

5. Bodenmechanische Kennwerte

5.1 Kornverteilung und Ungleichförmigkeit

Ein wesentliches Beurteilungsmerkmal für einen Boden ist seine Körnungslinie (Bestimmung nach DIN 18123). Aus der Körnungslinie lassen sich bereits wesentliche Aussagen über die bodenmechanischen Kennwerte ableiten. In der Abbildung 5.1 sind die Körnungslinien einiger Bodenarten dargestellt.

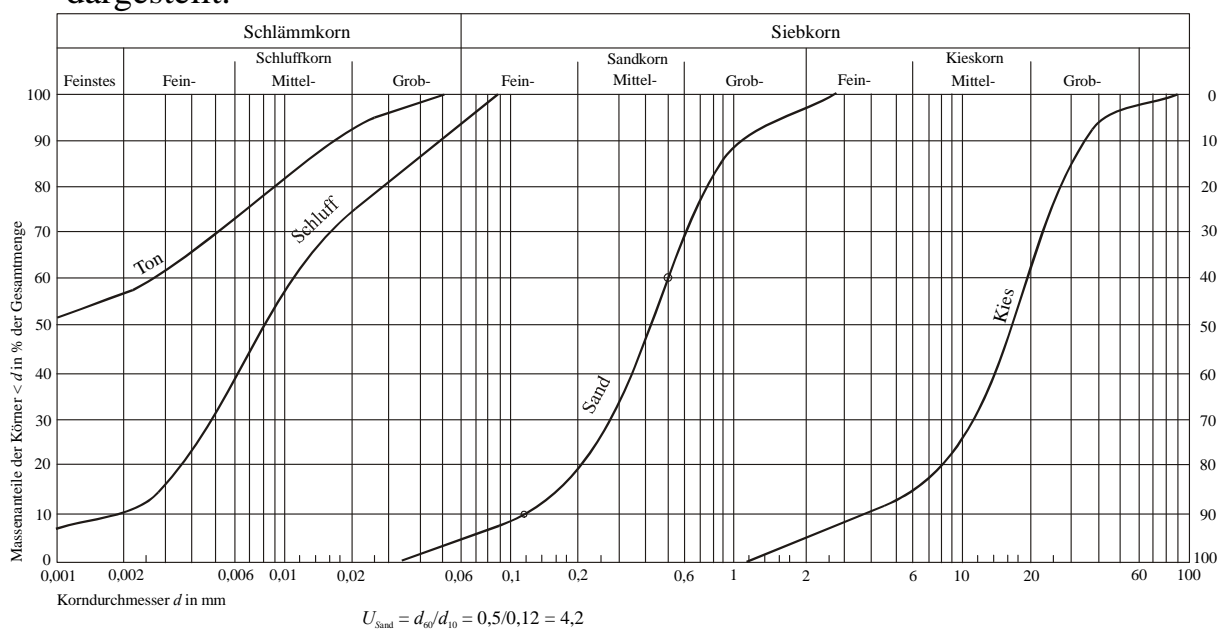


Abb. 5.1: verschiedene Körnungslinien

Aus der Körnungslinie lässt sich u. a. auch die *Ungleichförmigkeitszahl* U ableiten. Der Wert U kennzeichnet die Bandbreite der vorkommenden Korngrößen. Der Wert für U wird nach Formel 5.1 wie folgt berechnet:

$$U = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad \text{Formel 5.1}$$

d_{60} : Korndurchmesser bei 60 % Siebdurchgang

d_{10} : Korndurchmesser bei 10 % Siebdurchgang

Den Werten für U sind folgende Begriffe zugeordnet.

$U < 5$	gleichförmig
$5 \leq U \leq 15$	ungleichförmig
$U > 15$	sehr ungleichförmig

Die Ungleichförmigkeit spielt eine Rolle bei der Beurteilung der Durchlässigkeit, der Filterfestigkeit, der Frostgefährdung, der Verdichtbarkeit, sowie der Reibung des Bodens.

5.2 Dichten und Wichten

In der Geotechnik ist es üblich, im Zusammenhang mit Laborversuchen die **Dichte** (Formelzeichen ρ , Einheit g/cm^3) und im Zusammenhang mit erdstatischen Berechnungen die **Wichte** oder **Eigenlast** (Formelzeichen γ , Einheit kN/m^3) zu verwenden.

Zur Herleitung der in der Geotechnik verwendeten Definitionen unterschiedlicher Wichten und Dichten dient das in Abbildung 5.2 dargestellte Modell. Darin wird der Boden als Drei-Phasen-Modell dargestellt, bestehend aus Feststoff, Wasser und Luft.

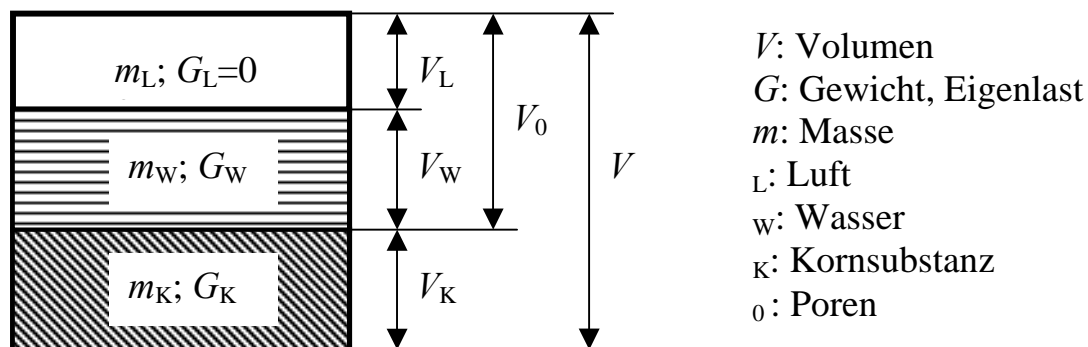


Abb. 5.2: Drei-Phasen-Modell

An dem dargestellten Modell können die folgenden Definitionen abgeleitet werden:

- Korndichte: $\rho_s = m_K / V_K$ (2,65 – 2,72 g/cm^3)
- Kornwichte: $\gamma_s = G_K / V_K$ (26,5 – 27,2 kN/m^3)
- Dichte des Wassers: $\rho_w = m_w / V_w$ (1 g/cm^3)
- Wichte des Wassers: $\gamma_w = G_w / V_w$ (10 kN/m^3)
- Trockendichte: $\rho_d = m_K / V$
- Trockenwichte: $\gamma_d = G_K / V$

Hochschule Coburg Studiengang Bauingenieurwesen Prof. Dr.-Ing. U. Hanses	Geotechnik 1 Arbeitsblätter zu: Bodenmechanische Kennwerte	Seite 5.3
--	--	-----------

- Dichte: $\rho = (m_K + m_W) / V$
- Wichte: $\gamma = (G_K + G_W) / V$
- Dichte des wassergesättigten Bodens: $\rho_r = (m_K + m_W) / V; (V_0 = V_W)$
- Wichte des wassergesättigten Bodens: $\gamma_r = (G_K + G_W) / V; (V_0 = V_W)$
- Wichte des Bodens unter Auftrieb: $\gamma' = (G_K - \gamma_W \cdot V_K) / V$

5.3 Porenanteil, Porenzahl und Wassergehalt

- Porenanteil: $n = V_0 / V$ $0 \leq n \leq 1$
 $n = n_w + n_a$
 n_w : Anteil der wassergefüllten Poren
 n_a : Anteil der luftgefüllten Poren
- Porenzahl: $e = V_0 / V_K$ $0 \leq e \leq \infty$
- Wassergehalt: $w = G_W / G_K = m_W / m_K$ $0 \leq w \leq \infty$
- Sättigungszahl: $S_r = n_w / n = V_W / V_0$ $0 \leq S_r \leq 1$

5.4 Beziehungen zwischen den bodenmechanischen Kennwerten (Formeln 5.1 a bis 5.1 g)

- a) $e = \frac{n}{1-n}$
- b) $n = \frac{e}{1+e}$
- d) $\gamma_d = \gamma_s \cdot (1-n)$
- e) $\gamma = \gamma_d \cdot (1+w) = \gamma_s \cdot (1-n) \cdot (1+w)$
- f) $\gamma_r = \gamma_s \cdot (1-n) + n \cdot \gamma_w = \frac{\gamma_s + e \cdot \gamma_w}{1+e}$
- g) $\gamma' = \gamma_r - \gamma_w = (\gamma_s - \gamma_w) \cdot (1-n) = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1+e}$

Hochschule Coburg Studiengang Bauingenieurwesen Prof. Dr.-Ing. U. Hanses	Geotechnik 1 Arbeitsblätter zu: Bodenmechanische Kennwerte	Seite 5.4
--	--	-----------

5.5 Kennwerte der Lagerungsdichte nach DIN 18126

5.5.1 Lagerungsdichte bei rolligem Boden

Die **Lagerungsdichte D** bei rolligem Boden ist nach Formel 5.2 definiert:

$$D = \frac{\max n - n}{\max n - \min n} = \frac{\rho_d - \min \rho_d}{\max \rho_d - \min \rho_d} \quad \text{Formel 5.2}$$

- $\max n$: Porenanteil bei lockerster Lagerung
- $\min n$: Porenanteil bei dichtester Lagerung
- n : Porenanteil
- $\max \rho_d$: Trockendichte bei dichtester Lagerung
- $\min \rho_d$: Trockendichte bei lockerster Lagerung
- ρ_d : Trockendichte

Die lockerste und dichteste Lagerung eines rolligen Bodens werden in Laborversuchen mit definierten Randbedingungen gemessen (siehe hierzu Laborpraktikum).

