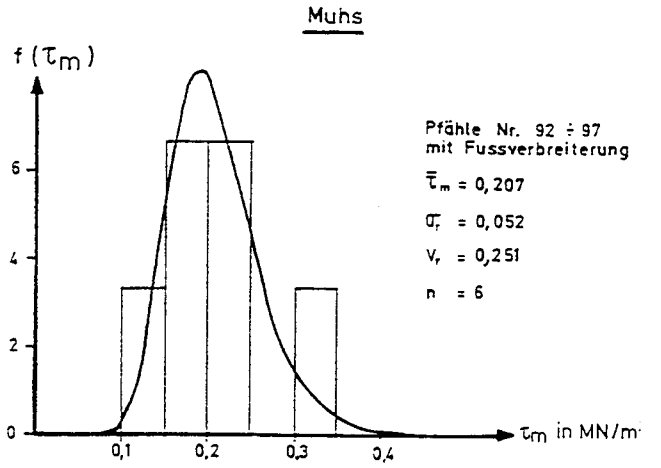
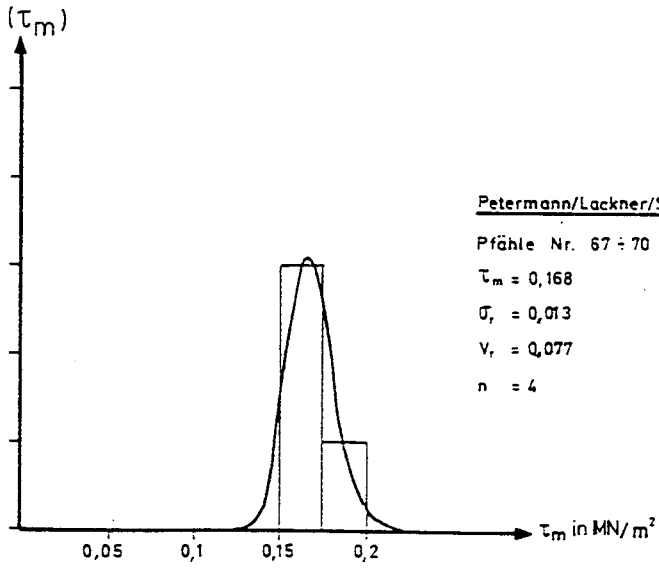


Bild 2.42 Untersuchungen zur Streuung der τ_m -Werte innerhalb eines Prüffeldes bzw. einer Baustelle

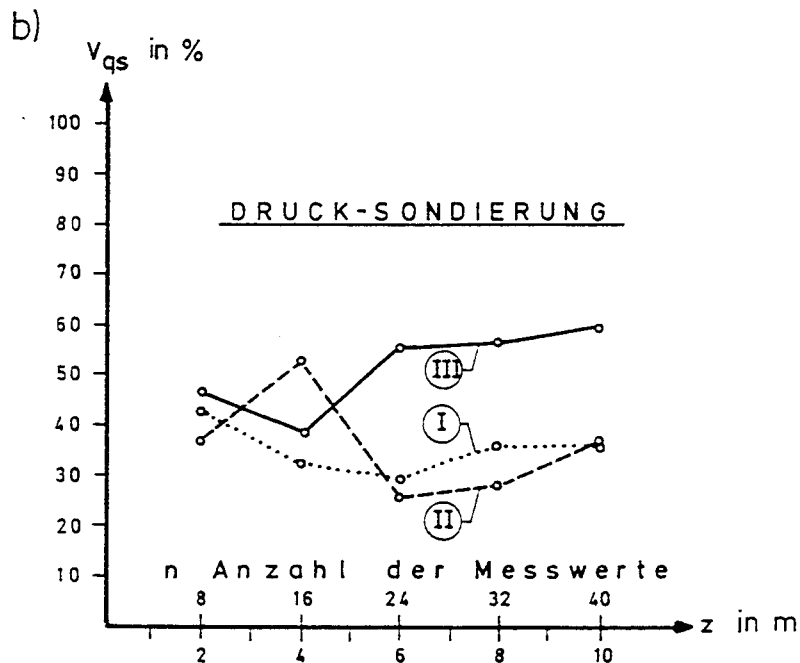
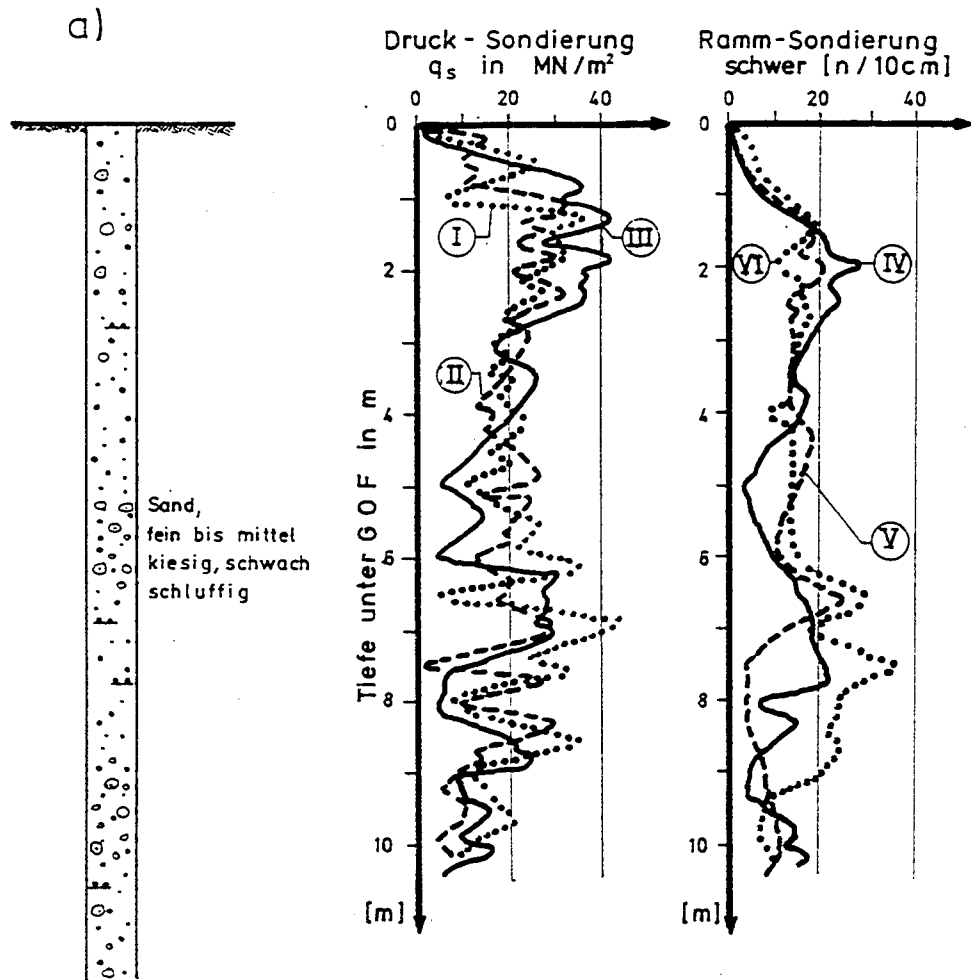


Bild 2.43 a) Sondierergebnisse in einem Baufeld (Stocker 1986)
 b) Auswertung der Sondierungen von Bildteil a) hinsichtlich der Änderung des Variationskoeffizienten V_{qs} der Sondierwiderstände mit zunehmender Tiefe z

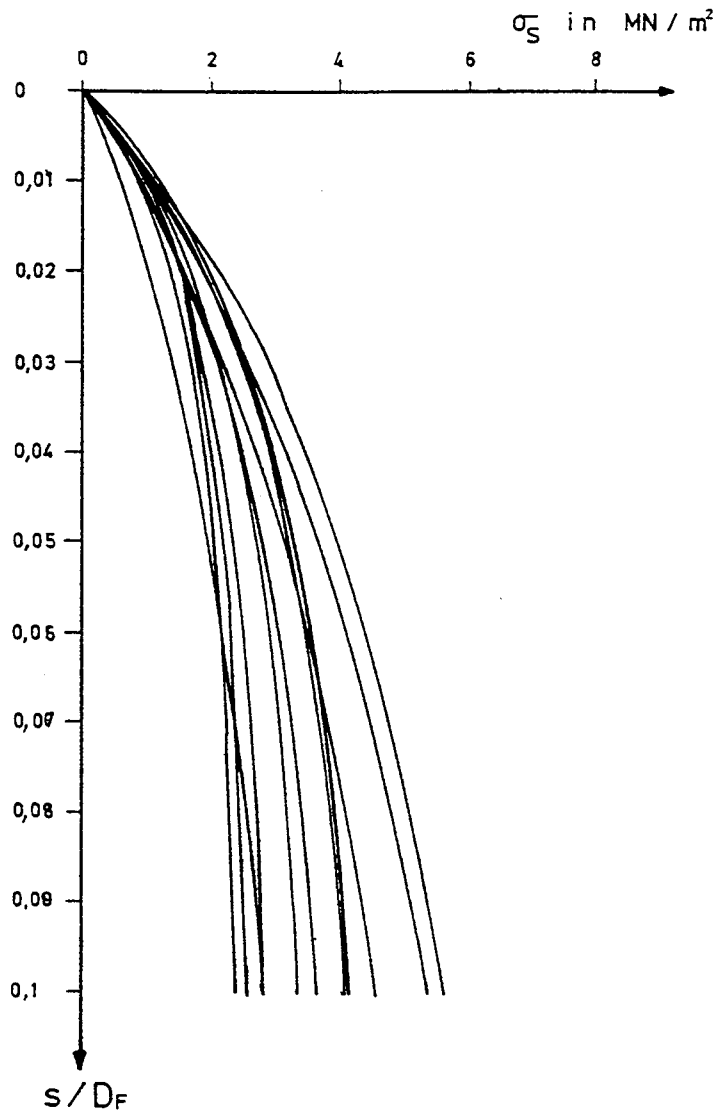
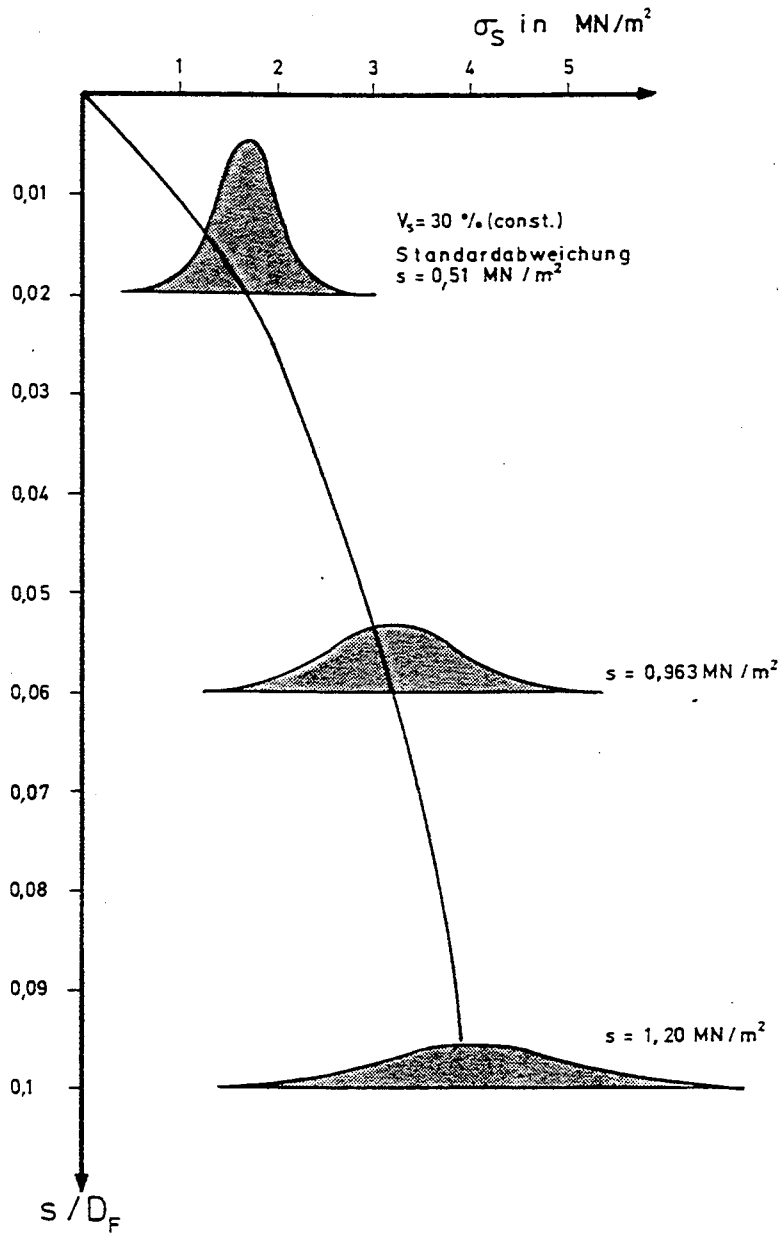


Bild 2.44 11 $Q_s(s)$ - Linien von Probepfählen mit getrennter Messung von $Q_s(s)$

Bild 2.45 Streuung von $Q_S(s)$ von Bild 2.44

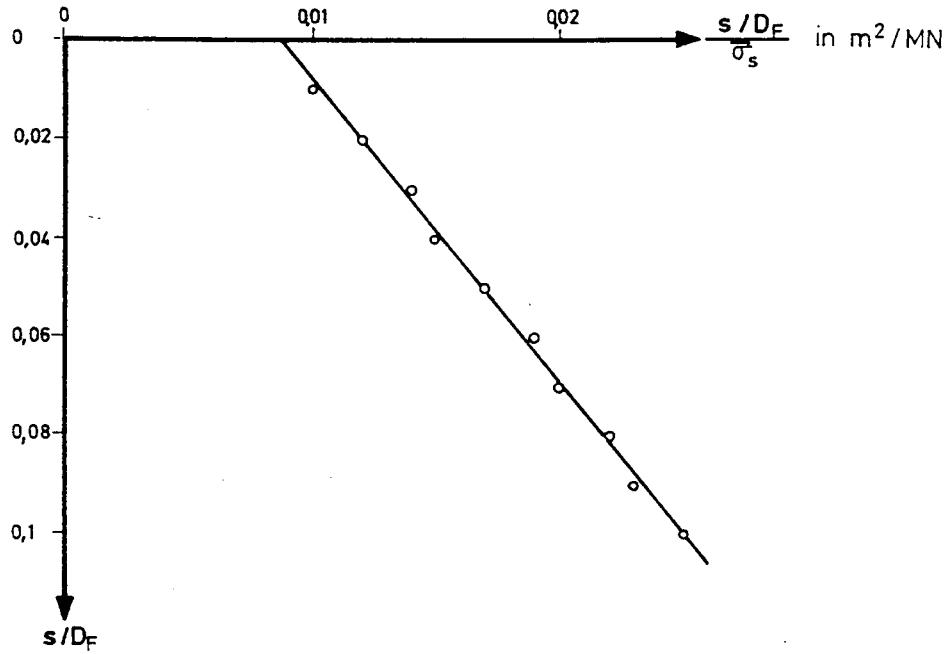


Bild 2.46 Hyperbelgerade für den Mittelwert $\bar{Q}_s(s)$ der $Q_s(s)$ - Verteilung von Bild 2.44 bzw. 2.45

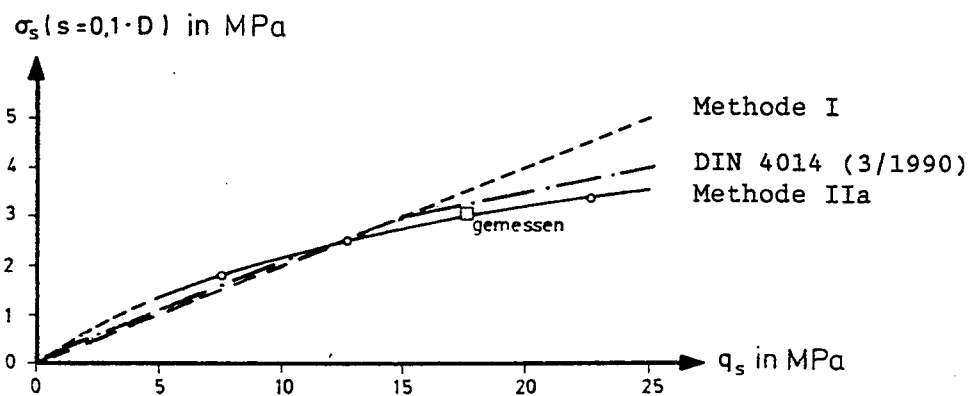


Bild 2.47 Abhängigkeit des Pfahlsitzendruckes $\sigma_{sg} = \sigma_s(0,1D_F)$ vom Sondierwiderstand q_s . Annahmen bei Methoden IIa und DIN 4014

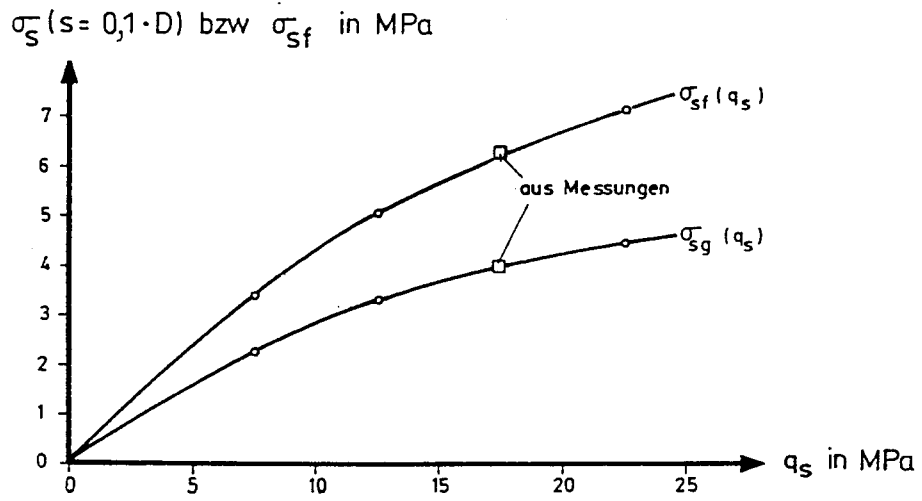


Bild 2.48 Abhängigkeit des Pfahlsitzendruckes $\sigma_{sg} = \sigma_s(0,1D_F)$ vom Sondierwiderstand q_s . Annahmen bei Methode IIB

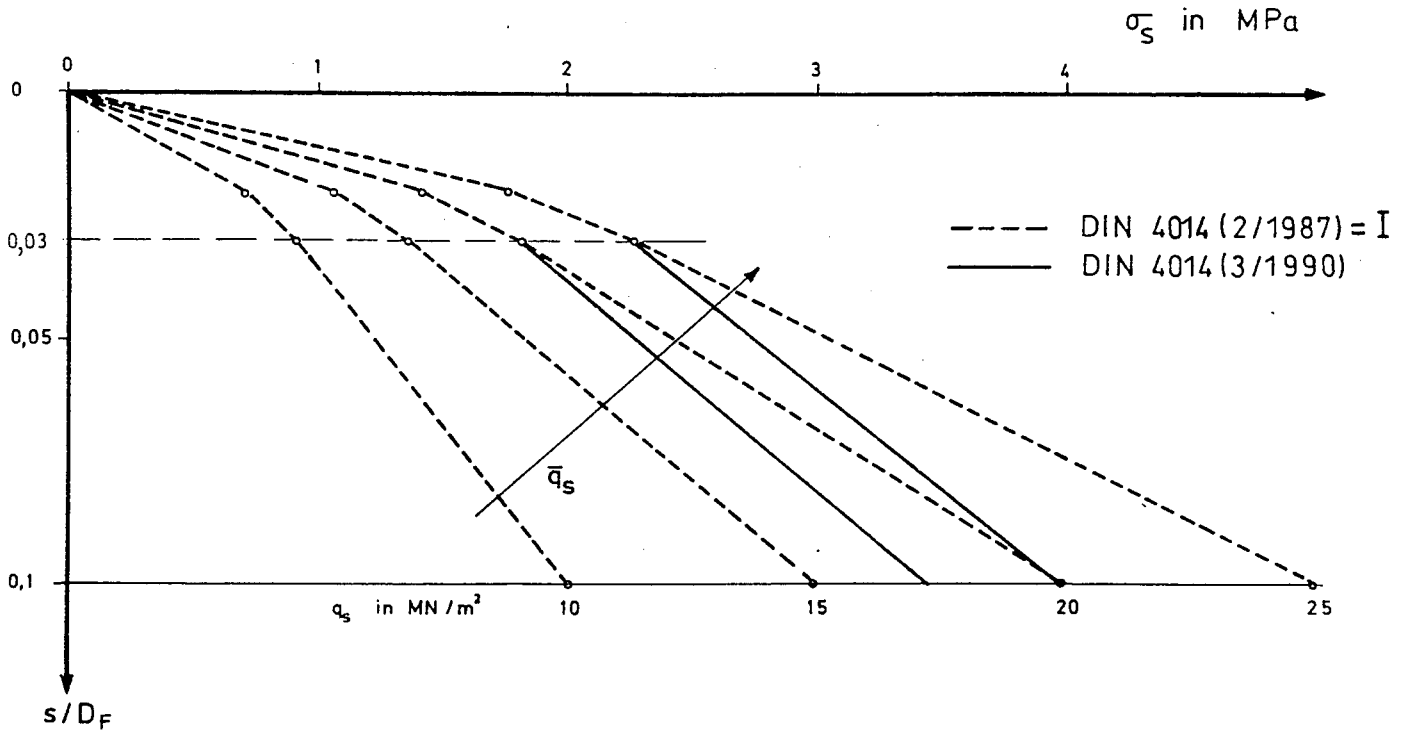


Bild 2.49 Abhängigkeit des Pfahlsitzendruckes $\sigma_s(s)$ von der bezogenen Setzung s/D_F . Annahmen bei Methode I und DIN 4014 (3/1990)

