

Mitteilungen
Heft 10

Jens Engel

Verfahren zur Festlegung von Kennwerten für
bodenmechanische Nachweise

Dresden 2002

ISSN 1434 – 3053

Vorwort

Um das Zusammenwirken von Bauwerk und Baugrund zutreffend erfassen zu können, ist es erforderlich auch die Beanspruchungs-Verformungseigenschaften des Bodens hinreichend zu kennen. Die Berechnungsverfahren konnten durch die Weiterentwicklung der Rechentechnik in den letzten Jahrzehnten erheblich verbessert werden. Die Methoden zur Ermittlung der die Eigenschaften des Bodens beschreibenden Kenngrößen sind dieser Entwicklung nur unzureichend angepaßt worden. Im Gegenteil, die Intensität der Baugrunduntersuchung hat im gleichen Zeitraum erheblich abgenommen. Vielfach wird mit geschätzten Kennwerten gearbeitet. Zielstellung der vorliegenden Arbeit ist es Wege zu entwickeln bzw. zu zeigen, die es ermöglichen, trotz Vereinfachung der Untersuchungsmethoden bei gleichzeitiger Senkung des Untersuchungsaufwands physikalisch sinnvolle Untersuchungsergebnisse zu erhalten.

In der Arbeit werden zunächst die Untersuchungen beschrieben, die die Voraussetzung für eine physikalisch begründete Klassifizierung der Böden darstellen. Ebenso wird die Ermittlung der Scherfestigkeit und der Zusammendrückbarkeit ausführlich diskutiert. Dabei wird der Einfluß der Bodenart, seiner Entstehung, der Phasenzusammensetzung und des Sättigungsgrads behandelt.

Schließlich werden Näherungsverfahren zu Bestimmung von Berechnungskennwerten angegeben, wobei mit Hilfe von Korrelationen für Referenzzustände und bestimmter Modelle zur Erfassung zusätzlicher Einflüsse die Kennwerte für ungestörte Böden ermittelt werden können.

Die Arbeit entspricht einem dringenden Bedürfnis der geotechnischen Praxis und weist einen Weg die Methoden der Baugrunduntersuchung und der Ermittlung der Berechnungskennwerte qualitativ zu verbessern.

Dresden, im Juni 2002

D. Franke

Vorwort des Autors

Der Einsatz moderner Berechnungsansätze, insbesondere zur besseren Berücksichtigung der Kraft-Verschiebungs-Zusammenhänge, stellt besondere Anforderungen an die Erkundung und Untersuchung des Baugrunds. Diesen Anforderungen wird in der Praxis nicht immer in ausreichendem Maße Rechnung getragen. Vor allem die ausschließliche Nutzung von Erfahrungswerten auf Grundlage der Benennung und Beschreibung des Baugrunds kann zu unrealistischen Berechnungsergebnissen beitragen.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit werden Verfahren zur Vorhersage der bodenmechanischen Eigenschaften des Baugrunds auf Grundlage einfach bestimmbarer Parameter vorgestellt. Diese Methoden können zur Optimierung des Untersuchungsaufwands bzw. als Ausgangspunkt für die Festlegung von Kennwerten komplexer Stoffgesetze genutzt werden. Grundlage sind Erfahrungen und Versuchsergebnisse, die im Rahmen der Bearbeitung unterschiedlicher wissenschaftlicher und praktischer Projekte gesammelt wurden.

Die Unterstützung durch die Mitarbeiter des Instituts für Geotechnik sowie die sehr kollegiale Atmosphäre am Lehrstuhl haben neben den Anregungen aus der praktischen Arbeit wesentlich zur erfolgreichen Bearbeitung dieses Themas beigetragen. Mein besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. D. Franke für die vielen anregenden Diskussionen und Hinweise. Danken möchte ich Herrn Prof. Dr.-Ing. P. Vermeer sowie Herrn Prof. Dr.-Ing. D. Kolymbas für die Übernahme der weiteren Gutachten.

Meiner Frau bin ich sehr dankbar für Ihre Geduld, Zuversicht und Unterstützung in den zurückliegenden Jahren.

Dresden, Juni 2002

J. Engel

Inhaltsverzeichnis

1	Einführung – Gegenstand der Arbeit	1
1.1	Einführung	1
1.2	Gegenstand der Arbeit	3
2	Grundlagen bodenmechanischer Berechnungen	4
2.1	Einfache, kontinuumsmechanische Grundlagen	4
2.1.1	Elastizität, Kritischer Zustand	4
2.1.2	Spannungs-Verformungspfade	5
2.2	Bodenmechanische Grundlagen	7
2.2.1	Prinzip der wirksamen Spannungen	7
2.2.2	Prinzip der wirksamen Spannungen für gesättigte Böden	9
2.2.3	Teilgesättigte Böden – Saugspannungen	12
2.2.4	Besonderheiten bei kleinen Verformungen	15
3	Klassifizierungskennwerte-Stoffbestand	18
3.1	Kennwerteinteilung	18
3.2	Benennung, Klassifizierung	19
3.2.1	Korngrößenverteilung	19
3.2.2	Wasserzahlen – Zustandsgrenzen	19
3.2.3	Grenzlagerungsdichten, Kornform	25
3.2.4	Organische Anteile (Glühverlust), Kalkgehalt	25
3.2.5	Verdichtung – Proctorversuch	26

3.3	Korrelationen	28
3.3.1	Schrumpfgrenze, Sättigungsgrenze	28
3.3.2	Wasseraufnahme	29
3.3.3	Brei- und Einheitswasserzahl, Porenzahl e_1	29
3.3.4	Grenzlagerungsdichte, Kornform	30
3.3.5	Poctorckennwerte	31
4	Scherfestigkeit	33
4.1	Grundlagen	33
4.2	Feinkörnig, bindige Böden	36
4.2.1	Einfluß von Spannungszustand und Dichte, Grenzzustände	36
4.2.2	Struktur, stoffliche Zusammensetzung	41
4.2.3	Belastungsgeschwindigkeit	44
4.2.4	Restscherfestigkeit	45
4.2.5	Beispiel: Triaxialversuche – bindige, aufbereitete Böden	46
4.3	nichtbindige Böden	49
4.3.1	Reibung, Dilatanz	49
4.3.2	Druck- und Dichteabhängigkeit	50
4.3.3	Zustandsgrößen	52
4.4	Bodenart, Entstehung, Phasenzusammensetzung	54
4.4.1	Scherfestigkeit natürlich abgelagerter, wassergesättigter bindiger Böden	54
4.4.2	Scherfestigkeit teilgesättigter Böden	55
4.4.3	Scherfestigkeit künstlich verdichteter, bindiger Böden	57
4.4.4	Scherfestigkeit gemischtkörniger Böden	59
4.4.5	Scherfestigkeit organogener, feinkörniger Böden	60
4.5	Korrelationen	61
4.5.1	Reibungswinkel bindiger, mineralischer Böden	61
4.5.2	Restscherfestigkeit	62
4.5.3	Reibungswinkel von Sand und Kies	63
4.5.4	Undrainierte Kohäsion bindiger, gesättigter mineralischer Böden	64

5	Zusammendrückbarkeit	66
5.1	Einflußgrößen, experimentelle Ergebnisse	66
5.1.1	Grundlagen	66
5.1.2	Zusammenhang Spannungszustand und Dichte	67
5.1.3	Belastungsgeschwindigkeit – verzögerte Zusammendrückung	73
5.1.4	Verformung bei konstantem Hauptspannungsverhältnis	77
5.1.5	Versuchsergebnisse, erhöhte Steifigkeit bindiger Böden	79
5.1.6	Versuchsergebnisse, ICL aufbereiteter, bindiger Böden	81
5.2	Bodenart, Entstehung, Phasenzusammensetzung	82
5.2.1	Natürlich abgelagerte, wassergesättigte, bindige Böden	82
5.2.2	Teilgesättigte Böden	85
5.2.3	Künstlich verdichtete, bindige Böden	86
5.2.4	Nichtbindige Böden	89
5.2.5	Organogene Böden	90
5.3	Korrelationen	92
5.3.1	Druck-Porenzahl, Intrinsic-Compression-Line	92
5.3.2	Steifezahl	94
5.3.3	Zeit-Setzungsverhalten	95
5.3.4	Ruhedruckbeiwert	95
5.3.5	Zyklisch-dynamische Verformungen	96
6	Durchlässigkeit	97
6.1	Grundlagen	97
6.2	Feinkörnig-bindige Böden	98
6.2.1	Abhängigkeit von Spannungszustand und Dichte	98
6.2.2	Durchlässigkeit künstlich verdichteter Böden	98
6.3	Korrelationen	99
6.3.1	Feinkörnig-bindige Böden	99
6.3.2	Nichtbindige Böden	100

7 Korrelationen für Referenzzustände	101
7.1 Konzept der Referenzzustände	101
7.1.1 Grundlagen	101
7.1.2 Referenz: Stoffbestand	102
7.1.3 Referenz: Belastungspfade	103
7.2 Korrelationen für bindige Böden	106
7.2.1 Einschränkungen	106
7.2.2 Klassifikationskennwerte	107
7.2.3 Lageparameter $e_{1,i}^*$, $e_{1,c}^*$, $e_{p1,cs}^*$	116
7.2.4 Zusammendrückbarkeit	116
7.2.5 Scherfestigkeit	120
7.2.6 Restscherfestigkeit	122
7.2.7 Durchlässigkeit	123
7.3 Korrelationen für nichtbindige Böden	124
7.3.1 Klassifikationskennwerte	124
7.3.2 Scherfestigkeit	124
7.3.3 Zusammendrückbarkeit – ICL für Sand	125
8 Verbesserte Näherungsverfahren	127
8.1 Ermittlung von Berechnungskennwerten	127
8.1.1 Das Grundkonzept	127
8.1.2 ICL – Bezugsgröße „innere Eigenschaften“	127
8.2 Kennwerte bindiger Böden	129
8.2.1 Wassergesättigte, mineralische Böden	129
8.2.2 Kompressionsbeiwert intakter, wassergesättigter Sedimente (RENDON-HERRERO)	136
8.2.3 Salzgehalt gesättigter, bindiger Böden	137
8.2.4 Organische Anteile	138

8.3	Nichtbindige und gemischtkörnige Böden	141
8.3.1	Scherfestigkeit von Sand und Kies	141
8.3.2	Scherfestigkeit gemischtkörniger Böden	142
8.3.3	Zusammendrückbarkeit von Sand und Kies	145
8.4	Modelle für teilgesättigte Böden	147
8.4.1	Ein neues Konzept der wirksamen Spannungen	147
8.4.2	Äquivalente Spannung für feinkörnige, teilgesättigte Böden	147
8.5	Arbeitslinien	151
8.5.1	Grundlagen	151
8.5.2	Ansätze zur zahlenmäßigen Beschreibung	151
8.5.3	nichtbindige Böden	152
8.5.4	bindige Böden	154
8.6	Zusammenfassung, Ausblick	156
A	Herleitungen	158
A.1	Berechnung einzelner Kennwerte	158
A.1.1	Überlagerungsdruck gesättigter Böden unter Wasser	158
A.1.2	Porenwasserdruckbeiwert λ_0	159
A.2	Steifezahlbeiwert	161
A.2.1	Steifezahlbeiwert bei logarithmischem und linearem Dehnungsmaß	161
A.2.2	Steifezahlbeiwert bindiger Böden aus intrinsic-compression-line	162
B	Versuchsergebnisse	163
B.1	Erfahrungswerte bodenmechanischer Parameter	163
B.1.1	Korndichte	163
B.1.2	Kompressionsbeiwert λ	164
B.2	Feinkörnig-bindige Böden	165
B.2.1	Referenzproben, Klassifizierung	165

B.2.2	Proctorkennwerte, Referenzproben	169
B.2.3	Proctorkennwerte aus Veröffentlichungen	170
B.2.4	Scherfestigkeit, Referenzproben	170
B.2.5	Scherfestigkeit, Ergebnisse aus Veröffentlichungen	172
B.2.6	Zusammendrückbarkeit, Referenzproben	172
B.2.7	Isotrope Kompression, veröffentlichte Ergebnisse	176
B.2.8	Durchlässigkeit, Referenzproben	176
B.3	Sande	179

Formelzeichen

A	Fläche, Porenwasserdruckbeiwert
B	Porenwasserdruckbeiwert, Buismannbeiwert
C	Krümmungszahl
C_c	Kompressionsbeiwert
C_s	Schwellbeiwert
C_α	Kriechbeiwert
C_x^y	Parameter der Differentialgleichung $\frac{dy}{dx} = \frac{C_x^y}{x}$, Materialkennwert
$C_{\sigma,nc}^\epsilon, C_{\sigma,oc}^\epsilon, C_{\sigma,s}^\epsilon$	Steifezahlbeiwerte für Erst-, Wieder- und Entlastung
D	Lagerungsdichte
E_S	Steifezahl
F_C	Feinkornanteil, Dezimalbruch
I_A	Aktivität
I_C	Konsistenzzahl
I_d	bezogene Lagerungsdichte
I_L	Liquiditätszahl $I_L = \frac{w-w_p}{w_l-w_p} = 1 - I_C$
I_p	Plastizitätszahl
$I_{v\alpha}$	Zähigkeitsindex
I_x^y	Parameter der Differentialgleichung $\frac{dy}{y} = I_x^y \frac{dx}{x}$, Bodenparameter
$I_{\sigma,nc}^\epsilon$	Steifezahlbeiwert für nichtbindige Böden
OCR	Vorbelastungsverhältnis (Vertikalspannung) $OCR = \frac{\max \sigma'_c}{\sigma'_c}$
R	Vorbelastungsverhältnis (mittlere Spannung) $R = \frac{\max p'}{p'}$
S_R	Sättigungsgrad
U	Ungleichförmigkeitszahl
V	Volumen
V_{gl}	Glühverlust in %
a	Gewichtsprozent Trockenmasse (Korngrößenverteilung)
c	Kohäsion
c'	wirksame Kohäsion
c_r	Kohäsion bei Restscherfestigkeit
c_u	undrainierte Kohäsion
c_v	Konsolidationsbeiwert
d_w, d_m	wirksamer, mittlerer Korndurchmesser
e	Porenzahl
e_{1c}	Porenzahl bei Bezugsspannung im Kompressionsversuch
$e_{1,i}^*$	Porenzahl, Referenzzustand, isotrope Konsolidation bei $p = 1$ bar

$e_{1,c}^*$	Porenzahl, Referenzzustand, Vertikalspannung $\sigma'_c = 1$ bar im Kompressionsversuch
$e_{p1,c}^*$	Porenzahl, Referenzzustand, mittlere Spannung $p = 1$ bar im Kompressionsversuch
$e_{p1,cs}^*$	Porenzahl, Referenzzustand, mittlere Spannung $p = 1$ bar, kritischer Zustand
$\max e$	Porenzahl bei lockerster Lagerung
$\min e$	Porenzahl bei dichtester Lagerung
h_s	Granulathärte (Stoffgesetzparameter)
i	hydraulischer Gradient
i_0	Stagnationsgradient
k_f	Durchlässigkeitsbeiwert
m	Masse
n	Porenanteil
n	Stoffgesetzkennwert (Steifezahlexponent)
$\max n$	Porosität bei lockerster Lagerung
$\min n$	Porosität bei dichtester Lagerung
p_{at}	Bezugsspannung (atmosphärischer Druck=1 bar)
p, p'	mittlere Hauptspannung $p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$
$p_{0.002}, p_{0.06}, p_2$	Ton-, Feinkorn- und Sandkornanteil in %
q	Hauptspannungsdifferenz $q = \sigma_1 - \sigma_3$
s'	bezogene Setzung
s, s'	mittlere Hauptspannung $s = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$
t	Spannungsdeviator $t = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$
u	Porenwasserdruck
u_a	Porenluftdruck
u_w	Porenwasserdruck
v	Steifezahlbeiwert
w	Wassergehalt, Steifezahlexponent
w_l	Fließgrenze
w_p	Ausrollgrenze
γ	Wichte
γ'	Wichte unter Auftrieb
γ_w	Wichte von Wasser
Δu_f	Porenwasserdruckänderung bei Bruch
κ	Parameter der Schwellkurve im Cam-Clay-Modell
λ	Parameter der isotropen Erstbelastung im Cam-Clay-Modell

Λ_0	Porenwasserdruckbeiwert
μ	Verfestigungsgrad (Konsolidation)
ρ	Dichte
ρ_d	Trockendichte
ρ_s	Korndichte
ρ_{Sat}	Dichte bei Sättigung
$\max \rho_d$	maximale Trockendichte (dichteste Lagerung)
$\min \rho_d$	minimale Trockendichte (lockerste Lagerung)
ρ_w	Dichte von Wasser
σ_{at}	Bezugsspannung (atmosphärischer Druck=1 bar)
σ_a	Spannung in axialer Richtung
σ_r	Radialspannung
$\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$	Hauptspannungen
τ	Schubspannung
φ	Reibungswinkel
φ'	wirksamer Reibungswinkel
φ'_f	Bruchreibungswinkel nichtbindiger Böden
φ'_{nc}	Reibungswinkel der Gesamtscherfestigkeit im Direktscherversuch
φ'_{oc}	wirksamer Reibungswinkel vorbelasteter Böden im Direktscherversuch
φ_r	Reibungswinkel der Restscherfestigkeit
φ_u	undrainierter Reibungswinkel
ψ	Dilatanzwinkel
χ	Verhältnis wassererfüllte Schnittfläche zu gesamter Schnittfläche teilgesättigter Böden

Indizes

<i>at</i>	atmosphärischer Druck 1 bar=100 kN/m ²
<i>c</i>	Kompression bei behinderter Seitendehnung (Ödometer)
<i>d</i>	dry, trocken
<i>k</i>	ein Wertepaar als Integrationsgrenze
<i>nc</i>	erstbelastet nach vertikaler Zusammendrückung
<i>s</i>	feste Bestandteile (solids)
<i>s</i>	Schwellen
<i>Sat</i>	Sättigung
<i>oc</i>	Wiederbelastung, vertikale Zusammendrückung
<i>cs</i>	kritischer Zustand

<i>tc</i>	Übergangsbereich zwischen Eigenschaften des vorbelasteten (<i>oc</i>) und des normalkonsolidierten Bodens(<i>nc</i>)
<i>u</i>	undrainiert
	Kopfzeiger
*	Referenzzustand

1. Einführung – Gegenstand der Arbeit

1.1 Einführung

Die Lösung von Ingenieuraufgaben erfordert die Berücksichtigung der für die jeweilige Aufgabe wichtigen Materialeigenschaften. Für die zahlenmäßige Angabe dieser Eigenschaften werden theoretische Modelle benötigt, auf deren Grundlage entsprechende Materialparameter experimentell bestimmt werden können.

Im Gegensatz zu anderen Stoffen ist der Boden ein disperses System, bestehend aus festen, flüssigen und gasförmigen Bestandteilen (Phasen). Auf Grund der örtlich und zeitlich wechselnden stofflichen Zusammensetzung der Böden sowie der vielfältigen Einflußgrößen, die die Eigenschaften bestimmen, werden oft Stoffmodelle verwendet, deren Anwendung auf bestimmte Randbedingungen beschränkt ist. Weiterentwicklungen werden erforderlich, wenn Beobachtungen in-situ oder im Versuch mit den vorhandenen Stoffgesetzen nicht beschrieben oder Randwertaufgaben mit den bekannten Ansätzen nicht oder nur unbefriedigend gelöst werden können.

Im Gegensatz zu den Anfängen der Bodenmechanik liegen heute umfangreiche Erfahrungen vor, die eine wesentlich umfassendere Betrachtungsweise des Materialverhaltens gestatten. Verbesserte Lösungsverfahren für Randwertprobleme bieten darüberhinaus die Möglichkeit, komplexe Stoffmodelle für Berechnungen anzuwenden.

Die Entwicklung neuer Stoffgesetze ist i.d.R. verbunden mit der Einführung neuer Bodenparameter, die oft mit spezieller Technik bzw. mit von den üblichen Versuchstechnologien abweichenden Abläufen ermittelt werden müssen. Dies erschwert die Sammlung von Erfahrungen und läßt die Beurteilung der Stoffkennwerte kaum zu. Bei Bauingenieuraufgaben ist aber in den meisten Fällen die Einbeziehung der anerkannten Regeln wesentliche Voraussetzung für die schnelle und sichere Lösung konstruktiver und planerischer Probleme.

Die Ergebnisse der Erkundung bilden die Grundlage für die Unterteilung des Baugrunds in Bereiche mit annähernd gleichen Eigenschaften, wobei die Zuweisung von Berechnungs-

kennwerten so erfolgen muß, daß die sichere Bemessung des Bauwerkes gewährleistet wird. Für die Beurteilung der mechanischen Eigenschaften von Böden sind Untersuchungen in-situ, Laborversuche und die Berücksichtigung der Wechselwirkung Bauwerk–Baugrund unerlässlich.

Die Notwendigkeit der Berücksichtigung gesammelter Erfahrungen bei der Festlegung von Berechnungskennwerten wird u.a. an folgenden Sachverhalten deutlich:

- Die Bestimmung der Materialeigenschaften im Labor ist mit unvermeidlichen Streuungen behaftet. Für die Angabe von Stoffgesetzkonstanten müssen die Versuchsergebnisse interpretiert, auf Plausibilität überprüft sowie bezüglich ihrer Übertragbarkeit auf die Verhältnisse in-situ eingeschätzt werden.
- Der Umfang der untersuchten Proben steht im Vergleich zu dem durch das Bauwerk beanspruchten Bodenvolumen nach den geltenden Normen etwa im Verhältnis 1:1 000 000 (siehe DIN 4020). Es stehen deshalb in der Regel so wenig Prüfergebnisse zur Verfügung, daß statistische Betrachtungen selten sinnvoll angestellt werden können.
- Die Materialeigenschaften können selbst bei relativ homogenen Ablagerungen örtlichen und zeitlichen Schwankungen infolge wechselnder Phasenzusammensetzung unterliegen.

Unsicherheiten infolge streuender Materialeigenschaften, unbekannter Fehler bei der experimentellen Ermittlung, örtlicher und zeitlicher Veränderungen des Baugrunds, fehlerhafter Bauausführung sowie bei der Bildung des Berechnungsmodells, werden durch Sicherheiten bei geotechnischen Berechnungen berücksichtigt. Die entsprechenden Konzepte sollen in sich geschlossen, einfach anwendbar und physikalisch sinnvoll sein. Nahezu alle Sicherheitskonzepte gehen von der Bemessung neuer Bauteile aus. In Bodenmechanik und Grundbau bieten die Überlegungen zu neuen Nachweisverfahren die Chance, den Zusammenhang zwischen Bodenkennwert, Berechnungsverfahren und Lastansatz neu zu überdenken. Viele der klassischen Berechnungsverfahren (siehe FRANKE [38]) enthalten versteckte Sicherheiten. Dies kann bei der Beurteilung des Sicherheitsniveaus bestehender Bauwerke zu Ergebnissen führen, die dem wirklichen Zustand des Bauwerks nicht entsprechen.

Unabhängig vom Konzept der Nachweisführung müssen aus verhältnismäßig wenigen Prüfergebnissen charakteristische Werte abgeleitet werden, die für ausgedehnte Bereiche des Baugrunds gelten. Dies ist nur unter Berücksichtigung von Zusatzinformationen, wie Erfahrungswerten, Korrelationen u.a. möglich.

1.2 Gegenstand der Arbeit

Während mittlerweile eine Vielzahl an Stoffgesetzen für die Erfassung des Materialverhaltens von Böden zur Verfügung stehen (siehe z.B. [125], [126], [127], [70], [45], u.a.m.) beschränken sich die Verfahren zur näherungsweise Bestimmung von Berechnungskennwerten im wesentlichen auf die Anwendung von Tabellen oder Korrelationen. Damit werden aber meist sehr vorsichtige Schätzwerte oder zum Teil erhebliche Abweichungen zu den wirklichen bodenmechanischen Eigenschaften erhalten. Außerdem ist es mit diesen Quellen meist nicht möglich, alle Parameter eines Stoffmodells zu berechnen. Die Ergebnisse der Entwicklungen auf dem Gebiet der Stoffgesetzforschung wurden hier bisher nicht in angemessener Weise berücksichtigt.

Ziel der vorliegenden Arbeit ist die Bereitstellung von Verfahren zur Bestimmung des bodenmechanischen Verhaltens von natürlich abgelagerten oder künstlich eingebauten Böden. Es werden die grundlegenden Zusammenhänge und Versuchstechnologien dargestellt. Die Bewertung der unterschiedlichen Ansätze erfolgt auf Grundlage von Untersuchungsergebnissen an künstlich hergestellten und intakten Proben.

Es sollen Modelle bereitgestellt werden, die eine zuverlässige Bestimmung der Eigenschaften des Baugrunds mit wenigen, einfach bestimmbar Kennwerten ermöglichen. Ausgangspunkt ist die systematische Unterteilung der Einflußgrößen, die zur Beschreibung der mechanischen Eigenschaften des Baugrunds berücksichtigt werden.

2. Grundlagen bodenmechanischer Berechnungen

2.1 Einfache, kontinuumsmechanische Grundlagen

2.1.1 Elastizität, Kritischer Zustand

Stoffgesetze stellen den Zusammenhang zwischen Spannungsänderungen und Verformungsänderungen her. Zur zahlenmäßigen Erfassung von Verformungen wird hier die logarithmische Dehnung ϵ nach HENCKY $d\epsilon = -\frac{dh}{h}$ benutzt, wobei h die aktuelle Höhe bzw. Länge bezeichnet. Zwischen der bezogenen Setzung s' und der Dehnung ϵ besteht der Zusammenhang $\epsilon = -\ln(1 - s')$ (siehe z.B. BACKHAUS [6]). Druckspannungen und Verkürzungen sind im weiteren positiv definiert.

Für die Erfassung des Zusammenhangs zwischen Spannungen und Verformungen werden bei Annahme elastischen Materialverhaltens zwei Kennwerte benötigt. Dies können z.B. der E-Modul E , die Querdehnungszahl m , der Schubmodul G oder der Kompressionsmodul K sein. Die Querdehnungszahl m ist hier definiert als Verhältnis von Längsdehnung ϵ_l zur Querdehnung ϵ_q , während die Poissonzahl ν den reziproken Wert der Querdehnungszahl darstellt.

$$E = \frac{9GK}{3K + G} \quad (2.1)$$

$$\nu = \frac{3K - 2G}{6K + 2G} \quad (2.2)$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (2.3)$$

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad (2.4)$$

Zwischen dem bei bodenmechanischen Berechnungen oft benutzten Steifemodul E_s und dem E-Modul besteht der Zusammenhang nach Gl. 2.5, wobei die Querdehnungszahl m als zusätzlicher Parameter benötigt wird.

$$E_s = E \frac{m^2 - m}{m^2 - m - 2} = E \frac{1 - \nu}{1 - \nu - 2\nu^2} \quad (2.5)$$

Der E-Modul läßt sich auch durch einaxiale Druckversuche ermitteln. Dabei ist zu beachten, daß die Neigung der Druck-Verformungs-Kurve im Anfangsbereich zu verwenden ist. Verformungskennwerte sollten für Spannungszustände abgeleitet werden, die keine Brucherscheinungen im Material bewirken.

Der Zusammenhang zwischen Dehnung und Spannung wird mit E -Modul und Poissonzahl gemäß Gl. 2.6 bis 2.8 erhalten.

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} \{ \sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z) \} \quad (2.6)$$

$$\epsilon_y = \frac{1}{E} \{ \sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z) \} \quad (2.7)$$

$$\epsilon_z = \frac{1}{E} \{ \sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y) \} \quad (2.8)$$

Während bei plastischen Verformungen Dilatanz oder Kontraktanz zu berücksichtigen sind, wird hier für den kritischen Zustand volumenkonstante Verformung vorausgesetzt. Dieser Zustand wird erst nach großen Verformungen erreicht. Er wird von BIAREZ u. HICHER [10] als „perfekt plastisch“ bezeichnet um den Zusammenhang mit Konzepten der klassischen Kontinuumsmechanik zu verdeutlichen. Im Rahmen dieser Arbeit wird zur Kennzeichnung der Begriff „kritischer Zustand“ benutzt. Aus der Bedingung $\epsilon_v = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3 = 0$ folgt $\nu = 0.5$. Unter dieser Voraussetzung kann die mittlere Hauptspannung bei ebenen Verformungen im kritischen Zustand berechnet werden, da $\epsilon_y = 0$ gilt.

Die Materialparameter sind für Böden i.Allg. keine konstanten Größen sondern unter anderem abhängig von Spannungszustand, Belastungsgeschichte und Größe der Einwirkungen. Bei praktischen Anwendungen ist es oft üblich, mit linearen Zusammenhängen zu rechnen. So wird die Spannungsverteilung unter Einzel- oder Streifenfundamenten auf Grundlage der linearen Elastizitätstheorie bestimmt. Zur Berechnung der Setzungen kann ein konstanter E -Modul benutzt werden. Dieser muß dann als Sekantenmodul für den interessierenden Spannungsbereich aus der Druck-Setzungs-Kurve entnommen werden. Diese Vorgehensweise liefert bei sachkundiger Linearisierung der Aufgabe realistische Ergebnisse. Allgemeiner ist aber der Ansatz nichtlinearer Zusammenhänge. Im Rahmen dieser Arbeit sind deshalb alle Verformungsmoduln als Tangentenmoduln definiert.

2.1.2 Spannungs-Verformungspfade

Zur Darstellung der Änderungen des Spannungs- oder Verformungszustands werden die Komponenten bzw. Invarianten der entsprechenden Tensoren benutzt, z.B. mittlere Span-

nung $p = \sigma_m$ und Oktaederschubspannung τ_{oct} .

$$\sigma_m = p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (2.9)$$

$$\tau_{oct} = \sqrt{\frac{1}{3}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} \quad (2.10)$$

$$(2.11)$$

Da aber für bodenmechanische Anwendungen meist nur ebene oder radialsymmetrische Zustände untersucht werden, kann die dreidimensionale durch eine ebene Darstellung ersetzt werden.

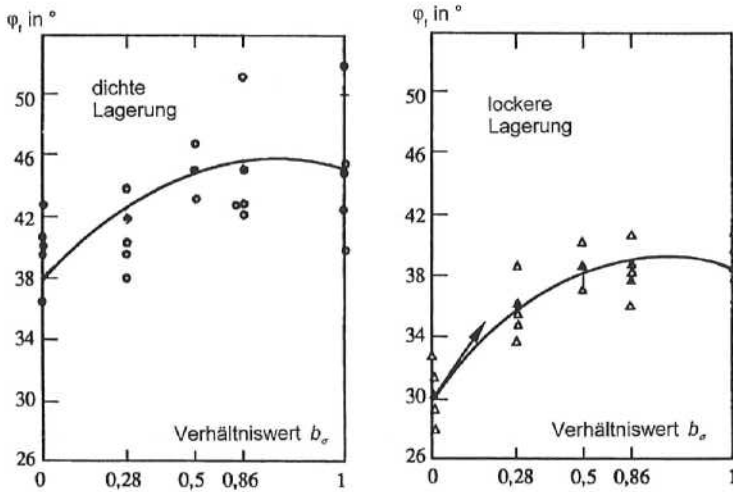


Abb. 2.1: Ergebnisse echter Triaxialversuche (Hostun Sand [157], zitiert in [10])

Bei echten dreiachsialen Spannungs-Verformungs-Zuständen ist dafür ein zusätzlicher Parameter zur Berücksichtigung der Verformungen oder Spannungen in der dritten Richtung erforderlich. Zur Erfassung des Einflusses der mittleren Hauptspannung σ_2 bzw. der Dehnung ϵ_2 können die Parameter b gemäß Gl. 2.12 und 2.13 benutzt werden (siehe z.B. [114], [10]).

$$b_\sigma = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (2.12)$$

$$b_\epsilon = \frac{\epsilon_2 - \epsilon_3}{\epsilon_1 - \epsilon_3} \quad (2.13)$$

2.2 Bodenmechanische Grundlagen

2.2.1 Prinzip der wirksamen Spannungen

Wirkt auf den Boden eine äußere Belastung, muß diese anteilig von allen drei Phasen (gasförmig, flüssig und fest) übertragen werden. Kennzahlen, die die Volumen- bzw. Massenanteile dieser Phasen beschreiben, werden als Kennwerte der Phasenzusammensetzung bezeichnet.

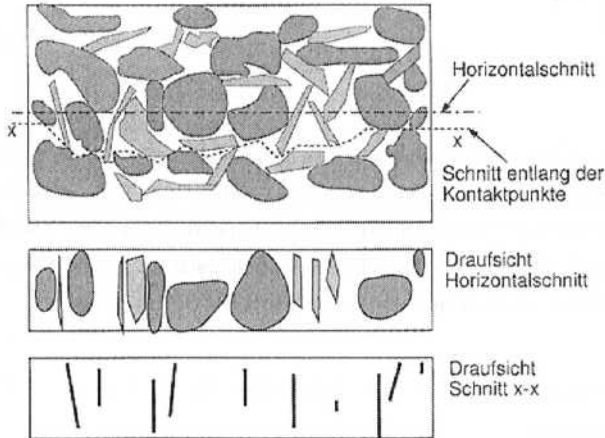


Abb. 2.2: Schnitte durch ein Bodenelement zur Ableitung der intergranularen Spannung

Die Trennung in wirksame, totale und neutrale Spannungen wurde bereits von TERZAGHI [149] vorgeschlagen und basiert auf der Vorstellung, daß die mechanischen Eigenschaften von Böden allein von den wirksamen Spannungen abhängen. Gleichung 2.14 gibt die Definition der wirksamen Spannung nach TERZAGHI für den Fall vollständiger Wassersättigung wieder.

$$\sigma' = \sigma - u \quad (2.14)$$

- σ - totale Spannung
- σ' - wirksame Spannung
- u - neutrale Spannung (Porenwasserdruck)

Neben der üblichen Verwendung des Begriffes „wirksame Spannung“ gemäß Gl. 2.14 kann auf Grundlage mikroskopischer Betrachtungen die sogenannte intergranuläre Spannung abgeleitet werden. Für die Ableitung wird das Kräftegleichgewicht an einem Schnitt durch das Bodenelement betrachtet (siehe MITCHELL [90] oder KEZDI [67]), wobei

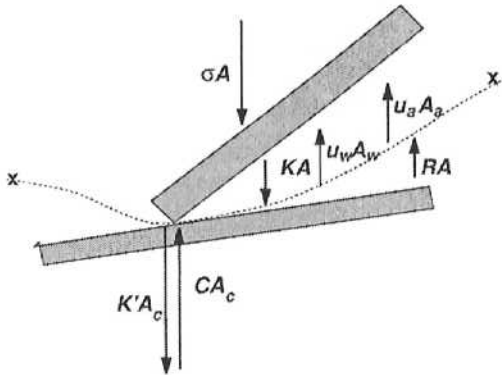


Abb. 2.3: Kräfte im Kontaktbereich von zwei Körnern

die Schnittführung so erfolgt, daß jeweils an den Kontaktflächen zwischen benachbarten Körnern entlang geschnitten wird (Schnitt X-X in Abbildung 2.2). Gl. 2.16 beschreibt das Gleichgewicht der Vertikalkräfte im Schnitt X-X durch das Bodenelement. Die Herleitung erfolgte unter Berücksichtigung der Porenfluidpotentiale nach Gl. 2.15, für den Fall, daß keine geodätischen Druckunterschiede auftreten (keine Durchströmung).

$$\psi = \psi_g + \psi_m + \psi_s = u_g + u_m + u_s = (h_g + h_m + h_s)\gamma_w \quad (2.15)$$

- ψ – Gesamtpotential
- ψ_g – geodätisches Potential
- ψ_m – Matrix- oder Kapillarpotential
- ψ_s – Potential der osmotischen Kräfte
- u_g – Druck durch geodätische Höhe
- u_m – Druck zwischen den Bodenteilchen, Matrixspannung infolge der Kapillarkräfte
- u_s – Porendruck durch osmotische Wirkung
- h_g – geodätische Höhe
- h_m – Druckhöhe der Kapillarkräfte
- h_s – Druckhöhe der osmotischen Kräfte

Es werden physikalisch-chemische Kräfte zwischen den Oberflächen der Körner berücksichtigt. Die Vernachlässigung dieser Kräfte ist zulässig, wenn die spezifische Oberfläche der festen Bestandteile klein ist (Sande und Kiese). Die Berücksichtigung der Potentiale infolge osmotischem Druck und Matrixspannung wird z.B. bei BOLT [16] ausführlich dargestellt.

$$\sigma A + K(A - A_c) + K'A_c = u_w A_w + u_a A_a + CA_c - u_s A \quad (2.16)$$

σ	- totale Spannung
A	- Gesamtfläche
$K(A - A_c) \approx KA$	- Anziehungskräfte durch elektrostatische bzw. van der Waal'sche Kräfte
A_c	- Kontaktfläche zwischen Körnern im Schnitt x-x
$K'A_c$	- Anziehungskräfte durch chemische Bindungen und Zementierung
u_a	- Porengasdruck
A_a	- Fläche der gasgefüllten Poren im Schnitt x-x
u_w	- Porenflüssigkeitsdruck
A_w	- Fläche der flüssigkeitsgefüllten Poren im Schnitt x-x
CA_c	- Abstoßungskraft in der Berührungsfläche der Körner (Hydration, Born Abstoßung)
$u_s A = -RA$	- Kraft aus osmotischem Potential

Nach Division von Gl. 2.16 durch die Gesamtfläche A und Einführung der Größe $\sigma'_i = (C - K') \frac{A_s}{A}$ als intergranulare, wirksame Spannung, erhält man:

$$\sigma'_i = \sigma - u_a \frac{A_a}{A} - u_w \frac{A_w}{A} + K - R \quad (2.17)$$

Gl. 2.17 stimmt mit der Definition der wirksamen Spannungen für wassergesättigte Böden nach TERZAGHI überein, wenn $K - R \approx 0$ und $A \approx A_w$ ist.

Die Annahmen, daß bei der Schnittführung X-X nach Abb. 2.2 die Kontaktfläche zwischen den festen Bestandteilen vernachlässigbar klein ist ($A_s \approx 0$) und die von Flüssigkeit bzw. Gas erfüllte Fläche der gesamten Schnittfläche entspricht ($A = A_a + A_w$), sind grundlegend für die Ableitung von Gl. 2.17. Aus ingenieurmäßiger Sicht ist die Anwendung dieser Beziehung unpraktikabel. Insbesondere die zufällige Verteilung der Bodenbestandteile, deren Veränderlichkeit und die besonderen Eigenschaften des an die Partikel gebundenen Porenwassers setzen der Anwendbarkeit von Gl. 2.17 Grenzen. Eine wichtige Aussage, die aus dieser Beziehung abgeleitet werden kann, ist die Abhängigkeit der wirksamen Spannung von den elektrochemischen Einflüssen.

2.2.2 Prinzip der wirksamen Spannungen für gesättigte Böden

Eine grundlegende Annahme vieler Stoffgesetze besteht in der Übertragung des Prinzips der wirksamen Spannungen auf beliebige Spannungs-Verformungszustände. Es wird davon ausgegangen, daß Verformungen eindeutig von Änderungen der wirksamen Spannung wassergesättigter Böden abhängen, wobei die Definition der wirksamen Spannung nach TERZAGHI (Gl. 2.14) zugrunde gelegt wird. Erste grundlegende Untersuchungen

Abb. 2.4: Linien gleicher Porenzahl bei radialsymmetrischen Spannungszuständen, Ergebnisse von RENDULIC

Wiener Tegel: $w_l=0.476$, $I_p=0.248$, $\rho_s = 2.76 \frac{g}{cm^3}$, Einbauwassergehalt $w \approx 0.276$

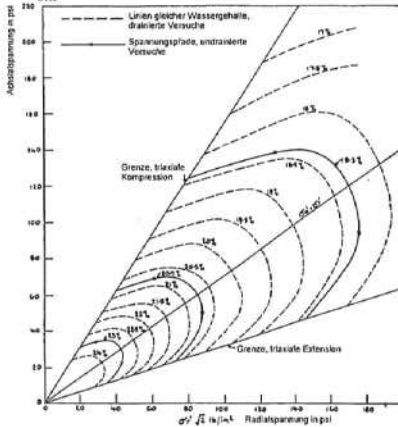
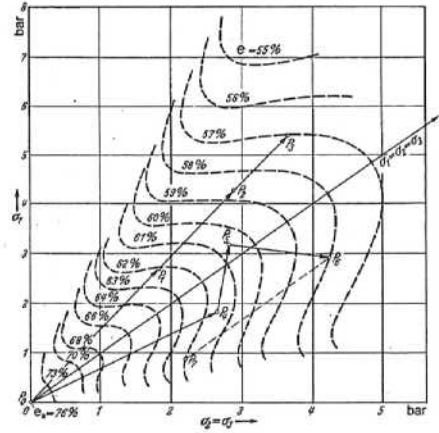


Abb. 2.5: Linien gleicher Wassergehalte für erstbelasteten Weald-Clay

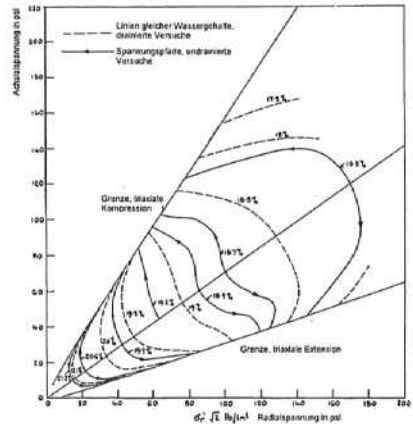


Abb. 2.6: Linien $w = \text{konst.}$, isotrop vorbelasteter Weald-Clay, max $\sigma_3' = 120 \text{ psi} = 828 \text{ kPa}$

Ergebnisse von HENKEL [52], Weald-Clay: $w_l=0.43$, $I_p=0.25$

zu dieser Problematik wurden von RENDULIC [116] veröffentlicht. Ein aufbereiteter, mittelplastischer Ton (Wiener Tegel) wurde im Triaxialgerät drainiert und undrainiert belastet, wobei ausgehend von einem isotropen Ausgangsspannungszustand unterschiedliche wirksame Spannungszustände erzeugt wurden. Sowohl bei undrainierten als auch bei den entwässerten Versuchen wurde ein eindeutiger Zusammenhang zwischen Spannungszustand und Porenzahl erhalten. Auf dieser Grundlage lassen sich Linien gleicher Wassergehalte bzw. Porenzahlen im Hauptspannungsraum gemäß Abb. 2.4 konstruieren.

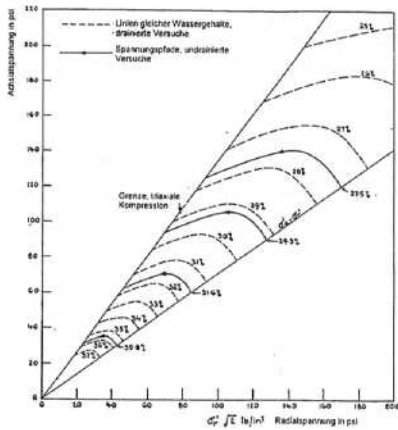
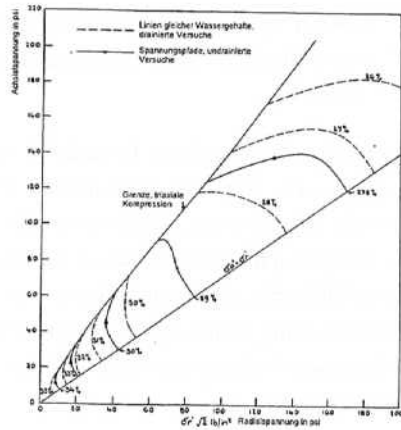


Abb. 2.7: Linien gleicher Wassergehalte für erst-belasteten London-Clay

Abb. 2.8: Linien gleicher Wassergehalte für vorb.- London-Clay, max $\sigma'_3=120\text{psi}$

Ergebnisse von HENKEL [52], London-Clay: $w_l=0.78$, $I_p=0.52$

Die Linien gleicher Wassergehalte gesättigter Böden entsprechen dem wirksamen Spannungspfad undrainierter Triaxial- oder Biaxialversuche. Bei den Versuchen von RENDULIC wurden die Proben durch Einstampfen hergestellt. Der Einbauwassergehalt entspricht steifer Konsistenz ($I_c \approx 0.77$). Dadurch war das Material bereits erheblich vorbelastet. HENKEL [52], [51] bestätigte die Ergebnisse von RENDULIC durch Triaxialversuche an aufbereiteten, erst- und vorbelasteten Tonproben. Bei den Untersuchungen wurden die Proben, ausgehend von einem isotropen Ausgangsspannungszustand, in axialer Richtung monoton be- oder entlastet.

Von KUNTSCHE [75] wurden Biaxial- und Triaxialversuche an einem aufbereiteten Kaolinton durchgeführt. Zur Überprüfung des Konzepts der effektiven Spannungen wurde bei volumenkonstanter Verformung im Biaxialversuch der Porenwasserdruck sprunghaft erhöht und die Spannungsantwort gemessen. In undrainierten Triaxialversuchen wurde der Seitendruck sprunghaft erhöht und die Änderung des Porenwasserdrucks registriert. Im Ergebnis dieser Versuche konnte nachgewiesen werden, daß die wirksame Spannung von diesen Spannungsänderungen unbeeinflusst bleibt.

Für die Ableitung von Verfahren zur Vorhersage der Eigenschaften von Böden wird hier von folgender Verallgemeinerung des Prinzips der wirksamen Spannungen ausgegangen:

Nach ausreichend großer, monotoner Verformung des Bodens von einem be-

liebigen Spannungs-Verformungs-Zustand aus, besteht ein eindeutiger Zusammenhang zwischen Phasenzusammensetzung und wirksamen Spannungszustand.

Dieser Zusammenhang kann für gealterte oder chemisch verfestigte Böden nicht vorausgesetzt werden. Zyklische Versuche mit Umkehr der Verformungsrichtung zeigen, daß der wirksame Spannungszustand ganz entscheidend von der Anzahl der Zyklen und der Verzerrungsamplitude bestimmt wird. Nach großen Verformungen wird bei vorgegebener Porenzahl der Spannungszustand monoton beanspruchter Proben im kritischen Zustand angestrebt. Einige Untersuchungsergebnisse [75] deuten darauf hin, daß zyklische, volumenkonstante Verformungen eine Vorbelastung erzeugen, die vergleichbar der statischen Vorkonsolidierung ist.

2.2.3 Teilgesättigte Böden – Saugspannungen

Wird in Gl. 2.17 der Term $\frac{A_a}{A}$ durch den Ausdruck $\frac{A-A_w}{A} = 1 - \frac{A_w}{A}$ ersetzt, erhält man:

$$\sigma'_i = \sigma - u_a + \frac{A_w}{A}(u_a - u_w) + K - R \quad (2.18)$$

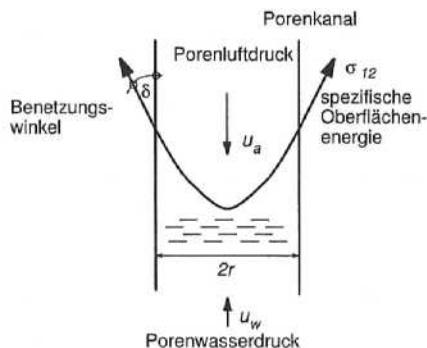


Abb. 2.9: Kräftegleichgewicht in einer Bodenpore bei Teilsättigung

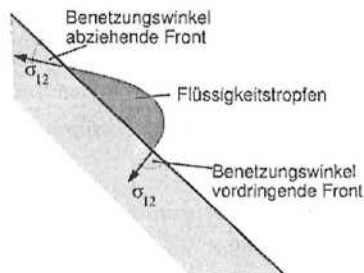


Abb. 2.10: Flüssigkeitstropfen auf einer Feststoffoberfläche

Unter der Annahme, daß $K - R$ sehr klein ist und vernachlässigt werden kann und daß die wirksame Spannung mit der intergranularen Spannung identisch ist, ergibt sich Gl. 2.19, die von BISHOP [11] für die Erfassung der wirksamen Spannung teilgesättigter Böden vorgeschlagen wurde, wobei $\chi = \frac{A_w}{A}$ das Verhältnis von wassererfüllter Fläche zur gesamten Schnittfläche bezeichnet.

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad (2.19)$$

GUDEHUS [44] gibt als Näherungsbeziehung für den Parameter χ Gl. 2.20 an.

$$\chi = S_r(2 - S_r) \quad (2.20)$$

Der Gasdruck im Porenraum steht mit der Oberflächenspannung der Flüssigkeit und dem Flüssigkeitsdruck im Gleichgewicht. Abb. 2.9 zeigt die Verhältnisse in einem Porenkanal. Das Kräftegleichgewicht läßt sich wie folgt beschreiben:

$$u_a = u_w + \frac{2\sigma_{12} \cos \delta}{r} \quad (2.21)$$

- σ_{12} – spezifische Oberflächenenergie, für die Grenzfläche Wasser–Luft etwa $73 \cdot 10^{-3} \frac{\text{N}}{\text{m}}$
- δ – Benetzungswinkel, etwa 0°
- r – Porenradius, etwa 10^{-3} mm bei Schluff
- $\frac{2\sigma_{12} \cos \delta}{r}$ – Saugspannung.

Die spezifische Oberflächenspannung (Grenzflächenspannung) ist abhängig von Temperatur und Flüssigkeitszusammensetzung. Der Benetzungswinkel ist hystereses, d.h. an der vordringenden Front der benetzenden Phase ist er größer als an der abziehenden Front (siehe Abb. 2.10).

Der Ausdruck $\frac{2\sigma_{12} \cos \delta}{r}$ ist die Matrixsaugspannung, die im Gleichgewichtszustand wirkt. Die Differenz von Porengas- und Porenfluiddruck ($u_a - u_w$) ist die Saugspannung, die nach Gl. 2.21 direkt vom Porenradius abhängt, d.h. die Porenraumverteilung (Bodenstruktur) hat entscheidende Bedeutung für diese Größe. Erst nach Überwindung des Kapillardrucks verdrängt die schlechter benetzende (z.B. Luft) die besser benetzende Phase (z.B. Wasser).

Zwischen dem Dampfdruck in der Pore und der Saugspannung besteht im Falle thermodynamischen Gleichgewichtes der Zusammenhang gemäß Gl. 2.22 (siehe z.B. [31], [8]).

$$\psi_t = -\frac{RT}{V} \ln \frac{p}{p_0} = -\frac{p_0 \gamma_w}{\gamma_0} \ln \frac{p}{p_0} \quad (2.22)$$

- ψ_t – totales Saugspannungspotential
- R – universelle Gaskonstante ($= 8.3144 \frac{\text{kJ}}{\text{kmol} \cdot \text{K}}$)
- T – absolute Temperatur
- V – spez. Volumen des Porenwassers ($= 0.018 \frac{\text{m}^3}{\text{kmol}}$)
- p_0 – Dampfdruck von reinem Wasser
- p – Dampfdruck des Porenwassers
- γ_0 – Wichte des Wasserdampfes
- γ_w – Wichte von Wasser

Die totale Saugspannung setzt sich zusammen aus dem Anteil Matrixsaugspannung $\psi_m = u_a - u_w$ und Saugspannung infolge osmotischer Kräfte ψ_s . Näherungsweise kann für die Bestimmung der totalen Saugspannung nach BERNATZIK [8] angesetzt werden:

$$\frac{\psi_t}{\sigma_{at}} \approx -1300 \ln \frac{p}{p_0} \quad (2.23)$$

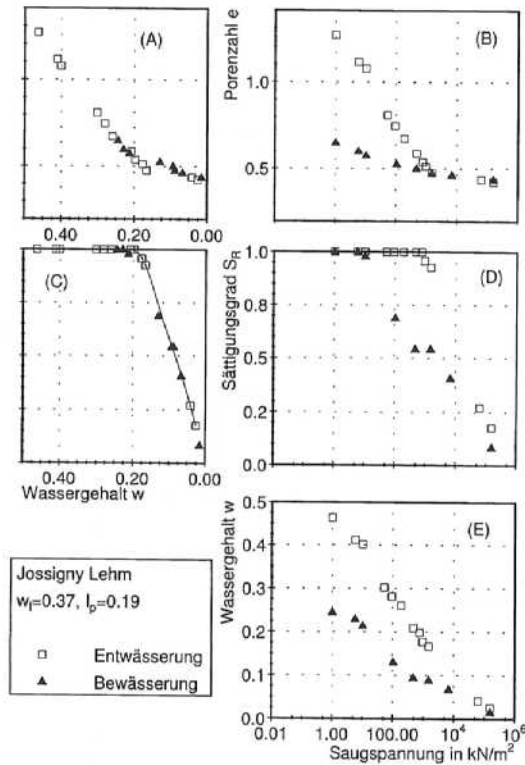


Abb. 2.11: Zusammenhang Saugspannung–Phasenzusammensetzung eines bindigen Bodens (Jossigny Lehm)

Häufig wird die Größe der Saugspannung in pF angegeben. x pF entsprechen 10^x cmWS = $10^{x-1} \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$.

Experimentell kann die Matrixsaugspannung $u_a - u_w$ durch Kontrolle von Porenluft- und Porenwasserdruck gemessen oder geregelt werden. Thermogekoppelte Psychrometer ermöglichen die Messung des gesamten Saugspannungspotentials auf Grundlage von Gl. 2.22. Das Meßprinzip basiert auf der Bestimmung der relativen Luftfeuchte. Es wird die Temperatur der Porenluft und der feuchtegesättigten Luft bestimmt.

Einen Überblick über Methoden zur Kontrolle der Saugspannung geben EDIL u.a. [31]. FLEUREAU u.a. [37] untersuchten den Zusammenhang zwischen Saugspannung und Phasenzusammensetzung an elf bindigen Böden. In Abb. 2.11 sind Ergebnisse am Bei-

spiel eines leicht bis mittelplastischen Tons dargestellt. Der Zusammenhang zwischen Saugspannung und Phasenzusammensetzung ist ausgeprägt hysteret, d.h. abhängig davon, ob der Boden ent- oder bewässert wird. Einige Verfahren zur Interpretation der Abhängigkeit Saugspannung-Phasenzusammensetzung (KEMMESIES/LUCKNER [66]) setzen konstantes Probenvolumen voraus. Besonders im Zusammenhang mit bodenkundlichen bzw. geohydraulischen Aufgaben werden die Versuchsergebnisse als Funktion $n_w = f(u_a - u_w)$ interpretiert. In der Geohydraulik wird üblicherweise das Symbol θ anstelle n_w und ϕ anstelle n verwendet. Zur Angabe des wassergefüllten Porenvolumens ist die Kenntnis des Probenvolumens erforderlich. Die Annahme eines konstanten Volumens ist aber nur bei Wassergehalten unterhalb der Schrumpfgrenze w_s zutreffend.

Tabelle 2.1: Größenordnung des Kapillardrucks in Böden nach BUSCH, LUCKNER und TIEMER [22]

Bodenart	Porenradius r in m	Luft/Wasser p_c in kPa	Öl/Wasser p_c in kPa	Luft/Öl p_c in kPa
Ton	10^{-10}	1400	600	700
Schluff	10^{-6}	140	60	70
Sand	10^{-5}	14	6	7

2.2.4 Besonderheiten bei kleinen Verformungen

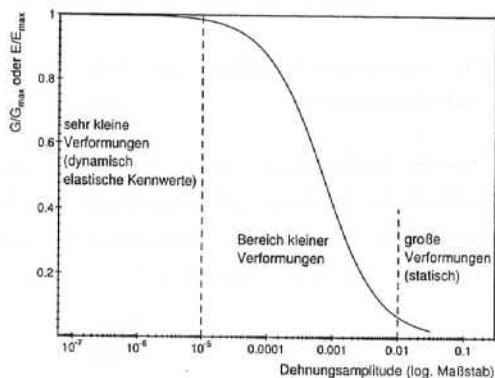


Abb. 2.12: Verformungswiderstand in Abhängigkeit von der Größe der Dehnung

Bei Bauwerken, die überwiegend zyklisch-dynamische Belastungen in den Baugrund eintragen, z.B. Offshore Konstruktionen [60] oder Straßen, müssen die Baugrundeigenschaften durch spezielle Modelle berücksichtigt werden. Die erforderlichen Stoffgesetze und

Kennwerte beschreiben das Verhalten des Bodens bei sehr kleinen Verformungen. Wiederholte Lastwechsel bei kleinen Spannungsamplituden führen unterhalb eines bodenspezifischen Grenzwertes der Dehnungsamplitude zu keiner meßbaren Setzungszunahme. Dieser Grenzwert liegt im Bereich $\bar{\gamma} \approx 10^{-4} - 5 \cdot 10^{-6}$ [56]. Unterhalb dieser Grenzverformung können die Verformungseigenschaften näherungsweise mit elastischen Bodenparametern erfaßt werden. Mit zunehmender Scherdehnungsamplitude sind diese Voraussetzungen nicht mehr erfüllt. Es ist z.Zt. üblich, die Wechselwirkung Bauwerk-Baugrund auf Grundlage der Elastizitätstheorie mit linear äquivalente Bodenkennwerten zu erfassen [145]. Diese Parameter, z.B. Schubmodul G und die Poissonzahl ν , erfassen die Bodeneigenschaften für den interessierenden Spannungs-Verformungs-Zustand näherungsweise. Der Maximalwert $G_{\max}$ wird bei kleinsten Verformungszyklen erreicht und kann z.B. aus der Scherwellengeschwindigkeit berechnet werden [145]. Die Poissonzahl ist $\nu \leq 0.1$.

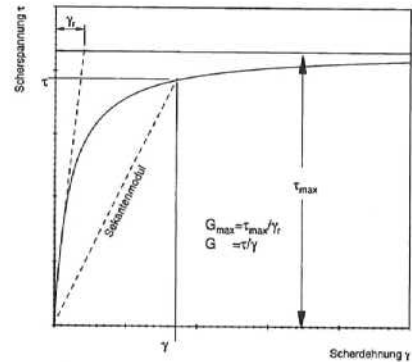
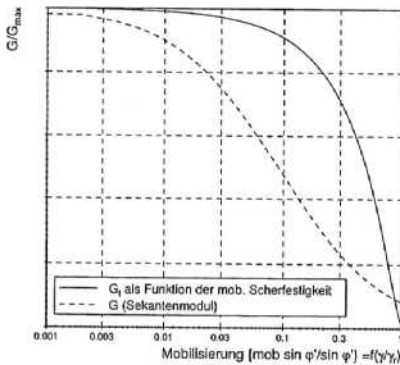


Abb. 2.13: Verformungsabhängigkeit von G (Sekantenmodul) Abb. 2.14: Berechnung des Sekanten- bzw. Tangentenmoduls

Mit zunehmender Verformung verringert sich der Verformungswiderstand des Materials. Dies wird durch das Verhältnis $\frac{G}{G_{\max}}$ ausgedrückt. Bei Ansatz linear äquivalenter Bodenkennwerte ist die Verwendung des Sekantenmoduls üblich. Aus der Anfangssteifigkeit $G_{\max}$ ergibt sich der Modul G gemäß Gl. 2.24.

$$G = \frac{G_{\max}}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (2.24)$$

Zur Berechnung des Tangentenmoduls kann z.B. der hyperbolische Ansatz von KONDER [72] (siehe auch [145]) zugrunde gelegt werden, was zu Gl. 2.25 führt.

$$G_t = G_{\max} \left\{ 1 - R_f \frac{(1 - \sin \varphi')(\sigma_1 - \sigma_3)}{2\sigma_3' \sin \varphi' + 2c' \cos \varphi'} \right\}^2 \quad (2.25)$$

Die Größe R_f bezeichnet einen Faktor, der zwischen 0.7 und 0.9 liegt.

In Bezug auf bodenmechanische Aufgabenstellungen ist der Ansatz elastischer Kennwerte vor allem dann gerechtfertigt, wenn die Größe der Einwirkungen zu keiner Änderung der Materialeigenschaften, insbesondere der Dichte des Baugrunds, führt. Zyklische Belastungen, bei denen die Anzahl der Lastwechsel von Bedeutung sind, können nicht mit elastischen Kennwerten erfaßt werden. Entsprechende Ansätze (siehe z.B. JANBU [60]) benötigen als zusätzliche Parameter die Anzahl der Lastwechsel N und die mobilisierte Scherfestigkeit.

3. Kennwerte zur Bodenklassifizierung

3.1 Kennwerteinteilung

Das Verhalten von Böden unter Belastung wird zunächst von der stofflichen Zusammensetzung – Stoffbestand (Inventar) – bestimmt. Kennwerte, die den Stoffbestand erfassen, sind Grundlage für die Einteilung der Böden in Gruppen mit annähernd gleichen bodenmechanischen Eigenschaften (z.B. Klassifizierung gemäß DIN 18196). RUDERT [122] bezeichnet solche Kennzahlen deshalb als Klassifikationskennzahlen und unterteilt diese Kennwerte in drei Gruppen. Gemeinsam ist den Stoffbestandskennwerten, daß sie unter definierten Prüfbedingungen gewonnen werden, aber in keiner direkten Beziehung zu bodenmechanischen Berechnungskennwerten stehen.

Die Struktur des Bodens wird durch die Anordnung der einzelnen Phasen sowie deren Bindungen (bzw. Berührungsflächen) untereinander bestimmt. Strukturbildende Einflüsse sind (siehe MITCHELL [90]):

- die Entstehung („Geologie“, abgelagerte oder am Ort verwitterte Böden)
- äußere Beanspruchungen, die im Laufe der Zeit die Ausgangsstruktur verändert haben
- das „Alter“ des Bodens.

Zur Beschreibung des Zustands einer Bodenprobe hat sich die Untergliederung definierter Strukturen in Abhängigkeit von der Entstehung der Proben eingebürgert. In Anlehnung an LEROUÉIL [81] und BURLAND [21] wurde in [32] eine Unterteilung der Strukturzustände entwickelt, die die Berücksichtigung der wichtigsten Einflüsse erlaubt.

3.2 Benennung, Klassifizierung

Ausgangspunkt für die Idealisierung des Baugrunds sind Erkundungsmaßnahmen, in deren Ergebnis die Bodenschichten benannt und klassifiziert werden, um Kennwerte, die an vergleichbaren Böden ermittelt wurden, auf die entsprechenden Bodenschichten anwenden zu können.