Neben der Lagerungsdichte wird auch die **bezogene Lagerungsdichte I_D** verwendet: Sie ist nach Formel 5.3 definiert:

$$I_D = \frac{\max e - e}{\max e - \min e} = \frac{\max \rho_d (\rho_d - \min \rho_d)}{\rho_d (\max \rho_d - \min \rho_d)} \quad \text{Formel 5.3}$$

- $\max e$: Porenzahl bei lockerster Lagerung
- $\min e$: Porenzahl bei dichtester Lagerung
- e : Porenzahl
- $\max \rho_d$: Trockendichte bei dichtester Lagerung
- $\min \rho_d$: Trockendichte bei lockerster Lagerung
- ρ_d : Trockendichte

Den Zahlenwerten der Lagerungsdichten D bzw. der bezogenen Lagerungsdichten I_D sind folgende Begriffe zugeordnet.

$D \leq 0,3$	locker gelagert
$0,3 < D \leq 0,5$	mitteldicht gelagert
$0,5 < D \leq 0,7$	dicht gelagert
$0,7 < D$	sehr dicht gelagert

$I_D \leq 0,33$	locker gelagert
$0,33 < I_D \leq 0,67$	mitteldicht gelagert
$0,67 < I_D$	dicht gelagert

5.5.2 Lagerungsdichte bei bindigem Boden nach DIN 18127

Zur Ermittlung der Verdichtbarkeit eines bindigen Bodens dient der **Proctorversuch**. Beim Proctorversuch wird der Boden unter genormten Bedingungen in einen Versuchszylinder mit einer Energie von 600 kNm/m^3 eingestampft (siehe hierzu Laborpraktikum). Es werden jeweils mindestens fünf Versuche mit unterschiedlichen Wassergehalten durchgeführt. Die erreichten Trockendichten werden über den dazugehörigen Wassergehalten, wie in Abbildung 5.3 dargestellt ist, aufgetragen. Die in Abbildung 5.3 dargestellte Kurve wird als **Proctorkurve**, der höchste gemessene Wert der Trockendichte als **Proctordichte** ρ_{Pr} und der dazu gehörige Wassergehalt als **optimaler Wassergehalt** w_{opt} bezeichnet.

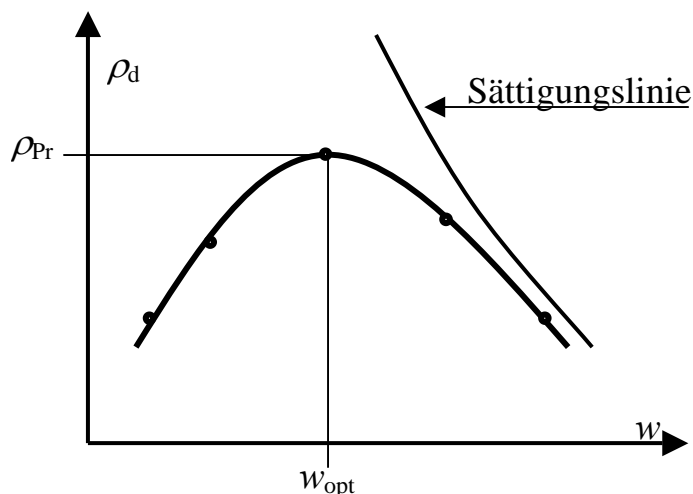


Abb. 5.3: Proctorkurve

Das Verhältnis der in der Natur erzielten Trockendichte ρ_d mit der Proctordichte des Laborversuches ρ_{Pr} ergibt den Verdichtungsgrad.

$$D_{Pr} = \rho_d / \rho_{Pr}$$

Formel 5.4

Die Sättigungslinie stellt eine theoretische Grenzkurve für die Proctorkurve dar, und zwar mit der Annahme, dass das gesamte Porenvolumen mit Wasser gefüllt wäre. Die Sättigungslinie kann nach Formel 5.5 berechnet werden.

$$\rho_d = \frac{\rho_s}{1 + \frac{w \cdot \rho_s}{\rho_w \cdot S_r}} \quad \text{Formel 5.5}$$

5.6 Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen) bindiger Böden nach DIN 18122

Die Festigkeit bindiger Böden ist von deren Wassergehalt abhängig. Mit zunehmendem Wassergehalt geht der Boden von fester in flüssige Zustandsform (Konsistenz) über. Nach *Atterberg* sind die **Konsistenzbereiche** und die **Konsistenzgrenzen** eines Bodens wie in Tabelle 5.1 gezeigt, festgelegt:

Konsistenzbereiche	Konsistenzgrenzen
flüssig	
	Fließgrenze, Übergang von der flüssigen zur bildsamen Zustandsform
breiig	
weich	
steif	
	Ausrollgrenze, Übergang von der bildsamen zur halbfesten Zustandsform
halbfest	
	Schrumpfgrenze, Übergang von der halbfesten zur festen Zustandsform
fest	

Tab. 5.1: Konsistenzbereiche und Konsistenzgrenzen

Die Fließgrenze hat das Formelzeichen w_L . Der Index L steht für *liquid*. Der Wert w_L entspricht dem Wassergehalt des Bodens am Übergang von der flüssigen zur breiigen Konsistenz. Die Fließgrenze wird im s. g. Fließgrenzengerät von *Casagrande* ermittelt (siehe hierzu Laborpraktikum).

Die Ausrollgrenze hat das Formelzeichen w_p . Der Index p steht für *plastique*. Der Wert w_p entspricht dem Wassergehalt des Bodens am Übergang von der

Hochschule Coburg Studiengang Bauingenieurwesen Prof. Dr.-Ing. U. Hanses	Geotechnik 1 Arbeitsblätter zu: Bodenmechanische Kennwerte	Seite 5.7
--	--	-----------

steifen zur halbfesten Konsistenz. Die Ausrollgrenze wird mit dem s. g. Ausrollversuch ermittelt (siehe hierzu Laborpraktikum).

Die Schrumpfgrenze hat das Formelzeichen w_s . Der Index s steht für *schrumpfen*. Der Wert w_s entspricht dem Wassergehalt des Bodens am Übergang von der halbfesten zur festen Konsistenz. Die Schrumpfgrenze wird mit dem s. g. Schrumpfversuch ermittelt (siehe hierzu Laborpraktikum).

Durch Kenntnis der Werte w_p und w_L lässt sich die **Plastizitätszahl I_p** ermitteln (Formel 5.6):

$$I_p = w_L - w_p \quad \text{Formel 5.6}$$

Die Plastizitätszahl nimmt mit der Menge der Tonminerale zu. Die Art der Tonminerale hat allerdings auch einen Einfluss. Ein als *fetter Ton* bezeichneter Boden hat eine hohe Plastizitätszahl, ein als *magerer Ton* bezeichneter Boden eine niedrige Plastizitätszahl. Ein Boden mit geringer Plastizitätszahl verändert seine Konsistenz bei geringer Wasserzugabe. Für die Baustelle bedeutet dies, dass ein Regenschauer einen gering plastischen Boden schneller aufweichen lässt, als einen stark plastischen Boden. Als gering plastische Böden sind z. B. Lösslehme einzustufen. Als hochplastische Böden sind z. B. die Tone des Jura, wie: Ornaten- und Opalinuston anzusprechen.

Nach dem Plastizitätsdiagramm der DIN 18196 (Abb. 5.) können bei Kenntnis der Konsistenzgrenzen w_L und w_p den Böden die Bezeichnungen der DIN 18196 zugeordnet werden.

Durch Kenntnis des natürlichen Wassergehaltes w der Werte w_p und w_L lässt sich die **Konsistenzzahl I_c** ermitteln.

$$I_c = \frac{w_L - w}{w_L - w_p} = \frac{w_L - w}{I_p} \quad \text{Formel 5.7}$$