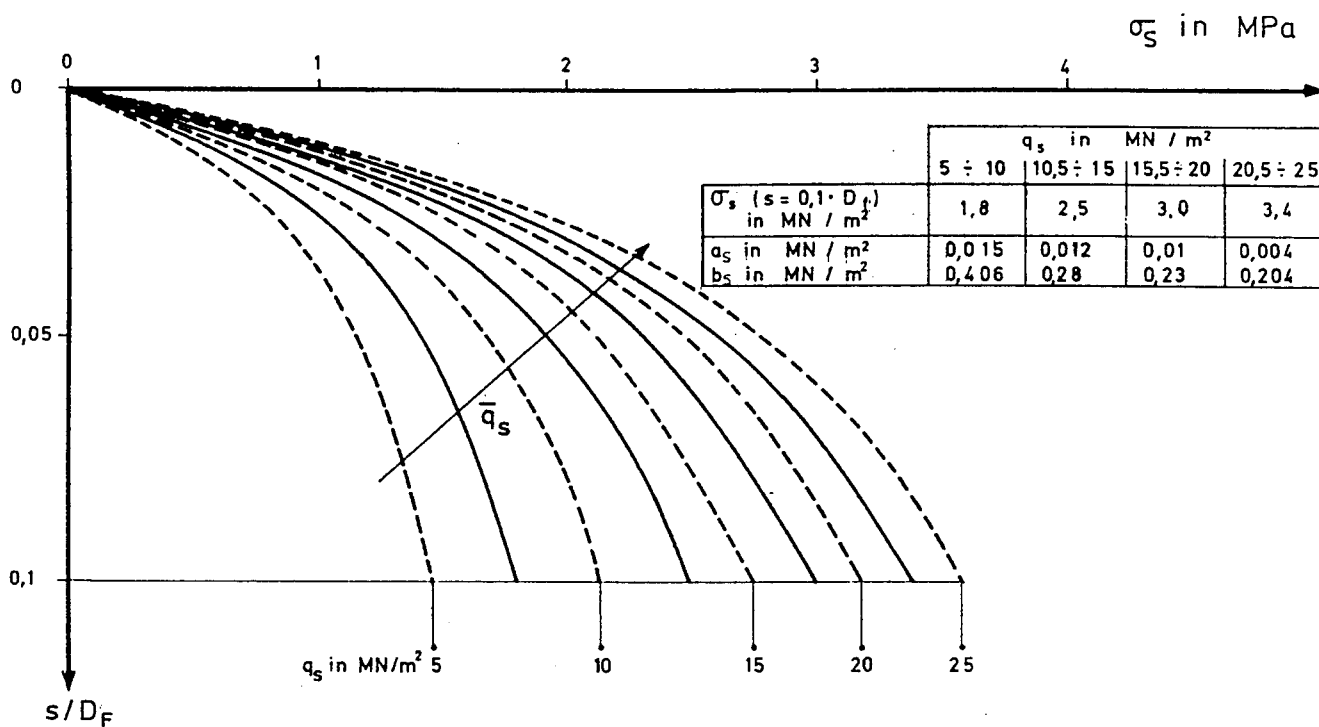


Bild 2.50 Abhängigkeit des Pfahlspitzendruckes $\sigma_s(s)$ von der bezogenen Setzung s/D_F . Annahmen bei Methode IIa

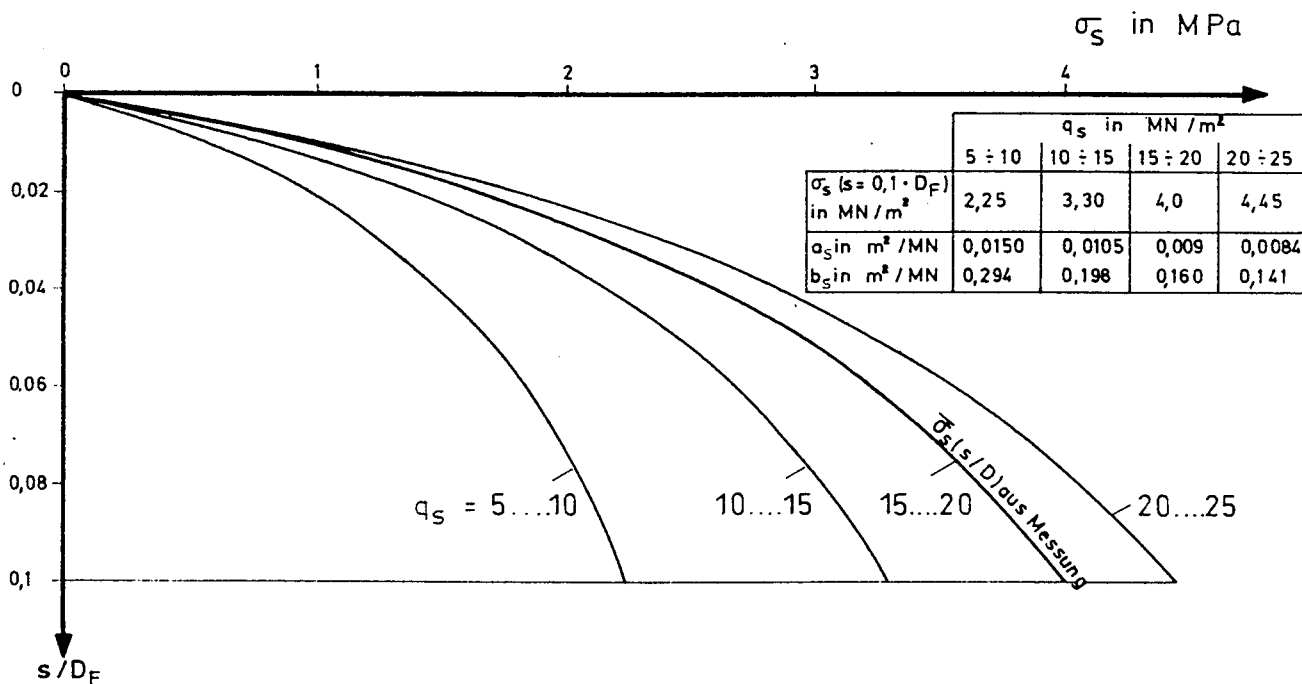


Bild 2.51 Abhängigkeit des Pfahlspitzendruckes $\sigma_s(s)$ von der bezogenen Setzung s/D_F . Annahmen bei Methode IIb

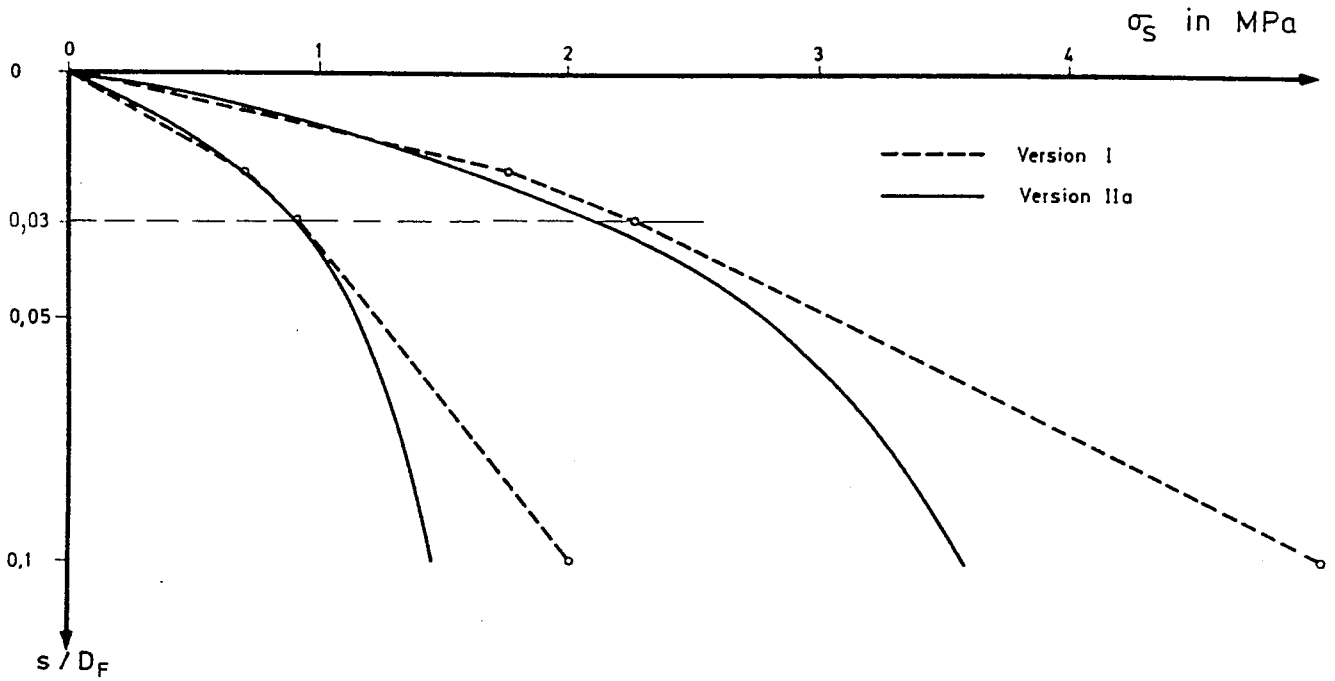


Bild 2.52 Unterschiede der $\sigma_s(s)$ - Kurven als Folge unterschiedlicher a_s -Werte bei gegebenen Werten der Setzung $s = 0,03 \cdot D_F$

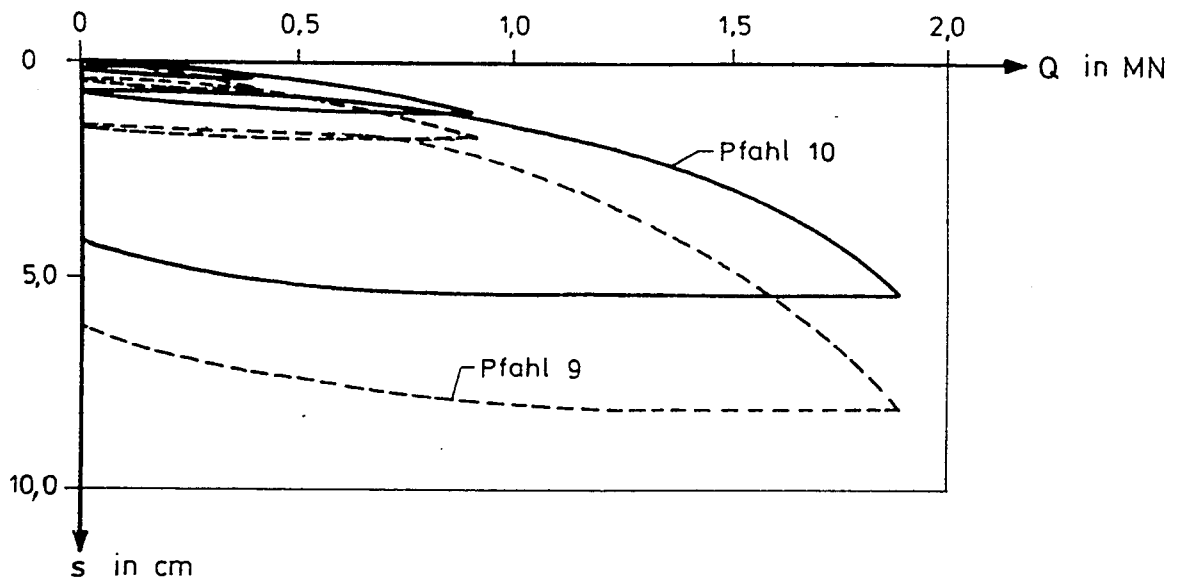


Bild 2.53 Lastsetzungslinien zweier gleichartiger Lorenz-Pfähle mit Fußverbreiterung (Muhs 1959)

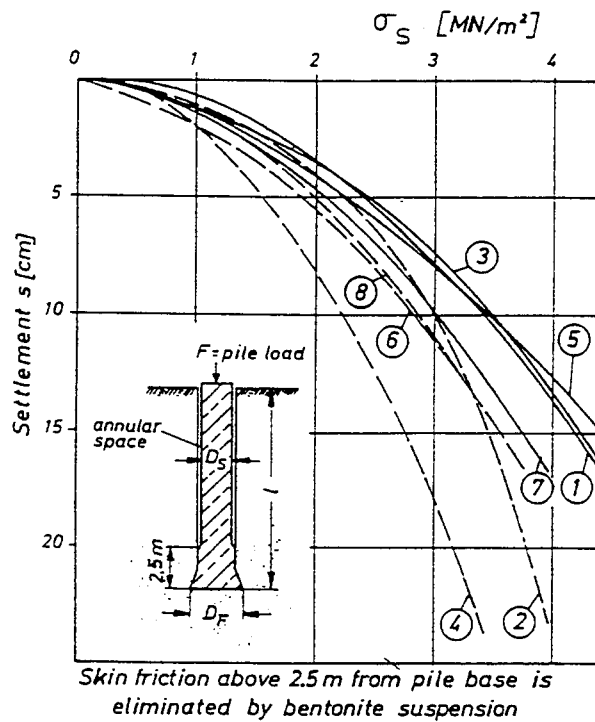


Bild 2.54 Einfluß der Fußverbreiterung auf das Spitzendruck-Setzungsverhalten von Pfählen, Pfahl 2, 4, 6 und 8 mit Fußverbreiterung, die Pfähle 1, 3, 5 und 7 ohne Fußverbreiterung (Franke/Garbrecht 1977).

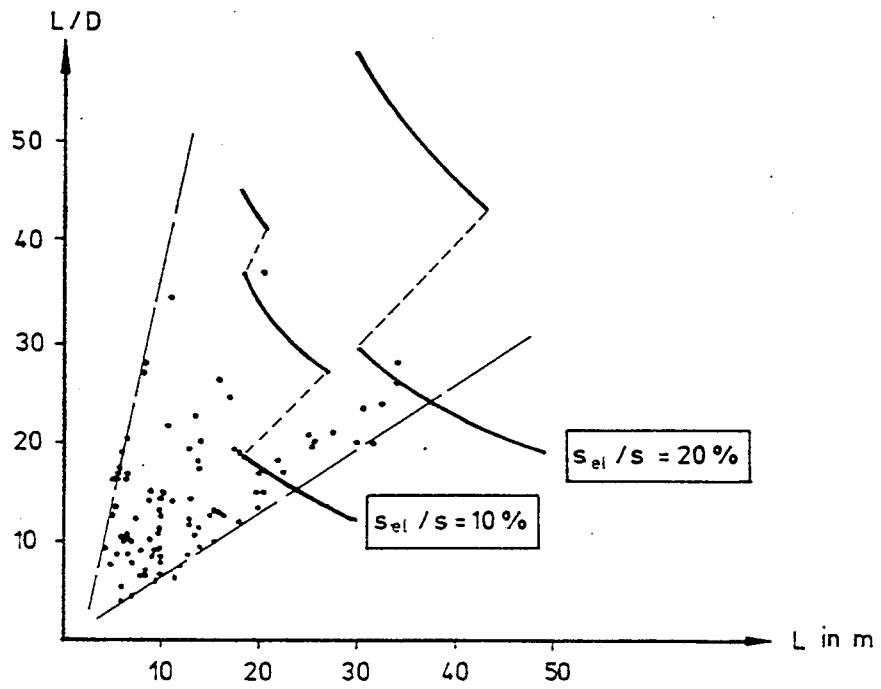
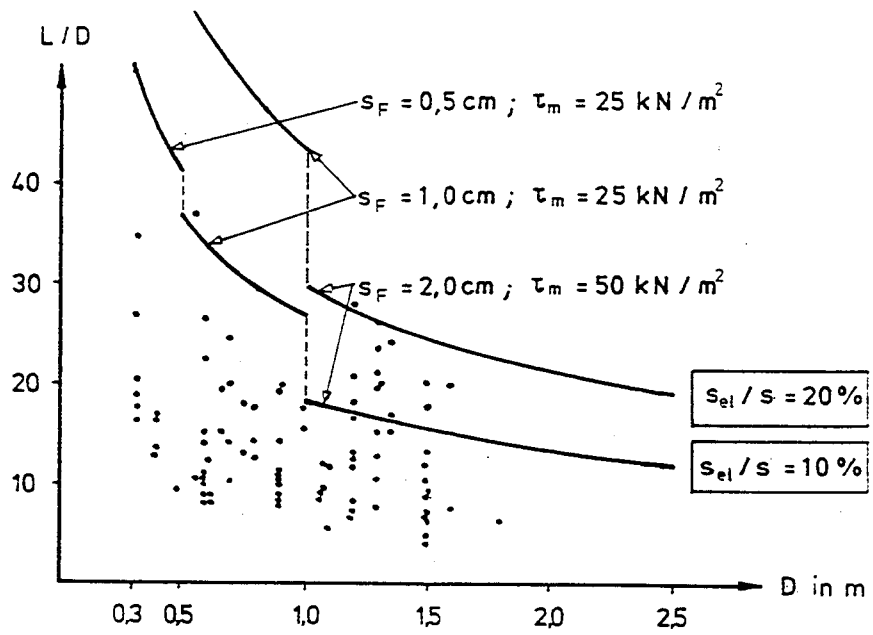


Bild 2.55 Anteil der elastischen Pfahlstauchung an der Gesamtsetzung

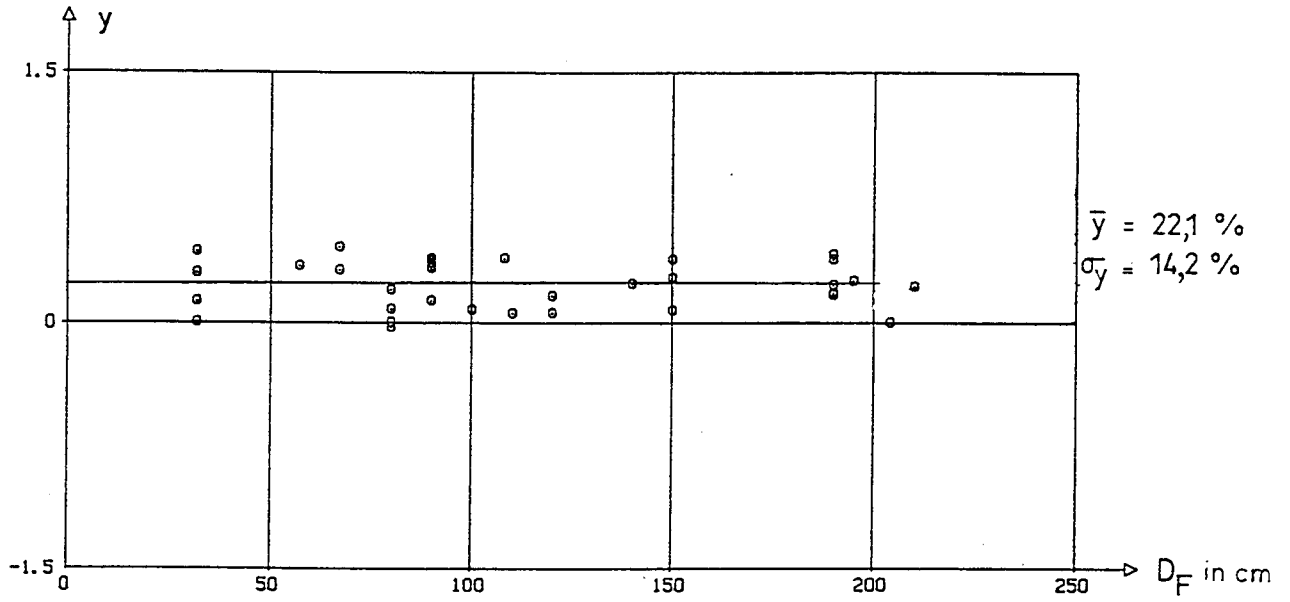


Bild 2.56 Die Fehlergröße y ist unabhängig vom Pfahldurchmesser bei Definition der Bruchsetzung nach Gl.(1.2), dargestellt am Beispiel der Setzung $s = 0,03 \cdot D_F$