3.2.1 Korngrößenverteilung

Die Korngrößenverteilung von Böden läßt erste Rückschlüsse auf die bodenmechanischen Eigenschaften zu und ist eine Grundlage für deren Einteilung. Für die Berechnung der Ergebnisse von Sedimentationsanalysen wird das Gesetz von STOKES verwendet. Damit wird die Korngrößenverteilung unter Annahme kugelförmiger Körner mit der Dichte ρ_s erhalten. Da insbesondere Tone eher platte Partikelformen aufweisen, wird die so berechnete Kornverteilungskurve von der Wirklichkeit abweichen. Auf Grund der nahezu ausschließlichen Anwendung der Sedimentation bei bodenmechanischen Anwendungen, liegen umfangreiche Erfahrungen mit diesen Ergebnissen vor, so daß die „genauere“ Ermittlung der Korngrößen die Übertragbarkeit gesammelter Erfahrungen eher erschweren würde und der Nutzen für Bemessungsaufgaben fragwürdig erscheint.

Kennziffern zur Erfassung der Korngrößenverteilung sind u.a. Ungleichförmigkeitszahl U , Krümmungszahl C , mittlerer Korndurchmesser d_m , wirksamer Korndurchmesser d_w oder Durchmesser bei 50 % Siebdurchgang d_{50} . Nach den Ergebnissen eigener Versuche kann als Näherung für den wirksamen Korndurchmesser $d_w = d_{\Delta 10}$ % angenommen werden, wobei $d_{\Delta 10}$ % den Korndurchmesser bei $p_{0,001} + 10$ % bezeichnet.

3.2.2 Wasserzahlen – Zustandsgrenzen

Zustandsgrenzen sind Wassergehalte künstlich aufbereiteter, wassergesättigter Böden, die unter definierten Prüfbedingungen ermittelt werden. Diese definierten Prüfbedingungen stehen i.d.R. in keinem direkten Zusammenhang zu bodenmechanischen Berechnungskennwerten, sind aber aus Analogiebetrachtungen zu realen Problemstellungen abgeleitet worden. Sie haben große Bedeutung bei der Klassifizierung und qualitativen Bewertung von Böden erlangt. Da der Wassergehalt das einzige Massenverhältnis ist, das zur Quantifizierung der Phasenzusammensetzung von Böden benutzt wird, können ohne weitere Informationen keine Rückschlüsse auf die Dichte gezogen werden. Für alle der im folgenden zusammengestellten Wasserzahlen kann angenommen werden, daß der Boden vollständig

wassergesättigt ist. Unter dieser Annahme ergibt sich die Dichte aus Wassergehalt und Korndichte $\rho_{sat} = \frac{\rho_w(1+w_{sat})}{w_{sat} + \frac{\rho_w}{\rho_s}}$.

Fließ- und Ausrollgrenze

Die Fließ- und Ausrollgrenze wurden von ATTERBERG neben einer Reihe weiterer Kennzahlen für bodenkundliche Zwecke eingeführt. Von CASAGRANDE [27] wurden diese Verfahren für die bodenmechanische Anwendung modifiziert und ein entsprechendes Fließgrenzgerät entwickelt. Die Größe der ermittelten Fließgrenze wird bei diesem Gerät durch die Dämpfungseigenschaften der Unterlage beeinflusst. In Abb. 3.1 sind die Ergebnisse aus [108] und eigener Versuche dargestellt.

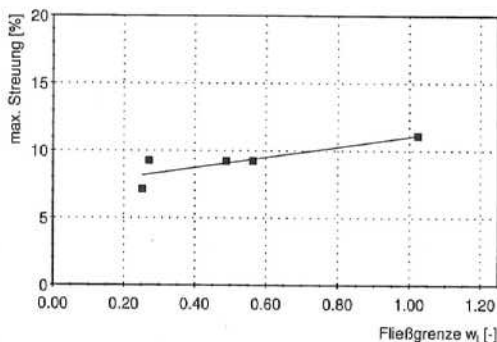


Abb. 3.1: Maximale Streuung bei der Bestimmung der Fließgrenze mit unterschiedlichen Geräten

$$w_l \approx w_N \left[\frac{N}{25} \right]^{0.121} \quad (3.1)$$

w_N – Wassergehalt des Bodens bei N Schlägen

N – Schlagzahl

w_l – Fließgrenze

Nach DIN 18122 darf die Fließgrenze mit Gl. 3.1 berechnet werden, wenn die Durchführung mehrerer Versuche nicht möglich ist.

Zur Aufbereitung des Bodens wird destilliertes Wasser verwendet. Untersuchungen von BJERRUM [13] belegen die Abhängigkeit der bodenmechanischen Eigenschaften von der chemischen Zusammensetzung der Porenflüssigkeit. Bei der Bestimmung der Fließgrenze wird im Boden ein Bruchzustand erzeugt. Es ist daher naheliegend, daß Einflüsse, die das Festigkeitsverhalten der Böden bestimmen, sich auch auf die Größe der Fließgrenze auswirken. In Abb. 3.2 sind die Ergebnisse von BJERRUM ([90] entnommen) dargestellt. Im Zusammenhang mit der Beeinflussung der bodenmechanischen Eigenschaften durch

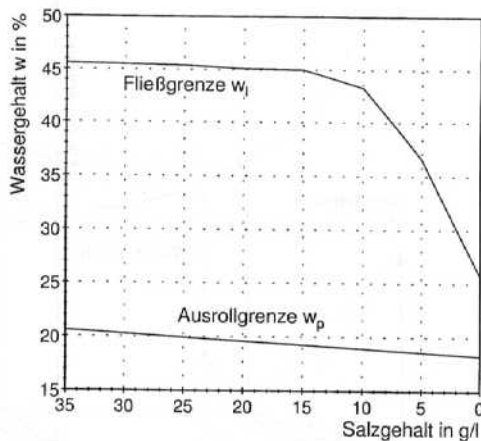


Abb. 3.2: Änderung der Konsistenzgrenzen in Abhängigkeit vom Salzgehalt nach BJERRUM(1954)

Zugabe mineralischer Salze wurden von STADTBÄUMER [142] Tone mit verschiedenen Salzen aufbereitet und damit die elektrophysikalischen Eigenschaften gezielt verändert. Die Ergebnisse stimmen mit den Angaben von BJERRUM überein.

Wassergesättigte Böden, deren Wassergehalt etwa der Fließgrenze entspricht, sind nach ihrer Festigkeit breiig bis flüssig. Der Übergang vom plastischen zum halbfesten Zustand wird erreicht, wenn die Böden Wassergehalte in der Größe der Ausrollgrenze aufweisen. Auch die Methode für die experimentelle Bestimmung der Ausrollgrenze ist willkürlich und auf Grundlage der zur Zeit ihrer ersten Normung verfügbaren technischen Möglichkeiten entstanden. Die Automatisierung der Ausrollgrenzbestimmung ist sicher ein Fortschritt, insbesondere bezüglich der Vermeidung subjektiver Einflüsse bei der Abschätzung des Durchmessers der Bodenröllchen. Zur Vermeidung gerätebedingter Abweichungen wäre die Vereinheitlichung von Konstruktion und Verfahren (Rollgeschwindigkeit) bei der automatisierten Bestimmung der Ausrollgrenze wünschenswert.

Alternative Methoden zur Bestimmung der Zustandsgrenzen, insbesondere als Ersatz für die Ausrollgrenze, werden u.a. im Zusammenhang mit der Harmonisierung der nationalen Normen gesucht. Dabei muß aber sichergestellt werden, daß die gesammelten Erfahrungen weiter genutzt werden können.

Geht man davon aus, daß der Fließ- und Ausrollgrenze jeweils bestimmte Bodenfestigkeiten zugeordnet werden können, liegt die Idee nahe, den natürlichen Wassergehalt in Bezug zu diesen Grenzwerten zu setzen, um daraus einen Hinweis auf die Festigkeit zu erhalten. In Deutschland wird als Kennwert die Konsistenzzahl I_c gemäß Gl. 3.2 benutzt,

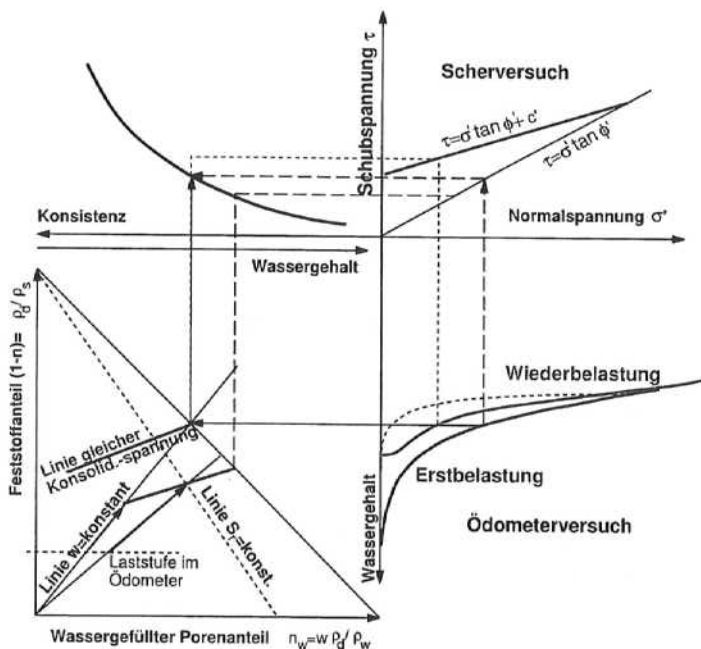


Abb. 3.3: Zusammendrückbarkeit und Scherfestigkeit des Bodens bei gleicher Konsistenzzahl als Funktion der Vorbelastung und Phasenzusammensetzung

während in einigen Ländern die Liquiditätszahl $I_L = 1 - I_C$ zugrunde gelegt wird.

$$I_c = \frac{w_l - w}{w_l - w_p} \quad (3.2)$$

Nach den geltenden Normen werden die Konsistenzgrenzen für die Kornfraktionen $d < 0.4 \text{ mm}$ bestimmt. Der Wassergehalt des Bodens muß entsprechend umgerechnet werden. Die Anknüpfung von I_c an Berechnungskennwerte ist deshalb u.U. fragwürdig. Darüber hinaus wird die Festigkeit des Bodens vom Sättigungsgrad und der Vorbelastung bestimmt. Diese Einflüsse werden durch die Konsistenzzahl nicht erfasst. Abb. 3.3 zeigt die Zusammenhänge in der Darstellung nach RUDERT [124].

Aktivität

Die Aktivität I_A bindiger Böden ist nach SKEMPTON definiert als Verhältniszahl von Plastizitätsindex und Tonkornanteil:

$$I_A = \frac{(w_l - w_p)[\%]}{p_{0.002}} = \frac{I_p[\%]}{p_{0.002}} \quad (3.3)$$

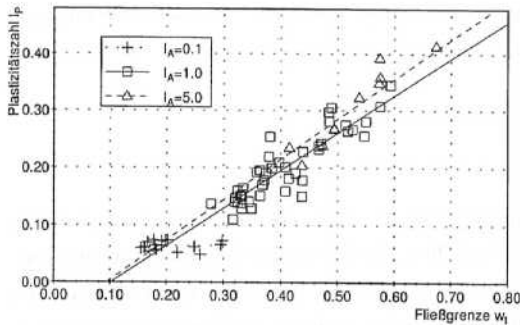


Abb. 3.4: Aktivität von Böden im Plastizitätsdiagramm

Während die Ergebnisse systematischer Untersuchungen an künstlich hergestellten Kornmischungen durch SEED, WOODWARD und LUNDGREN [135] auf einen engen Zusammenhang zwischen Aktivität und Konsistenzgrenzen hindeuten, konnte nach Auswertung von etwa 900 eigenen Prüfungen keine eindeutige Beziehung zwischen diesen Größen festgestellt werden. In Abb. 3.4 sind die Ergebnisse für ausgewählte Aktivitätsbereiche dargestellt. Obwohl die eingezeichneten Ausgleichsgeraden für $I_A = 1$ und $I_A = 5$ gut mit den Ergebnissen von SEED u.a. übereinstimmen, lassen die Streuungen der Meßwerte keine zuverlässige Abschätzung der Plastizität erwarten.

Schrumpf- und Sättigungsgrenze

Die Schrumpfgrenze w_s ist der Wassergehalt, bis zu der die Probe bei Austrocknung vollständig gesättigt bleibt, d.h. der Boden wird durch die Oberflächenspannungen zusammengedrückt. Nach Unterschreiten dieses Wassergehaltes kann das Korngerüst durch die Kapillarkräfte nicht bzw. nur geringfügig weiter verdichtet werden. Wegen der Abhängigkeit der Kapillarkräfte (siehe Abschnitt 2.2.3) von Porengeometrie und -verteilung ist die Schrumpfgrenze abhängig von der Bodenstruktur. In der Regel wird die Schrumpfgrenze an aufbereiteten Bodenproben ermittelt.

Die Bestimmung erfolgt durch Ermittlung der Porezahl nach Ofentrocknung der Probe (siehe z.B. KEZDI [67]), wobei das Material mit Wassergehalten in Größe der Breiwasserzahl eingebaut wird. Nach den Untersuchungen von FLEUREAU u.a. [37] (siehe S. 14) beträgt der Sättigungsgrad an der Schrumpfgrenze etwa $S_R = 0.8$ bis $S_R = 0.9$.

Das Gegenstück zum Wassergehalt an der Schrumpfgrenze ist die Sättigungsgrenze w_g . Ein nicht gesättigter Boden kann Wasser solange aufnehmen, bis eine weitere Volumen-

zunahme nicht mehr möglich ist. Der Wassergehalt an dieser Zustandsgrenze wird Sättigungswassergehalt genannt. Bezüglich der Abhängigkeit von der Porenraumverteilung gilt das gleiche wie für die Schrumpfgrenze w_s .

Wasserszahlen nach OHDE

OHDE [102] entwickelte zur Bewertung der Bodeneigenschaften feinkörnig-bindiger Böden Verfahren zur Bestimmung von Wassergehalten, die definierten Konsolidierungsspannungen zugeordnet sind. Mit der Breiwasserszahl w_0 wird der Wassergehalt der oberen 10 cm einer unter Wasser abgesetzten Bodenschicht erfaßt, während die Einheitswasserszahl w_1 , der eindimensionalen Konsolidationsspannung $\sigma'_c = 100 \text{ kPa} = 1 \text{ bar}$ zugeordnet ist. Beide Kennzahlen können problemlos an Böden mit hohem Sandkornanteil bestimmt werden.

Wasseraufnahme w_a nach ENSLIN/NEFF

Das Wasseraufnahmevermögen bindiger Böden gibt an, welche Masse Wasser eine trockene, pulverförmig aufbereitete Probe ansaugt. Da die tonmineralogischen Eigenschaften durch Erhitzen verändert werden können, wird das Probenmaterial bei einer Temperatur von 60°C getrocknet. Das Wasseraufnahmevermögen erlaubt Rückschlüsse auf die spezifische Oberfläche und die mineralogische Zusammensetzung der Probe.

Maximaler molekularer Wassergehalt w_m nach LEBEDEW

Das nicht durch molekulare Kräfte gebundene Wasser kann nach LEBEDEW mit der 7000fachen Erdbeschleunigung entfernt werden. Der verbleibende Wassergehalt wird als maximale molekulare Wasserkapazität bezeichnet. Die Versuchsmethode zur Bestimmung dieses Wassergehalts basiert auf der sogenannten hygroskopischen Umgebung. Aus dem breiartig aufbereiteten Material wird mit einer Schablone eine 2 mm hohe, kreisrunde Probe mit einem Durchmesser von 5 cm hergestellt. Diese Probe wird zwischen Filterpapier mit $6550 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ Druck ca. 10 Minuten gepreßt. Der verbleibende Wassergehalt ist nach KEZDI [67] in gewissen Grenzen unabhängig vom Anfangswassergehalt. Nach den Untersuchungen von PIETSCH [109] ist dies zutreffend, wenn Anzahl und Beschaffenheit des Filterpapiers vorgeschrieben wird und die Belastung länger als 10 Minuten einwirkt. Der maximale, molekulare Wassergehalt liefert Hinweise auf die Menge des durch elektrochemische Kräfte gebundenen Porenwassers.

3.2.3 Grenzlagerungsdichten, Kornform

Nichtbindige Böden können durch statische Belastung nur in begrenztem Maße zusammengedrückt werden. Dagegen wird ein locker gelagerter Boden durch Erschütterungen wesentlich stärker verdichtet. Zur Berücksichtigung dieser Phänomene und als Grundlage für die Beurteilung der Lagerungsdichte nichtbindiger Böden wurden Untersuchungsverfahren entwickelt, die die wiederholbare Erzeugung einer lockeren und dichten Lagerung ermöglichen sollen. Die entsprechenden Kennzahlen sind Porenanteil, Porenzahl oder Trockendichte bei lockerster ($\max n$, $\max e$, $\min \rho_d$) bzw. dichtester Lagerung ($\min n$, $\min e$, $\max \rho_d$). Es werden damit definierte Zustände erreicht, wobei Böden auch geringere bzw. größere Dichten aufweisen können (siehe [53]).

Die Beschreibung der Kornform kann durch Vergleich mit Idealkornformen, z.B. gebrochenem Sand und Kies oder ideal runden Kugelpackungen, erfolgen. Von JÄNKE [62] wurde ein Verfahren zur zahlenmäßigen Erfassung der Rauigkeit entwickelt und Korrelationen zur Ermittlung der bautechnisch wichtigsten Kennwerte von Sand und Kies bereitgestellt. Diese Methode hat sich allerdings nicht durchgesetzt, so daß nur wenige Erfahrungen vorliegen.

Ergebnisse von umfangreichen Versuchserien deuten darauf hin, daß zwischen den Grenz-porenzahlen, der Kornrauigkeit und der Ungleichförmigkeit ein direkter Zusammenhang besteht (siehe YOUNG [156]). Damit kann die Bestimmung der Kornform auf die Ermittlung der Kornverteilung und der Porenzahl bei lockerster und dichtester Lagerung zurückgeführt werden.

3.2.4 Organische Anteile (Glühverlust), Kalkgehalt

Der Stoffbestand des Bodens ist gekennzeichnet durch die mineralogische und chemische Zusammensetzung. In Bodenmechanik und Grundbau werden diese Anteile vorwiegend durch Kalkgehalt, Glühverlust und Korndichte berücksichtigt.

Organische Anteile führen i.d.R. zur Verminderung der Scherfestigkeit und zur Vergrößerung der Zusammendrückbarkeit. Die Angaben über bodenmechanische Kennwerte organogener Böden weichen zum Teil erheblich voneinander ab.

$$V_{gl} = \frac{\Delta m_{gl}}{m_d} = \frac{m_d - m_{gl}}{m_d} \quad (3.4)$$

V_{gl} – Glühverlust

m_d – Trockenmasse

m_{gl} – Masse Boden nach Glühen

Als Hinweis auf organische Beimengungen wird der Glühverlust benutzt. Es wird der Masseverlust beim Erhitzen der zuvor getrockneten Probe auf 550 °C ermittelt. Da neben organischen Verbindungen auch Kristallwasser, Kalk und andere Beimengungen den Masseverlust beeinflussen, ist ein direkter Rückschluß auf den Anteil organischer Beimengungen nicht ohne weiteres möglich. Der Glühverlust hat aber als Indexversuch zur ersten Bewertung der Böden weite Verbreitung gefunden und wird auch hier als Bezugsgröße zur Berücksichtigung organischer Anteile benutzt.

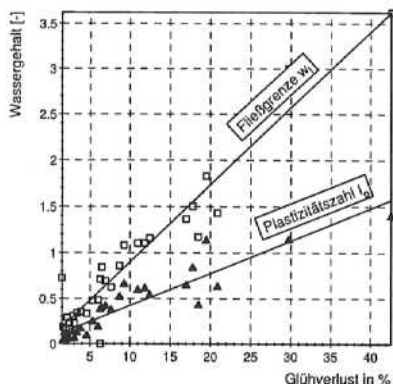


Abb. 3.5: Fließgrenze und Plastizitätszahl in Abhängigkeit vom Glühverlust

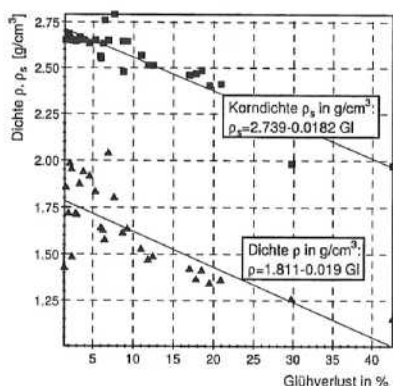


Abb. 3.6: Dichte bzw. Korndichte als Funktion des Glühverlusts

Mit steigendem Anteil organischer Bestandteile nimmt die Dichte ab und der Wassergehalt zu (siehe Abb. 3.5 und 3.6).

Der Kalkgehalt von Böden wird als Masseanteil Gesamtkarbonat m_{Ca} bezogen auf die Trockenmasse m_d angegeben.

$$V_{Ca} = \frac{m_{Ca}}{m_d} \quad (3.5)$$

Zur Ermittlung kann z.B. das Verfahren nach SCHEIBLER (DIN 18129) benutzt werden.

3.2.5 Verdichtung – Proctorversuch

In den 30er Jahren des 20. Jahrhunderts wurde vom Büro für Wasserwerke und -versorgung der Stadt Los Angeles eine umfangreiche Studie über die Verdichtung von Böden mit dem Ziel durchgeführt, praktikable Verfahren für den Bau und die Konstruktion von Erddämmen bereitzustellen. Die wesentlichen Ergebnisse dieser Studie wurden von R.R.

PROCTOR [112] veröffentlicht.

Auf Grundlage dieser Erkenntnisse hat der sogenannte „Proctorversuch“ für die Qualitätskontrolle im Erdbau eine maßgebende Bedeutung erlangt. Das Grundprinzip ist die Stellvertreterfunktion von Dichte und Wassergehalt. Es wird angenommen, daß die bodenmechanischen Eigenschaften künstlich verdichteter Böden bei gleicher Phasenzusammensetzung etwa gleich sind. Damit kann die Qualitätskontrolle im Erdbau auf die Dichte- und Wassergehaltsmessung reduziert werden. Abb. 3.7 zeigt die Auftragung der Ergebnisse ei-

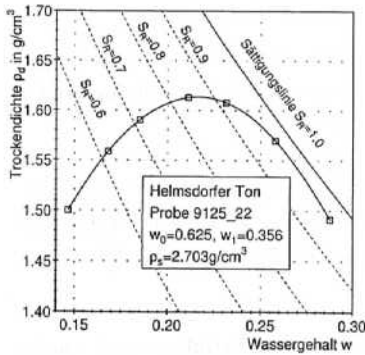


Abb. 3.7: Proctorversuch, Auftragung Wassergehalt–Trockendichte

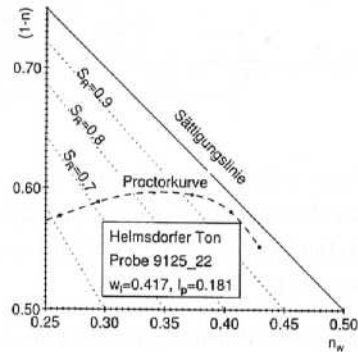


Abb. 3.8: Proctorversuch, Darstellung n_w , $(1 - n)$ nach RUDERT

nes Proctorversuchs in der üblichen Darstellung. In Abb. 3.8 ist der gleiche Versuch in dem von RUDERT [123] vorgeschlagenen modifizierten Dreiecksnetz dargestellt. Diese Art der Auftragung bietet neben der einfachen Darstellung von Linien gleicher Sättigungsgrade als Geraden den Vorteil, daß Luft- und Wasserporengehalt (n_a und n_w) direkt abgelesen werden können und der Einfluß der Korndichte berücksichtigt wird.

Die Bestimmung der verbesserten (oder modifizierten) Proctordichte erfolgt mit der 4.5-fachen Energie ($W = 2700 \frac{\text{kNm}}{\text{m}^3}$), wobei die Festlegung der Verdichtungsenergie willkürlich ist. Mit erhöhtem Verdichtungsaufwand ist unter Umständen eine größere Dichte erreichbar.

In Abb. 3.9 ist der Zusammenhang zwischen Verdichtungsenergie und im Proctorversuch erreichbarer Trockendichte für 8 Böden dargestellt. Die Ausgleichskurven wurden mit dem Regressionsansatz nach Gl. 3.6 konstruiert.

$$\frac{\rho_{Pr}}{\rho_{Pr,k}} \approx \left(\frac{W}{W_k} \right)^{I_W^{PPr}} \quad (3.6)$$

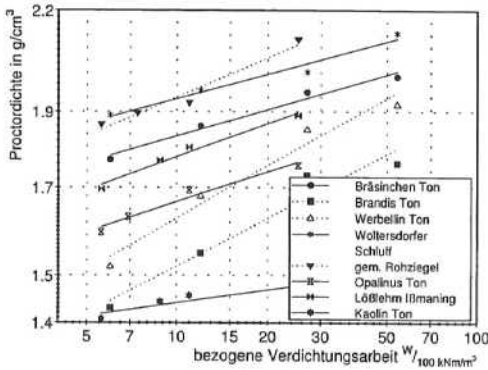


Abb. 3.9: Einfluß der Verdichtungsenergie auf die maximale Trockendichte

In Abschnitt 5.2.3 wird der Zusammenhang zwischen Kennwerten der Zusammendrückbarkeit und Proctordichte bei unterschiedlichen Verdichtungsenergien abgeleitet (Gl. 5.37, Seite 87). Der Vergleich zwischen Gl. 3.6 und 5.37 zeigt, daß die Parameter I_W^{PPr} und C_σ^ϵ identisch sind ($I_W^{PPr} = C_{\sigma,nc}^\epsilon$).

Wegen der großen Bedeutung für den Einsatz bindiger Böden als Verfüllmaterial, wurden immer wieder Untersuchungen vorgenommen, die eine bessere Anknüpfung von bodenmechanischen Berechnungskennwerten an die im Proctorversuch und in-situ erreichte Phasenzusammensetzung gewährleisten (siehe z.B. MURADI [95], PLEHM [110]) sollen. Die Eigenschaften künstlich verdichteter Böden werden in den entsprechenden Abschnitten behandelt (4.4.3, 5.2.3 und 6.2.2).

3.3 Korrelationen

3.3.1 Schrumpfgrenze, Sättigungsgrenze

Korrelationen zwischen den Konsistenzzahlen w_l und I_p und der Schrumpfgrenze wurden u.a. von CASAGRANDE [27] (Gl. 3.7) und KRABBE [74] (Gl. 3.8) angegeben.

$$w_s \approx \frac{0.15w_l}{0.15 + I_p} \quad (3.7)$$

$$w_s \approx w_l - 1.25I_p \quad (3.8)$$

CASAGRANDE [27] gibt als Näherungsbeziehung für die Bestimmung der Sättigungsgrenze Gl. 3.9 an.

$$w_g \approx \sqrt{0.152(w_l - 0.163)} + 0.09 \quad (3.9)$$

3.3.2 Wasseraufnahme

Untersuchungen über Zusammenhänge zwischen Berechnungskennwerten und der Wasseraufnahme w_a wurden vor allem von NEUMANN [98] und NEFF [96] vorgestellt. Die Auswertung der von NEUMANN veröffentlichten Ergebnisse liefert folgende Beziehungen zur Berechnung der Konsistenzgrenzen aus der Wasseraufnahme:

$$w_l \approx 0.9666w_a - 0.1208 \quad (3.10)$$

$$w_p \approx 0.4062w_a + 0.0106 \quad (3.11)$$

PIETSCH [107] stellte die Ergebnisse von Untersuchungen an 111 Böden vor. Im Ergebnis wurden die Gleichungen 3.12 und 3.13 angegeben.

$$w_l \approx 1.04835w_a - 0.152083 \quad (3.12)$$

$$w_p \approx 0.18665w_a + 0.079472 \quad (3.13)$$

Die Korrelationskoeffizienten betragen $r = 0.965$ für Gl. 3.12 und $r = 0.783$ für Gl. 3.13. Aus einer Meßgröße auf Fließ- und Ausrollgrenze zu schließen ist nur möglich, wenn zwischen den Konsistenzgrenzen ein Zusammenhang besteht. Die Konsistenzgrenzen der von PIETSCH [107] untersuchten Proben ergeben im Plastizitätsdiagramm eine Gerade, die oberhalb und parallel zur A-Linie liegt (Geradengleichung $I_p \approx 0.76(w_l - 0.1)$).

Maximaler molekularer Wassergehalt

Nach SPERLING (zitiert in [68]) kann der Wassergehalt an der Ausrollgrenze w_p aus dem maximalen molekularen Wassergehalt berechnet werden (Gl. 3.14).

$$w_p \approx 0.94w_m + 0.034 \quad (3.14)$$

3.3.3 Brei- und Einheitswasserzahl, Porenzahl e_1

RUDERT [123] ermittelte auf Grundlage umfangreicher Prüfergebnisse Korrelationen zur näherungsweise Bestimmung der Wasserzahlen nach OHDE in Abhängigkeit von den Konsistenzgrenzen w_l , w_p (Gl. 3.15 und 3.16).

$$w_0 \approx 0.017 + 1.472w_l \quad (3.15)$$

$$w_1 \approx 0.074 \cdot 524^{w_p} \quad (3.16)$$

Gl. 3.15 wurde mit 830 Prüfergebnissen, Gl. 3.16 mit 882 Wertepaaren bestimmt. Die Korrelationskoeffizienten gibt RUDERT mit $r = 0.90$ (Gl. 3.15) und $r = 0.93$ (Gl. 3.16) an.

Die Näherungsbeziehungen von OHDE wurden auf dieser Grundlage von RUDERT in Funktionen Berechnungskennwert= $f(w_l, I_p)$ umgerechnet und im Plastizitätsdiagramm dargestellt.

CARRIER und BECKMANN [26] entwickelten Korrelationen für bindige, wassergesättigte, aufbereitete Böden. Als Ansatz für die Druck-Porenzahl-Funktion wird Gl. 3.17 benutzt.

$$e = \alpha \left(\frac{\sigma'_c}{100kPa} \right)^\beta + \epsilon \quad (3.17)$$

Für α und ϵ werden Korrelationen zu Klassifikationskennwerten angegeben, $\beta = -0.143$ wird als konstant angenommen.

$$\alpha \approx 2.08I_p \left\{ 1.192 + \frac{1}{I_A} \right\} \quad (3.18)$$

$$\epsilon \approx 2.7w_p - 1.33I_p \left\{ 1.192 + \frac{1}{I_A} \right\} \quad (3.19)$$

Einsetzen von Gl. 3.18 und 3.19 in Gl. 3.17 liefert unter der Voraussetzung $\sigma'_c = 100$ kPa eine Bestimmungsgleichung für die Porenzahl $e_{1,c}$.

$$e_{1,c} \approx 0.75I_p \left\{ 1.192 + \frac{1}{I_A} \right\} + 2.7w_p \quad (3.20)$$

BURLAND [21] benutzt die Porenzahl e_{100}^* als Bezugsgroe und gibt eine Beziehung (Gl. 5.45, Seite 93) zur näherungsweise Ermittlung dieser Groe an. e_{100}^* ist die Porenzahl, die eine breiig eingebaute Probe im Ödometer bei einer Auflast von 100 kPa=1 bar Erstbelastung besitzt. Im weiteren wird als Bezeichnung für die Porenzahl bei 1 bar Konsolidationsspannung $e_{1,c}^*$ verwendet, wobei die Definition des Referenzzustands gemäß Abschnitt 7.1 zu beachten ist.

$$e_{1,c}^* \approx 0.109 + 0.679e_l - 0.089e_l^2 + 0.016e_l^3$$

3.3.4 Grenzlagerungsdichte, Kornform

Von JNKE [63] wurden Gleichungen zur Berechnung der Porenzahlen $\max e$ und $\min e$ in Abhängigkeit von Rauigkeit r , Korndurchmesser d_{50} und Ungleichförmigkeitszahl U angegeben:

$$\min e \approx \frac{0.77r^{1.05}}{U^{0.338r^{0.127}} d_{50}^{0.0473-r^{0.72}}} \quad (3.21)$$

$$\max e \approx 1.976 \min e - \frac{0.332}{U} \quad (3.22)$$

Die Rauigkeit r kann Werte zwischen 0 und 1 annehmen, $r = 0$ bedeutet ideal runde Körner, $r = 1$ sehr scharfkantiges Material.

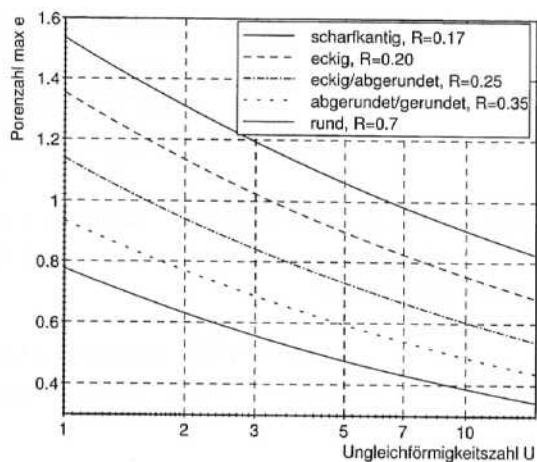


Abb. 3.10: Zusammenhang zwischen Porenzahl bei lockerster Lagerung, Rauigkeit und Ungleichförmigkeitszahl

Die Grenzporenzahlen werden u.a. durch Kornform und Ungleichförmigkeit des Bodens bestimmt. In Abb. 3.10 sind die entsprechenden Zusammenhänge nach YOUNG [156] dargestellt. Die Kornform wird hier durch die Rundheit R erfasst. Gebrochenes, scharfkantiges Material bedeutet $R \approx 0.17$, runde Körner $R \approx 0.7$.

3.3.5 Proctorkennwerte

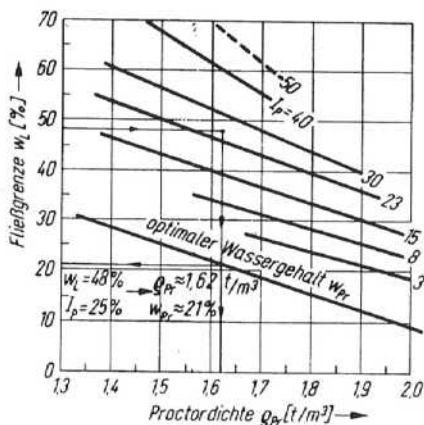


Abb. 3.11: Korrelation zur Bestimmung der Proctorkennwerte nach VON SOOS

Die Auswertung der grafischen Näherungsbeziehung von v. SOOS [153] (siehe Abb. 3.11)

ergibt folgende analytische Beziehungen zur Bestimmung der Proctorkennwerte:

$$\rho_{Pr} \approx \rho_w \frac{w_l - 3.894I_p^2 - 0.577I_p - 0.707}{-2.457I_p^2 + 0.188I_p - 0.276} \quad (3.23)$$

$$w_{Pr} \approx 0.735 - 0.322 \frac{\rho_{Pr}}{\rho_w} \quad (3.24)$$

Im Ergebnis umfangreicher Prüfergebnisse geben RING, SALLBERG und COLLINS [120] Korrelationen zur Bestimmung der Proctorkennwerte auf Grundlage der Konsistenzgrenzen an (Gl. 3.25 und 3.26).

$$\rho_{Pr} \approx (2.23 - 2.113w_l + 1.898I_p)\rho_w \quad (3.25)$$

$$w_{Pr} \approx 0.00815 + 0.665w_l - 0.529I_p \quad (3.26)$$

4. Scherfestigkeit

4.1 Grundlagen

Zur Erfassung der Scherfestigkeit von Böden wird meist das MOHR-COULOMB'sche Bruchkriterium benutzt:

$$\tau_f = \sigma'_n \tan \varphi' + c' \quad (4.1)$$

- τ_f - Schubspannung bei Bruch
- σ'_n - wirksame Normalspannung in der Scherfläche
- φ' - wirksamer Reibungswinkel
- c' - wirksame Kohäsion

Gl. 4.1 gibt den Zusammenhang in effektiven Spannungen an und wird als wirksame Bruchbedingung bezeichnet. Es liegt die Annahme zugrunde, daß die Umhüllende der möglichen Grenzspannungskreise eine Gerade ist. MOHR ging bei der Formulierung der Bruchbedingung von der Ausbildung einer Gleitfläche im Material aus [92]:

„Die Schubspannung der Gleitfläche erreicht an der Grenze einen von der Normalspannung und der Materialbeschaffenheit abhängigen Größtwert.“

In Abhängigkeit von der Scherverformung werden im Boden unterschiedliche Grenzzustände erreicht [32]. Nach kleinen Verschiebungen stellt sich Grenzzustand A ein, der durch Kohäsion c' und wirksamen Reibungswinkel φ' bzw. den Spitzenreibungswinkel φ'_f gekennzeichnet ist. Mit zunehmender Verformung strebt die Scherfestigkeit einem stationären Wert zu (kritischer Zustand, Grenzzustand B). Dieser wird durch den Reibungswinkel φ_{cs} beschrieben. Nach wiederholter Scherung oder sehr großen Verschiebungen in einer vorgegebenen Gleitfläche kann bei bestimmten Böden die Scherfestigkeit einen Minimalwert erreichen, der die Restscherfestigkeit (Grenzzustand C, φ_R , c_R) kennzeichnet.

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \sin \varphi' + c' \cos \varphi' \quad (4.2)$$

$\sigma'_1 \geq \sigma'_2 \geq \sigma'_3$ - Hauptspannungen, Druck positiv

JANBU [60] führte anstelle der Kohäsion den Begriff „Anziehung“ (attraction, Gl. 4.3 und 4.4) ein.

$$\tau_f = (\sigma'_n + a) \tan \varphi' \quad (4.3)$$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \sin \varphi' + a \sin \varphi' \quad (4.4)$$

Theoretisch kann die Anziehung a als isotroper Innendruck aufgefaßt werden. Das Theorem der korrespondierenden Zustände nach CAQUOT/KERISEL [24] basiert ebenfalls auf dieser Annahme. Die Verwendung der Attraktion a vereinfacht nach JANBU die erdstatischen Berechnungsansätze, da die von der Kohäsion abhängigen Terme entfallen.

Die Beschreibung gekrümmter Kurven der Umhüllenden der Bruchspannungskreise kann z.B. mit einem Potenzansatz nach Gl. 4.5 oder 4.6 (SMOLTCHYK [140], MOUSSA [94]) erfolgen.

$$\frac{\tau_f}{\tau_k} = \left(\frac{\sigma'_n}{\sigma'_{n,k}} \right)^{I_\sigma} \quad (4.5)$$

$$\sin \varphi'_f = c_1 \left(\frac{p'}{\sigma_{at}} \right)^{c_2} \quad (4.6)$$

Diese Beziehungen sind vor allem zur Berücksichtigung der Abhängigkeit des Reibungswinkels nichtbindiger Böden vom Spannungsniveau geeignet.

Bruchhypothesen unter Einbeziehung der mittleren Hauptspannung σ_2 (siehe z.B. [10]) sind vor allem aus Stoffgesetzforschungen hervorgegangen. Von MATSUOKA [84] wurde ein Bruchkriterium (Gl. 4.7) vorgeschlagen, das mit dem MOHR-COULOMBSchen Bruchkriterium übereinstimmt, wenn zwei Hauptspannungen gleich sind. WROTH [154] benutzt diese Formulierung zur Interpretation von Versuchsergebnissen, die bei unterschiedlichen Spannungsverhältnissen erhalten werden.

$$\frac{I_1 I_2}{I_3} = \text{konstant} \quad (4.7)$$

$I_1 \dots I_3$ - Invarianten des Spannungstensors

$$I_1 = \sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3$$

$$I_2 = \sigma'_2 \sigma'_3 + \sigma'_3 \sigma'_1 + \sigma'_1 \sigma'_2$$

$$I_3 = \sigma'_1 \sigma'_2 \sigma'_3$$

SKEMPTON [139] hat zur Erfassung des Zusammenhangs zwischen Änderung der totalen und der wirksamen Spannungen die Porenwasserdruckbeiwerte A und B eingeführt.

$$\Delta u_f = B [\Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)] \quad (4.8)$$

Δu_f - Porenwasserdruckänderung im Bruchzustand

A, B - Porenwasserdruckbeiwerte

Diese haben vor allem für die Auswertung von Triaxialversuchen große Bedeutung erlangt. Der Beiwert B ist eine Funktion der Sättigung, die Größe von A hängt unter anderem von der Belastungsgeschichte ab.

Im CAM-CLAY-Modell wird die Änderung der wirksamen Spannungen gesättigter Böden durch den Beiwert Λ_0 gemäß Gl. 4.9 beschrieben.

$$\Lambda_0 = 1 - \frac{C_S}{C_C} = \frac{\ln \left[\frac{c_{y,cc}}{\sigma'_{c,cc}} \right] - \ln \left[\frac{c_{y,nc}}{\sigma'_{c,nc}} \right]}{\ln OCR} \quad (4.9)$$

Zur experimentellen Untersuchung der Scherfestigkeit stehen die unterschiedlichsten Versuchstechnologien zur Verfügung [32] (z.B. Direktscherversuche, Rahmenscherversuche, Biaxial-, Triaxial- und echte Triaxialversuche, Einfachscherversuche, Drehflügelsondierungen, usw.). In der Literatur existieren widersprüchliche Angaben über den Einfluß der Versuchstechnologie auf das Ergebnis (HIGHT, BOND und LEGGE [54]). In Abb. 2.1 ist der Einfluß der mittleren Hauptspannung auf die Größe von φ'_f für Sand dargestellt. Triaxiale Kompression ist durch $b_\sigma = 0$ gekennzeichnet. Bei ebener Verformung gilt $0 < b_\sigma < 1$.

WROTH [154] unterteilt die experimentell ermittelten Scherparameter nach der Versuchsart [32]. Aus dem Bruchkriterium nach MATSUOKA [84] (Gl. 4.7, S. 34) können Beziehungen zwischen den unterschiedlichen Scherparametern abgeleitet werden. Für den Zusammenhang zwischen Reibungswinkel bei triaxialer Kompression φ_{tc} und ebener Verformung (Biaxialversuch) φ_{ps} gibt WROTH [154] z.B. folgende Näherung an:

$$\varphi_{ps}^o \approx \frac{9}{8} \varphi_{tc}^o \quad (4.10)$$

4.2 Feinkörnig, bindige Böden

4.2.1 Einfluß von Spannungszustand und Dichte, Grenzzustände

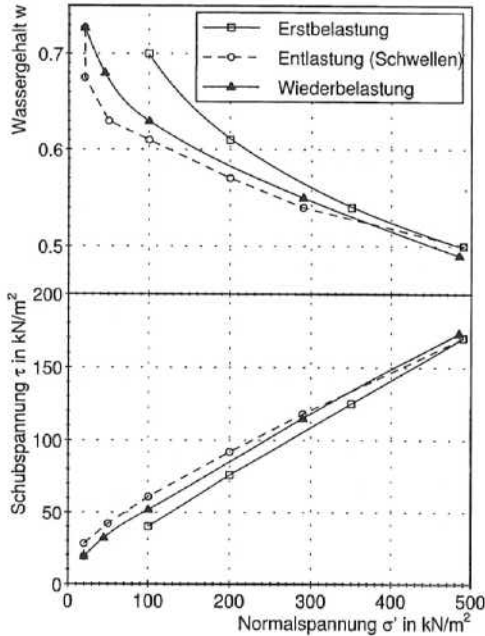


Abb. 4.1: Ergebnisse der Scherversuche an Klein Belt Ton nach HVORSLEV

Erste grundlegende Untersuchungen über den Zusammenhang von Spannungszustand, Porenzahl und Scherfestigkeit bindiger, wassergesättigter Böden gehen auf HVORSLEV [57] zurück. Aufbereitete Proben eines mittel (Wiener Tegel) und eines ausgeprägt plastischen Bodens (Klein Belt Ton) sind in Kreisringschergeräten nach Erst-, Ent- oder Wiederbelastung abgesichert worden. Der Wassergehalt nach Bruch wurde im Bereich der Scherzone bestimmt. Aus den Ergebnissen (siehe Abb. 4.1 und 4.2) ergibt sich der Zusammenhang zwischen Wassergehalt (Phasenzusammensetzung), Spannungszustand und Scherspannung. Dieser kann mit Hilfe der äquivalenten Spannung $\sigma'_{c,e}$ gemäß Gl. 4.11 beschrieben werden (siehe [42], [32]). Die äquivalente Spannung ist die Konsolidationsspannung, die erforderlich ist, um eine aufbereitete Probe bis zur vorgegebenen Porenzahl e bei Erstbelastung zu verdichten (siehe Gl. 5.16).

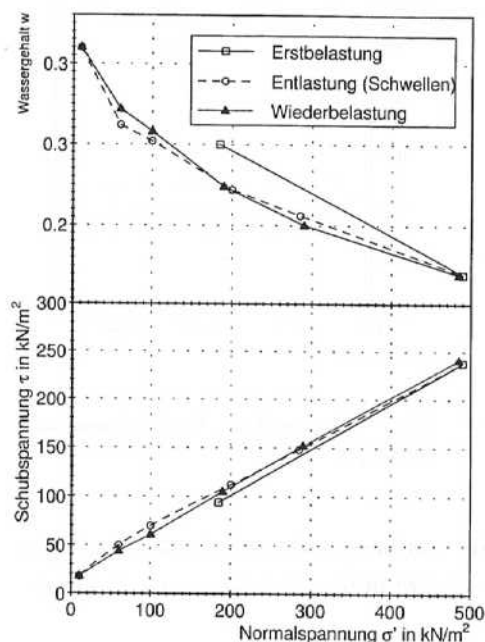


Abb. 4.2: Ergebnisse der Scherversuche an Wiener Tegel nach HVORSLEV

Durch die Scherbeanspruchung ändert sich in der Scherzone die Dichte des Bodens, weshalb äquivalente Spannung und Normalspannung im Scherversuch nicht übereinstimmen. Da bei normalkonsolidierten und gering vorbelasteten Böden Scherprozesse zu einer Volumenverminderung führen, ist die äquivalente Spannung nach Bruch größer als die Normalspannung in der Scherfuge. Der wahre Reibungswinkel φ'_e der Bruchbedingung von HVORSLEV ist deshalb kleiner als Werte, die nach der üblichen Auftragung $\tau - \sigma'_N$ erhalten werden und darüber hinaus abhängig von der Art der Ermittlung der äquivalenten Spannung. HVORSLEV verwendet z.B. die Ergebnisse von Kompressionsversuchen in der Scherbüchse. Diese weichen von in Ödometern bestimmten Werten ab (siehe Tabelle 4.1).

$$\frac{\tau_f}{\sigma'_{c,e}} = \frac{\sigma'_n}{\sigma'_{c,e}} \tan \varphi'_e + \frac{c'}{\sigma'_{c,e}} = \frac{\sigma'_n}{\sigma'_{c,e}} \tan \varphi'_e + \kappa'_{c,e} \quad (4.11)$$

$\kappa'_{c,e}$ - Kohäsionsbeiwert

φ'_e - äquivalenter Reibungswinkel

Beim Critical-State-Konzept wird die mittlere äquivalente Spannung $p'_e = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3}$ aus isotroper Konsolidation zur Normierung der Ergebnisse eingeführt. Dadurch ist eine ein-

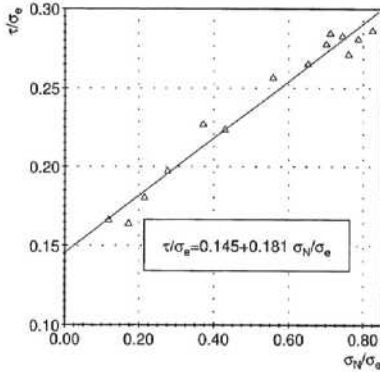


Abb. 4.3: Klein Belt Ton, Bruchbedingung nach HVORSLEV

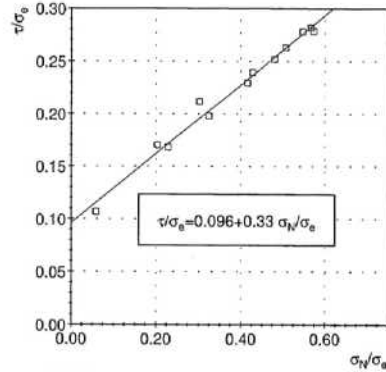


Abb. 4.4: Wiener Tegel, Bruchbedingung nach HVORSLEV

deutige Definition sichergestellt.

Die Verringerung der Porenzahl durch Kriechsetzungen und damit die Verfestigung des Bodens gemäß Abschnitt 5.1.3 bewirken eine geringfügige Vergrößerung von $\sigma'_{c,e}$ und damit der rechnerischen Bruchspannung τ_f .

Normalkonsolidierte, aufbereitete, nicht chemisch verkittete Böden besitzen keine bzw. nur geringe Kohäsion. Bei erstbelasteten, bindigen Böden gilt Gl. 4.12 zur Erfassung der Festigkeitseigenschaften.

$$\tau_f = \sigma'_n \tan \varphi_{cs} = \sigma'_n \tan \varphi'_{nc} \quad (4.12)$$

$\varphi'_{nc} = \varphi_{cs}$ – Reibungswinkel der Gesamtscherfestigkeit

Zur Abschätzung des Kohäsionsbeiwerts $\kappa'_{c,e}$ erhält man Gl. 4.13 aus den Gleichungen 4.11 und 4.12 unter der Voraussetzung $\sigma'_n = \sigma'_{c,e}$.

$$\kappa'_{c,e} = \tan \varphi'_{nc} - \tan \varphi'_e = \tan \varphi_{cs} - \tan \varphi'_e \quad (4.13)$$

Aus den oben genannten Gründen ist $\kappa'_{c,e}$ abhängig von der Definition der äquivalenten Spannung. Diese Tatsache muß bei Anwendung dieser Gleichung berücksichtigt werden. OHDE [103] benutzt eine Bruchbedingung (Gl. 4.14), die die Scherfestigkeit in Abhängigkeit von der Vorbelastung angibt.

$$\frac{\tau_f}{\sigma'_{c,v}} = \frac{\sigma'_n}{\sigma'_{c,v}} \tan \varphi' + \kappa'_c \quad (4.14)$$

$\sigma'_{c,v}$ – vertikale Vorbelastungsspannung

$\varphi' = \varphi'_{oc}$ – wirksamer Reibungswinkel nach OHDE, Direktscherversuch

κ'_c – wirksamer Kohäsionsbeiwert

Tabelle 4.1: Kennwerte Wiener Tegel und Klein Belt Ton nach HVORSLEV

Kennwert		Wiener Tegel	Klein Belt Ton
Fließgrenze	w_l	0.467	1.260
Plastizitätszahl	I_p	0.250	0.900
Schrumpfgrenze	w_s	0.150	0.220
Korndichte	ρ_s in $\frac{g}{cm^3}$	2.76	2.77
Reibungswinkel der Gesamtscherfestigkeit (Erstbelastung)	φ'_{nc} in $^\circ$	25.5	18.5
Reibungswinkel bei Entlastung	φ'_s in $^\circ$	23.5	15.5
Reibungswinkel bei Wiederbelastung	φ'_{oc} in $^\circ$	24.8	17.0
Kompressionsindex aus Ödometerversuchen	C_c	0.1299	0.435
Porenzahl bei 1 bar aus Ödometerversuchen	$e_{1,c}$	0.866	2.25
Kompressionsindex im Schergerät	C_c	0.119	0.385
Porenzahl bei 1 bar im Schergerät	e_1	0.835	2.07
wahrer Reibungswinkel	φ_e in $^\circ$	17.5	10.3
wahrer Koh.-beiwert	$\kappa_{c,e}$	0.10	0.145

Insbesondere bei leicht bis mittel plastischen Böden ist der Unterschied der Scherfestigkeit zwischen Be- und Entlastung nur gering. Dieser Unterschied wird aber mit zunehmender Plastizität des Bodens größer (siehe Abb. 4.1 und 4.2). In Tab. 4.1 wurden die wirksamen Reibungswinkel nach Ent- und Wiederbelastung unterteilt. Bei der wirksamen Bruchbedingung nach OHDE ist ebenfalls eine entsprechende Unterscheidung erforderlich.

Eine grundlegende Annahme des Critical-State-Modells ist die Proportionalität zwischen äquivalenter Spannung und Scherfestigkeit (undrainierter Kohäsion). Das Verhalten intakter, ungestörter Böden kann nur näherungsweise durch dieses Modell erfasst werden (siehe Abschnitt 4.4.1). Durch Verknüpfung der Beziehungen zur Berechnung der äquivalenten Spannung und der undrainierten Kohäsion wird im Critical-State-Modell der Porenwasserdruckparameter $\Lambda_0 = 1 - \frac{C_s}{C_c}$ (WROTH [154]) als Funktion der auf den Überlagerungsdruck bezogenen undrainierten Kohäsion c_u und des Überkonsolidationsverhältnisses $OCR = \frac{\sigma'_{c,v}}{\sigma'_c}$ eingeführt (siehe Anhang A.1.2). Mit dem Porenwasserdruckbeiwert Λ_0

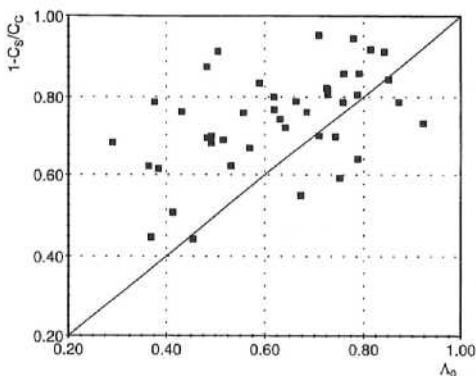


Abb. 4.5: Gegenüberstellung Λ_0 aus Scher- und Kompressionsversuchen, Ergebnisse von MAYNE

wird die undrainierte Kohäsion vorbelasteter, wassergesättigter Böden zutreffend erfasst. Der Zusammenhang zwischen dem theoretischen Wert von Λ_0 aus Kompressionsversuchen ($\Lambda_0 = 1 - \frac{C_s}{C_g}$) und dem aus Scherversuchen bestimmten Porenwasserdruckbeiwert ist als Näherung aufzufassen. Dies wird insbesondere durch die Ergebnisse von undrainierten Scherversuchen (siehe Abb. 4.5 und 4.6) von MAYNE [85] bestätigt.

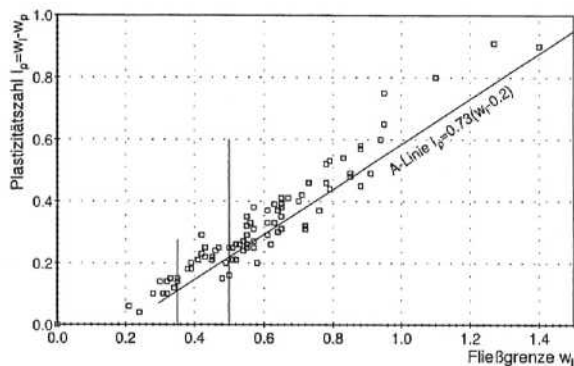


Abb. 4.6: Konsistenzgrenzen der von MAYNE veröffentlichten Ergebnisse

In Abb. 4.7 sind die Ergebnisse von Versuchen an ungestörten und aufbereiteten Bothkennar Ton (ALLMANN und ATKINSON [2]) dargestellt. Der Zusammenhang zwischen Überkonsolidationsverhältnis und undrainierter Kohäsion wird dadurch gestützt.

DYVIK, BERRE, CLASSE und RAADIM [30] untersuchten Tonproben in undrainierten Einfachscherversuchen mit Porenwasserdruckmessung und drainierten Einfachscherversuchen mit Messung der Vertikalspannung. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen zeigen, daß die Änderung der Vertikalspannung bei konstantem Volumen der Änderung der wirk-

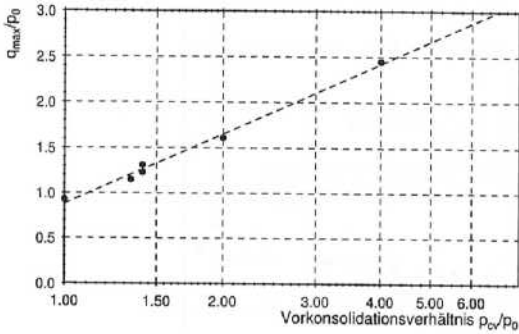


Abb. 4.7: Bothkennar Ton, Schubspannung bei Bruch als Funktion von Vorbela-
stung und mittlerer Normal-
spannung

samen Spannung bei undrainierten Zuständen entspricht. Auch Ergebnisse von Scherver-
suchen bei konstantem Volumen und Triaxialversuchen an vulkanogenen Böden (HEIT-
FELD u.a. [50]) bestätigen diese Annahme.

4.2.2 Struktur, stoffliche Zusammensetzung

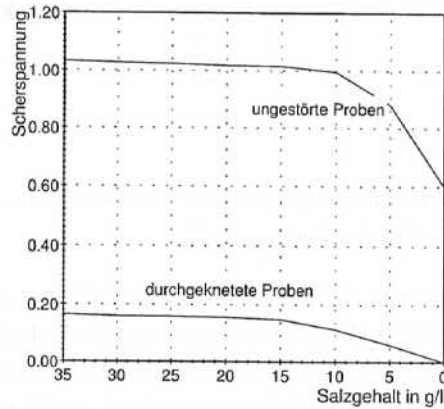


Abb. 4.8: Änderung der Scherfestigkeit in
Abhängigkeit vom Salzgehalt nach BJER-
RUM [13]

Neben der Korngrößenverteilung beeinflussen auch andere Stoffbestandsgrößen das Festigkeitsverhalten. So wird die Scherfestigkeit mariner Tone durch den Salzgehalt der Porenflüssigkeit wesentlich bestimmt. In Abb. 4.8 wurde die Scherfestigkeit als Funktion des Salzgehalts dargestellt.

Die Ergebnisse von Triaxialversuchen an intakten und künstlich verdichteten Proben San Francisco Mudde sind in Abb. 4.9 dargestellt (entnommen MITCHELL [90]). Die Ver-

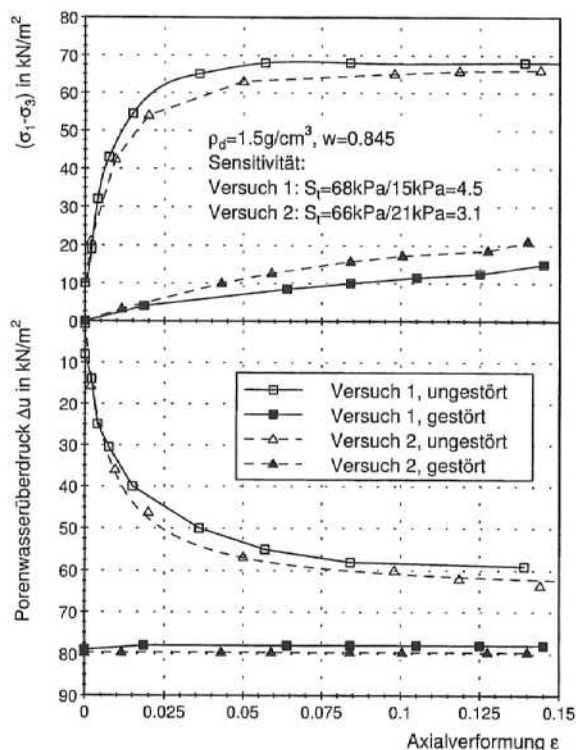


Abb. 4.9: Einfluß der Ausgangsstruktur auf die undrainierte Scherfestigkeit in triaxialen Kompressionsversuchen, San Francisco Mudde

suche wurden so durchgeführt, daß Veränderungen hinsichtlich Wassergehalt, chemischer und mineralogischer Zusammensetzung der Proben ausgeschlossen werden können. Unter Ausschluß von chemischen Bindungen (Zementierung) beeinflusst die Ausgangsstruktur in besonderem Maße die Porenwasserdruckentwicklung (Verformungseigenschaften).

Intakte Proben mit gleicher Phasenzusammensetzung besitzen i.d.R. eine deutlich höhere Scherfestigkeit. Eine wesentliche Ursache dafür ist die Alterung des Bodens.

LEROUEIL und VAUGHAN [82] zeigen am Beispiel erstbelasteter, aufbereiteter Proben den Einfluß strukturbestimmender Prozesse auf Festigkeit und Zusammendrückbarkeit gemäß Abb. 4.10. Durch sekundäre Verdichtung wird die Porenzahl geringfügig verringert. Die erhöhte Scherfestigkeit und geringere Zusammendrückbarkeit kann nicht allein der geringeren Porenzahl zugeordnet werden. Nach LEROUÉIL und VAUGHAN wird die

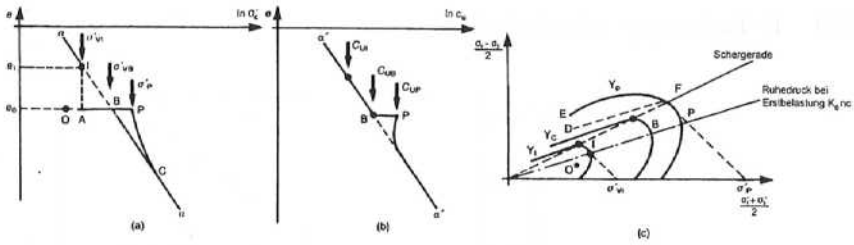


Abb. 4.10: Einfluß der Kriechsetzung und Struktur auf die Festigkeit und Zusammendrückbarkeit erstbelasteter, bindiger Böden

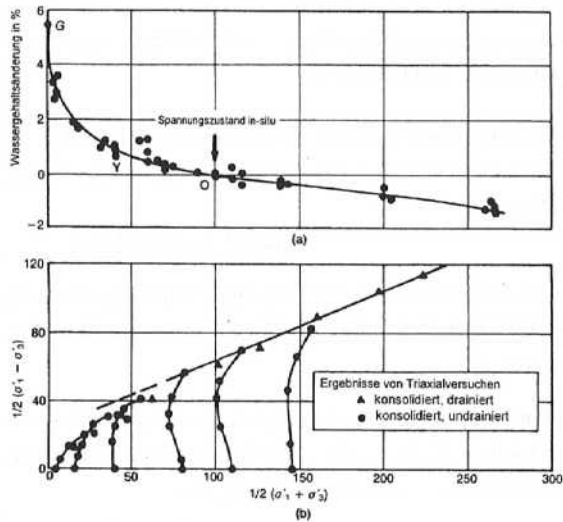


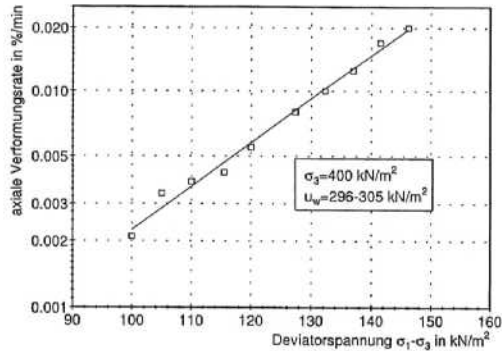
Abb. 4.11: Ergebnisse von Triaxialversuchen an London Clay, Verminderung der Scherfestigkeit durch Schwellvorgänge

erhöhte Scherfestigkeit (Differenz der undrainierten Kohäsion zwischen den Punkten P und B) durch die Bodenstruktur verursacht.