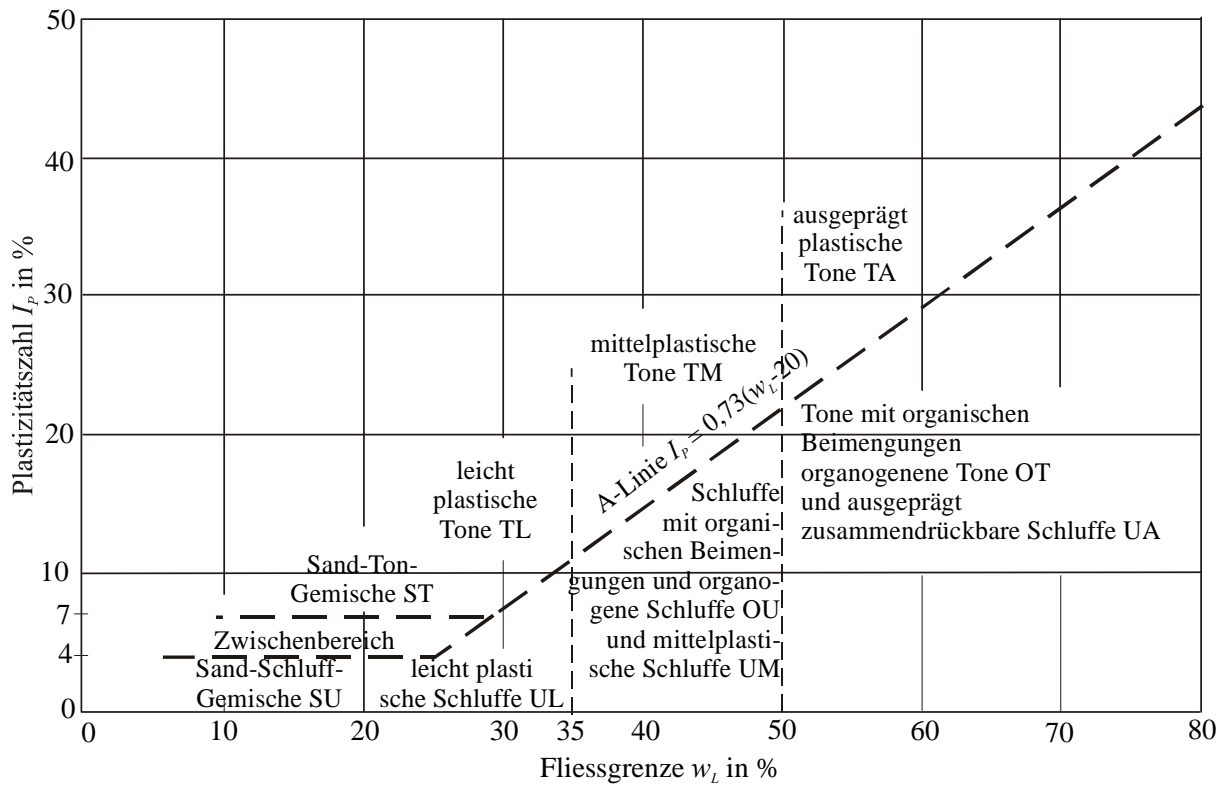


Abb. 5.4: Plastizitätsdiagramm der DIN 18196

Der Konsistenzzahl I_C sind die in Tab. 5.2 aufgeführten Begriffe zugeordnet:

Wert für I_C	Konsistenzbegriff
$I_C < 0$	flüssig
$0,00 \leq I_C < 0,50$	breiig
$0,50 \leq I_C < 0,75$	weich
$0,75 \leq I_C < 1,00$	steif
$1,00 \leq I_C$	halbfest

Tab.: 5.2 Begriffe zu den Konsistenzzahlen

Die Konsistenzzahlen und die zugehörigen Begriffe können auch als s. g. *Atterbergscher* Konsistenzbalken nach Abb. 5.5 aufgetragen werden.

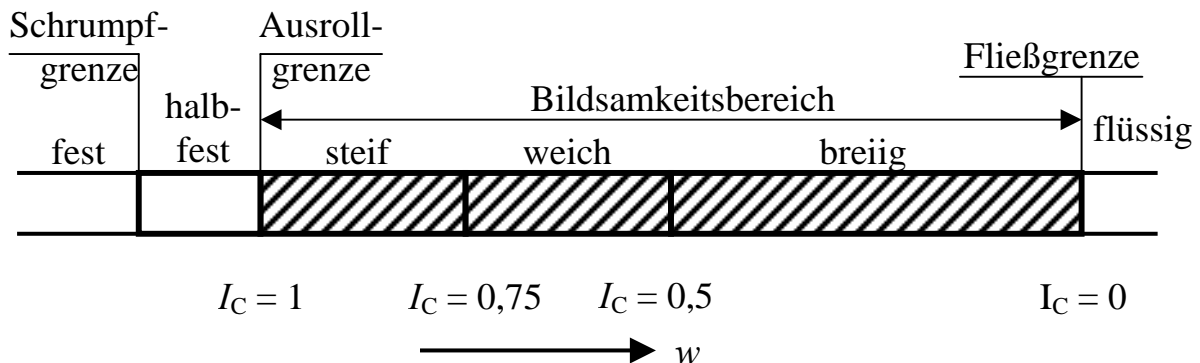


Abb.: 5.5 Atterbergscher Konsistenzbalken

5.7 Frostempfindlichkeit von Böden

Bei rolligen Bodenarten wird bei Frosteinwirkung die strukturelle Anordnung der Bodenkörner nicht verändert. Nach dem Auftauen haben diese Böden wieder ihre ursprüngliche Tragfähigkeit. Diese Böden werden daher als frostsicher eingestuft.

Bei bindigen Böden setzt sich das Wasser beim Gefrieren in Form von Eislinsen und Eisbändern ab. Während der Kristallisation ziehen diese Linsen und Bänder Wasser aus den darunter liegenden Zonen an, wodurch sich der Wassergehalt örtlich erheblich erhöhen kann. Es kommt zu Hebungen. Nach dem Auftauen haben diese Böden durch die Wasseransammlungen örtlich verminderte Konsistenz und somit verminderte Tragfähigkeit. Die Folge sind *Frostbeulen* an Straßendecken und *Hautrutschungen* an Hängen.

In *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau ZTVE-StB 94* sind die Böden hinsichtlich ihrer Frostempfindlichkeit klassifiziert (siehe Tabelle 5.3).

Frostklasse	Frostempfindlichkeit	Bodenart nach DIN 18196
F1	nicht frostempfindlich	GW, GI, GE, SW, SI, SE
F2	gering bis mittel frostempfindlich	TA, OT, OH, OK, TM, ST ¹⁾ , GT ¹⁾ , SU ¹⁾ , GU ¹⁾
F3	sehr frostempfindlich	TL, UL, UM, OU, ST*, GT*,SU*, GU*

1) gilt nur, wenn der Anteil an Korn unter 0,063 mm von mehr als 5 Gew.% bei $U \geq 15$ oder 15 Gew.% bei $U \leq 6$, wobei der Anteil bei $6 < U < 15$ linear interpoliert werden kann, sonst F1.

Tab. 5.3: Frostempfindlichkeitsklassen nach ZTVE-StB 96

5.8 Durchlässigkeit DIN 18130

Die Strömung von zähen Medien in Porensystemen wird in der Technischen Mechanik durch drei Gleichungen beschrieben. Voraussetzung ist eine laminare (nicht turbulente) und im vorliegenden Fall die eindimensionale Strömung. Es gelten:

a) das Darcy-Gesetz: $v = k \cdot i$ Formel 5.8

b) die Bernoullische Strömungsgleichung in der s. g. Höhenform:

$$\frac{v_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\gamma} + h_{g1} = \frac{v_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\gamma} + h_{g2} \quad \text{im Boden gilt: } v_1 \cong v_2 \cong 0 \quad \text{Formel 5.9}$$

c) Kontinuitätsgleichung: (quellen- und senkenfreie Strömung)

$$Q_1 = v \cdot A = Q_2 \quad \text{Formel 5.10}$$

In diesen Gleichungen bedeuten:

- v : Filtergeschwindigkeit in m/s
- k : Durchlässigkeitsbeiwert in m/s
- i : hydraulisches Gefälle
- p : Wasserdruck in kN/m²
- γ : Wichte der Flüssigkeit in kN/m³
- h_g : geodätische Höhe
- Q : Durchfluss in m³/s
- A : Durchflussquerschnitt in m²

Die Wasserdurchlässigkeit eines Bodens ist gemäß DIN 18130 durch den **Durchlässigkeitsbeiwert** k gekennzeichnet. Der Durchlässigkeitsbeiwert ist der Quotient aus der **Filtergeschwindigkeit** v und dem **hydraulischen Gefälle** i .

$$k = \frac{v}{i} \text{ in } \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad \text{Formel 5.11}$$

Die Filtergeschwindigkeit v ist eine fiktive Geschwindigkeit des Wassers im Boden und errechnet sich aus dem Quotienten des **Durchflusses** Q und der **Querschnittsfläche** des betrachteten Bodenvolumens A :

$$v = \frac{Q}{A} \text{ in } \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad \text{Formel 5.12}$$

Das hydraulische Gefälle i ist definiert als der Quotient des **hydraulischen Höhenunterschiedes** Δh und der **durchströmten Länge** l .

$$i = \frac{\Delta h}{l} \quad \text{Formel 5.13}$$

Die vorgenannten Größen sind in Abbildung 5.6 anschaulich dargestellt:

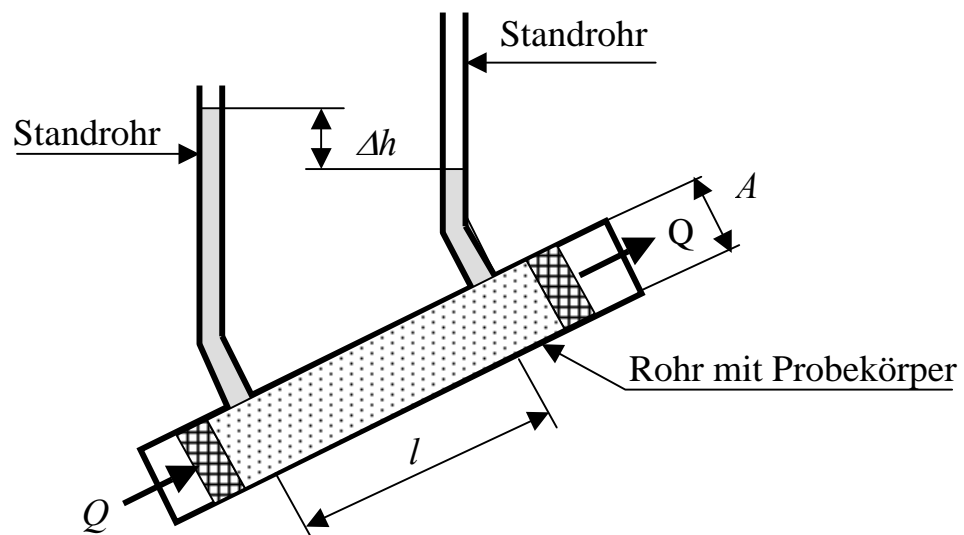


Abb. 5.6: hydraulisches Modell zu Durchlässigkeit

Die wahre Geschwindigkeit des Wassers in den Poren ist nicht definiert, da die Porenquerschnitte entlang des Fließweges nicht konstant sind.