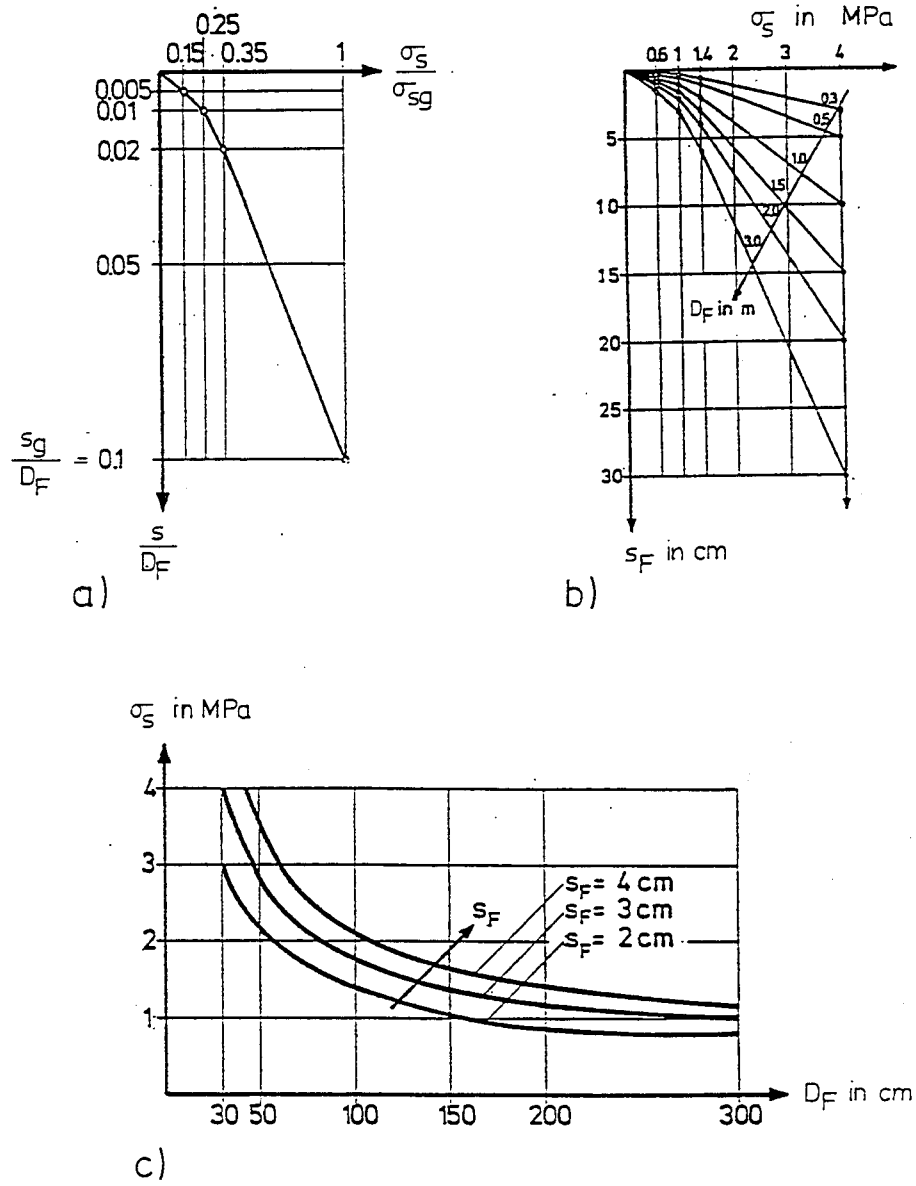


Bild 2.57 Durchmesserabhängigkeit des Spitzendruckes $\sigma_s(s)$ auf den Bildteilen b) und c) als Folge der Annahme des dimensionslosen Verlaufs nach Bildteil a)

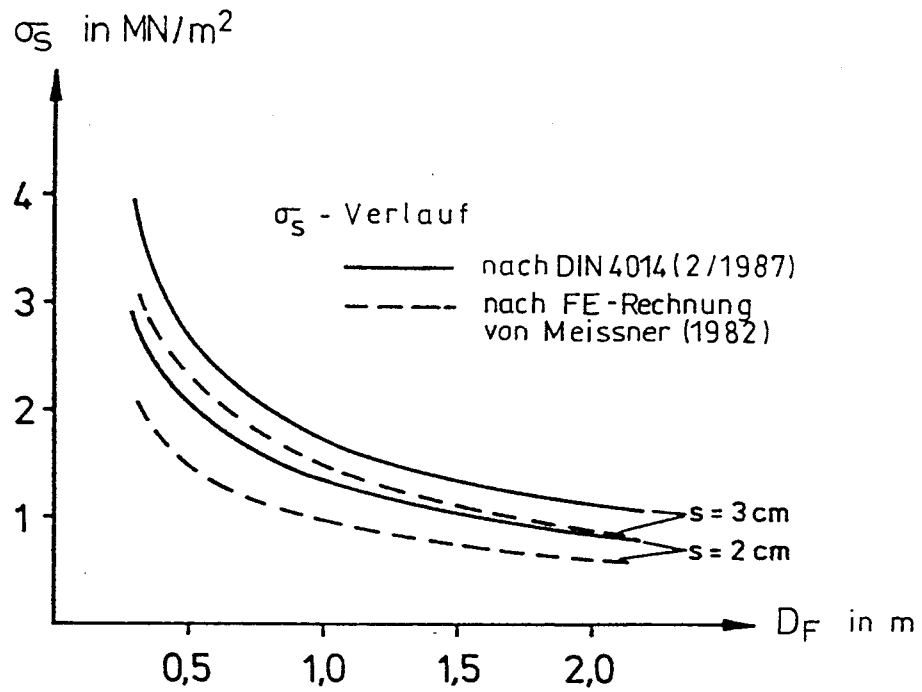


Bild 2.58 Vergleich des Bemessungsvorschlages nach DIN 4014 (Entwurf 2/87) mit einer FE-Berechnung nach Meissner (1982)

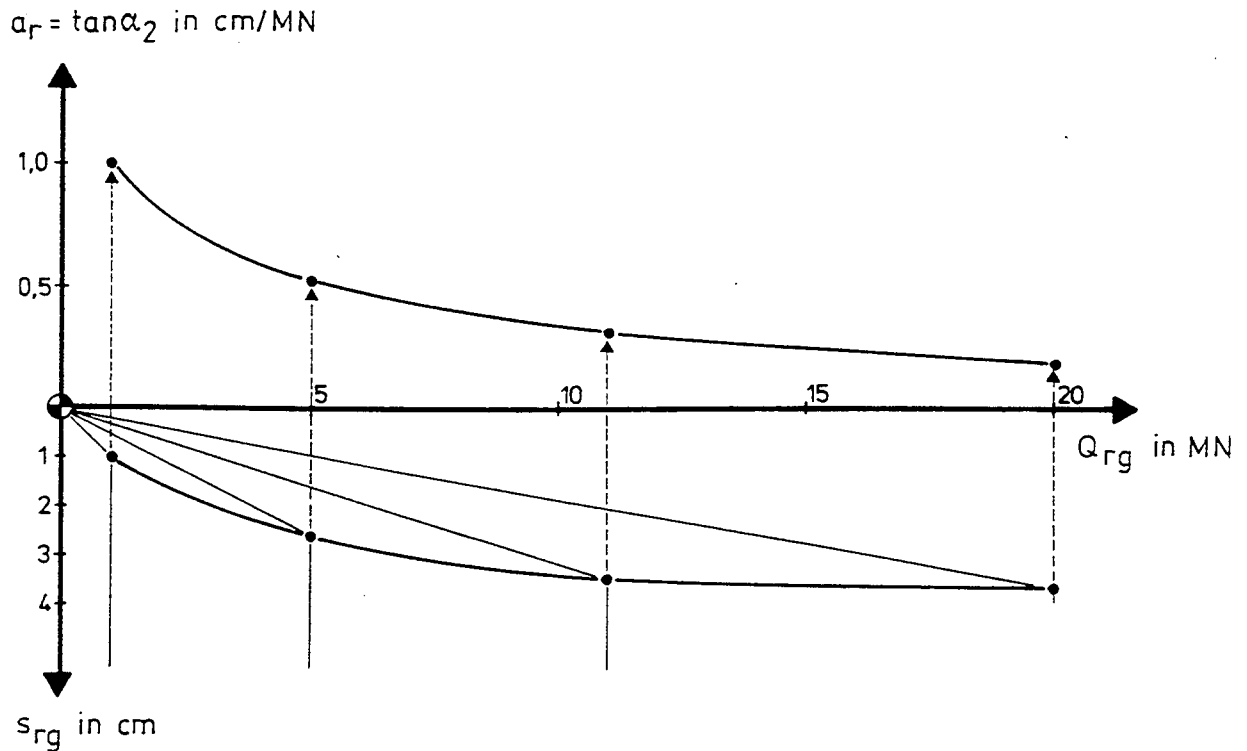


Bild 2.59 Zusammenhang zwischen Q_{rg}/a_r und Q_{rg}/s_{rg}

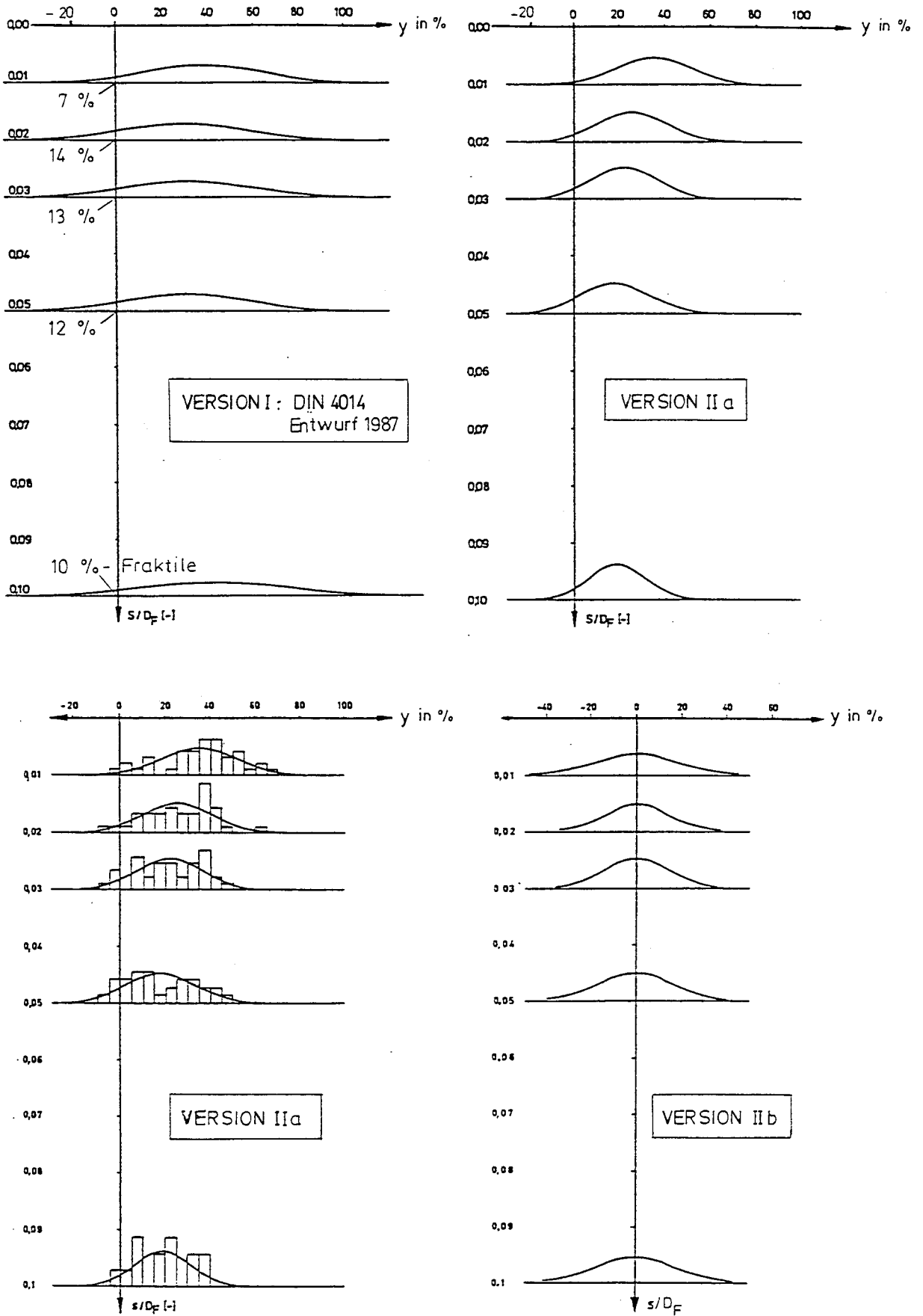


Bild 2.60 Fehler y für die Methoden I , IIa und IIb

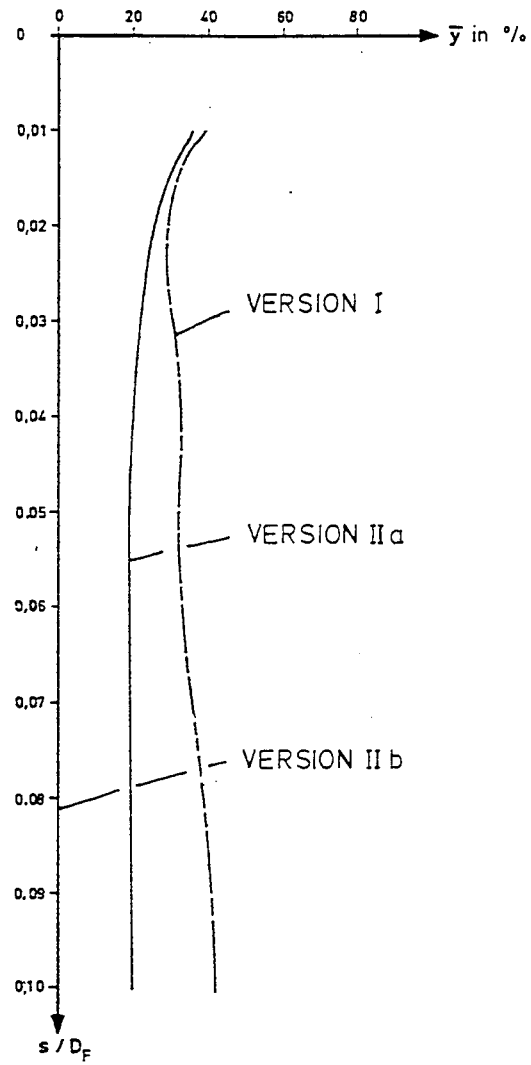
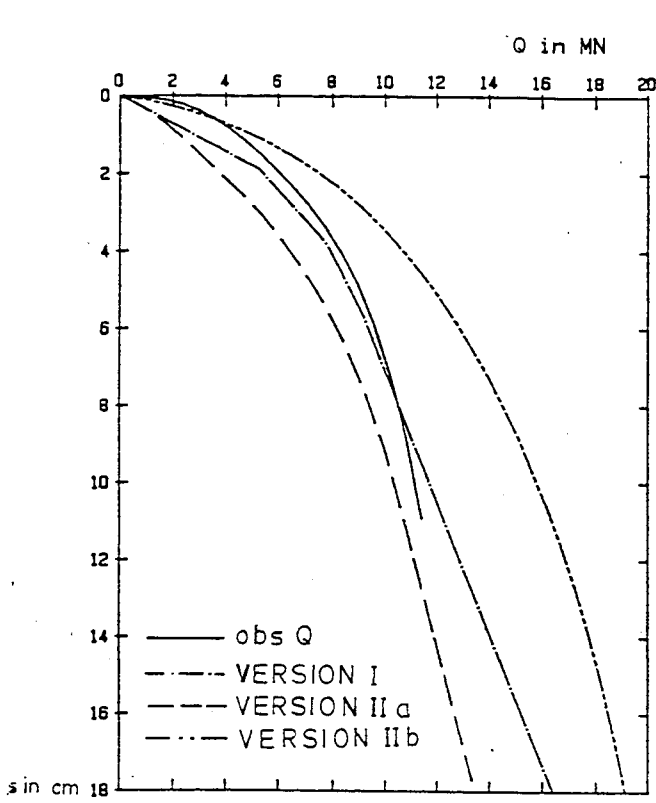
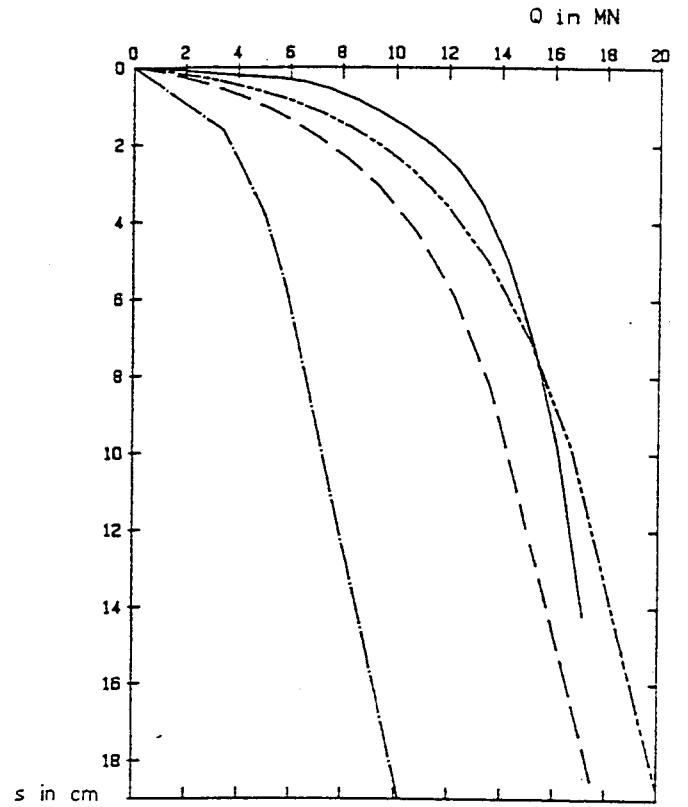


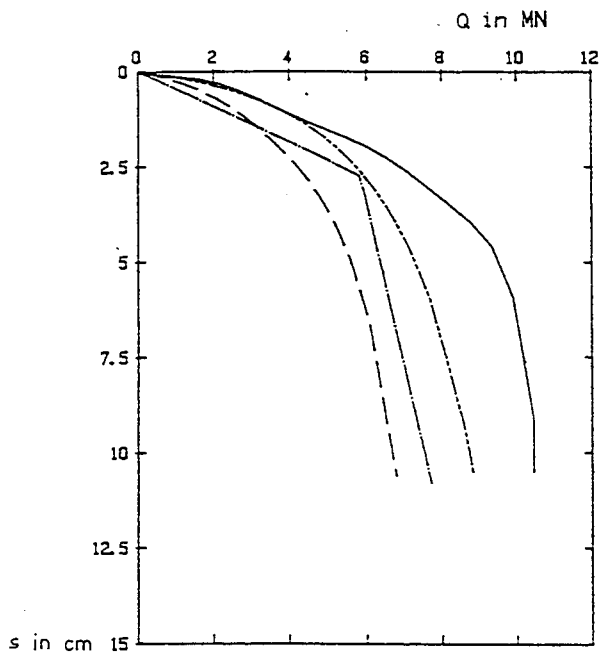
Bild 2.61 Mittelwerte der Fehler \bar{y} in Abhängigkeit von der Setzung s/D_F



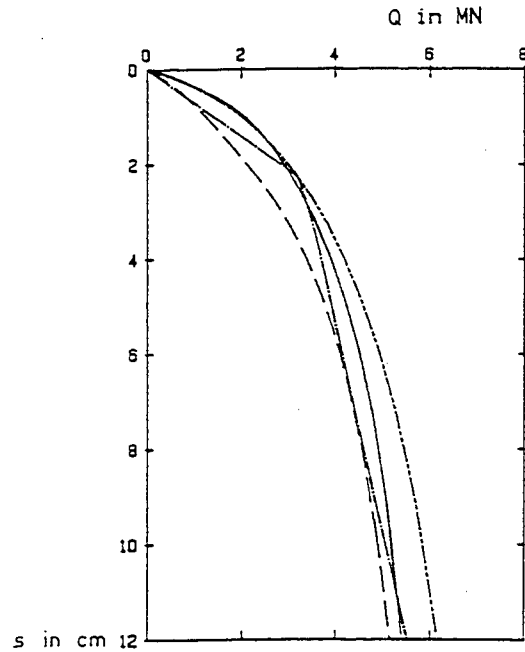
PFAHL 55



PFAHL 15



PFAHL 38



PFAHL 83

Bild 2.62 4 Beispiele für die Anwendung der Methoden I, IIa und IIb und Vergleich mit den gemessenen Lastsetzungslinien

Tabelle 1. Pfahlspitzenwiderstand σ_s in MN/m^2 in Abhängigkeit von der auf den Pfahl(fuß)durchmesser bezogenen Pfahlkopfsetzung s/D bzw. s/D_F und dem mittleren Sondierspitzenwiderstand in nichtbindigen Böden

bezogene Pfahlkopfsetzung s/D bzw. s/D_F	Pfahlspitzenwiderstand σ_s MN/m^2 *)			
	bei einem mittleren Sondierspitzenwiderstand q_s MN/m^2			
	10	15	20	25
0,02	0,7	1,05	1,4	1,75
0,03	0,9	1,35	1,8	2,25
0,10 = s_g	2,0	3,0	3,5	4,0

*) Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden. Bei Bohrpfählen mit Fußverbreiterung sind die Werte auf 75% abzumindern.