Bestimmte äußere Einflüsse können zur Zerstörung strukturbedingter Bindungen zwischen den Bodenkörnern beitragen. In Abb. 4.11 sind Ergebnisse von Triaxialversuchen an vorbelasteten London Ton dargestellt (BISHOP u.a. [12]). Es wurde eine mittlere Vorbelastung von $700 \text{ kPa} = 100 \text{ psi}$ ermittelt. Einige Proben konnten bei niedrigem Zeldruck Schwellen, während der andere Teil erst nach Erreichen der Vorbelastung unter Wasser gesetzt wurde. Die Festigkeit der geschwellenen Proben war niedriger, als dies bei vorbelasteten Böden zu erwarten ist.

4.2.3 Belastungsgeschwindigkeit

Abb. 4.12: Abhängigkeit der Kriechgeschwindigkeit vom Hauptspannungsverhältnis bei triaxialer Kompression (wassergesättigter Illit) nach MITCHELL/CAMPANELLA



Der Zusammenhang zwischen Verformungsgeschwindigkeit und mobilisierter Scherspannung läßt sich nach LEINENKUGEL ([80], [42]) durch den Zähigkeitsindex $I_{v\alpha} = I_{\dot{\gamma}}^{cu}$ herstellen.

$$\ln\left(\frac{c_u}{c_{u,k}}\right) = I_{\dot{\gamma}}^{cu} \ln\left(\frac{\dot{\gamma}}{\dot{\gamma}_k}\right) \quad (4.15)$$

Ergebnisse von triaxialen, undrainierten Kompressionsversuchen bei konstanter Temperatur nach MITCHELL/CAMPANELLA [91] sind in Abb. 4.12 dargestellt und bestätigen diesen Ansatz.

Auf Grundlage eines geschwindigkeitsabhängigen Stoffgesetzes für eindimensionale Kompression leitete KLOBE [69] einen Zusammenhang zwischen Zähigkeitsindex $I_{\dot{\gamma}}^{cu}$, Kompressionsindex C_c und Kriechbeiwert C_{α} ab:

$$I_{\dot{\gamma}}^{cu} = \frac{C_{\alpha}}{C_c} = \frac{C_t^e}{C_{\sigma}^e} = \frac{B}{C_{\sigma}^e} = Bv \quad (4.16)$$

Gl. 4.16 gilt unter der Annahme, daß bei eindimensionaler Kompression der Ruhedruckbeiwert unabhängig von der Belastungsgeschwindigkeit ist.

$$C_{\dot{\gamma}}^{cu} = \frac{(1 + e_0)B}{2 \tan \varphi' C_c} = \frac{Bv}{2 \tan \varphi'} \quad (4.17)$$

- | | | | |
|-------|--------------------------|-------|---------------------|
| e_0 | - Anfangsporenzahl | v | - Steifezahlbeiwert |
| B | - BUISMANN Kriechbeiwert | C_c | - Kompressionsindex |

Der rechte Ausdruck in Gl. 4.17 wird erhalten, wenn die Steifezahl unter Verwendung des linearen Dehnungsmaßes (CAUCHY-Dehnung) definiert ist ($E_s = v\sigma' = \frac{1+e_0}{C_c}\sigma'_c$). Für viele bindige Böden kann der Ausdruck $2 \tan \varphi'$ zu 1 angenommen werden. In Tab. 4.2 sind für einige Böden die Zähigkeitsbeiwerte angegeben, wobei die Angaben aus [80] und [42] benutzt wurden.

Tabelle 4.2: Zähigkeitsbeiwert für ausgewählte Böden

Bodenart	undr. Kohäsion bei $\sigma = 10 \text{ kPa}$ c_u in kPa	Wassergehalt bei $\sigma = 10 \text{ kPa}$ w	I_{cs}	C_{cs}
toniger Schluff	7	0.4	0.015	0.01
schluffiger Ton	5	0.5	0.043	0.02
mittel plastischer Ton	4	0.7	0.073	0.03
ausgeprägt pl. Ton	2	1.8	0.200	0.06
Klei	3–6	0.7–0.9	0.060	0.04
Torf				0.07

Da Versagenszustände im Baugrund in den meisten Fällen um einige Zehnerpotenzen geringere Schergeschwindigkeiten als im Laborversuch aufweisen (siehe [42]) kann die Vernachlässigung der Geschwindigkeitsabhängigkeit bei der Übertragung der Versuchsergebnisse auf in-situ Bedingungen zu unsicheren Vorhersagen führen. Mit den Angaben von Tab. 4.2 erhält man bei Annahme eines Geschwindigkeitsunterschiedes von $\frac{c}{c_k} = 10^{-3}$ Verhältniswerte $\frac{c_u}{c_{u, \text{Versuch}}}$ von 0.5 bis 0.8 (siehe GUDEHUS [42]).

4.2.4 Restscherfestigkeit

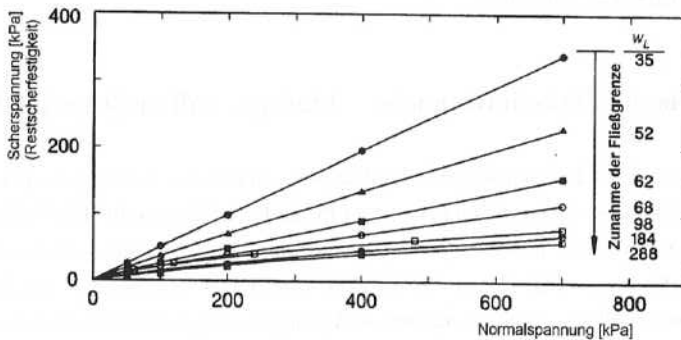


Abb. 4.13: Scherspannung im Grenzzustand C (Restscherfestigkeit) in Abhängigkeit von Normalspannung und Bodenart

In vorgegebenen Gleitflächen kann bei bindigen Böden nach wiederholter Scherbeanspruchung oder nach großen Scherverformungen die Scherfestigkeit einen unteren Grenzwert

erreichen, der als Restscherfestigkeit bezeichnet wird. Bei der experimentellen Ermittlung des Reibungswinkels der Restscherfestigkeit φ_R stellt man fest, daß diese Größe mit zunehmender Spannung abnimmt. Zur Angabe der Scherparameter können Sekantenwinkel

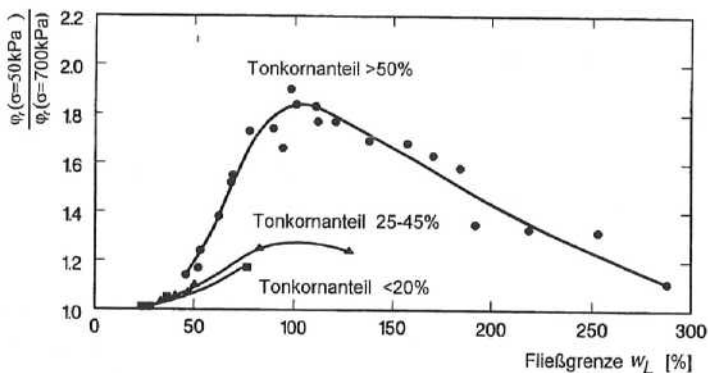


Abb. 4.14: Verhältnis der Reibungswinkel der Restscherfestigkeit bei unterschiedlichen Normalspannungen

($\varphi_R > 0$, $c_R = 0$) oder Tangentenwinkel ($\varphi_R > 0$, $c_R > 0$) benutzt werden. In den Abb. 4.13 und 4.14 sind die Ergebnisse von Versuchen an 32 unterschiedlichen Böden nach STARK und EID [143] dargestellt.

4.2.5 Beispiel: Triaxialversuche – bindige, aufbereitete Böden

In Abb. 4.15 sind die Ergebnisse von konsolidierten, undrainierten und konsolidierten, drainierten Triaxialversuchen (Kompression) an Probe R93.3 dargestellt. Die Proben für die Triaxialversuche (Durchmesser 3.6 cm, Probenhöhe 7.5 cm) wurden aus dem zuvor bei $\sigma'_c = 100$ kPa in einem Großödometer konsolidierten Boden ausgestochen. Der Einbau in das Ödometer erfolgte aufbereitet mit einem Anfangswassergehalt im Bereich der Breiwasserzahl w_0 . Im Triaxialgerät wurden alle Proben zunächst unter isotropen Druck bis $p' = 600$ kPa konsolidiert, bis auf die Zielgröße des Zelldrucks entlastet und nach Ende des Schwellvorgangs durch weggesteuerte Steigerung der Axialspannung abgesichert.

Es ergibt sich ein wirksamer Reibungswinkel von $\varphi'_{te} = 15.3^\circ$. Bei Direktscherversuchen kann in erster Näherung von einem ebenen Verformungszustand ausgegangen werden. Die Näherung nach WROTH (Gl. 4.10, S. 35) auf Grundlage der Bruchbedingung von

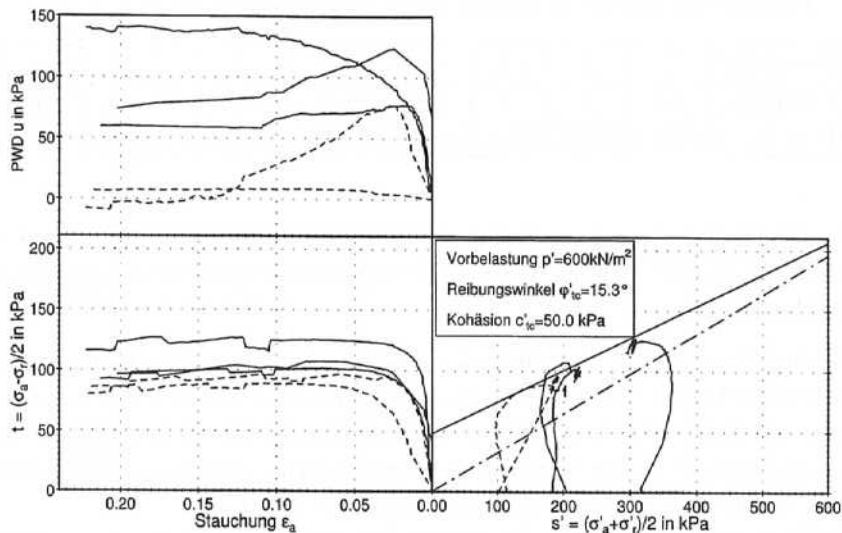
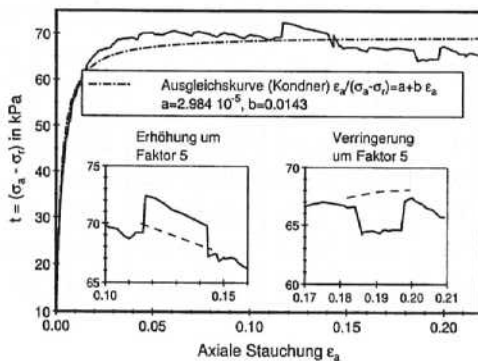
Abb. 4.15: Triaxiale Kompression, Probe R93.3, Vorbelastung $p_{max} = 600 \text{ kPa}$ 

Abb. 4.16: Triaxiale, undrainierte Kompression, Sprungversuche, Probe R93.3

MATSUOKA liefert den Zusammenhang zwischen ϕ'_{oc} und ϕ'_{tc} . Mit $\phi'_{oc} = 16.9^\circ$ erhält man $\phi'_{tc} \approx 15.1^\circ$.

Abb. 4.16 zeigt einige Ergebnisse von Sprungversuchen, bei denen die Stauchungsgeschwindigkeit $\dot{\epsilon}_a$ während der undrainierten Kompression erhöht bzw. verringert wurde. In Tabelle 4.3 sind die Ergebnisse von sieben Sprungversuchen aufgeführt. Die Stauchungsgeschwindigkeit betrug $\dot{\epsilon}_k = 0.0013 \frac{1}{\text{min}}$.

Tabelle 4.3: Sprungversuche an Probe R93.3, triaxiale, undrainierte Kompression

Versuch Nr.	2	2	4	4	6	6	7	8	8
Faktor $\dot{\epsilon}/\dot{\epsilon}_k$	0.2	5	5	0.2	0.2	5	0.1	0.1	10
Index $I_{cu}^{\dot{\epsilon}}$	0.0245	0.0262	0.048	0.033	0.028	0.0296	0.0274	0.023	0.0196

Aus den Ergebnissen der Kompressionsversuche kann der Beiwert $I_{v,\alpha} = I_7^{c_u}$ gemäß Gl. 4.16 (S. 44) berechnet werden. Es ergibt sich $I_7^{c_u} \approx 0.022$, was mit den Versuchsergebnissen gut übereinstimmt.

Bei einem Versuch wurde die Probe nach Erstbelastung bis $p' = 261$ kPa durch triaxiale, undrainierte Kompression abgesichert. Die Konsolidationsspannung σ'_c wurde unter Annahme des Ruhedruckbeiwertes $K_{0,nc} \approx (1 - \sin \varphi'_{nc})$ berechnet ($\sigma'_c = \frac{3p'}{3-2\sin \varphi'_{nc}}$). Mit $c_u = 74$ kPa ergibt sich der Beiwert der undrainierten Kohäsion zu $\kappa_{cu,nc} = \frac{c_u,nc}{\sigma'_c} = 0.22$. Nach SKEMPTON wird gemäß Gl. 4.38 (S. 64) $\kappa_{cu,nc} \approx 0.2$ erhalten.

Der Porenwasserdruckbeiwert Λ_0 ist nach Gl. A.13 $\Lambda_0 = 0.63$ ($\varphi'_{cs} = 21.45^\circ$, $\kappa_{cu,nc} = 0.22$) bzw. $\Lambda_0 = 0.51$ ($\varphi'_{cs} = \frac{8}{9}21.45^\circ$).

Tabelle 4.4: Porenwasserdruckbeiwerte, Probe R93.3

Versuch	q_{max} kPa	p'_0 kPa	R –	Λ_0 –	Δu_f kPa	$\Delta \sigma_{af}$ kPa	A experimentell	A nach Gl. A.12
3	205.0	234.5	2.56	0.518	73.8	204.9	0.360	0.341
5	214.9	205.0	2.93	0.623	100.4	258.2	0.389	0.323
6	177.9	113.0	5.35	0.642	41.3	178.8	0.231	0.250
7	203.4	183.5	3.27	0.611	69.9	203.5	0.343	0.308
8	250.3	318.9	1.88	0.600	119.4	270.2	0.442	0.392

Für die Auswertung der Versuche wurden die Gl. A.10 bis A.12 (S. 160) zugrunde gelegt, wobei einige Parameter durch Größen des CAM-CLAY-Modells ersetzt werden müssen.

$$\begin{aligned}
 c_u &\implies q_{max} = |\sigma_a - \sigma_r|_{max} && \text{Hauptspannungsdifferenz} \\
 \sigma'_c &\implies p'_0 && \text{mittlere, isotrope Spannung vor Scherbeginn} \\
 \text{OCR} &\implies R = p'_{max}/p'_0 && \text{Überverdichtungsverhältnis}
 \end{aligned}$$

4.3 nichtbindige Böden

4.3.1 Reibung, Dilatanz

Bei nichtbindigen Böden können bei Scherung erhebliche Volumenänderungen in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte auftreten. Von ROWE [121] wurde Gl. 4.18 für ebene Verformungen (plain strain) abgeleitet. Damit läßt sich das Hauptspannungsverhältnis bei volumenkonstanter Scherung (kritischer Zustand) $\left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}\right)_{cs}$ aus dem Hauptspannungsverhältnis im Bruchzustand $\left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}\right)_f$ und der Volumenänderung $\frac{d\epsilon_v}{d\epsilon_1}$ berechnen.

$$\left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}\right)_f = \frac{1 + \sin \varphi'_f}{1 - \sin \varphi'_f} = \left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}\right)_{cs} \left(1 - \frac{d\epsilon_v}{d\epsilon_1}\right) = \frac{1 + \sin \varphi_{cs}}{1 - \sin \varphi_{cs}} \left(1 - \frac{d\epsilon_v}{d\epsilon_1}\right) \quad (4.18)$$

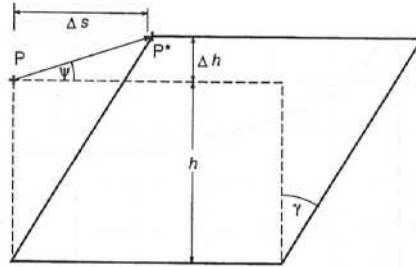


Abb. 4.17: Hebungen bei reiner Scherbeanspruchung des Bodens (ebene Verformung)

Zur zahlenmäßigen Erfassung der Volumenänderung wird häufig der Dilatanzwinkel ψ benutzt, der die Bewegungsrichtung eines Punktes im Vergleich zur volumenkonstanten Verformung erfassen soll. Seine Definition hängt u.a. von den Randbedingungen der Verformung ab. Von SCHANZ und VERMEER [128] wurde Gl. 4.19 gefunden, die für ebene und triaxiale Verformungszustände gültig ist:

$$\sin \psi = -\frac{\frac{d\epsilon_v}{d\epsilon_1}}{2 - \frac{d\epsilon_v}{d\epsilon_1}} \quad (4.19)$$

Die Größe der einzelnen Winkel werden u.a. vom Spannungszustand (mittlere Hauptspannung σ_2), der Lagerungsdichte, dem Verformungszustand im Versuch und der Struktur des Bodens beeinflußt.

Zwischen Dilatanzwinkel ψ , Bruchreibungswinkel φ'_f und Reibungswinkel im kritischen Zustand φ_{cs} besteht der Zusammenhang gemäß Gl. 4.20.

$$\sin \psi = \frac{\sin \varphi'_f - \sin \varphi'_{cs}}{1 - \sin \varphi'_f \sin \varphi_{cs}} \quad (4.20)$$

Die Ergebnisse von Triaxial- und ebenen Scherversuchen an unterschiedlichen, nichtbindigen Böden, zeigen (siehe BOLTON [16]), daß die Annahme eines konstanten Reibungswinkels für den kritischen Zustand gerechtfertigt ist. Der Unterschied zwischen triaxialer und ebener Verformung kann mit dem Bruchkriterium von MATSUOKA (Gl. 4.7 bzw. Gl. 4.10) beschrieben werden.

4.3.2 Druck- und Dichteabhängigkeit

Der Reibungswinkel φ'_f nichtbindiger Böden wird ganz wesentlich von der Dichte (Pyknotropie) und dem Spannungsniveau (Barotropie) beeinflusst.

Es wird bei grobkörnigen Böden (Sand, Kies) i.d.R. vorausgesetzt, daß keine Verzahnung wirkt. Wenn ein Verzahnungswiderstand vorhanden ist, der bei der Versuchsauswertung

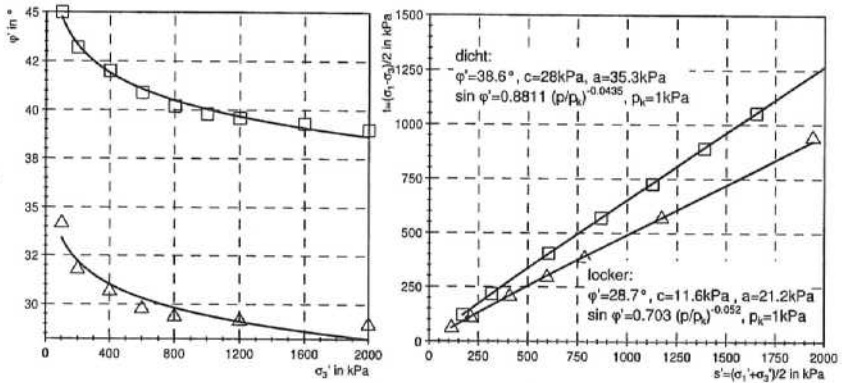


Abb. 4.18: Ergebnisse von triaxialen Kompressionsversuchen an Karlsruher Mittelsand

zu 0 angenommen wird, führt dies bei abnehmendem Spannungsniveau zu unendlich zunehmenden Reibungswinkeln (siehe Abb. 4.18). JANBU [60] geht davon aus, daß die Auswertung von Versuchen an nichtbindigen Böden unter der Annahme $c' = a = 0$ unpraktikabel ist. Für unterschiedliche Bodenarten gibt er mittlere Werte der Scherfestigkeit gemäß Tab. 4.5 an.

Eine Kohäsion im Sinne eines dauerhaft vorhandenen Festigkeitsanteils ist bei Sand und Kies kaum zu erwarten. Aus diesem Grund wird ein Verzahnungswiderstand nicht in Rechnung gestellt, obwohl dieser nicht auszuschließen ist. In Abb. 4.18 wurden die Ergebnisse von Triaxialversuchen an Karlsruher Sand mit spannungsabhängigen Reibungswinkeln und unter Annahme eines Verzahnungswiderstands ausgewertet. Beide Verfahren liefern

gleichermaßen gute Übereinstimmung zwischen Meßwert und berechneter Scherfestigkeit. Allerdings ist die Größenordnung der Parameter φ' und c physikalisch nicht plausibel.

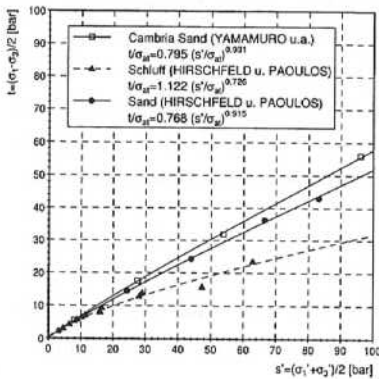


Abb. 4.19: Deviatorspannung t als Funktion der mittleren Spannung $s' = 0 - 100$ bar

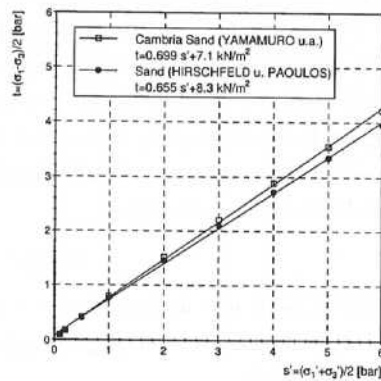


Abb. 4.20: Ergebnisse nach Abb. 4.19, mittlere Spannung s' zwischen 0 und 6 bar

Untersuchungen, bei denen der Boden sehr hohen mittleren Spannungen ausgesetzt wurde, zeigen, daß bei entsprechendem Spannungsniveau die Umhüllende der Mohrschen Spannungskreise im Bruchzustand keine Gerade ist. Mit erhöhtem Spannungsniveau wird die Dilatanz in zunehmendem Maße unterdrückt. Unter Annahme eines Zusammenhangs zwischen Dilatanz- und Reibungswinkel, z.B. gemäß Gl. 4.20, muß der Bruchreibungswinkel abnehmen, wenn $\varphi_{cs} = \text{konst.}$ vorausgesetzt wird. Damit wird ein spannungsabhängiger Reibungswinkel erhalten. In Abb. 4.19 sind Ergebnisse von Triaxialversuchen nach HIRSCHFELD u.a. [55] und YAMAMURO u. LADE [155] dargestellt. Der Zusammenhang zwischen Deviatorspannung t und mittlerer Spannung s' kann durch eine Potenzfunktion hergestellt werden. Die Untersuchungen von YAMAMURO und LADE belegen aber auch, daß diese Nichtlinearität nicht mit Kornbruch erklärbar ist.

In Abb. 4.20 sind die Ergebnisse der gleichen Versuche für mittlere Spannungen zwischen $s' = 0.25$ bar und $s' = 6$ bar dargestellt. Für diesen Spannungsbereich liefert das Mohr-Coulombsche Bruchkriterium eine brauchbare Näherung wenn ein Verzahnungswiderstand berücksichtigt wird.

Scherversuche mit konstantem Volumen können u.a. im Kreisringschergerät oder als undrainierte Versuche im Triaxial- oder Biaxialgerät durchgeführt werden. Es wird der wirksame Spannungszustand gemessen, der zur Verhinderung der Dilatanz erforderlich ist. Die Ergebnisse zeigen, daß trotz Verhinderung der Volumenänderung zunächst die Bruch-

scherfestigkeit des Bodens und nach weiterer Verformung die Scherfestigkeit im kritischen Zustand erreicht wird (siehe z.B. [97], [36]).

Von grundlegender Bedeutung für die Vorhersage der Scherfestigkeit nichtbindiger Böden ist der Zusammenhang zwischen Lagerungsdichte und Reibungswinkel. Es wurden eine Vielzahl von Näherungsbeziehungen entwickelt (siehe z.B. SCHULTZE [133], SCHANZ [127]), die meist einen Zusammenhang zwischen φ'_f und der Anfangsporenzahl vor Belastung des Bodens herstellen. Damit wird vorausgesetzt, daß die durch Konsolidation herbeigeführte Dichteänderung die Scherfestigkeit nur unwesentlich beeinflusst. Viele Gleichungen lassen sich auf die Form

$$\cot \varphi'_f = a + be_a$$

zurückführen. Setzt man in diese Beziehung die Porenzahlen $\max e$ und $\min e$ sowie die dazugehörigen Reibungswinkel $\varphi'_{\min}$ und $\varphi'_{\max}$ ein, ergibt sich Gl. 7.39 zur Berechnung des Reibungswinkels.

4.3.3 Zustandsgrößen

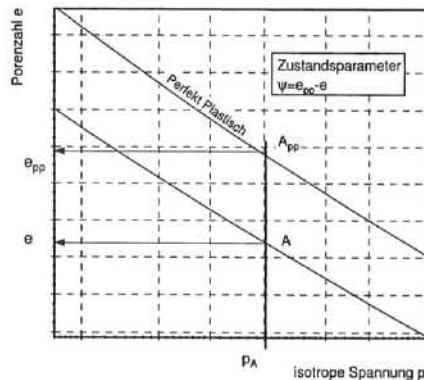


Abb. 4.21: Definition des Zustandsparameters nichtbindiger Böden nach BEEN und JEFFERIES

Ob sich ein nichtbindiger Boden bei Scherbeanspruchung dilatant oder volumenkonstant verformt, wird vom Ausgangsspannungszustand und der Lagerungsdichte bestimmt. Ein geeignetes Maß zur zahlenmäßigen Beschreibung läßt sich durch Vergleich der Porenzahl mit der Porenzahl im kritischen Zustand bei gleicher mittlerer Spannung p' finden. Von BEEN und JEFFERIES [7], [64] wurde dieser Parameter ψ genannt. Ursprünglich wurde als Bezugszustand der „steady state“ benutzt. Da aber bei nichtbindigen Böden kaum Unterschiede zwischen diesem und dem kritischen Zustand bestehen, wird hier der kritische Zustand verwendet.

Von GUDEHUS [45] wurde die relative Porenzahl r_e zur Erfassung der Pyknotropie und Barotropie innerhalb einer hypoplastischen Theorie genutzt (siehe z.B. HERLE [53]). Für die Definition von r_e werden die auf die aktuelle, mittlere Spannung bezogenen Grenzporozahlen im kritischen Zustand e_{cs} und bei dichtester Lagerung e_d verwendet.

$$r_e = \frac{e - e_d}{e_{cs} - e_d} \quad (4.21)$$

Unter der Annahme, daß sich der Boden bei der Bestimmung der Porenzahlen bei lockerster und dichtester Lagerung im kritischen Zustand befindet und bei Vernachlässigung des Spannungszustands, besteht zwischen bezogener Lagerungsdichte I_d und r_e der Zusammenhang $I_d = 1 - r_e$. Die Größe r_e kann deshalb auch als druckbereinigte Lagerungsdichte bezeichnet werden (HERLE [53]).

Zwischen den Parametern ψ und r_e gilt der Zusammenhang

$$\psi = (1 - r_e)(e_{cs} - e_d).$$

Von BEEN und JEFFERIES wurden die Reibungswinkel unterschiedlicher Sande als Funktion des Zustandsparameters ψ dargestellt. Die Auswertung der Grafik ergibt Gl. 4.22 als Näherung mit einer Toleranz von $\varphi'_f \pm 2^\circ$.

$$\sin \varphi'_f \approx 0.534 \exp \{-1.079\psi\} \quad (4.22)$$

BOLTON [16] entwickelte nach Auswertung von Triaxial- und Biaxialversuchen an unterschiedlichen Sanden eine empirische Beziehung zwischen Lagerungsdichte I_d , Bruchreibungswinkel φ'_f und dem Winkel φ_{cs} , wobei in triaxiale (tc) und ebene (ps) Verformung unterschieden wird. Der von BOLTON eingeführte „Dilatanzindex“ I_R ist entsprechend Gl. 4.23 definiert.

$$I_R = I_d \left(10 - \ln \frac{p'}{1 \text{ kPa}} \right) - 1 \quad (4.23)$$

Eine dimensionsrichtige Schreibweise dieser Beziehung ist in Gl. 8.21 angegeben.

Für den Bereich $0 < I_R < 4$ werden die Abhängigkeiten nach Gl. 4.24 und 4.25 zur Berechnung der Reibungswinkel angegeben. Gl. 4.26 ergibt sich mit den Angaben von BOLTON aus Gl. 4.19.

$$\varphi_{f,ps} \approx \varphi_{cs} + 5I_R [^\circ] \quad (4.24)$$

$$\varphi_{f,tc} \approx \varphi_{cs} + 3I_R [^\circ] \quad (4.25)$$

$$\sin \psi \approx \frac{0.3I_R}{2 + 0.3I_R} \quad (4.26)$$

4.4 Bodenart, Entstehung, Phasenzusammensetzung

4.4.1 Scherfestigkeit natürlich abgelagerter, wassergesättigter bindiger Böden

In den Abb. 4.22 und 4.23 sind die Ergebnisse von undrainierten Triaxialversuchen an ungestörten Proben nach SCHERZINGER [129] dargestellt. Diese Untersuchungen deuten darauf hin, daß isotrop konsolidierte, intakte, erstbelastete Proben, keinen ausgeprägten Grenzzustand aufweisen, während bei im Triaxialgerät eindimensional konsolidierten Proben bereits nach kleinen Verformungen der Grenzzustand A ($\max(\sigma_1 - \sigma_3)$) erreicht wird. Porenwasserdruckmessungen in-situ zeigen, daß der untersuchte Boden

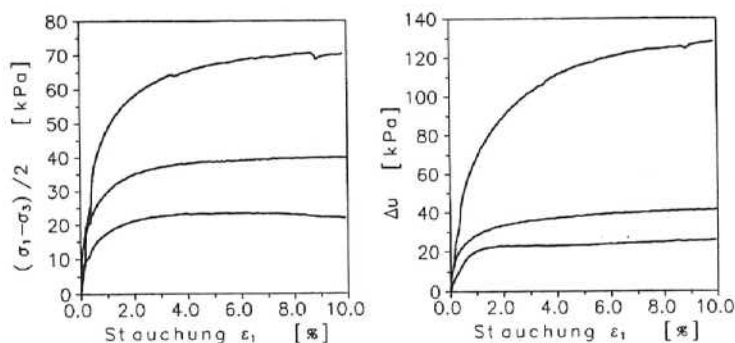


Abb. 4.22: Ergebnisse von undrainierten Triaxialversuchen (Kompression) an erstbelasteten, intakten, bindigen Böden nach isotroper Konsolidation

noch nicht vollständig auskonsolidiert war. Selbst erstbelastete Böden besitzen größere Materialwiderstände als das gleiche Material im aufbereiteten Zustand. Ob eine solche Verfestigung vorhanden ist, kann nur an intakten Proben unter Versuchsbedingungen, die keinen Strukturzusammenbruch hervorrufen, überprüft werden. Es ist aber zu beachten, daß dieser Festigkeitsanteil nach kleinen Verformungen verschwindet.

BURLAND [21] schlußfolgert nach Auswertung von Versuchen an intakten, erstbelasteten, bindigen Böden, daß die undrainierte Scherfestigkeit in erster Linie durch Bodenstruktur und Alterung und in geringerem Maße vom Überlagerungsdruck bestimmt wird. Ergebnisse von Scherversuchen an intakten und aufbereiteten Böden [2] zeigen, daß die wirksame Bruchbedingung nach OHDE die Eigenschaften des Bodens wesentlich zutreffender wiedergibt im Vergleich zum Ansatz nach HVORSLEV (ENGEL [32]). Durch die

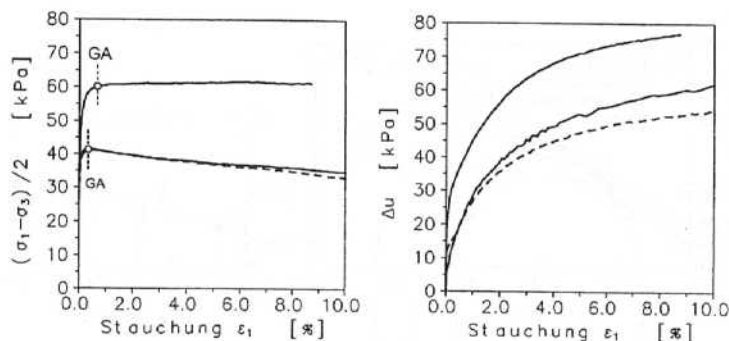


Abb. 4.23: Ergebnisse von undrainierten Triaxialversuchen (Kompression) an erstbelasteten, intakten, bindigen Böden nach eindimensionaler Konsolidation

Vorkonsolidierungsspannung werden Alterung, Struktur und andere Einflüsse erfaßt, die zu einer Erhöhung des Widerstandes des Bodens führen.

4.4.2 Scherfestigkeit teilgesättigter Böden

Die Scherfestigkeit teilgesättigter Böden wird in besonderem Maße durch die Kapillarspannung beeinflusst. Nach Abschnitt 2.2.3 ergibt sich diese aus der Differenz von Porenluft- und Porenwasserdruck $u_s = (u_a - u_w)$.

Unter der Annahme, daß die Scherfestigkeit allein durch die wirksame Spannung bestimmt wird, muß das Mohr-Coulombsche Bruchkriterium unter Berücksichtigung von Gl. 2.19 lauten:

$$\tau = \sigma' \tan \varphi' + c' = [\sigma - u_a + \chi(u_a - u_w)] \tan \varphi' + c' \quad (4.27)$$

Das Produkt $\chi \tan \varphi'$ wird häufig durch $\tan \varphi^b$ ersetzt. Der Winkel φ^b erfaßt den Einfluß der Saugspannung $u_a - u_w$ und muß entsprechend Abb. 4.24 ermittelt werden.

$$\tan \varphi^b = \chi \tan \varphi'$$

Gl. 4.27 geht aus den Überlegungen zur Ableitung der intergranularen Spannung (siehe Abschnitt 2.2.1, S. 7) hervor. Dabei wurden Annahmen eingeführt, die nicht als gesicherte Erkenntnisse gelten können. So wird z.B. vorausgesetzt, daß die Summe der Flächen der Kontaktpunkte vernachlässigbar ist und bestimmte chemische Einflüsse sich gegenseitig aufheben. χ und damit φ^b sind keine konstanten Größen sondern abhängig von Phasenzusammensetzung und Spannungszustand.

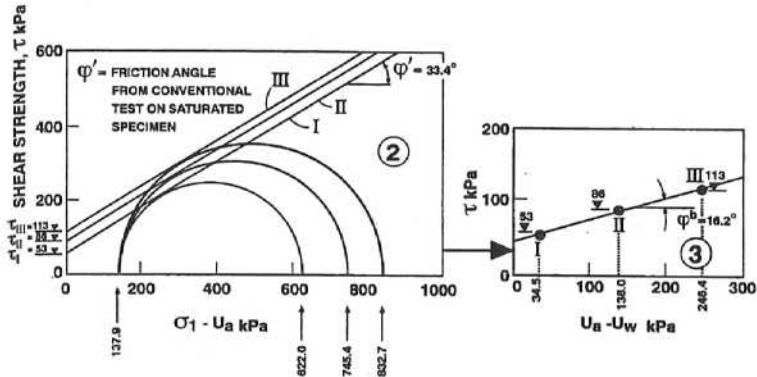


Abb. 4.24: Ergebnisse von Triaxialversuchen, Auswertung nach FREDLUND

Der Ansatz gemäß Gl. 2.19 geht davon aus, daß Saugspannungen nur bei teilgesättigten Böden von Bedeutung sind. Unterstellt man aber, daß bei Bruchvorgängen im Bereich der Scherzone negative Porenwasserüberdrücke auftreten können, läßt sich auch die wirksame Kohäsion auf Grundlage von Saugspannungen erklären.

Die Untersuchung der Scherfestigkeit unter Berücksichtigung von Saugspannungen ist auf einfache Weise möglich, wenn in Triaxialversuchen der Seitendruck σ_r gleichzeitig als Porenluftdruck in der Probe wirkt und der Porenwasserdruck gemessen wird (siehe z.B. SHIMIZU und TABUCHI [137]). Als Filtersteine kommen Materialien zum Einsatz, die einen hohen Luft Eintrittspunkt aufweisen. Für den Sonderfall $\sigma'_r = \sigma'_3 = u_a - u_w$ und $\sigma'_1 = q_u + u_a - u_w$ leiten SHIMIZU und TABUCHI folgende Gleichung zur Berücksichtigung der Saugspannung bei der Vorhersage der Scherfestigkeit ab:

$$q_u = \frac{2(u_a - u_w)}{1 + (2A - 1) \sin \varphi'} \quad (4.28)$$

A - Porenwasserdruckbeiwert nach Skempton

q_u - Spannungsdeviator $\sigma_1 - \sigma_3$

Versuchsergebnisse von CRONEY und COLEMAN [29] deuten ebenfalls auf einen linearen Zusammenhang zwischen einaxialer Druckfestigkeit und Saugspannung hin.

Zur Vorhersage der Scherfestigkeit künstlich aufbereiteter, teilgesättigter, feinkörnig-bindiger Böden wurde von PANDIAN u.a. [106] die folgende empirische Gleichung gefunden.

$$\left(\frac{e}{e_l}\right) \sqrt{S_r} = a' - b' \ln \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2b_{ar}} \right) \quad (4.29)$$

- e_l - Porenzahl an der Fließgrenze
 S_r - Sättigungsgrad
 a', b' - Materialparameter

Eine ähnliche Beziehung wird von den Autoren zur Erfassung der Zusammendrückbarkeit teilgesättigter Böden angegeben (Gl. 5.36, S. 86). Interessanterweise sind die Parameter a und a' bzw. b und b' für die untersuchten Böden nahezu identisch.

$$\left(\frac{e}{e_l}\right)\sqrt{S_r} = 0.57 - 0.0999 \ln \bar{q} \quad (4.30)$$

BOUTWELL und HEDGES [18] geben die undrainierte Kohäsion eines leicht-plastischen Tons in Abhängigkeit von Porenzahl und Sättigungsgrad an. Die Ergebnisse ergeben im $(n_w, 1 - n)$ -Koordinatensystem Linien gleicher c_u -Werte, die unter $k = \frac{\Delta(1-n)}{\Delta S_r} = 0.15$ geneigt sind.

4.4.3 Scherfestigkeit künstlich verdichteter, bindiger Böden

Die Untersuchung der Scherfestigkeit künstlich verdichteter, feinkörnig-bindiger Böden erfolgt oft an im Proctorversuch hergestellten Proben. Dabei ist zu beachten, daß die auf diese Weise hergestellten Proben zunächst nicht vollständig wassergesättigt sind und deshalb Kapillarkohäsion wirkt. Durch die stampfende Verdichtung wird die Probe vorbelastet und es werden Verspannungen zwischen den Körnern erzeugt. Die Scherfestigkeit künstlich verdichteter Böden wird daher im wesentlichen durch die drei folgenden Anteile bestimmt:

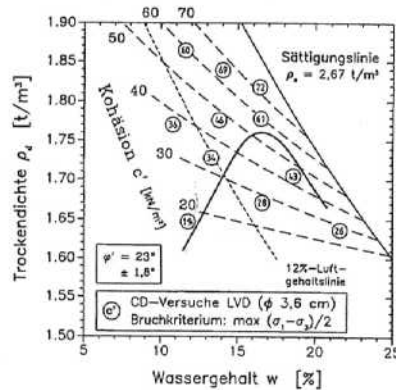
- die durch die Art der Verdichtung erzeugte Struktur,
- die von der Verdichtungsintensität abhängige Vorbelastung und
- die Kapillarspannungen bei unvollständiger Sättigung.

Die meisten veröffentlichten Ergebnisse basieren auf Versuchen, in denen die Proben unter Wasser abgesichert wurden um den Einfluß von Kapillarspannungen auszuschalten (siehe z.B. PLEHM [110], PLEHM und WOLF [111]). Da vor allem bei älteren Publikationen Direktschergeräte für die Versuche verwendet wurden, ist die Annahme völliger Wassersättigung nicht nachprüfbar.

RILLING [119] untersuchte die Festigkeitseigenschaften eines künstlich verdichteten Lößlehms in drainierten Triaxialversuchen. Dabei wurden Einbauwassergehalt und Verdichtungsenergie variiert und durch Gegendruck (back-pressure) die vollständige Sättigung

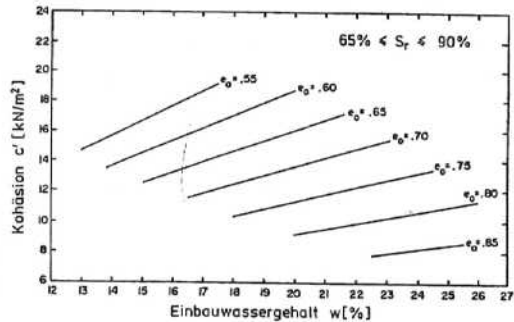
erreicht. Die Konsolidationsspannung betrug bei allen Proben $\sigma'_3 = 400 \text{ kPa}$, der wirksame Seitendruck beim Abscheren $\sigma'_3 = 100, 200$ und 400 kPa . In Abb. 4.25 ist die wirksame Kohäsion in Abhängigkeit von der Ausgangsphasenzusammensetzung dargestellt. Der Reibungswinkel ist nach den Untersuchungen von RILLING nahezu konstant und

Abb. 4.25: wirksame Kohäsion c' in Abhängigkeit von der Ausgangsphasenzusammensetzung künstlich verdichteter Proben nach RILLING



wird nicht von den Einbaubedingungen beeinflusst. Dies wird durch die Ergebnisse von JOHNSON/LOVELL [65] bestätigt (siehe Abb. 4.26). Die wirksame Kohäsion nach Abb.

Abb. 4.26: wirksame Kohäsion c' in Abhängigkeit von der Ausgangsphasenzusammensetzung nach JOHNSON/LOVELL



4.26 ist allerdings deutlich kleiner, als die von RILLING für einen leicht plastischen Ton angegebenen Werte. Ergebnisse von Triaxialversuchen an in-situ verdichteten Proben des gleichen Lößlehms nach RILLING weisen wirksame Kohäsionswerte aus, die etwa 55 % des Wertes von im Proctortopf bis zur gleichen Phasenzusammensetzung verdichteten Proben betragen. Durch die verhinderte Seitendehnung sind innere Verspannungen zwischen den Körnern möglich, die im Feld durch die nur teilweise behinderte Seitendehnung nicht in gleichem Maße zu erwarten sind. Die Festigkeit wird demzufolge u.a. von der Art des Verdichtungsgerätes beeinflusst.

Untersuchungsergebnisse an Proben aus bis zu 370 Jahre alten Dämmen (SMOLTCZYK/-SALDEN [141] zitiert in [119]) deuten darauf hin, daß die Festigkeit des Bodens wesentlich von den Ausgangsbedingungen bestimmt wird. Proben, die nach Wassersättigung geschwollen waren, hatten ihre günstigen Festigkeitseigenschaften behalten, ebenso wie locker eingebaute Proben die infolge Sättigung gesackt waren, geringere Festigkeiten aufwiesen, als nach ihrer Enddichte zu erwarten wäre.

Da die Phasenzusammensetzung nach Sättigung wesentlich von Ausgangsdichte, Ausgangswassergehalt und Spannungszustand abhängt (siehe Abschnitt 5.2.3, S. 86), erscheint für baupraktische Zwecke die Anknüpfung der Festigkeit an die Ausgangsphasenzusammensetzung eine brauchbare Näherung zu sein.

Sollen Festigkeiten im teilgesättigten Zustand berücksichtigt werden, sind die entsprechenden Verfahren nach Abschnitt 4.4.2 zu verwenden.

4.4.4 Scherfestigkeit gemischtkörniger Böden

Die Scherfestigkeit gemischtkörniger Böden wird von den Eigenschaften des Fein- und Grobkorns sowie deren Volumenverteilung im Boden bestimmt. Ergebnisse systematischer Untersuchungen sind u.a. von OSTERMEYER [105] und LEUSSINK u.a. [83] vorgelegt worden. In Abb. 4.27 sind die Ergebnisse von Scherversuchen an künstlich hergestell-

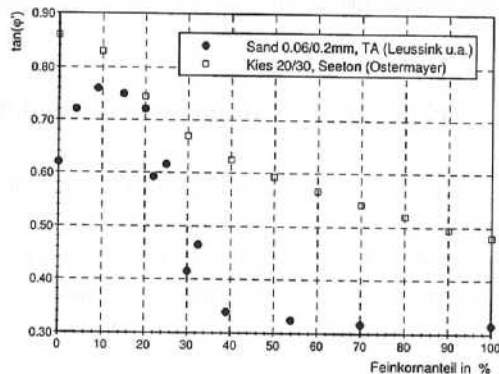


Abb. 4.27: Scherfestigkeit eines gemischtkörnigen Bodens in Abhängigkeit vom Feinkornanteil

ten Kornmischungen nach [83] und [105] dargestellt. Der Probeneinbau erfolgte durch vorgegebene Verdichtungsenergie oder aufbereitet, wobei der Boden bei einer bestimmten Spannung konsolidiert wurde. Die Trockendichte ist daher bei den verschiedenen Mischungsverhältnissen nicht konstant. Das Zusammenwirken von Feinkornmatrix und Grob-

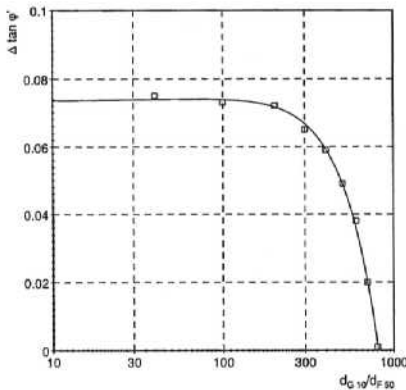


Abb. 4.28: Zunahme des Reibungswinkels gemischtkörniger Böden bei Zugabe von bis zu 30 % Trockenmasse Feinkorn und konstanter Porenzahl des Grobkorns

korngerüst wird u.a. von der Kornverteilung und der Porenzahl des Grobkorns bestimmt. OSTERMAYER [105] benutzt das Verhältnis der Durchmesser des Grobkorns bei 10 % Masseanteil d_{G10} zum Durchmesser des Feinkorns bei 50 % d_{F50} als Größe zur Erfassung der „Filterwirkung“. Mit abnehmendem Verhältnis wird die Bewegung des Grobkorns zunehmend vom Feinkornanteil behindert, was zu einer Erhöhung des Reibungswinkels bei Zugabe geringer Mengen Feinkorn beiträgt (siehe Abb. 4.28).

Bei weiterer Erhöhung des Feinkornanteils verringern sich Trockendichte und Reibungswinkel bis sich bei 100 % Feinkorn die Werte des bindigen Materials einstellen.

4.4.5 Scherfestigkeit organogener, feinkörniger Böden

Angaben zur Scherfestigkeit organischer Böden sind in der Literatur zum Teil sehr widersprüchlich. Mit steigendem Anteil organischer Beimengungen kann der Reibungswinkel zunehmen und Werte von $\varphi' > 30^\circ$ erreichen. Gleichzeitig nimmt die undrainierte Kohäsion ab. In den Abb. 4.29 und 4.30 sind die Ergebnisse von Scherversuchen an unterschiedlichen, organischen Böden dargestellt. Die Abb. 3.5 und 3.6 zeigen die Konsistenzgrenzen und Korndichten dieser Böden.

Die Ergebnisse von Untersuchungen zum Festigkeits- und Formänderungsverhalten eines norddeutschen Kleis wurden u.a. von BLÜMEL [15], QUAST [113] und RIECHWIEN [117], [118]) vorgestellt. Dabei wird deutlich, daß die Kriecheigenschaften organogener Böden und damit die Belastungszeit einen erheblichen Einfluß auf die Scherfestigkeit haben.

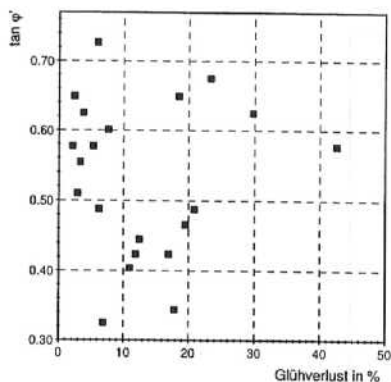
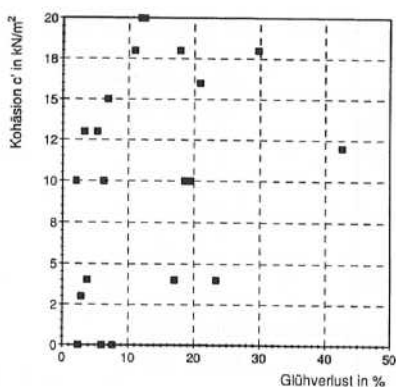
Abb. 4.29: Reibungsbeiwert $\tan \varphi'$ bindiger, organischer Böden

Abb. 4.30: wirksame Kohäsion organogener Böden

4.5 Korrelationen

Tabelle 4.5: mittlere Scherparameter für unterschiedliche Böden nach JANBU

Bodenart	Attraktion in kPa			Reibungswinkel φ' in $^\circ$		
	5–10	15–25	30–60	21.5	26.5	31
Ton	5–10	15–25	30–60	21.5	26.5	31
Schluff	0	0–10	10–20	26.5	31	35
Sand	0	0–15	15–40	31	35	38.5
Zustand	weich	steif	halbfest	weich	steif	halbfest
	locker	mitteldicht	dicht	locker	mitteldicht	dicht

4.5.1 Reibungswinkel bindiger, mineralischer Böden

OHDE gibt für die Reibungswinkel Korrelationen zu Brei- und Einheitswasserzahl bzw. zum Steifzahlbeiwert v an:

$$\tan \varphi'_{nc} \approx \frac{0.14 + \frac{w_l}{w_0}}{1 + 0.7 \frac{w_l}{w_0}} \quad (4.31)$$

$$\tan \varphi' \approx \tan \varphi'_{nc} \left(1 - 0.35 \sqrt{\frac{1}{v_{nc}} - 0.03} \right) \quad (4.32)$$

Der Beiwert der wirksamen Kohäsion κ'_c ergibt sich in ähnlicher Weise wie Gl. 4.13 zu:

$$\kappa'_c = \tan \varphi_{nc} - \tan \varphi' \quad (4.33)$$

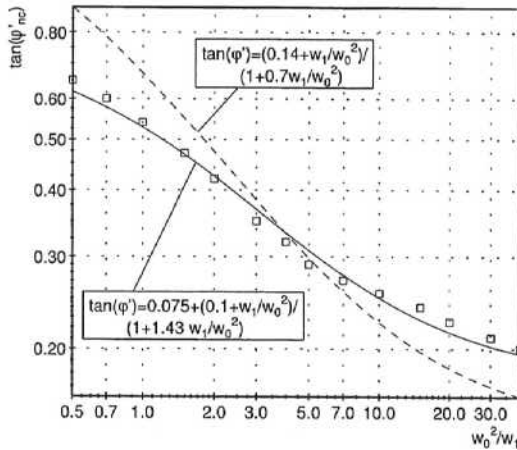


Abb. 4.31: Korrelation zur Bestimmung des Reibungsbeiwerts nach OHDE

In Abb. 4.31 sind die Ausgleichskurve nach Gl. 4.31 sowie Ergebnisse, die aus einer von OHDE [102] veröffentlichten Grafik abgelesen wurden, gegenübergestellt. Die Übereinstimmung zwischen den Meßwerten und der Ausgleichskurve ist unbefriedigend. Eine bessere Anpassung wird durch folgende Beziehung erzielt, die durch probieren gefunden wurde.

$$\tan \varphi'_{nc} \approx 0.075 + \frac{0.1 + \frac{w_1}{w_0^2}}{1 + 1.43 \frac{w_1}{w_0^2}} \quad (4.34)$$

4.5.2 Restscherfestigkeit

In den Abb. 4.32 und 4.33 sind Näherungsbeziehungen zur Bestimmung der Scherparameter der Restscherfestigkeit (Grenzzustand C) dargestellt (zitiert in [35]). Diese gelten für Tangentenwinkel. Die Scherfestigkeit wird durch einen Kohäsions- und einen Reibungsanteil beschrieben. Beide Größen sind abhängig vom Spannungszustand. Dies läßt sich näherungsweise durch die Konsistenz I_C berücksichtigen.

Von MESRI und CEPEDA-DIAZ [88] wurde als Näherung ein Zusammenhang zwischen Reibungswinkel im Bruchzustand φ' und Reibungswinkel bei Restscherfestigkeit φ_R gemäß Abb. 4.34 ermittelt.

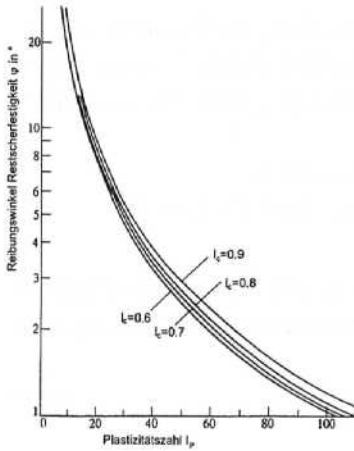
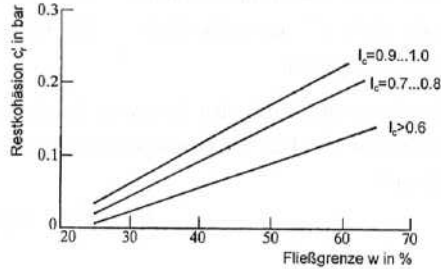
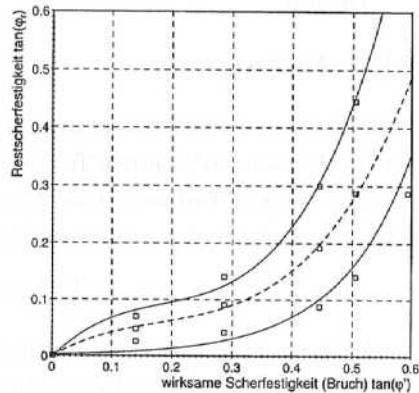
Abb. 4.32: Restscherfestigkeit, φ_R Abb. 4.33: Restscherfestigkeit, c_R

Abb. 4.34: Reibungswinkel der Restscherfestigkeit als Funktion des wirksamen Reibungswinkels



4.5.3 Reibungswinkel von Sand und Kies

Von TEFERRA [147] wurde Gl. 4.35 zur Berechnung des Reibungswinkels von Sand vorgeschlagen. Dieser Korrelation liegen die Ergebnisse von Triaxialversuchen zugrunde, bei denen der Seitendruck stufenweise verändert worden ist.

$$\frac{1}{\tan(\varphi'_f)} \approx \left(2.105 + 0.097 \frac{d_{85}}{d_{15}} \right) e_a + 0.00721 - 0.0386 \frac{d_{85}}{d_{15}} \quad (4.35)$$

MOGAMI und YOSHIKOSHI geben für Sand, Kies und gebrochenes Material die folgende Beziehung an:

$$\sin \varphi'_f \approx \frac{k}{1 + e} \quad (4.36)$$

Der Kennwert k ist eine Funktion von Korngrößenverteilung und Kornform. Zur Berechnung dieser Größe wurden von MOROTO u. SHIMOBÉ [93] die folgenden Zusammenhänge in Abhängigkeit von der Porenzahl bei dichtester Lagerung $\min e$ angegeben:

$$\begin{aligned} U \approx 2, \text{ unterschiedliche Kornform} & \quad k \approx 1.29 \min e + 0.314 \\ \text{runde Körner, unterschiedliche} & \quad k \approx 0.26 \min e - 0.544R + 1.114 \\ \text{Ungleichförmigkeit} & \end{aligned}$$

Die Kornform wird durch den Kennwert R erfaßt (siehe Abb. 3.10). Von BOURDEAU u.a. [17] wurde Gl. 4.37 auf Grundlage der Ergebnisse von Großbrahmenscherversuchen angegeben.

$$k \approx 1.4 - 0.4 \log U \quad (4.37)$$

4.5.4 Undrainierte Kohäsion bindiger, gesättigter mineralischer Böden

Empirische Ansätze

SKEMPTON (zitiert in [132]) leitete aus den Ergebnissen von einaxialen Druckversuchen, unkonsolidierten, undrainierten Triaxialversuchen und Feldflügelsondierungen eine Näherungsbeziehung zur Bestimmung des Beiwerts $\kappa_{cu,nc}$ für intakte, erstbelastete Böden gemäß Gl. 4.38 ab, wobei σ'_v den effektiven Überlagerungsdruck in-situ bezeichnet.

$$\kappa_{cu,nc} = \frac{c_u}{\sigma'_v} \approx 0.11 + 0.37 I_p \quad (4.38)$$

Insbesondere bei nicht auskonsolidierten Böden kann die Annahme $\sigma'_v = z\gamma'$ wegen bleibendem oder nicht vollständig abgebautem Porenwasserüberdrucks unzutreffend sein (siehe SCHERZINGER [129]). Eine genauere Beziehung zur Berechnung des Überlagerungsdrucks kann unter Berücksichtigung der Verformungseigenschaften weicher Böden abgeleitet werden (siehe Anhang A.1.1).

Gl. 4.39 wurde 1975 von SCHULTZE [134] veröffentlicht (Wassergehalt w als Dezimalbruch).

$$\ln \frac{c_u}{1 \text{ kPa}} = 7.44 - 7.92w \quad (4.39)$$

Näherungsansätze auf Grundlage der Cam-Clay/Critical-State-Theorie Unter der Voraussetzung, daß die Materialeigenschaften den Annahmen der Cam-Clay/Critical-State-Theorie entsprechen, lassen sich sehr anschaulich Näherungsbeziehungen zur Berechnung von Kennwerten ableiten. Für die Bestimmung des Kompressionsindex C_c sind

diese Zusammenhänge ausführlich in Abschnitt 5.3.1 dargestellt. SCHOFIELD und WROTH [132] gehen auf Grund von Versuchsergebnissen an unterschiedlichen bindigen Böden davon aus, daß der Ausrollgrenze w_p eine undrainierte Kohäsion von $c_u \approx 170$ kPa zugeordnet werden kann. Wird außerdem vorausgesetzt, daß das Verhältnis der Scherfestigkeit bei Ausroll- und Fließgrenze gleich 100 ist und der Boden sich bei der Bestimmung der Konsistenzgrenzen im kritischen Zustand befindet, ergibt sich als Näherungsbeziehung zur Berechnung der undrainierten Kohäsion:

$$\frac{c_u}{\sigma_{at}} \approx 1.7 \exp \{4.6(I_c - 1)\} \quad (4.40)$$

CARRIER und BECKMANN [26] geben Näherungsbeziehungen für die Berechnung der undrainierten Kohäsion aufbereiteter, bindiger Böden an. In Gl. 4.41 sind diese Parameter als Dezimalbruch einzusetzen.

$$c_u = \sigma_{at} \left[\frac{0.166}{0.163 + \frac{0.371e - w_p}{I_p(4.14 + 1/I_A)}} \right]^{6.33} \quad (4.41)$$

Für Böden mit $I_p < 0.6$ haben JAMIOLKOWSKI u.a. [59] eine Korrelation in Abhängigkeit vom Vorbelastungsverhältnis OCR ermittelt (Gl. 4.42).

$$c_u = (0.23 \pm 0.04) \text{OCR}^{0.8} \sigma'_v \quad (4.42)$$

5. Zusammendrückbarkeit

5.1 Einflußgrößen, experimentelle Ergebnisse

5.1.1 Grundlagen

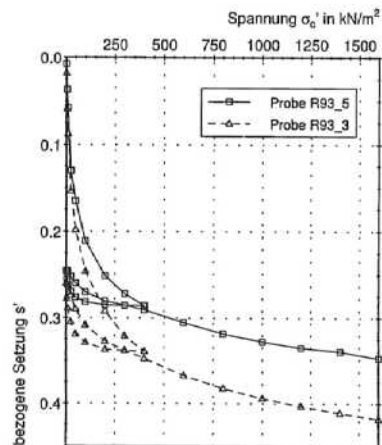


Abb. 5.1: Druck–Setzungs–Kurve, lineare Auftragung

Das Verhalten der Böden wird wesentlich von den bis zum aktuellen Zustand eingetretenen Verformungs- und Spannungspfaden beeinflusst. Experimentell können besonders einfach eindimensionale Pfade realisiert werden. Diese Pfade werden durch definierte Beanspruchungen in einer Richtung und Verhinderung einer Verformung bzw. Spannung senkrecht dazu erzeugt.

Zur Erlangung von Kenntnissen über die vertikale Zusammendrückbarkeit eines Bodens wird i.d.R. der Ödometerversuch verwendet. Bei diesem Versuch wird die last- und zeitabhängige Zusammendrückung einer zylindrischen Probe bei gleichzeitiger Verhinderung radialer Dehnungen beobachtet. Dieser Verformungszustand wird als charakteristisch für das Setzungsverhalten von Böden unter Halbraumbedingungen angesehen. Eine

Gegenüberstellung der unterschiedlichen Versuchstechnologien findet sich z.B. bei LEHMANN [79] oder STEINMANN [144].

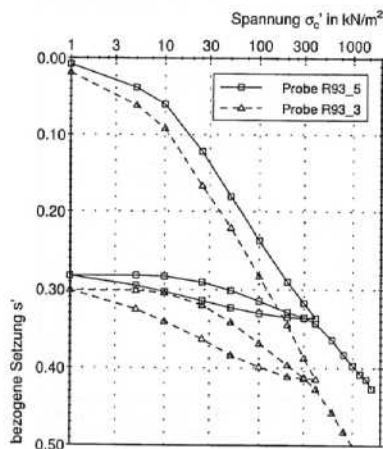


Abb. 5.2: Druck-Setzungs-Kurve bindiger, wasergesättigter Böden, halblogarithmische Auftragung

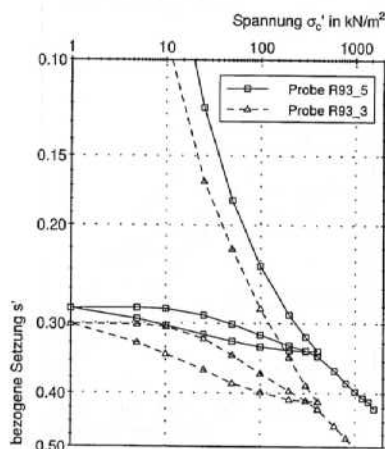


Abb. 5.3: Druck-Setzungs-Kurve bindiger, wasergesättigter Böden, doppellogarithmische Auftragung

Für die Untersuchung der Volumenverformung kann die isotrope Kompression im Triaxialversuch eingesetzt werden. Bei diesem Versuch wird die Probe einem hydrostatischen Spannungszustand ausgesetzt. Die Verformung der Probe wird nicht behindert.