Unter **Abstandsgeschwindigkeit** v_A versteht man die Geschwindigkeit, die sich aus dem Quotienten des Abstandes l zweier Messpunkte und der Fließzeit t eines markierten Stoffes im Grundwasser (Tracer) ergibt (Formel 5.25). Die Abstandsgeschwindigkeit v_A kann auch aus der Filtergeschwindigkeit v mit Hilfe des Porenanteils n abgeschätzt werden (Formel 5.14).

$$v_A \approx \frac{l}{t} \approx \frac{v}{n} \quad \text{in m/s} \quad \text{Formel 5.14}$$

Der Durchlässigkeitsbeiwert k kann an ungestört entnommenen Laborproben nach dem in Abbildung 5.7 dargestellten Versuchsprinzip ermittelt werden.

$$k = \frac{Q \cdot l}{A \cdot \Delta h}$$

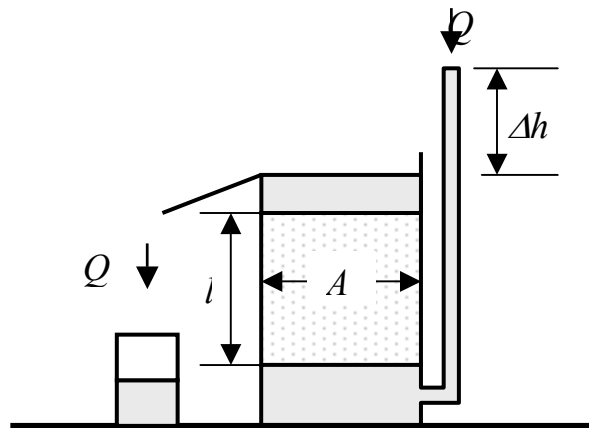


Abb. 5.7: Versuchsprinzip zur Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes

Weitere Versuchsprinzipien werden im Laborpraktikum behandelt.

In der Geologie wird der k -Wert als k_f -Wert bezeichnet. Nach DIN 18130 werden den Zahlenwerten des Durchlässigkeitsbeiwertes k Adjektive für die Durchlässigkeitsbereiche zugeordnet (siehe Tab. 5.4). Außerdem sind in Tabelle 5.4 für die Durchlässigkeitsbereiche charakteristische Böden aufgeführt.

k in m/s	Bereich	typische Böden
$k < 10^{-8}$	sehr schwach durchlässig	Tone
$10^{-8} \leq k < 10^{-6}$	schwach durchlässig	Schluffe
$10^{-6} \leq k < 10^{-4}$	durchlässig	Sande
$10^{-4} \leq k < 10^{-2}$	stark durchlässig	Kiese
$10^{-2} \leq k$	sehr stark durchlässig	Gerölle

Tab. 5.4: Durchlässigkeitswerte und Durchlässigkeitsbereiche

5.9 Zusammendrückbarkeit des Bodens

5.9.1 Grundlagen

Der Boden ist ein kompressibler Stoff. Bei Belastung treten infolge von Kornumlagerungen und gleichzeitiger Abgabe von Porenwasser und Porenluft Setzung auf. Zur Abschätzung der Größe dieser Setzungen werden Druck-Setzungs-Versuche im Labor oder im Feld durchgeführt. In der Abbildung 5.8 sind die verschiedenen Versuchsrandbedingungen und typische Versuchsergebnisse für die genannten Drucksetzungsversuche dargestellt. Weitere Einzelheiten zu den Versuchstechniken sind unter den Ziffern 5.10 und 5.11 enthalten.

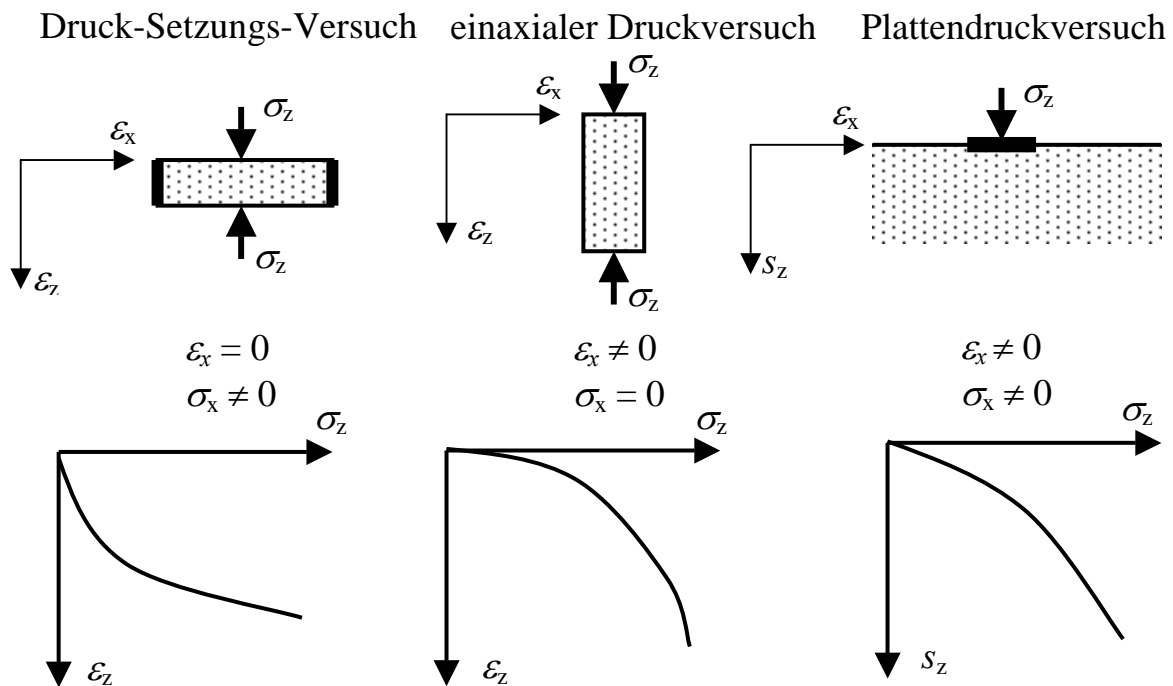


Abb. 5.8 Versuchsrandbedingungen für verschiedene Druck-Setzungs-Versuche

Aus der Baustoffkunde ist als Kennwert für Verformungsberechnungen der Elastizitätsmodul E bekannt. Die Versuchsrandbedingungen für die Messung des Elastizitätsmoduls entsprechen denen des einaxialen Druckversuchs. Der Modul des einaxialen Druckversuches wird in Abgrenzung zum E-Modul mit dem Formelzeichen E_u gekennzeichnet. Da der Druck-Setzungs-Versuch und der Plattendruckversuch andere Versuchsrandbedingungen aufweisen, werden für die gemessenen Moduln auch andere Begriffe gewählt. So wird

Hochschule Coburg Studiengang Bauingenieurwesen Prof. Dr.-Ing. U. Hanses	Geotechnik 1 Arbeitsblätter zu: Bodenmechanische Kennwerte	Seite 5.14
--	--	------------

der Modul des Druck-Setzungs-Versuches als **Steifemodul** E_s und der des Plattendruckversuches als **Verformungsmodul** E_v bezeichnet.

In der Bodenmechanik haben die Stoffe, anders als z. B. der Stahl, kein lineares, elastisches Verhalten, so dass die Moduln immer nur für bestimmte Spannungsbereiche gelten.

Die beschriebenen Kenngrößen können durch Umrechnungen nach den Formeln unter 5.15 miteinander verglichen werden. Hierbei spielt die Poissonzahl ν eine Rolle. Die Poissonzahl ν ergibt sich aus dem Quotienten der Querdehnung zur Längsdehnung $\nu = \varepsilon_q / \varepsilon$.

$$E_u = \left(1 - \frac{2 \cdot \nu^2}{1 - \nu}\right) \cdot E_s \quad \text{Formel 5.15a}$$

$$E_v = \frac{1 - \nu - 2 \cdot \nu^2}{(1 - \nu) \cdot (1 - \nu^2)} \cdot E_s \quad \text{Formel 5.15b}$$

$$E_v = \frac{1}{1 - \nu^2} \cdot E_u \quad \text{Formel 5.15c}$$

Formeln 5.15a bis 5.15c: Umrechnungen zwischen E_u , E_s und E_v .

In der Literatur sind für Böden Querdehnungszahlen $0,25 \leq \nu \leq 0,5$ genannt. Setzt man $\nu = 0,3$ so ergibt sich:

$$E_u = 0,743 \cdot E_s \quad \text{und} \quad E_v = 0,816 \cdot E_s.$$

5.9.2 Laborversuche und deren Auswertung

Für die Berechnungen von Setzungen wird in der Bodenmechanik überwiegend der Steifemodul E_s verwendet. Die Versuchsdurchführung ist nicht genormt. Der Steifemodul wird in der Regel an Proben ermittelt, die ungestört aus dem Bohrloch entnommen wurden (Probenklasse 1 nach DIN 4021). Die Prinzipien einer Versuchsanlage zeigt Abb. 5.9.