Tabelle 2. Pfahlspitzenwiderstand σ_s in Abhängigkeit von der auf den Pfahl(fuß)durchmesser bezogenen Pfahlkopfsetzung s/D bzw. s/D_F in bindigen Böden

bezogene Pfahlkopfsetzung s/D bzw. s/D_F	Pfahlspitzenwiderstand σ_s MN/m^2 *)	
	bei einer Kohäsion im undrännierten Zustand c_u MN/m^2	
	0,1	0,2
0,02	0,35	0,9
0,03	0,45	1,1
0,10 = s_g	0,8	1,5

*) Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden. Bei Bohrpfählen mit Fußverbreiterung sind die Werte auf 75% abzumindern.

Tabelle 4. Bruchwert τ_{mf} der Mantelreibung in nichtbindigen Böden

Festigkeit des nichtbindigen Bodens bei einem mittleren Sondierspitzenwiderstand q_s MN/m^2	Bruchwert τ_{mf} der Mantelreibung MN/m^2 *)
0	0
5	0,04
10	0,08
≥ 15	0,12

*) Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.

Tabelle 5. Bruchwert τ_{mf} der Mantelreibung in bindigen Böden

Festigkeit des bindigen Bodens bei einer Kohäsion im undrännierten Zustand c_u MN/m^2	Bruchwert τ_{mf} der Mantelreibung MN/m^2 *)
0,025	0,025
0,1	0,04
$\geq 0,2$	0,06

*) Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.

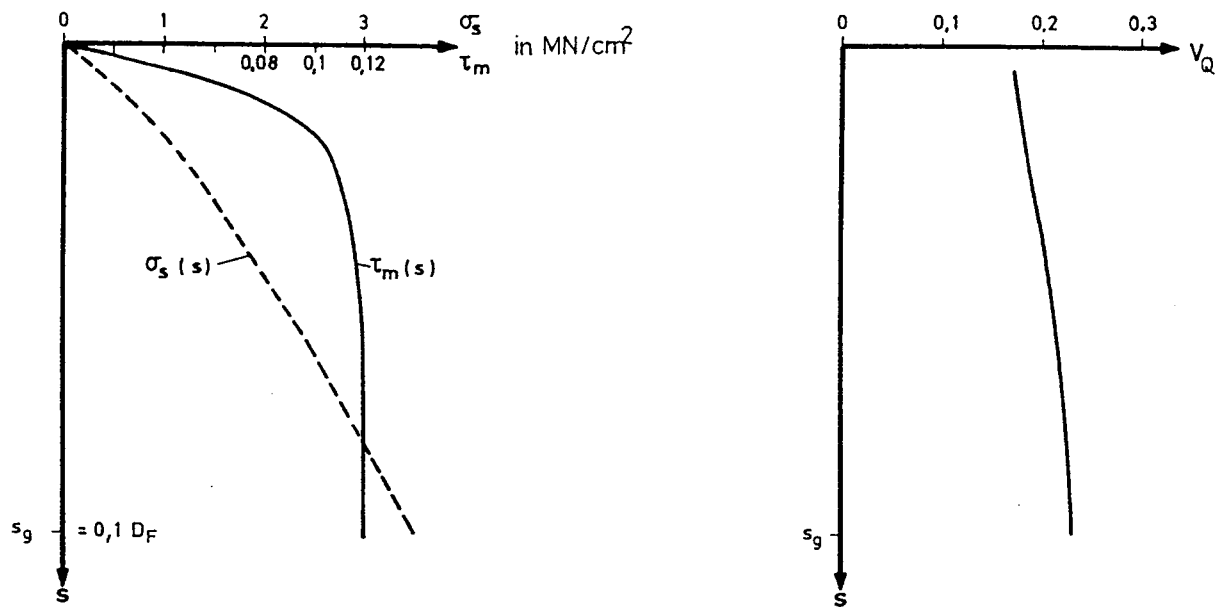


Bild 3.1 Der Variationskoeffizient V_Q für einen Pfahl mit $A_s = 1 \text{ m}^2$ und $A_m = 10 \text{ m}^2$, sowie $V_{\sigma_s} = 0,3$ und $V_{\tau_m} = 0,2$ ist mit der Setzung (etwas) veränderlich.

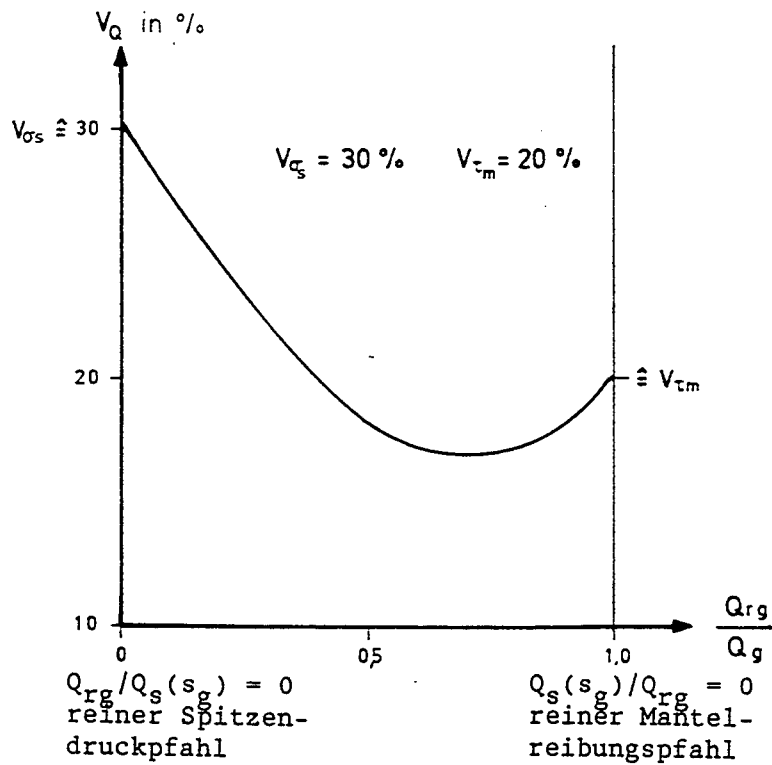


Bild 3.2 Veränderlichkeit von V_Q in Abhängigkeit vom Verhältnis Q_r/Q_s bei Annahme konstanter Variationskoeffizienten für Spitzendruck und Mantelreibung

$$\eta_{1A} = \gamma_{M1A}$$

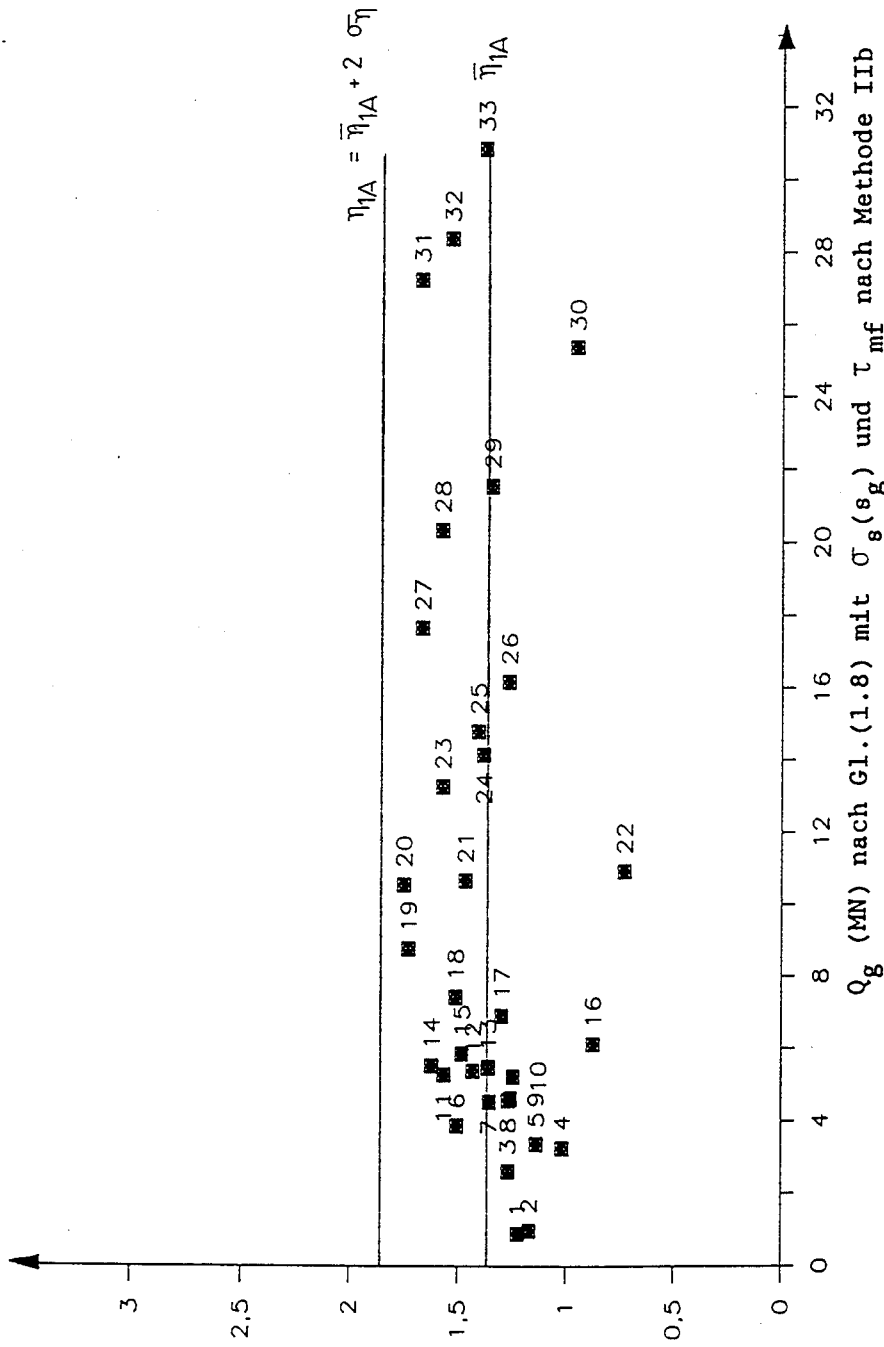


Bild 3.3a η_{1A} bzw. γ_{M1A} nach Gl.(3.11), wobei Q_g im Zähler mit $\sigma_s(s_g)$ und τ_{mf} nach Methode I berechnet wurde

Methode I

Punkt	$Q_{rg}/Q_s(s_g)$	Pfahl
1	0,57	69
2	0,73	67
3	3,49	51
4	3,37	50
5	0,63	43
6	0,20	102
7	0,59	45
8	0,25	101
9	0,26	100
10	1,75	36
11	0,40	1
12	2,27	37
13	0,41	44
14	0,16	98
15	0,65	46
16	1,75	24
17	0,20	99
18	0,59	78
19	0,35	9
20	0,17	2
21	0,32	3
22	2,27	38
23	0,35	23
24	0,84	53
25	0,46	6
26	0,66	7
27	0,16	4
28	0,63	61
29	0,52	64
30	0,43	16
31	0,28	55
32	0,21	8
33	1,13	17

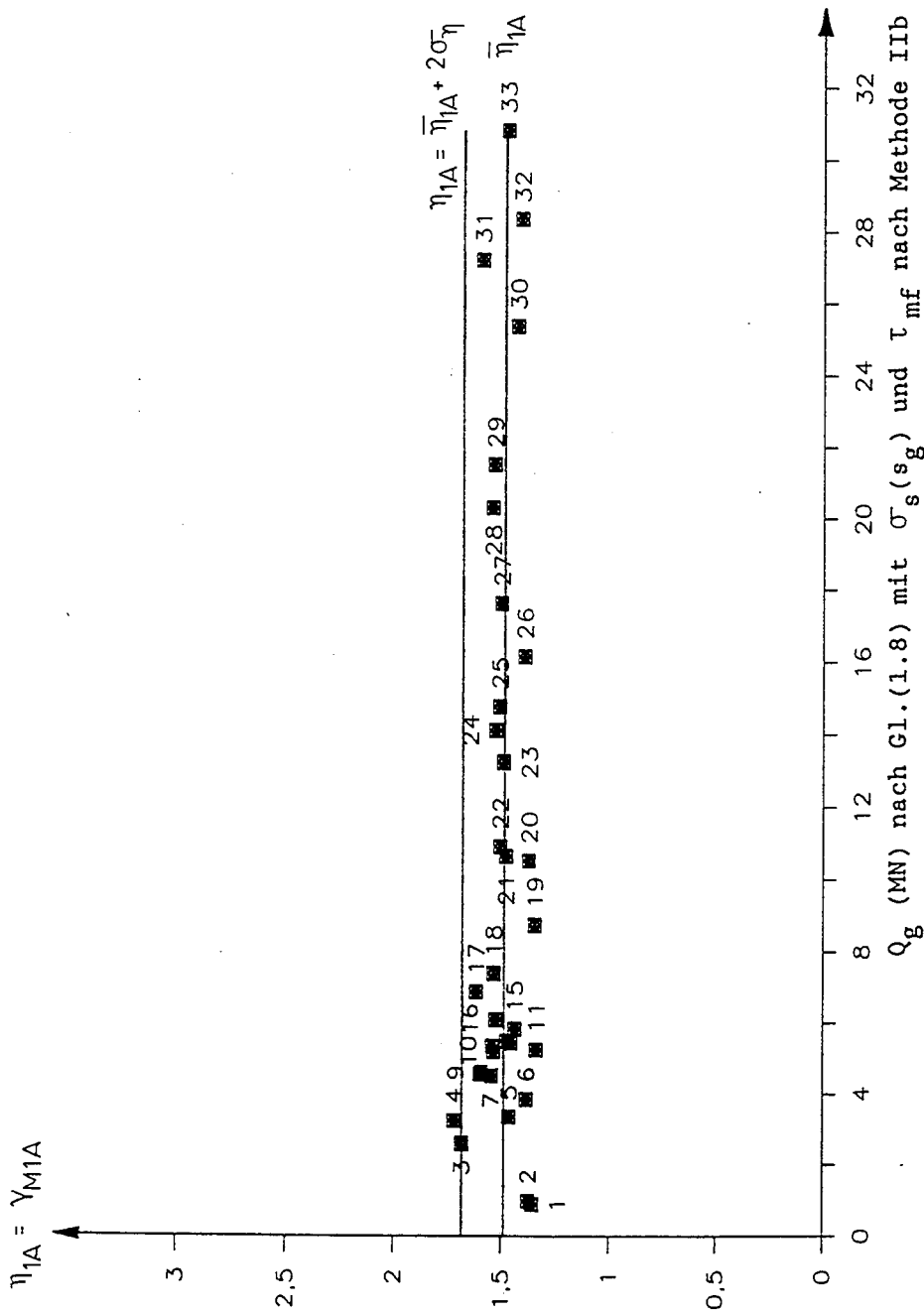
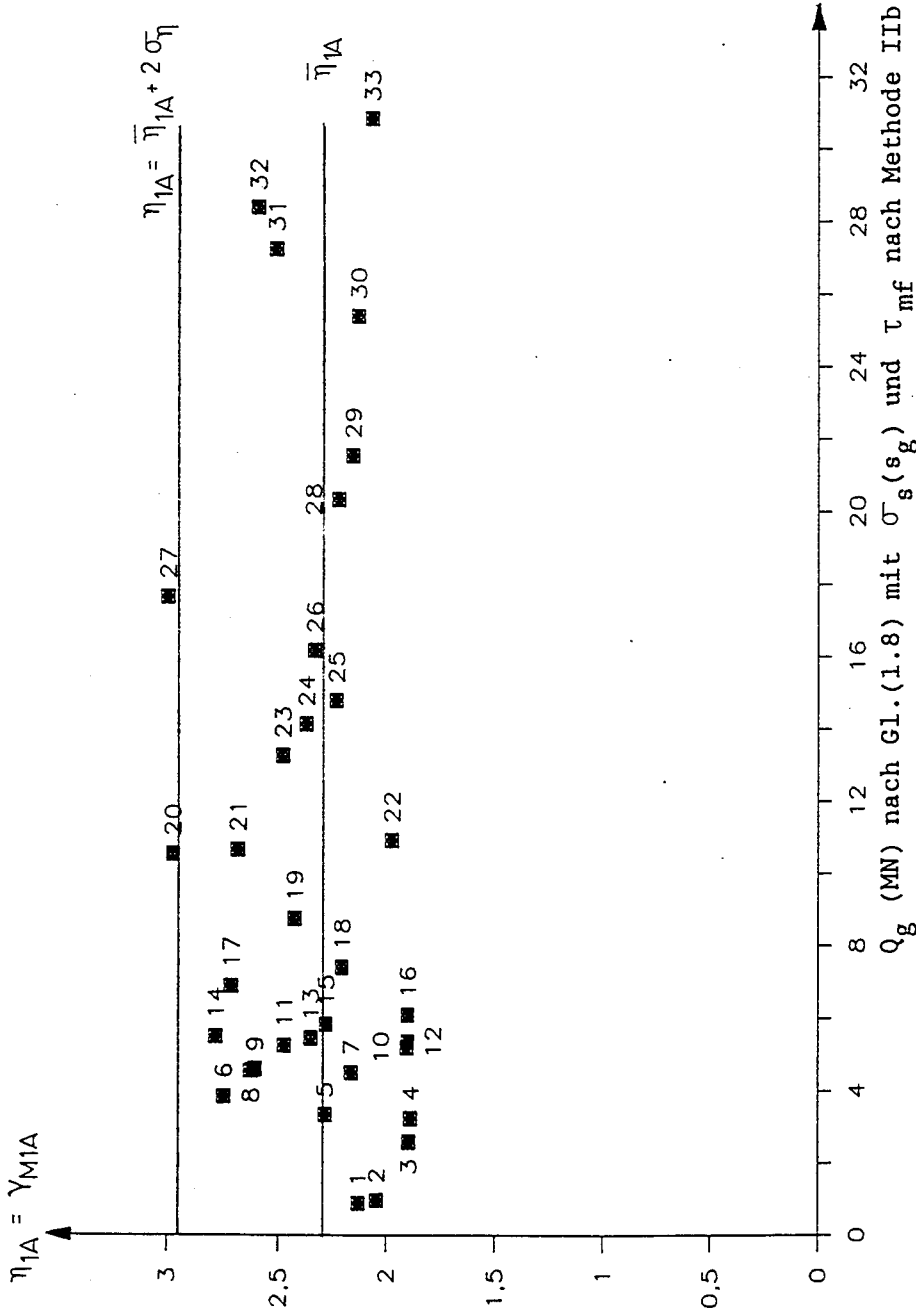


Bild 3.3b η_{1A} bzw. γ_{M1A} nach Gl.(3.11), wobei Q_g im Zähler mit $\sigma_s(s_g)$ und τ_{mf} nach Methode IIa berechnet wurde

Methode IIa

Punkt	$Q_{rg}/Q_s(s_g)$	Pfahl
1	1,62	69
2	2,06	67
3	2,47	51
4	3,46	50
5	0,93	43
6	0,33	102
7	1,10	45
8	0,38	101
9	0,40	100
10	3,12	36
11	0,71	1
12	3,27	37
13	0,81	44
14	0,27	98
15	0,97	46
16	3,41	24
17	0,30	99
18	1,01	78
19	0,79	9
20	0,13	2
21	0,36	3
22	2,09	38
23	0,58	23
24	0,72	53
25	0,99	6
26	0,92	7
27	0,10	4
28	0,97	61
29	1,14	64
30	1,44	16
31	0,50	55
32	0,49	8
33	1,60	17



Punkt	$Q_{rg}/Q_s(s_g)$	Pfahl
1	0,65	69
2	0,83	67
3	1,72	51
4	2,41	50
5	0,45	43
6	0,14	102
7	0,60	45
8	0,20	101
9	0,21	100
10	1,56	36
11	0,29	1
12	1,64	37
13	0,38	44
14	0,13	98
15	0,45	46
16	1,64	24
17	0,16	99
18	0,54	78
19	0,32	9
20	0,05	2
21	0,17	3
22	1,07	38
23	0,29	23
24	0,37	53
25	0,51	6
26	0,40	7
27	0,05	4
28	0,52	61
29	0,61	64
30	0,66	16
31	0,27	55
32	0,22	8
33	0,78	17

Bild 3.3c η_{1A} bzw. γ_{M1A} nach Gl.(3.11), wobei Q_g im Zähler mit $\sigma_s(s_g)$ und τ_{mf} nach Methode IIB berechnet wurde

DIN 4014 (3/1990)