Nach dem Prinzip der wirksamen Spannungen sind die Druck-Porenzahl-Kurven bei proportionalen Spannungspfaden parallel. Im Cam-Clay-Modell wird vorausgesetzt, daß diese Kurven in halblogarithmischer Darstellung ($\ln p'$, e) durch Geraden beschrieben werden können.

5.1.2 Zusammenhang Spannungszustand und Dichte

Die Ergebnisse von Kompressionsversuchen werden als Druck-Verformungs-Kurven dargestellt. Zur zahlenmäßigen Erfassung der Zusammendrückbarkeit können z.B. Steifemodul E_s oder Kompressionsindex C_c verwendet werden [32]. Der Verformungsmodul bei Behinderung der Seitendehnung wird im weiteren nach OHDE als „Steifezahl“ bezeichnet.

$$E_s = \frac{d\sigma'_c}{d\epsilon} = -\frac{d\sigma'_c(1+e)}{de} = -\frac{d\sigma'_c(1+w)}{dw} = -\frac{d\sigma'_c(1-s')}{ds'} \approx \frac{\Delta\sigma'_c}{\Delta\epsilon} \quad (5.1)$$

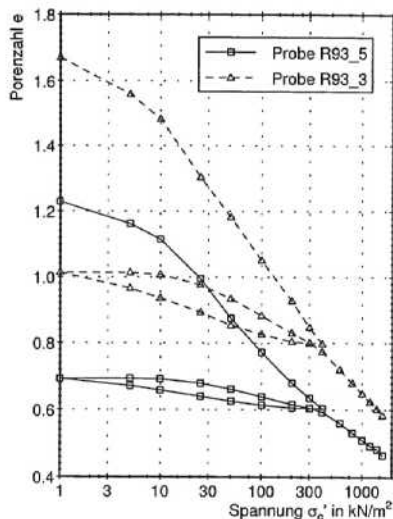


Abb. 5.4: Druck-Porenzahl-Kurve bindiger, was-sergesättigter Böden, halblogarithmische Auftragung

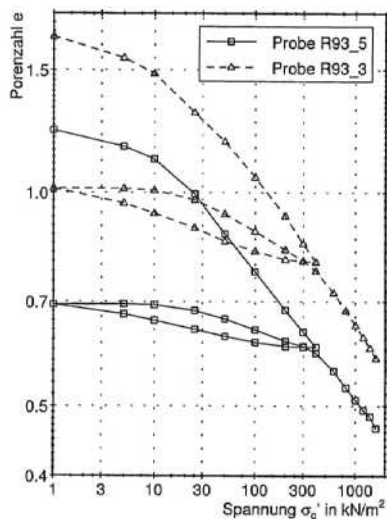


Abb. 5.5: Druck-Porenzahl-Kurve bindiger, was-sergesättigter Böden, doppellogarithmische Auftragung

Der Verlauf der Druck-Setzungs-Kurve von Böden ist von Anfang an gekrümmt und u.a. abhängig von der Belastungsgeschichte. Von OHDE wurde als empirisches Stoffgesetz zur Erfassung der Spannungsabhängigkeit der Steifezahl Gl. 5.2 vorgeschlagen,

$$\bar{E}_s = v \sigma_c'^w \quad (5.2)$$

wobei die überstrichenen Größen mit $\sigma = 1\text{bar}$ normierte Moduln bzw. Spannungen darstellen.

Die Berücksichtigung der Belastungsgeschichte kann durch Unterscheidung der Steifezahlparameter v, w entsprechend Abb. 5.6 erfolgen [124], [32]. Dieses Modell wird auch durch Ergebnisse umfangreicher Kompressionsversuche mit kontinuierlicher Lasteintragung (siehe Abb. 5.22) nach JANBU u.a. [61] gestützt.

In den Gl. 5.3 bis 5.5 sind die Größen v_{nc} bis v_{oc} die mit σ_k normierten Steifezahlen bei $\sigma'_c = \sigma_k$, also von der Wahl der Bezugsspannung σ_k abhängig.

$$\frac{E_{s,nc}}{\sigma_k} = v_{nc} \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma_k} \right)^{w_{nc}} \quad (5.3)$$

$$\frac{E_{s,tc}}{\sigma_k} = E_{s,nce} + v_{tc} \left(\frac{[\sigma'_{t,e} - \sigma'_c]}{\sigma_k} \right)^{w_{tc}} \quad (5.4)$$

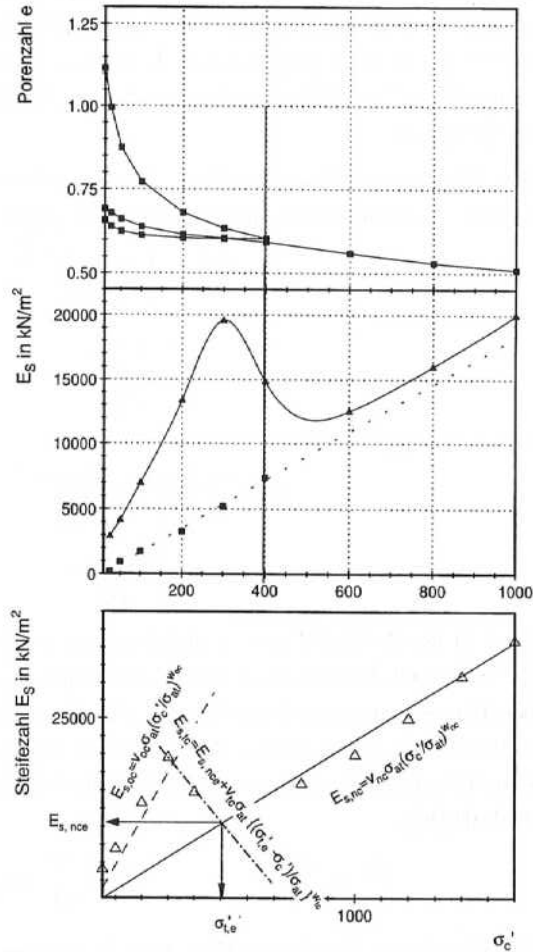


Abb. 5.6: Steifzahl in Abhängigkeit von der Vorbelastung, Probe R93.5

$$\frac{E_{s,oc}}{\sigma_k} = v_{oc} \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma_k} \right)^{w_{oc}} \quad (5.5)$$

$E_{s,nc}$ – Steifzahl, erstbelastete Böden

w_{nc} – Verdichtungsexponent, Erstbelastung

v_{tc} – Verdichtungsbeiwert

$E_{s,oc}$ – Steifzahl, vorbelastete Böden

w_{oc} – Verdichtungsexponent, Wiederbelastung

v_{nc} – Verdichtungsbeiwert, Erstbel.

$E_{s,tc}$ – Steifzahl, Übergangsbereich

w_{tc} – Verdichtungsexponent

v_{oc} – Verdichtungsbeiwert, Wiederb.

σ_k – eine Bezugsspannung

Für die Unterscheidung der einzelnen Bereiche ist die Vorbelastung $\sigma'_{c,v}$ von besonderer Bedeutung. Die Bestimmung von $\sigma'_{c,v}$ ist nach unterschiedlichen Verfahren möglich (siehe LEHMANN [79], ENGEL [34]), wobei die Ergebnisse erheblich variieren können. Häufig wird zur zahlenmäßigen Erfassung der Vorbelastung das Überkonsolidierungsverhältnis $OCR = \frac{\sigma'_{c,v}}{\sigma'_c}$ benutzt.

Mit einer Schreibweise, die unabhängig von den Maßeinheiten ist, ergeben sich die Steifezahlbeiwerte aus einem Bodenkennwert und einem Lageparameter (siehe [32]).

$$E_s = \frac{d\sigma'_c}{d\epsilon} = \frac{1}{I_\sigma^e} \frac{\sigma_k}{\epsilon_k} \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma_k} \right)^{1-I_\sigma^e} \quad (5.6)$$

$$w = 1 - I_\sigma^e \quad (5.7)$$

$$v = \frac{1}{\epsilon_k I_\sigma^e} \quad (5.8)$$

oder mit $d\epsilon = -\frac{de}{1+e}$:

$$E_s = \frac{-1}{I_\sigma^e} \frac{(1+e)}{e_k} \sigma_k \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma_k} \right)^{1-I_\sigma^e} \quad (5.9)$$

$$v = \frac{-(1+e_k)}{e_k I_\sigma^e} \quad (5.10)$$

In Gl. 5.9 ist der Steifezahlbeiwert v nicht konstant sondern kann nur für den Sonderfall $\sigma'_c = \sigma_k$ mit Gl. 5.10 berechnet werden. Der Exponent w läßt sich mit Gl. 5.9 nicht angeben. Hervorgegangen ist dieser Ansatz aus der Tatsache, daß sich für einige Bodenarten die Druck-Porenzahl-Kurve bei Erstbelastung in doppelt logarithmischer Auftragung durch eine Geradengleichung beschreiben läßt (siehe Abb. 5.5, HARDIN [47], CARRIER [25], HAMID [46]).

$$\frac{de}{e} = \kappa \frac{d\sigma'_c}{\sigma'_c} \quad e = e_k \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma_k} \right)^\kappa = e_k \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma_k} \right)^{I_\sigma^e} \quad (5.11)$$

Die hier angegebenen Gleichungen können zur Auswertung von Kompressionsversuchen genutzt werden. Vor allem mit Gl. 5.6 ist die Erfassung der Zusammendrückbarkeit nichtbindiger Böden auf sehr einfache Weise möglich. Zwischen Dehnung ϵ und Spannung σ'_c besteht der Zusammenhang:

$$\epsilon = \epsilon_k \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma_k} \right)^{I_\sigma^e}.$$

Damit ist die Auswertung von Kompressionsversuchen mit einem Regressionsansatz möglich.

Zur Berechnung der Porenzahl erhält man:

$$e = (1 + e_k) \exp \left\{ \left[1 - \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma_k} \right)^{I_\sigma^e} \right] \ln \left(\frac{1 + e_0}{1 + e_k} \right) \right\} - 1. \quad (5.12)$$

Für die meisten bindigen Böden gilt $w_{nc} = 1$.

$$E_s = \frac{d\sigma}{d\epsilon} = \frac{1}{C_\sigma^\epsilon} \sigma' \quad (5.13)$$

$$v_{nc} = \frac{1}{C_\sigma^\epsilon} \quad (5.14)$$

$$1 + e = (1 + e_k) \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma_k} \right)^{-C_\sigma^\epsilon} \quad (5.15)$$

Umstellung von Gl. 5.15 liefert die Beziehung zur Berechnung der vertikalen Konsolidationsspannung, die erforderlich ist, um eine aufbereitete Probe bis zur vorgegebenen Porenzahl e bei Erstbelastung zu verdichten. Diese Spannung wird „äquivalente Spannung“ $\sigma_{c,e}$ genannt (siehe Abschnitt 4.2.1).

$$\sigma'_{c,e} = \sigma_k \left(\frac{1 + e_k}{1 + e} \right)^{v_{nc}} = \sigma_k \left(\frac{1 + e_k}{1 + e} \right)^{\frac{1}{C_\sigma^\epsilon}} \quad (5.16)$$

Die Definitionen für Kompressions- und Schwellbeiwert gehen auf TERZAGHI [148] zurück [32].

$$C_c = -\ln(10) \sigma'_c \frac{de}{d\sigma'_c} = \ln(10) \sigma'_c (1 + e) \frac{d\epsilon}{d\sigma'_c} \quad (5.17)$$

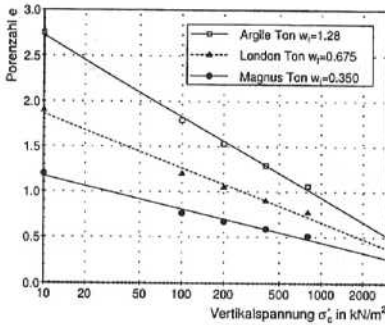


Abb. 5.7: Druck-Porenzahl-Kurve für 3 Böden nach BURLAND

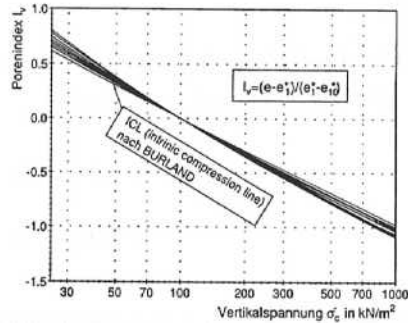


Abb. 5.8: Druck-Porenindex-Kurve (ICL) nach BURLAND

Durch Einsetzen von zwei Punkten der Druck-Porenzahl-Kurve erhält man:

$$C_c = -C_{\sigma,nc}^\epsilon \ln(10) = \frac{e_a - e_b}{\ln(\frac{\sigma'_a}{\sigma'_b})} \ln(10) \quad (5.18)$$

woraus mit $\sigma'_a = 100 \text{ kPa} = 1 \text{ bar}$ und $\sigma'_b = 1000 \text{ kPa} = 10 \text{ bar}$ Gl. 5.19 zur Berechnung des Kompressionsbeiwerts folgt.

$$C_c = \frac{e_1^* - e_{10}^*}{\ln(10)} \ln(10) = e_1^* - e_{10}^* = e_{1,c}^* - e_{10,c}^* = C^* \quad (5.19)$$

BURLAND [21] benutzt den Parameter C^* zur Beschreibung der Druck-Porenzahlkurve aufbereiteter, erstbelasteter Böden in Verbindung mit dem Porenindex I_v gemäß Gl. 5.20. Bodenmechanische Eigenschaften, die an aufbereiteten (reconstituted) Proben ermittelt wurden, bezeichnet BURLAND als innere oder wahre (intrinsic) Eigenschaften. Zur Unterscheidung wird ein hochgestelltes Sternchen benutzt.

$$I_v = \frac{e - e_{1,c}^*}{e_{1,c}^* - e_{10,c}^*} = \frac{e - e_{1,c}^*}{C^*} \quad (5.20)$$

I_v - Porenindex (void index)

e - Porenzahl

$e_{1,c}^*$ - Porenzahl der aufbereiteten Probe bei $\sigma'_c = 100 \text{ kPa} = 1 \text{ bar}$

$e_{10,c}^*$ - Porenzahl der aufbereiteten Probe bei $\sigma'_c = 1000 \text{ kPa} = 10 \text{ bar}$

Aus den Abb. 5.4 und 5.5 wird deutlich, daß die Druck-Porenzahl-Funktion erstbelasteter, bindiger Böden besser in doppeltlogarithmischer Darstellung durch eine Geradengleichung erfaßt wird. Mit dem empirischen Stoffgesetz von OHDE für den Fall $w_{nc} = 1$ kann dieses Verhalten zutreffend beschrieben werden (siehe BUTTERFIELD [23], TOPOLNICKI [152]).

Die Cam-Clay-Theorie benutzt für die Beschreibung der Volumenänderung bindiger Böden das „spezifische Volumen“ $v = 1 + e$.

$$v = 1 + e = N - \lambda \ln \frac{p'}{p_k} \quad (5.21)$$

$$v = 1 + e = v_v - \kappa \ln \frac{p'}{p_v} \quad (5.22)$$

$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3}$ - mittlere wirksame Spannung

$N = (1 + e_k)$ - spezifisches Volumen bei Bezugsspannung, Erstbelastung

p_k - Bezugsspannung

v_v - spezifisches Volumen bei $p' = p'_v$

p'_v - mittlere Vorbelastungsspannung

Unter der Voraussetzung, daß die Neigung der Druck-Porenzahl-Kurve bei monotoner Belastung unabhängig vom Verhältnis der Hauptspannungen ist, können die Kennwerte des Cam-Clay Modells aus Kompressions- und Schwellbeiwert berechnet werden ($C_c = \ln(10)C_{\sigma,nc}^e = \ln(10)\lambda$ und $C_s = \ln(10)\kappa = \ln(10)C_{\sigma,s}^e$). In Anlehnung an das Vorkonsolidierungsverhältnis bei einaxialer Kompression OCR wird der Verhältniswert $R = \frac{p'_v}{p'}$ eingeführt.

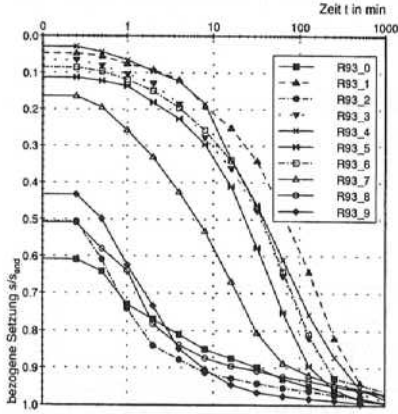


Abb. 5.9: Halblogarithmische Zeit-Setzungs-Kurven, Laststufe 100-200 kPa, Referenzproben

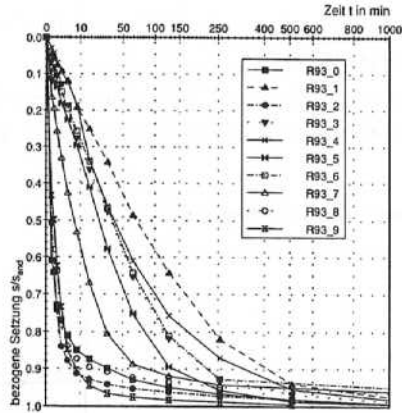


Abb. 5.10: Quadratwurzelmaßstab, Zeit-Setzung, Laststufe 100-200 kPa, Referenzproben

5.1.3 Belastungsgeschwindigkeit – verzögerte Zusammendrückung

Konsolidationssetzung

Der zeitliche Verlauf der vertikalen Zusammendrückung wird durch die Entwässerung (Konsolidierung) und das Kriechen des Bodens bestimmt. Es wird auf Grundlage der eindimensionalen Konsolidationstheorie (TERZAGHI und FRÖHLICH [150]) unterschieden in Sofort- (Initialsetzung), Primär- und Sekundärsetzung (Kriechen). Die Trennung in Primär- und Sekundärsetzung ist willkürlich, da der Kriechvorgang während der gesamten Setzung stattfindet.

$$\frac{\partial(\Delta u)}{\partial t} = \frac{k E_s}{\gamma_w} \frac{\partial^2(\Delta u)}{\partial z^2} = c_v \frac{\partial^2(\Delta u)}{\partial z^2} \quad (5.23)$$

Zur Lösung der Differentialgleichung 5.23 wird der Konsolidationsbeiwert c_v als konstant vorausgesetzt.

$$c_v = \frac{k_f E_s}{\gamma_w} = \frac{t_v h^2}{t} \quad (5.24)$$

c_v – Konsolidationsbeiwert	t_v – Zeitfaktor
k_f – Durchlässigkeitsbeiwert	h – Dicke der entwässernden Schicht
E_s – Steifezahl	t – Zeit

TERZAGHI/FRÖHLICH benutzen als Steifezahl den Ausdruck $E_s = \frac{d\sigma'_c(1+e_a)}{de}$, wobei e_a die Porenzahl vor Lasterhöhung bezeichnet. Damit wird als Verformungsmaß eine Größe

verwendet, die der Definition der Steifezahl nach OHDE weitestgehend entspricht. Mit abnehmender Porenzahl erhöht sich die Steifezahl und verringert sich der Durchlässigkeitsbeiwert.

Für einfache Anfangsbedingungen existieren Näherungslösungen zur Vorhersage der Konsolidationssetzung (siehe z.B. KEZDI [67], ATKINSON [3]).

Alterung, Kriechsetzung

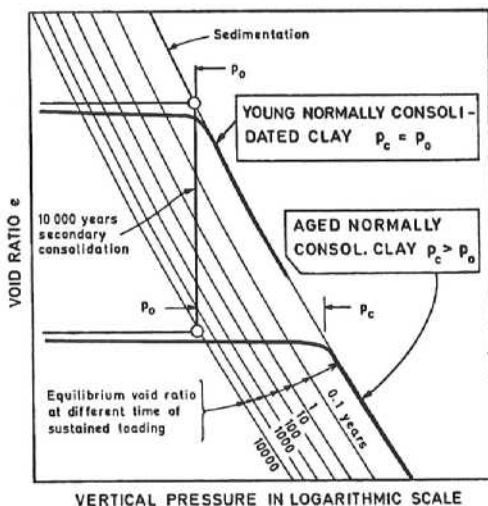


Abb. 5.11: Konzept der verzögerten Zusammendröckung nach BJERRUM

Wie in Abschnitt 4.2.3 gezeigt wurde, ist die Größe der mobilisierten Schubspannung abhängig von der Schergeschwindigkeit. Bei vertikaler Zusammendröckung herrscht im Boden der Ruhedruckzustand, d.h. es wirken auch Schubspannungen. Es ist daher naheliegend, daß der Widerstand gegen Zusammendröckung auch von der Belastungsgeschwindigkeit abhängt. Wenn angenommen werden kann, daß der Ruhedruckbeiwert unabhängig von Geschwindigkeitsänderungen ist (siehe SCHERZINGER [129], Abschnitt 5.1.4), muß die Erhöhung der Verformungsgeschwindigkeit einen erhöhten Widerstand gegen Zusammendröckung zur Folge haben.

BJERRUM [14] entwickelte das Konzept der verzögerten Zusammendröckung (delayed compression) gemäß Abb. 5.11. Demzufolge sind die Last-Setzungskurven bei verschiedenen, aber jeweils konstanten Belastungsgeschwindigkeiten, parallel zueinander. Wird nach einer längeren Kriechphase die Last gesteigert, bedeutet dies eine Erhöhung der Belastungsgeschwindigkeit. Entsprechend Abb. 5.11 verhält sich der Boden dann steifer als bei konstanter Geschwindigkeit.

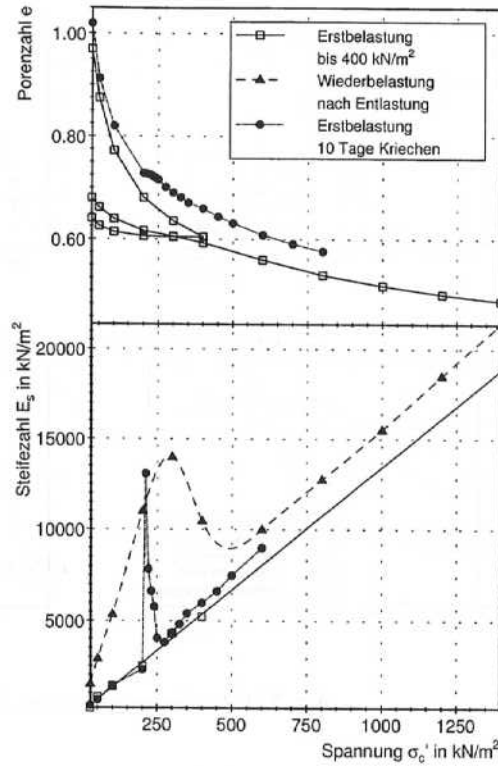


Abb. 5.12: Steifzahl und Porenzahl als Funktion der Vertikalspannung für Probe R93.5

Neben Versuchen, bei denen jede Laststufe nach 24 h erhöht wurde, ist in Abb. 5.12 das Ergebnis eines Versuches dargestellt, bei dem die Konsolidationsspannung $\sigma'_c = 200 \text{ kPa}$ zehn Tage konstant gehalten wurde. Die Weiterbelastung erfolgte in kleinen Lastschritten, um die Steifigkeitserhöhung durch Alterung zu erfassen. Das die deutlich erhöhte Steifzahl nicht mit einer Erhöhung der Dichte der Probe durch Kriechen erklärt werden kann, ist aus der Druck-Porenzahl-Kurve zu erkennen.

Definitionen für Kriechbeiwerte wurden von BUISMANN [20] (Gl. 5.26) und MESRI [87] (Gl. 5.27) vorgeschlagen.

$$\epsilon = \epsilon_{100\%} + B \ln\left(\frac{c_v t}{d^2}\right) = \epsilon_{100\%} + B \ln\left(\frac{t}{t_{100\%}}\right) \quad \left(t \geq \frac{d^2}{c_v}\right) \quad (5.25)$$

$$d\epsilon = C_t^e \frac{dt}{t} \quad \epsilon = \epsilon_{100\%} + C_t^e \ln\left(\frac{t}{t_{100\%}}\right) \quad (5.26)$$

$$C_\alpha = C_t^e = \frac{\Delta e}{\Delta \lg t} = \ln 10 t \frac{de}{dt} \quad (5.27)$$

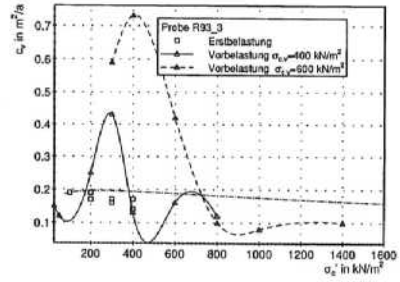
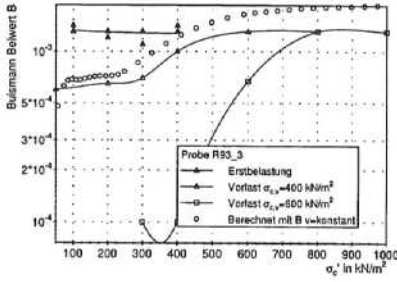


Abb. 5.13: Zeit-Setzungs-Verhalten, Probe R93.3

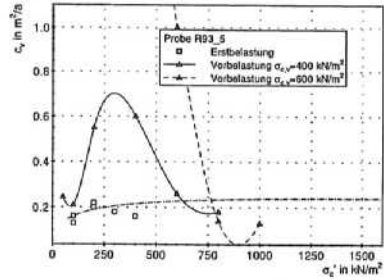
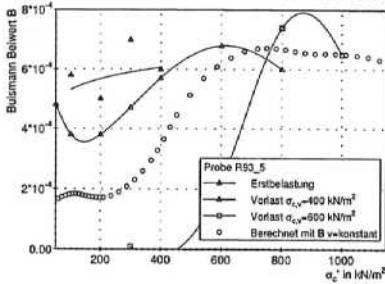


Abb. 5.14: Zeit-Setzungs-Verhalten, Probe R93.5

Die Beiwerte $B = C_t^e$ bzw. $C_\alpha = C_t^e$ sind abhängig von der Belastungsgeschichte. Eine wichtige Erkenntnis für die Vorhersage der Verformungseigenschaften bindiger Böden ist die Annahme eines konstanten Verhältnisswertes $\frac{C_\alpha}{C_c}$. Dieser von MESRI und GODLEWSKI [89] gefundene Ansatz ist unabhängig von der Entstehung (Zustand, Struktur) und Belastungsgeschichte des Bodens und läßt sich auf Steifenzahl und BUISMANN-Beiwert übertragen (ENGEL [32]).

$$Bv = B \frac{E_s}{\sigma'_c} = \text{konstant} \quad (5.28)$$

In den Abb. 5.13 und 5.14 sind die mit Gl. 5.28 berechneten Werte den Meßergebnissen gegenübergestellt.

Entgegen der Annahme, daß die Vorbelastungsspannung durch den Schnittpunkt der Tangenten an die Kurve ermittelt werden kann, ergibt sich für die dargestellten Ergebnisse die Vorbelastung am Wendepunkt der Kurve. Für erstbelastete Böden ist der Buismann-beiwert konstant.

5.1.4 Verformung bei konstantem Hauptspannungsverhältnis

Bei monotoner Verformung streben die Spannungen einem festen Verhältniswert zu (siehe z.B. GUDEHUS [43]). Derartige Verformungspfade werden besonders einfach erreicht durch:

1. Verhinderung von Verformungen in einer Richtung, z.B. bei Ödometerversuchen,
2. Isotrope Spannungszustände in Triaxialversuchen oder
3. Volumenkonstante Gestaltänderung, z.B. im kritischen Zustand.

Ruhedruck

Im Ödometerversuch wird die horizontale Verformung der Probe verhindert. Das Verhältnis von horizontaler und vertikaler Spannung bei behinderter Seitendehnung wird Ruhedruckbeiwert K_0 genannt. Wird der Ruhedruck nicht gemessen, ist man für die Vorhersage auf Stoffgesetze oder empirische Näherungen angewiesen. Die am weitesten verbreitete Beziehung zur Berechnung des Ruhedruckbeiwerts stammt von JAKY und gilt für erstbelastete Böden:

$$K_{0,nc} \approx 1 - \sin \varphi' \quad (5.29)$$

Die Abhängigkeit des Ruhedruckbeiwerts von der Belastungsgeschichte kann nach SCHMIDT [130] mit folgender Gleichung erfasst werden:

$$K_0 = K_{0,nc} OCR^\alpha \quad (5.30)$$

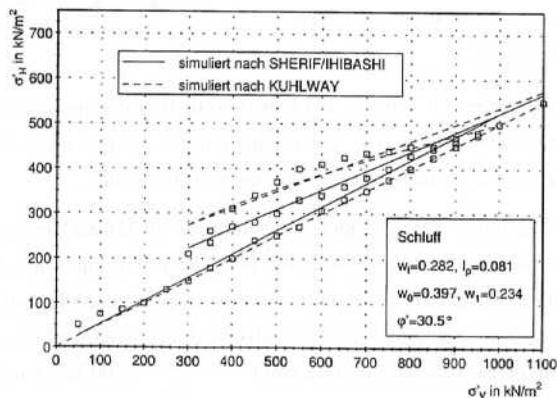


Abb. 5.15: Entwicklung der Horizontalspannungen bei Ruhedruckverhältnissen, Ergebnisse eines Triaxialversuchs

Versuche an erst- und wiederbelasteten Böden wurden von MAYNE und KUHLOWAY [86] ausgewertet. Auf Grundlage dieser Prüfergebnisse kann die Bestimmung des Ruhedruckbeiwertes vorbelasteter Böden gemäß Gl. 5.31 erfolgen:

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') \left[\left(\frac{\text{OCR}}{\text{OCR}_{\max}^{(1-\sin \varphi')}} \right) + \frac{3}{4} \left(1 - \frac{\text{OCR}}{\text{OCR}_{\max}} \right) \right] \quad (5.31)$$

Im Rahmen von Kriechversuchen an bindigen Böden konnte SCHERZINGER [129] die Annahme stützen, daß der Ruhedruckbeiwert durch die Sekundärsetzungen nicht beeinflußt wird.

Isotroper Spannungszustand

Experimentelle Untersuchungen zum Verhalten aufbereiteter Böden bei konstantem Hauptspannungsverhältnis wurden vor allem im Zusammenhang mit der Entwicklung von Stoffgesetzen vorgenommen. Grundlegende Erkenntnisse für bindige Böden gehen u.a. auf RENDULIC [116] zurück.

Im Ergebnis dieser Untersuchungen wird für erstbelastete Böden vorausgesetzt, daß die

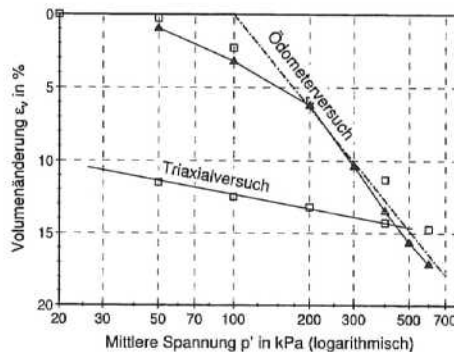


Abb. 5.16: Konsolidation unter isotropen Druck im Triaxialgerät, Probe R93.3

Druck-Porenzahl-Kurven bei konstantem Hauptspannungsverhältnis, in logarithmischer oder halblogarithmischer Auftragung parallele Geraden ergeben. Der Abstand der Kurven wird vom Verhältniswert der Spannungen bestimmt.

Die Ergebnisse der isotropen Konsolidation im Triaxialgerät an Probe R93.3 sind in Abb. 5.16 dargestellt, wobei die Probe vor Einbau eindimensional bis ca. $\sigma'_c = 100$ kPa konsolidiert wurde. Der Parameter $C_{\sigma'_c}^e$ (isotrope Konsolidation) ergibt sich zu $C_{\sigma'_c}^e = 0.091$. Die in Ödometer- und im Triaxialversuch ermittelten Werte stimmen überein. Bei einer mittleren isotropen Spannung von $p' = \frac{\sigma'_a + 2\sigma'_c}{3} = 100$ kPa wurde die Porenzahl $e_{1,i}^* = 1.055$ bestimmt.

Kritischer Zustand (perfekt plastisch)

Der kritische Zustand ist gekennzeichnet durch volumenkonstante Gestaltänderung und konstantes Verhältnis der Hauptspannungen. Er wird nach monotoner Verformung vor allem bei locker gelagerten, erstbelasteten Böden erreicht. Damit gehört dieser Spannungs-Verformungszustand zur Gruppe der Verformungen bei konstantem Hauptspannungsverhältnis.

5.1.5 Versuchsergebnisse, erhöhte Steifigkeit bindiger Böden (Kriechen, Lastumkehr)

An den aufbereiteten Referenzproben (siehe Anhang B.2.6) wurde die Zusammendrückbarkeit im Ödometer bei Erst-, Ent- und Wiederbelastung sowie unter Beachtung von Kriechverformungen untersucht.

Das Verhalten vorbelasteter Böden kann nur näherungsweise mit einem konstanten Stei-

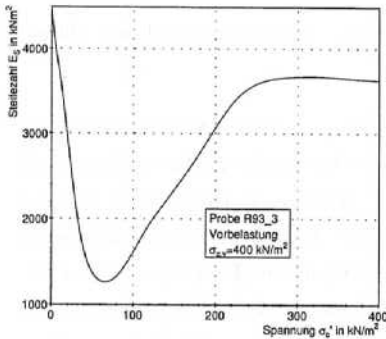


Abb. 5.17: Steifenzahl bei Wiederbelastung, Ödometerversuch an Probe R93_3

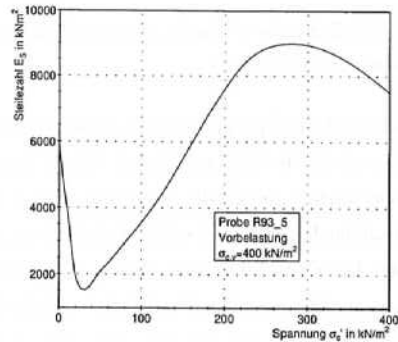


Abb. 5.18: Steifenzahl bei Wiederbelastung, Ödometerversuch an Probe R93_5

fezahlbeiwert C_σ^e wiedergegeben werden. Eine bessere Annäherung an die Meßkurve wird mit dem Ansatz

$$E_{s,oc} = E_{s,0} + v_{oc}\sigma'_c = E_{s,0} + \frac{\sigma'_c}{C_{\sigma,oc}^e} \quad (5.32)$$

erreicht. Versuche mit unvollständiger Entlastung (Abb. 5.19 und 5.20) ergeben nach Lastumkehr wesentlich größere Steifigkeiten, als nach vollständiger Entlastung und Wiederbelastung bis zur gleichen Spannung. Dies gilt nur in einem eng begrenzten Bereich unmittelbar nach Wechsel der Belastungsrichtung.

Auch nach vollständiger Entlastung ist die Steifigkeit des Bodens bei kleinen Lastschritten

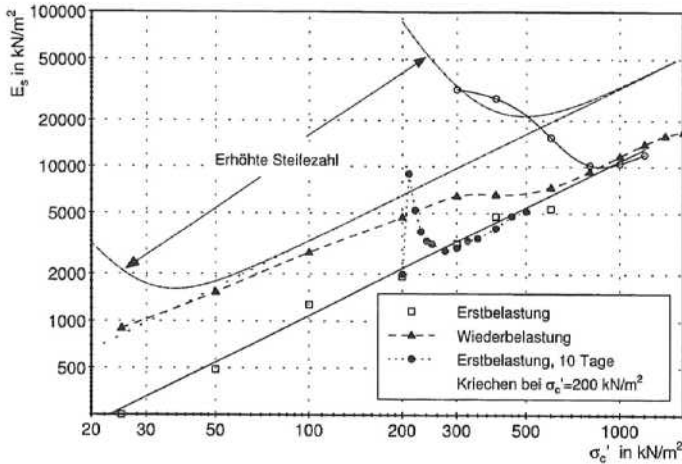


Abb. 5.19: Steifezahl in Abhängigkeit von Belastungsgeschichte und Spannungsänderung, Ödometerversuch an Probe R93.3

zunächst sehr hoch und fällt nach weiterer Lasterhöhung auf den Wert überkonsolidierter Proben ab (Abb. 5.17 und 5.18). Wenn Böden unter konstanter Auflast gealtert sind, nehmen Verformungswiderstand und Scherfestigkeit zu (siehe Abschnitt 5.1.3). Mit den Steifezahlen bei Ent- oder Wiederbelastung kann dieser Festigkeitszuwachs nicht erfasst werden. Der Grund für dieses Verhalten ist die hohe Steifigkeit des Bodens bei kleinen Verformungen. Diese größere Steifigkeit wird durch die Kennwerte bei zyklisch-dynamischen Vorgängen erfasst und verschwindet mit zunehmender Verformung. Sie ist immer dann zu erwarten, wenn Belastungsumkehr stattfindet. Zur Berücksichtigung der Abnahme der Steifezahl mit zunehmendem Spannungsniveau kann ein Zusammenhang zwischen maximaler Vorbelastung OCR_{max} und dem Vorbelastungsverhältnis OCR analog Gl. 5.31 genutzt werden.

In den Abb. 5.19 und 5.20 wurde der erhöhte Steifemodul nach Gl. 5.33 eingezeichnet.

$$E_s = E_{s,0} \left(\frac{OCR}{OCR_{max}} \right)^\alpha + \frac{\sigma'_c}{C_{\sigma,oc}^\epsilon} = E_{s,0} \left(\frac{\sigma'_{c,min}}{\sigma'_c} \right)^\alpha + \frac{\sigma'_c}{C_{\sigma,oc}^\epsilon} \quad (5.33)$$

$E_{s,0} = f(\sigma'_{c,v})$ – Steifezahl bei Wiederbelastung und $\sigma'_c = 0$ α – Exponent, $\alpha \approx 3$

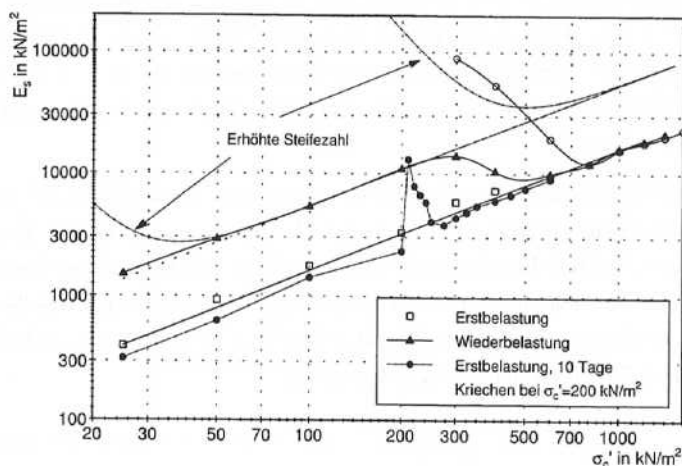


Abb. 5.20: Steifzahl in Abhängigkeit von der Belastungsgeschichte und Spannungsänderung, Ödometerversuch an Probe R93_5

5.1.6 Versuchsergebnisse, ICL aufbereiteter, bindiger Böden

Abb. 5.21 zeigt für Erstbelastung die Ergebnisse in der Auftragung Konsolidationsspannung σ'_c gegen Porenindex I_p . Zusätzlich wurde die ICL-Kurve gemäß Gl. 5.44 eingetragen. Die Versuchsergebnisse lassen sich mit dem Ansatz von BURLAND (siehe Abschnitt 5.1.2, S. 71) sehr gut bei Spannungen $\sigma'_c > 50$ kPa beschreiben.

Zur näherungsweisen Bestimmung des Steifzahlbeiwerts v_{nc}^* ergibt sich aus der Gleichung der ICL folgender Ansatz (Abschnitt A.2.2, S. 162).

$$v_{nc}^* = \frac{1}{C_{\sigma}^{**}} = \frac{(1 + e_{1,c}^*)}{e_{1,c}^* - e_{10,c}^*} 2.0837 \quad (5.34)$$

Für die Berücksichtigung von Belastungsgeschichte und Spannungsänderung ist zu beachten, daß die Steifigkeit bei Schwellvorgängen größer ist als bei Wiederbelastung. Der Einfluß dieser Unterscheidung wird mit zunehmender Plastizität größer.

Aus der Bewertung der Ergebnisse ergeben sich folgende Schlußfolgerungen:

- Die Druck-Setzungskurve aufbereiteter, wassergesättigter, bindiger, erstbelasteter Böden wird mit Ansätzen, die auf dem Kompressionsbeiwert C_C basieren, nur bei kleinen Spannungsänderungen zutreffend erfaßt. Wesentlich besser geeignet ist hier der Steifzahlansatz gemäß Gl. 5.13 unter der Annahme $w_{nc} = 1$.

- Das Verhalten bindiger Böden bei Ent- und Wiederbelastung ist ausgeprägt hysteres. Der Ansatz des Schwellbeiwertes nach TERZAGHI C_s kann für Wiederbelastungszustände zu unsicheren Vorhersagen der Setzungen führen. Es sollte deshalb zwischen Wiederbelastungs- ($C_{\sigma,oc}^e, C_{\sigma,oc}^e$) und Schwellkennwerten ($C_{\sigma,s}^e, C_{\sigma,s}^e$) unterschieden werden.
- Setzungsmessungen an Bauwerken haben gezeigt, daß in vielen Fällen mit der Setzungsberechnung zu große Verformungen vorhergesagt werden. In DIN 4019 wird dies durch pauschale Korrekturwerte in Abhängigkeit von der Bodenart berücksichtigt. Ursachen dafür sind u.a. die Vernachlässigung der Sofort- und Kriechsetzung bei der Festlegung der Steifezahl, erhöhte Steifezahl nach Belastungsumkehr oder bei kleinen Verformungen (zyklisch/dynamisch).

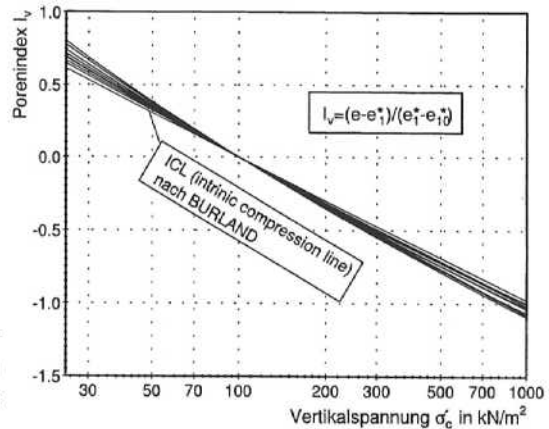


Abb. 5.21: Vertikalspannung–Porenindex bei erstbelasteten Referenzproben im Vergleich mit der ICL nach BURLAND

5.2 Bodenart, Entstehung, Phasenzusammensetzung

5.2.1 Natürlich abgelagerte, wassergesättigte, bindige Böden

Das Setzungsverhalten natürlich abgelagerter Böden kann auf Grundlage der Ergebnisse von Versuchen an aufbereiteten Proben i.Allg. nicht zutreffend vorhergesagt werden. Ursachen dafür sind u.a.:

- das unbekannte Alter der Ablagerung (Kriechen),
- die Strukturabhängigkeit,

- die nur unvollständig bekannte Spannungsvorgeschichte,
- Beanspruchungen durch Grundwasserschwankungen (Spannungsänderungen, Schrumpfen und Schwellen),
- unterschiedliche chemische Zusammensetzung der Porenflüssigkeit in Versuch und in-situ.

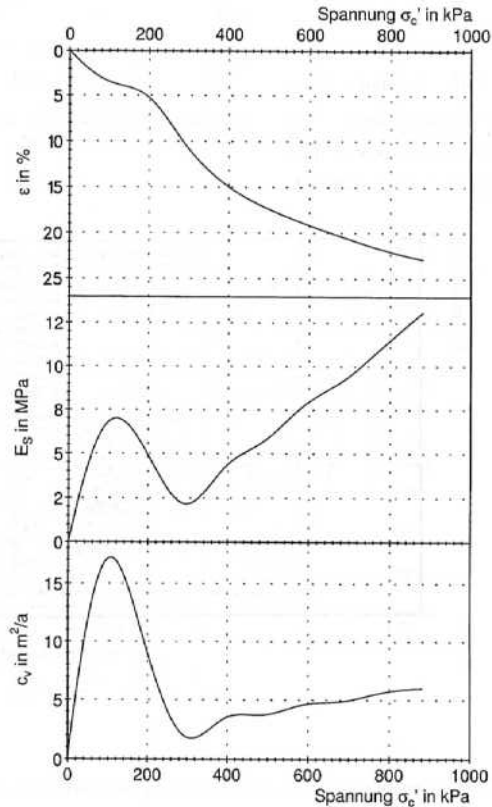


Abb. 5.22: Ergebnisse von Kompressionsversuchen mit kontinuierlicher Lasteintragung an Risvollan Ton (nach JANBU, u.a.)

BURLAND gibt in [21] einen umfassenden Überblick über Festigkeits- und Deformationseigenschaften ungestörter, wassergesättigter, bindiger Böden. Die Darstellung der Druck-Porenzahl-Abhängigkeit in Druck-Porenindex-Diagrammen (siehe S. 71) bietet den Vorteil, daß Versuchsergebnisse unterschiedlicher Böden miteinander verglichen werden können.

Unter der Annahme, daß der Vorgang der Sedimentation in-situ den Bedingungen der eindimensionalen Konsolidation entspricht, können für wassergesättigte Böden die Druck-

Abb. 5.23: Ergebnis eines Kompressionsversuches an ungestörtem Bothkennar-Ton im Vergleich zur ICL und SCL

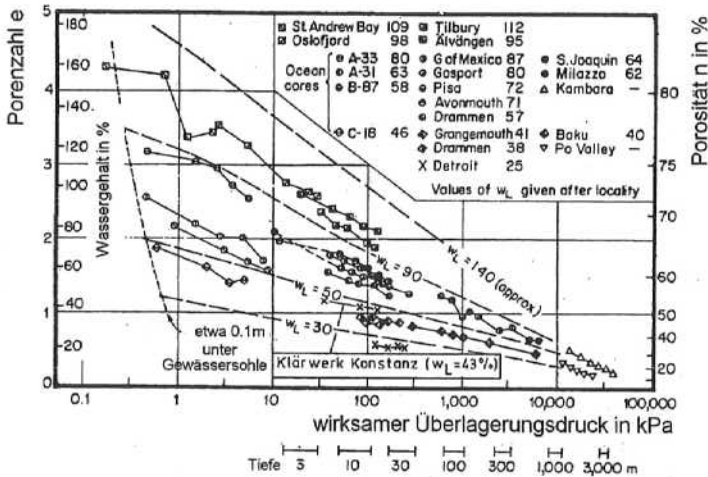
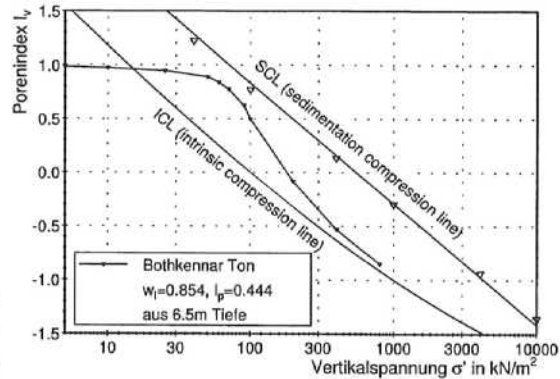


Abb. 5.24: Sedimentations-Zusammendrückungs-Kurven für natürlich abgelagerte, erstbelastete, tonige Böden

Porenzahl-Kurven auf Grundlage von Untersuchungsergebnissen an Proben aus unterschiedlichen Tiefen konstruiert werden. Abb. 5.24 zeigt die Darstellung in-situ Porenzahl gegen Überlagerungsdruck nach SKEMPTON (aus [129]). In gleicher Weise wie für die Druck-Porenindex-Kurve aufbereiteter, erstbelasteter Böden (ICL) leitete BURLAND die „sedimentation compression line“ (SCL) ab. Die Gleichung der SCL lautet:

$$I_v = \frac{e - e_{100}^*}{e_{100}^* - e_{1000}^*} \approx 3.085 - 0.489 \ln \frac{\sigma_c'}{1 \text{ kPa}} \quad (5.35)$$

Inwiefern die SCL als allgemeingültig gelten kann, ist für die Beurteilung der Eigenschaften bindiger, wassergesättigter Sedimente weniger bedeutsam. Wesentlich wichtiger ist die Lage einer Probe im $\sigma'_c - I_v$ -Diagramm in Bezug zur ICL.

Nach den in Abschnitt B.2.6 dargestellten Ergebnissen ist davon auszugehen, daß die von BURLAND vorgeschlagene Gleichung für die ICL zumindest für Böden Gültigkeit besitzt, deren Konsistenzgrenzen im Plastizitätsdiagramm oberhalb der A-Linie liegen.

Unter der Annahme, daß die SCL und ICL-Kurve für alle bindigen Böden gelten, werden damit Bezugsgrößen definiert, die eine bessere Interpretation der Versuchsergebnisse ermöglichen.

In Abb. 5.23 ist neben der natürlichen Sedimentationslinie (SCL) und der Druck-Setzungs-Linie des aufbereiteten, erstbelasteten Bodens, das Ergebnis eines Ödometersversuches an ungestörtem Bothkennar Ton dargestellt. Es wird deutlich, daß der Boden nach Überschreitung des Überlagerungsdruckes stärker zu Setzungen neigt als aufbereitete Proben bei gleichem Spannungsniveau. Das Verhalten nähert sich mit zunehmender Spannung an die Verhältnisse bei aufbereitetem Material an.

JANBU, TOKHEIM und SENNESET [61] führen den Abfall des Verformungswiderstandes nach Überschreiten eines bestimmten Spannungsniveaus auf einen Strukturzusammenbruch zurück.

5.2.2 Teilgesättigte Böden

Bodenmechanische Eigenschaften teilgesättigter, feinkörnig-bindiger Böden, sind vor allem bei künstlich Auffüllungen oder Windablagerungen von bautechnischem Interesse. Nichtbindige Böden weisen in Abhängigkeit vom Sättigungsgrad zum Teil erhebliche Festigkeitsanteile durch Kapillarkohäsion auf. Die Durchlässigkeit kann deutlich herabgesetzt werden bei Teilsättigung.

RUDERT und FRITZSCHE [124] untersuchten das Setzungsverhalten teilgesättigter Böden durch Kompressionsversuche an Proben mit konstantem Wassergehalt und gleicher Ausgangstrockendichte. In Abb. 5.25 sind die Zusammenhänge im $(n_w, 1 - n)$ Koordinatensystem dargestellt. Die Verbindung der Punkte mit gleicher Vertikalspannung liefert die Linien gleicher Konsolidationsspannungen (äquivalenten Spannung). Ihre Neigung läßt sich sehr gut durch den Parameter $k = \frac{\Delta(1-n)}{\Delta S_v} = 0.08 \dots 0.15$ erfassen.

PANDIAN, NAGARAY und BABU [106] leiten auf Grundlage von Versuchen an tropischen Böden ein einfaches Modell zur Vorhersage der Zusammendrückbarkeit und Scherfestigkeit teilgesättigter Böden ab. Um Einflüsse durch Vorbelastung auszuschalten, wurde

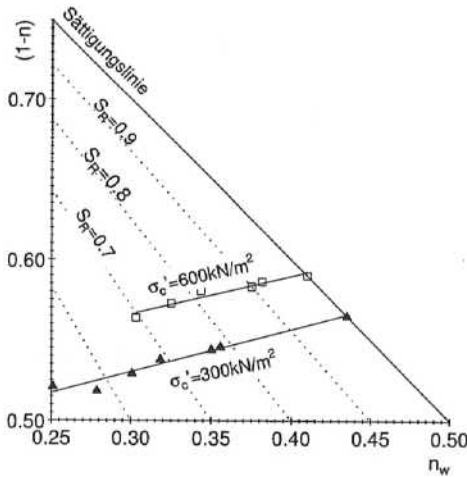


Abb. 5.25: Linien gleicher Spannungen im Ödometerversuch am Beispiel eines leicht plastischen Tons (Helmsdorfer Ton, Probe 9125.22)

das Versuchsmaterial ebenfalls locker eingebaut und bei konstantem Wassergehalt verdichtet. Die Zusammendrückbarkeit kann nach PANDIAN u.a. mit Gl. 5.36 erfasst werden.

$$\left(\frac{e}{e_l}\right) \sqrt{S_r} = a - b \ln \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_{at}}\right) \approx 0.5802 - \ln \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_{at}}\right) \quad (5.36)$$

5.2.3 Künstlich verdichtete, bindige Böden

Für die Errichtung von Bauwerken auf geschütteten, bindigen Böden, ist die Festlegung von Berechnungskennwerten des Baugrunds unter Beachtung der besonderen Entstehung erforderlich. Entsprechend Abschnitt 3.2.5 werden die bodenmechanischen Eigenschaften i.d.R. mit der Proctordichte als Ersatzgröße verknüpft.

Wegen der Verdichtung in einem zylindrischen Behälter wird die Bodenprobe beim Proctorversuch ähnlich wie im Ödometer einaxial zusammengedrückt. Es kann daher ein Zusammenhang zwischen der stoßartigen Verdichtung im Proctortopf und der statischen Zusammendrückung im Kompressionsversuch angenommen werden. Dieser ergibt sich aus der Druckspannung, die erforderlich ist, um den Boden, ausgehend von einer sehr lockeren Lagerung, auf die gleiche Phasenzusammensetzung zu verdichten wie im Proctorversuch (siehe RUDERT [123]). Werden einschränkend nur die Scheitelpunkte der bei unterschiedlichem Energieeintrag ermittelten Verdichtungskurven betrachtet, liegt näherungsweise ein quasigesättigter Zustand vor.

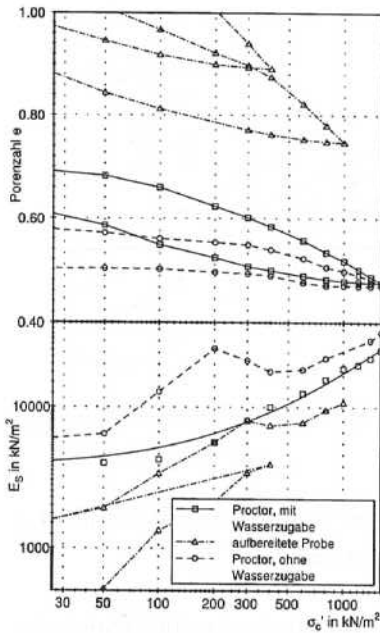


Abb. 5.26: Ergebnisse von Ödometerversuchen an Probe R93.3

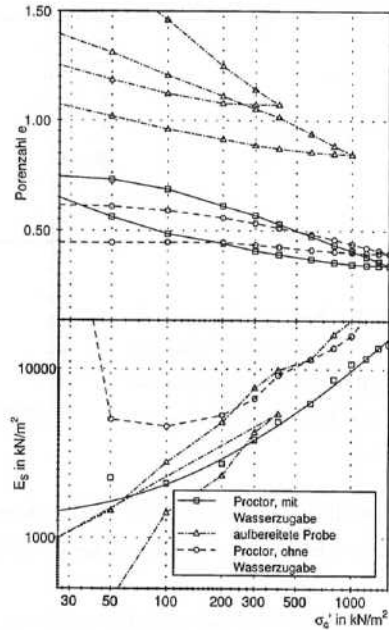


Abb. 5.27: Ergebnisse von Ödometerversuchen an Probe R93.4

Die Proctordichte bei unterschiedlichen Verdichtungsenergien ergibt sich damit zu:

$$\rho_{Pr,z} = \rho_{Pr} \left(\frac{W_x}{W_{Pr}} \right)^{C_s^z} \quad (5.37)$$

W_{Pr} - Verdichtungsenergie für einfache Proctordichte ($600 \frac{kNm}{m^3}$)

W_x - Verdichtungsenergie

Ein wesentliches Problem bei künstlich verdichteten, bindigen Böden sind Sackungen oder Schwellungen durch Aufsättigung. BRANDON und DUNCAN [19] zeigen an einem Beispiel in Kalifornien, daß selbst Bauwerke auf gut verdichtetem Boden noch nach langen Zeiträumen infolge Durchfeuchtung große Setzungen erleiden können.

LAWTON u.a. untersuchten das Sackungsverhalten von künstlich verdichteten Böden in Ödometer- [76] und Triaxialversuchen [77]. Es wurde ein leicht plastischer Boden als Versuchsmaterial verwendet. Jede Probe wurde in zwei Versuchen bei gleichen Spannungszuständen untersucht, wobei ein Versuch ohne Wasserzugabe erfolgte während im Parallelversuch die Probe bei Versuchsbeginn gesättigt wurde. Aus der Differenz der Porenzahlen beider Proben bei gleichem Spannungszustand wurde die Differenz der Volumendehnung

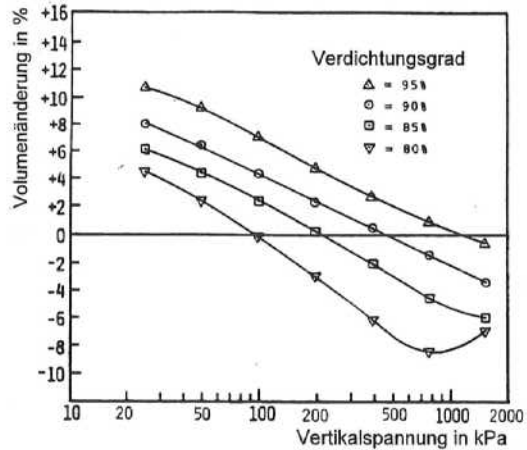
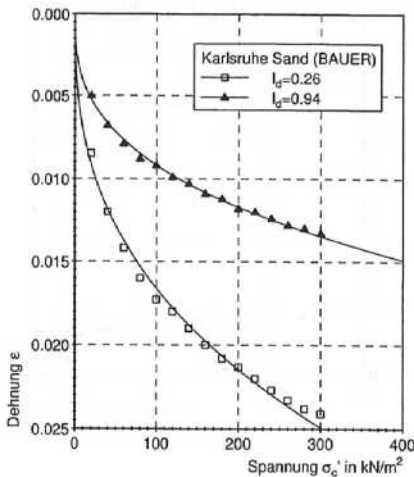
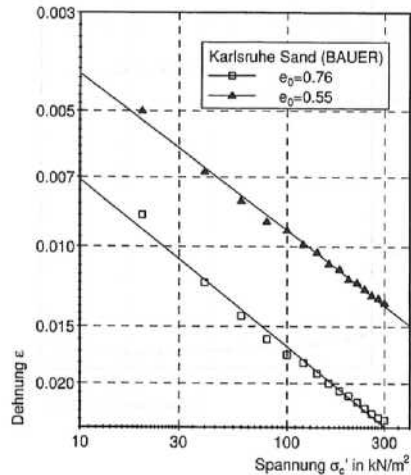


Abb. 5.28: Sacken oder Schwellen künstlich verdichteter Böden in Abhängigkeit von Ausgangsphasenzusammensetzung und Spannungszustand

$\Delta\epsilon_V$ berechnet und als Maß für die Beschreibung des Sackungspotentials benutzt. Die Ergebnisse der Versuche ergaben folgende Schlussfolgerungen:

- Abhängig vom Spannungszustand können bei teilgesättigten, künstlich verdichteten Böden Sackungen oder Hebungen nach Wasserzugabe eintreten. Im Ergebnis der Versuche von LAWTON u.a. konnten für den untersuchten Boden Grenzwerte für Verdichtung und Überlagerungsdruck angegeben werden, die den sackungsgefährdeten Bereich eingrenzen.
- Die Größe der Volumenzu- oder abnahme $\Delta\epsilon_V$ infolge Sättigung wird von der mittleren Spannung p' beeinflusst und ist unabhängig vom Hauptspannungsverhältnis.
- Die axialen bzw. radialen Verformungen sind dagegen wesentlich vom Hauptspannungsverhältnis abhängig. Verformungen in axialer Richtung ϵ_1 nehmen mit größerem Hauptspannungsverhältnis $\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}$ zu.

5.2.4 Nichtbindige Böden

Abb. 5.29: Kompressionsversuche an Karlsruhe Sand, lineare Auftragung (σ, ϵ)Abb. 5.30: Kompressionsversuche an Karlsruhe Sand, doppeltlog. Auftragung (σ, ϵ)

Die Zusammendrückbarkeit von Sand und Kies kann mit der Steifezahl nach OHDE zutreffend beschrieben werden, wobei $w < 1$ gilt. Zwischen Konsolidationsspannung im Ödometer und Porenzahl ergibt sich damit der Zusammenhang nach Gl. 5.38.

$$e = (1 + e_k) \exp \left\{ \frac{\sigma_k^{1-w} - \sigma_c^{1-w}}{\sigma_k^{1-w} \nu (1-w)} \right\} - 1 = (1 + e_k) \left\{ \frac{1 + e_0}{1 + e_k} \right\} \left[1 - \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_k} \right)^{I_g^2} \right] - 1 \quad (5.38)$$

Bezüglich der Berücksichtigung der Belastungsgeschichte gelten sinngemäß die gleichen Zusammenhänge, wie bei bindigen, wassergesättigten Böden. Die Besonderheit besteht bei nichtbindigen Böden in der Abhängigkeit der Steifigkeit von der Ausgangslagerungsdichte. Übereinstimmend wurde bei vielen Untersuchungen festgestellt, daß der Exponent w nur gering, der Steifezahlbeiwert ν dagegen stark von der Ausgangslagerungsdichte abhängt [94].