Die Probe sitzt in einem Stahlring und wird oben und unten mit einem Filterstein abgedeckt. Die Probe wird stufenweise in Intervallen von 24 Stunden belastet. Es ist üblich die Spannungen σ nach einer geometrischen Reihe zu wählen, z. B. 50, 100, 200 und 400 kN/m². Die Setzungen werden während der einzelnen Laststufen gemessen. Die gemessene Setzung s wird auf

die Ausgangshöhe der Probe h_a bezogen und als s' bezeichnet. Das unmittelbare Messergebnis ist insofern eine **Zeit-Setzungs-Kurve** gemäß Abbildung 5.10

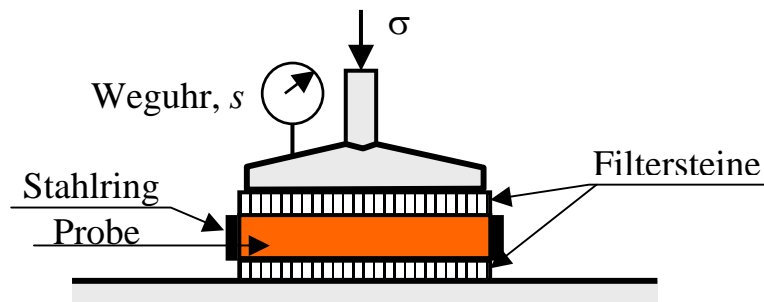


Abb. 5.9: Versuchsprinzip des Druck-Setzungs-Versuches

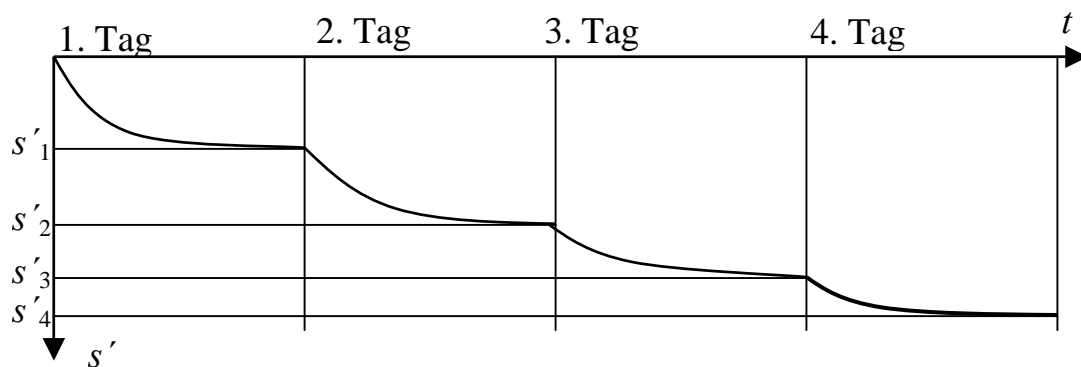


Abb. 5.10: Zeit-Setzungs-Diagramm (in linearem Maßstab)

Aus dem Zeitsetzungskurve wird das **Druck-Setzungs-Diagramm** entwickelt, in dem man die gemessenen Endsetzungen s'_i einer Laststufe über den Spannungen σ_i aufträgt (siehe Abb. 5.11)

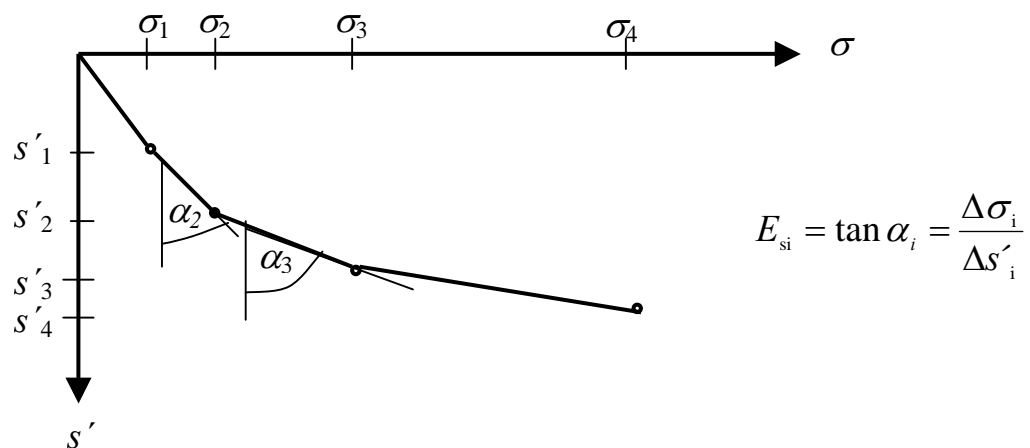


Abb. 5.11: Druck-Setzungs-Diagramm

5.9.3 Druck-Setzungs-Verhalten, Steifemodul

Aus dem Druck-Setzungs-Diagramm kann abschnittsweise der **Steifemodul** E_{si} ermittelt werden. Allgemein ist der Steifemodul nach Formel 5.16 definiert.

$$E_s = \frac{d\sigma}{d(\Delta h/h_a)} = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} \quad \text{mit} \quad \varepsilon = \frac{\Delta h}{h_a} \quad \text{Formel 5.16}$$

Böden verfügen anders als Stahl, insofern nicht über einen konstanten, sondern über einen spannungsabhängigen den s. g. Steifemodul.

Böden haben außerdem kein elastisches sondern ein elasto-plastisches Verhalten wie in Abb. 5.12 gezeigt wird.

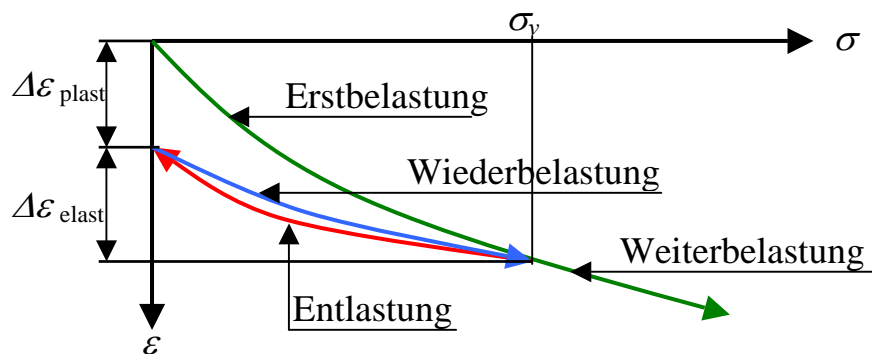


Abb. 5.12: Druck-Setzungs-Kurven bei Ent-, Wieder- und Weiterbelastung

5.9.4 Zeit-Setzungs-Verhalten, Verfestigungsgrad

Zur Beurteilung des Zeit-Setzungs-Verhaltens ist es üblich, für eine Laststufe den zeitlichen Verlauf der Setzungen kontinuierlich zu messen und als normierte Zeit-Setzungs-Linie aufzutragen. Dabei wird die Setzung s zum Zeitpunkt t auf die Endsetzung s_∞ der Laststufe bezogen. Der so gewonnene Quotient wird als *Verfestigungsgrad* $\bar{\mu}$ bezeichnet.

$$\bar{\mu} = \frac{s(t)}{s_\infty} \quad \text{Formel 5.17}$$

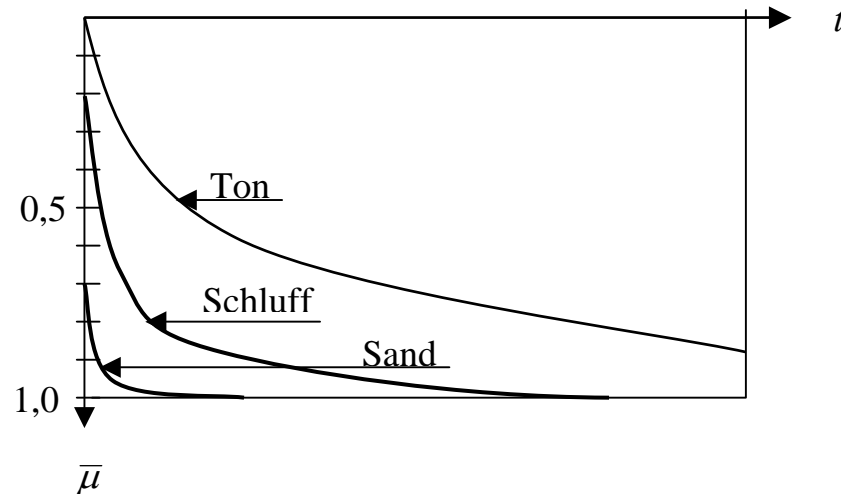


Abb. 5.13: normierte Zeit-Setzungs-Linie für verschiedene Böden

Die Dauer des Setzungsprozesses hängt bei bindigen, wassergesättigten Böden von der Dauer des Abströmens (Entwässerung) des unter Druck stehenden Porenwassers ab. Diese wiederum ist im wesentlichen vom Durchlässigkeitsbeiwert k und der Länge der Entwässerungswege abhängig. *Terzaghi* hat den Konsolidierungsvorgang in einer Differentialgleichung beschrieben, (s. Simmer, K.: Grundbau 1, 19. Auflage, Abs. 6.2.7).