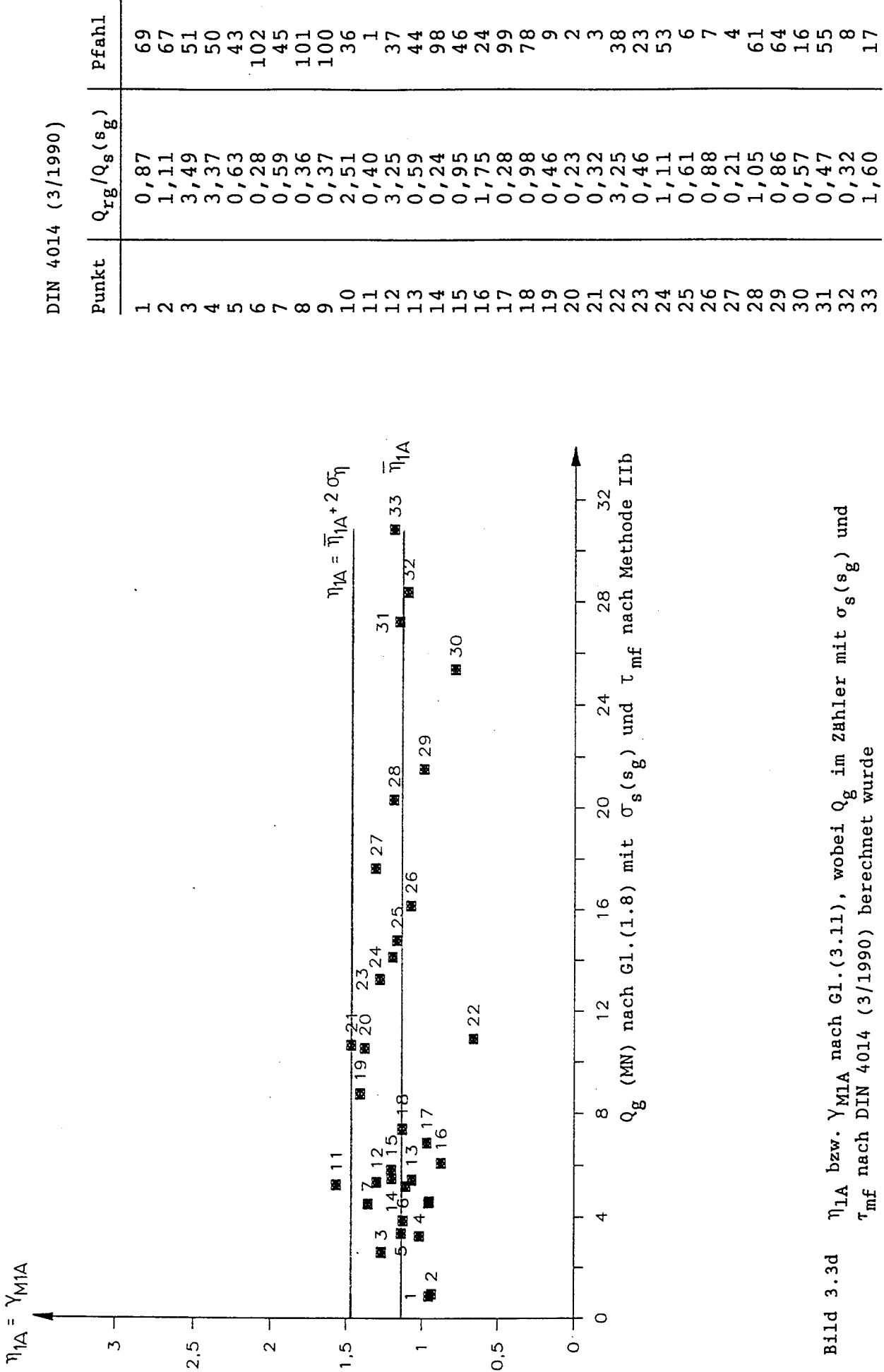


Bild 3.3d η_{1A} bzw. γ_{M1A} nach Gl.(3.11), wobei Q_g im Zähler mit $\sigma_s(s_g)$ und τ_{mf} nach DIN 4014 (3/1990) berechnet wurde

Q_g (MN) nach Gl.(1.8) mit $\sigma_s(s_g)$ und τ_{mf} nach Methode IIb

4) Ultimate Limit States (ULS) acc. to Euro-code 7

ULS 1A : First alternative - Failure of base resistance, i.e.

$$\begin{aligned} q_s &= q_{sf} \text{ at } s_{sf} \approx 0.01 \dots 0.02 D_s(2) \\ q_b &= q_{bf} \text{ at } s_{bf} = 0.1 D_b \end{aligned} \quad (3)$$

(Equ.3 is defined pragmatically because the real failure state of q_b is often not reachable or not recognizable.)

Second alternative - Failure of the pile material.

ULS 1B : Failure of the superstructure caused by intolerable differential settlements Δs which must be related to corresponding settlements s for each actual case. In case of need other relevant pile head movements instead of Δs (like rotations or horizontal movements) have to be related to s , too.

(The case of

$$s_{sf} < s < s_{bf}$$

is here included, see thesis 5 at the corr. place.)

ULS 2 : Loss of serviceability of the superstructure caused by other values of s , Δs ...etc. which have to be determined for each actual case like for ULS 1B.

The corresponding ultimate loads are

$$Q_{ui} = Q_{uiA} \dots 1B \dots 2 \quad (4)$$

5) The Q_{ui} for the different ULS are regarded to consist of

$$Q_{ui} = Q_{si} + Q_{bi} \quad (5)$$

$$\text{LS 1A: } Q_u = q_{sf} A_s + q_{bf} A_b$$

$$= Q_{sf} + Q_{bf} \quad (6)$$

where $s_{1A} > s_{sf}$ as well as $s_{1A} > s_{bf}$, i.e. Q_{uiA} is independent of settlements (see fig. 4).

Alternatively:

$$Q_u = \sigma_f(\text{pile material}) A_s \quad (7)$$

$$\begin{aligned} \text{ULS 1B: } Q_u(s_{1B}) &= q_s(s_{1B}) A_s + q_b(s_{1B}) A_b \\ &= Q_s(s_{1B}) + Q_b(s_{1B}) \end{aligned} \quad (8)$$

where s_{1B} prop. Δs_{1B} etc. must be related to failure in the superstructure for each actual case. (Included is the case

$$Q_u(s_{1A}) = q_{sf} A_s + q_b(s_{1A}) A_b = Q_{sf} + Q_b(s_{1A})$$

where $s_{sf} < s < s_{bf}$, see fig.4 and

appendix: "Prediction of the...."

$$\begin{aligned} \text{ULS 2: } Q_u(s_2) &= q_s(s_2) A_s + q_b(s_2) A_b \\ &= Q_s(s_2) + Q_b(s_2) \end{aligned} \quad (9)$$

where s_2 prop. $\Delta s(s_2)$ etc. must be related to loss of serviceability of the superstructure of each actual case

Relations between the Q_{ui} :

$$\begin{aligned} Q_{uiA} &< Q_{uiB} > 0 \\ Q_{uiA} &< Q_{ui2} > 0 \\ Q_{ui2} &< Q_{uiB} \text{ (normally)} \end{aligned}$$

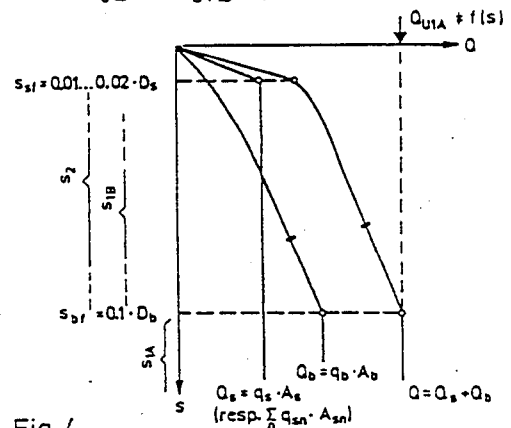


Fig. 4

6) The allowable (design) loads Q_d are determined now by

$$Q_{di} = \frac{Q_{ui}(s_i)}{F_i} \quad (10)$$

The safety factors F_i may be chosen dependent on the scatter of the involved variables, i.e. the occurrence probability of the corresponding Ultimate Limit State.

Comment:

Because of the non-proportional shapes of $q_s(s)$ and $q_b(s)$ (see figs.2 and 3) it is not possible to apply constant partial safety factors F_s and F_b related merely to the scatter of q_s and q_b .

In case of

$$q_b(s) \neq \text{const } q_s(s) \quad (11)$$

partial safety factors F_s and F_b would be dependent on the settlements s_i acc. to

$$Q_{di} = \frac{Q_{ui}(s_i)}{F_i} = \frac{q_s(s_i)}{F_s(s_i)} A_s + \frac{q_b(s_i)}{F_b(s_i)} A_b$$

where $F_i = \text{const}$ for each ULS acc. to equ.10 is evidently the prevailing condition. For more detailed explanations see appendix: "Prediction of the bearing behaviour of piles, esp. large bored piles".

7) For Large Diameter Piles the diameter dependence of base and shaft resistance must be taken into account.

Suggestions:

Base resistance:

Upper limit $q_b \cdot D_b \approx \text{const}$ for dense resp. stiff soils

Lower limit $q_b \propto f(D_b)$ for loose resp. soft soils

Shaft resistance:

$q_s \propto f(D_s)$, but $s_{sf} = f(D_s)$
 $s_{sf} \approx 0.01 \dots 0.02 D_s$

8) Base and shaft resistances $q_b(s)$ and $q_s(s)$ are dependent on

- soil type and strength
 and

the change of the soil strength caused by the installation resp. construction procedure.

Therefore q_b and q_s are dependent on pile type (e.g. whether concrete - or H - or steel pipe piles driven or vibrated are used, whether bored piles are constructed with casing or the borehole is supported by bentonite suspension, whether continuous flight auger piles are used.....etc. etc.).

The consequence is that it is not possible to calculate $q_b(s)$ and $q_s(s)$ merely on a theoretical basis; for prediction of pile bearing behaviour empirical methods are indispensable.

9) It may be assumed that $q_b = f(s)$ and $q_s = f(s)$ become independent of depth beneath corresponding critical depths d_{bcrit} and d_{scrit} resp.

10) Group action under vertical and horizontal loads (which may be taken into account independently of each other) can be calculated by theoretical methods (or by model tests) because the influence of the installation of piles (resp. the construction procedure) is less than for single piles.

APPENDIX:

Prediction of the bearing behaviour of piles, esp. large bored piles

No generally accepted mechanical model for the calculation of single pile behaviour under vertical load does exist. (Knowing the single pile behaviour it is possible to calculate pile groups by theory using back-calculated soil parameters.) The main reason is that the soil properties are changing during pile installation. Therefore neither calculations of the bearing capacity nor of settlements like for shallow foundations are allowed in Germany, load tests are required. Nevertheless, predictions of pile bearing behaviour are necessary in two cases: for preliminary designs and if only few piles are needed (then load tests would be too expensive esp. for large diameter piles).

Until large diameter piles came into use the allowable pile load was calculated by equ. (1) using empirical ultimate limit values for the shaft resistance q_{sL} and the base resistance q_{pL} gathered from load tests over a large period and assorted for different pile and soil types, dependent additionally on soil strength in the latter case.

$$Q_{all} = \frac{Q_L}{F} = \frac{1}{F} \cdot (q_{pL} \cdot A_p + q_{sL} \cdot A_s) = \frac{1}{F} (Q_{pL} + Q_{sL}) \quad (1)$$

Q_L is the ultimate limit load. A_p and A_s are the base and the shaft area resp. F is a (global) safety factor usually 1.5 to 2.

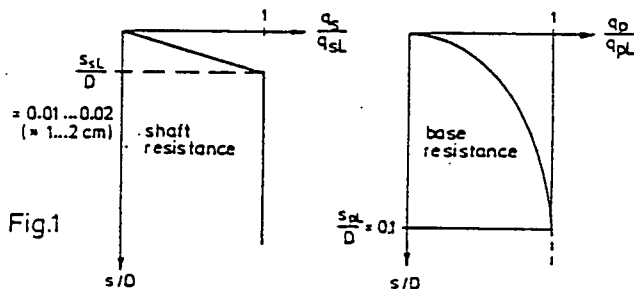
In daily practice it was assumed that this safety factor would assure sufficient safety against failure of the soil round the pile (now defined as ultimate limit state 1A= ULS 1A acc. to EUROCODE 7) as well as sufficient safety against intolerable settlements resp. differential settlements (now defined as ULS 1B for failures in the superstructure and as ULS 2 for loosing the serviceability). The development of large diameter piles enforced more sophisticated considerations and triggered corresponding developments in knowledge about piles generally. But besides such progressive developments equ.(1) remains valid being the connection between the evaluation of load settlement curves usually gained by tests without separation of shaft and base resistance on the one hand and predictions of load settlement data using empirical values of q_{pL} and q_{sL} on the other. This must be kept in mind during the following considerations.

With increasing use of large diameter piles it was soon experienced that their economical application required settlements of more than $s=1...2$ cm under working conditions, particularly for mainly point bearing piles in sand often used in Northern Germany. Such total settlements are allowable in many cases acc. to ULS 1B and ULS 2 because large diameter piles usually have large spacings "a", too, and no intolerable differential settlements Δs resp. inclinations ($\Delta s/a$) do occur. But with $s \geq 1...2$ cm the ultimate limit state of shaft resistance q_{sL} is reached (see fig.1) and the

$$Q_{all} = \frac{Q_L}{F} = \frac{Q_{pL}}{F_p} + \frac{Q_{sL}}{F_s} \quad (2a)$$

Introducing $F_s = 1$ acc. to $s \geq 1...2$ cm

$$Q_{all} = \frac{Q_L}{F} = \frac{Q_{pL}}{F_p} + Q_{sL} \quad (2b)$$



required safety F acc. to ULS 1A must be covered by reserves of base resistance, i.e. equ.(1) must be extended using different safety factors F_p and F_s for base and shaft resistance resp.

Equ.(2a) was already derived by Whitaker (1976) who suggested to introduce $F_p(s)$ and $F_s(s)$ dependent on settlements s to fulfil the still valid condition $F=const$ acc. to equ.(1) which yields together with equ.(2a)

$$F = \frac{F_s(s) \cdot F_p(s) \cdot (1 + Q_{sL}/Q_{pL})}{F_p(s) \cdot Q_{sL}/Q_{pL} + F_s(s)} = const \quad (3)$$

The limitations of these extensions of equ.(1) by equ.(2a) may be shown more simply rewriting equ. (2b) instead of using equ.(3):

$$F_p = \frac{F}{1 + \frac{Q_{sL}}{Q_{pL}} (1-F)} \quad (4)$$

For $F=2$ then it yields

Q_{sL}/Q_{pL}	0	0.25	0.5	0.75	1	>1
F_p	2	2.67	4	8	∞	<0

These results are evidently not reasonable showing that the introduction of $F_s=1$ is not allowable for friction piles, i.e. the introduction of different F_p - and F_s -values is not practicable. Therefore another way was chosen.

By statistical methods applied on a lot of load tests the base and shaft resistances $q_p(s)$ and $q_s(s)$ resp. are derived in dependence on the relative settlement of pile and soil. The results for bored piles with diameters of 0.3 to 3 m are standardized in DIN 4014. Their preliminary magnitudes are shown on figs.2 to 4. For the base resistance in sand (with D and D_p being the shaft and base diameter resp., $q_c = CPT$ -result) its diameter dependence can be seen from figs.2b and 2c. This finding is approving a suggestion already published by Franke (1981) the form

$$q_D \cdot D_p = const \quad (5)$$

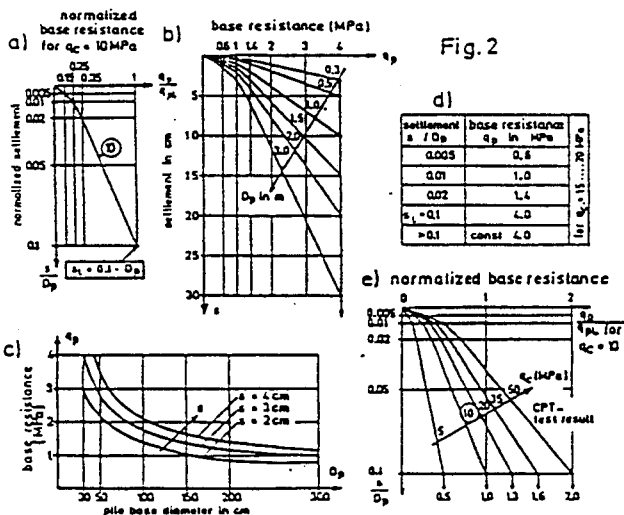


Fig. 2

which is valid independent of the magnitude of the pile settlement. (This diameter dependence is vanishing for $q_c \leq 10$ MPa.) Concerning the

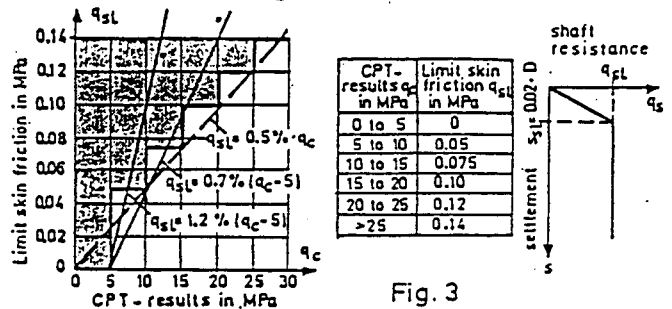


Fig. 3

extension in dependence on other q_c -values on fig.2e the influence of pile construction quality must be emphasized. On fig.3 results for the shaft resistances are shown. In this case only the limit value q_{sL} is needed because of the approximation of the stress-settlement-behaviour by a bi-linear relationship. For the corresponding limit settlement s_{sL} at which q_{sL} is reached additional investigations for piles in sand were carried out. Surprisingly the closest correlation was found between the absolute settlement and the shaft resistance force, i.e. instead of $s_{sL} = 0.01...0.02 \cdot D$ shown on fig.3, it may be used

$$s_{sL} = 0.5 \text{ cm} + 0.5 \text{ (cm/MN)} \cdot Q_{sL} \text{ (MN)} \quad (6)$$

On fig.4 it is demonstrated how these empirical values $q_p(s)$ and $q_s(s)$ are applied in actual cases: On figs.4a to 4d it is shown how q_p and q_s are tabulated. Multiplying the q_p - and q_s -values with the base and shaft areas A_p and A_s resp. the load settlement curves for $Q_p(s)$, $Q_s(s)$ and for

$$Q(s) = Q_p(s) + Q_s(s) \quad (7)$$

a) Base resistance $q_p(s)$ in sand

settlement s ref. to $s_L = 0.1D$	point pressure q_p (MPa)			
	CPT-result (MPa)			
	10	15	20	25
0.2 s_L	0.7	1.05	1.4	1.75
0.3 s_L	0.9	1.35	1.8	2.25
1.0 s_L	2.0	3.0	4.0	5.0

b) Shaft resistance $q_s(s)$ in sand

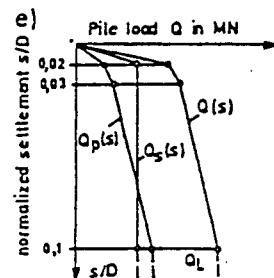
CPT-resistance q_c (MPa)	skin friction q_{sL} (MPa)
0	0
5	0.04
10	0.08
15	0.12

c) Base resistance $q_p(s)$ in clay

settlement s in cm	point pressure q_p in MPa	
	c_u	c_u
	0.1 MPa	0.2 MPa
0.2 s_L	0.35	0.9
0.3 s_L	0.45	1.1
1.0 s_L	0.8	1.5

d) Shaft resistance $q_s(s)$ in clay

undrained shear strength c_u in MPa	skin friction q_{sL} in MPa
0.025	0.0253
0.1	0.04
0.2	0.06



$$Q(s) = Q_p(s) + Q_s(s)$$

$$Q_p(s) = q_p(s) \cdot A_p$$

$$Q_s(s) = q_s(s) \cdot A_s$$

alternatively $\begin{cases} Q_{ult} = Q(s_{ult}) \\ Q_{ult} = \frac{Q}{F} = \frac{Q(s)}{F} \end{cases}$

Fig. 4

can be drawn for each actual case like on fig.4e. In this way a sort of "artificial" load settlement curve is gained from which the load can be predicted now without taking into account the different values of F_p and F_s , the dependence of which on the ratio of Q_{pL}/Q_{sL} , and on settlements like in equations (2a), (2b), (3) or (4) was not available in a practicable manner. Calculating and drawing an "artificial" load settlement curve acc. to equ.(7) which must be done for each actual case it is easily possible to verify ULS 1A by

$$Q_{all} = \frac{Q_L}{F} = \frac{Q(0.1 \cdot D)}{F} \quad (8a)$$

or to verify ULS 1B

$$Q_{all} = \frac{Q(s_{1B})}{F} \quad (8b)$$

to verify ULS 2

$$Q_{all} = Q(s_2) \quad (8c)$$

where s_{1B} and s_{2B} must be defined for each actual case.

It was found that the elastic compression of usual bored piles influences the settlement results generally less than 10% and in only a few cases up to 20%, consequently bored piles may be regarded as rigid.

The derivation of the most suitable values of shaft- and base resistances $q_p(s)$ and $q_s(s)$ was done by comparing the "artificial" load settlement curves calculated acc. to equ.(7) with measured load settlement curves for about 200 cases. The aim was to choose $q_p(s)$ and $q_s(s)$ such that the deviation of calculated (artificial) and observed load settlement curves was minimized. For the quantification of the deviation statistical methods were applied. It is strongly recommended to apply statistical methods in order to control the derivation of empirical values quantitatively because otherwise it is not possible to really justify the results.

In the last years a new probabilistic safety approach is coming up, in Europe esp. with the EUROCODES, replacing the global safety factors F_p, F_s, F by partial safety factors γ (see e.g. Breitschaft/Hanisch 1978). The principles of this method and consequences for piles are shown now by using an approach as simple as possible. The aim is to show how partial safety factors are defined (because this name is often used wrongly) and that the application of different partial safety factors to the base resistance ($= \gamma_{Mp}$) and to the shaft resistance ($= \gamma_{Ms}$) is unpracticable. Only a summarizing partial safety factor ($= \gamma_M$) similar to the application of F acc. to fig.4e seems to be suitable.