Die Ansätze nach Gl. 5.6 und 5.9 sind dimensionsrichtig und geeignet für die Beschreibung des Druck-Setzungsverhaltens von Sand und Kies. Dies wird u.a. aus der doppeltlogarithmischen Auftragung in Abb. 5.30 und 5.32 deutlich. Der Kennwert I_g^2 bietet die Möglichkeit, den Steifezahlbeiwert ν aus der „Einheitsdehnung $\epsilon_{1,e}$ “ zu berechnen. Mit $\epsilon_{1,e}$ kann auch die erhöhte Steifezahl vorbelasteter Böden realistisch erfaßt werden. Es ist dann in

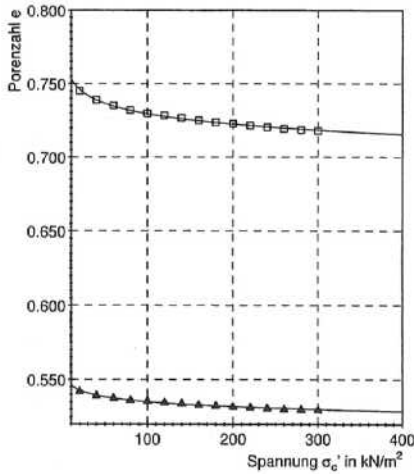


Abb. 5.31: Kompressionsversuche an Karlsruhe Sand, lineare Auftragung (σ'_c, e)

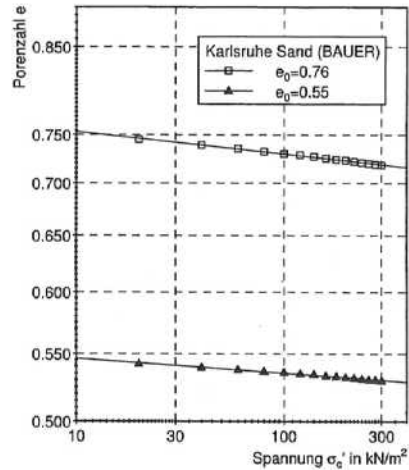


Abb. 5.32: Kompressionsversuche an Karlsruhe Sand, doppeltlog. Auftragung (σ'_c, e)

den Gleichungen der Wert $\Delta\epsilon_{1,c,oc}$ für Wiederbelastung einzusetzen. Der Zusammenhang zwischen Dehnung und Porenzahl ergibt Gl. 5.39.

$$\epsilon_{1,c} = \ln \frac{1 + e_0}{1 + e_{1,c}} \quad (5.39)$$

5.2.5 Organogene Böden

Das Setzungsverhalten organogener, feinkörniger Böden, wird stärker als bei mineralischen Böden durch die Sekundärverformungen bestimmt. In Abb. 5.33 ist das Zeit-Setzungs-Verhalten eines mineralischen und eines organogenen Bodens im Ödometer dargestellt. Bei mineralischen Böden ist eine Unterscheidung in Primär- und Sekundärsetzung möglich und für praktische Anwendungen sinnvoll. Bei organogenen Böden kann die Sekundärsetzung (Kriechen) die Verformungseigenschaften bestimmen. Nach kleinen Entlastungen wird u.U. keine Hebung sondern lediglich eine Verlangsamung der Setzungsgeschwindigkeit beobachtet. Mit abnehmendem Spannungsverhältnis $\frac{\Delta\sigma'_c}{\sigma'_c}$ nimmt der Anteil der Sekundärsetzung zu [15].

Auf Grundlage eines Kompressionsgesetzes, das Primär- und Sekundärsetzung berücksichtigt, leitete KLOBE [69] Gl. 5.40 ab, mit der die Größe der Entlastung $\Delta\sigma'_c$ berechnet

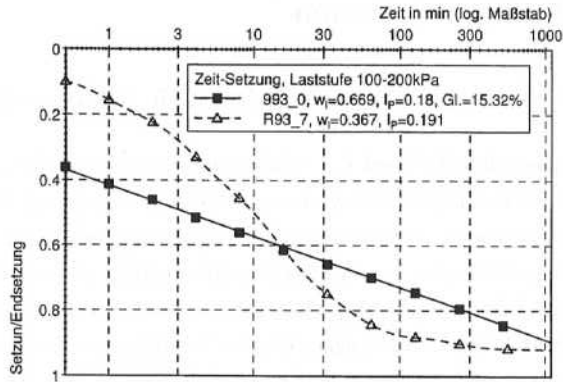


Abb. 5.33: Zeit-Setzung eines mineralischen und eines organogenen Bodens

werden kann, die erforderlich ist, damit die Setzung zum Stillstand kommt.

$$\Delta\sigma'_c = \sigma'_c \left[1 - \left(\frac{e'_\alpha}{2\hat{e}} \right)^{\frac{C_\alpha}{C_c}} \right] \quad (5.40)$$

e'_α ist ein Kennwert, der abhängig von der Aufgabenstellung zu wählen ist. Für Konstanzer Seeton gibt KLOBE z.B. Werte von $10^{-12} \leq e'_\alpha \leq 10^{-10} \frac{1}{s}$ an. Der Quotient $\frac{C_\alpha}{C_c}$ ist konstant und kann mit Gl. 5.28 auf Steifezahl und Buismann-Beiwert zurückgeführt werden.

Das Setzungsverhalten organischer, bindiger Böden läßt sich in erster Näherung aus den Konsistenzgrenzen abschätzen. Mit zunehmendem Anteil organischer Beimengungen nehmen Fließ- und Ausrollgrenze zu. Diese erhöhten Werte von w_l und I_p lassen eine Vergrößerung der Zusammendrückbarkeit erwarten.

Wegen der Bedeutung der Kriechverformung auf die Zusammendrückbarkeit ist die Angabe von Steifezahlbeiwerten bei organogenen Böden nur unter Vorbehalt möglich. Es ist u.a. die Belastungsgeschwindigkeit zu beachten.

Die Ergebnisse von Kompressionsversuchen an organogenen Tonen aus Brasilien (zitiert in [90]) deuten darauf hin, daß der Steifezahlbeiwert v mit wachsendem Anteil organischer Bestandteile linear ab und der Kriechbeiwert linear zunimmt.

5.3 Korrelationen

5.3.1 Druck-Porezahl, Intrinsic-Compression-Line

Kompressionsbeiwert C_c – Näherungsansätze nach Cam-Clay/Critical-State

In der Cam-Clay-Theorie wird vorausgesetzt, daß die Druck-Porezahl-Kurven bei Spannungszuständen mit konstantem Hauptspannungsverhältnis in halblogarithmischer Darstellung zueinander parallele ergeben. Dies betrifft insbesondere den kritischen Zustand (Critical State), die isotrope Kompression und die eindimensionale Zusammendrückung unter Ruhedruckbedingungen. Bei den Verfahren zur Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze wird der Boden in den kritischen Zustand versetzt (siehe [132]). Aus Gl. 5.21 wird erhalten:

$$(1 + w_p \frac{\rho_s}{\rho_w}) = (1 + w_l \frac{\rho_s}{\rho_w}) \ln \frac{p'_{wp}}{p'_{wl}}$$

wobei p'_{wp} und p'_{wl} die mittlere Spannung bei Ausrollgrenze und Fließgrenze bezeichnen. Andererseits ergeben sich die Spannungen p'_{wl} und p'_{wp} bei Kenntnis der Parameter der

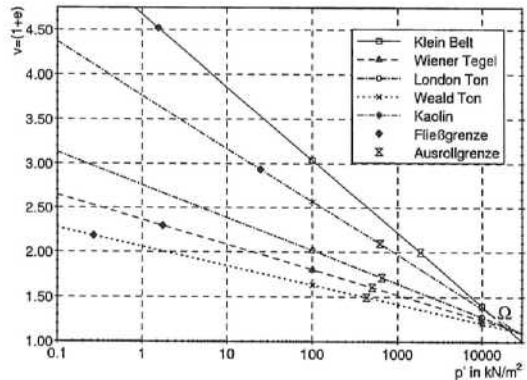


Abb. 5.34: Kritischer Zustand für unterschiedliche, bindige Böden nach SCHOFIELD/WROTH

Critical-State-Line aus der Beziehung:

$$p' = p_k \exp \left\{ \frac{e_k - e}{\lambda} \right\}$$

SCHOFIELD und WROTH [132] gehen auf Grundlage von Ergebnissen, die an unterschiedlichen Böden ermittelt wurden (siehe Abb. 5.34) davon aus, daß der Quotient der mittleren Spannung p' von Ausroll- und Fließgrenze $\frac{p'_{wp}}{p'_{wl}} = 100$ ist. Damit wird erhalten:

$$100 \approx \exp \left\{ \frac{\frac{\rho_s}{\rho_w} (w_l - w_p)}{\lambda} \right\}$$

woraus durch Umstellung folgt:

$$\lambda \approx \frac{\rho_s w_l - w_p}{\rho_w \ln(100)} \quad (5.41)$$

und unter der Annahme $\rho_s = 2.7 \frac{\text{g}}{\text{cm}^3}$:

$$\lambda \approx 0.586 I_p \quad (5.42)$$

In Abb. 5.34 ist zu erkennen, daß sich die Kurven mit guter Näherung in einem Punkt schneiden, der von SCHOFIELD und WROTH mit Ω bezeichnet wurde und nach den Autoren durch $p' = 10340 \text{ kPa}$ und $(1 + e) = 1.25$ gekennzeichnet ist. Wird bei der Ausrollgrenze w_p eine mittlere Spannung von $p'_{wp} = 552 \text{ kN/m}^2$ angenommen, ergibt sich als Näherung für die Ermittlung von λ :

$$\lambda = C_\sigma^e \approx 0.341 e_{wp} - 0.0850 \quad (5.43)$$

Von BURLAND [21] wurden die Ansätze des Critical-State-Konzepts zur Interpretation der bodenmechanischen Eigenschaften intakter Böden genutzt. Für ein weites Spektrum bindiger Böden kann demnach die Druck-Porenindex-Kurve (ICL – intrinsic compression line, siehe S. 71) durch eine einzige Gleichung erfaßt werden. In den Abbildungen 5.7 und 5.8 sind die Ergebnisse nach BURLAND dargestellt. Als Gleichung für die ICL wird erhalten:

$$I_v^* = 2.45 - 0.5581x + 0.001229x^3 \quad (5.44)$$

mit $x = \ln \sigma'_c$ (σ'_c in kPa). Für die Parameter C^* und $e_{1,c}^*$ werden die Korrelationen nach Gl. 5.45 und 5.46 angegeben, wobei die Anwendung auf Böden mit $0.6 \leq e_l \leq 4.5$ ($0.25 \leq w_l \leq 2.5$) die oberhalb der A-Linie im Plastizitätsdiagramm liegen, beschränkt wird (e_l – Porenzahl an der Fließgrenze). Die Korrelationskoeffizienten betragen nach BURLAND 0.991 für Gl. 5.45 und 0.985 für Gl. 5.46.

$$e_{1,c}^* \approx 0.109 + 0.679e_l - 0.089e_l^2 + 0.016e_l^3 \quad (5.45)$$

$$C^* \approx 0.256e_l - 0.04 \quad (5.46)$$

Ansatz nach CARRIER/BECKMANN Von CARRIER und BECKMANN [26] wurde Gl. 5.47 zur Erfassung der Druck-Porenzahl-Funktion vorgeschlagen.

$$e = \alpha \left(\frac{\sigma_c}{100 \text{ kPa}} \right)^\beta + \epsilon \quad (5.47)$$

Für die Beiwerte α und ϵ geben die Autoren Korrelationen in Abhängigkeit von den Konsistenzgrenzen und der Aktivität an (Gl. 3.18 und 3.19, Seite 30), β wird als konstant

vorausgesetzt. Mit der Definition des Kompressionsbeiwerts C_c gemäß Gl. 5.17 wird als Korrelation durch Verknüpfung der Gleichungen 5.47, 3.18 und 3.19 erhalten [25]:

$$C_c \approx -\ln(10)\beta(e - \epsilon) = 0.329 \left[e - 2.7w_p + 1.33I_p \left(1.192 + \frac{1}{I_A} \right) \right] \quad (5.48)$$

Von CARRIER und BECKMANN wurden einige Versuchsergebnisse zahlenmäßig als Wertepaare Konsolidationsspannung–Porenzahl dokumentiert, wobei für jeden Boden zwei Spannungen angegeben werden. Der Wert der niedrigeren Konsolidationsspannung liegt zwischen $\sigma'_c = 0.04$ und $\sigma'_c = 0.13$ kPa. Wegen des sehr geringen Spannungsniveaus können diese Ergebnisse nur begrenzt auf praktische Aufgabenstellungen übertragen werden.

5.3.2 Steifezahl

Der Steifezahlbeiwert v läßt sich nach JANBU (zitiert in [153]) für ein breites Spektrum von Böden allein aus dem Porenanteil n abschätzen (Abb. 5.35). Die Auswertung der

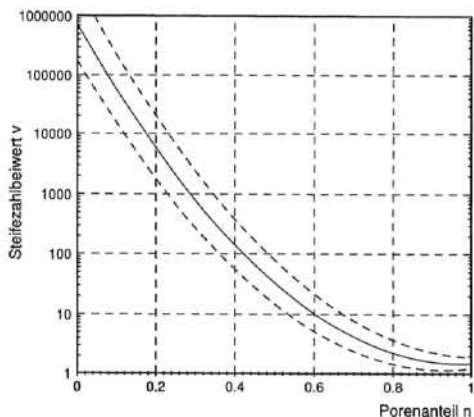


Abb. 5.35: Steifezahlbeiwert in Abhängigkeit vom Porenanteil n

Grafik liefert als Korrelation Gl. 5.49.

$$v \approx 1.481 \exp \left\{ 13.815(n - 0.974)^2 \right\} \quad (5.49)$$

OHDE entwickelte Korrelationen für die Parameter v und w auf Grundlage der Brei- und Einheitswasserzahl.

$$v_{nc} \approx \left(0.28 + \frac{w_1}{w_0^2} \right) \left(15 + 0.6 \frac{w_1^2}{w_0^4} \right) \quad (5.50)$$

$$w_{nc} \approx \frac{w_0^{0.4}}{w_1^{0.48}} - 0.418 \quad (5.51)$$

Von MOUSSA [94] wurden für Sand und Kies mit $d_{50} \leq 3\text{mm}$ die Korrelationen nach Gl. 5.52 bis 5.57 ermittelt.

$$0.262 \leq (\max e - \min e) \leq 0.366 : v \approx \frac{137\{\max e\}^{6.46}}{e_0^4 [\log(2.49\{\max e\}^{1.4}) - \log(e_0)]} \quad (5.52)$$

$$w \approx 1 - \log(2.49\{\max e\}^{1.4}) + \log(e_0) \quad (5.53)$$

$$0.366 < (\max e - \min e) < 0.420 : v \approx \frac{77.5\{\max e\}^{6.27}}{e_0^4 [\log(2.43\{\max e\}^{1.22}) - \log(e_0)]} \quad (5.54)$$

$$w \approx 1 - \log(2.43\{\max e\}^{1.22}) + \log(e_0) \quad (5.55)$$

$$0.420 \leq (\max e - \min e) \leq 0.476 : v \approx \frac{42.7\{\max e\}^{8.93}}{e_0^4 [\log(2.00\{\max e\}^{2.29}) - \log(e_0)]} \quad (5.56)$$

$$w \approx 1 - \log(2.00\{\max e\}^{2.29}) + \log(e_0) \quad (5.57)$$

5.3.3 Zeit-Setzungsverhalten

Durch Verknüpfung der Korrelationen für Kompressionsbeiwert C_c (Gl. 5.48) und Durchlässigkeitsbeiwert k_f (Gl. 6.10) entwickelte CARRIER [25] eine Näherung zur Berechnung des Konsolidationsbeiwerts gemäß Gl. 5.58.

$$c_v \approx 5.366 \cdot 10^{-8} \frac{\text{m}}{\text{s}} \frac{\sigma_{at}}{\gamma_w} \frac{\{e - 2.7(w_p - 0.242I_p)\}^{4.29} I_p^{2.7} \left(1.192 + \frac{1}{I_A}\right)^{6.99}}{\left\{e - 2.7w_p + 1.33I_p \left(1.192 + \frac{1}{I_A}\right)\right\}^{7.99}} \quad (5.58)$$

In Abb. 7.23 sind die nach Gl. 5.58 ermittelten Werte mit dargestellt.

5.3.4 Ruhedruckbeiwert

Von LEE/JIN [78] wurde auf Grundlage von Feldmessungen Gl. 5.59 gefunden.

$$K_{0,nc} \approx 0.86 + 0.135 \ln I_p \quad (5.59)$$

Im Ergebnis von Laborversuchen an weichen, bindigen Böden kommt SCHERZINGER [129] zu dem Schluß, daß der Ruhedruckbeiwert durch Gl. 5.29 unterschätzt wird und damit auf der unsicheren Seite liegt. Für die untersuchten Böden stimmen die nach Gl. 5.59 berechneten Ruhedruckbeiwerte sehr gut mit den experimentell ermittelten Werten überein.

Mit einem speziell zur Messung des Ruhedruckes entwickelten Gerät (stress-meter) untersuchten SHERIF und IHIBASHI [136] im Labor 18 ungestörte sowie weitere künstlich

hergestellte Proben. Im Ergebnis werden Grafiken zur Festlegung von K_0 angegeben. Die Auswertung dieser Ergebnisse führt auf folgende Gleichungen:

$$K_0 \approx \lambda + \alpha(\text{OCR} - 1) = K_{0,nc} + \alpha(\text{OCR} - 1) \quad (5.60)$$

$$\ln K_{0,nc} = \ln \lambda \approx 0.567w_l - 0.806$$

$$\ln \alpha \approx 0.433w_l - 2.49$$

Nach den in Abb. 5.15 dargestellten Ergebnissen eines Triaxialversuches mit Seitendruckregelung (HAMID [46]) wird die Entwicklung der Horizontalspannungen bei vorbelasteten, bindigen Böden mit Gl. 5.31 im Wiederbelastungsbereich überschätzt. Mit der aus den Ergebnissen von SHERIF und IHIBASHI [136] abgeleiteten Beziehung (Gl. 5.60) werden die Ergebnisse, insbesondere bei Wiederbelastung, gut erfaßt.

5.3.5 Zyklisch-dynamische Verformungen

Mit zunehmender Dehnungsamplitude nimmt der Verformungswiderstand bei zyklisch-dynamischen Verformungen ab. Es wird oft das Verhältnis $\frac{G}{G_{\max}}$ zur Erfassung der Verformungsabhängigkeit benutzt, wobei $G_{\max}$ den linear-äquivalenten Schubmodul [145] bei kleinsten Verformungen bezeichnet. Die Gl. 5.61 bis 5.63 wurden von HARDIN u.a. [49], [48] zur Berechnung des elastischen Schubmoduls vorgestellt (zitiert in [56]).

$$\text{runder Sand} \quad G_{\max} \approx 700\sigma_{at} \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \left(\frac{p}{\sigma_{at}} \right)^{0.5} \quad (5.61)$$

$$\text{gebrochener Sand} \quad G_{\max} \approx 323\sigma_{at} \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} \left(\frac{p}{\sigma_{at}} \right)^{0.5} \quad (5.62)$$

$$\text{bindiger Boden} \quad G_{\max} \approx 323\sigma_{at} \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} \left(\frac{p}{\sigma_{at}} \right)^{0.5} \text{OCR}^a \quad (5.63)$$

$$a = 0.0014 + 0.948I_p - 0.4464I_p^2$$

Zur Berechnung von $\frac{G}{G_{\max}}$ in Abhängigkeit von der Dehnungsamplitude kann Gl. 2.24 (Seite 16) benutzt werden.

6. Durchlässigkeit

6.1 Grundlagen

Mit dem Filtergesetz nach DARCY (Gl. 6.1) wird in vielen Berechnungsverfahren die Durchlässigkeit des Bodens erfaßt.

$$v = k_f i \quad (6.1)$$

$v = \frac{\Delta V_w}{A \Delta t}$	- Filtergeschwindigkeit	k_f	- Durchlässigkeitsbeiwert
i	- hydraulisches Gefälle	V_w	- Wasservolumen
A	- Fläche des durchströmten Bereiches		

Damit eine Strömung stattfinden kann, muß der Widerstand an der Porenkanalwand überwunden werden. Die erforderliche Gesamtkraft würde man durch Aufsummierung der Einzelkräfte über alle Poren eines Querschnittes erhalten, wobei die Einzelkraft aus Schubspannung am Kanalrand und Porenkanalfläche berechnet werden muß. Mit diesen der Gerinne- bzw. Rohrhydraulik entlehnten Überlegungen kann eine Beziehung gemäß Gl. 6.2 (siehe z.B. [22], [42]) zur Abschätzung der Durchlässigkeit hergeleitet werden:

$$k = \frac{c \gamma_w d_w^2}{\nu} \quad (6.2)$$

c	- eine Konstante, kann Werte zwischen 1 und 50 annehmen
γ_w	- Wichte der Flüssigkeit
d_w	- Durchmesser des Porenkanals
ν	- kinematische Zähigkeit der Flüssigkeit

Gl. 6.2 ist für praktische Aufgaben nicht anwendbar, da die einzelnen Größen nicht zuverlässig bestimmt werden können. Andere mikroskopische Modelle wurden z.B. von GARCIA-BENGOCHEA [40], [41] untersucht.

In Verallgemeinerung dieser Ansätze wird deutlich, daß die Durchlässigkeit im wesentlichen von Porenkanalgeometrie, Klima und Oberflächenkräften an den Grenzflächen abhängt. Anzahl, Orientierung und Durchmesser der für den Flüssigkeitstransport zur Verfügung stehenden Poren, sind die wesentlichen Einflußgrößen, die die Durchlässigkeit bestimmen. Die Porenzahl oder andere, die integralen Volumenverhältnisse beschreibende Größen, reichen zur zahlenmäßigen Erfassung der Veränderlichkeit der Durchlässigkeit nicht aus.

Unter bestimmten Umständen kann es im Boden zu bleibendem Porenwasserüberdruck kommen, der die wirksame Spannung entsprechend herabsetzt und bei der Nachweisführung berücksichtigt werden sollte. Dieser Stagnationsgradienten i_0 wurde u.a. von GABENER [39], SCHERZINGER [129] und JAGAU [58] experimentell nachgewiesen.

$$v = k_f(i - i_0) \quad (6.3)$$

6.2 Feinkörnig–bindige Böden

6.2.1 Abhängigkeit von Spannungszustand und Dichte

Für die Durchlässigkeitseigenschaften ist in erster Linie der für Strömungsvorgänge zur Verfügung stehende Porenraum von Bedeutung, einschließlich der Orientierung und der Verbindung der Poren untereinander. Die Änderung des wirksamen Spannungszustands beeinflusst die Durchlässigkeit deshalb vorrangig durch die Veränderung der Porenraumgeometrie und –verteilung.

6.2.2 Durchlässigkeit künstlich verdichteter Böden

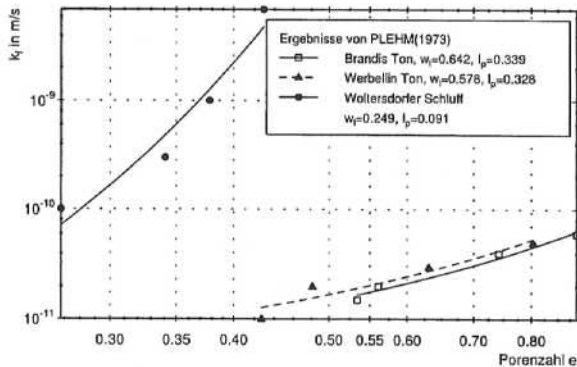


Abb. 6.1: Durchlässigkeit bei Proctordichte nach PLEHM [110]

Im Zusammenhang mit der Herstellung mineralischer Abdichtungen wird eine möglichst geringe Durchlässigkeit angestrebt. Teil der Eignungsprüfung mineralischer Böden für den

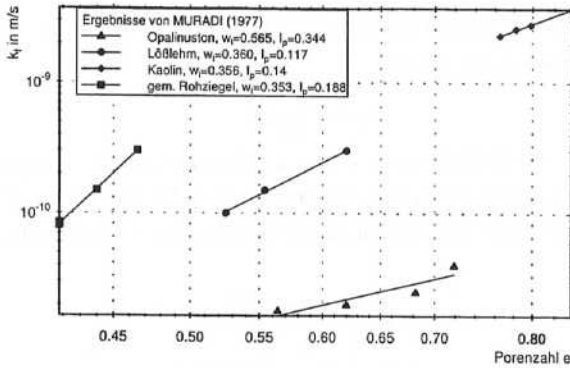


Abb. 6.2: Durchlässigkeit bei Proctordichte nach MURADI [95]

Einsatz als Dichtungsmaterial ist die Bestimmung der Durchlässigkeit von im Proctorversuch hergestellten Proben.

In den Abb. 6.1 und 6.2 sind die Ergebnisse von Versuchen nach PLEHM [110] bzw. MURADI [95] dargestellt. Die Durchlässigkeit wurde an Proben ermittelt, die mit unterschiedlicher Verdichtungsenergie hergestellt worden sind, wobei die Einbaudichte zum Scheitelpunkt der Verdichtungskurve gehört.

6.3 Korrelationen

6.3.1 Feinkörnig–bindige Böden

Nach NISHIDA [101] besteht ein linearer Zusammenhang zwischen der Porenzahl und dem dekadischen Logarithmus des Durchlässigkeitsbeiwertes k_f .

$$e = \alpha + \beta \log_{10} k_f \quad (6.4)$$

$$\alpha = 0.085 I_p + 2.0 \quad \beta = 0.0007 I_p + 0.19$$

Durch Umformung wird erhalten:

$$k_f \approx \exp\left(2.3 \frac{e - \alpha}{\beta}\right) \quad (6.5)$$

Die Durchlässigkeit k_f ergibt sich in $\frac{\text{cm}}{\text{s}}$ wenn die Konsistenzgrenzen in % eingesetzt werden.

CARRIER und BECKMANN [26] benutzen als Ansatz zur Erfassung der Durchlässigkeit bindiger, aufbereiteter Böden Gl. 6.6.

$$k_f \approx \mu \frac{(e - \delta)^\nu}{1 + e} \quad (6.6)$$

Als Korrelationen für die Beiwerte μ , δ und ν geben die Autoren die folgenden Gleichungen an, wobei analog zu den Näherungsbeziehungen für die Scherfestigkeit und Zusammendrückbarkeit keine Angaben zu Korrelationskoeffizient und Standardabweichung gemacht werden.

$$\mu \approx \left[\frac{0.00389}{I_p} \right]^{4.29} \quad (6.7)$$

$$\delta \approx 2.7(w_p - 0.242I_p) \quad (6.8)$$

$$\nu \approx 4.29 \quad (6.9)$$

Damit ergibt sich als Korrelation für den Durchlässigkeitsbeiwert k in $\frac{\text{m}}{\text{s}}$ Gl. 6.10.

$$k \approx 4.58 \cdot 10^{-11} \frac{1}{1 + e} \left[\frac{e - 2.7(w_p - 0.242I_p)}{I_p} \right]^{4.29} \quad (6.10)$$

Näherungsbeziehungen werden in der Literatur häufig in der Form:

$$k_f = k_{f,k} \exp \left(\frac{e - e_k}{C_k^e} \right) \quad (6.11)$$

angegeben. Nach TAVENS u.a. [146] ergibt sich der Faktor C_k^e zu $C_k^e = 0.217e_A$, wobei e_A die Anfangsporenzahl natürlich abgelagerter Böden darstellt. Die Ergebnisse von HIGHT u.a. [54] und SCHERZINGER [129] stützen diesen Ansatz.

6.3.2 Nichtbindige Böden

Die Gleichungen 6.12 und 6.13 wurden von BEYER [9] vorgeschlagen.

$$k_f \approx \left(\frac{268}{\frac{d_{60}}{d_{10}} + 3.4} + 55 \right) d_{10}^2 \quad (6.12)$$

Gleichung 6.13 gilt für grobkörnige Böden bei $0.06 < d_{10} < 0.6 \text{ mm}$ und $1 < U < 20$. Der Durchlässigkeitsbeiwert ergibt sich bei beiden Näherungsbeziehungen in $\frac{\text{m}}{\text{s}}$, wobei d_{10} in cm einzusetzen ist.

$$k_f \approx \left(\frac{A}{A + B} + C \right) d_{10}^2 \quad (6.13)$$

	locker	mitteldicht	dicht
A	3.49	2.68	2.34
B	4.40	3.40	3.10
C	0.80	0.55	0.39

7. Verbesserte Korrelationen für Referenzzustände

7.1 Konzept der Referenzzustände

7.1.1 Grundlagen

Auf Grund der vielfältigen Einflüsse, die die bodenmechanischen Eigenschaften von Böden bestimmen, müssen Verfahren zur näherungsweisen Bestimmung von Kennwerten diese Randbedingungen berücksichtigen. Grundlage für die Aufstellung von Korrelationen ist die Abgrenzung von Grundgesamtheiten. Dazu sind Auswahlkriterien erforderlich. Nach den vorangegangenen Ausführungen sind u.a. die folgenden Kriterien zu beachten:

Korngrößen	: Feinkörnig–bindig, nichtbindig oder gemischtkörnig.
Mineralbestand	: Anteile an Mineralien, die die Eigenschaften wesentlich bestimmen.
Chemie	: Mineralbestand, Kalkgehalt, Salzgehalt, organische Bestandteile.
Phasen	: Flüssigkeits– oder gasgesättigt, teilgesättigt.
Geschichte	: Vorbelastung, Sediment/Verwitterungsboden.
Beanspruchung	: Monoton statisch, zyklisch, dynamisch. Größe der Verformungen.
Struktur	: Intakt, gestört, aufbereitet, verdichtet.
Randbedingungen	: experimentelle Vorgaben, z.B. Spannungszustand/Verformung (eben/triaxial), Sättigung.

Der Vergleich von unterschiedlichen Korrelationen zur Ermittlung eines bestimmten Kennwerts macht deutlich, wie groß die Unsicherheiten bei der Auswahl einer zutreffenden Näherungsbeziehung sind. Neben den zugrundeliegenden Stoffgesetzen haben die Kriterien, die für die Abgrenzung von Grundgesamtheiten benutzt wurden, einen wesentlichen Einfluß auf die Anwendungsgrenzen von Näherungsbeziehungen. Bei Verknüpfung einheitlich behafteter Größen ist auf dimensionsrichtige Beziehungen zu achten.

Nur in Ausnahmefällen ist die Ermittlung von Kennwerten unter Versuchsbedingungen möglich, die den Verhältnissen in-situ nahekommen. Im Regelfall müssen die Versuchsergebnisse so interpretiert werden, daß die Festlegung der Kennwerte auf der sicheren Seite

erfolgt.

Näherungsverfahren zur Bestimmung von Berechnungskennwerten können nur die zum Zeitpunkt der Entwicklung bekannten Einflüsse berücksichtigen. Zur Verbesserung der Zuverlässigkeit von Näherungsverfahren und Stoffgesetzen wird hier ein Konzept vorgeschlagen, das im wesentlichen folgende Ziele verfolgt:

1. Festlegung von Auswahlkriterien für die Bildung der Grundgesamtheiten unter Berücksichtigung der entscheidenden Einflußgrößen. Damit wird ein Referenzzustand definiert. Die Kennwerte dieses Referenzzustandes können zunächst nicht ohne weiteres für Verhältnisse in-situ benutzt werden.
2. Entwicklung von Modellen, die eine schrittweise Berücksichtigung zusätzlicher Informationen ermöglichen. Durch Stoffgesetze und Einbeziehung von Kennwerten, die am intakten Baugrund gewonnen wurden, soll die „Kalibrierung“ der Parameter erreicht werden.

7.1.2 Referenz: Stoffbestand

Zur Klassifizierung werden an Böden Kennwerte unter festgelegten Prüfbedingungen ermittelt. Diese sind gekennzeichnet durch vorgeschriebene Verfahren der Probenaufbereitung und -herstellung um eine reproduzierbare Bodenstruktur und Phasenzusammensetzung sicherzustellen. Die Klassifikationskennwerte (Konsistenzgrenzen, Korndichte, usw.) werden durch organische Anteile, den Elektrolytgehalt des Porenwassers, den Kalkgehalt, u.a. Größen beeinflusst. In den Abb. 3.2 und 4.8 sind beispielsweise die Ergebnisse von Untersuchungen an marinen Tonen dargestellt. Fließgrenze und Scherfestigkeit nehmen demnach mit dem Salzgehalt zu, was den Erfahrungen bei vielen anderen Böden widerspricht. Die Nutzung von Korrelationen ohne Beachtung des Salzgehalts kann daher zu falschen Ergebnissen führen.

Für den Referenzzustand werden bezüglich der stofflichen Zusammensetzung folgende Festlegungen getroffen:

- Organische Beimengungen bestimmen nicht die bodenmechanischen Eigenschaften, d.h. die Gleichungen gelten für Böden mit Glühverlust kleiner 5 % (siehe Gl. 3.4).
- Der Boden wurde mit entionisiertem Wasser aufbereitet, d.h. die Korrelationen gelten für Böden, bei denen der Salzgehalt nicht die Eigenschaften beeinflusst.
- Der Kalkgehalt hat keinen Einfluß auf die Eigenschaften des Bodens ($V_{Ca} \leq 5 \%$, siehe Gl. 3.5).

7.1.3 Referenz: Belastungspfade

Belastungsvorgänge in-situ verlaufen in den meisten Fällen zyklisch, d.h. Bewegungen oder Laständerungen wirken nicht monoton auf den Baugrund ein. Die Zusammendrückbarkeit aufbereiteter, bindiger Böden (siehe Abschnitt 5.1.3) wird z.B. ganz erheblich von Dauer und Größe der einzelnen Lastschritte bestimmt. Außerdem ist die Steifigkeit des Bodens von der Größe der Entlastung abhängig.

Bei zyklischer Scherung wird – abhängig von Lagerungsdichte bzw. Vorbelastung – durch Kontraktanz oder Dilatanz eine Veränderung der Phasenzusammensetzung und des Spannungszustands im Boden hervorgerufen. Die überwiegend monotonen Spannungs- oder Verformungspfade, die der Ermittlung der meisten Kennwerte zugrunde gelegt werden, geben die wirklichen Verhältnisse nur in grober Näherung wieder. Mit den verbreiteten Untersuchungsmethoden werden daher lediglich Eigenschaften untersucht, die einem Zustand zugeordnet sind, der u.a. durch Probenherstellung, Versuchstechnik und Belastungsgeschwindigkeit bestimmt wird. Stoffgesetzparameter und Korrelationen können aber nur hinreichend zuverlässig vorhergesagt werden, wenn die Randbedingungen möglichst umfassend vorgegeben sind.

Unter bestimmten Voraussetzungen werden bei Versuchen zur Erfassung des Spannungs-Verformungs-Verhaltens Zustände erreicht, denen eine festgelegt Bodenstruktur entsprechen. Solche Zustände sind u.a. durch hohe Reproduzierbarkeit gekennzeichnet. Im Gegensatz zu Klassifikationskennzahlen sind die Parameter, die diese Zustände beschreiben, Größen, die das mechanische Verhalten zahlenmäßig erfassen. Bezüglich der Beanspruchungspfade wird hier für Referenzzustände folgende Festlegung getroffen:

Zur Bestimmung von Stoffgesetzparametern des Referenzzustands werden die Böden monoton be- oder entlastet. Entlastungen erfolgen bis zur Minimallast. Es werden nur statische Beanspruchungen betrachtet (Verformungen $\epsilon > 0.005$ oder $\gamma > 0.005$).

Mit diesen Vorgaben wird sichergestellt, daß die verbreitete Versuchs- und Meßtechnik zur Bestimmung der Kennwerte eingesetzt werden kann.

Vielen Stoffgesetzen liegt in Verallgemeinerung des Prinzips der wirksamen Spannungen gem. Abschnitt 2.2.2 die Annahme zugrunde, daß bei monotoner Belastung ein eindeutiger Zusammenhang zwischen Porenzahl e , Hauptspannungsverhältnis und mittlerer Spannung besteht. Vor allem für künstlich aufbereitete, erstbelastete Böden ist diese Annahme experimentell abgesichert. Für Böden im Referenzzustand können deshalb die Zusammenhänge gemäß Abb. 7.1 vorausgesetzt werden.

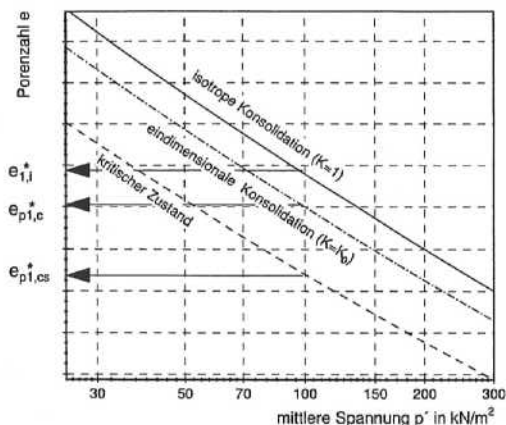


Abb. 7.1: Linie isotroper (ISOCL) und vertikaler Zusammendrückung (ODCL) und Linie des kritischen Zustand (CSL) im Spannungs-Porenzahl-Diagramm

Wenn sich die Druck-Porenzahl-Abhängigkeit bei konstantem Hauptspannungsverhältnis in einem geeigneten Koordinatensystem als Gerade darstellen läßt, benötigt man Anstieg und einen Punkt der Kurve zur vollständigen Beschreibung der Zusammenhänge. Die Einheitswasserzahl nach OHDE entspricht dem Zustand eindimensionaler Zusam-

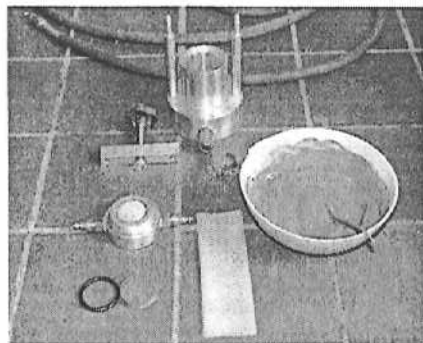


Abb. 7.2: Ermittlung des Wassergehalts bindiger Böden unter isotropen Spannungszustand

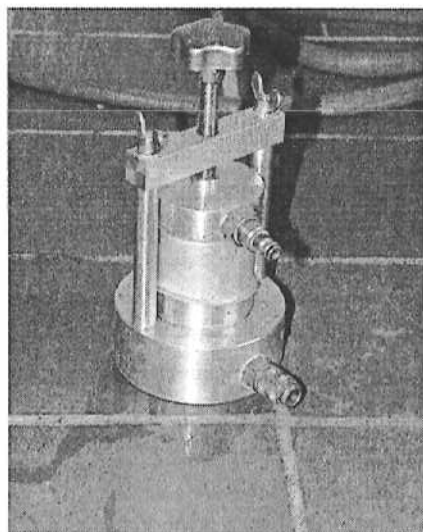


Abb. 7.3: Gerät zur Ermittlung des Wassergehalts unter isotropen Spannungszustand

mendrückung (Ruhedruck). Wird eine Bodenprobe, ausgehend vom spannungsfreien Zustand, unter allseitig gleichem Druck bei Erstbelastung konsolidiert, ergibt sich ein zu diesem Zustand gehöriger Wassergehalt. Eine einfache Möglichkeit zur Bestimmung von isotropen, spannungsbezogenen Wassergehalten ist in den Abb. 7.2 und 7.3 dargestellt. Der kritische Zustand wird bei bindigen Böden z.B. in Scherversuchen unter Erstbelastung erreicht. Probleme bereitet hier allerdings die zuverlässige Bestimmung des Wassergehalts im Bereich der Scherzone.

Damit können die Lageparameter $e_{1,i}^*$, $e_{1,c}^*$, $e_{p1,c}^*$, $e_{p1,cs}^*$ mit einfachen Verfahren bestimmt werden. Es ist zu beachten, daß im Unterschied zur ICL für bestimmte Anwendungen die Abhängigkeit des Porenindex von der mittleren Hauptspannung p' benutzt wird. Das Hauptspannungsverhältnis $K = \frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}$ ist für jeden Referenzzustand konstant. Bei eindimensionaler Kompression erstbelasteter Böden ist $K = K_0 \approx 1 - \sin \varphi'_{nc}$ und im kritischen Zustand ist $K = \frac{1 - \sin \varphi'_{cs}}{1 + \sin \varphi'_{cs}}$. Die mittlere Spannung erhält man für die 3 Referenzzustände der Belastung leicht aus der Rechnung.

7.2 Korrelationen, Referenzzustand bindiger Böden

Es werden im folgenden Korrelationen für die Berechnung unterschiedlicher Kennzahlen angegeben. Da unter Umständen in Zukunft auch andere als die zur Zeit gebräuchlichen Klassifikationskennwerte an Bedeutung gewinnen können, werden auch Korrelationen zu selten benutzten Parametern berücksichtigt. Da alle Gleichungen durch probieren gefunden worden sind, werden die Ergebnisse mehrerer „Versuche“ mitgeteilt. Die zur Anwendung empfohlene Beziehung ist jeweils gekennzeichnet.

7.2.1 Einschränkungen

Für die folgenden Korrelationen gelten die Angaben nach Abschnitt 7.1. Bei bindigen Böden wird davon ausgegangen, daß die Konsistenzgrenzen den gesamten Boden erfassen. Wurden Fließ- und Ausrollgrenze an Teilproben mit Größtkorn $d < d_{\max}$ ermittelt, sind diese Kennzahlen auf die Gesamtprobe umzurechnen. Für die Fließgrenze w_l kann dies in Anlehnung an DIN 18122 gemäß Gl. 7.1 erfolgen.

$$w_l = w_{l,d < d_x} \frac{a_{d < d_x}}{100 \%} + w_{d > d_x} \frac{100 \% - a_{d < d_x}}{100 \%} \quad (7.1)$$

- w_l – Fließgrenze der Gesamtprobe
- $w_{l,d < d_x}$ – an einer Teilprobe mit Korngrößen kleiner d_x ermittelte Fließgrenze
- $w_{d > d_x}$ – Wassergehalt der Teilprobe mit Korngrößen größer d_x
- $a_{d < d_x}$ – Masseanteil der Körner mit Korngrößen kleiner d_x in %

Wenn im Boden Partikel größer 0.4 mm Durchmesser enthalten sind und die Konsistenzgrenzen an einer Teilprobe mit $d \leq 0.4$ mm ermittelt wurden, können Fließ- und Ausrollgrenze nach den Gl. 7.2 und 7.3 berechnet werden. Der Wassergehalt des Überkornanteils ist näherungsweise $w_{0.4\text{mm} < d < 2\text{mm}} = 0.075$.

$$w_{l,d < 2\text{mm}}^* = w_{l,d < 0.4\text{mm}} \left(\frac{a_{d < 0.4\text{mm}}}{100 \%} \right) + w_{0.4\text{mm} < d < 2\text{mm}} \left(1 - \frac{a_{d < 0.4\text{mm}}}{100 \%} \right) \quad (7.2)$$

$$w_{p,d < 2\text{mm}}^* = w_{p,d < 0.4\text{mm}} + 0.3(w_{l,d < 2\text{mm}}^* - w_{l,d < 0.4\text{mm}}) \quad (7.3)$$

Gleichung 7.3 ergibt sich aus der Annahme, daß mit den umgerechneten Konsistenzgrenzen ein Punkt im Plastizitätsdiagramm beschrieben wird, der auf einer Linie durch den Punkt $(w_{l,d < 0.4\text{mm}}, I_{p,d < 0.4\text{mm}})$ liegt, die parallel zur A-Linie verläuft.

Mit den getroffenen Annahmen lassen sich auch die Konsistenzgrenzen auf Teilproben mit anderen maximalen Durchmessern umrechnen, wenn der Wassergehalt des Überkornanteils bekannt ist. Die Umrechnung des Wassergehalts wassergesättigter Böden, die unter

definierten Zuständen aufbereitet wurden, ist nachvollziehbar und läßt sich durch Vergleichsuntersuchungen kontrollieren. Für den natürlichen Wassergehalt ist dies zwar nicht möglich, wird aber gegenwärtig in der Praxis so empfohlen.

Die im folgenden zusammengestellten Korrelationen zur Ermittlung der Eigenschaften feinkörnig, bindiger, mineralischer Böden, gelten für Bodenarten mit mehr als 50% Feinkornanteil ($d \leq 0.063\text{mm}$) und Fließgrenzen größer 20% ($w_L > 0.2$).

7.2.2 Klassifikationskennwerte

Fließ- und Ausrollgrenze

Bei Böden mit geringer Plastizität, zu geringer Probenmenge oder erheblichem Sandkornanteil, ist die Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze nach DIN 18122 nicht zuverlässig möglich. Bei Verwendung des Gerätes nach CASAGRANDE (DIN 18122) kann

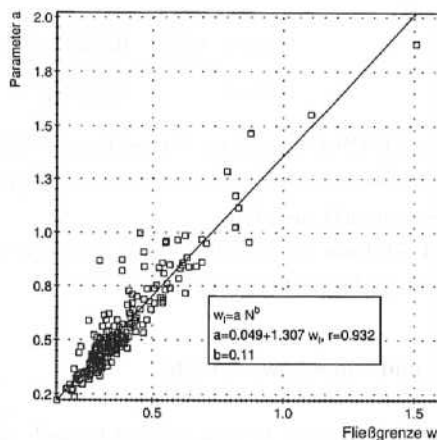


Abb. 7.4: Näherungsverfahren zur Bestimmung der Fließgrenze aus einem Teilversuch

die Fließgrenze w_L aus dem Ergebnis eines Teilversuches berechnet werden (siehe Abschnitt 3.2.2). Aus 237 Prüfergebnissen ergab sich folgende Näherungsbeziehung:

$$w_L \approx \frac{w_N}{1.307} N^{0.11} - 0.004 \quad (7.4)$$

Schrumpfgrenze

In Abb. 7.5 sind die Ergebnisse von Versuchen zur Bestimmung der Schrumpfgrenze dargestellt. Als Korrelation wird hier Gl. 7.6 empfohlen, die sehr gut mit der Korrelation nach

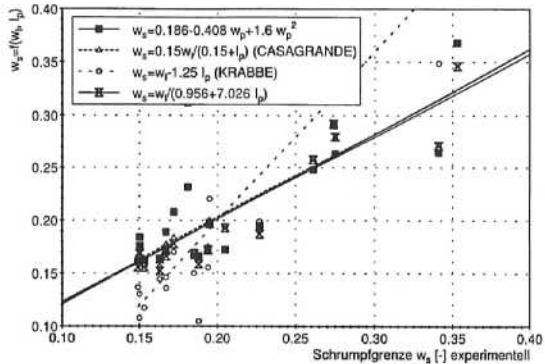


Abb. 7.5: Vergleich gemessene und angenäherte Schrumpfgrenze

CASAGRANDE (Gl. 3.7) übereinstimmt. Mit Gl. 7.5 wird für Böden im Referenzzustand, insbesondere ohne Salzanteile, der Zusammenhang zwischen Ausroll- und Schrumpfgrenze näherungsweise erfasst.

$$w_s \approx 0.168 - 0.2352w_p + 1.3w_p^2 \quad r = 0.883 \quad (7.5)$$

$$w_s \approx \frac{w_p}{0.956 + 7.03I_p} \quad r = 0.957 \quad (7.6)$$

Die von KRABBE angegebene Korrelation (Gl. 3.8), die unterstellt, daß die Konsistenzzahl bei Wassergehalten in Größe der Schrumpfgrenze $I_c = 1.2$ beträgt, wird mit diesen Ergebnissen nicht bestätigt.

Mit Gl. 7.6 kann die Ausrollgrenze w_p berechnet werden, wenn eine experimentelle Bestimmung nicht möglich ist.

Brei- und Einheitswasserzahl

Die Auswertung von 1096 in einer Datenbank abgespeicherten Prüfergebnissen, ergab Abweichungen zu den Gleichungen 3.15 und 3.16. Unter Verwendung dieser Regressionsansätze wurde erhalten:

$$w_0 \approx -0.0077 + 1.559w_l \quad r = 0.900$$

$$w_l \approx 0.1225 + 47.9^{w_p} \quad r = 0.885$$

Nach Erprobung weiterer Regressionsansätze ergab sich der größte Korrelationskoeffizient mit den Gleichungen 7.7 und 7.8. In den Abbildungen 7.6 und 7.7 sind die Meßgrößen den mit Gl. 7.8 bzw. 7.7 ermittelten Werten gegenübergestellt.

$$w_0 \approx 0.0744 + 0.969w_l + 0.837I_p \quad r = 0.911$$

$$w_0 \approx 1.959 w_l^{0.822} I_p^{0.107} - 0.1378 \quad r = 0.953 \quad (7.7)$$

$$w_1 \approx 0.0349 + 0.842 w_l - 0.396 I_p \quad r = 0.928$$

$$w_1 \approx 0.6699 w_l^{1.006} I_p^{-0.1584} - 0.0482 \quad r = 0.963 \quad (7.8)$$

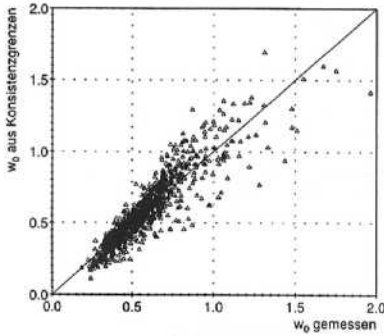


Abb. 7.6: Gegenüberstellung Meßwert, berechneter Wert für die Breiwasserszahl w_0

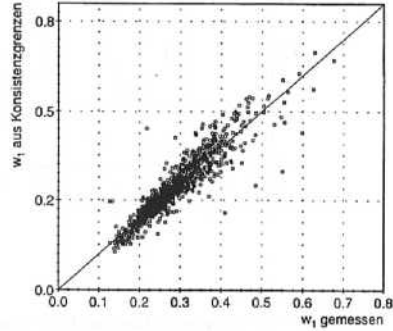


Abb. 7.7: Gegenüberstellung Meßwert, berechneter Wert für die Einheitswasserszahl w_1

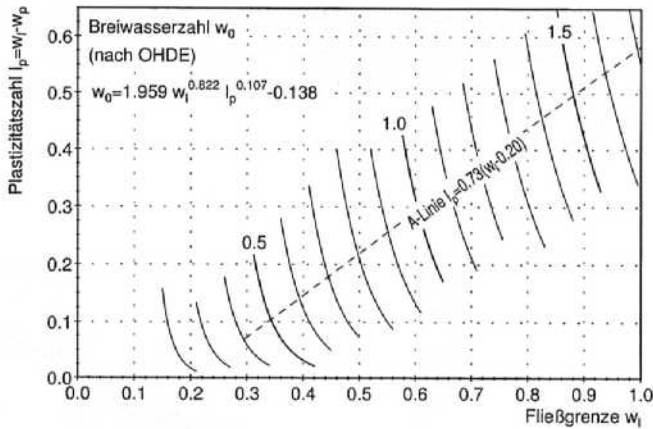
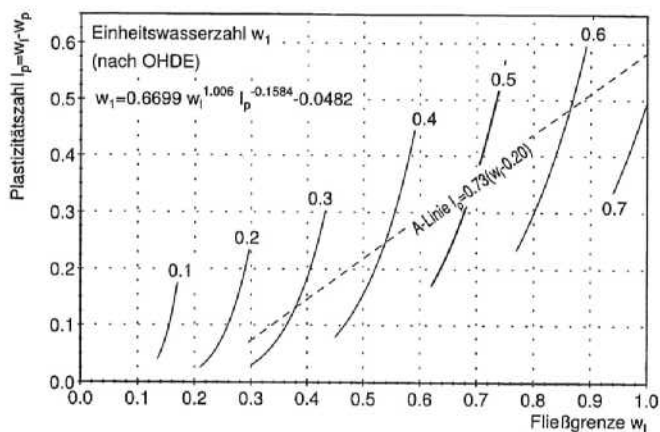
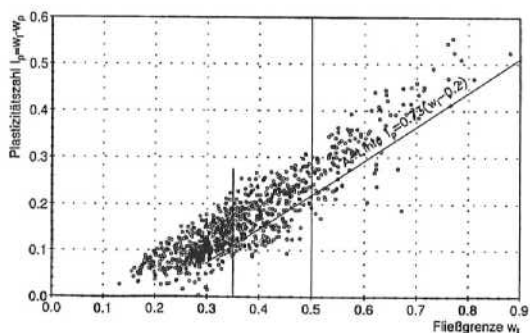


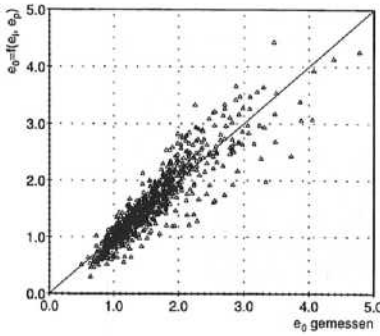
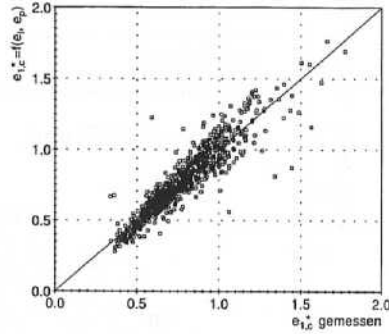
Abb. 7.8: Korrelation zur Bestimmung der Breiwasserszahl w_0

Abb. 7.9: Korrelation zur Berechnung der Einheitswasserzahl w_1

Porenzahl e_0 und $e_{1,c}^*$

Die Porenzahl $e_{1,c}^*$ ist ein Lageparameter und von wesentlicher Bedeutung für die Anwendung des Konzepts der inneren Eigenschaften. Da zwischen Wassergehalt w und Porenzahl e bei vollständiger Sättigung der Zusammenhang $e = w \frac{\rho_s}{\rho_w}$ (ρ_s – Korndichte, ρ_w – Dichte von Wasser) gilt, konnte die von BURLAND angegebene Beziehung an 988 Prüfergebnissen getestet werden.

Abb. 7.10: Plastizitätsdiagramm, Proben zur Ermittlung der Funktion $e_{1,c} = f(e_l, e_t - e_p)$

Abb. 7.11: Gegenüberstellung Meßwert, berechneter Wert e_0 Abb. 7.12: Gegenüberstellung Meßwert, berechneter Wert $e_{1,c}^*$

Es wurden folgende Ergebnisse erhalten:

$$e_{1,c}^* \approx -0.0444 + 1.155e_l - 0.4312e_l^2 + 0.0945e_l^3 \quad r = 0.919 \quad (7.9)$$

$$e_{1,c}^* \approx 0.0868 + 0.856e_l - 0.4040(e_l - e_p) \quad r = 0.936$$

$$e_{1,c}^* \approx 0.770e_l^{1.0151}(e_l - e_p)^{-0.156} - 0.116 \quad r = 0.963 \quad (7.10)$$

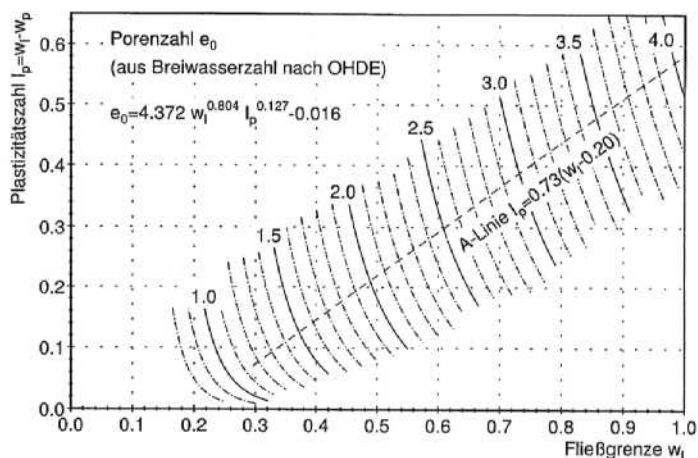
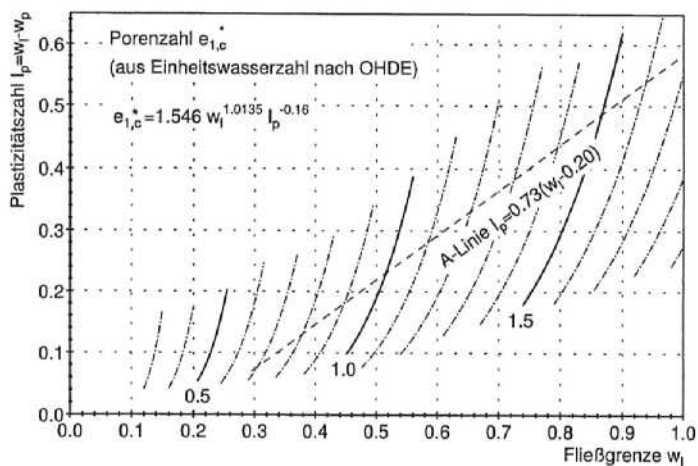
$$e_{1,c}^* \approx 1.546w_l^{1.0135}I_p^{-0.16} \quad r = 0.960 \quad (7.11)$$

$$e_0 \approx 0.202 + 0.946e_l - 0.873(e_l - e_p) \quad r = 0.918$$

$$e_0 \approx 2.114e_l^{0.788}(e_l - e_p)^{0.134} - 0.3428 \quad r = 0.956 \quad (7.12)$$

$$e_0 \approx 4.372w_l^{0.804}I_p^{0.127} - 0.016 \quad r = 0.956 \quad (7.13)$$

e_l und e_p bezeichnen die Porenzahl bei Fließgrenze w_l bzw. Ausrollgrenze w_p . In den Abbildungen 7.11 und 7.12 sind die experimentell bestimmten Größen den mit den Gl. 7.10 und 7.12 berechneten Werten gegenübergestellt.

Abb. 7.13: Korrelation zur Berechnung der Porenzahl e_0 Abb. 7.14: Korrelation zur Berechnung der Porenzahl $e_{1,c}^*$

Wasseraufnahme

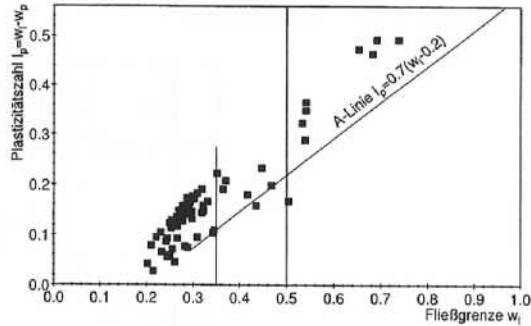


Abb. 7.15: Plastizitätsdiagramm, Proben zur Ermittlung der Funktion $w_a = f(w_l, I_p)$

Mit den Ansätzen nach den Gleichungen 3.12 und 3.13 ergibt sich:

$$w_l \approx 1.095w_a - 0.220 \quad r = 0.926 \quad (7.14)$$

$$w_p \approx 0.18665w_a + 0.079472 \quad r = 0.582. \quad (7.15)$$

Die Abweichung bei der Bestimmung der Ausrollgrenze gemäß Gl. 3.13 und 7.15 haben ihre Ursache im größeren Spektrum der 74 Testböden (siehe Abb. 7.15). Wegen der in Abschnitt 3.3.2 erwähnten Einschränkung bezüglich der Berechnung von zwei abhängigen Größen (w_l , w_p) aus einem unabhängigen Meßwert (w_a) wurden Ansätze zur Ermittlung der Wasseraufnahmefähigkeit aus den Konsistenzgrenzen geprüft. Die beste Übereinstimmung ergab sich mit folgender Korrelation:

$$w_a \approx 0.8727 + 0.3248 \ln w_l + 0.1w_p \quad r = 0.934 \quad (7.16)$$

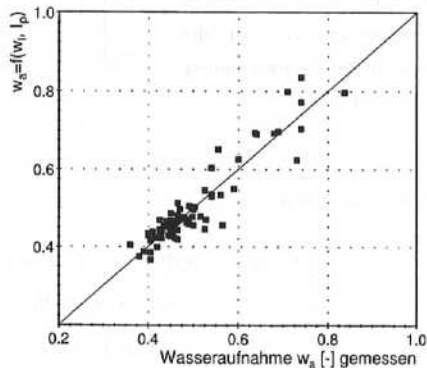


Abb. 7.16: Vergleich gemessene und berechnete Wasseraufnahme $w_a = f(w_l, I_p)$

In Abb. 7.16 sind die mit Gl. 7.16 berechneten und die experimentell ermittelten Werte gegenübergestellt. Der Vergleich (siehe Abb. 7.17) zeigt, daß mit Gl. 7.16 die Ergebnisse von PIETSCH gut wiedergegeben werden.

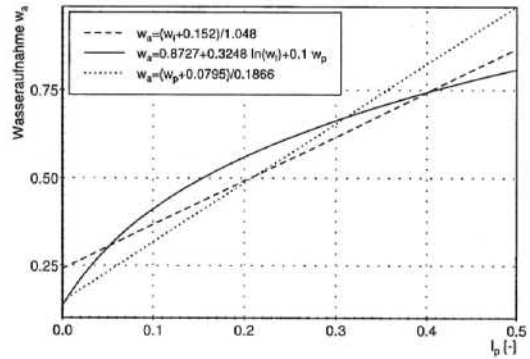


Abb. 7.17: Vergleich der Korrelationen zur Bestimmung der Wasseraufnahme

Proctorkennwerte

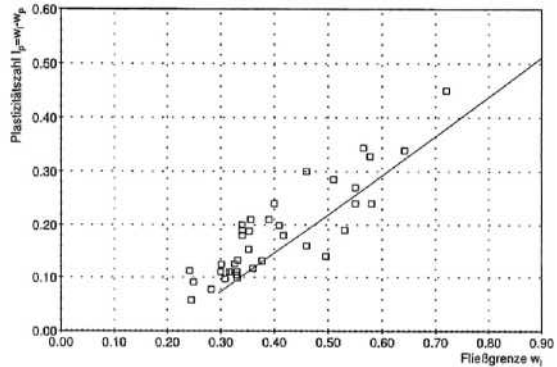


Abb. 7.18: Konsistenzgrenzen der Proben zur Ermittlung der Korrelation für die Bestimmung der Proctorkennwerte

Zur Überprüfung der Korrelationen wurden 46 Prüfergebnisse ausgewertet. Es ergaben sich folgende Gleichungen:

$$\frac{\rho_{Pr}}{\rho_w} \approx 1.292 \exp(0.918 - 1.335w_l + 0.864I_p) - 0.545 \quad r = 0.889 \quad (7.17)$$

$$w_{Pr} \approx -0.505 + 0.846w_l - 0.581I_p \quad r = 0.891$$

$$w_{Pr} \approx \exp\{0.897 - 1.529 \frac{\rho_{Pr}}{\rho_w}\} \quad r = 0.971 \quad (7.18)$$

$$w_{Pr} \approx 0.677 - 0.287 \frac{\rho_{Pr}}{\rho_w} \quad r = 0.970$$

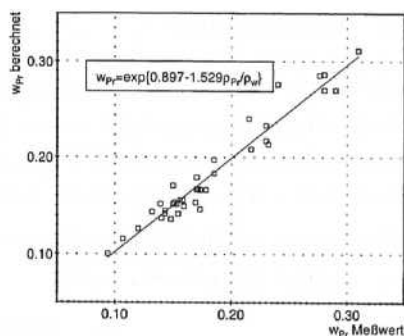
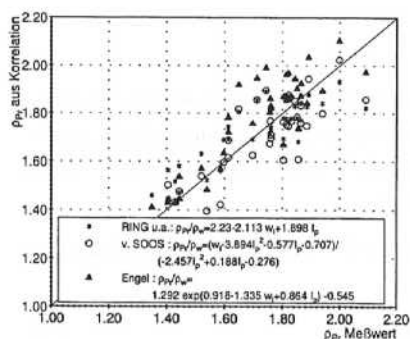


Abb. 7.19: Vergleich der mit Korrelationen und experimentell bestimmten Proctordichte

Abb. 7.20: Vergleich gemessener und berechneter Proctorwassergehalt

In Abb. 7.19 sind experimentell und aus Korrelationen bestimmte Proctordichten, in Abb. 7.20 die Proctorwassergehalte gegenübergestellt.