Bei Kenntnis der Zeit-Setzungs-Linie kann die Setzungsdauer eines Setzungs Vorganges in der Natur mit Hilfe des s. g. 2. Modellgesetzes der Bodenmechanik abgeschätzt werden.

$$\frac{t_L}{t_N} = \frac{d_L^2}{d_N^2} \quad \text{Formel 5.18}$$

Hierin bedeuten:

- t_L : Setzungszeit der Laborprobe
- t_N : Setzungszeit in der Natur
- d_L : Entwässerungsweg in der Laborprobe
- d_N : Entwässerungsweg in der Natur

Das Modellgesetz besagt, dass sich die Setzungsdauer im Labor zur Setzungsdauer in der Natur wie das Quadrat der Entwässerungswege verhält.

Bei der Anwendung des Modellgesetzes sind die Entwässerungsmöglichkeiten von Laborprobe und Natursituation zu beachten (siehe hierzu Abb. 5.14)

a) beidseitige Entwässerung möglich b) nur einseitige Entwässerung

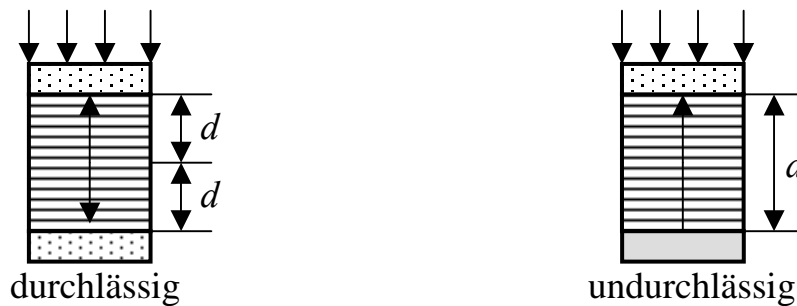


Abb. 5.14: Randbedingungen für den Entwässerungsweg beim Konsolidierungsprozess

5.9.5 Größenordnung der Steifemoduln

Die Steifemoduln liegen etwa in folgenden Größenordnungen:

- Kies, mitteldicht: $75 < E_s < 150 \text{ MN/m}^2$
- Sand, mitteldicht: $40 < E_s < 80 \text{ MN/m}^2$
- Schluff: $3 < E_s < 10 \text{ MN/m}^2$
- Ton, steif: $2 < E_s < 6 \text{ MN/m}^2$

Nach *Ohde* kann man Steifemoduln auch in Abhängigkeit der Spannung σ mit Formel 5.19 abschätzen:

$$E_s = v_e \cdot \sigma_{at} \cdot \left(\frac{\sigma'}{\sigma_{at}} \right)^{w_e} \quad \text{mit } \sigma_{at} = 100 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Formel 5.19}$$

In Tabelle 5.5 sind Werte für v_e und w_e enthalten.

Bodenart	v_e	w_e
Organische Böden	3 – 15	0,85 – 1,0
Tone	5 – 20	0,85 – 1,0
Schluffe	20 – 80	0,80 – 0,95
Sande bis kiesige Sande	100 - 750	0,55 – 0,70

Tabelle 5.5: Werte für die Abschätzung des Steifemoduls nach *Ohde*

Hochschule Coburg Studiengang Bauingenieurwesen Prof. Dr.-Ing. U. Hanses	Geotechnik 1 Arbeitsblätter zu: Bodenmechanische Kennwerte	Seite 5.19
--	--	------------

5.10 Verformungsmodul E_v und Bettungsmodul k_s

Der Verformungsmodul E_v und der Bettungsmodul k_s werden mit dem Plattendruckversuch nach DIN 18134 in situ gemessen. Abbildung 5.15 zeigt einen Plattenversuch.



Abb. 5.15: Plattendruckversuch

Beim Plattendruckversuch wird eine runde Lastplatte mit Durchmesser $d = 300, 600$ und 762 mm auf den Baugrund aufgelegt und mittels einer hydraulischen Presse belastet. Als Widerlager für die Presse dient ein beladener LKW oder eine schwere Baumaschine. Die Setzungen der Platte werden mit einer Genauigkeit von $1/100$ mm gemessen. Die Last bzw. die Bodenpressungen σ_0 werden in sechs Intervallen aufgebracht. Die Ablesung der Weguhr erfolgt erst nach dem Abklingen der Setzung. Nach der Erstbelastung wird die Platte in drei Laststufen entlastet und danach noch einmal in fünf Laststufen wiederbelastet. Einzelheiten zur Versuchsdurchführung werden im Laborpraktikum behandelt.

Ein typisches Ergebnis eines Plattendruckversuchs zeigt die Druck-Setzungen-Linie in Abbildung 5.16.

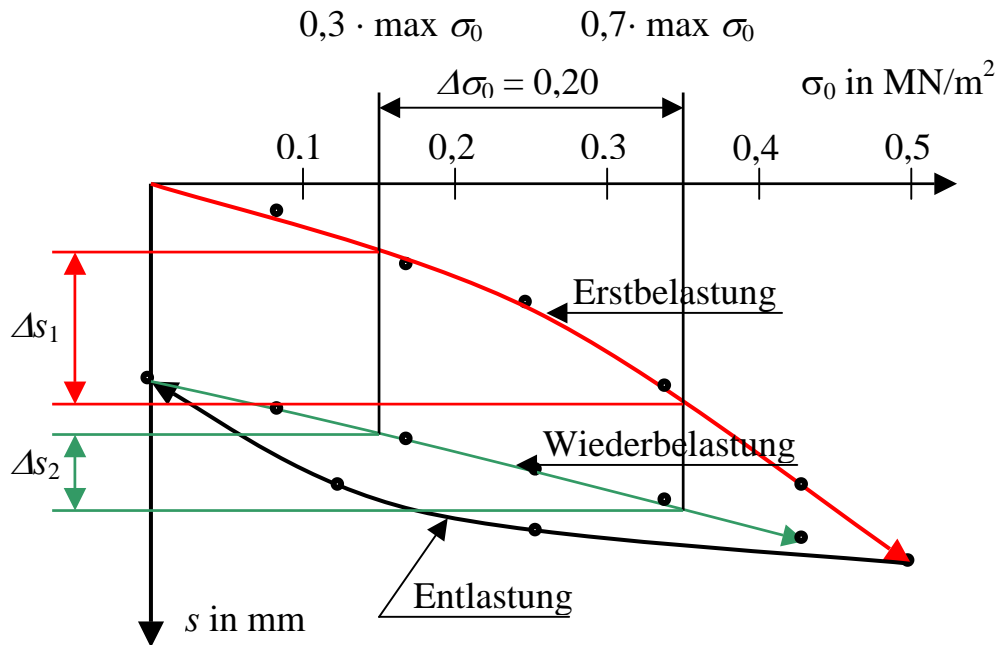


Abb. 5.16: Ergebnis eines Plattendruckversuches

Die Verformungsmodul werden für die Erst- und die Wiederbelastungslinie separat berechnet. Der Verformungsmodul wird aus der Steigung der Sekante im Spannungsintervall von $0,3$ bis $0,7 \cdot \max \sigma_0$ nach Formel 5.20 ermittelt.

$$E_{v1} = 0,75 \cdot d \cdot \frac{\Delta \sigma_0}{\Delta s_1} \text{ in MN/m}^2$$

$$E_{v2} = 0,75 \cdot d \cdot \frac{\Delta \sigma_0}{\Delta s_2} \text{ in MN/m}^2$$

Formeln 5.20

Anders als bei der Bestimmung des Steifemoduls E_s wird die gemessene Setzung nicht auf die Ausgangsprobenhöhe h_a bezogen, sondern auf die fiktive Probenhöhe $0,75 \cdot d$, wobei d der Plattendurchmesser in mm ist.

In der DIN 18134 wird empfohlen, die gemessenen Druck-Setzungs-Kurven durch Polynome 2. Grades wie folgt anzunähern.

$$s = a_0 + a_1 \cdot \sigma_0 + a_2 \cdot \sigma_0^2 \quad \text{Formel 5.21}$$

Der Verformungsmodul errechnet sich nach Formel 5.22

Hochschule Coburg Studiengang Bauingenieurwesen Prof. Dr.-Ing. U. Hanses	Geotechnik 1 Arbeitsblätter zu: Bodenmechanische Kennwerte	Seite 5.21
--	--	------------

$$E_v = 0,75 \cdot d \cdot \frac{1}{a_1 + a_2 \cdot \max \sigma_0} \quad \text{Formel 5.22}$$

Für die Erstbelastungs- und die Wiederbelastungskurve ist je ein separates Polynom zu berechnen.

Berechnet man die *mittlere* Steigung der gemessenen Druck-Setzungs-Linie ohne Multiplikation mit dem Faktor $0,75 \cdot d$, so erhält man den Bettungsmodul k_s in der Einheit MN/m^3 . In der DIN 18134 ist ein Verfahren zur Auswertung der *mittleren* Steigung vorgeschlagen, auf das hier nicht näher eingegangen wird.

Da mit dem Plattendruckversuch nur oberflächennahe Bereiche untersucht werden können, - die Wirkungstiefe entspricht etwa dem 1,5 fachen Plattendurchmesser – hat er in der Geotechnik nur geringe Bedeutung. In der Regel werden die Moduln des Bodens, die Setzungen betreffen, mit dem Druck-Setzungs-Versuch an ungestört aus Bohrungen entnommen Proben bestimmt.