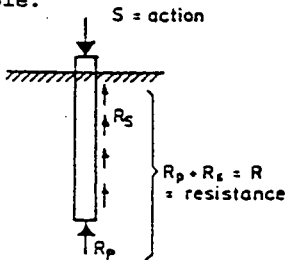


Fig. 5

By fig.5 actions and resistances are defined as S and R resp. By fig.6a the scatter of S and R is shown by Gauss-functions. The ultimate limit state (ULS) condition is

$$R - S = Z \geq 0 \quad (9)$$

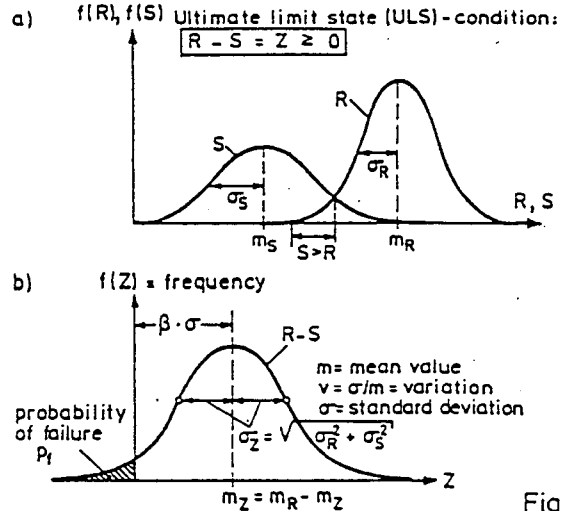


Fig. 6

On fig.6b the distribution acc. to equ.(9) is drawn, showing an area p_f the content of which is the failure probability acc. to the area of fig.6a for $S > R$. The Gauss-distribution is uniquely expressed by a mean value m and a standard deviation σ , its position in the Z-n-plane is given by $\beta \cdot \sigma$. This product is uniquely connected with the magnitude of p_f . Therefore β is used to express the failure probability instead of p_f , e.g. ULS 1A or ULS 1B can be defined by $\beta = 4.7$ connected with $p_f = 10^{-6}$ (1 failure in 1 million cases).

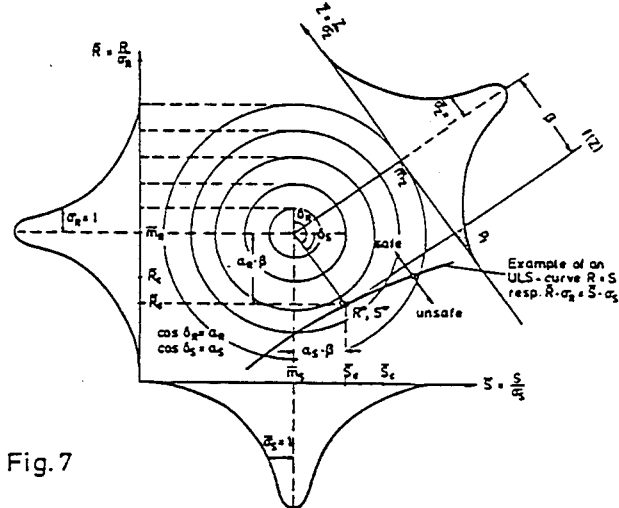


Fig. 7

On fig.7 an alternative but equivalent presentation is used instead of fig.6. Now a three dimensional imagination of the frequency n over a plane defined by the axes R and S is used which are normalized by σ_R and σ_S resp. acc. to this normalization a circular frequency hill is

resulting. In the $\bar{R}-\bar{S}$ -plane the ULS-equation is depicted, e.g. the Prandtl-formula for the bearing capacity where $S = R(\varphi)$ with φ = friction angle. Then the least distance between this ULS-equation and the peak of the frequency hill is β like on fig. 7. From R^* and S^* the design values R_d and S_d can be derived for the case that only two parameters S and R are ruling the problem under consideration (otherwise the problem is more-dimensional):

$$R_d = R^* \cdot \sigma_R \geq S_d = S^* \cdot \sigma_S \quad (10)$$

From fig.6 it is seen that equ.(10) can be rewritten in the form

$$R_d = m_R - \beta \cdot \cos \delta_R \cdot \sigma_R \geq m_S + \beta \cdot \cos \delta_S \cdot \sigma_S = S_d \quad (11)$$

$$(\text{where } \cos \delta_R = \alpha_R, \cos \delta_S = \alpha_S)$$

In order to avoid this time consuming derivation of design values for each case usually constant partial safety factors which are applicable for a range of conditions are derived by equ.(12). The range of applicability must be derived by try and error calculations done for representative examples beforehand. This means equ.(11) must be rewritten in the form

$$R_d = \frac{R_c}{\gamma_M} = (m_R - \beta \cdot \alpha_R \cdot \sigma_R) \geq (m_S + \beta \cdot \alpha_S \cdot \sigma_S) = S_c \cdot \gamma_F = S_d \quad (12)$$

In principle for R_c and S_c the mean values of R and S could be taken. But as γ_M and γ_F -values are becoming constant for a wider range so-called "characteristic" values R_c and S_c are used (see fig.7, lying e.g. at the 5% resp. at the 95%-fractiles of R and S).

In case of piles (see fig.8) Gauss-distributions of the base and the shaft resistances can be derived from empirical data, where q_{pc} and q_{sc} are characteristic values e.g. at the 5% fractile. $S_c = Q_c$ may be a given characteristic load representing the action. The resistance R is defined as

$$R = Q_p + Q_s = q_p \cdot A_p + q_s \cdot A_s$$

Then the application of equation (11) yields

$$R_d = (m_{qp} - \beta \cdot \sigma_{qp} \cdot \alpha_{qp}) \cdot A_p + (m_{qs} - \beta \cdot \sigma_{qs} \cdot \alpha_{qs}) \cdot A_s \geq S_d \quad (13)$$

The corresponding application of equ.(12) to equ.(13) yields

$$R_d = \frac{R_c}{\gamma_M} = \frac{q_{pc} \cdot A_p + q_{sc} \cdot A_s}{\gamma_M} \geq \gamma_F \cdot S_c = \gamma_F \cdot Q_c = S_d \quad (14)$$

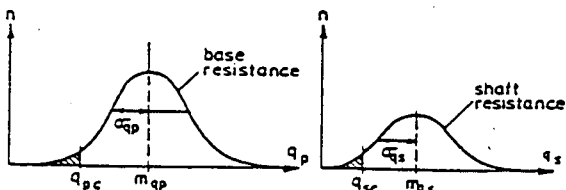


Fig. 8

By one glance at equ.(14) it is seen that no constant partial safety factor γ_M can be defined not accounting at the same time for the base and the shaft areas A_p and A_s . As A_p and A_s are usually different in each actual case it is impossible to derive constant partial safety factors γ_M for piles.

This means that the application of partial safety factors γ derived acc. to the new probabilistic safety approach, called the β -method, is not possible for piles without deriving the γ_M values for each actual case. Consequently the application of the β -method itself is necessary for piles because of the changing influence A_p and A_s in each actual case. By comparative calculations it can be shown that for usual bored piles the constant global safety factor $F=2$ is in good agreement with the application of $\beta=4,7$. Insofar in case of single piles the β -method may be adequately replaced by the conventional global safety factor F -method using an artificial load settlement curve like the one of fig.4a.

REFERENCES

Breitschaft, G.; Hanisch, J. (1978). Neues Sicherheitskonzept im Bauwesen aufgrund wahrscheinlichkeitstheoretischer Überlegungen. Vorträge der Baugrundtagung 1978 in Berlin. Herausgeber: Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., Essen.

Franka, E. (1981). Point pressure versus length and diameter of piles. Proc. 10th ICSMFE, Stockholm, vol.2, 717-722

Whitaker, Th. (1976). The design of piled foundations. 2nd edition. Pergamon Press, Oxford.

Die Entwicklung der Tragfähigkeitsangaben in den deutschen Pfahlnormen

Zusammenfassung

Dieser Bericht ist als Einleitung eines umfangreicheren Forschungsberichts entstanden, in dem die statistische Auswertung von Probelastungsergebnissen zur Begründung empirischer Tragfähigkeitsangaben in Pfahlnormen dargestellt wird. Er soll die Aufgabe erfüllen zu zeigen, weshalb Tragfähigkeitsangaben seit den fünfziger Jahren gemacht werden, welche Anlässe für die Weiterentwicklung dieser Angaben bestanden und wie diese Weiterentwicklungen betrieben und fortgesetzt werden.

Summary

The derivation of loadbearing specifications in the German pile standards. This paper was produced as the introduction to a more comprehensive research report which highlights the statistical evaluation of test loading results aimed at deriving empirical loadbearing capacity specifications in pile standards. The aim of this paper is not only to indicate the reasons why empirical loadbearing capacity specifications have been made since the 1950s, but also to show the reasons behind further development of these specifications and to highlight how these developments are conducted and continued.

1 Vorgeschichte

Im Normenausschuß „Pfähle“ wurde in den siebziger Jahren festgestellt, daß die Notwendigkeit besteht, die Tragfähigkeitsangaben in DIN 4026 für Ramm- bzw. Verdrängungspfähle und in DIN 4014 für Bohrpfähle dem Erkenntnisfortschritt anzupassen. Bei den Bohrpfählen sollten dabei diese Angaben für sogenannte herkömmliche kleinere Pfähle - bisher in DIN 4014, Teil 1, geregelt - und für Großbohrpfähle - bisher in Vornorm DIN 4014, Teil 2, geregelt - zusammengefaßt und in der jetzt vorliegenden DIN 4014 für Pfähle mit Durchmesser von 0,3 m bis 3 m dargestellt werden. Es versteht sich, daß dabei anzustreben war, die Tragfähigkeitsangaben für Ramm- und Bohrpfähle nach gleichen Grundsätzen zu gestalten (bzw. für diese Angaben das gleiche Format zu wählen). Durch die Grusi-Bau [1] kamen damals weitere Ansprüche bezüglich der Sicherheitsregelungen hinzu, welche die Überarbeitung des Pfahlabschnittes der DIN 1054 erforderten; aber als Konsequenz der Überarbeitung der DIN 4026 und der beiden DIN 4014-Teile wäre eine Überarbeitung der DIN 1054 ohnehin erforderlich gewesen.

Da es sich um sicherheitsrelevante Fragen handelte, wurden zur Finanzierung dieser Arbeiten Forschungsmittel beim Institut für Bautechnik beantragt. Mit der Zuweisung dieser Forschungsmittel war die Auflage verbunden, die mit der Grusi-Bau definierten Verfeinerungen der Sicherheitsdefinition zu berücksichtigen. Außerdem wurden bei der Bearbeitung des Forschungsvorhabens die mit der Ausarbeitung der Eurocodes verbundenen Vorstellungen bekannt, die beachtet worden sind.

Was die Anwendung statistischer Methoden anlangt, so sind weitere Verfeinerungen möglich. Dementsprechend ist beabsichtigt, bei der zur Zeit laufenden Weiterbearbeitung dieses Forschungsthemas entsprechende Verbesserungen vorzunehmen. Zunächst war jedoch mit Blick auf den Termin

der Verabschiedung der neuen DIN 4014 im Jahr 1989 die entsprechende Vorbereitungsarbeit zu leisten, was im Rahmen der bestehenden Möglichkeiten erreicht worden ist (siehe Bild 2 und die Tabellen 1 bis 4). Im folgenden wird dargestellt,

- welcher Anlaß besteht, die Tragfähigkeitsangaben in den Pfahlnormen neu zu gestalten (2.1 bis 2.4),
- wie neue Bemessungsregeln auf empirischer Grundlage entwickelt wurden (2.5 und 2.6).

Um den Übergang von der alten zur neuen Normengeneration und Terminologie zu verdeutlichen, wird zunächst die bisherige Bezeichnungsweise (Kräfte, Lasten, globale Sicherheitsbeiwerte η) verwendet, daneben - jeweils wo es sich ermöglichen läßt - die Einführung der neueren (Einwirkungen, Widerstände, Teilsicherheitsbeiwerte γ) angeschlossen.

2 Anlaß für die Entwicklung neuer Tragfähigkeitsangaben in den Pfahlnormen und die Konsequenzen

2.1 Wozu Tragfähigkeitsangaben in Normen?

Es gibt bis heute kein anerkanntes mechanisches Modell, mit dem man das Tragverhalten von Pfählen unter Verwendung von Bodenkennwerten auf Theoriegrundlage berechnen kann. In Ermangelung einer Theorie werden daher in den deutschen Normen (von 1940 bis 1961 in DIN 1054, seitdem in DIN 4026 und DIN 4014) empirische Angaben über die Pfahltragfähigkeit gemacht, die auf Probelastungsergebnissen für häufig vorkommende Fälle beruhen. Solche Angaben sind beim Fehlen einer Theorie erforderlich, um im Entwurfsstadium von Bauwerken auf Pfählen die notwendige Kalkulationsgrundlage zu liefern. Im übrigen wurde gefordert, vor der Bauausführung Probelastungen auszuführen, sofern keine Erfahrungen unter den örtlichen Verhältnissen vorlagen. Bis 1960 war das eine praktikable Methode, denn für die bis dahin fast ausschließlich angewandten Pfähle mit etwa 30 cm Profilweite war die Durchführung von Probelastungen mit im allgemeinen bis zu 1 MN Prüflast noch akzeptabel. Mit der Entwicklung der großkalibrigen Ramm- und Bohrpfähle, die im Gebrauchszustand bis 10 MN tragen, kam neben der Forderung nach Angaben von Vorentwurfswerten aus der Praxis eine neue, weitergehende Forderung auf den Normenausschuß „Pfähle“ zu: In Fällen, in denen nur wenige Großbohrpfähle - die sehr schnell auf dem Markt vordringen - für eine Bauwerksgründung erforderlich sind, würde eine Probelastung mit Prüflasten von 10 MN und mehr einen unvermeidbaren Aufwand erfordern, so daß die Angabe von entsprechend vorsichtigen Tragfähigkeitsangaben in der Pfahlnorm gewünscht wurde, um eine Probelastung entbehrlich zu machen nach dem Motto: Lieber einen Pfahl mehr als eine (teure) Probelastung zuviel.

2.2 Parametergrundlagen hinsichtlich Pfahl- und Bodenart bei empirischen Tragfähigkeitsangaben

Die Ursache für das Fehlen eines allgemein anerkannten mechanischen Modells als Grundlage einer Theorie der Pfahltragfähigkeit ist die Veränderung des Bodens der Pfahlumgebung bei der Installation von Pfählen. Diese Veränderung ist abhängig von der Pfahlart - Bohren lockert den

Prof. Dr.-Ing. Eberhard Franke, Technische Hochschule Darmstadt, Petersenstr. 13, 6100 Darmstadt

Boden auf, Rammen verdichtet ihn – und von der Bodenart. Die Vielfalt der Möglichkeiten, wie die verschiedenen Bodenarten auf die Pfahlinstallation reagieren (Sand mit Zusammendrückung bis zur Zertrümmerung der Körner unter dem Pfahlfuß, wassergesättigter Ton mit purer Verdängung und Porenwasserüberdruck usw. usw.), wird von den folgenden Parametern bestimmt:

Pfahlabhängige Parameter

- Pfahlart (Bohr- oder Verdrängungspfahl, Vollverdrängungspfahl oder schneidendes, z. B. H-Profil)
- Herstellungsart (beim Bohrpfahl: verrohrt, unverrohrt mit Stützflüssigkeit, Bohren mit Greifer, Schappe, Bohrer oder mit Endlosschnecke, Saugbohrgerät usw.; beim Verdrängungspfahl: gerammt, Verhältnis Bärge- wicht zu Pfahlgewicht, gerüttelt, eingepreßt usw.)

Bodenabhängige Parameter

- Bodenart (bindig, nicht-bindig, wassergesättigt, ungesättigt mit Kapillarkohäsion)
- Bodenbeschaffenheit (Festigkeit, Verformbarkeit, Durchlässigkeit)
- Bodenschichtung

Die entsprechende Vielfalt von Kombinationsmöglichkeiten dieser Parameter, die der Formulierung einer Theorie entgegenstehen, kann auch bei Angabe empirischer Tragfähigkeitsdaten nicht in der an sich wünschenswerten Vollständigkeit berücksichtigt werden. Die Machbarkeit der Parameterberücksichtigung erfordert Abstriche, so daß folgendes vereinfachtes Schema verbleibt:

Pfahlabhängige Parameter

Rammpfähle mit

- Vollquerschnitt
- Hohlquerschnitt (Rohr- und Kastenprofile)
- offenem Querschnitt (H-Profile)

Dabei ist davon auszugehen, daß die Rammung mit konventionellem Gerät ausgeführt wird, d. h. das Bär- zu Pfahlgewicht liegt zwischen 0,5 : 1 und 1,5 : 1 oder bei Verwendung von Schnellschlaghämmern mit der Schlagzahl $n \approx 200$ liegt das Kolbengewicht zwischen 0,1 und 0,2 des Pfahlgewichts; bei Rüttelgeräten und bei überschweren Rammbären mit mehr als dem 1,5fachen Pfahlgewicht sollte nach dem derzeitigen Kenntnisstand nur $\frac{2}{3}$ der üblicherweise erreichbaren Pfahltragfähigkeit angesetzt werden.

Bohrpfähle

- verrohrt gebohrt
- unverrohrt mit Stützflüssigkeit (Bentonitsuspension) gebohrt
- mit Endlosschnecke gebohrt

Dabei wird davon ausgegangen, daß die Pfähle im Regelfall am gleichen Tag gebohrt und betoniert werden. Soweit das im Ausnahmefall nicht geschieht, ist der Fußbereich (Höhe etwa 2 Pfahldurchmesser) unmittelbar vor dem Betonieren zu bohren; bei unverrohrt mit Bentonitsuspensionsstützung hergestellten Pfählen ist gegebenenfalls der Filterkuchen von der Bohrungswand zu entfernen. – Für das Tragverhalten von Schneckenbohrpfählen gibt es noch keine ausreichende Erfahrungsgrundlage für Tragfähigkeitsangaben.

Bodenabhängige Parameter

bindige Bodenarten

- undräniertere Scherfestigkeit c_u (ersatzweise Konsistenzzahl)

nichtbindige Bodenarten

- Sondierergebnisse, bevorzugt q_s aus CPT, sonst n_{30} aus SPT oder n_{10} aus DPT nach DIN 4096.

Bodenschichtung

- Kornverteilungsangaben bzw. Ansprache von Bohrprofilen nach Augenschein entsprechend DIN 1054.

In den bisher (bis 1989) gültigen Normen waren hinsichtlich der Herstellungsverfahren weniger Varianten zu beachten; der Einfluß unterschiedlicher Herstellungsverfahren auf die Pfahltragfähigkeit blieb unberücksichtigt. Bei der Beschreibung der bindigen Bodenarten fehlte bisher der Bezug auf die undräniertere Scherfestigkeit c_u , außerdem war die Berücksichtigung unterschiedlicher Baugrundfestigkeitsklassen verbesserungsfähig. Insofern bestand auf diesen Gebieten Anlaß für neue Tragfähigkeitsangaben.

2.3 Fehleinschätzungen der Tragfähigkeit mit dem bisherigen Verfahren der DIN 1054 (11/1976), DIN 4026 (8/1975) und DIN 4014, Teil 1 (8/1975)

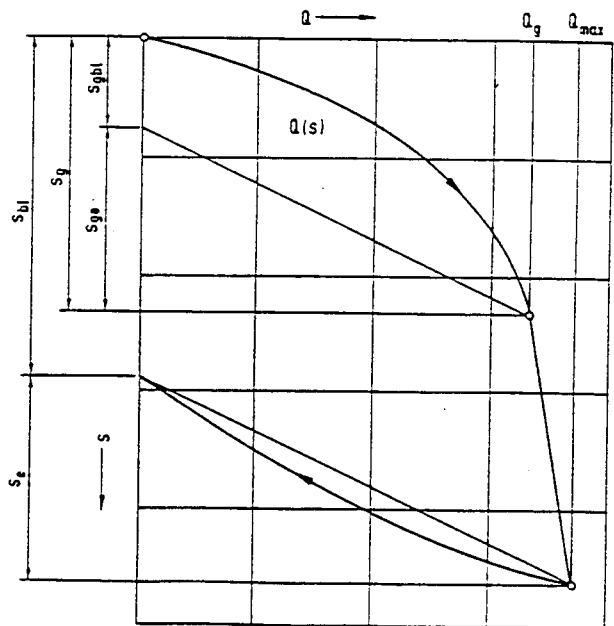
Die zulässige Pfahlbelastung $zul\ Q$ wird nach Gl. (1) aus der Grenzlasterlast Q_g bestimmt.

$$zul\ Q = \frac{Q_g}{\eta} = \frac{Q_g}{2} \quad (1)$$

η ist die (globale) Sicherheit, die als fester Wert vorgegeben ist. Die zu diskutierenden Probleme ergeben sich dann in Verbindung mit der bisherigen Methode zur Festlegung der Grenzlasterlast Q_g nach der noch gültigen DIN 1054, Ausgabe November 1976, aus der im folgenden der betreffende Absatz zitiert wird:

„5.4.1.1 Die Sicherheit eines Pfahls wird auf die Grenzlasterlast Q_g bezogen. Die Grenzlasterlast ist die Last, unter der ein Druckpfahl bei einer Probelastung merkbar versinkt bzw. ein Zugpfahl sich merkbar hebt. In der Last-Setzungs- bzw. Hebungslinie bezeichnet die Grenzlasterlast diejenige Stelle, bei welcher der flache Ast nach einem Übergangsbereich mit zunehmend größer werdenden Setzungen bzw. Hebungen in den steil abfallenden Ast übergeht (siehe Bild 2).