Mit dieser Gl. 7.17 wurden die Linien gleicher Proctordichten in Abb. 7.21 konstruiert. Der Proctorwassergehalt w_{Pr} läßt sich gemäß Gl. 7.18 aus der Proctordichte ρ_{Pr} berechnen.

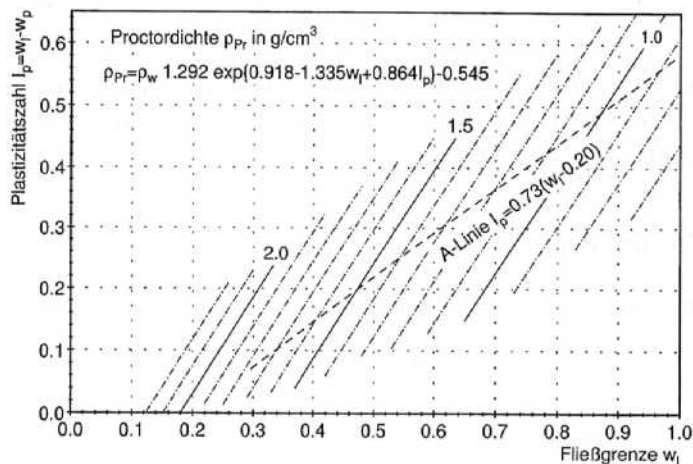


Abb. 7.21: Korrelation zur Bestimmung der Proctordichte ρ_{Pr}

7.2.3 Lageparameter $e_{1,i}^*$, $e_{1,c}^*$, $e_{p1,cs}^*$

Gemäß Abb. 7.1 wird der Zusammenhang zwischen mittlerer Spannung und Porenzahl bei konstantem Hauptspannungsverhältnis unter bestimmten Voraussetzungen durch parallele Geraden erfaßt. Man benötigt zur Beschreibung der Funktion die Neigung sowie einen Punkt der Kurve, der als Lageparameter bezeichnet wird.

Mit den Angaben von Tab. B.8 und B.2 wurde Gl. 7.19 als Korrelation zur Berechnung von $w_{1,i}^*$ ermittelt (Korr.-koeff. $r = 0.95$).

$$w_{1,i}^* \approx 0.631 w_i^{1.1} I_p^{-0.158} \quad (7.19)$$

Aus der Porenzahl $e_{1,c}^*$ kann die Porenzahl $e_{1,i}^*$ gemäß Gl. 7.20 ($r = 0.99$) berechnet werden. Es wurden die Wertepaare der Tab. B.2 benutzt.

$$e_{1,i}^* \approx 1.015 \left(e_{1,c}^* \right)^{1.152} \quad (7.20)$$

Der Lageparameter für die Linie des kritischen Zustands $e_{p1,cs}^*$ ergibt sich aus der Porenzahl $e_{1,i}^*$ mit Gl. 7.21 ($N = 6$, $r = 0.949$).

$$e_{p1,cs}^* \approx 0.826 \left(e_{1,i}^* \right)^{1.199} \quad (7.21)$$

Einsetzen von Gl. 7.20 in Gl. 7.21 liefert:

$$e_{p1,cs}^* \approx 0.84 \left(e_{1,c}^* \right)^{1.381} \quad (7.22)$$

als Gleichung zur Berechnung der Porenzahl $e_{p1,cs}^*$, wobei dies zunächst als ein erster Ansatz zu werten ist, da der Fehler durch die Verknüpfung mehrerer Korrelationen zu größeren Unsicherheiten führen kann.

7.2.4 Zusammendrückbarkeit

Auf Grundlage der Daten von Tabelle B.6 wurden die folgenden Zusammenhänge erhalten.

$$\begin{aligned} C_{\sigma,nc}^{e*} &= \frac{1}{v_{nc}^*} \approx 0.196 I_A^{-0.117} w_i^{1.324} \quad N = 21, r = 0.931 \\ C_{\sigma,nc}^{e*} &= \frac{1}{v_{nc}^*} \approx 0.21 w_i^{1.037} I_p^{0.17} \quad N = 21, r = 0.941 \end{aligned} \quad (7.23)$$

$$v_{oc}^* = \frac{1}{C_{\sigma,oc}^{e*}} \approx 1.085 v_{nc}^{* 1.369} \quad N = 21, r = 0.951 \quad (7.24)$$

$$v_s^* = \frac{1}{C_{\sigma,s}^{e*}} \approx 0.77 v_{nc}^{* 1.798} \quad N = 19, r = 0.939 \quad (7.25)$$

$$v_s^* = \frac{1}{C_{\sigma,s}^{e*}} \approx \frac{3.706}{C_{\sigma,oc}^{e*}} - 52.35 \quad N = 19, r = 0.940$$

In Abb. 7.22 sind die aus den Versuchen ermittelten Werte den nach OHDE und nach Gl. 7.23 berechneten Werten gegenübergestellt.

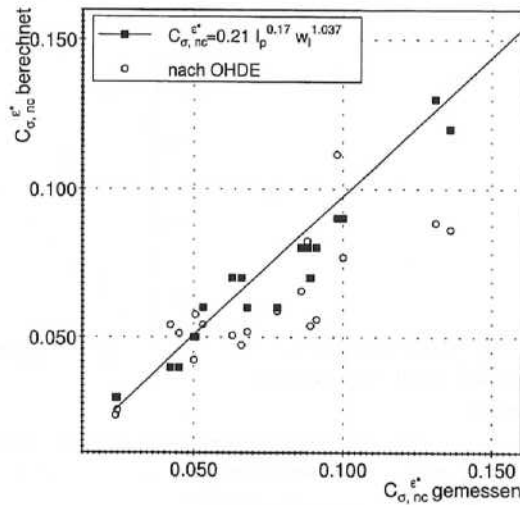


Abb. 7.22: Vergleich der experimentell und mit Näherungsbeziehungen ermittelten $C_{\sigma}^{\epsilon*}$ -Werte

Konsolidationsbeiwert c_v^* und BUISMANN-Beiwert sind bei erstbelasteten, bindigen Böden im Referenzzustand nahezu konstant. Für die Maßeinheit des Konsolidationsbeiwerts wurde hier 1 Jahr=360 Tage zugrunde gelegt.

$$\begin{aligned}
 \ln c_{v,1}^* &\approx -9.146 - 5.772 \ln w_l + 19.04 w_p & N = 20, r = 0.913 & (7.26) \\
 \frac{1}{c_{v,1}^*} &\approx -11.09 + 11.8 w_l + 48.97 I_p & N = 20, r = 0.907 & \\
 \frac{1}{c_{v,1}^*} &\approx -12.08 + 25.5 w_0 - 2.34 \ln \left(\frac{w_0 - w_l}{p_{0.002}} \right) & N = 20, r = 0.861 & \\
 \frac{1}{c_{v,1}^*} &\approx -12.45 + 219.9117 C_{\sigma,nc}^{\epsilon*} & N = 20, r = 0.937 &
 \end{aligned}$$

Der Konsolidationsbeiwert wird in $\frac{m^2}{a}$ erhalten, wenn die Konsistenzgrenzen als Dezimalbruch eingesetzt werden.

$$\begin{aligned}
 B_{nc}^* &\approx 0.00248 w_l^{2.57} w_p^{-0.915} & N = 20, r = 0.887 & (7.27) \\
 B_{nc}^* &\approx \exp\{-8.165 + 17.42 C_{\sigma,nc}^{\epsilon*}\} & N = 20, r = 0.850 & \\
 B_{nc}^* &\approx 0.000222 \{\tan \varphi_{nc}^*\}^{-2.424} & N = 20, r = 0.811 &
 \end{aligned}$$

In Abb. 7.23 sind die experimentell bestimmten Konsolidationsbeiwerte bei $\sigma'_c = 1$ bar den mit Gl. 7.26 berechneten Werten gegenübergestellt.

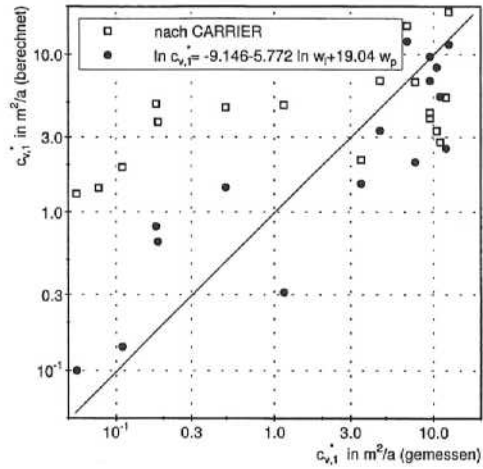


Abb. 7.23: Vergleich berechnete und experimentell ermittelte Konsolidationsbeiwerte

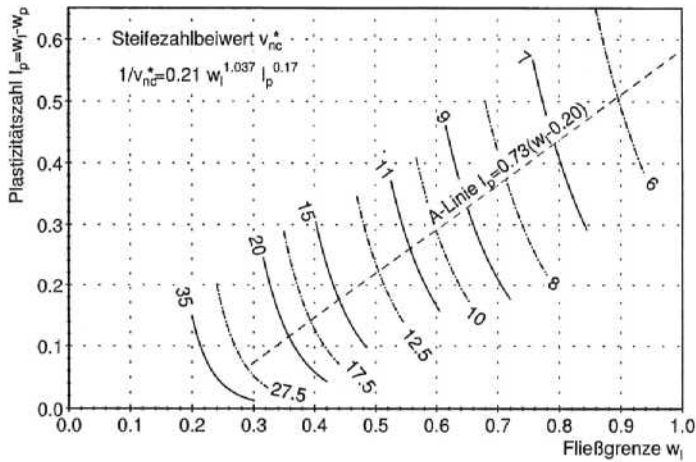


Abb. 7.24: Korrelation zur Bestimmung des Steifzahlbeiwerts v_{nc} bei Erstbelastung

Zur Bewertung der Zusammendrückbarkeit wird die Steifzahl nach OHDE gemäß Gl. 5.13 (Seite 71) verwendet. Soll das lineare Dehnungsmaß benutzt werden, ist mit Gl. 7.28 in erster Näherung die Umrechnung in den Steifzahlbeiwert für v_{nc}^C möglich.

$$\frac{1}{v_{nc}^C} = \frac{1}{v_{nc}^*} \frac{e_{1,c}^* - e_{10,c}^*}{(1 + e_0) \ln \left(\frac{1 + e_{1,c}^*}{1 + e_{10,c}^*} \right)} \quad (7.28)$$

Zur vollständigen Beschreibung des Druck-Setzungs-Verhaltens wird als Lageparameter die Porenzahl $e_{1,c}^*$ des aufbereiteten, erstbelasteten Bodens bei einer Konsolidationsspannung von $\sigma'_c = 1$ bar verwendet (siehe Abb. 7.14). Die Porenzahl bei $\sigma'_c = 10$ bar ergibt sich gemäß Gl. 7.29.

$$e_{10,c}^* = (1 + e_{1,c}^*) 10^{-C_{\sigma'_{nc}}^*} - 1 = (1 + e_{1,c}^*) 10^{\frac{-1}{v_{nc}}} - 1 \quad (7.29)$$

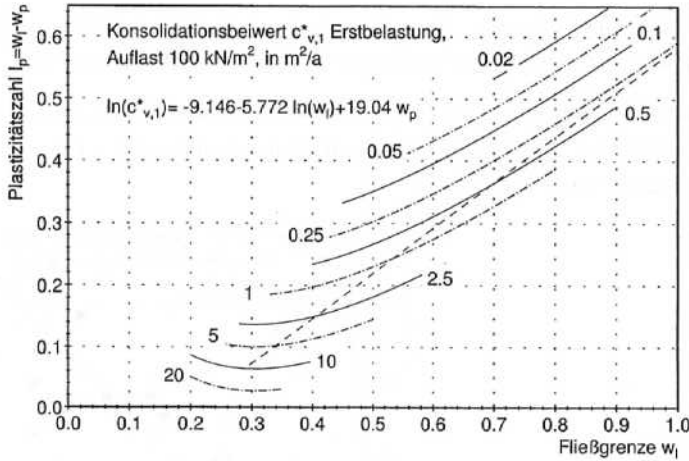


Abb. 7.25: Korrelation zur Bestimmung des Konsolidationsbeiwerts $c_{v,1}^*$

Der Kompressionsbeiwert λ kann gemäß Gl. 8.10 (S. 136) berechnet werden, wobei die Trockendichte bei $e = e_{1,c}^*$ einzusetzen ist. Man erhält:

$$\lambda^* \approx -0.066 - 0.0279 \ln \left(\frac{1}{1 + e_{1,c}^*} \right) + 0.4126 w_L - 0.0195 w_L + 0.153 w_p \quad (7.30)$$

7.2.5 Scherfestigkeit

Mit den Ergebnissen der Scherversuche an Referenzproben und unter Berücksichtigung von Veröffentlichungen Ergebnisse ergaben sich die folgenden Näherungsbeziehungen.

$$\tan \varphi_{nc}^* \approx 0.1522 + \frac{0.0469}{w_l} - 0.143 \ln I_p \quad N = 26, r = 0.941 \quad (7.31)$$

$$\tan \varphi_{oc}^* \approx 1.0157 \tan \varphi_{nc} - 0.052 \quad N = 21, r = 0.977 \quad (7.32)$$

Mit den Gl. 7.31 und 7.32 werden ebene ebene Verformungszustände erfasst. Die Anwendung dieser Korrelationen sollte auf Böden mit $\varphi_{nc}^* < 37.5^\circ$ beschränkt bleiben.

Im Gegensatz zu den Steifezahlbeiwerten sind die Reibungswinkel nur gering von der Belastungsgeschichte abhängig. Für mineralische Böden kann in vielen Fällen $\varphi' = \varphi_{oc}^*$ bzw. $\varphi'_{cs} = \varphi_{nc}^*$ angenommen werden.

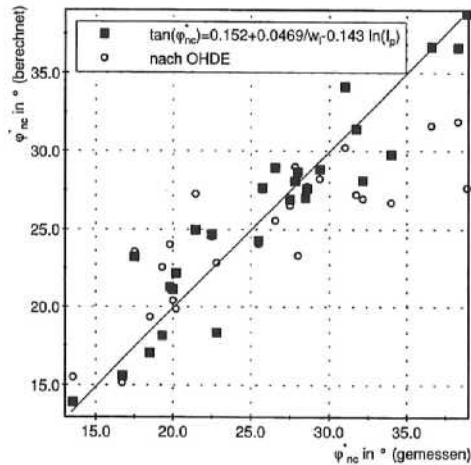


Abb. 7.26: Vergleich der experimentell und mit Näherungsbeziehungen ermittelten Reibungswinkel φ_{nc}^*

Zwischen den Kennwerten der Zusammendrückbarkeit und den Reibungswinkeln bindiger Böden existieren die in Abb. 7.27 angegebenen Zusammenhänge.

Abb. B.6 zeigt die Ergebnisse von Versuchen mit einem Vorbelastungsverhältnis von $OCR=4$. In grober Näherung erhält man eine unter $\varphi = 34^\circ$ geneigte Ausgleichsgerade. Auf Grundlage der Bruchbedingung nach OHDE besitzen Böden mit Reibungswinkeln größer 34° keine nennenswerte wirksame Kohäsion aus statischer Vorbelastung.

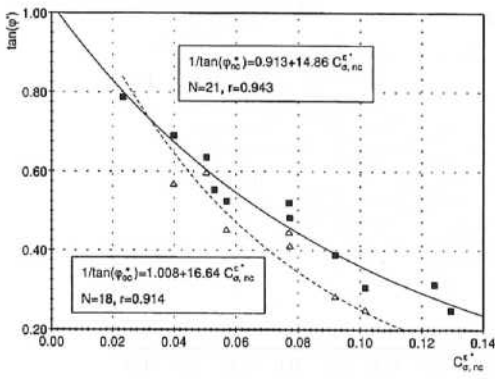


Abb. 7.27: Zusammenhang Scherfestigkeit–Zusammendrückbarkeit für Referenzproben

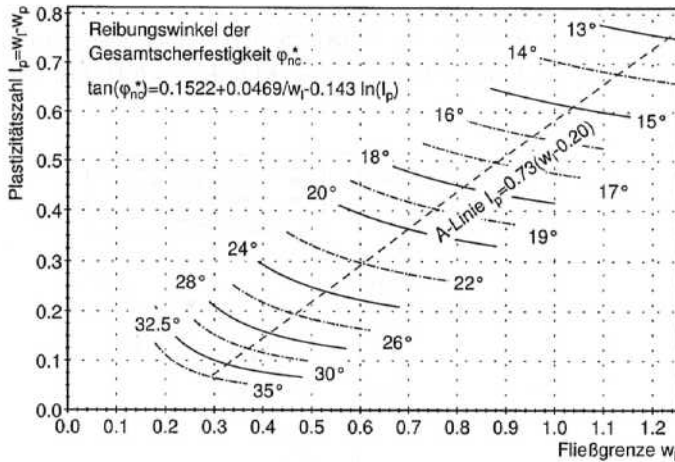


Abb. 7.28: Korrelation zur Bestimmung des Reibungswinkels der Gesamtscherfestigkeit

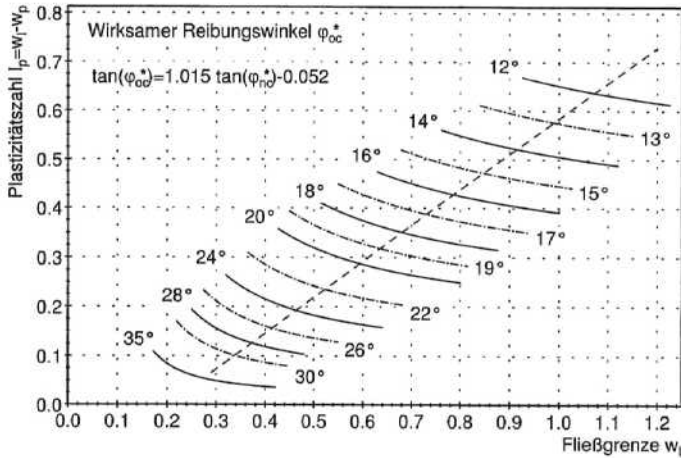


Abb. 7.29: Korrelation zur Berechnung des wirksamen Reibungswinkels φ_{oc}^*

7.2.6 Restscherfestigkeit

Erste Anhaltspunkte über die Größe der Restscherfestigkeit erhält man mit den Näherungen nach Abb. 4.32 bis 4.14. Die Ergebnisse von STARK und EID [143] wurden nu-

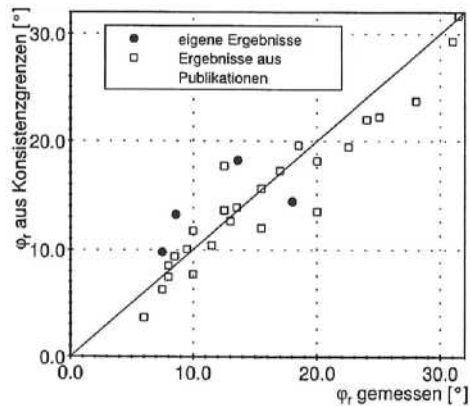


Abb. 7.30: Reibungswinkel der Restscherfestigkeit bei $\sigma' = 100 \text{ kPa}$

merisch ausgewertet. Damit läßt sich die Korrelation für den Sekantenreibungswinkel der Restscherfestigkeit Gl. 7.33 angeben. Diese Beziehung gestattet die Berechnung des Rei-

bungswinkels bei einer mittleren Normalspannung von $\sigma' = 100 \text{ kPa}$.

$$\tan \varphi_r \approx 0.05 + \frac{0.11}{w_L} - 0.043 \ln I_P \quad N = 25, r = 0.950 \quad (7.33)$$

Das hochgestellte Sternchen wird weggelassen, da keine Referenzzustände vorliegen.

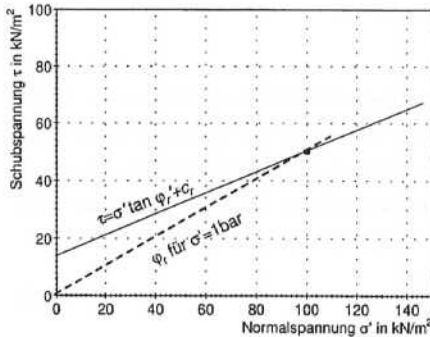


Abb. 7.31: Restscherfestigkeit, Abnahme des Reibungswinkels mit zunehmender Spannung

$$\frac{c_r}{\sigma_{at}} \approx 0.428 w_L \ln I_c + 0.56 w_L - 0.0188 I_c - 0.082 \quad (7.34)$$

Gesicherte Angaben zur Berücksichtigung der Spannungsabhängigkeit des Reibungswinkels φ_r sind noch nicht möglich. Einen Anhaltspunkt liefert die Kohäsion c_r , die als Funktion der Konsistenz nach Gl. 7.34 näherungsweise berechnet werden kann. Aus dem Sekantenreibungswinkel φ_r und der Kohäsion c_r ergibt sich die Scherfestigkeit nach Abb. 7.31.

7.2.7 Durchlässigkeit

Mit den Ergebnissen von Tabelle B.9 wurden folgende Korrelationen ermittelt:

$$C_k^e \approx 0.033 + 0.183 I_p + 0.211 w_L \quad r = 0.912 \quad (7.35)$$

$$\frac{k_{e=e_{1,c}}}{10^{-10} \text{ m/s}} \approx 0.027 w_L^{6.94} I_p^{-6.44} \quad r = 0.894 \quad (7.36)$$

Die Konsistenzgrenzen sind als Dezimalbruch einzusetzen.

7.3 Korrelationen für Referenzzustände nichtbindiger Böden

7.3.1 Klassifikationskennwerte

Grenzlagerungsdichten, Kornform

Das bodenmechanische Verhalten nichtbindiger Böden wird im wesentlichen von Korngrößenverteilung, Kornform und Lagerungsdichte bestimmt. Die Rundheit R ist eine Größe, die in der praktischen Anwendung kaum vorkommt. Da aber einige Korrelationen diesen Parameter voraussetzen, wurden die Zusammenhänge von Abb. 3.10 numerisch ausgewertet. Es wird in erster Näherung der Zusammenhang nach Gl. 7.37 erhalten.

$$R \approx \frac{0.397}{(\max e)^2 \sqrt{U}} \quad (7.37)$$

Gl. 7.38 liegen die Ergebnisse von Versuchen an 83 Böden zugrunde. Der Korrelationskoeffizient beträgt $r = 0.860$.

$$\frac{1}{\min e} \approx 1.524 - 1.33 \ln(\max e) + 0.337 \ln U \quad (7.38)$$

7.3.2 Scherfestigkeit

Die Ansätze zur Berechnung des Reibungswinkels bei bekannter Anfangsporenzahl lassen sich auch als Funktion der bezogenen Lagerungsdichte I_d ausdrücken.

$$\cot \varphi' = \cot \varphi'_{\min} - I_d (\cot \varphi'_{\min} - \cot \varphi'_{\max}) \quad (7.39)$$

Der Reibungswinkel $\varphi'_{\min}$ ist der lockersten und $\varphi'_{\max}$ der dichtesten Lagerung zugeordnet. Es wird $\varphi_{cs} = \varphi'_{\min}$ vorausgesetzt.

Korrelationen für die Ermittlung des Reibungswinkels nichtbindiger Böden sollten den mittleren Korndurchmesser, die Korngrößenverteilung, die Kornform und die Dichte berücksichtigen. Mit Gl. 7.37 wird der Zusammenhang zwischen Porenzahl bei lockerster Lagerung, Ungleichförmigkeitszahl und Kornform hergestellt. Damit läßt sich der Ansatz für eine Korrelation auf die unabhängigen Variablen U , d_{50} , $\max e$ und e beschränken.

Gl. 7.40 wurde mit 42 Werten ($r = 0.961$) und Gl. 7.41 aus 31 Werten ($r = 0.953$) bestimmt.

$$\frac{1}{\tan \varphi'_{\min}} \approx \frac{0.2335 + 0.952 \max e - 0.0565 \ln U - 0.0017 \ln \left(\frac{d_{50}}{1 \text{ mm}} \right)}{\ln(1 + \max e)} \quad (7.40)$$

$$\frac{1}{\tan \varphi'_{\max}} \approx \frac{0.0476 + 0.705 \max e - 0.033 \ln U + 0.0209 \ln \left(\frac{d_{50}}{1 \text{ mm}} \right)}{\ln(1 + \max e)} \quad (7.41)$$

Beide Korrelationen gelten für Böden mit $d_{50} \leq 2 \text{ mm}$ bei einer mittleren Spannung von $p' \approx 1 \text{ bar}$. Es wurden die Ergebnisse von Triaxialversuchen zugrunde gelegt.

7.3.3 Zusammendrückbarkeit – ICL für Sand

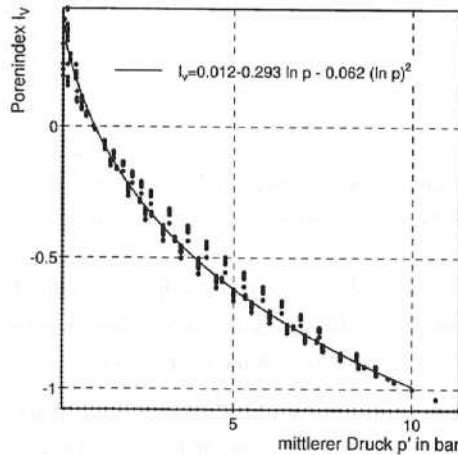


Abb. 7.32: Druck–Porenindex–Kurve für Sand

In Anlehnung an die Druck–Porenindex–Kurve ICL bindiger Böden kann für Sande eine analoge Beziehung abgeleitet werden. Im Rahmen des hypoplastischen Stoffgesetzes (GUDEHUS [45], HERLE [53]) wird zwischen Porenzahl im unbelasteten Zustand e_0 und Porenzahl bei einem mittleren Druck p' der Zusammenhang gemäß Gl. 7.42 zugrunde gelegt.

$$e = e_0 \exp \left\{ - \left(\frac{3p'}{h_s} \right)^n \right\} \quad (7.42)$$

Diese Beziehung gilt bei lockerer Lagerung und konstantem Hauptspannungsverhältnis. Die Granulathärte h_s und der Exponent n sind Materialkennwerte und werden im Rahmen der hypoplastischen Theorie als unabhängig von der Lagerungsdichte angenommen. Es wird deshalb vorausgesetzt, daß zwischen Porenindex I_v und mittlerer Spannung p' bei konstantem Hauptspannungsverhältnis ein eindeutiger Zusammenhang besteht, unabhängig von der Ausgangsporenzahl.

Von MOUSSA [94] wurden die Ergebnisse von Ödometerversuchen an Sand und Kies als Funktion der bezogenen Setzung s' bei $\sigma'_c = 1 \text{ bar}$ und $\sigma'_c = 10 \text{ bar}$ in Abhängigkeit von

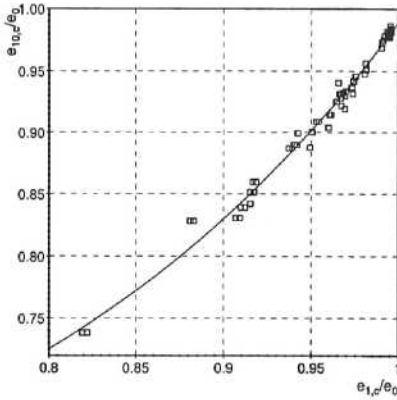


Abb. 7.33: Zusammenhang zwischen $\frac{e_{1,c}}{e_0}$ und $\frac{e_{10,c}}{e_0}$ für unterschiedliche Sande

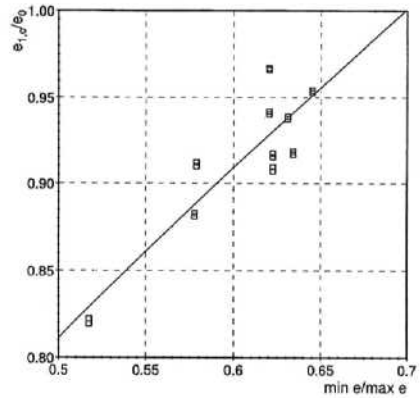


Abb. 7.34: Zusammenhang zwischen $\frac{e_{1,c}}{e_0}$ und den Grenzporozahlen $\max e$, $\min e$

der Einbauporenzahl ausgewertet. Damit konnten die Druck-Setzungs-Kurven bei unterschiedlichen Anfangslagerungsdichten berechnet werden. Zur Berechnung der Steifezahl von Sand und Kies haben sich die Korrelationen nach Gl. 5.52 bis 5.57 gut bewährt.

In Abb. 7.32 wurden die von MOUSSA [94] und HERLE [53] veröffentlichten Ergebnisse zur Ableitung der Funktion einer ICL für Sand genutzt. Die Anwendung von Gl. 7.43 sollte zunächst auf Sand und Kies mit $d_{50} \leq 3$ mm begrenzt werden.

$$I_v = \frac{e - e_{1,c}}{e_{1,c} - e_{10,c}} \approx 0.012 - 0.293 \ln \frac{p}{\sigma_{at}} - 0.062 \left(\ln \frac{p}{\sigma_{at}} \right)^2 \quad (7.43)$$

Zur näherungsweisen Bestimmung der Porenzahlen bei mittleren Spannungen von 1 und 10 bar können die Abb. 7.33 und 7.34 benutzt werden. Es wurden folgende Näherungen gefunden:

$$\frac{e_{10,c}}{e_0} \approx 0.618 \exp \left\{ 2.041 \left(\frac{e_{1,c}}{e_0} - 0.52 \right)^2 \right\} \quad (7.44)$$

$$\frac{e_{1,c}}{e_0} \approx 1.2507 \left\{ \frac{\min e}{\max e} \right\}^{0.6246} \quad (7.45)$$

8. Berechnungskennwerte – Näherungsverfahren

8.1 Neue Konzepte zur Ermittlung von Kennwerten intakter Böden

8.1.1 Das Grundkonzept

Die Einflüsse, die bei der Bewertung der Eigenschaften von Böden und der Festlegung von Berechnungskennwerten zu berücksichtigen sind, können sehr vielfältig sein. In den vorangegangenen Abschnitten wurde gezeigt, wie die Zuverlässigkeit von Korrelationen wesentlich verbessert werden kann, wenn genau festgelegte Referenzzustände untersucht werden. Diese entsprechen aber nur in Ausnahmefällen den Bedingungen in-situ. Es sind deshalb Verfahren erforderlich, die eine Berücksichtigung unterschiedlicher Einflußgrößen ermöglichen.

Die Ermittlung der Berechnungskennwerte intakter Böden sollte auf Grundlage von Versuchsergebnissen unter Berücksichtigung von Näherungsverfahren erfolgen. Angaben zur Entstehungs- und Belastungsgeschichte können dabei wichtige Zusatzinformationen liefern.

Wegen der vielfältigen Einflüsse wird im folgenden an Fallbeispielen die Vorgehensweise bei der Bestimmung von Berechnungskennwerten dargestellt. Diese Modelle sind als Bausteine aufzufassen, die je nach Kenntnisstand verbessert oder durch andere Ansätze ersetzt werden können. Das Grundprinzip besteht in der schrittweisen Berücksichtigung einzelner Einflüsse, ausgehend von einem genau festgelegten Referenzzustand.

8.1.2 ICL – Bezugsgröße „innere Eigenschaften“

Nach BURLAND [21] werden unter dem Begriff „innere Eigenschaften“ Kennwerte verstanden, die das Verhalten mineralischer, aufbereiteter Böden erfassen. In Verallgemeinerung des Konzepts der wirksamen Spannungen nach Abschnitt 7.1.3 wird Gl. 5.44 für

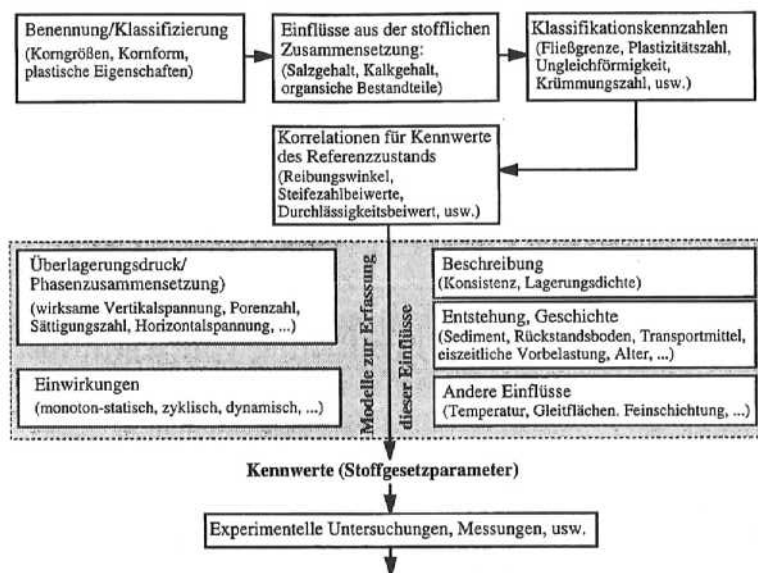


Abb. 8.1: Grundmodell zur Bestimmung von Berechnungskennwerten aus Referenzzuständen

alle Zustände mit konstantem Hauptspannungsverhältnis angewandt. Es sind die Porenzahlen für das vorgegebene Verhältnis der Hauptspannungen und die zugrunde liegende Spannungsvariable (σ' , p' oder s') zu benutzen. Zur Berechnung der Linie isotroper Konsolidation ISOCL muß beispielsweise $e_{1,c}^*$ durch $e_{1,i}^*$ und für die Linie des kritischen Zustands $e_{1,c}^*$ durch $e_{p1,cs}^*$ ersetzt werden, wenn die mittlere Spannung p' als Variable benutzt wird. Mit der Porenzahl $e_{10,c}^*$ ist analog zu verfahren.

Kapitel 7 enthält Korrelationen zur Berechnung aller erforderlichen Größen auf Grundlage einfach bestimmbarer Klassifikationskennwerte. Die Eigenschaften des intakten Bodens können damit in Bezug zu den Referenzeigenschaften näherungsweise berechnet werden.

8.2 Kennwerte bindiger Böden

8.2.1 Wassergesättigte, mineralische Böden

Steifezahl, Vorbelastung

Wichtige Hinweise auf die Eigenschaften intakter, wassergesättigter Böden liefert die Lage der Probe in Bezug zur ICL bzw. SCL-Linie. Im folgenden wird ein Näherungsverfahren zur Bestimmung der Scherfestigkeit und Zusammendrückbarkeit vorgestellt, das als Eingangsgrößen die Kennwerte der Phasenzusammensetzung in-situ (Wassergehalt w , Dichte ρ und Korndichte ρ_s , Überlagerungsdruck σ'_v) und die Konsistenzgrenzen w_l und w_p voraussetzt.

Alle anderen Parameter können mit den vorgestellten Korrelationen berechnet werden (Porenzahl $e_{1,c}^*$, Steifezahlbeiwert $v_{nc}^* = \frac{1}{C_{s,nc}^*}$, Reibungswinkel φ_{nc}^* und φ_{oc}^* , usw.). Durch ergänzende Laborversuche ist eine Überprüfung und gegebenenfalls Korrektur der Ergebnisse möglich.

Die Lageparameter ($e_{1,c}^*$, $e_{10,c}^*$, usw.) haben großen Einfluß auf die Kennwertermittlung. Es wird deshalb empfohlen, die Porenzahl $e_{1,c}^*$ mit den Korrelationen der Gl. 7.8 bis 7.11 zu berechnen und für die weiteren Berechnungen den kleinsten Wert $e_{1,c}^*$ zu benutzen. Unter Umständen ist der Einfluß kleiner Schwankungen von $e_{1,c}^*$ auf das Ergebnis zu prüfen. Die Porenzahl $e_{10,c}^*$ ergibt sich nach mit Gl. 7.29, wobei der Steifezahlbeiwert v_{nc}^* aus Korrelationen ermittelt werden muß (Gl. 7.23).

1. Mit e , $e_{1,c}^*$ und $e_{10,c}^*$ ist zunächst der Porenindex $I_v = \frac{e - e_{1,c}^*}{e_{1,c}^* - e_{10,c}^*}$ zu berechnen. Aus der Lage der zur Bodenprobe gehörenden Parameter im σ'_c - I_v -Diagramm bezüglich der ICL kann geschlossen werden, ob es sich um einen erstbelasteten, vorbelasteten oder nicht vollständig konsolidierten Boden handelt. Unter unvollständiger Konsolidation wird hier ein Zustand verstanden, bei dem der Boden eine geringere Dichte aufweist als bei gleicher wirksamer Spannung nach monotoner Belastung. Ursachen für diese erhöhte Porenzahl können Alterungseffekte, Lastwechsel, Auslaugung, u.a.m. sein. Die ICL-Kurve ergibt sich mit Gl. 5.44 (S. 93), der Überlagerungsdruck mit Gl. A.4.
2. (σ'_v , I_v) auf der ICL-Kurve: Der Boden ist erstbelastet. Es wird angenommen, daß die Eigenschaften des Baugrunds den Bedingungen des Referenzzustandes entsprechen. Damit ist der Steifezahlbeiwert für Erstbelastung und der Reibungswinkel der Gesamtscherfestigkeit maßgebend.

3. (σ'_v, I_v) oberhalb der ICL-Linie:

Der Boden ist nicht vollständig konsolidiert. Es ist mit größeren Setzungen als bei erstbelasteten Böden zu rechnen. Die Steifezahl des Bodens ist kleiner als bei gleicher Normalspannung und Erstbelastung. Zur Berechnung des verminderten Steifezahlbeiwertes wird zunächst das arithmetische Mittel aus Steifezahl bei der gleichen Porenzahl auf der Erstbelastungskurve $E_{s,e}$ und Steifezahl bei gleicher Vertikalspannung auf der Erstbelastungskurve $E_{s,nc}$ gebildet und daraus die Hilfsgröße v_t^* berechnet. Die äquivalente Vertikalspannung $\sigma'_{c,e}$ kann mit v_{nc}^* , e und $e_{1,c}^*$ berechnet werden.

$$\sigma'_{c,e} = \sigma_{at} \left(\frac{1 + e_{1,c}^*}{1 + e} \right)^{v_{nc}^*}$$

Die äquivalente Steifezahl $E_{s,e}$ ergibt sich mit $E_{s,e} = v_{nc}^* \sigma'_{c,e}$ zu:

$$E_{s,e} = v_{nc}^* \sigma_{at} \left(\frac{1 + e_{1,c}^*}{1 + e} \right)^{v_{nc}^*}$$

woraus für v_t^* folgt:

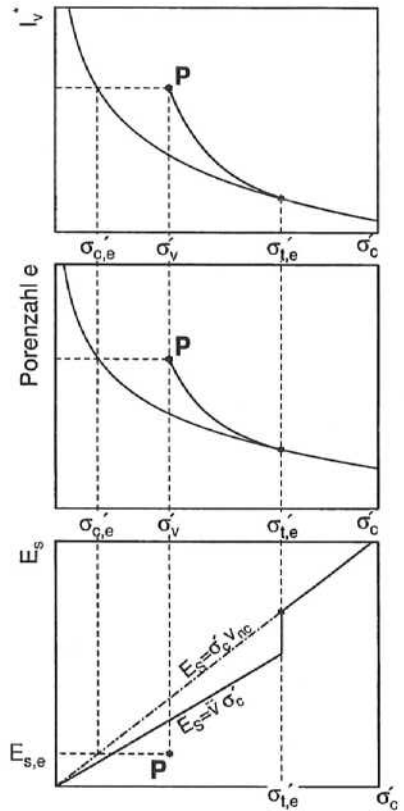
$$v_t^* = 0.5 v_{nc}^* \left(1 + \frac{\sigma'_{c,e}}{\sigma'_v} \right).$$

Für den Übergangsbereich zur Erstbelastungskurve wird ein vermindertes Steifezahlbeiwert $\bar{v}$ eingeführt, der sich als geometrisches Mittel zwischen v_{nc}^* und v_t^* ergibt.

$$\bar{v} = \sqrt{v_t^* v_{nc}^*} = v_{nc}^* \sqrt{\left(0.5 + \frac{\sigma'_{c,e}}{2\sigma'_v} \right)}.$$

Diese Annahme ist erforderlich um eine geschlossen Lösung zu erhalten. Von σ'_v bis $\sigma'_{t,e}$ nähert sich die Druck-Porenzahl-Kurve dem Verhalten erstbelasteter Böden an. Die Spannung $\sigma'_{t,e}$ ergibt sich aus dem Schnittpunkt der Übergangskurve mit der Erstbelastungskurve.

$$\sigma'_{t,e} = \left\{ \left(\frac{1 + e}{1 + e_{1,c}^*} \right) \sigma_v'^{\frac{1}{\bar{v}}} \sigma_{at}'^{\frac{-1}{\bar{v}}} \right\}^{\frac{v_{nc}^* \bar{v}}{v_{nc}^* - \bar{v}}}$$



Für den Bereich $\sigma'_v \leq \sigma'_c \leq \sigma'_{te}$ ist der Steifezahlbeiwert $\bar{v}$ den Berechnungen zugrunde zu legen.

$$E_s = \bar{v} \sigma'_c.$$

Erst bei Belastungen, die im Baugrund Spannungen $\sigma'_c > \sigma'_{te}$ hervorrufen, kann der Steifezahlbeiwert für Erstbelastung benutzt werden.

4. (σ'_v, I_v) unterhalb der ICL-Kurve:

Der Boden ist vorbelastet. Die Steifezahl vorbelasteter Böden wird in Abhängigkeit vom Spannungszustand nach folgenden Kriterien unterteilt:

$$\begin{aligned} \sigma'_v < \sigma'_{t,b} &: E_s = v_{oc}^* \sigma'_v \\ \sigma'_{t,b} \leq \sigma'_v \leq \sigma'_{t,e} &: E_s = v_{nc}^* \sigma'_{t,e} + v_{tc} (\sigma'_{t,e} - \sigma'_v) \\ \sigma'_v > \sigma'_{t,e} &: E_s = v_{nc}^* \sigma'_v. \end{aligned}$$

Der Punkt P bezeichnet den Zustand insitu. Aus der Druck-Porenzahl-Kurve erhält man die Spannung $\sigma'_{t,e}$, die zum Schnittpunkt der Erstbelastungskurve mit der Wiederbelastungs- oder der Entlastungskurve gehört.

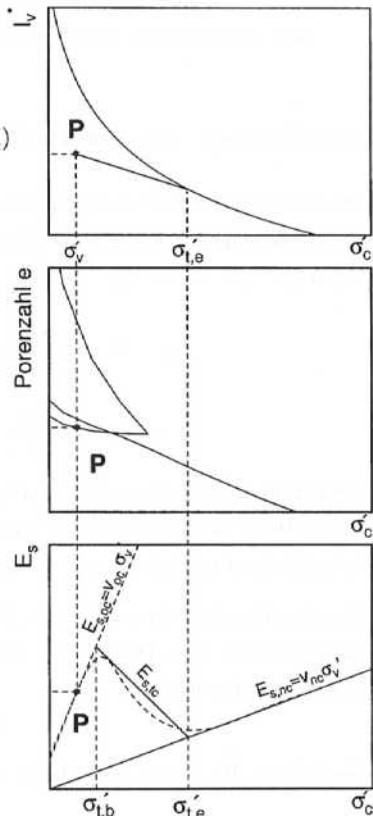
$$\sigma'_{t,e} = \left\{ \left(\frac{1 + e_{1,c}^*}{1 + e} \right) \sigma_v'^{-\frac{1}{v_s^*}} \sigma_{at}'^{-\frac{1}{v_{nc}^*}} \right\}^{\frac{v_{nc}^* v_s^*}{v_s^* - v_{nc}^*}}$$

Der Beginn des Übergangs vom Verhalten bei Vorbelastung zu den Eigenschaften erstbelasteter Böden wird durch die Spannung $\sigma'_{t,b}$ gekennzeichnet. Diese kann mit der Annahme eines konstanten Steifezahlbeiwertes v_{tc} im Übergangsbereich wie folgt berechnet werden:

$$\sigma'_{t,b} = \sigma'_{t,e} \frac{v_{nc}^* + v_{tc}}{v_{oc}^* + v_{tc}}.$$

Für den Beiwert v_{tc} sollte in erster Näherung $0.25 v_{nc}^* \leq v_{tc} \leq v_s^*$ angenommen werden (z.B. $v_{tc} = 0.5 v_{nc}^*$). Aus den Spannungen $\sigma'_{t,b}$ und $\sigma'_{t,e}$ ergibt sich die Vorbelastung etwa als geometrisches Mittel.

$$\sigma'_{c,v} \approx \sqrt{\sigma'_{t,b} \sigma'_{t,e}} \quad (8.1)$$



Die Berücksichtigung der erhöhten Steifigkeit bei kleinen Spannungsänderungen ist mit Gl. 5.33 (S. 80) möglich. $E_{s,0}$ kann mit Gl. 8.2 abgeschätzt werden, wobei dies eine erste Näherung ist.

$$\frac{E_{s,0}}{\sigma_{c,v}} \approx \exp \left\{ -0.755 + \frac{1.0}{w_l} - \frac{0.022}{I_p} \right\} \quad N = 18, \quad r = 0.872 \quad (8.2)$$

Mit dieser Vorgehensweise wird in vielen Fällen eine vorsichtige Näherung erhalten. Die Zusammendrückbarkeit vorbelasteter, bindiger, wassergesättigter Böden, ist meist geringer. Mehrfache Be- und Entlastungen sowie erhöhte Festigkeit infolge Alterung können nur unter Einbeziehung von Untersuchungen an intakten Proben oder Messungen in-situ berücksichtigt werden.

Konsolidations- und Kriechbeiwert

Die Abhängigkeit des Konsolidationsbeiwerts von der Vertikalspannung erhält man durch Verknüpfung der Beziehungen zur Ermittlung der Durchlässigkeit (Gl. 6.11) und der Steifzahl (Gl. 5.11 oder 5.13).

$$c_{v,nc} \approx \frac{c_{v,1}^*}{\exp \left(\frac{1+e_{1,c}^*}{C_k^e} \right)} \frac{\sigma_c'}{\sigma_{at}} \exp \left\{ \frac{1+e_{1,c}^*}{C_k^e} \left(\frac{\sigma_c'}{\sigma_{at}} \right)^{-C_\sigma^e} \right\} \quad (8.3)$$

$$c_v \approx c_{v,nc} \frac{E_s}{E_{s,nc}} \quad (8.4)$$

Zur Berechnung des Konsolidationsbeiwertes im Referenzzustand $c_{v,1}^*$ wird Gl. 7.26 empfohlen. Die in den Abb. 5.13 und 5.14 eingezeichneten Ausgleichskurven für den Konsolidationsbeiwert erstbelasteter Referenzproben wurden mit Gl. 8.3 konstruiert.

Zwischen dem Kriechbeiwert nach BUISMANN und der Steifzahl gilt der Zusammenhang nach Gl. 5.28. Damit wird für den intakten Boden Gl. 8.5 zur Berechnung des Kriechbeiwertes erhalten.

$$B = B_{nc}^* \frac{v_{nc}^* \sigma_v'}{E_s} \quad (8.5)$$

Der Beiwert B_{nc}^* ergibt sich näherungsweise nach Gl. 7.27.

Scherfestigkeit

Mit den Korrelationen gemäß Abschnitt 7.2.5 lassen sich Reibungswinkel der Gesamtscherfestigkeit und wirksamer Reibungswinkel berechnen (Gl. 7.31 und 7.32, Seite 120). Diese beiden Größen werden hier als unabhängig von der Struktur und Belastungsgeschichte

angenommen. Es wird jedoch vorausgesetzt, daß der Boden bezüglich seiner stofflichen Zusammensetzung dem Referenzzustand entspricht. Aus der Vorbelastung $\sigma'_{c,v}$ erhält man die wirksame Kohäsion unter Berücksichtigung von Gl. 4.33 (Seite 61), wobei in Gl. 8.6 ein etwas größerer Reibungswinkel für Wiederbelastung berücksichtigt wurde. Dieser ergibt sich aus dem Vergleich der Scherfestigkeit intakter Böden bei Entlastung und Wiederbelastung (siehe S. 38).

$$c' \approx \sigma'_{c,v} \left(\tan \varphi_{nc}^* - \frac{\tan \varphi_{oc}^* 0.926}{1.008} \right) \quad (8.6)$$

Die undrainierte Kohäsion im Referenzzustand ergibt sich aus der Porenzahl (bzw. dem Wassergehalt) und der mittleren Spannung p' unter Annahme des kritischen Zustands. Mit der Porenzahl $e_{p1,cs}^*$ nach Gl. 7.22 und dem Beiwert $C_{\sigma,nc}^*$ kann die Porenzahl $e_{p10,cs}^*$ und damit der Porenindex $I_{v,cs}$ berechnet werden. Aus der empirischen Funktion der ICL nach Gl. 5.44 erhält man die mittlere Spannung p' für den kritischen Zustand bei gegebener Porenzahl. In diesem Zustand kann $\sigma'_2 = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ (siehe S. 5) angenommen werden. Ergebnisse von Biaxialversuchen (TOPOLNICKI [152]) stützen diese Annahme. Damit ergibt sich die undrainierte Kohäsion im Referenzzustand zu :

$$c_u^* = p' \sin \varphi_{cs}^* = p' \sin \varphi_{nc}^* \quad (8.7)$$

Alternativ ist die Anwendung der Zusammenhänge des Cam-Clay-Modells möglich (siehe z.B.[3], [85]).

$$c_{u,nc}^* = \sigma'_v \frac{3 \sin \varphi_{nc}^* \exp \left\{ \frac{v_{nc}^*}{v_s^*} - 1 \right\}}{3 - \sin \varphi_{nc}^*} \quad (8.8)$$

Mit Gl. 8.8 wird die undrainierte Kohäsion bei Erstbelastung im Referenzzustand berechnet. Aus Gl. A.9 ergibt sich Gl. 8.9 zur Berücksichtigung der Vorbelastung.

$$c_{u,oc} = c_{u,nc}^* \text{OCR} \left(1 - \frac{v_{oc}^*}{v_s^*} \right) \quad (8.9)$$

Anwendungsbeispiel

An einem mittelplastischen Ton wurde die Scherfestigkeit und Zusammendrückbarkeit im Labor untersucht. Die Konsistenz des Bodens war nach Begutachtung vor Ort fest bis hart. Für die Versuche standen ungestörte Bodenproben aus 11–12 m Tiefe zur Verfügung.

Dichte	ρ in g/cm ³	2.123	Korndichte	ρ_s in g/cm ³	2.710
Wassergehalt	w	0.182–0.199	Fließgrenze	w_l	0.475
			Ausrollgrenze	w_p	0.254

Der kleinste Wert für den Lageparameter $e_{1,c}^*$ wird mit Gl. 7.9 erhalten. Die Steifezahlbeiwerte v_{nc}^* , v_{oc}^* und v_s^* wurden mit den Gl. 7.23 bis 7.25, der Konsolidationsbeiwert $c_{v,1}^*$ mit Gl. 7.26, der BUIMSANN-Beiwert B_{nc}^* mit Gl. 7.27 und die Reibungswinkel mit den Gl. 7.31 und 7.32 berechnet.

$$\begin{aligned}
 e_{1,c}^* &= 0.929 & v_{nc}^* &= 13.32 & e_{10,c}^* &= 0.623 \\
 v_{oc}^* &= 37.60 & c_{v,1}^* &= 0.987 \text{ m}^2/\text{a} \\
 v_s^* &= 81.00 & B_{nc}^* &= 0.00128 \\
 \varphi_{nc}^* &= 25.0^\circ & \varphi_{oc}^* &= 22.8^\circ
 \end{aligned}$$

Mit den Kennwerten der Phasenzusammensetzung ($w = 0.195$) ergibt sich die Porenzahl zu $e = 0.525$ und die Porenzahl bei Sättigung zu $e = 0.528$. Für die weiteren Berechnungen sollte der größere von beiden Werten eingesetzt werden. Bei teilgesättigten Böden ($S_R < 0.9$) sind die hier vorgestellten Modelle nicht ohne weiteres anwendbar.

Der Porenindex des intakten Bodens ist damit $I_v = -1.309$. Unter Annahme eines mittleren Überlagerungsdrucks von $\sigma'_v = 265 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ wird für die ICL-Kurve der Porenindex $I_v = -0.451$ erhalten, d.h. der Boden ist vorbelastet.

Mit der Annahme $v_{tc} = v_{nc}^*$ erhält man die Vorbelastung zu $\sigma'_{c,v} = 1616 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ und damit folgende Kennwerte des intakten Bodens:

$$\begin{aligned}
 E_S &\approx 9970 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} & c_v &\approx 2.78 \text{ m}^2/\text{a} & B &\approx 0.0004 \\
 c' &\approx 36.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} & c_u &\approx 280 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}
 \end{aligned}$$

Gl. 8.7 ergibt $c_u \approx 275 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$, mit $e_{p1,cs}^*$ nach Gl. 7.22 und $e_{p10,cs}^*$ nach Gl. 7.29. In Gl. 7.29 ist dabei die Porenzahl $e_{1,c}^*$ durch $e_{p1,cs}^*$ zu ersetzen.

In den Abb. 8.2 und 8.3 sind die wirksame und die undrainierte Kohäsion für dieses Beispiel als Funktion des Wassergehalts dargestellt. Es wird vollständige Sättigung vorausgesetzt. Die Ergebnisse von Triaxial- und Rahmenscherversuchen sind zum Vergleich als ausgefüllte Dreiecke eingezeichnet.

Experimentell wurden die nachfolgend aufgeführten Kennwerte ermittelt:

$$E_s \approx 16000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad c_v = 3.5 - 4.0 \text{ m}^2/\text{a} \quad B = 0.0003 - 0.0004$$

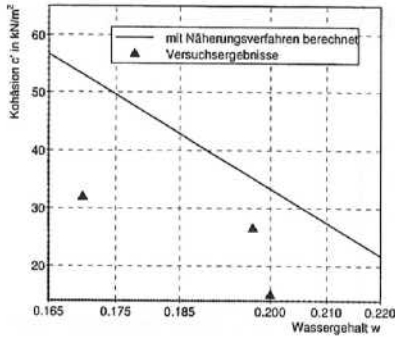


Abb. 8.2: wirksame Kohäsion als Funktion des Wassergehaltes

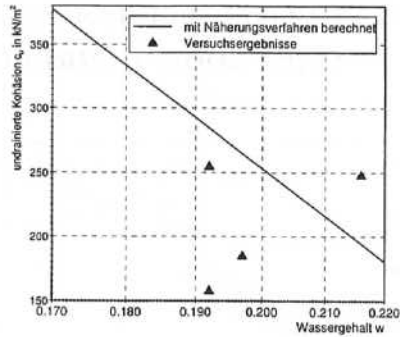


Abb. 8.3: undrainierte Kohäsion als Funktion des Wassergehaltes

Triaxialversuche	$\varphi'_{tc} = 23.5^\circ$	$c'_{tc} = 26.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Kastenscherversuche	$\varphi'_{ps} = 25.5 - 26.6^\circ$	$c'_{ps} = 15.0 - 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Die Berechnungen auf Grundlage der Korrelationen liefern hier teilweise größere Scherfestigkeiten als im Versuch. Ursache hierfür können u.a. Störungen beim Einbau der Proben in die Versuchsgeräte sein.

Bei Böden mit weicher bis steifer Konsistenz wird dagegen meist eine im Vergleich zu intakten Proben geringere Scherfestigkeit mit den Näherungsverfahren berechnet.

8.2.2 Kompressionsbeiwert intakter, wassergesättigter Sedimente (RENDON-HERRERO)

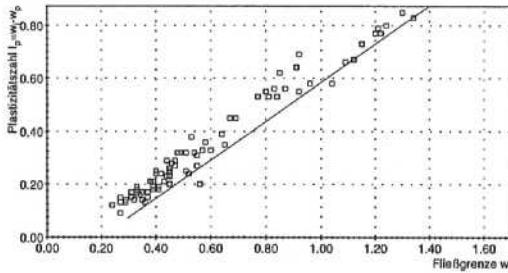


Abb. 8.4: Konsistenzgrenzen der Proben zur Ableitung einer Korrelation für den Kompressionsindex, Daten von RENDON-HERRERO

Auf Grund der breiten Anwendung von Kompressions- und Schwellbeiwert C_c und C_s sind eine Vielzahl von Näherungsbeziehungen zur Bestimmung dieser Kennwerte veröffentlicht worden (siehe AL-KHAFAJI [1]). Die von RENDON-HERRERO [115] veröffentlichten

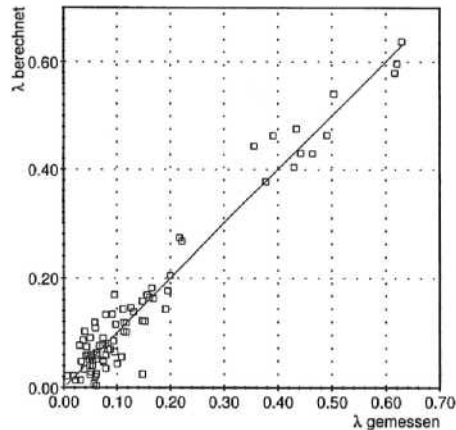


Abb. 8.5: Vergleich von gemessenem und berechnetem Kompressionsbeiwert λ , Daten von RENDON-HERRERO

Ergebnisse wurden in die Datenbank aufgenommen und statistisch ausgewertet. Mit 87 Wertepaaren wurde die Korrelation nach Gl. 8.10 zur Berechnung des Kompressionsindex λ ermittelt. Der Korrelationskoeffizient beträgt $r = 0.95$.

$$\lambda \approx -0.06597 - 0.02794 \ln \frac{\rho_d}{\rho_s} + 0.4126w - 0.0195w_l + 0.1533w_p \quad (8.10)$$

In Abb. 8.5 sind die mit Gl. 8.10 berechneten den experimentell ermittelten Werten gegenübergestellt. Diese Korrelation enthält mit dem Wassergehalt w und der Trockendichte

ρ_d Variablen, die den Zustand in-situ erfassen und kann deshalb für intakte, wasser-gesättigte Sedimente benutzt werden.

8.2.3 Salzgehalt gesättigter, bindiger Böden

Zur Berücksichtigung des Salzgehaltes wird von der Vorstellung ausgegangen, daß durch elektrochemische Kräfte ein Teil des Porenwassers an die Feststoffpartikel gebunden ist. Bei der Bestimmung des Wassergehalts wird dies zunächst vernachlässigt. In Abb. 3.2 ist

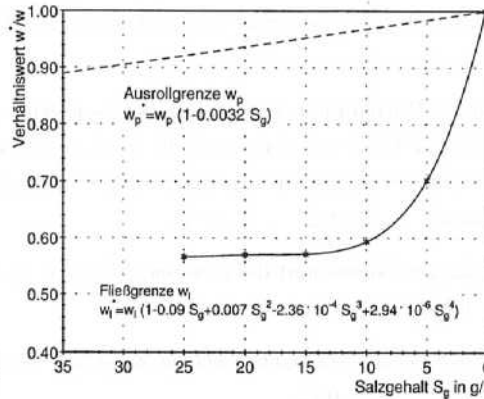


Abb. 8.6: Verhältnis der Wassergehalte mit und ohne gelöste Salze

die Abhängigkeit der Konsistenzgrenzen vom Salzgehalt der Porenflüssigkeit dargestellt. Die Herleitung eines Modells zur Berücksichtigung des Salzgehalts von Böden erfolgt hier unter der Annahme, daß die Scherfestigkeit mariner Tone vergleichbar ist mit Böden, deren Konsistenzgrenzen Werte des Tons ohne gelöste Salze annehmen. Mit den Angaben von Abb. 3.2 wurde das Verhältnis zwischen Wassergehalt ohne und mit gelösten Salzen berechnet. Die Ergebnisse sind in Abb. 8.6 dargestellt. Zur Berechnung der Fließ- oder Ausrollgrenze w_l^* , w_p^* wird eine Korrektur als Funktion des Salzgehalts benutzt:

$$w_x^* = w_x \cdot f(\text{Salzgehalt}).$$

Auf Grundlage der Ergebnisse nach Abb. 8.6 werden die Gleichungen 8.11 und 8.12 als Ansätze zur Berechnung der Fließ- und Ausrollgrenze in Abhängigkeit der gelösten Masse Salz je Liter Porenwasser S_g erhalten.

$$w_l^* \approx w_l (1.0 - 0.09 S_g + 0.007 S_g^2 - 2.36 \cdot 10^{-4} S_g^3 + 2.94 \cdot 10^{-6} S_g^4) \quad (8.11)$$

$$w_p^* \approx w_p (1.0 - 0.0032 S_g) \quad (8.12)$$

Der Reibungswinkel im Referenzzustand ergibt sich aus den Korrelationen, wenn die Parameter w_l^* und w_p^* zugrunde gelegt werden. Gl. 8.11 gilt für Salzgehalte bis $S_g \approx 25\frac{\text{g}}{\text{l}}$. Bei höheren Salzgehalten ist keine weitere Abnahme der Fließgrenze zu erwarten. Das gleiche gilt für die Ausrollgrenze w_p .

Zur Berechnung der Steifzahl und der Lageparameter ($w_1, e_{1,c}^*, e_{1,t}^*$, usw.) sind die Konsistenzgrenzen ohne Korrektur zu verwenden.

Ein Hinweis auf gebundenes Porenwasser liefert außerdem der Vergleich der Ausrollgrenze und der Schrumpfgrenze. Für Böden ohne gelöste Salze besteht der Zusammenhang nach Gl. 7.5 zwischen Ausroll- und Schrumpfgrenze. Weichen die Ergebnisse deutlich von dieser Näherung ab, sollte der Salzgehalt des Porenwassers bestimmt werden.