Der Plattendruckversuch wird jedoch vor allem im Straßenbau aber auch im Flugplatzbau eingesetzt. Im Straßenbau lässt sich die *Steifigkeit* und die Verdichtung der Frostschutz- und mineralischen Tragschichten mit dem Plattendruckversuch gut kontrollieren. Die *Steifigkeit* ergibt sich aus dem E_{v2} -Wert und die Verdichtung aus dem Verhältnis des E_{v2} -Wertes zum E_{v1} -Wertes. Nach RSto (Richtlinien für Bemessung des Straßenoberbaus) und ZTVE-StB (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau) sind vorgegebene E_{v2} -Werte auf der Oberfläche der Schichten nachzuweisen. Bei grobkörnigen Bodengruppen gilt die Verdichtung als hinreichend, wenn gilt:

$$E_{v2}/E_{v1} \leq 2,3$$

Im Flugplatzbau sind Plattendruckversuche mit der 762 er Platte und einer Auswertung über den Bettungsmodul üblich. Weitere Einzelheiten können der DIN 18134 entnommen werden.

5.11 Scherfestigkeit nach DIN 18137

5.11.1 Konsolidierung

Zum besseren Verständnis der Scherfestigkeit von Böden soll vorab der Begriff der **Konsolidierung** an Hand des in Abbildung 5.17 gezeigten Modells erläutert werden.

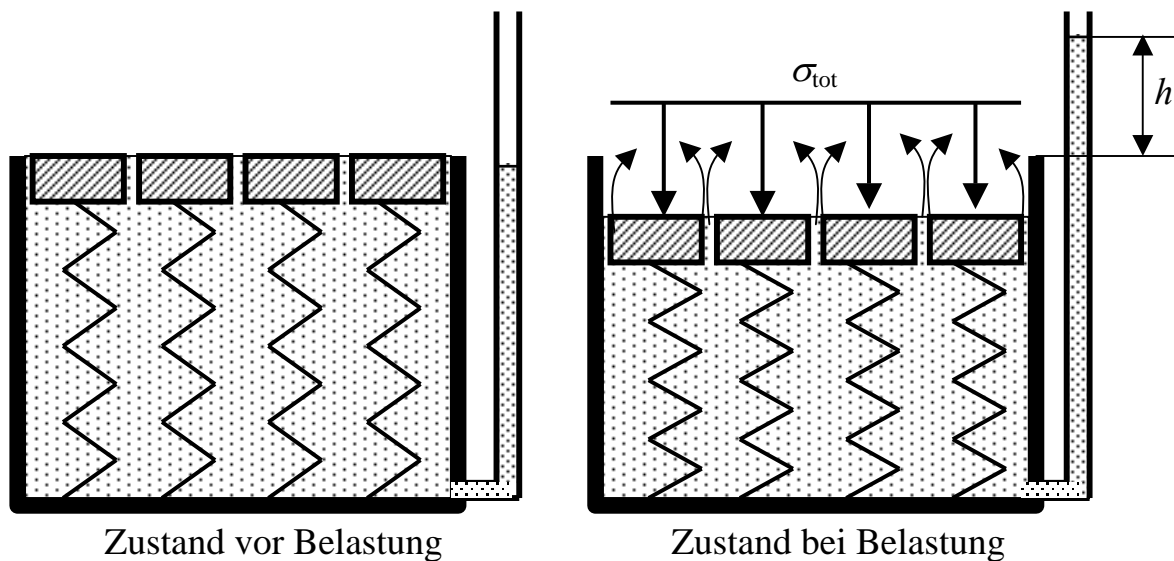


Abb. 5.17: Konsolidierungsmodell

Das Konsolidierungsmodell besteht aus einem mit Wasser gefülltem Topf und einer gelochten Platte, die auf Spiralfedern gelagert ist. Wenn die Platte plötzlich mit einer Spannung σ_{tot} belastet wird, so wird diese Spannung zum Zeitpunkt $t = 0$ vom **Porenwasserdruck** u aufgenommen ($u = \gamma_w \cdot h$). Im Laufe der Zeit strömt das unter Druck stehende Wasser durch die Löcher in der Platte ab und die Spannung geht nun allmählich in die Spiralfedern über. Die Spannung in den Spiralfedern wird als **effektive Spannung** σ' verstanden. Es gilt die Beziehung:

$$\sigma_{\text{tot}} = \sigma'(t) + u(t) \quad \text{Formel 5.23}$$

Am Ende des Konsolidierungsprozess ist $u = 0$ und $\sigma_{\text{tot}} = \sigma'$

Hochschule Coburg Studiengang Bauingenieurwesen Prof. Dr.-Ing. U. Hanses	Geotechnik 1 Arbeitsblätter zu: Bodenmechanische Kennwerte	Seite 5.23
--	--	------------

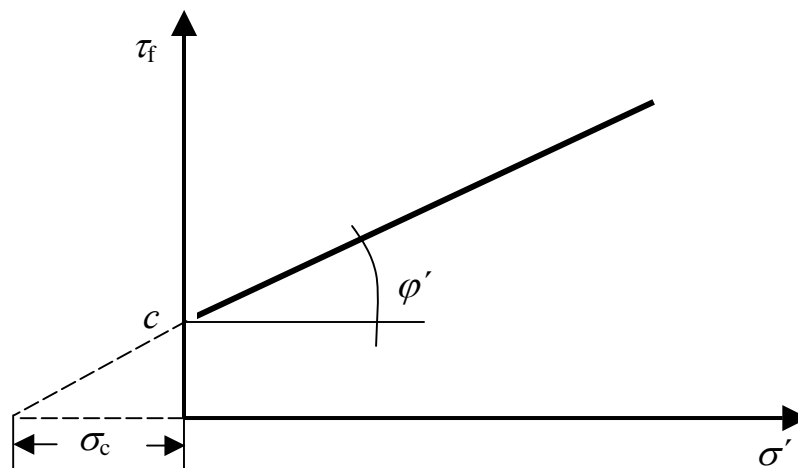
5.11.2 Allgemeine Definition der Scherfestigkeit

Der Boden setzt den ihm aufgezwungenen Schubbeanspruchungen einen Scherwiderstand entgegen. Der größte Scherwiderstand des Bodens wird beim Bruch in Scherflächen oder Scherzonen überwunden. Dieser Wert des Scherwiderstandes wird **Scherfestigkeit** τ_f genannt. Die Scherfestigkeit τ_f ist von der **wirksamen Normalspannung** σ' in der Scherfläche bzw. in der Scherzone und von der Beschaffenheit des Bodens und der Phasenzusammensetzung (Boden-Wasser-Luft-Gemisch) abhängig.

Als wirksame (effektive) Normalspannung σ' bezeichnet man die auf das Korngerüst wirkende Normalspannung, das ist die gesamte (totale) Normalspannung abzüglich des **Porenwasserdrucks** u . Der Porenwasserdruck u entspricht dem Druck der Wassersäule mit der Höhe h über dem Messpunkt ($u = h \cdot \gamma_w$).

Die Scherfestigkeit τ_f wird mit Hilfe der Gleichung nach Mohr-Coulomb (Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb) beschrieben siehe Formel 5.24 und Abbildung 5.18).

$$\tau_f = c + \sigma' \cdot \tan \varphi' \quad \text{Formel 5.24}$$



c : Kohäsion des Bodens in kN/m^2
 φ' : Reibungswinkel des Bodens in Grad

Abb. 5.18: Darstellung der Scherfestigkeit nach Mohr-Coulomb

Hochschule Coburg Studiengang Bauingenieurwesen Prof. Dr.-Ing. U. Hanses	Geotechnik 1 Arbeitsblätter zu: Bodenmechanische Kennwerte	Seite 5.24
--	--	------------

Die Kohäsion c ist eine Scherfestigkeit im Boden, die auch ohne effektive Normalspannung existiert. Sie kann auch als **Binnendruck** σ_c verstanden werden.

5.11.3 Scherparameter des Bodens

5.11.3.1 Scherparameter des dränierten (entwässerten) Bodens c, φ'

Die Scherparameter des dränierten Bodens werden aus den im Bruchzustand in der Scherfläche auftretenden wirksamen (effektiven) Normalspannungen σ' abgeleitet. Man erhält sie deshalb entweder aus dem **dränierten** Versuch (**D**-Versuch) oder aus dem (**c**)konsolidierten, **undränierten** Versuch (**CU**-Versuch) mit Porenwasserdruck-Messung. Die Scherparameter c und φ' dienen der Berechnung der Endstandsicherheit von Bauwerken.

Bei nicht bindigen Böden (Sanden und Kiesen) ist der Porenwasserdruck wegen der guten Entwässerungsmöglichkeiten nicht von Bedeutung. Außerdem ist bei nicht bindigen Böden die Kohäsion meist vernachlässigbar klein. Die bei feuchten Sanden feststellbare Kohäsion wird als **scheinbare Kohäsion** c_c bezeichnet. Sie beruht auf der Oberflächenspannung des die Körner umhüllenden Wassers. Wenn der Sand trocken oder wassergesättigt ist, verschwindet die scheinbare Kohäsion.

Bei bindigen Böden hängt die Kohäsion von der Vorbelastungs- oder Überkonsolidierungsspannung $\max \sigma'$ ab. Ein nicht überkonsolidierter bindiger Boden, also ein **normalkonsolidierter** Boden hat ein Scherfestigkeitsverhalten wie ein nicht bindiger Boden. Die Scherfestigkeit dieses Bodens setzt sich aus Reibung und Kohäsion zusammen, da sich bei der Erstkonsolidierung die Kohäsion etwa proportional zur Normalspannung σ' entwickelt.

Erstkonsolidiert ist eine Bodenprobe, die niemals zuvor einer größeren wirksamen Normalspannung ausgesetzt war, als derjenigen, die beim Abscheren auftritt. **Überkonsolidiert** ist eine Bodenprobe, die zuvor einer größeren wirksamen Normalspannung ausgesetzt war, als derjenigen, die beim Abscheren auftritt (siehe Abb. 5.19).