Nur wenn der Verlauf der Last-Setzungslinie keinen eindeutigen Aufschluß über die Lage der Grenzlasterlast Q_g gibt, kann als Grenzlasterlast bei Bohrpfählen nach DIN 4014 Teil 1 die Last bei einer Gesamtsetzung s von rund 2 cm (siehe DIN 4014 Teil 1 Beiblatt, Ausgabe August 1975, Erläuterungen zu Abschnitt 13.5), bei Rammpfählen die Last bei blei-



DIN 1054 Bild 2. Last-Setzungsdiagramm; Grenzlasterlast Q_g und erreichte höchste Last Q_{max}

bender Setzung $s_{0,1}$ von 0,025 des Pfahldurchmessers d (siehe DIN 4026, Ausgabe August 1975, Abschnitt 8.4.2) festgelegt werden. Bei Großbohrpfählen nach DIN 4014 Teil 2 (z. Z. noch Entwurf) darf nach Abschnitt 5.4.3 verfahren werden.

Kann bei einem Versuch die Grenzlast nicht erreicht werden, so gilt die aufgebrachte höchste Last Q_{max} als Grenzlast. Wird die Probelastung nach einiger Zeit wiederholt und ergibt dann eine höhere Grenzlast, so gilt diese."

Nach diesen Ausführungen ergab sich die Grenzlast Q_g im allgemeinen bei Setzungen von 1 bis 2 cm. Da in vielen Fällen der Verlauf der Last-Setzungslinie (bei kontinuierlicher Krümmungszunahme) die Bestimmung von Q_g nicht zuließ, wurden hilfsweise je eine „Grenzsetzung“ s_g für Bohrpfähle bei 2 cm und für Ramppfähle bei 2,5 % des Pfahldurchmessers (= bleibende Setzung, die ebenfalls etwa 2 cm bei 40 cm Pfahldurchmesser ergibt) angegeben, bei welcher die Grenzlast abzulesen war.

Nimmt man für den Verlauf des Anfangsastes der Lastsetzungslinie eine quadratische Parabel an, so ergibt sich bei Q_g für 2 cm Grenzsetzung mit $\eta = 2$ nach Gl. (1) im Gebrauchszustand eine Setzung von $zul\ s = 0,5$ cm. Dieser Wert liegt in den meisten praktischen Fällen weit unter der Schadensgrenze von Bauwerken. Denn erfahrungsgemäß ist die Setzungsdifferenz Δs aufgrund von (mit Baugrunderkundungen und daher rechnerisch) nicht erfaßbaren Baugrundinhomogenitäten bei Flachgründungen auf Einzelfundamenten etwa $\frac{1}{2}$ der Gesamtsetzung s (siehe [2], [3], [4]), d. h.

$$\frac{\Delta s}{s} \approx \frac{1}{2} \quad (2a)$$

Bei entsprechenden Einzelpfahlgründungen (und wo statt Einzelpfählen kleine Gruppen aus solchen unter den Stützfundamenten stehen) ist

$$\frac{\Delta s}{s} \approx \frac{1}{3} \dots \frac{1}{4} \quad (2b)$$

mit $\frac{1}{3}$ für Bohrpfähle und mit $\frac{1}{4}$ für Ramppfähle. (Daß Pfähle etwas weniger von der Baugrundinhomogenität abhängen als Flachgründungen wird dadurch bewirkt, daß ihre Länge im allgemeinen gleich oder größer als die Autokorrelationslänge der Baugrundeigenschaften ist.)

Zu den Gleichungen (2 a) und (2 b) ist die Information einzufließen, daß die Gl. (2 a) auf empirisch-statistischen Ermittlungen beruht. Die Gl. (2 b) ist von Franke [4] aufgrund einer Pfahlgruppen-Probelastung und gefühlsmäßiger Einschätzung vorgeschlagen worden, wobei die Relation zu Gl. (2 a) berücksichtigt wurde. Gl. (2 b) wird im folgenden für Abschätzungen verwendet. Für genauere Betrachtungen ist – was die Verknüpfung der empirischen Schadensgrenzen nach der im folgenden verwendeten Gl. (3) mit den Setzungen und Setzungsdifferenzen anlangt – die Bauwerksverbiegung entsprechend

$$\frac{1}{R} \approx w'' = \frac{M}{EI} \quad (2c)$$

(R = Krümmungsradius des Überbaus) zu berücksichtigen. Bei einer solchen Betrachtung wären dann die empirischen $\Delta s/s$ -Werte ungünstig zu überlagern.

Es gilt nun, die Setzungen und Setzungsdifferenzen nach Gl. (2 a) und (2 b) mit der Schadensgrenze von Bauwerken in Verbindung zu bringen. Diese ist nach Skempton und McDonald [3], Grant, Christian und Vanmarcke [5] durch die maximale Winkelverdrehung β der Bauwerksgründung zu beschreiben, wobei für eine Setzungsmulde

$$zul\ \beta \leq \frac{1}{500} \dots \frac{1}{300} \quad (3a)$$

und für Sattellagerung

$$zul\ \beta \leq \frac{1}{1000} \dots \frac{1}{500} \quad (3b)$$

bei zweifacher Sicherheit gilt. Der jeweils erste Wert stellt die Grenze für sogenannte architektonische Schäden, der zweite die Grenze für Strukturschäden dar. Geht man nun von üblichen Stützenabständen

$$a = 4 \dots 6\text{ m, i. M. } 5\text{ m}$$

aus und schreibt für

$$\beta = \frac{\Delta s}{a}, \quad (4)$$

so ergibt sich mit Gl. (3 b) für die zulässigen Setzungsdifferenzen mindestens

$$zul\ \Delta s = \frac{1}{1000} \cdot 500\text{ cm} \quad (4a)$$

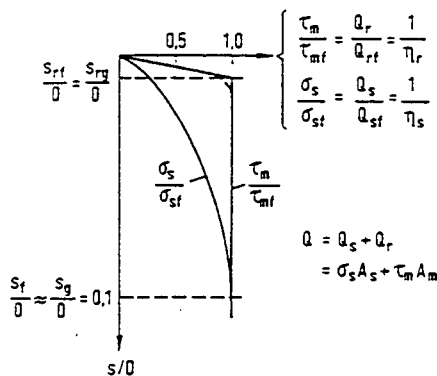
$$zul\ \Delta s = 0,5\text{ cm.}$$

Mit Gl. (2 b) folgt daraus für die zulässigen Setzungen

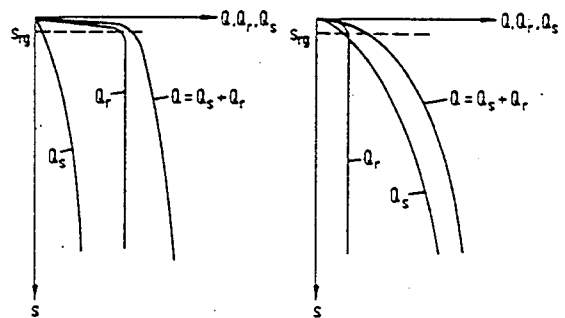
$$zul\ s = (3 \dots 4) \cdot 0,5\text{ cm} = 1,5 \dots 2\text{ cm} \quad (4b)$$

(Für die Berechnung von möglichen Zwängungsbeanspruchungen von starren Bauwerken wären die Werte der Gl. (3 a) zu verwenden.)

Wie man sieht, sind selbst bei vorsichtigem Ansatz der Schadensgrenzwerte drei- bis vierfach größere Setzungen unschädlich als heute nach DIN 1054 (11/1976), Abschnitt 5.4.1.1 erlaubt werden. Bei der Suche nach den Ursachen für die Festlegung der Grenzsetzung von etwa 2 cm und entsprechenden zulässigen Setzungen von 0,5 cm



a) dimensionlose Darstellung



b) Reibungspfahl

c) Spitzendruckpfahl

Bild 1. Einfluß der unterschiedlichen Formen der Arbeitslinien von Spitzendruck und Mantelreibung auf die Form der Lastsetzungslinie von Pfählen

nach Abschnitt 5.4.1.1 der DIN stößt man darauf, daß der an sich schon bekannte Unterschied des Spannungs-Verschiebungs-Verhaltens der Mantelreibung τ_m und des Spitzendruckes σ_s , nicht angemessen berücksichtigt wurde. Wie man auf Bild 1 erkennt, ist die Summenkurve = Last-Setzungslinie (LSL)

$$Q(s) = Q_s(s) + Q_r(s) \quad (5)$$

zusammengesetzt aus der Pfahlfußkraft

$$Q_s(s) = \sigma_s(s) A_s \quad (6)$$

(A_s = Pfahlfußfläche)

und aus der Pfahlmantelkraft

$$Q_r(s) = \tau_m(s) A_m \quad (7a)$$

(A_m = Mantelfläche) bzw.

$$Q_r(s) = \sum \tau_{mi}(s) A_{mi} \quad (7b)$$

(i = Anzahl der Bodenschichten)

an der Stelle der Überschreitung des Bruchwertes der Mantelreibung τ_{mf} um so stärker gekrümmt, je größer der Anteil des Bruchwertes der Pfahlmantelkraft

$$Q_{rf} = \tau_{mf} A_m \quad (8)$$

im Verhältnis zum Bruchwert der Pfahlfußkraft

$$Q_{sf} = \sigma_{sf} A_s \quad (9)$$

an der Bruchlast des Pfahles

$$Q_f = Q_{rf} + Q_{sf} \geq Q_g \quad (10)$$

ist. Dominiert der Spitzendruck wie auf Bild 1 c, so nimmt die Krümmung der Last-Setzungslinie (LSL) kontinuierlich zu und eine Stelle besonders starker Krümmung existiert nicht, so daß die obengenannten Grenzsetzungen s_g verwendet werden müssen.

Zusammenfassend läßt sich sagen: Bisher ist die Grenzlast Q_g nach DIN 1054 (11/1976) wie auch in vielen anderen Ländern bei der Bewertung von Probelastungsergebnissen häufig an der Stelle der LSL (z. B. bei s_{rg} in Bild 1 b) festgelegt worden, an der lediglich die Mantelreibung ihren Bruchwert erreicht, obwohl noch mehr oder weniger große Reserven beim Pfahlspitzenndruck zur Verfügung standen (siehe z. B. [6]). An sich war diese Grenzlastfestlegung nur bei Pfählen richtig, bei denen der Spitzendruckanteil an der Abtragung der Gesamtlast klein war, d. h. bei Reibungspfählen. Und weil unter unseren geologischen Verhältnissen häufig der Spitzendruck gleichwertig ist oder sogar dominiert (wie z. B. bei Bild 1 c), mußte man zusätzlich die in DIN 1054 unter 5.4.1.1 angegebenen Grenzsetzungen festlegen für Fälle, in denen anders als an der LSL von Bild 2 der DIN 1054 (siehe das Zitat weiter vorn) und Bild 1 b keine Grenz- oder Bruchlast erkennbar war.

In der Diskussion um diese Fragen wurde seinerzeit im Normenausschuß „Pfähle“ und wird gelegentlich auch heute zur Verteidigung der Regelung nach DIN 1054 (11/76) noch ein anderer Standpunkt vertreten: Weil es bei Pfahlgründungen keine Möglichkeit der Setzungsberechnung gibt, müsse die Grenzlast bzw. die Grenzsetzung so gewählt werden, daß die im Gebrauchszustand zu erwartenden Setzungen vernachlässigbar klein bleiben, jedenfalls so klein, daß der Einfluß von Stützensenkungen unberücksichtigt bleiben kann.

Im folgenden ist nun zu zeigen, daß die Regel nach DIN 1054 (11/76) und die daran angeschlossenen Auffassungen spätestens seit der Einführung der Großbohrpfähle nicht mehr aufrecht erhalten werden konnte, d. h. bei der Erarbeitung der DIN 4014, Teil 2 (9/1977), die 1968 begann, zu modifizieren war.

2.4 Grenzen der Anwendbarkeit der konventionellen Sicherheitsbetrachtungen

Auslöser für die Neuentwicklung war die zunehmende Verwendung der Großbohrpfähle. Eigentlich müßte man hier allgemeiner von Großpfählen sprechen; da jedoch Großrammpfähle nur mit schwimmendem Gerät – also relativ selten – angewendet werden, dominieren die Großbohrpfähle die Neuentwicklung.

Was bei den herkömmlichen Pfählen mit Durchmessern bis 0,5 m durch die Regelung nach DIN 1054 (11/76) verhindert worden war, nämlich die Ausnutzung der zulässigen Setzung bis zur zulässigen Annäherung an die Schadensgrenze von Bauwerken gemäß Gl. (4 b), mußte bei den Großbohrpfählen aus Wirtschaftlichkeitsgründen gestattet werden. Bei Setzungen von 1,5 bis 2 cm im Gebrauchszustand des Bauwerkes wird jedoch der Bruchwert der Mantelreibung der Gründungspfähle erreicht (siehe z. B. [7]), was zu folgenden Konsequenzen führt: Bisher war man in Verbindung mit Gl. (1) und Gl. (10) davon ausgegangen, daß

$$\begin{aligned} \text{zul } Q &= \frac{Q_g}{\eta} \approx \frac{Q_f}{\eta} = \frac{Q_{sf} + Q_{rf}}{\eta} \\ &= \frac{\sigma_{sf}}{\eta} A_s + \frac{\tau_{mf}}{\eta} A_m \end{aligned} \quad (11a)$$

gesetzt werden dürfe, z. B. bei Verwendung der empirischen Werte von σ_{sf} und τ_{mf} von *Schenck* auf S. 485 in [8]. Wie Bild 1 zeigt, war das grundsätzlich falsch (wenn auch der Fehler bei Auswertung der LSL nach Bild 2 der DIN 1054 (11/1976) auf der sicheren Seite lag). Genauer ist nämlich statt Gl. (11 a) zu schreiben:

$$\begin{aligned} \text{zul } Q &= \frac{Q_g}{\eta} \approx \frac{Q_f}{\eta} = \frac{Q_{sf}}{\eta_s} + \frac{Q_{rf}}{\eta_r} \\ &= \frac{\sigma_{sf}}{\eta_s} A_s + \frac{\tau_{mf}}{\eta_r} A_m \end{aligned} \quad (11b)$$

Bei Aufrechterhaltung der globalen Gesamtsicherheit η war wegen der unterschiedlichen Arbeitslinien für σ_s und τ_m (s. Bild 1) zu unterscheiden zwischen den entsprechenden globalen Sicherheiten η_s und η_r . Bei $z = 1,5$ bis 2 cm für den Überbau ist mit

$$\tau_m = \tau_{mf} \rightarrow \eta_r = 1$$

zu setzen und η_s muß soweit erhöht werden, daß die globale Gesamtsicherheit η den geforderten Wert erreicht.

Man hat also mit $\eta_r = 1$ statt Gl. (11 b) zu schreiben:

$$\begin{aligned} \text{zul } Q &= \frac{Q_g}{\eta} \approx \frac{Q_f}{\eta} = \frac{Q_{sf}}{\eta_s} + Q_{rf} \\ &= \frac{\sigma_{sf}}{\eta_s} A_s + \tau_{mf} A_m \end{aligned} \quad (11c)$$

Daraus folgt mit Gl. (10) (siehe [9], [10])

$$\eta_s = \frac{\eta}{1 + \frac{Q_{rf}}{Q_{sf}} (1-\eta)} \quad (12)$$

und für $\eta = 2$ (siehe Tabelle 8, DIN 1054 11/1976)

Q_{rf}/Q_{sf}	0	0,25	0,5	0,75	1	> 1
η_s	2	2,67	4	8	∞	< 0

Man erkennt, daß die Gültigkeit einer solchen Verfahrensweise an Grenzen stößt; gleichzeitig erklärt sie, weshalb es englische Vorschläge gibt, mit $\eta_r = 2$ und $\eta_s = 3$ zu rechnen (siehe [11], [12]). Ganz ähnliche Betrachtungen wurden in [15] von *Whitaker* angestellt; er kam zu dem Schluß, daß man $\eta_s(s)$ und $\eta_r(s)$ setzungsabhängig mit unterschiedlichen

(empirischen) Werten einführen müsse, die man aus Probelastungen zu ermitteln habe.

Die Tabelle zeigt, daß man für Reibungspfähle, d. h. für größer werdende Q_{rf}/Q_{sf} -Werte immer größere Sicherheiten gegen Spitzendruckbruch η_s einzuhalten hat, was bedeutet, daß die zulässigen Pfahlsetzungen entsprechend verkleinert werden müssen (siehe Bild 1 a). Wenn man das tut, unterschreiten die Mantelreibungssetzungen irgendwann die Werte, die den Ansatz von $\eta_r = 1$ rechtfertigen und die Gleichungen (11 c) und (12) werden ungültig. Man könnte dann jedoch gemäß Gl. (11 b) unterschiedliche η_s - und η_r -Werte verwenden. Ihr Zusammenhang ergibt sich aus Gl. (11 b) in Verbindung mit Gl. (10) zu

$$\eta = \frac{\eta_s \eta_r (1 + Q_{rf}/Q_{sf})}{\eta_s Q_{rf}/Q_{sf} + \eta_r} = \text{const.} \quad (15)$$

Aus dieser Gleichung wurden in [15] die erwähnten $\eta_s(s)$ - und $\eta_r(s)$ -Werte für Großbohrpfähle in London-Ton abgeleitet. Diesen Weg ebenfalls zu beschreiten, erschien aussichtslos; die zu berücksichtigenden Pfahltypen und Bodenarten wären zu vielfältig gewesen.

2 Konsequenzen für Grundsätze bei der Tragfähigkeitsvorhersage in der neuen Normengeneration

Um unter den geschilderten Verhältnissen eine Methode zur Vorhersage des Tragverhaltens von Pfählen zu entwickeln, die unabhängig von der Verwendung unterschiedlicher, setzungsabhängiger η_s - und η_r -Werte ist, werden statt dessen setzungsabhängige Werte für den Spitzendruck

$\sigma_s(s)$

und für die Mantelreibung

$\tau_m(s)$

aus Probelastungsergebnissen für verschiedene Pfahltypen und Bodenarten (siehe Abschnitt 2.2) ermittelt. Dabei sind die σ_s - und τ_m -Werte so gewählt worden, daß die mit ihnen errechneten Last-Setzungslinien $\text{cal } Q(s)$ von den vorliegenden gemessenen $\text{obs } Q(s)$ möglichst wenig abweichen, d. h. die Differenzwerte

$$y' = \frac{\text{obs } Q(s) - \text{cal } Q(s)}{\text{obs } Q(s)} \stackrel{!}{=} 0$$

müssen im Mittel Null sein.

Bei der Ermittlung von $\text{cal } Q_r$, d. h. für die Mantelreibung, genügt es, näherungsweise eine bilineare elastisch/plastische Arbeitslinie (nach Bild 1 a) einzuführen, so daß nur der Wert τ_{mf} und eine entsprechende Bruchsetzung s_{rf} zu definieren sind. Dabei ist nur τ_{mf} unabhängig vom Pfahldurchmesser. Beim Spitzendruck mußte ebenfalls neben der Setzungsabhängigkeit eine Durchmesserabhängigkeit berücksichtigt werden (siehe [14], [15]). Mit diesen $\sigma_s(s)$ - und τ_{mf} - sowie s_{rf} -Werten können dann nach den Gl. (6) und (7) bzw. (8) für jeden Einzelfall mit den aktuellen Pfahlmantel- und Pfahlfußflächen A_m bzw. A_s „künstliche“ Last-Setzungslinien nach Bild 2 ermittelt werden (die dann wie eine LSL aus einer Probelastung zu bewerten sind).

In dieser Stelle ist ein Zusammenhang mit der Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte nach der neuen probabilistischen Sicherheitstheorie aufzuzeigen: Die in jedem Einzelfall anderen A_m - und A_s - bzw. Q_r - und Q_s -Werte waren – wie aus Gl. (11 b) hervorgeht – die Ursache dafür, daß ebenso in jedem Einzelfall andere unterschiedliche Werte von η_r und η_s bei vorgegebenem konstantem η zu wählen sind. Eine ganz analoge Situation hat man bezüglich unterschiedlicher Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{M_{os}}$ und $\gamma_{M_{tm}}$ bei vorgegebenem konstantem Sicherheitsindex β . Das sei kurz dargestellt: Es gilt

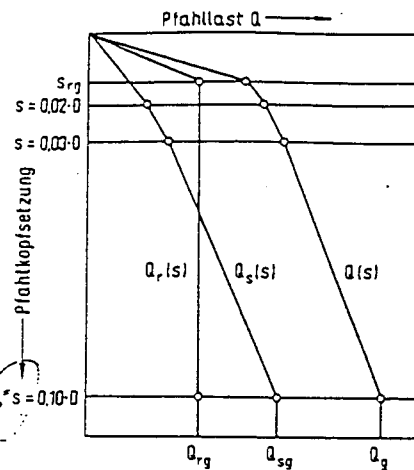


Bild 2. Konstruktion der Lastsetzungslinie nach DIN 4014 unter Verwendung der Tabellen 1, 2, 3 und 4 (Bild 2 ist identisch mit Bild 3 der DIN 4014). Die Grenzsetzung s_{rg} für die Mantelreibung Q_{rg} ist $s_{rg}(\text{cm}) = [0,5(\text{cm}/\text{MN})] Q_{rg}(\text{MN}) + 0,5(\text{cm}) \leq 3 \text{ cm}$

(mit d für „design“)

$$S_d \geq R_d \quad (14)$$

mit S_d = Entwurfswert der Einwirkungen und R_d = Entwurfswert der Widerstände.