Beispiel: Bothkennar Ton In [2] sind die Ergebnisse von Versuchen an aufbereitetem Bothkennar Ton zusammengestellt. Es wurde in-situ entnommenes Wasser benutzt. Der Salzgehalt betrug $21\frac{\text{g}}{\text{l}}$. Die experimentell ermittelten Kennwerte sind:

$$w_l = 0.67 \quad w_p = 0.29 \quad \varphi_{cs} = 34^\circ$$

Der Kompressionsbeiwert des intakten Bodens ist $C_c = 1.03$, die undrainierte Kohäsion $c_u \approx 45 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$.

Mit Gl. 8.11 und 8.12 ergeben sich als Kennwerte des Referenzzustands:

$$w_l^* \approx 0.39 \quad I_p^* \approx 0.12,$$

aus Abb. 7.28 als Reibungswinkel bei Erstbelastung $\varphi_{nc}^* \approx 30^\circ$. Ohne die Korrektur der Konsistenzgrenzen erhält man $\varphi_{nc}^* \approx 19^\circ$.

In Gl. 7.23 sind die Konsistenzgrenzen ohne Umrechnung einzusetzen. Der Kompressionsbeiwert ergibt sich für $e = 1.7$ zu $C_c \approx 0.943$.

8.2.4 Organische Anteile

Organische Anteile können die bodenmechanischen Eigenschaften erheblich beeinflussen. Der Glühverlust weist auf solche Bestandteile hin, ist aber kein objektives Maß für die wirklich im Boden enthaltenen organischen Verbindungen. In den Abb. 3.5, 3.6, 4.29 und 4.30 wurden bodenmechanische Parameter als Funktion des Glühverlustes dargestellt. Es wird deutlich, daß neben dem Glühverlust weitere Einflüsse berücksichtigt werden müssen. Dies betrifft insbesondere die Zusammensetzung der mineralischen Bestandteile des Bodens. Das Verhältnis der Kennwerte des Bodens zu den Referenzparametern mineralischer Böden bei gleichen Konsistenzgrenzen hat sich als geeigneter Ansatz für die Berücksichtigung des Einfluß der organischen Bestandteile erwiesen.

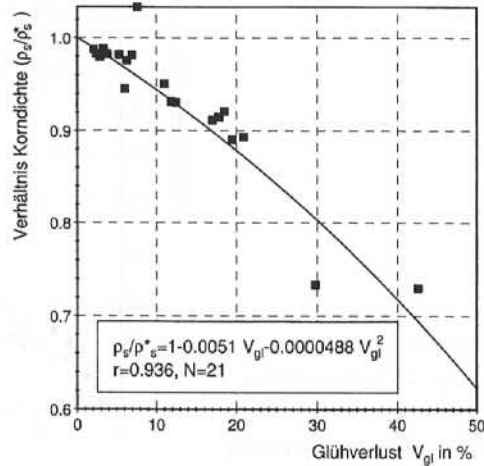


Abb. 8.7: Verhältnis der Korndichte organogener Böden in Bezug zu mineralischen Referenzböden

Für die Berechnung der Korndichte wird z.B. erhalten:

$$\rho_s \approx \rho_s^* \left(1 - 0.51 V_{Gl} - 0.4881 V_{gl}^2 \right) \quad r = 0.936 \quad (8.13)$$

mit $\rho_s^* \approx 2.7 \frac{\text{g}}{\text{cm}^3}$ als Bezugskorndichte.

Der Reibungswinkel organogener Böden ergibt sich aus dem Reibungswinkel im Referenzzustand und dem Glühverlust V_{gl} nach folgender Korrelation:

$$\tan \varphi' \approx \tan \varphi_{oc}^* \left(1 + 4.68 V_{Gl} + 18.1 V_{gl}^2 \right) \quad r = 0.95 \quad (8.14)$$

mit dem Glühverlust V_{gl} als Dezimalbruch. Mit Gl. 7.31 läßt sich der Reibungswinkel des Referenzzustands berechnen.

Analog zu dieser Vorgehensweise ist die Berechnung anderer Kennwerte möglich. Die Datenbasis für die Ansätze der Gl. 8.15 bis 8.18 ist sehr gering, so daß bei Vorliegen weiterer Versuchsergebnisse entsprechende Anpassungen erforderlich sein können. Es wurden eigene und in [90] zitierte Ergebnisse zugrundegelegt.

$$w \approx w^* (1 + 39 V_{Gl}) \quad (8.15)$$

$$w_l \approx w_l^* (1 + 14 V_{Gl}) \quad (8.16)$$

$$I_p \approx I_p^* (1 + 11 V_{gl}) \quad (8.17)$$

$$\frac{1}{C_{\sigma,nc}^e} = v_{nc} \approx \frac{1}{C_{\sigma,nc}^{e*}} (1 - 1.55 V_{Gl}) \quad (8.18)$$

$$C_c \approx C_c^* (1 + 0.43 V_{Gl}) \quad (8.19)$$

$$B \approx B^* (1 + 50 V_{Gl}) \quad (8.20)$$

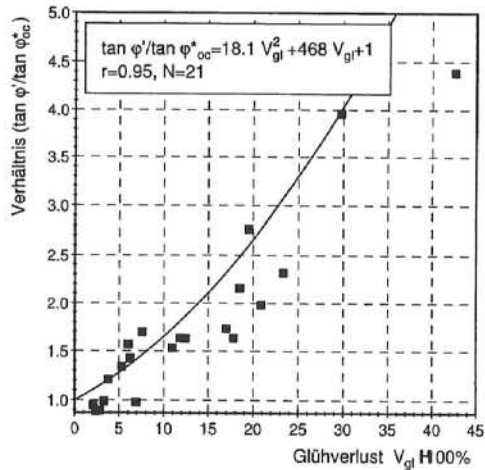


Abb. 8.8: Verhältnis des Reibungsbeiwerts $\tan \varphi'$ organogener Böden in Bezug zum Reibungsbeiwert $\tan \varphi'_{oc}$ von Referenzböden bei gleichen Konsistenzgrenzen

Nach Erprobung dieses Konzepts für unterschiedliche Böden kann folgende Vorgehensweise empfohlen werden:

1. Berechnung der Fließgrenze w_l^* und der Plastizitätszahl I_p^* für den Referenzzustand mit Gl. 8.16 und 8.17.
2. Berechnung des Reibungswinkels φ' nach Gl. 7.31 mit w_l^* , I_p^* .
3. Ermittlung des Steifezahlbeiwerts v_{nc}^* nach Gl. 7.23 mit den Parametern w_l^* und I_p^* und Korrektur von v_{nc}^* nach Gl. 8.18.
4. Der Konsolidationsbeiwert ergibt sich nach Gl. 7.26 mit den Konsistenzgrenzen w_L und I_P ohne Korrektur.
5. Für die Berechnung des Kriechbeiwertes ist das Vorgehen analog zum Steifezahlbeiwert. Es wird zunächst mit den Konsistenzgrenzen im Referenzzustand die Größe B^* berechnet und der Kriechbeiwert nach Gl. 8.20 erhalten.
6. Der Konsolidationsbeiwert ergibt sich nach Gl. 7.26 mit den Konsistenzgrenzen w_L und I_P ohne Korrektur.
7. Als Lageparameter $e_{l,c}^*$ ist der Kleinstwert nach Gl. 7.8 bis 7.11 zu verwenden!

Beispiel: Klei Für einen norddeutschen Klei sind die Ergebnisse umfangreicher Laboruntersuchungen u.a. in [15], [117], [113] veröffentlicht worden. Es ergaben sich folgende mittlere Parameter:

$$\begin{aligned} w_l &= 0.98 & I_p &= 0.49 & \rho_s &= 2.50 \frac{\text{g}}{\text{cm}^3} & V_{gl} &= 0.123 \\ \varphi' &= 34.1^\circ & \lambda &= 0.250 & \kappa &= 0.022 & C_\alpha &= 0.023 & B &\approx 0.004 & c_v &= 0.21 - 0.67 \frac{\text{m}^2}{\text{s}} \end{aligned}$$

Die erforderlichen Eingangsgrößen sind Fließgrenze w_L , Plastizitätszahl I_P , Glühverlust V_{gl} und Korndichte ρ_s sowie $w = 0.714$ und $\sigma'_v = 175 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$. Mit den Näherungsverfahren erhält man die nachfolgend aufgeführten Kennwerte, wobei die Berechnung ergibt, daß der Boden nicht vollständig konsolidiert ist.

$$\begin{aligned} w_L^* &\approx 0.360 & I_P^* &\approx 0.208 & v_{nc}^* &\approx 17.9 & B^* &\approx 0.00061 \\ \varphi' &\approx 26.9^\circ & c_u &\approx 40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} & e_{1,c}^* &\approx 1.442 & v_{nc} &\approx 14.5 \\ E_S &\approx 2133 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} & \lambda &\approx 0.17 & B &\approx 0.004 & C_\alpha &\approx 0.025 \end{aligned}$$

8.3 Nichtbindige und gemischtkörnige Böden

8.3.1 Scherfestigkeit von Sand und Kies

Zur Berücksichtigung der Lagerungsdichte und Spannungsniveaus werden Ansätze benutzt, die auf Zustandsparametern, z.B. nach Abschnitt 4.3.3, aufbauen. Es wird vorausgesetzt, daß nach großen Scherverformungen ein kritischer Zustand erreicht wird. Das Hauptspannungsverhältnis läßt sich für diesen Zustand durch den Reibungswinkel φ_{cs} beschreiben und ist unabhängig von den Anfangsbedingungen (Porenzahl, Konsolidationsspannung, Struktur). Im Gegensatz zur Restscherfestigkeit, bei der alle Partikel innerhalb der Scherzone eine gleiche Ausrichtung erfahren, wird beim kritischen Zustand lediglich volumenkonstante Verformung in einem begrenzten Bereich angenommen. Der Verformungszustand (plain strain, Triaxial, usw.) kann deshalb Einfluß auf die Größe von φ_{cs} haben.

Mit Gl. 7.40 erhält man den Winkel φ_{cs} für triaxiale Kompression. Der Reibungswinkel bei dichtester Lagerung wird mit Gl. 7.41 berechnet. Für dieses Spannungsniveau ($p \approx 1 \text{ bar}$) gilt die Abhängigkeit des Bruchreibungswinkels nach Gl. 7.39.

Der Dilatanzindex von BOLTON (Gl. 4.23, S. 53) erlaubt die Berücksichtigung der Druckabhängigkeit des Bruchreibungswinkels. Insbesondere die Berechnung des Reibungswinkels nach Gl. 4.20 unter Berücksichtigung von Gl. 4.26 hat bei unterschiedlichen Böden gute Übereinstimmung ergeben. Eine dimensionsrichtige Schreibweise für die Definition des Dilatanzindex ist in Gl. 8.21 mit $p_k = 1 \text{ kN/m}^2$ angegeben.

$$I_R = I_d \left\{ \ln \left(\frac{22026.47}{p_k} \right) - \ln \left(\frac{p'}{p_k} \right) \right\} - 1 \quad (8.21)$$

Damit ergibt sich folgende Vorgehensweise zur Berechnung des spannungsabhängigen Reibungswinkels:

1. Bestimmung des Reibungswinkels im kritischen Zustand, z.B. mit Gl. 7.40.
2. Berechnung des Dilatanzindex mit Gl. 8.21. Es ist die Spannung $p' = p'_f$ im Bruchzustand (peak) einzusetzen. Diese muß zunächst mit einem mittleren Reibungswinkel geschätzt werden.
3. Berechnung des Dilatanzwinkels ψ mit Gl. 4.26 und des Reibungswinkels φ'_f mit Gl. 4.20.

Der Wertebereich von I_R ist beschränkt auf $0 < I_R \leq 4$. Bei Überschreitung einer Grenze ist der obere bzw. untere Grenzwert zu benutzen.

Die Scherfestigkeit bei Spannungen bis $p' \approx 8$ bar kann durch Bruchreibungswinkel φ'_f und Verzahnungswiderstand c oder eine gekrümmte Umhüllende erfaßt werden. Bei größeren Spannungen sollte ein Potenzansatz der Form

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2\sigma_{at}} = a \left(\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2\sigma_{at}} \right)^b \quad (8.22)$$

angenommen werden.

8.3.2 Scherfestigkeit gemischtkörniger Böden

Bei gemischtkörnigen Böden wird unterschieden in Grob- und Feinkornanteil. Die Festlegung eines Durchmessers als Grenze zwischen Fein- und Grobkorn muß die Zusammensetzung des Bodens berücksichtigen. Es werden folgende Kennwerte des Bodens benötigt, die aus Versuchen bekannt sind oder angenommen werden müssen:

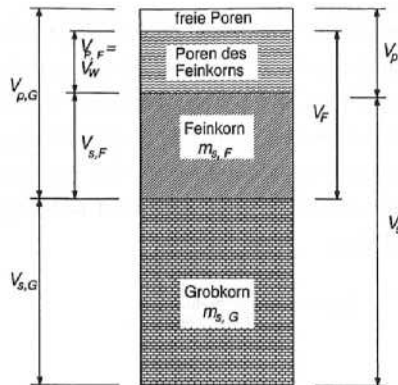
- ρ – Dichte des gemischtkörnigen Bodens
- w – Wassergehalt
- ρ_s – Körndichte des gemischtkörnigen Bodens
- F_C – Masseanteil des Feinkorns aus der Korngrößenverteilung als Dezimalbruch
- $\rho_{s,G}$ – Korndichte des Grobkornanteils

Die Porenzahl des Grobkorns e_G ergibt sich damit zu:

$$e_G = \frac{\rho_{s,G}(1 + w)}{\rho(1 - F_C)} - 1$$

Der Füllungsgrad ist nach OSTERMAYER [104] gemäß Gl. 8.23 definiert.

$$s_F = \frac{\rho_d F_C}{\rho_{d,F}} \left\{ 1 - \frac{\rho_d}{\rho_{s,G}(1 - F_C)} \right\} \quad (8.23)$$



- V_s - Volumen Feststoff V_p - Volumen des Porenraums
 $V_{s,F}$ - Feststoffvolumen des Feinkorns $V_{p,G}$ - Porenvolumen des Grobkorns
 $V_{s,G}$ - Feststoffvolumen des Grobkorns

Abb. 8.9: Beschreibung der Volumenverhältnisse gemischtkörniger Böden

Dabei ist die Trockendichte des Feinkorns $\rho_{d,F}$ zunächst unbekannt. Mit der Annahme, daß die Feinkornmatrix des Bodens wassergesättigt ist und das Grobkorngerüst kein Wasser bindet, wird Gl. 8.24 zur Berechnung des Füllungsgrads erhalten.

$$s_F = \frac{V_{sF} + V_W}{V_{pG}} = \frac{\frac{\rho_d}{\rho_{s,F}} F_C + w \frac{\rho_d}{\rho_w}}{1 - \frac{\rho_d}{\rho_{s,G}} (1 - F_C)} \quad (8.24)$$

Aus der Korngrößenverteilung sind Ungleichförmigkeit U_G und mittlerer Durchmesser

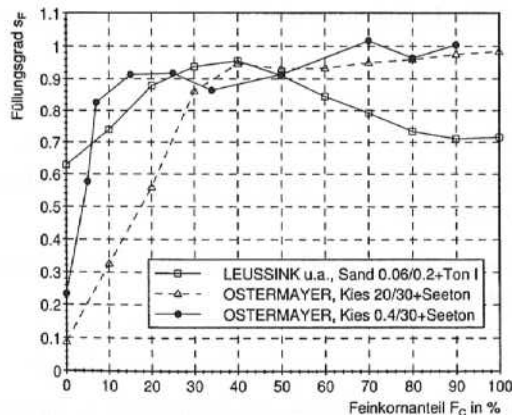


Abb. 8.10: Feinkornanteil und Füllungsgrad

$d_{50,G}$ des Grobkornanteils zu bestimmen. Die Porenzahl des Grobkorns bei lockerster $\max e_G$ und dichtester Lagerung $\min e_G$ ist experimentell zu ermitteln oder näherungsweise zu bestimmen (Abb. 3.10 und Gl. 7.38). Bei gemischtkörnigen Böden ist die Porenzahl bei lockerster Lagerung wesentlich größer als bei nichtbindigen Böden. In erster Näherung liegt $\max e_G$ im Bereich von 1.0 bis 2.3 (Mittelwert ≈ 1.7), was auch durch theoretische Modelle bestätigt wurde (zitiert in KEZDI [67]). Damit wird die bezogene Lagerungsdichte $I_{d,G}$ des Grobkorngerüsts erhalten.

$$I_{d,G} = \frac{\max e_G - e_G}{\max e_G - \min e_G} \quad (8.25)$$

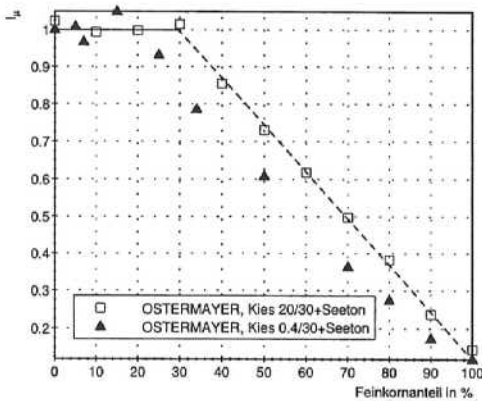


Abb. 8.11: Zusammenhang zwischen Feinkornanteil und dem Beiwert I_μ

Mit Gl. 7.39 ergibt sich der Reibungswinkel des Grobkorns φ'_G aus der bezogenen Lagerungsdichte I_d (Reibungswinkel bei lockerster und dichtester Lagerung nach Gl. 7.40 und 7.41).

Für I_d ist der Wert $I_{d,G}$ in Gl. 7.39 einzusetzen. Der Wertebereich von $I_{d,G}$ liegt zwischen 0 und 1. Ergeben sich rechnerisch negative Werte ist $I_{d,G} = 0$ zu verwenden.

Die Größe φ'_F bezeichnet den Reibungswinkel des Feinkorns und kann aus Korrelationen ermittelt werden.

Als Bezugsgröße zur Berechnung des Reibungswinkels wird der Beiwert I_μ gemäß Gl. 8.26 eingeführt.

$$I_\mu = \frac{\cot \varphi'_F - \cot \varphi'_G}{\cot \varphi'_F - \cot \varphi'_G} \quad (8.26)$$

Abhängig von der Korngrößenverteilung des Grob- und Feinkorns kann ein geringer Feinkornanteil zu einer Behinderung der Bewegung des Grobkorns beitragen und damit zu

einer Erhöhung des Reibungswinkels führen. OSTERMAYER [105] verbindet diesen Zuwachs $\Delta \tan \varphi$ mit dem Verhältnis ausgewählter Korndurchmesser (siehe Abb. 4.28, S. 60) in Analogie zu Filterkriterien.

In Abb. 8.10 sind einige Versuchsergebnisse dargestellt. Das Filterkriterium kann demnach durch den Verhältniswert Füllungsgrad zu Feinkornanteil beschrieben werden. Die Auswertung der Versuche von OSTERMAYER [105] und LEUSSINK u.a. [83] ergibt als Näherung zur Berechnung von $\Delta \tan \varphi$ Gl. 8.27, wobei alle Größen als Dezimalbruch einzusetzen sind.

$$\Delta \tan \varphi = \left(\frac{s_F}{F_c} - 4.5 \right) 0.006 \quad (8.27)$$

Der Reibungswinkel ist:

$$\tan \varphi' = \tan \varphi_1' + \Delta \tan \varphi \quad (8.28)$$

bei Feinkornanteilen bis $F_c = 0.3$. Der Beiwert I_μ ist bis $F_c = 0.3$ gleich 1 und nimmt danach linear auf 0 bei $F_c = 1$ ab.

8.3.3 Zusammendrückbarkeit von Sand und Kies

Die bodenmechanischen Eigenschaften nichtbindiger Böden hängen in besonderem Maße von der Anfangslagerungsdichte ab. Nach eigenen Untersuchungen haben sich die Korrelationen von MOUSSA (Gl. 5.52 bis 5.57) als zutreffende Näherungen erwiesen. Man erhält damit den Steifezahlbeiwert und den Steifezahlexponenten in Abhängigkeit von der Bodenart und der Anfangsporenzahl.

Im Gegensatz zu vielen anderen Stoffgesetzen wird bei der hypoplastischen Theorie vorausgesetzt, daß die Stoffgesetzparameter unabhängig von der Ausgangsdichte und dem Spannungszustand sind. Durch Verknüpfung von Gl. 5.38 und 7.42 erhält man beispielsweise Beziehungen zur Berechnung der Größen h_s und n .

$$n = \frac{\ln \left(\frac{\ln \left\{ \frac{1+e_{1,c}}{e_0} \exp \left[\frac{1 - \left(\frac{\sigma'_{c,B}}{\sigma_{at}} \right)^{1-w}}{v(1-w)} \right] - \frac{1}{e_0} \right\}}{\ln \left\{ \frac{1+e_{1,c}}{e_0} \exp \left[\frac{1 - \left(\frac{\sigma'_{c,A}}{\sigma_{at}} \right)^{1-w}}{v(1-w)} \right] - \frac{1}{e_0} \right\}} \right)}{\ln \frac{\sigma'_{c,B}}{\sigma'_{c,A}}} = \frac{\ln \left[\frac{\ln \frac{e_0}{e_a}}{\ln \frac{e_0}{e_a}} \right]}{\ln \frac{\sigma'_{c,B}}{\sigma'_{c,A}}} \quad (8.29)$$

$$h_s = \frac{\sigma'_{c,A}(1+2K_0)}{\left[\ln \left(\frac{e_0}{e_a} \right) \right]^{1/n}} = \frac{\sigma'_{c,A}(1+2K_0)}{\left(-\ln \left\{ \frac{1+e_{1,c}}{e_0} \exp \left[\frac{1 - \left(\frac{\sigma'_{c,B}}{\sigma_{at}} \right)^{1-w}}{v(1-w)} \right] - \frac{1}{e_0} \right\} \right)^{1/n}} \quad (8.30)$$

Die Porenzahl $e_{1,c}$ ist zunächst näherungsweise anzusetzen, z.B. mit Gl. 7.45. Als Abbruchkriterium bei der iterativen Berechnung der Kennwerte h_s und n kann die Differenz zwischen der in zwei Berechnungsschritten ermittelten Porenzahl $e_{1,c}$ benutzt werden $\Delta e = e_{1,c}^{i+1} - e_{1,c}^i$. Erste Anwendungen für Dresdner Sand haben gezeigt, daß der Iterationsprozeß sehr schnell konvergiert, wenn als Abbruchkriterium $\Delta e < 10^{-6}$ benutzt wird. Es sind Spannungen $\sigma > 100 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ einzusetzen. Andererseits ist $n = (1 - w) = I_\sigma^\epsilon$. Wird der Exponent n vorgegeben, ergibt sich h_s ebenfalls aus einer Iteration mit Gl. 8.29, wobei hier auch Spannungen kleiner $100 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ eingesetzt werden können. Es sind die Steifezahlbeiwerte bei lockerer Lagerung zu verwenden. Als Ruhedruckbeiwert wird oft $K_0 = 1 - \sin \varphi' \approx 0.5$ gesetzt.

Einsetzen von zwei Punkten der Spannungs-Porenzahl-Kurve liefert die nachfolgend aufgeführten Zusammenhänge, wobei berücksichtigt wurde, daß der Exponent $I_\sigma^\epsilon = 1 - w$ geringfügig von der Anfangsporenzahl abhängig ist.

$$I_\sigma^\epsilon = (1 - w) = \frac{\ln \left(\ln \frac{1+e_0}{1+e_B} \right) - \ln \left(\ln \frac{1+e_0}{1+e_A} \right)}{\ln \sigma'_{c,B} - \ln \sigma'_{c,A}} \quad (8.31)$$

Der Steifezahlbeiwert v wird aus dem Exponenten I_σ^ϵ und der Einheitsdehnung $\epsilon_{1,c}$ gemäß Gl. 5.8 erhalten. Die Einheitsdehnung $\epsilon_{1,c}$ ist abhängig von der Anfangsporenzahl und läßt sich mit den Gl. 5.39 und 7.42 berechnen, wenn der Einfluß der Anfangsporenzahl auf den Exponenten w zunächst vernachlässigt wird.

$$v = \frac{1}{I_\sigma^\epsilon \ln \left(\frac{1+e_0}{1+e_0 \exp \left\{ - \left(\frac{\sigma_{at}(3-2 \sin \varphi')}{h_s} \right)^n \right\}} \right)} \quad (8.32)$$

8.4 Modelle für teilgesättigte Böden

8.4.1 Ein neues Konzept der wirksamen Spannungen

Wenn angenommen wird, daß die Saugspannung als isotrope Zugspannung im Boden wirkt, wird entgegen Gl. 2.19 erhalten:

$$\sigma' = \sigma + (u_a - u_w) \quad (8.33)$$

Gl. 8.33 entspricht der wirksamen Spannung für gesättigten Böden nach nach Gl. 2.14. Damit kann die Bruchbedingung in folgender Form angeschrieben werden:

$$\tau_f = (\sigma + (u_a - u_w)) \tan \varphi_{nc}^* \quad (8.34)$$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{u_a - u_w} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{u_a - u_w} \sin \varphi_{nc}^* + 2 \sin \varphi_{nc}^* \quad (8.35)$$

In Abb. 8.12 wurden Ergebnisse von Triaxialversuchen mit kontrollierter Saugspannung nach Gl. 8.34 aufgetragen. Es wurden auch die Ergebnisse der in Abb. 4.24 dargestellten Versuche berücksichtigt. Mit dieser Darstellung wird der Ansatz der Saugspannung als kapillarer Binnendruck gemäß Gl. 8.34 gestützt. Damit lassen sich die Methoden zur Berechnung der Scherfestigkeit teilgesättigter Böden erheblich vereinfachen. Weitere Vorteile dieser Definition der wirksamen Spannungen sind:

- Zur Erfassung der Scherfestigkeit wird nur ein Bodenkennwert, der Reibungswinkel φ' benötigt.
- Die Kohäsion c' wird als Produkt von Reibungsbeiwert und Saugspannung erhalten. Dies erlaubt eine physikalische sinnvolle Interpretation dieses Festigkeitsanteils.
- Durch Messung der Saugspannung im Boden ist eine Anknüpfung der Meßwerte an die eigentlich gesuchte Scherfestigkeit sehr leicht möglich.
- Auf Grundlage dieser Definition der wirksamen Spannung lassen sich Sackungen und Schwellungen zumindest qualitativ sehr gut erklären. Entsprechende experimentelle Untersuchungen sind noch erforderlich.

8.4.2 Äquivalente Spannung für feinkörnige, teilgesättigte Böden

Ausgehend vom empirischen Stoffgesetz nach OHDE [103] für vertikale Zusammendrückung (Gl. 5.2) erhält man für die Berechnung der äquivalenten Spannung bei wassergesättigten Böden:

$$\sigma_e = \sigma_{at} \left\{ v_{nc}^* (1 - w_{nc}^*) \ln \left(\frac{1 + e_{1,c}^*}{1 + e} \right) + 1 \right\}^{\frac{1}{1 - w_{nc}^*}} \quad (8.36)$$

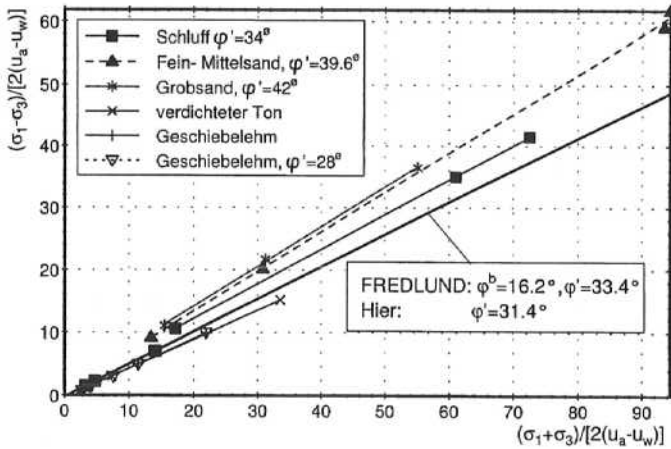


Abb. 8.12: Ergebnisse von Triaxialversuchen an teilgesättigten Böden unter Berücksichtigung der Saugspannung

Durch Kompressionsversuche bei konstantem Wassergehalt und gleicher Ausgangstrockendichte wurden für feinkörnig-bindige Böden Linien gleicher wirksamer Vertikalspannungen im Dreiecksnetz (siehe Abb. 5.25) gefunden, die im Bereich $0.6 < S_r \leq 1$ als Geraden mit einer Neigung $k = \frac{\Delta(1-n)}{\Delta S_r} = 0.08 \dots 0.16$ idealisiert werden können. Der Parameter k ist für einen Boden konstant. Damit ergibt sich die äquivalente Spannung für teilgesättigte Böden bei Sättigungsgraden $S_r > 0.6$ zu:

$$\sigma_e = \sigma_{at} \left\{ v_{nc}^* (1 - w_{nc}^*) \ln \left(\frac{1 + e_{1,c}^*}{1 + e} + k(1 + e_{1,c}^*)(1 - S_r) \right) + 1 \right\}^{\frac{1}{1 - w_{nc}^*}} \quad (8.37)$$

Bei bindigen Böden kann $w_{nc}^* = 1.0$ vorausgesetzt werden.

$$\sigma_e = \sigma_{at} \left\{ \frac{1 + e_{1,c}^*}{1 + e} + k(1 + e_{1,c}^*)(1 - S_r) \right\}^{w_{nc}^*} \quad (8.38)$$

Mit den Ergebnissen von BOUTWELL und HEDGES [18] (siehe S. 57) sind die Linien gleicher Scherfestigkeit unter $k \approx 0.15$ geneigt. Zur Berechnung der Scherfestigkeit teilgesättigter, feinkörnig-bindiger Böden, können deshalb folgende Abhängigkeiten angenommen werden:

Kohäsion : $c = \kappa_c \sigma_e$

Undrainierte Kohäsion : $c_u = \kappa_{cu} \sigma_e$

Die Größen κ werden für einen Boden als konstant vorausgesetzt.

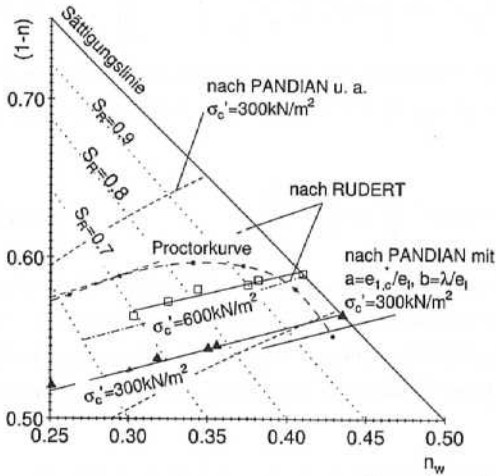


Abb. 8.13: Vergleich unterschiedlicher Ansätze zur Erfassung Zusammendrückbarkeit teilgesättigter Böden am Beispiel eines leicht plastischen Tons (Helmsdorfer Ton, Probe 9125.22)

Bei den hier angegebenen Zusammenhängen wird davon ausgegangen, daß innere Verspannungen der Körner, z.B. bei künstlich verdichteten Böden, die Scherfestigkeit nicht beeinflussen.

In Abb. 8.13 sind die Ergebnisse von Kompressionsversuchen zusammen mit den Näherungsbeziehungen nach PANDIAN u.a. (siehe S. 86) dargestellt. Die Übereinstimmung mit den Meßergebnissen ist unbefriedigend. Für Punkte auf der Sättigungslinie $S_r = 1$ lassen sich aus Gl. 5.36 Bestimmungsgleichungen für die Parameter a und b angeben.

$$\frac{e}{e_l} \sqrt{S_r} = \frac{e_{1,c}^*}{e_l} - \frac{\lambda}{e_l} \ln \frac{\sigma_c}{\sigma_{at}} \quad (8.39)$$

e_l – Porenzahl an der Fließgrenze $e_l = w_l \rho_s$

λ – Kompressionsbeiwert

Mit den Ergebnissen eines Ödometerversuchs an aufbereitetem Helmsdorfer Ton $\lambda = 0.1038$ und $e_{1,c}^* = 0.875$ und bei Bestimmung der Parameter a und b nach Gl. 8.39 wird eine bessere Übereinstimmung zwischen Meßergebnissen und Rechenwert erhalten.

Das empirische Modell für die Erfassung der Scherfestigkeit teilgesättigter Böden nach PANDIAN u.a. [106] (siehe S. 56) basiert auf Kennwerten, die in Abhängigkeit von der Fließgrenze angegeben werden. Auch hier können Bestimmungsgleichungen für die Parameter a' und b' aus den Scherparametern für den gesättigten Zustand abgeleitet werden.

$$a' = 1 + \ln \left[\sin \varphi_{cs}^* \left(\frac{1 + e_l}{1 + e_{p1,cs}^*} \right)^{-C_{\sigma,nc}^*} \right] \quad (8.40)$$

$$b' = \frac{1}{\ln(\sin \varphi_{cs}^*)} \left[1 - \frac{e_{p1,cs}^*}{e_t} + \ln \left\{ \sin \varphi_{cs}^* \left(\frac{1 + e_t}{1 + e_{p1,cs}^*} \right)^{-C_{\sigma,nc}^*} \right\} \right] \quad (8.41)$$

Alle Parameter der Gl. 8.40 und 8.41 lassen sich mit den Korrelationen aus Kapitel 7 berechnen. Die Scherfestigkeit ergibt sich nach Gl. 8.42. Es kann bei bindigen Böden $\varphi_{cs}^* = \varphi_{nc}^*$ angenommen werden.

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \sigma_{at} \exp \left\{ \frac{a' - \frac{e}{e_t} \sqrt{S_r}}{b'} \right\} \quad (8.42)$$

Der Verhältniswert $\kappa_{cu,nc} = \frac{e_u}{e_s}$ ergibt sich näherungsweise nach Gl. 4.38 (S. 64) für erstbelastete, wassergesättigte Böden. Die Plausibilität der Parameter a , b bzw. a' und b' läßt sich durch Vergleich von $\kappa_{cu,nc}$ aus den Gl. 8.38, 8.39 und 8.42 mit der Näherung nach Gl. 4.38 überprüfen. Dazu sind in den entsprechenden Gleichungen $S_r = 1$ und die Porenzahl bei Sättigung einzusetzen.

Im Zusammenhang mit Standsicherheitsuntersuchungen an unterirdischen Hohlräumen wurden umfangreiche Versuche an teilgesättigten Lößböden durchgeführt [33]. Mit den hier vorgestellten Ansätzen konnten die Versuchsergebnisse zutreffend erfaßt werden.

8.5 Arbeitslinien

8.5.1 Grundlagen

Für ausgewählte Randbedingungen ist es möglich, die Spannungs-Verformungs-Kurven näherungsweise vorherzusagen. Ausgangspunkt sind die vorgestellten Verfahren zur Berechnung von Kennwerten, wobei die besonderen Eigenschaften nichtbindiger und bindiger Böden sowie die Randbedingungen der Versuche zu berücksichtigen sind.

Die im folgenden dargestellte Vorgehensweise beschränkt sich auf die Prognose der Arbeitslinie des Bodens bei eindimensionaler Kompression (Ödometer) und bei triaxialer Kompression. Es wird damit ein Hilfsmittel zur Vorhersage der Verformungseigenschaften bereitgestellt, das die Optimierung des Versuchs- und Rechenaufwandes erlaubt. Die Prognosen sind durch experimentelle Untersuchungen oder Messungen in-situ zu ergänzen. Aus den Arbeitslinien lassen sich die Parameter beliebiger Stoffgesetze ableiten.

8.5.2 Ansätze zur zahlenmäßigen Beschreibung

Es werden die Arbeitslinien der triaxialen, drainierten Kompression behandelt. Für diese Versuchsart hat KONDNER [72] einen hyperbolischen Ansatz zur Beschreibung der Deviatorphase vorgeschlagen.

$$\epsilon_1 = \frac{q}{E_i \left(1 - \frac{q}{q_a}\right)} \quad (8.43)$$

$$q = \frac{\epsilon_1 q_a E_i}{q_a - E_i \epsilon_1} \quad (8.44)$$

Zur Vorhersage der Arbeitslinie sind die Parameter E_i und q_a näherungsweise zu ermitteln. Für große Verformungen gilt $q_a = (\sigma_1 - \sigma_3)_a$ mit $(\sigma_1 - \sigma_3)_a \geq (\sigma_1 - \sigma_3)_f$, wobei $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ die Hauptspannungsdifferenz bei Bruch bezeichnet. Mit dem Reduktionsfaktor R_f wird diesem Sachverhalt Rechnung getragen.

$$R_f = \frac{(\sigma_a - \sigma_r)_f}{(\sigma_a - \sigma_r)_a}$$

Der Verlauf der rechnerischen Arbeitslinie wird neben der Hauptspannungsdifferenz $q_f = (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ ganz erheblich von R_f bestimmt. Für viele Böden liefert der folgende Ansatz mit $R_{f,min} = 0.75$ und $R_{f,max} = 0.9$ zutreffende Ergebnisse.

$$R_f = R_{f,min} + (R_{f,max} - R_{f,min}) \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right)_{cs} \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_1} \right)_f \quad (8.45)$$

Der Fußzeiger cs kennzeichnet den kritischen Zustand, der Fußzeiger f das Hauptspannungsverhältnis im Bruchzustand. Aus den Scherparametern φ' und c' folgt für die Hauptspannungsdifferenz im Bruchzustand:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = q_f = \left(\frac{c'}{\tan \varphi'_f} + \sigma'_3 \right) \frac{2 \sin \varphi'_f}{1 - \sin \varphi'_f} \quad (8.46)$$

und mit dem Reduktionsfaktors R_f die Größe q_a .

Die Spannungsabhängigkeit des Anfangsverformungsmoduls E_i wird durch einen Potenzansatz analog der Steifemoduldefinition von OHDE berücksichtigt.

$$E_i = v_i \sigma_{at} \left(\frac{\frac{c'}{\tan \varphi'_f} + \sigma'_3}{\sigma_{at}} \right)^w \quad (8.47)$$

Für die Anfangssteifigkeit ist die Problematik kleiner Verformungen zu berücksichtigen. Der Baugrund in-situ weist durch Alterung, Vorbelastung oder andere Einflüsse meist eine größere Festigkeit als Böden im aufbereiteten Zustand auf. Man erhält daher bei Ansatz der Erstbelastungskennwerte des Referenzzustands unrealistisch große Verformungen.

Im folgenden wird für bindige und nichtbindige, mineralische, gesättigte Böden das Verfahren zur Prognose der Arbeitslinien beispielhaft vorgestellt. Die gesuchten Größen lassen sich mit Näherungen auf Grundlage weniger, leicht bestimmbarer Kennwerte angeben, wobei zusätzliche Annahmen zur Festlegung der Anfangssteifigkeit eingeführt wurden. Unter Berücksichtigung neuer Erkenntnisse ist die Anpassung der Verfahren leicht möglich, insbesondere bezüglich der Berücksichtigung der größeren Verformungswiderstände bei kleinen Verzerrungen.

8.5.3 nichtbindige Böden

Erforderliche Angaben zum Boden:

- | | |
|-------------------------------------|----------------|
| – Porenzahl | e_0 |
| – Porenzahl bei lockerster Lagerung | $\max e$ |
| – Porenzahl bei dichtester Lagerung | $\min e$ |
| – Korngrößenverteilung | d_{50} in mm |
| – Ungleichförmigkeitszahl | U |

Für die Nachrechnung von Triaxialversuchen ist der Zelldruck σ_3 vorzugeben.

Der Reibungswinkel ergibt sich nach Gl. 7.39 unter Berücksichtigung der Reibungswinkel bei dichtester und lockerster Lagerung (Gl. 7.40 und 7.41, Seite 125). Aus Gl. 7.40 wird näherungsweise der Reibungswinkel $\varphi_{cs} \approx \varphi_{min}$ erhalten. Bei Scherversuchen wird der

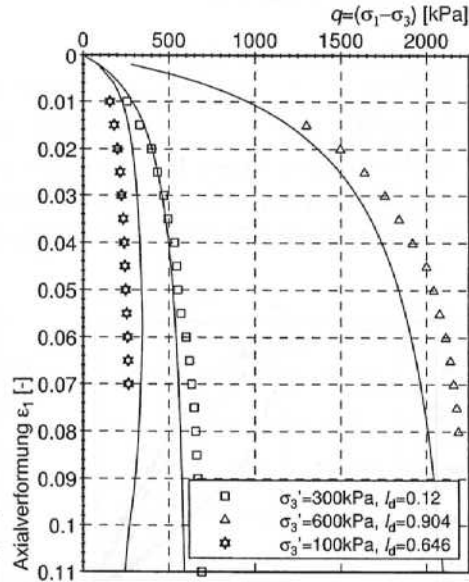


Abb. 8.14: Arbeitslinien der triaxialen Kompression, Karlsruher Sand [71], Ergebnisse und Näherungen

kritische Zustand auch nach großen Verformungen nicht immer erreicht. Dieses Verhalten ist abhängig von der Lagerungsdichte und dem Spannungszustand. Es ist u.U. die Einführung eines spannungs- und dichteabhängigen Reibungswinkels $\varphi_{\epsilon=0.2}$ sinnvoll, der einer Verformung von $\epsilon = 20\%$ zugeordnet ist und im Regelfall größer als der theoretische, als konstant vorausgesetzte Reibungswinkel im kritischen Zustand ausfällt.

Mit den Angaben von Abschnitt 8.3.1 läßt sich die Druckabhängigkeit von Reibungs- und Dilatanzwinkel näherungsweise berücksichtigen. Die Hauptspannungsdifferenz q_{α} erhält man unter Berücksichtigung von Gl. 8.45.

Zur Ermittlung der Steifigkeit werden die Korrelationen von MOUSSA (Gl. 5.52 bis 5.57) genutzt. Der Beiwert v_i der Gl. 8.47 ergibt sich aus folgender Näherung:

$$v_i \approx v \kappa_{i,0} \frac{\sin \varphi_{cs}}{\sin \varphi_f}.$$

Der Faktor $\kappa_{i,0}$ erfaßt das Verhältnis zwischen Anfangsverformungsmodul und Steifemodul. Nach ersten Untersuchungen liegt er im Bereich $1 \leq \kappa_{i,0} \leq 2$. Mit dem Ausdruck $\frac{\sin \varphi_{cs}}{\sin \varphi_f}$ wird die Druck- und Dichteabhängigkeit näherungsweise berücksichtigt. Bei Ent- und Wiederbelastung kann für den Steifezahlbeiwert $v = v_{oc} \geq 980$ gesetzt werden.

Damit sind alle Parameter der Gl. 8.44 bestimmt. Abb. 8.14 zeigt die Ergebnisse von Nachrechnungen am Beispiel von Versuchen an einem Mittelsand.

8.5.4 bindige Böden

Erforderliche Angaben zum Boden:

- Fließgrenze w_L
- Ausrollgrenze w_P
- Porenzahl in-situ e
- Überlagerungsdruck σ'_v

Mit den Korrelationen können die Eigenschaften im Referenzzustand berechnet werden. Reale Böden weisen aber i.Allg. größere Festigkeiten auf. Die Erhöhung des Verformungsmoduls infolge Alterung, Kriechen oder kleiner Lastwechsel ist zu berücksichtigen.

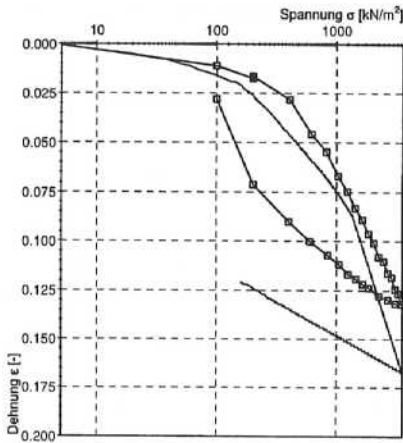


Abb. 8.15: Kompressionsversuch an einem stark vorbelasteten, mittelpplastischen Ton

Dichte	ρ in g/cm ³	2.042
Korndichte	ρ_s in g/cm ³	2.720
Wassergehalt	w	0.262
Fließgrenze	w_L	0.505
Ausrollgrenze	w_P	0.228
Überlagerungsdruck	σ'_v in kN/m ²	80

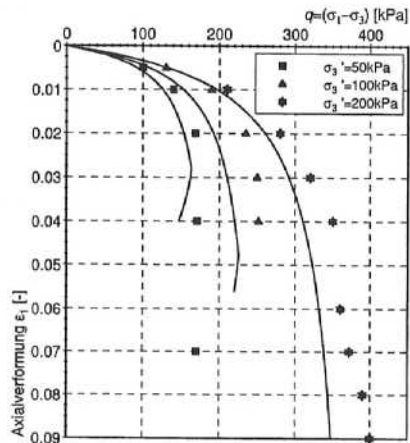


Abb. 8.16: Triaxialversuch an Lößlehm (RILLING [119])

Dichte	ρ in g/cm ³	2.03
Korndichte	ρ_s in g/cm ³	2.67
Wassergehalt	w	0.162
Fließgrenze	w_L	0.349
Ausrollgrenze	w_P	0.148
Überlagerungsdruck	σ'_v in kN/m ²	100

Mit den Angaben von Abschnitt 8.2.1 erhält man die Kennwerte der Scherfestigkeit und Zusammendrückbarkeit. Maßgebend ist dabei die Vorbelastungsspannung σ_{cv} . Bei der Nachrechnung der Arbeitslinien sind folgende Besonderheiten zu beachten:

1. Der Boden erfährt nach der Probenahme eine undrainierte Entlastung. Bei der Simulation der Belastung ist bis zum Überlagerungsdruck in-situ mit einer erhöhten Steifigkeit zu rechnen. Für die Beispiele wurden die Gl. 5.33 und 8.2 zugrunde gelegt.

2. Zur Berechnung des Steifemoduls wird folgender Ansatz benutzt:

$$E_S = E_{S,Ohde} + E_{S0}.$$

$E_{S,Ohde}$ bezeichnet den Steifemodul nach OHDE. Es sind wiederum die Gleichungen 5.33 und 8.2 zu verwenden.

3. Der Anfangssteifigkeitsbeiwert v_i ergibt sich aus dem Steifemodul E_S und einer Konsolidationsspannung $\sigma_{e,i}$, die aus dem vorgegebenen Seitendruck σ'_3 und dem Ruhedruckbeiwert K_0 folgt $\sigma_{e,i} = \frac{\sigma'_3}{K_0}$. Dabei ist die Vorbelastung, z.B. nach Gl. 5.60, zu berücksichtigen. Man erhält $v_i = \frac{E_S}{\sigma_{e,i}}$ und $E_i = v_i(\sigma'_3 + \frac{c'}{\tan \varphi'_{oc}})$.

In den Abbildungen 8.15 und 8.16 sind Meßwerte (Symbole) den mit Näherungen berechneten Arbeitslinien (durchgezogene Linien) gegenübergestellt.

8.6 Zusammenfassung, Ausblick

Mit den hier vorgestellten Verfahren ist die Berechnung von bodenmechanischen Kennwerten auf Grundlage einfach bestimmbarer Eingangsgrößen möglich.

Viele Stoffgesetze benötigen Parameter, die den aktuellen Zustand des Bodens beschreiben, z.B. Verformungsmoduln oder Scherparameter. Dadurch wird die Anpassung der Eingangsgrößen durch Berücksichtigung von Beobachtungen und Erfahrungen erleichtert. Mit den hier vorgestellten Verfahren kann mit geringem Aufwand die Plausibilität der Parameter überprüft werden.

Bei einem anderen Typ von Stoffgesetzen werden die Stoffparameter als konstant vorausgesetzt. Die Berücksichtigung des aktuellen Zustands erfolgt durch Nachbildung der Vorbelastung bzw. über Zustandsvariablen, z.B. die Porenzahl. Vor allem bei bindigen Böden sind Einflüsse zu berücksichtigen, die gegenwärtig nur durch die Materialwiderstände erfaßbar sind. Dies betrifft beispielsweise die Festigkeitszunahme bei Alterung. Eine Kontrolle der Stoffgesetzkennwerte und der Zustandsgrößen ist auch hier möglich, indem das mit Näherungen vorhergesagte Verhalten mit Ergebnissen numerischer Simulationen sowie Erfahrungen und Meßergebnissen verglichen wird.

Besondere Bedeutung erhalten die Parameter, die zur Normierung benutzt werden, z.B. die spannungsabhängigen Porenzahlen $e_{1,c}^*$, $e_{10,c}^*$, die Einheitsdehnung $\epsilon_{1,c}$, die Grenzlagendichten $\max e$ und $\min e$. Kleine Streuungen dieser Kennwerte können erhebliche Auswirkung auf das Ergebnis haben. Von HERLE [53] wird dies im Rahmen der Erprobung eines hypoplastischen Stoffgesetzes für körnige Böden ebenfalls festgestellt.

Andererseits bieten die spannungsabhängigen Lageparameter die Möglichkeit zur Einführung neuer Klassifikationskennwerte, die einfach bestimmbar sind und einen direkten Bezug zu bodenmechanischen Berechnungskennwerten aufweisen. Die Bestimmung der Einheitsdehnung in Abhängigkeit von der Anfangsporenzahl ist beispielsweise mit geringem Zeit- und Versuchsaufwand möglich. Gleiches trifft auf die spannungsbezogenen Porenzahlen zu. Für die Schnellbestimmung des Reibungswinkels φ_{cs} nichtbindiger Böden existieren bereits eine Vielzahl von Verfahren (z.B. ATKINSON [3]).

Aus Näherungen abgeleitete Kennwerte können neben der Bewertung von Einzelversuchen auch als zusätzliche Information bei der Festlegung charakteristischer Werte für Berechnungen genutzt werden (siehe SCHNEIDER [131]).

Verfahren zur besseren Interpretation von Versuchsergebnissen reichen aber im allgemeinen nicht aus, um alle Einflüsse für die Vorhersage der Wechselwirkung Baugrund und Bauwerk zu erfassen. Wichtige Informationen erhält man aus Messungen bzw. Beobachtungen am Bauwerk und der rechnerischen Simulation der Wechselwirkung. Zur Interpretation

derartiger Meßergebnisse sind wiederum Kenntnisse über die Baugrundeigenschaften unerlässlich.

Inwieweit die Berechnungsmodelle das Ergebnis bestimmen ist im Einzelfall zu überprüfen. Bei der konventionellen Setzungsberechnungen wird z.B. eine Grenztiefe festgelegt. Diese ergibt sich aus dem Verhältnis von Zusatzspannung und Überlagerungsdruck. Die Zusammendrückbarkeit des Baugrunds wird dabei nicht berücksichtigt.

Für gering zusammendrückbare Böden, z.B. mitteldicht gelagerten Sand, werden u.U. in diesen Tiefen Dehnungsänderungen $\dot{\epsilon} < 0.001$ berechnet. Das Materialverhalten wird hier mit der Steifigkeit für statische Belastung nicht mehr zutreffend erfaßt. Die berechneten Setzungen sind zu groß.

Andererseits kann bei weichen Böden ein größerer Bereich des Baugrunds durch die Belastung beansprucht werden, als mit der Grenztiefe rechnerisch erfaßt wird. Damit werden zu geringe Setzungen berechnet.

Mit den in DIN 4019 eingeführten Korrekturen werden diese Einflüsse teilweise berücksichtigt. Es sollen damit Fehler infolge der Vernachlässigung von Sofortsetzungen bei der Versuchsauswertung ausgeglichen und Erfahrungen aus Setzungsbeobachtungen berücksichtigt werden. Die Ursache für den Widerspruch zwischen Berechnung und Messung wird damit nicht erklärt.

Die wirklichkeitsnahe Vorhersage der Wechselwirkung Bauwerk–Baugrund ist nur möglich, wenn neben den Idealvorstellungen, die i.d.R. monotone Be- oder Entlastung voraussetzen, Modelle entwickelt werden, die eine Berücksichtigung der zeitlichen Abfolge der Einwirkungen ermöglichen [99]. Ein Ansatz dazu sind Referenzzustände. Diese Zustände wurden im Rahmen dieser Arbeit genutzt zur Entwicklung von Korrelationen. Im Zusammenhang mit der Weiterentwicklung von Berechnungsverfahren bieten Referenzmodelle die Möglichkeit, durch ergänzende Bausteine eine schrittweise Annäherung an das wirkliche Verhalten zu erreichen.

A. Herleitungen

A.1 Berechnung einzelner Kennwerte

A.1.1 Überlagerungsdruck gesättigter Böden unter Wasser

Die folgenden Zusammenhänge gelten für erstbelastete, unter Wasser sedimentierte Böden. Das Eigengewicht ist durch die Wichte unter Auftrieb γ' gegeben. Die Zusammendrückbarkeit des Bodens wird durch den Parameter C_σ^e gemäß Gl. 5.13 erfaßt.

Mit der Wichte bei Sättigung γ_{Sat} , der Wichte von Wasser γ_w , der Porenzahl e und der Kornwichte γ_s ergibt sich:

$$\begin{aligned}\gamma' &= \gamma_{Sat} - \gamma_w \\ \gamma_{Sat} &= \frac{\gamma_s + e\gamma_w}{(1 + e)}\end{aligned}$$

woraus der Zusammenhang zwischen Porenzahl und Wichte unter Auftrieb gemäß Gl. A.1 folgt.

$$1 + e = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma'} \quad (\text{A.1})$$

Differenzierung von Gl. A.1 liefert:

$$\frac{de}{d\gamma} = -\frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma'^2}$$

und damit als Differential $d\epsilon$

$$d\epsilon = -\frac{de}{(1 + e)} = \frac{d\gamma'}{\gamma'}. \quad (\text{A.2})$$

Nach Einsetzen des Differentials von Gl. A.2 in Gl.5.13 (Seite 71) und anschließende Integration wird der Zusammenhang zwischen vertikalem Überlagerungsdruck und Wichte des Bodens erhalten.

$$\gamma' = \gamma'_k \left\{ \frac{\sigma'_{z\gamma}}{\sigma'_{z\gamma,k}} \right\}^{C_\sigma^e} \quad (\text{A.3})$$

Die Größen $\sigma_{z\gamma,k}$ und γ_k bedeuten Spannung bzw. Wichte des Bodens in einer frei wählbaren Tiefe. Zur Berechnung des Überlagerungsdrucks in der Tiefe z muß Gl. A.3 in den Grenzen von z_k bis z integriert werden. Man erhält:

$$d\sigma'_{z\gamma} = \gamma'_k \left\{ \frac{\sigma'_{z\gamma}}{\sigma'_{z\gamma,k}} \right\}^{C'_\sigma} dz$$

und damit

$$\sigma'_{z\gamma} = \int_{z_k}^z \gamma'_k dz = \left\{ [\sigma'_{z\gamma,k} + \gamma'_k(1 - C'_\sigma)(z - z_k)] \sigma'^{1-C'_\sigma}_{z\gamma,k} \right\}^{\frac{1}{1-C'_\sigma}}. \quad (\text{A.4})$$

Der Überlagerungsdruck $\sigma'_{z\gamma}$ ist von grundlegender Bedeutung, wenn die undrainierte Kohäsion oder die Zusammendrückbarkeit weicher, bindiger Böden berechnet werden sollen. Gleichung A.4 kann deshalb als Ansatz zur Berechnung der Veränderlichkeit von bodenmechanischen Eigenschaften mit der Tiefe benutzt werden. Dies gilt in erster Linie für homogene, weiche Sedimente. Stark vorbelastete, dicht gelagerte Böden, können in erster Näherung durch eine konstante Steifezahl erfaßt werden, d.h. $C'_\sigma \approx 0$. Damit ergibt sich aus Gl. A.4 der bekannte Ansatz $\sigma'_{z\gamma} = z\gamma$.

A.1.2 Porenwasserdruckbeiwert Λ_0

Im Cam-Clay/Critical-State-Modell wird für die Beschreibung der Spannungspfade undrainierter Triaxialversuche der Beiwert Λ_0 gemäß Gleichung A.5 definiert.

$$\Lambda_0 = 1 - \frac{C_S}{C_C} = 1 - \frac{\kappa}{\lambda} \quad (\text{A.5})$$

Die Porenzahl bei Vorbelastung ergibt sich mit dem Kompressionsbeiwert λ zu:

$$e_{c,v} = e_k - \lambda \ln \frac{\sigma'_{c,v}}{\sigma_k} = e_k - \lambda \ln \left(\text{OCR} \frac{\sigma'_c}{\sigma_k} \right) \quad (\text{A.6})$$

Mit dem Schwellbeiwert κ kann die Porenzahl bei der Konsolidationsspannung σ'_c unter Berücksichtigung von Gl. A.6 berechnet werden.

$$e = e_k - (\lambda - \kappa) \ln \text{OCR} - \lambda \ln \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma_k} \right) \quad (\text{A.7})$$

Durch Umstellung von Gl. A.6 und Einsetzen von Gl. A.7 wird erhalten:

$$\sigma_c = \sigma_k \exp \left\{ \frac{e - e_k}{-\lambda} \right\} = \sigma_k \exp \left\{ \left(1 - \frac{\kappa}{\lambda} \right) \ln \text{OCR} + \ln \frac{\sigma'_c}{\sigma_k} \right\} = \sigma'_c \text{OCR}^{(1-\frac{\kappa}{\lambda})} = \sigma'_{c,v} \text{OCR}^{-\frac{\kappa}{\lambda}} \quad (\text{A.8})$$

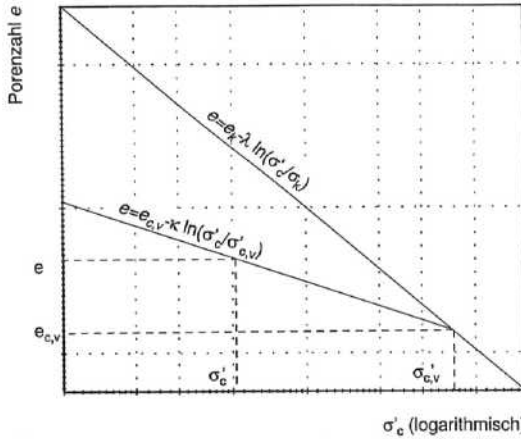


Abb. A.1: Schematische Druck-Porenzahl-Kurve

Gl. A.8 stellt den Zusammenhang zwischen äquivalenter Spannung und Vorbelastung $\sigma'_{c,v}$ her. Aus der Annahme, daß die undrainierte Kohäsion proportional zur äquivalenten Spannung ist, folgt:

$$c_{u,oc} = \kappa_{cu,e} \sigma_e = \kappa_{cu,e} \sigma'_{c,oc} \text{OCR}^{(1-\frac{\kappa}{\lambda})} \quad (\text{A.9})$$

$$c_{u,nc} = \kappa_{cu,e} \sigma_e = \kappa_{cu,e} \sigma'_{c,nc}$$

und damit:

$$\Lambda_0 = 1 - \frac{\kappa}{\lambda} = \frac{\ln \left[\frac{c_u}{\sigma'_{c,oc}} \right] - \ln \left[\frac{c_{u,nc}}{\sigma'_{c,nc}} \right]}{\ln \text{OCR}} \quad (\text{A.10})$$

Wird zur Beschreibung der Zusammendrückbarkeit ein Ansatz nach Gleichung 5.13 verwendet, ergeben sich ähnliche Beziehungen:

$$\sigma_e = \sigma'_c \text{OCR}^{(1-\frac{C_{\sigma,e}}{C_{\sigma,nc}})} = \sigma'_{c,v} \text{OCR}^{-\frac{C_{\sigma,e}}{C_{\sigma,nc}}} \quad (\text{A.11})$$

Der Zusammenhang mit dem Porenwasserdruckbeiwert A ergibt sich gemäß Gleichung A.12 (siehe MAYNE [85]).

$$A = \left[\left(\frac{\exp(1)}{\text{OCR}} \right)^{\Lambda_0} - 1 \right] \frac{3 - \sin \varphi'}{6 \sin \varphi'} + \frac{1}{3} \quad (\text{A.12})$$

Auf Grundlage der CAM-CLAY-Theorie kann der Beiwert der undrainierten Kohäsion erstbelasteter Böden $\kappa_{cu,nc}$ abgeleitet werden (siehe [132], [85]).

$$\kappa_{cu,nc} = \frac{c_u}{\sigma'_c} = \frac{3 \sin \varphi' \exp(-\Lambda_0)}{3 - \sin \varphi'} \quad (\text{A.13})$$

A.2 Steifezahlbeiwert

A.2.1 Steifezahlbeiwert bei logarithmischem und linearem Dehnungsmaß

Aus der Definitionsgleichung der linearen Dehnung $s' = \frac{\Delta h}{h_A} = \frac{s}{h_0} = \frac{h_0 - h}{h_0}$ folgt nach Differentiation:

$$\frac{ds'}{dh} = -\frac{1}{h_0} \quad (\text{A.14})$$

Mit $e = \frac{h_p}{h_s} = \frac{h - h_s}{h_s}$ (e -Porenzahl, h_p -Höhe des Porenraums, h_s -Höhe der Festschubstanz, h -Höhe, h_0 -Ausgangshöhe der Probe) wird erhalten:

$$\frac{de}{dh} = \frac{1}{h_s} = \frac{1+e}{h} = \frac{1+e_0}{h_0}$$

$$\begin{aligned} ds' &= -\frac{de}{1+e_0} = -\frac{dh}{h_0} \\ d\epsilon &= -\frac{de}{1+e_0} = -\frac{dh}{h_0} \end{aligned}$$

Einsetzen in Gleichung 5.1 und anschließende Integration liefert für logarithmisches Dehnungsmaß:

$$\int \frac{d\sigma'}{\sigma'} = \frac{1}{C_\sigma^\epsilon} \int d\epsilon = -\frac{1}{C_\sigma^\epsilon} \int \frac{de}{(1+e)} = \frac{1}{C_\sigma^\epsilon} \ln \left(\frac{1+e_1}{1+e} \right) \quad (\text{A.15})$$

und bei Verwendung der linearen Dehnung:

$$\int \frac{d\sigma'}{\sigma'} = \frac{1}{C_\sigma^{s'}} \int ds' = -\frac{1}{C_\sigma^{s'}} \int \frac{de}{(1+e_0)} = \frac{1}{C_\sigma^{s'}} \left(\frac{e_1 - e}{1+e_0} \right) \quad (\text{A.16})$$

Der Vergleich von A.15 und A.16 ergibt:

$$C_\sigma^{s'} = C_\sigma^\epsilon \frac{e_1 - e}{(1+e_0) \ln \left(\frac{1+e_1}{1+e} \right)}$$

Mit Einsetzen der Porenzahlen bei $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$ und $\sigma'_c = 1000 \text{ kPa}$ ($e_{1,c}^*$ und $e_{10,c}^*$) und unter der Annahme, daß der Ausgangswassergehalt der Breiwasserzahl ($e_0 = w_0 \rho_s$) entspricht, erhält man den Zusammenhang zwischen Steifezahlbeiwert für lineares und logarithmisches Dehnungsmaß.

$$C_\sigma^{s'} = C_\sigma^\epsilon \frac{e_{1,c}^* - e_{10,c}^*}{(1+e_0) \ln \left(\frac{1+e_{1,c}^*}{1+e_{10,c}^*} \right)} \quad (\text{A.17})$$

A.2.2 Steifezahlbeiwert bindiger Böden aus intrinsic-compression-line

Aus der Gleichung der intrinsic-compression-line (Gl. 5.44)

$$I_v^* = 2.45 - 0.5581 \ln \frac{\sigma'_c}{1 \text{ kPa}} + 0.001229 \left(\ln \frac{\sigma'_c}{1 \text{ kPa}} \right)^3$$

wird nach Differentiation erhalten

$$\frac{d I_v^*}{d \sigma'_c} = \frac{-0.5581}{\sigma'_c} + 0.003687 \frac{(\ln \sigma'_c)^2}{\sigma'_c} \quad (\text{A.18})$$

Die Differentiation des Porenindex $I_v^* = \frac{e - e_{1,c}^*}{e_{1,c}^* - e_{10,c}^*}$ liefert

$$\frac{d I_v^*}{d e} = \frac{1}{e_{1,c}^* - e_{10,c}^*}$$

Unter Berücksichtigung der Definition der Steifezahl gemäß Gleichung 5.1 (Seite 67) erhält man:

$$E_s = \frac{d \sigma'_c}{d \epsilon} = - \frac{d \sigma'_c (1 + e)}{d e} = - \frac{d \sigma'_c \left[(1 + e_{1,c}^*) + I_v^* (e_{1,c}^* - e_{10,c}^*) \right]}{d I_v^* (e_{1,c}^* - e_{10,c}^*)}$$

Einsetzen von Gl. A.18 liefert:

$$v_{nc}^* = \frac{1}{C_\sigma^\epsilon} = \frac{(1 + e_{1,c}^*) + I_v^* (e_{1,c}^* - e_{10,c}^*)}{\sigma'_c (e_{1,c}^* - e_{10,c}^*)} \left(\frac{1}{\frac{-0.5581}{\sigma'_c} + \frac{0.003687 (\ln \sigma'_c)^2}{\sigma'_c}} \right) \quad (\text{A.19})$$

Der Steifezahlbeiwert für Erstbelastung v_{nc}^* ergibt sich aus der Steifezahl bei $e^* = e_{1,c}^*$, d.h. $I_v^* = 0$ und $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$. Damit wird als Bestimmungsgleichung für den Steifezahlbeiwert erstbelasteter, aufbereiteter, wassergesättigter Böden erhalten:

$$v_{nc}^* = \frac{1}{C_\sigma^\epsilon} = \frac{(1 + e_{1,c}^*)}{e_{1,c}^* - e_{10,c}^*} 2.0837 \quad (\text{A.20})$$

B. Versuchsergebnisse

B.1 Erfahrungswerte bodenmechanischer Parameter

B.1.1 Korndichte

Mineral	Korndichte ρ_s in $\frac{\text{g}}{\text{cm}^3}$	Mineral	Korndichte ρ_s in $\frac{\text{g}}{\text{cm}^3}$
Amphibol, Apatit, Turmalin	3.0–3.1	Kaolinit	2.50–2.61
Aragonit	2.94	Limonit	3.40–4.00
Attapulgit	2.61	Magnetit	5.17
Augit, Hornblendit	3.20–3.40	Mica	2.80–3.20
Biotit	3.00–3.10	Montmorillonit	2.40–2.51
Chlorit	2.60–3.00	Muscovit	2.80–2.90
Dolomit	2.85–2.90	Orthoklas	2.56–2.60
Gips	2.30–2.34	Pyrit	5.0–5.1
Hämatit	5.10–5.20	Pyroxen, Olivin	3.3–3.6
Illit	2.60	Quarz	2.50–2.80
Kalzit	2.70–2.72	Serpentin, Kalkspat	2.7–3.0

B.1.2 Kompressionsbeiwert λ

Gleichung $\lambda \approx$	Anwendung	Autor
$\lambda \approx f(w_l)$		
$0.3(w_l - 0.07)$	aufbereiteter Ton	SKEMPTON (1944) [138]
$0.2(w_l - 0.09)$	Brasilianischer Ton	COZZOLIO (1961) [28]
$0.39(w_l - 0.10)$	Erstbelasteter Ton	TERZAGHI/PECK (1967) [151]
$0.26(w_l - 0.09)$	Tone mit $w_l < 100\%$	AZZOUZ et al. (1976) [5]
$0.4(w_l - 0.13)$		MAYNE (1980) [85]
$\lambda \approx f(w_n)$		
$0.37\sqrt{(w_n)^3}$	Finnische Mudde und Tone	HELENELUND (1951)
$0.5w_n$	org. Böden, Tone	MORAN et al. (1958)
$0.43(w_n - 0.05)$	Tone	AZZOUZ (1976) [5]
$0.43(w_n)$	Tone	KOPPULA (1981) [73]
$0.43(w_n - 0.0755)$	Tone	HERRERO (1983) [115]
$\lambda \approx f(e_0)$		
$0.234(e_0 - 0.35)$	Tone	NISHIDA (1956) [100]
$0.126(e_0 - 0.27)$	Tone	HOUGH (1957)
$0.152(e_0 - 0.50)$	Tone	HOUGH (1957)
$0.187(e_0 - 0.25)$	Brasilianische Tone	COZZOLINO (1961) [28]
$0.326(e_0 - 0.50)$	leicht plastische Tone	SOWERS (1970)
$\lambda \approx f(e_0, w_l)$		
$0.0612 \frac{\rho_s}{\rho_w} \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_d} \right)^{2.4}$	Tone	HERRERO (1983) [115]
$0.161(e_0 + 0.3w_l - 0.34)$		AZZOUZ et al. (1976) [5]
$0.39w_n + 0.09w_l - 0.0434$		AZZOUZ et al. (1976) [5]

B.2 Ergebnisse experimenteller Untersuchungen, feinkörnig-bindige Böden

Als Grundlage für die Überprüfung und Verbesserung unterschiedlicher Ansätze zur Beschreibung der bodenmechanischen Eigenschaften von Böden wurden neben den in einer Datenbank gesammelten Ergebnissen Versuche an aufbereiten, künstlich hergestellten Proben durchgeführt. Diese Böden werden als Referenzproben bezeichnet.