Der Pfahlwiderstand Q_d ist hierbei gleich R_d und entspricht in der bisher gültigen Terminologie zur Q , d. h.

$$R_d = Q_d \cong \text{zul } Q. \quad (15)$$

Ferner gilt:

$$Q_d = Q_{sd} + Q_{rd} \quad (16a)$$

$$Q_d = \alpha_{sd} A_s + \tau_{md} A_m \quad (16b)$$

$$Q_d = m_{os} (1 - \tilde{\alpha}_{os} \beta V_{os}) A_s + m_{tm} (1 - \tilde{\alpha}_{tm} \beta V_{tm}) A_m \quad (16c)$$

Tabelle 1. Pfahlspitzenndruck σ_s in MN/m^2 in Abhängigkeit von der auf den Pfahl(fuß)durchmesser bezogenen Pfahlkopfssetzung s/D bzw. s/D_F und dem mittleren Sondierspitzenndruck in nichtbindigem Boden (Tabelle 1 ist identisch mit Tabelle 2 der DIN 4014)

bezogene Pfahlkopfssetzung s/D bzw. s/D_F	Pfahlspitzenndruck σ_s in MN/m^2 *) bei einem mittleren Sondierspitzenndruck q_s in MN/m^2			
	10	15	20	25
0,02	0,7	1,05	1,4	1,75
0,05	0,9	1,35	1,8	2,25
$\geq 0,10$	2,0	3,0	3,5	4,0

*) Zwischenwerte dürfen linear eingeschaltet werden

Tabelle 2. Pfahlspitzenndruck σ_s in MN/m^2 in Abhängigkeit von der auf den Pfahl(fuß)durchmesser bezogenen Pfahlkopfssetzung s/D bzw. s/D_F in bindigem Boden (Tabelle 2 ist identisch mit Tabelle 3 der DIN 4014)

bezogene Pfahlkopfssetzung s/D bzw. s/D_F	Pfahlspitzenndruck σ_s in MN/m^2 *) bei einer Anfangsscherfestigkeit von c_u in MN/m^2 **)	
	0,1	0,2
0,02	0,55	0,9
0,05	0,45	1,1
$\geq 0,10$	0,8	1,5

*) Zwischenwerte dürfen linear eingeschaltet werden. Bei Pfählen mit Fußverbreiterung sind die Werte auf 75 % abzumindern.

**) c_u Kohäsion des undränierten Bodens

Tabelle 3. Mantelreibung τ_m in nichtbindigem Boden (Tabelle 3 ist identisch mit Tabelle 5 der DIN 4014)

Festigkeit des nichtbindigen Bodens bei einem mittleren Sondierspitzenndruck q_s in MN/m ²	Mantelreibung τ_m in MN/m ² *)
0	0
5	0,04
10	0,08
≥ 15	0,12

*) Zwischenwerte dürfen linear eingeschaltet werden

Tabelle 4. Mantelreibung τ_m in bindigen Böden (Tabelle 4 ist identisch mit Tabelle 6 der DIN 4014)

Festigkeit des bindigen Bodens bei einer Anfangsscherfestigkeit von c_u in MN/m ²	Mantelreibung τ_m in MN/m ² *)
0,025	0,025
0,5	0,04
≥ 0,2	0,06

*) Zwischenwerte dürfen linear eingeschaltet werden. Bei Pfählen mit Fußverbreiterung sind die Werte auf 75 % abzumindern.

$$Q_d = \frac{\sigma_{sc}}{\gamma_{Mos}} A_s + \frac{\tau_{mc}}{\gamma_{M\tau m}} A_m \quad (16d)$$

$$Q_d = \frac{Q_{sc}}{\gamma_{Mos}} + \frac{Q_{\tau c}}{\gamma_{M\tau m}} \quad (16e)$$

Dabei sind die noch nicht eingeführten Bezeichnungen:

m = Mittelwert, V = Variationskoeffizient

α_i = Wirkungsfaktoren für die Widerstände i

$\bar{\alpha}$ = Wirkungsfaktor zur Berücksichtigung der Einwirkungsseite

γ_{Mi} = Teilsicherheitsbeiwerte für die Widerstände i

Werte mit Index c sind charakteristische (Fraktile-)Werte.

Die Angaben von Entwurfswerten für den Spitzendruck und die Mantelreibung allein in der Form

$$\sigma_{sd} = m_{\sigma s} (1 - \bar{\alpha} \alpha_{\sigma s} \beta V_{\sigma s}) = \frac{\sigma_{sc}}{\gamma_{Mos}} \quad (17a)$$

$$\tau_{md} = m_{\tau m} (1 - \bar{\alpha} \alpha_{\tau m} \beta V_{\tau m}) = \frac{\tau_{mc}}{\gamma_{M\tau m}} \quad (17b)$$

und die Zuordnung von festen Teilsicherheitsbeiwerten γ_{Mos} und $\gamma_{M\tau m}$ in den Gl. (17) ist dagegen unsinnig, weil die Gewichte von σ_s und τ_m - wie schon in Gl. (11 b) - in jedem Einzelfall unterschiedlich von A_s und A_m abhängen. Vielmehr müßten - wie schon in Gl. 11 b - auch in den Gl. (16 d) bzw. (16 e) in jedem Einzelfall andere unterschiedliche γ_{Mos} und $\gamma_{M\tau m}$ aus der Gleichsetzung mit Gl. (16 c) ermittelt werden.

Da jedoch die Einführung von Teilsicherheitsbeiwerten nur gerechtfertigt ist, wenn diese über große Anwendungsbereiche als Konstanten betrachtet werden können, sie sich aber - wie gesagt - nach den Gl. (16) für jeden Einzelfall in Abhängigkeit von Q_s/Q_c anders und unterschiedlich ergeben, hat die Verwendung von Teilsicherheitsbeiwerten auf σ_s und τ_m bzw. auf Q_s und Q_c keinen Sinn. Um diesem Dilemma zu entgehen, ist derselbe Ausweg zu wählen, mit dem schon die Einführung unterschiedlicher globaler Sicherheitsbeiwerte η_s und η_r umgangen wurde: Es sind „künstliche“ LSL zu ermitteln auf der Grundlage von empirischen τ_{mf} , S_{τ} - und $\alpha_s(s)$ -Werten. Auf solche LSL kann dann die β -Methode angewendet werden in der Form:

$$Q_d = m_Q (1 - \bar{\alpha} \beta V_Q) = \frac{\bar{Q}}{\gamma_M} \quad (18)$$

wobei \bar{Q} der statistische Mittelwert ist aus

$$\bar{Q}(s) = \bar{Q}_s(s) + \bar{Q}_c(s) = \bar{\tau}_{mf}(s) A_m + \bar{\alpha}_s(s) A_s \quad (19)$$

(Der Querstrich steht für Mittelwert, der hier zweckmäßigerweise als charakteristischer Wert verwendet wird.)

Auf die mit dieser Verfahrensweise erzielten, für die neue DIN 1054 benötigten Ergebnisse wird später zurückgekommen. Es zeigt sich bei einer Kalibrierung an Erfahrungswerten, daß man bei $\beta = 4,7$ mit $\gamma_M \approx 2$ auskommt.

Bekanntermaßen ist im allgemeinen aus den LSL für den Spitzendruck kein Bruchwert σ_{sf} erkennbar; bei Weiterbelastung von Pfählen ist im allgemeinen stets noch eine Laststeigerung beim Spitzendruck möglich (siehe [16]). Daher wird in Übereinstimmung mit der international am weitesten verbreiteten Regel statt der nicht definierbaren Bruchsetzung s_{sf} , bei welcher der Bruchwert σ_{sf} des Spitzendruckes erreicht wird, ein praktikabler Wert von

$$s_g = 0,1 D \quad (20)$$

eingeführt. Mit besonderen Untersuchungen, die später gezeigt werden, konnte nachgewiesen werden, daß für Bohrpfähle zwischen 0,3 m und 3 m mit Gl. (20) gleiche Ergebnisqualität erreicht wird.

Zur Ermittlung der schon erwähnten Bruchsetzung der Mantelreibung

$$s_{\tau f} = s_{\tau g}$$

wurden ebenfalls gesonderte Untersuchungen durchgeführt, und zwar für verschiedene Pfahl- und Bodenarten gemäß Abschnitt 2.2 getrennt. Erste Annahmen für Bohrpfähle mit $s_{\tau f} = 1$ cm für Ton und 2 cm für Sand bzw. 0,01 D und 0,02 D sind inzwischen verfeinert worden.

Auf die „künstliche“ LSL nach Bild 2 können dann die Sicherheitswerte der drei Grenzzustände (ULS) 1A, 1B und 2 nach Eurocode 7 wie auf LSL aus Probelastungen angewendet werden, die ja bereits bisher gemäß DIN 1054 (11/1976) Ziffer 5.4.1.2 und 5.4.1.3 zu befriedigen waren.

Diese neue Vorgehensweise ist für Bohrpfähle in DIN 4014 (1989) realisiert worden (wobei auf Bild 2 und in den Tabellen 1 bis 4 bereits die neueren Forschungsergebnisse angegeben wurden). Damit wurden die Tragfähigkeitsangaben der DIN 4014, Teil 1 ersetzt, die nur für 2,5 bzw. 3 m Pfahleinbindung in sogenannte tragfähige Schichten galten und mit denen die Mantelreibung langer Pfähle nicht berücksichtigt werden konnte. Der Ersatz der Tragfähigkeitsangaben der DIN 4026, in der bisher nur Pfähle mit Profilleiten bis 40 cm und Mantelreibungslängen bis zu 6 bzw. 8 m Berücksichtigung fanden, steht noch aus und ist Gegenstand weiterer Forschungen.

2.6 Einige Erläuterungen

Wie schon bisher in der deutschen Normung muß die Entwicklung neuer empirischer Tragfähigkeitsangaben begleitet werden von Qualitätsanforderungen an die Pfahlherstellungs- und Installationsvorgänge. Das Neue bei dieser Aufgabe besteht darin, daß in schneller Folge immer neue Technologien in Verbindung mit Geräteentwicklungen auf den Markt kommen. Insofern müssen die Qualitätsanforderungen bezüglich der Pfahlinstallation so gefaßt werden, daß sie einerseits als Voraussetzung für die Anwendung der empirischen Tragfähigkeitsangaben dienen können, andererseits müssen sie so allgemein gehalten werden, daß die Verantwortung und Haftung der Pfahlproduzenten auch bei Anwendung unterschiedlicher Produktionsmethoden unabweisbar ist. Dabei zeigt sich, daß nicht bei allen Produktions-

verfahren die Anwendung der empirischen Tragfähigkeitsangaben gestattet werden kann (siehe dazu Abschnitt 2.2).

Es versteht sich, daß bei der empirischen Vorgehensweise zur Angabe von Tragfähigkeitsdaten keine allgemeingültige dimensionslose Ergebnisdarstellung zustandekommen kann. Selbst wenn gelegentlich die dimensionslose Darstellung einer Ergebnisdatengruppe (wie auf Bild 1a für den Spitzendruck) gelingt, so darf nicht vergessen werden, daß die Ergebnisse an die untersuchten Pfahlmessungen, Pfahltypen und Bodenarten gebunden sind. Eine allgemeingültige Begründung der aus Probelastungsergebnissen abgeleiteten empirischen Daten ist nur mit statistischen Methoden möglich. Diese Möglichkeit ist bei den in vielen Ländern laufenden Bemühungen um empirische Tragfähigkeitsangaben (siehe z. B. [17], [18], [19], [20]) bisher kaum wahrgenommen worden. Vielmehr hat man mehr gefühlsmäßig unter qualitativer Anwendung mehr oder weniger zutreffender Modellvorstellungen (z. B. bei der Mantelreibung $\tau_m \approx K_0 \gamma h \tan \varphi$) versucht, empirische Daten an möglichst viele Probelastungsergebnisse ohne Zuhilfenahme von Statistik zu adjustieren. Tatsächlich muß das bei der schmalen verwertbaren Datenbasis als legitime und unvermeidbare Vorgehensweise akzeptiert werden. Jedenfalls ist diese Vorgehensweise besser, als Statistik unter Verzicht auf die Berücksichtigung wichtiger bodenmechanisch-grundbautechnischer Parameter anzuwenden, wie das in [21] von Hettler für Franki-Pfähle und in [22] von Hettler und Berg für Betonrüttelsäulen (die nur pfahlähnliche Gebilde sind), praktiziert wurde. Bei den Frankipfählen blieb nämlich der Mantelreibungseinfluß unberücksichtigt; ebenfalls blieb unberücksichtigt, daß Ergebnisse der zugrundeliegenden Probelastungen häufig lediglich die Kapazitätsgrenze der Probelastungsvorrichtung bzw. das η -fache der geplanten Gebrauchslast repräsentieren. Insofern ist die zugrundeliegende Abhängigkeit zwischen $\sigma_{st} = f(q_s)$ mit q_s als Drucksondierergebnis mehr als fragwürdig. Bei den Betonrüttelsäulen ist ebenfalls davon ausgegangen worden, daß trotz der extrem rauhen Oberfläche (mit Durchmesserunterschieden bis 100%) die Gesamlast ohne Mantelreibungsberücksichtigung auf den Pfahlfuß wirkt und – noch unangemessener – daß der Rüttelvorgang alle Böden bis zur Gleichwertigkeit verbessert, d. h. bei statistischen Betrachtungen von einem Einheitsboden ausgegangen werden kann. Wenn überhaupt, wäre diese Annahme eher bei den Frankipfählen gerechtfertigt gewesen, die nichtbindigen Boden durch mehrfache Fußausrammung mehr oder weniger zu vergleichmäßigen gestatten.

Künftig muß versucht werden, statistische Methoden im Interesse der probabilistischen Kontrolle von Sicherheitswerten nach der β -Methode auch bei empirischen Pfahltragfähigkeitsangaben soweit wie möglich anzuwenden. Ein wesentliches Problem ist dabei, daß auf das stark simplifizierte Modell gemäß Gl. (5) $Q(s) = Q_s(s) + Q_r(s)$ nicht verzichtet werden kann. Es setzt die Trennbarkeit der Wirkungen von Mantelreibung $\tau_m A_m = Q_r$ und Spitzendruck $\sigma_s A_s = Q_s$ voraus, obwohl zwischen beiden eine Wechselwirkung besteht (siehe [23], [25], [4]), und zwar umso mehr, je kürzer und gedrungenere die Pfähle sind.

In den letzten 20 Jahren hat die elektronische Rechen-technik die Anwendung der Formeln von Mindlin [24] mit der Integration von Einzelkraftwirkungen im elastisch-isotropen Halbraum ermöglicht. Mit ihrer Anwendung auf Pfähle sind eine Reihe nützlicher Parameterstudien entstanden (siehe [26], [27], [28], [29]). Das gleiche kann man über die Anwendung von nichtlinearen Stoffgesetzen in FE-Rechnungen sagen. Eine praktische Bedeutung haben diese Studien aus den in Abschnitt 2.2 genannten Gründen nur sehr beschränkt.

3 Ausblick

Durch dankenswerte Unterstützung des Instituts für Bautechnik wird es ermöglicht, die dargestellten Prinzipien zur Entwicklung von Tragfähigkeitsangaben auch für Ramm-
pfähle zu betreiben, so daß den in Bild 2 für Bohrpfähle dargestellten Angaben entsprechende für Ramm-
pfähle in der zur Zeit überarbeiteten DIN 4026 folgen werden.

Literatur:

- [1] Grusi-Bau: Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen. 1. Aufl. Berlin: DIN-Institut, Beuth Verlag 1981.
- [2] Leussink, W.: Ergebnisse von Setzungsmessungen an Hochbauten. Veröff. d. Inst. f. Bodenmechanik u. Grundbau, TH Karlsruhe, Heft 13, 1963.
- [3] Skempton, A. W., und McDonald, D. H.: The allowable settlements of buildings. Proc. Inst. of Civil Engrs., London, Vol. 5, 1956, p. 727–784.
- [4] Franke, E.: Pfähle. Grundbau-Taschenbuch, Bd. 2, Abschnitt 2.11, 3. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn 1982.
- [5] Grant, R., Christian, J. T., und Vanarcke, E. H.: Differential settlements of buildings. Proc. ASCE, GT9, Vol. 100, p. 973.
- [6] Kézdi, A.: Bemerkungen zur Frage der Tragfähigkeit von Pfahlgruppen. Symposium on Pile Foundations, IVBH, Stockholm 1960.
- [7] Cooke, R. W.: The settlement of friction pile foundations. Building Research Establishment, Current Paper, CP 12/75, 1975.
- [8] Grundbautaschenbuch, Bd. 2, 3. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn 1982.
- [9] Franke, E., und Elborg, E. A.: Zur Tragfähigkeitsvorhersage. Beiträge zum Symposium Pfahlgründungen, 12./13.5.1986 Darmstadt. Mitt. Inst. f. Grundbau, Boden- u. Felsmech. d. TH Darmstadt, S. 175–181.
- [10] Franke, E.: Prediction of bearing behaviour of piles, esp. large bored piles. Contrib. to XII ICSMFE, Rio de Janeiro, 1989.
- [11] Burland, J. B., und Cooke, R. W.: The design of bored piles in stiff clays. Ground Engg. 7, No. 3, p. 28–35.
- [12] Garbrecht, D.: Großbohrpfähle in Ton. Geotechnik 2 (1979), H. 1, S. 51–53.
- [13] Whitaker, Th.: The Design of Piled Foundations, 2nd Edition. Oxford: Pergamon Press 1976.
- [14] Franke, E.: Point pressure versus length and diameter of piles. Proc. 10th ICSMFE, 1981a, Stockholm, Vol. 2, p. 717–722.
- [15] Franke, E.: Neue Erkenntnisse über den Spitzendruck von Pfählen in Sand und einige praktische Konsequenzen. Die Bautechnik 58 (1981), H. 5, S. 80–86.
- [16] Linder, N. R.: Zum Eindring- und Tragverhalten von Pfählen in Sand. Dissertation, TU Berlin, 1977.
- [17] De Beer, E. E.: Different behaviour of bored and driven piles. Proc. of the 1st Intern. Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles. Ghent, 7–10 June 1988, p. 47–82.
- [18] Van Impe, W. F.: Considerations on the auger pile design. Proc. of the 1st Intern. Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles. Ghent, 7–10 June 1988, p. 193–218.
- [19] Jamiolkowski, M., und Lancellotta, R.: Relevance of in-situ test results for evaluation of allowable base resistance of bored piles in sands. Proc. of the 1st Intern. Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles. Ghent, 7–10 June 1988, p. 107–120.
- [20] Gwizdalla, K.: Large diameter bored piles in non-cohesive soils. Swedish Geotechnical Institute, Report No. 26, 1984.
- [21] Hettler, A.: Statistische Sicherheit bei Franki-Ortramm-
pfählen unter Verwendung von Vorinformationen. Der Bauingenieur 62 (1987), S. 539–545.
- [22] Hettler, A., und Berg, J.: Zulässige Lasten bei Betonrüttelsäulen und vermörtelten Stopfsäulen auf statistischer Grundlage. Geotechnik 10 (1987), H. 4, S. 169–179.
- [23] Vesic, A. S.: A study of bearing capacity of deep foundations. Final Report, Project B-189, School of Civil Engg., Georgia, Inst. of Technology, Atlanta, Ga, 1967.
- [24] Mindlin, R. D.: Force at a point in the interior of a semi-infinite solid. Int. Appl. Phys., Vol. 7, No. 5, 1936, p. 195–202.
- [25] Franke, E.: General Report III-1.1. Pile Foundations-Single Piles. Proc. 6. ECSMFE, Wien 1976, Bd. 2.1.
- [26] Poulos, H. G.: The influence of a rigid pile cap on the settlement behaviour of an axially-loaded pile. Civ. Eng. Trans., Inst. of Engrs., Austr., Vol. CE10, 1968, p. 206–208.
- [27] Poulos, H. G.: The settlement of under-reamed and step-taper piles. Civ. Eng. Trans., Inst. of Engrs., Austr., Vol. CE11, 1969, p. 85–87.
- [28] Poulos, H. G.: Load-settlement prediction of piles and piers. Proc. ASCE 98 (1972), SM9, p. 879–897.
- [29] Poulos, H. G., und Davies, E. H.: The settlement behaviour of single axially loaded incompressible piles and piers. Geotechnique 18 (1968), No. 3, p. 351–371.