Alle bindigen Referenzproben wurden aus luftgetrocknetem Material hergestellt und mit destilliertem Wasser aufbereitet.

Neben den eigenen Untersuchungen wurden Ergebnisse aus Veröffentlichungen berücksichtigt, wenn die Randbedingungen vollständig dokumentiert sind.

B.2.1 Referenzproben, Klassifizierung

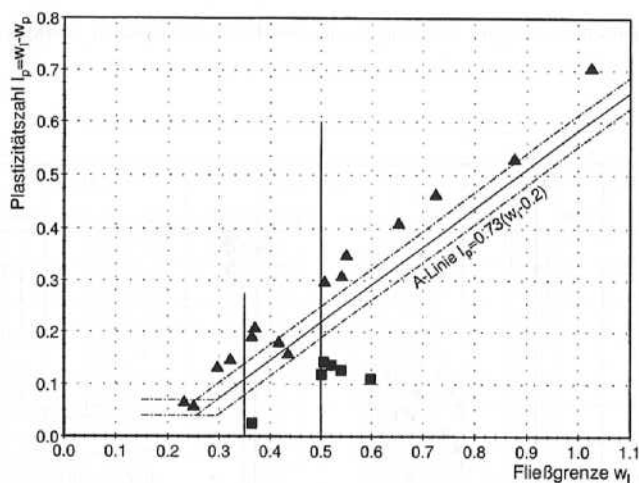


Abb. B.1: Referenzproben, Konsistenzgrenzen im Plastizitätsdiagramm

Bei der Auswahl des Probenmaterials wurde versucht, ein breites Spektrum in der Natur vorkommender feinkörnig-bindiger Böden abzudecken, wobei als Kriterium die Klassifizierung nach den Konsistenzgrenzen herangezogen wurde.

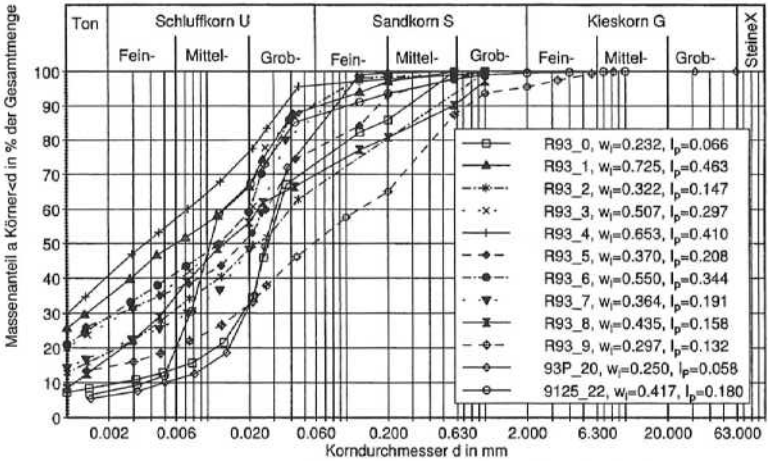


Abb. B.2: Korngrößenverteilung der feinkörnigen, mineralischen Referenzproben, oberhalb der A-Linie

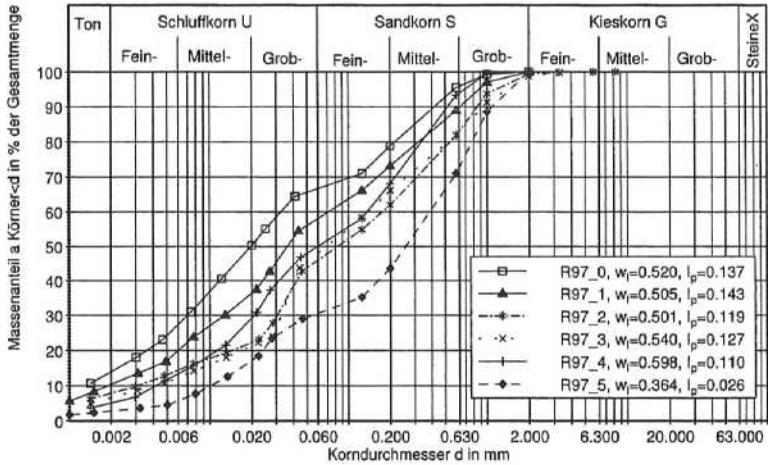


Abb. B.3: Korngrößenverteilung der Referenzproben, unterhalb der A-Linie

Tabelle B.1: Kennzahlen der Korngrößenverteilung der Referenzproben

Probe	d_{10} mm	d_{30} mm	d_{60} mm	$a_{d<0.002}$ %	$a_{d<0.06}$ %	$a_{d<2}$ %	d_w mm	d_m mm
R93_0	0.0025	0.0187	0.0319	9.5	75.9	100.0	0.0072	0.077
R93_1	0.0000	0.0014	0.0138	35.5	90.6	100.0	0.0025	0.028
R93_2	0.0000	0.0056	0.0409	18.7	67.9	100.0	0.0041	0.094
R93_3	0.0000	0.0026	0.0213	28.0	91.9	100.0	0.0030	0.029
R93_4	0.0000	0.0010	0.0073	41.1	96.9	100.0	0.0021	0.024
R93_5	0.0000	0.0025	0.0273	28.6	78.6	100.0	0.0030	0.066
R93_6	0.0000	0.0022	0.0207	29.4	92.9	100.0	0.0028	0.035
R93_7	0.0000	0.0078	0.0249	19.9	90.6	100.0	0.0039	0.032
R93_8	0.0012	0.0050	0.0232	17.5	69.8	100.0	0.0043	0.146
R93_9	0.0010	0.0174	0.1632	14.3	49.5	89.0	0.0055	1.585
R93_A	0.0000	0.0000	0.0009	91.8	97.8	0.000	0.0010	0.004
R93_B	0.0000	0.0000	0.0008	70.2	100.0	0.000	0.0012	0.003
9601_0	0.0000	0.0013	0.0031	55.3	90.2	100.0	0.0021	0.019
9125_22	0.0041	0.0077	0.0129	7.6	87.9	99.5	0.0063	0.072
93P_20	0.0050	0.0196	0.0305	6.4	87.2	100.0	0.0094	0.058
R97_0	0.0014	0.0073	0.0320	14.4	67.1	100.0	0.0060	0.112
R97_1	0.0039	0.0247	0.1427	5.7	40.3	97.31	0.0125	0.336
R97_2	0.0031	0.0317	0.1868	7.8	47.5	99.34	0.0109	0.288
R97_3	0.0043	0.0340	0.1403	6.8	49.9	98.78	0.0119	0.298
R97_4	0.0044	0.0217	0.1459	4.9	50.7	100.0	0.0120	0.173
R97_5	0.0203	0.1745	0.6000	1.2	22.3	91.4	0.0391	0.771

Tabelle B.2: Klassifikationskennwerte der aufbereiteten Referenzproben

Probe	Kornd. ρ_s in g/cm ³	Fließ- grenze w_l	Ausroll- grenze w_p	Brei- wasser- zahl w_0	Einheits- wasser- zahl $w_{1,c}^*$	isotrope Wasserz. $w_{1,i}^*$	Wasser- aufn. w_a	Schrumpf- grenze w_s
R93_0	2.694	0.232	0.166	0.315	0.205	0.198	0.360	
R93_1	2.742	0.725	0.262	1.181	0.493	0.499	0.710	0.167
R93_2	2.754	0.322	0.175	0.549	0.255	0.248	0.490	
R93_3	2.721	0.507	0.210	0.767	0.373	0.353	0.600	0.194
R93_4	2.747	0.653	0.243	1.042	0.461	0.523	0.740	0.163
R93_5	2.681	0.370	0.162	0.588	0.285	0.255	0.590	
R93_6	2.727	0.550	0.206	0.812	0.380	0.310	0.690	0.188
R93_7	2.715	0.364	0.173	0.477	0.274		0.525	0.185
R93_8	2.725	0.435	0.277	0.612	0.360		0.730	
R93_9	2.688	0.297	0.175	0.519	0.246		0.515	0.163
R93_A	2.610	0.876	0.346	2.399	0.764			
R93_B	2.770	1.025	0.320	1.996	0.571			
9601_0	2.663	0.541	0.233	1.218	0.467			
9125_22	2.703	0.417	0.237	0.625	0.356		0.540	
93P_20	2.694	0.250	0.191	0.345	0.232		0.400	
R97_0	2.707	0.520	0.383	0.766	0.421		0.690	0.341
R97_1	2.732	0.505	0.362	0.642	0.407		0.670	0.261
R97_2	2.774	0.501	0.382	0.692	0.510		0.696	0.275
R97_3	2.800	0.540	0.413	0.709	0.441		0.764	0.274
R97_4	2.768	0.598	0.488	0.886	0.410		1.050	0.353
R97_5	2.847	0.364	0.338	0.524	0.267		0.790	0.181

B.2.2 Proctorkennwerte, Referenzproben

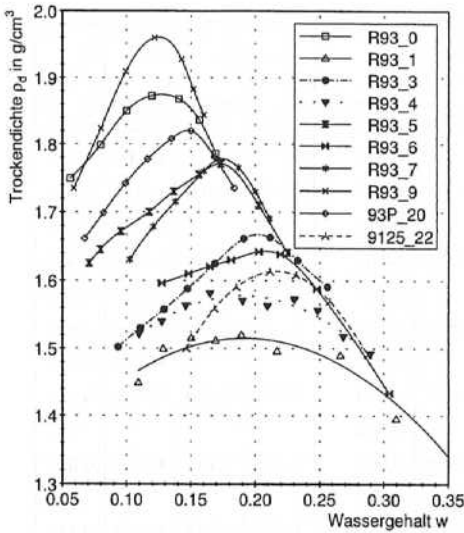


Abb. B.4: Ergebnisse der Procterversuche an Referenzproben in der Auftragung $w - \rho_d$

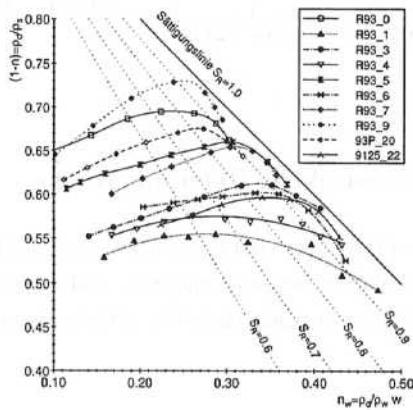


Abb. B.5: Ergebnisse der Procterversuche an Referenzproben in der Auftragung $n_w - (1 - n)$

B.2.3 Proctorkennwerte aus Veröffentlichungen

Tabelle B.3: Ergebnisse von Proctorversuchen bei unterschiedlichen Verdichtungsenergien

Probe	Quelle	$I_W^{e_{Pr}}$ 2)	$e_{Pr,k}$ 2)	$I_W^{p_{Pr}}$ $C_{\sigma_{nc}}^{e_{Pr}} \cdot 1)$	$\rho_{Pr,k}$	ρ_s	w_l w_0	I_p w_1
Bräsinchen	PLEHM u.	-0.197	0.698	0.056	1.610	2.650	0.330	0.155
Ton	WOLF [111]			0.055			0.510	0.275
Brandis Ton	PLEHM [110]	-0.245	1.354	0.099	1.209	2.700	0.642	0.339
				0.113			0.862	0.436
Werbellin Ton	PLEHM [110]	-0.293	1.324	0.108	1.271	2.740	0.578	0.328
				0.106			0.772	0.385
Woltersdorfer	PLEHM [110]	-0.204	0.628	0.052	1.719	2.700	0.249	0.091
Schluff				0.028			0.376	0.183
gem. Rohziegel	MURADI [95]	-0.308	0.817	0.083	1.604	2.730	0.353	0.188
				0.063				
Opalinus Ton	MURADI [95]	-0.158	0.928	0.061	1.448	2.745	0.565	0.344
				0.100				
Lößlehm	MURADI [95]	-0.203	0.869	0.070	1.512	2.748	0.360	0.117
Ißmaning				0.060				
Kaolin Ton	MURADI [95]	-0.061	0.922	0.027	1.353	2.595	0.496	0.140
				0.083				

1) Der Parameter $C_{\sigma_{nc}}^{e_{Pr}}$ wurde mit Gl. 7.23 berechnet.

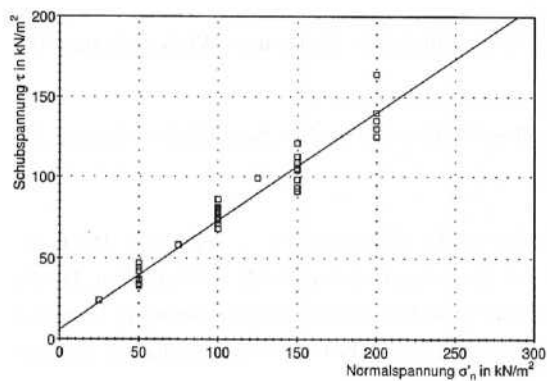
2) $e_{Pr} = e_{Pr,k} \left(\frac{W}{W_k} \right)^{I_W^{p_{Pr}}}$

B.2.4 Scherfestigkeit, Referenzproben

Das aufbereitete Referenzmaterial wurde mit Wassergehalten oberhalb der Fließgrenze in Kreisring- und Rahmenschergeräte eingebaut und schrittweise konsolidiert. Die Proben wurden bei Normalspannungen von 100 bis 400kPa abgesichert.

Tabelle B.4: Parameter der Direktscherversuche an Referenzproben

Probe	φ_{nc}^* in °	φ_{oc}^* in °	Probe	φ_{nc}^* in °	φ_{oc}^* in °
R93_0	38.33	38.33	9125_22	28.50	
R93_1	19.30	17.45	93P_20	36.60	
R93_2	33.98	30.79	9601_0	20.20	16.30
R93_3	21.45	16.96	R97_0	26.56	20.80
R93_4	22.80	20.20	R97_1	28.60	26.50
R93_5	27.50	25.73	R97_2	29.40	26.10
R93_6	19.80		R97_3	32.15	32.00
R93_7	27.83	24.40	R97_4	28.01	27.88
R93_8	25.75	22.44	R97_5	38.90	38.00
R93_9	31.72	29.60			
R93_A	16.70	15.30			
R93_B	13.50	12.50			

Abb. B.6: Ergebnisse aller Scherversuche mit einem Vorbelastungsverhältnis $OCR=4$

B.2.5 Scherfestigkeit, Ergebnisse aus Veröffentlichungen

Tabelle B.5: Ergebnisse aus Veröffentlichungen

Quelle	Bezeichnung	w_l	I_p	φ_{nc}^* in °	φ_{oc}^* in °
HENKEL [52]	London Ton	0.78	0.52	18.5	17.5
HENKEL [52]	Weald Ton	0.43	0.25	22.5	21.7
KUNTSCHE [75]	Karlsruhe Kaolin	0.47	0.29	17.5	
HVORSLEV [57]	Wiener Tegel	0.467	0.250	25.5	24.8
HVORSLEV [57]	Klein Belt Ton	1.260	0.900	18.5	17.0

Zur Ermittlung der Korrelationen wurden die Ergebnisse an Klein-Belt-Ton wegen des unbekannten Salzgehaltes nicht berücksichtigt.

B.2.6 Zusammendrückbarkeit, Referenzproben

Die Versuche wurden in Ödometern mit schwebendem Ring, einer Grundfläche von 20cm^2 und einer Probenaushöhe von etwa 20mm durchgeführt. Bis zur Belastung von $\sigma'_c = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ war der Ödometerring zur Vermeidung von Verschiebungen arretiert. Der Einbau der Referenzböden erfolgte in aufbereitetem Zustand, mit Wassergehalten in Größe der Breiwasserzahl w_0 . Es wurde an jeder Probe je ein Versuch mit folgenden Belastungen durchgeführt:

- 0–4–0–10 Belastung bis $\sigma'_c = 4\text{bar}$, vollständige Entlastung, Wiederbelastung bis $\sigma'_c = 10\text{bar}$
- 0–6–2–16 Belastung bis $\sigma'_c = 6\text{bar}$, Entlastung bis $\sigma'_c = 2\text{bar}$, Wiederbelastung bis $\sigma'_c = 16\text{bar}$

In Abb. B.7 sind die Versuchsergebnisse in der Auftragung $\sigma'_c - \epsilon$ dargestellt. Die beste Übereinstimmung zwischen Meß- und Rechenwert wird nach Gl. 5.13 erhalten. Damit läßt sich die Zusammendrückbarkeit der meisten wassergesättigten, bindigen, künstlich aufbereiteten Böden mit dem empirischen Ansatz von OHDE für den Fall $w = 1$ bei Erstbelastung erfassen.

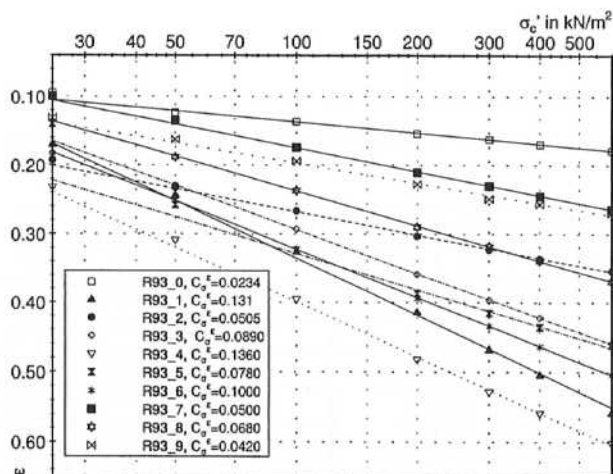


Abb. B.7: Druck-Setzungskurven erstbelasteter, aufbereiteter Referenzproben R93

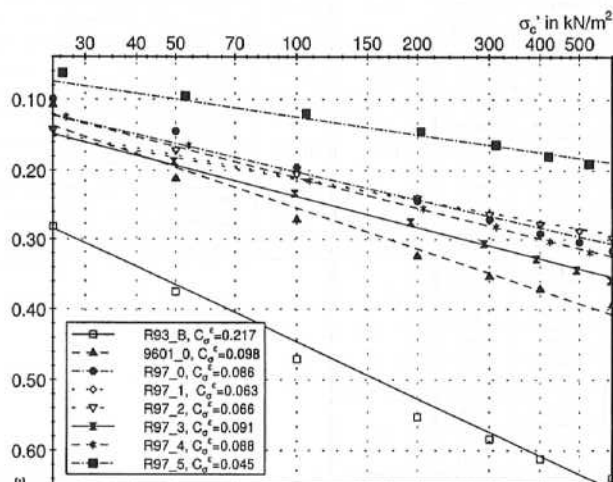


Abb. B.8: Druck-Setzungskurven erstbelasteter, aufbereiteter Referenzproben R97

Zeit-Setzung

Tabelle B.7: Kennwerte der Zeit-Setzungs-Versuche an Referenzproben

Probe	Konsolid.- beiwert c_{v1}^* in $\frac{\text{m}^2}{\text{s}}$	Buisman- beiwert B	Probe	Konsolid.- beiwert c_{v1}^* in $\frac{\text{m}^2}{\text{s}}$	Buisman- beiwert B
R93.0	12.5	$4.6 \cdot 10^{-4}$	R97.0	9.5	$1.3 \cdot 10^{-3}$
R93.1	0.0565	$7.5 \cdot 10^{-3}$	R97.1	11.0	$8.5 \cdot 10^{-4}$
R93.2	7.660	$5.7 \cdot 10^{-4}$	R97.2	10.5	$8.0 \cdot 10^{-4}$
R93.3	0.185	$2.5 \cdot 10^{-3}$	R97.3	9.5	$1.0 \cdot 10^{-3}$
R93.4	0.078	$4.5 \cdot 10^{-3}$	R97.4	14.0	$9.0 \cdot 10^{-4}$
R93.5	0.180	$6.5 \cdot 10^{-4}$	R97.5	8.0	$1.0 \cdot 10^{-3}$
R93.6	0.110	$1.9 \cdot 10^{-3}$			
R93.7	0.490	$8.1 \cdot 10^{-4}$			
R93.8	12.00	$8.2 \cdot 10^{-4}$			
R93.9	4.600	$1.9 \cdot 10^{-4}$			
R93.B	0.021	$6.1 \cdot 10^{-3}$			
9601.0	1.149	$2.1 \cdot 10^{-3}$			
9125_22	3.500	$1.0 \cdot 10^{-3}$			
93P_20	6.800	$4.3 \cdot 10^{-4}$			

B.2.7 Isotrope Kompression, veröffentlichte Ergebnisse

Tabelle B.8: Veröffentlichte Ergebnisse: Druck-Porenzahl bei isotroper Konsolidation und im Zustand perfekter Plastizität

Literatur/Boden	w_l	w_p	$e_{1,i}$	$e_{pl,cs}^*$
[37] White Clay	0.61	0.31	1.470	
[37] Jossigny loam	0.37	0.19	0.786	
[37] Ca Montmorr.	1.70	0.60	2.800	
[37] Orky loam	0.33	0.20	0.730	
[37] Sterrebeek loam	0.27	0.23	0.610	
[37] Yellow Clay	0.40	0.20	0.850	
[4] London Ton	0.78	0.26	1.099	0.713
[4] Weald Ton	0.43	0.18	0.706	0.631
[4] Kaolin	0.65	0.35	1.385	1.265
[3] Glacial Till	0.35	0.17	0.566	0.396
[10] Kaolin	0.61	0.31	1.300	1.210
[10] Kaolin	0.70	0.40	1.315	1.220

B.2.8 Durchlässigkeit, Referenzproben

An Referenzproben wurden im Ödometer Durchlässigkeitsversuche bei unterschiedlichen Laststufen durchgeführt. Die Bestimmung der Durchlässigkeit erfolgte bei fallender Druckhöhe ohne Sättigungsdruck. In den Abb. B.9 und B.10 ist der Durchlässigkeitsbeiwert als Funktion der Porenzahl dargestellt. Die nicht ausgefüllten Symbole sind die aus der Zeit-Setzung ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte. Alle Ergebnisse sind auf die Vergleichstemperatur 10°C umgerechnet.

In Tabelle B.9 ist eine Übersicht der Ergebnisse zusammengestellt, wobei als Lageparameter $e_k = 1$ zugrunde gelegt wurde.

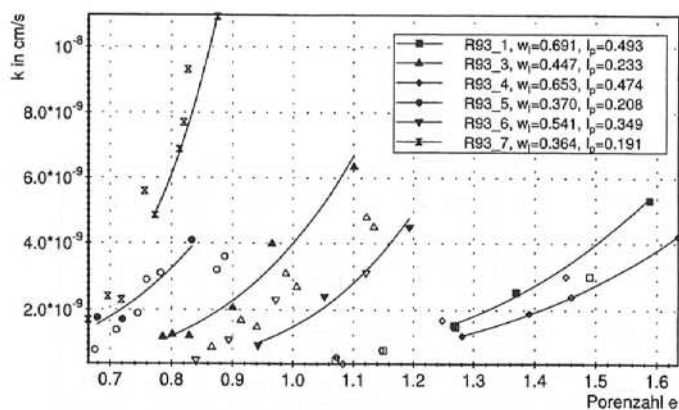


Abb. B.9: Zusammenhang zwischen Porenzahl und Durchlässigkeitsbeiwert für mittel- bis ausgeprägt plastische Referenzproben

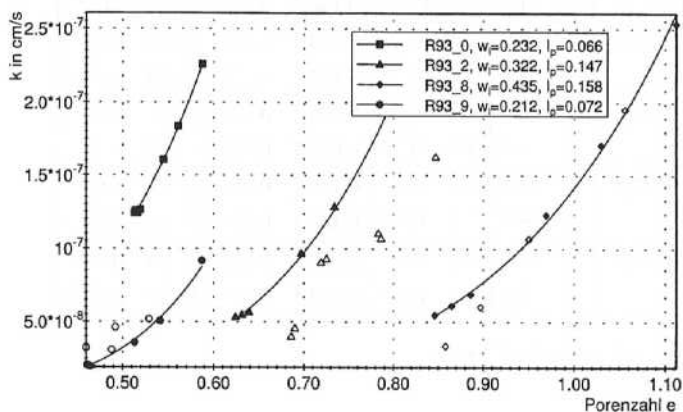


Abb. B.10: Zusammenhang zwischen Porenzahl und Durchlässigkeitsbeiwert für leicht- bis mittel plastische Referenzproben

Tabelle B.9: Ergebnisse der Durchlässigkeitsversuche an aufbereiteten Referenzproben

¹ Probe ₂	I_e^k	$k_{e=1}$ in $\frac{m}{s}$	C_k^e	$e_{1,c}^*$ $0.217e_{1,c}^*$	$k_{e=e_{1,c}^*}$ in $\frac{m}{s}$
R93.0	4.5	$2.5 \cdot 10^{-8}$	0.120	0.552 0.131	$2.6 \cdot 10^{-9}$
R93.1	5.4	$4.4 \cdot 10^{-11}$	0.265	1.344	$4.0 \cdot 10^{-11}$
	5.4	$3.7 \cdot 10^{-12}$	0.238	0.326	$3.3 \cdot 10^{-11}$
R93.2	5.5	$6.9 \cdot 10^{-9}$	0.128	0.702	$1.9 \cdot 10^{-9}$
	5.9	$4.7 \cdot 10^{-9}$	0.131	0.171	$1.1 \cdot 10^{-9}$
R93.3	5.4	$4.0 \cdot 10^{-11}$	0.174	0.955	$7.8 \cdot 10^{-11}$
	5.8	$2.5 \cdot 10^{-11}$	0.174	0.246	$5.2 \cdot 10^{-11}$
R93.4	5.0	$3.6 \cdot 10^{-12}$	0.291	1.265	$2.3 \cdot 10^{-11}$
	5.6	$3.6 \cdot 10^{-12}$	0.228	0.316	$2.9 \cdot 10^{-11}$
R93.5	4.5	$8.8 \cdot 10^{-11}$	0.169	0.764	$4.9 \cdot 10^{-11}$
	4.8	$7.4 \cdot 10^{-11}$	0.158	0.190	$4.0 \cdot 10^{-11}$
R93.6	6.6	$1.3 \cdot 10^{-11}$	0.163	1.001	$2.8 \cdot 10^{-11}$
	6.1	$1.9 \cdot 10^{-11}$	0.164	0.244	$3.9 \cdot 10^{-11}$
R93.7	6.5	$2.6 \cdot 10^{-10}$	0.126	0.744	$7.1 \cdot 10^{-11}$
	7.8	$3.9 \cdot 10^{-10}$	0.096	0.178	$8.2 \cdot 10^{-11}$
R93.8	5.7	$1.4 \cdot 10^{-9}$	0.169	0.981	$1.9 \cdot 10^{-9}$
	8.3	$1.4 \cdot 10^{-9}$	0.117	0.228	$2.1 \cdot 10^{-9}$
R93.9	6.2	$2.4 \cdot 10^{-8}$	0.083	0.661	$4.8 \cdot 10^{-10}$
	5.3	$1.6 \cdot 10^{-8}$	0.094	0.144	$5.7 \cdot 10^{-10}$

¹ aus Durchlässigkeitsversuchen im Ödometer² aus Zeit-Setzung

Literaturverzeichnis

- [1] A.W.N. Al-Khafaji und O.B. Andersland. Equations for compression index approximation. *ASCE Journal Geotechnical Engineering Division*, 118(1):148–153, 1992.
- [2] M.A. Allman und J.H. Atkinson. Mechanical properties of reconstituted Bothkennar soils. *Geotechnique*, 42(2):289–303, 1992.
- [3] J.H. Atkinson. *An Introduction to the mechanics of soils and foundations*. McGraw-Hill, London, 1993.
- [4] J.H. Atkinson und P.L. Bransby. *The mechanics of soils*. McGraw-Hill, London, 1978.
- [5] A.S. Azzous, R.J. Krizek und R.B. Corotis. Regression analysis of soil compressibility. *Soils and Foundation*, 16(2):19–29, 1976.
- [6] G. Backhaus. *Deformationsgesetze*. Akademie-Verlag, Berlin, 1983.
- [7] K. Been und M.G. Jefferies. A state parameter for sands. *Geotechnique*, 35(2):99–112, 1985.
- [8] W. Bernatzik. *Baugrund und Physik*. Schweizer Druck- und Verlagshaus, Zürich, 1947.
- [9] W. Beyer. Zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesen und Sanden aus der Kornverteilungskurve. *Wasserwirtschaft und -technik*, 14(6):165–168, 1964.
- [10] J. Biarez und P.-Y. Hicher. *Elementary Mechanics of Soil Behaviour*. A.A. Balkema, Rotterdam/Brookfield, 1994.
- [11] A.W. Bishop. The principle of effective stress. *Norwegian Geotechnical Institute*, (32):1–5, 1960.
- [12] A.W. Bishop, D.L. Webb und P.I. Lewin. Undisturbed samples of London clay from the Ashford Common shaft; strength-effective stress relationships. *Geotechnique*, 15(1):1–31, 1965.

- [13] L. Bjerrum. Geotechnical properties of norwegian marine clays. *Geotechnique*, 4:49–69, 1954.
- [14] L. Bjerrum. Engineering geology of norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings. *Geotechnique*, 17(2):83–118, 1967.
- [15] W. Blümel. Ein Beitrag zum eindimensionalen Konsolidationsverhalten von Klei im Kompressionsversuch. Heft Nr. 7, Mitteilungen - Lehrstuhl für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau und Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Hannover, 1974.
- [16] G.H. Bolt und R.D. Miller. Calculation of total and component potentials for water in soil. *Transactions of the american geophysical union*, 39(5), 1958.
- [17] Y. Bourdeau, P. Lareal und J. Marchal. Use of large scale shear boxes for Rhône alluvium material. In *Proc. 12th ICSMFE*, Band 1, Seiten 695–696, 1989.
- [18] G.P. Boutwell und C. Hedges. Evaluation of waste-retention liners by multivariant statistics. In *Proc. Twelfth ICSMFE*, Band 2, Seiten 815–818, Rio de Janeiro Brazil, 1989.
- [19] T.L. Brandon, J.M. Duncan und W.S. Gardner. Hydrocompression settlement of deep fills. *ASCE Journal Geotechnical Engineering Division*, 116(10):1536–1548, 1990.
- [20] A.S.K. Buisman. Results of long duration settlement tests. In *Proceedings of the first ICSMFE*, Band 1, Seiten 103–106, 1936.
- [21] J.B. Burland. On the compressibility and shear strength of natural clays. *Geotechnique*, 40(2):327–378, 1990.
- [22] K.-F. Busch, L. Luckner und K. Tiemer. *Geohydraulik*. Gebrüder Borntraeger, Stuttgart, 1993.
- [23] J.B. Butterfield. A natural compression law for soils (an advance on e -log p'). *Geotechnique*, 29:469–480, 1979.
- [24] A. Caquot und J. Kérisel. *Grundlagen der Bodenmechanik*. Springer Verlag, Berlin/Heidelberg/New York, 1967.
- [25] W.D. Carrier. Consolidation parameters derived from index tests. *Geotechnique*, 35(2):211–213, 1985.

- [26] W.D. Carrier und J.F. Beckmann. Correlations between index tests and properties of remoulded clays. *Geotechnique*, 34(2):211-228, 1984.
- [27] A. Casagrande. Research on the Atterbergs limits of soils. *Public Roads*, 1932.
- [28] V.M. Cozzolino. Statistical forecasting of compression index. In *Proc. 5th ICSMFE*, Band 1, Seiten 51-53, 1961.
- [29] D. Croney und J.D. Coleman. Pore pressure and suction in soil. *ASCE Journal Geotechnical Engineering Division*, 116(10):31-37, 1990.
- [30] R. Dyvik, T. Berre, S. Lacasse und R. Raadim. Comparison of truly undrained and constant volume direct simple shear tests. *Geotechnique*, 37(1):3-10, 1987.
- [31] T.B. Edil, S.E. Motan und F.X. Toha. Mechanical behavior and testing methods of unsaturated soils. *American Society of Testing Materials Special Technical Publication*, (740):114-129, 1981.
- [32] J. Engel. Entwicklung von Datenstrukturen für bodenmechanische Anwendungen. Heft Nr. 5, Institut für Geotechnik, TU Dresden, 1998.
- [33] J. Engel und D. Franke. Erhaltung und Sanierung historischer unterirdischer Hohlräume im Lockergestein. *Der Bauingenieur*, 73(2):65-70, 1998.
- [34] J. Engel, D. Franke und H. Ulrich. Untersuchungen zur Standsicherheit unterirdischer, nicht verbauter Hohlräume. *SFB 315, Jahrbuch 1993*, Seiten 205-218, 1993.
- [35] Hsai-Yang Fang. *Foundation engineering handbook*. VAN NOSTRAND REINHOLD, New York, 1991.
- [36] R.J. Finno, W.W. Harris, M.A. Mooney und G. Viggiani. Strain localization and undrained steady state of sand. *ASCE Journal Geotechnical Engineering Division*, 122(6):462-473, 1996.
- [37] J.-M. Fleureau, S. Kheirbek-Saoudand, R. Soemitro und S. Taibi. Behaviour of clayey soils on drying-wetting paths. *Canadian Geotechnical Journal*, 30:287-296, 1993.
- [38] D. Franke. Fragen der Sicherheit beim Erddruckansatz. *Bauplanung - Bautechnik*, 39(10):442-444, 1985.
- [39] H.J. Gabener. Untersuchungen über die Anfangsgradienten und Filtergesetze bei bindigen Böden. Heft Nr. 6, Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Universität-Gesamthochschule Essen, 1983.

- [40] I. Garcia-Bengochea, C.W. Lovell und A.G. Altschaeffl. Pore distribution and permeability of silty clays. *ASCE Journal Geotechnical Engineering Division*, 105(7):839–856, 1979.
- [41] I. Garcia-Bengochea und L.E. Wood. The use of pore size distribution parameters to predict permeability. In *Design parameters in geotechnical engineering*, Band 2, Seiten 49–55, London, 1979. BGS.
- [42] G. Gudehus. *Bodenmechanik*. Enke Verlag, Stuttgart, 1981.
- [43] G. Gudehus. Materialverhalten von Sand: Neuere Erkenntnisse. *Bauingenieur*, 55:57–67, 1980.
- [44] G. Gudehus. Ein umfassendes Konzept zum Nachweis der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit in der Geotechnik. *Geotechnik*, 1994.
- [45] G. Gudehus. A comprehensive constitutive equation for granular materials. *Soils and Foundation*, 36(1):1–12, 1995.
- [46] S.H. Hamid. *Experimentelle und theoretische Untersuchungen zum Spannungs-, Verformungs- und Bruchverhalten bindiger Böden in axialsymmetrischen Versuchen*. Dissertation, TU Dresden, 1990.
- [47] B.O. Hardin. 1-d strain in normally consolidated cohesive soils. *ASCE Journal Geotechnical Engineering Division*, 115(5):689–710, 1989.
- [48] B.O. Hardin und W.L. Black. Vibration modulus of normally consolidated clay. *ASCE Journal Geotechnical Engineering Division*, 94(2):353–369, 1968.
- [49] B.O. Hardin und F.E. Richard. Elastic wave velocities in granular soils. *ASCE Journal Geotechnical Engineering Division*, 89(1):33–65, 1963.
- [50] K.-H. Heitfeld, W. Echle, H. Düllmann, R. Azzam und R. Hasenpatt. Ingenieur-geologie und Tonmineralogie vulkanogener Sedimente. In *Ingenieurgeologische Probleme im Grenzbereich zwischen Locker- und Festgestein*, Band 1, Seiten 336–355, Springer Verlag, Berlin, Heidelberg, New York, Tokyo, 1985.
- [51] D.J. Henkel. The effect of overconsolidation on the behaviour of clays during shear. *Geotechnique*, 6:139, 1956.
- [52] D.J. Henkel. The relationship between the effective stresses and the water content of saturated clays. *Geotechnique*, 10:41–54, 1960.

- [53] I. Herle. Hypoplastizität und Granulometrie einfacher Korngerüste. Heft Nr. 142, Institut für Boden- und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, 1997.
- [54] D.W. Hight, A.J. Bond und J.D. Legge. Characterization of the Bothkennar clay: an overview. *Geotechnique*, 42(2):303-349, 1992.
- [55] R.C. Hirschfeld und J. Poulos. High pressure triaxial tests on a compacted sand and an undisturbed silt. *American Society of Testing Materials Special Technical Publication*, (361):329-339, 1963.
- [56] W. Haupt (Hrsg). *Bodendynamik*. Vieweg, Braunschweig, Wiesbaden, 1986.
- [57] J. Hvorslev. Über die Festigkeitseigenschaften gestörter bindiger Böden. Technical Report 45, Denmarks Naturvidenskabelige Samfund, 1937.
- [58] H. Jagau. Verhalten unvorbelasteter tonig-schluffiger Böden unter zyklischen Einwirkungen. Heft Nr. 118, Institut für Boden- und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, 1990.
- [59] M. Jamiolkowski, C. Ladd, J.T. Germaine und R. Lancelotta. New developments in field and laboratory testing of soils. In *Proceedings of the 11th ICSMFE*, Band 1, Seiten 57-153, San Francisco, 1985.
- [60] N. Janbu. Soil models in offshore engineering. *Geotechnique*, 35(3):241-281, 1985.
- [61] N. Janbu, O. Tokheim und K. Senneset. Consolidation tests with continuous loading. In *Proceedings of the 10th ICSMFE*, Band 1, Seiten 645-654, Stockholm, 1981.
- [62] S. Jänke. Untersuchung der Zusammendrückbarkeit und Scherfestigkeit von Sanden und Kiesen sowie der sie bestimmenden Einflüsse. Heft Nr. 28, Mitteilungen der Bundesanstalt für Wasserbau Karlsruhe, 1969.
- [63] S. Jänke. Zusammendrückbarkeit und Scherfestigkeit von Erdstoffen in Abhängigkeit einfacher Kennwerte. Heft Nr. 77, Veröffentlichungen des LGA-Grundbauinstituts, 2000.
- [64] M.G. Jefferies und K. Been. Use of critical state representations of sand in the method of stress characteristics. *Canadian Geotechnical Journal*, 24:441-446, 1987.
- [65] J. M. Johnson und C.W. Lovell. The effect of laboratory compaction on the shear behaviour of a highly plastic clay after saturation and consolidation. Technical Report 79-7, Highway Research Project, Purdue University, Indiana, USA, 1979.

- [66] O. Kemmesies und L. Luckner. Prozeßmodellierung und Parameteridentifikation von Zweiphasenströmungsprozessen in porösen Medien. *Mitteilungen Deutsche Bodenkundliche Gesellschaft*, (74):281–284, 1994.
- [67] A. Kézdi. *Bodenphysik*, Band 1, *Handbuch der Bodenmechanik*. Verlag für Bauwesen, Berlin, 1969.
- [68] J. Klee. Die Bedeutung der Methode zur Bestimmung des molekularen Wassergehaltes nach Lebedew für die rationelle Ermittlung von erdstoffphysikalischen Kennwerten. In *III. Bodenmechanisches Kolloquium, KDT*, Band 1, Leipzig, 1980.
- [69] B. Klobe. Eindimensionale Kompression und Konsolidation und darauf basierende Verfahren zur Setzungsprognose. Heft Nr. 128, Institut für Boden- und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, 1992.
- [70] D. Kolymbas. Eine konstitutive Theorie für Böden und andere körnige Stoffe. Heft Nr. 109, Institut für Boden- und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, 1988.
- [71] D. Kolymbas und W. Wu. Recent results of triaxial tests with granular materials. *Powder Technology*, (60):99–119, 1990.
- [72] R.L. Kondner. Hyperbolic stress-strain response: Cohesive soil. *ASCE Journal Geotechnical Engineering Division*, 89(1):115–143, 1963.
- [73] S.D. Koppula. Statistical estimation of compression index. *Geotechnical Testing J.*, 4(2):68–73, 1981.
- [74] Krabbe. Über die Schrumpfung bindiger Böden. Heft Nr. 13, Mitteilungen des Franzius Institutes der TH Hannover, 1958.
- [75] K. Kuntsche. Materialverhalten von wassergesättigtem Ton bei ebenen und zylindrischen Verformungen. Heft Nr. 91, Institut für Boden- und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, 1982.
- [76] E.C. Lawton, R.J. Fragaszy und J.H. Hardcastle. Collapse of compacted clayey sand. *ASCE Journal Geotechnical Engineering Division*, 115(9):1252–1267, 1989.
- [77] E.C. Lawton, R.J. Fragaszy und J.H. Hardcastle. Stress ratio effects on collapse of compacted clayey sand. *ASCE Journal Geotechnical Engineering Division*, 117(5):714–730, 1991.
- [78] Y.N. Lee und B.I. Jin. Measurement and prediction of K_0 . *Journ. Korean Soc. Civil. Eng.*, 27:57–66, 1979.

- [79] U. Lehmann. *Bestimmung der Vorspannung bindiger Lockergesteine am Beispiel des Hasselbacher Tones unter besonderer Berücksichtigung konventioneller Druck-Setzungsversuche*. Dissertation, TH Leipzig, 1989.
- [80] H.J. Leinenkugel. Deformations- und Festigkeitsverhalten bindiger Erdstoffe. Heft Nr. 66, Institut für Boden- und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, 1976.
- [81] S. Leroueil, F. Tavenas und J. Locat. Discussion: Correlations between index tests and the properties of remoulded clays. W.D. Carrier and J.F. Beckmann. *Geotechnique*, 35(2):223–226, 1985.
- [82] S. Leroueil und P. R. Vaughan. The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. *Geotechnique*, 40(3):467–488, 1990.
- [83] H. Leussink, T.G. Visweswaraiya und H. Brendlin. Beitrag zur Kenntnis der bodenphysikalischen Eigenschaften von Mischböden. Heft Nr. 15, Institut für Boden- und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, 1964.
- [84] H. Matsuoka. Stress-strain relationships of sands based on mobilized plan. *Soils and Foundation*, 14:47–61, 1974.
- [85] P.W. Mayne. Cam-clay predictions of undrained strength. *ASCE Journal Geotechnical Engineering Division*, 106(11):1219–1242, 1980.
- [86] P.W. Mayne und F.H. Kulhawy. K_0 -OCR relationship in soil. *ASCE Journal Geotechnical Engineering Division*, 108(6):851–871, 1982.
- [87] Mesri. Coefficient of secondary compression. *ASCE Journal Geotechnical Engineering Division*, 99(1):123–140, 1973.
- [88] G. Mesri und A.F. Cepeda-Diaz. Residual shear strength of clays and shales. *Geotechnique*, 36(2):269–274, 1986.
- [89] M. Mesri und P.M. Godlewski. Time- and stress-compressibility interrelationship. *ASCE Journal Geotechnical Engineering Division*, 103(5):417–430, 1977.
- [90] J. K. Mitchell. *Fundamentals of Soil Behavior*. John Wiley and Sons, New York, London, Sydney, Toronto, 1976.
- [91] J.K. Mitchell und R.G. Campanella. Creep studies on saturated soils. *American Society of Testing Materials Special Technical Publication*, (361):90–103, 1963.
- [92] O. Mohr. *Abhandlungen aus dem Gebiet der Technischen Mechanik*. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin, 1928.

- [93] N. Moroto und S. Shimobe. Compactive measure of cohesionless soils. In *Engineered fills (Conference, Newcastle)*, Seiten 205–213, Thomas Telford, 1993.
- [94] A. Moussa. Die Zusammendrückbarkeit von Sand. Heft Nr. 23, Mitteilungen aus dem Institut für Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik, TH Aachen, 1961.
- [95] M.S. Muradi. Beitrag zur Klärung der bodenmechanischen Eigenschaften künstlich verdichteter feinkörniger (bindiger) Böden. Institut für Grundbau- und Bodenechnik der Technischen Universität München, 1977.
- [96] K.H. Neff. Über die Messung der Wasseraufnahme ungleichförmiger bindiger anorganischer Bodenarten in einer neuen Ausführung des Enslingerätes. *Die Bautechnik*, 36(11):415–421, 1959.
- [97] D. Negussey, W.K.D. Wijewickreme und Y.P. Vaid. Constant-volume friction angle of granular materials. *Canadian Geotechnical Journal*, 25:50–55, 1988.
- [98] R. Neumann. Die Beeinflussung der bodenphysikalischen Eigenschaften bindiger Böden durch die Kornfraktion $\mu < 0.002$ mm und Wasseraufnahme. *Der Bauingenieur*, 32(1):6–17, 1957.
- [99] A. Niemunis und I. Herle. Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. *Mechanics of cohesive-frictional materials*, 2, 1997.
- [100] Y. Nishida. A brief note on compression index of soil. *ASCE Journal Geotechnical Engineering Division*, 82(3):1–14, 1956.
- [101] Y. Nishida. Einfache Formel zur Abschätzung des Durchlässigkeitskoeffizienten von Tonböden. *Der Bauingenieur*, 36(12), 1961.
- [102] J. Ohde. Neue Erdstoff-Kennwerte. *Die Bautechnik*, 27(11):345–351, 1950.
- [103] J. Ohde. Über den Gleitwiderstand der Erdstoffe. *Mitteilungen der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser und Grundbau*, 6:7–48, 1955.
- [104] H. Ostermayer. Das Verhalten gemischtkörniger Böden im einachsigen Formänderungszustand. Mitteilungen aus dem Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau und Bodenmechanik der TU München, 1976.
- [105] H. Ostermayer. Scherfestigkeit verdichteter Sand-Ton-Gemische. *Geotechnik*, (2):140–147, 1979.

- [106] N.S. Pandian, T.S. Nagaray und G.L. Siva Kumar Babu. Generalized state parameter for partly saturated soils. *ASCE Journal Geotechnical Engineering Division*, 118(4):622-627, 1992.
- [107] M. Pietsch. Der Enslin-Versuch, eine wirtschaftliche Alternative zur herkömmlichen Konsistenzbestimmung? Bericht 011, Bundesanstalt für Wasserbau Karlsruhe, Laborbericht, 1994.
- [108] M. Pietsch. Versuche zum Fließgrenzgerät nach DIN 18122. Bericht 010, Bundesanstalt für Wasserbau Karlsruhe, Laborbericht, 1994.
- [109] M. Pietsch. Versuche zur Ausrollgrenze unter Berücksichtigung des molekularen Wassergehaltes nach Lebedew. Bericht 009, Bundesanstalt für Wasserbau Karlsruhe, Laborbericht, 1994.
- [110] H. Plehm. Beitrag zur Frage des Einflusses der Verdichtung auf Berechnungskennwerte von bindigen und schluffigen Erdstoffen. Heft Nr. 31, Mitteilungen der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau, Berlin, 1973.
- [111] H. Plehm und G. Wolf. Scherfestigkeit und Wasserdurchlässigkeit eines verdichteten tonigen Erdstoffes. Heft Nr. 18, Mitteilungen der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau, Berlin, 1967.
- [112] R.R. Proctor. Fundamental principles of soil compaction. *Engineering News Report*, 111(9):245-248, 1933.
- [113] P. Quast. Ein Beitrag zum Kriechverhalten eines norddeutschen Kleis. Heft Nr. 13, Mitteilungen - Lehrstuhl für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau und Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Hannover, 1977.
- [114] D.W. Reades und G.E. Green. Independent stress control and triaxial extension tests. *Geotechnique*, 26(4):551-576, 1976.
- [115] O. Rendon-Herrero. Universal compression index equation. *ASCE Journal Geotechnical Engineering Division*, 106(11):1179-1200, 1980.
- [116] L. Rendulic. Ein Grundgesetz der Tonmechanik und sein experimenteller Nachweis. *Der Bauingenieur*, 18(32):459-467, 1937.
- [117] W. Riechwiien. Zum Einfluß der Konsolidationsdauer auf die Scherfestigkeit von aufbereitetem Klei. Heft Nr. 11, Mitteilungen - Lehrstuhl für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau und Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Hannover, 1976.

- [118] W. Riechwieh. Das Formänderungs- und Festigkeitsverhalten weicher, bindiger Böden. Heft Nr. 18, Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau, Universität Hannover, 1981.
- [119] B. Rilling. Untersuchungen zur Grenztragfähigkeit bindiger Schüttstoffe am Beispiel von Lößlehm. Heft Nr. 40, Institut für Geotechnik Stuttgart, 1994.
- [120] G.W. Ring, J.R. Sallberg und W.H. Collins. Correlation of compaction and classification test data of soils. *Public Roads*, 32(4):77-87, 1962.
- [121] P.W. Rowe. The relation between the shear strength of sands in triaxial compression, plane strain and direct shear. *Geotechnique*, 19(1):75-86, 1969.
- [122] J. Rudert. *Beitrag zur Bedeutung bodenmechanischer Klassifikationswerte*. Dissertation, TU Dresden, 1971.
- [123] J. Rudert. *Beitrag zur quantitativen Erfassung der Abhängigkeit mechanischer Eigenschaften feinkörnig-bindiger Lockergesteine von Lockergesteinsart und Phasenzusammensetzung*. Habilitation, TU Dresden, 1978.
- [124] J. Rudert und H. Fritzsche. Wechselbeziehungen zwischen Verdichtungsintensität und erzielbarer Eigenschaftverbesserung für bindige Erdstoffe. *Bauplanung-Bautechnik*, 41(10):452-455, 1987.
- [125] H. Schad. Nichtlineare Stoffgleichungen für Böden und ihre Verwendung bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben. Heft Nr. 10, Baugrundinstitut Stuttgart, 1979.
- [126] H. Schad. Zeit- und geschwindigkeitsabhängiges Materialverhalten in der Geotechnik - Experimentelle Erfassung und numerische Analyse. Heft Nr. 36, Baugrundinstitut Stuttgart, 1992.
- [127] T. Schanz. Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien. Heft Nr. 45, Institut für Geotechnik Stuttgart, 1998.
- [128] T. Schanz und P.A. Vermeer. Angles of friction and dilatancy of sand. *Geotechnique*, 46(1):145-150, 1996.
- [129] T. Scherzinger. Materialverhalten von Seetonen - Ergebnisse von Laboruntersuchungen und ihre Bedeutung für das Bauen in weichem Baugrund. Heft Nr. 122, Institut für Boden- und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, 1991.

- [130] B. Schmidt. Earth pressure at rest related to stress history. *Can. Geot. Jour.*, 3(4):239–242, 1966.
- [131] H.R. Schneider. Definition and determination of characteristic soil properties. In *Proc. XIV. ICSMFE*, Band 4, Seiten 2271 – 2274, Hamburg, 1997.
- [132] A.N. Schofield und C.P. Wroth. *Critical-State Soil mechanics*. McGraw-Hill, London, 1968.
- [133] E. Schultze. Der Reibungswinkel nichtbindiger Böden. *Bauingenieur*, 43:313–317, 1968.
- [134] E. Schultze. Some aspects concerning the application of statistics and probability to foundation structures. In *Proceedings of the 2nd International Conference on Application of statistics and probability in soil*, Seiten 457–494, Aachen, 1975.
- [135] H.B. Seed, R.J. Woodward und R. Lundgren. Clay mineralogical aspects of the Atterberg limits. *ASCE Journal Geotechnical Engineering Division*, 90(4):107–131, 1964.
- [136] M.A. Sherif und I. Ishibashi. Lateral earth pressure at rest in soft clay. *ASCE, discussion*, 103(5):498–499, 1977.
- [137] M. Shimizu und T. Tabuchi. Effective stress behaviour of clays in unconfined compression tests. *Soils and Foundations*, 33(3):28–39, 1993.
- [138] A.W. Skempton. Notes on the compressibility of clay. *Quarterly J. Geological Society of London*, 100(2):119–135, 1944.
- [139] A.W. Skempton. The pore-pressure coefficients A and B. *Geotechnique*, 4(4):143–147, 1954.
- [140] U. Smolczyk. *Ermittlung eingeschränkt plastischer Verformungen in Sand*. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin, 1960.
- [141] U. Smolczyk und D. Salden. Bestimmung der Scherfestigkeit künstlich verdichteter Schüttungen aus Tongestein. Forschungsbericht Sm 3/30 des Instituts für Geoetchnik der Universität Stuttgart an die DFG (unveröffentlicht), 1988.
- [142] F.J. Stadtbäumer. *Die Beeinflußbarkeit physikalischer Eigenschaften von Tonen durch anorganische Salze*. Dissertation, Westfälische Wilhelms-Universität Münster, 1977.

- [143] T.D. Stark und H.T. Eid. Drained residual strength of cohesive soils. *ASCE Journal Geotechnical Engineering Division*, 120(5):856–871, 1994.
- [144] B. Steinmann. Zum Verhalten bindiger Böden bei monotoner einaxialer Beanspruchung. Heft Nr. 26, Baugrundinstitut Stuttgart, 1985.
- [145] J.A. Studer und M.G. Koller. *Bodendynamik*. Springer, Berlin, Heidelberg, 1997.
- [146] F. Tavenas, P. Jean, P. Leblond und S. Leroueil. The permeability of natural soft clays. part ii: permeability characteristics. *Canadian Geotechnical Journal*, 20:645–660, 1983.
- [147] A. Teferra. Beziehungen zwischen Reibungswinkel, Lagerungsdichte und Sondierwiderständen nichtbindiger Böden mit verschiedener Kornverteilung. Heft Nr. 1, Forschungsberichte aus Bodenmechanik und Grundbau, Technische Hochschule Aachen, 1975.
- [148] K. Terzaghi. *Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage*. F. Deuticke, Leipzig–Wien, 1925.
- [149] K. Terzaghi. The shearing resistance of saturated soils. In *Proceedings of the first ICSMFE*, Band 1, Seiten 54–56, 1936.
- [150] K. Terzaghi und O.K. Fröhlich. *Theorie der Setzung von Tonschichten*. F. Deuticke, Leipzig–Wien, 1936.
- [151] K. Terzaghi und R.B. Peck. *Soil mechanics in engineering practice*. John Wiley and Sons, New York, 1967.
- [152] M. Topolnicki. Observed stress-strain behaviour of remoulded saturated clay and examination of two constitutive models. Heft Nr. 107, Institut für Boden- und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, 1987.
- [153] P. von Soos. Eigenschaften von Boden und Fels; ihre Ermittlung im Labor. In *Grundbautaschenbuch*, 5. Auflage, Band 1, Seiten 87–157, Berlin, München, Düsseldorf, 1995.
- [154] C.P. Wroth. The interpretation of in situ soil tests. *Geotechnique*, 34(4):449–489, 1984.
- [155] J.A. Yamamuro und P.V. Lade. Drained sand behavior in axisymmetric tests at high pressures. *ASCE Journal Geotechnical Engineering Division*, 122(2):109–119, 1996.

- [156] T. Youd. Factors controlling maximum and minimum densities of sands. In *Evaluation of relative density and its role in geotechnical projects involving cohesionless soils*, Seiten 98-112, ASTM, STP 523, 1973.
- [157] Z. Zitouni. *Comportement tridimensionnel des sables*. Dissertation, Univ. Joseph Fourier, Grenoble I, 1988.

Mitteilungen - Institut für Geotechnik, Technische Universität Dresden

ISSN 1434-3053

Herausgeber: Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Dietrich Franke

Heft 1	Franke, D. (Hrsg.)	1992	Das Institut für Geotechnik an der TU Dresden + Die Veröffentlichungen Johann Ohdes
Heft 2	Franke, D. (Hrsg.)	1995	OHDE-Kolloquium 1993
Heft 3	Franke, D. (Hrsg.)	1995	Festschrift zum 60. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. habil. Dietrich Franke
Heft 4	Franke, D. (Hrsg.)	1997	OHDE-Kolloquium 1997
Heft 5	Engel, J.	1998	Entwicklung von Datenstrukturen für bodenmechanische Anwendungen
Heft 6	Vogt, L.	1998	Untersuchungen zum Tragverhalten und zur Verbesserung der Standsicherheit von Stützmauern
Heft 7	al Diban, I.	2000	Das Tragverhalten horizontal belasteter, in nichtbindigem Boden eingespannter starrer Träger, in ebenem und geböschtem Gelände
Heft 8	Winkler, A.	2001	Ermittlung des Erddrucks im Bruchzustand bei Drehung einer Wand um den Kopfpunkt
Heft 9	Franke, D. (Hrsg.)	2001	OHDE-Kolloquium 2001
Heft 10	Engel, J.	2002	Verfahren zur Festlegung von Kennwerten für bodenmechanische Nachweise