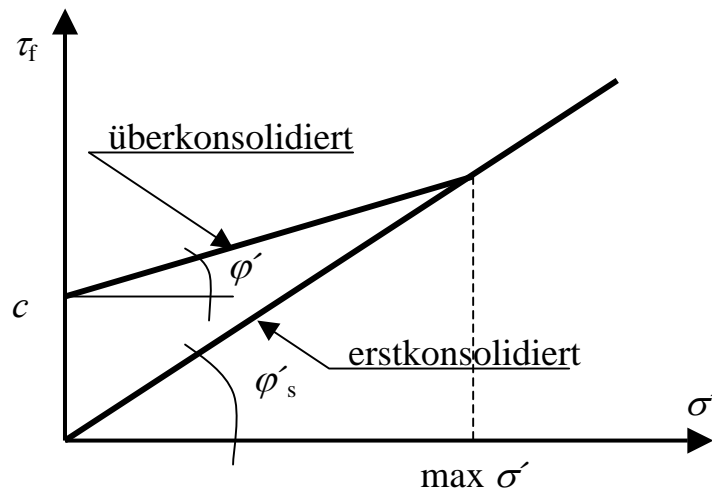


Abb. 5.19: Scherfestigkeit nach Mohr-Coulomb bei erst- und überkonsolidierten Proben

5.11.3.2 Scherparameter c_u und φ_u des undränierten (nicht entwässerten) Bodens

Diese Scherparameter werden bei Versuchen gemessen, bei denen die Proben den Wassergehalt weder beim Aufbringen der Normalbelastung noch beim Aufbringen der zum Bruch führenden Schubbeanspruchung verändern können. Diese Versuche werden als **unkonsolidierte, undränierte** Scherversuche (UU-Versuche) bezeichnet. Die Scherparameter c_u und φ_u werden aus den totalen Normalspannungen σ abgeleitet, die beim Bruch in der Scherfläche herrschen (siehe Abb. 5.20). Bei vollständig wassergesättigten Böden ist $\varphi_u = 0$. Die Parameter c_u und φ_u dienen zur Berechnung der Anfangsstandsicherheit von Bauwerken, vor allem bei bindigen, nicht konsolidierten Böden.

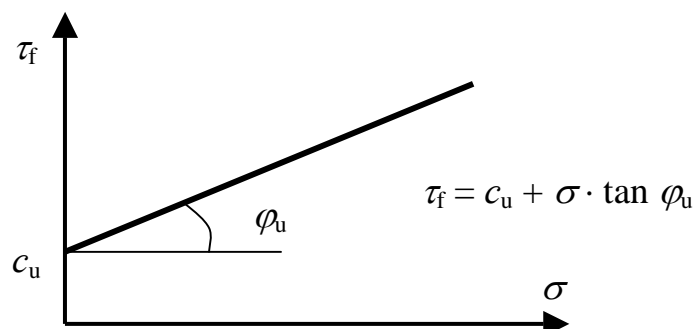


Abb. 5.20: Scherfestigkeit nach Mohr-Coulomb bei unkonsolidierten und undrained Proben

5.11.4 Versuchsdurchführungen

5.11.4.1 Rahmenscherversuch

Im Rahmenscherversuch werden die Böden in einer gezwungenen Gleitfläche mit konstanter Schergeschwindigkeit abgeschert. In Rahmenschergeräten ist eine Messung der Porenwasserdrücke nicht möglich, so dass nur **D-Versuche** (drainierte) gefahren werden können. Neben den **normalkonsolidierten Versuchen** kann man aber auch **überkonsolidierte** Versuche durchführen. Sofern die Scherbüchse im Rahmenschergerät zylindrisch ist, können auch *ungestörte* Proben untersucht werden. Neuere Rahmenschergeräte sind so konstruiert, dass die Scherbüchsen beim Scherprozess nicht verkippen können (parallel geführte Schergeräte).

Zur Bestimmung der Mohr-Coulomb'schen Schergerade nach den Abbildungen 5.18 und 5.19 sind mindestens drei Einzelversuche erforderlich. Die Schergeschwindigkeiten sind so zu wählen, dass beim Scherprozess keine Porenwasserdrücke auftreten. Als Richtwert gibt die EAU für Proben mit weniger als 2,5 cm Dicke und zweiseitiger Entwässerungsmöglichkeit folgende Werte an:

schwach bindige Böden: $v = 0,10 \text{ mm/min}$
stark bindige Böden: $v = 0,03 \text{ mm/min}$.

Als Ergebnis eines Rahmenscherversuches erhält man ein Weg-Scherdiagramm gemäß Abb. 5.21. Aus mindestens drei Weg-Scherkurven, die mit jeweils verschiedenen Spannungen σ' , bzw. Normalkräften N ermittelt wurden, kann man die Schergerade gemäß Abb. 5.18 oder 5.19 konstruieren.

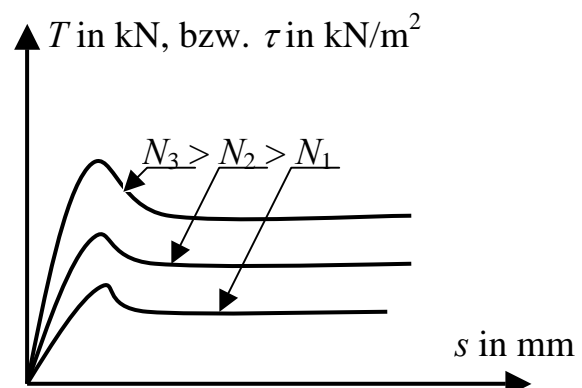
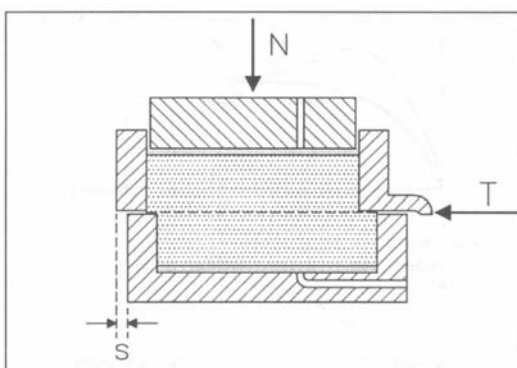


Abb. 5.21: Rahmenscherversuch und Weg-Scherdiagramm

Sofern der Sand dicht gelagert ist, entsteht beim Scherprozess eine Hebung der Probe und im Weg-Scherdiagramm ein Peak. Dieser Peak wird als **Bruchschersfestigkeit** verstanden und die Schersfestigkeit nach dem Peak als **Restschersfestigkeit**. Bei locker gelagerten Sanden tritt dieses Phänomen nicht auf. Abbildung 5.22 zeigt typische Versuchsergebnisse für dicht und locker gelagerten Sand.

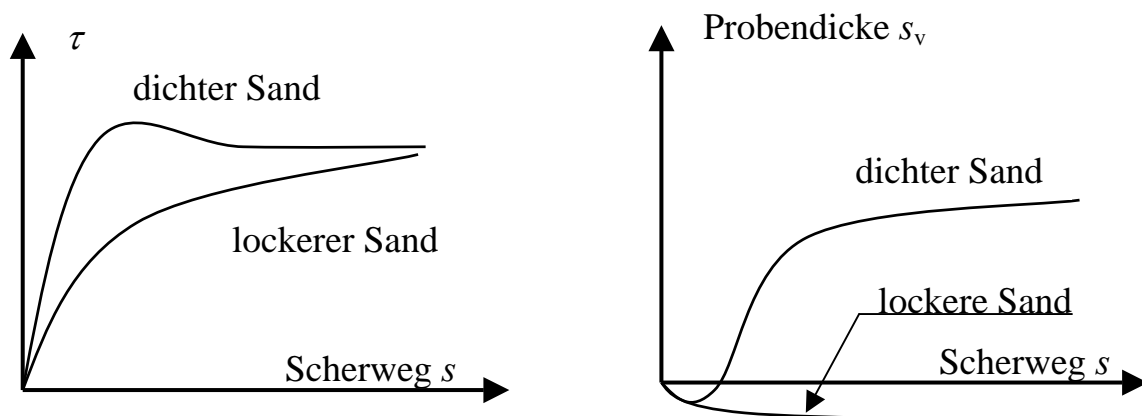


Abb. 5.22: typische Scherkurven

5.11.4.2 einaxialer Druckversuch (DIN 18136)

Im einaxialen Druckversuch werden zylindrische Bodenproben mit konstanter Verformungsgeschwindigkeit bis zum Bruch belastet. Tritt kein Bruch auf, so gilt der Versuch als beendet, wenn die Stauchung der Probe 20% beträgt. Die Verformungsgeschwindigkeit ist nach DIN 18136 mit 1% der Probenhöhe pro Minute und bei verfestigten Proben mit 0,2% der Probenhöhe pro Minute vorgegeben.

Aus der Prüfkraft F und der maßgeblichen Querschnittsfläche A wird die einaxiale Druckspannung σ wie folgt berechnet:

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad \text{Formel 5.25}$$

Der maßgebliche Querschnitt A errechnet sich aus dem Anfangsvolumen V_a des Probekörpers und der jeweiligen Höhe des Probekörpers h bei der Prüfkraft F wie folgt:

$$A = \frac{V_a}{h} \quad \text{Formel 5.26}$$

Die einaxiale **Druckfestigkeit** q_u ist der Höchstwert der einaxialen Druckspannung.

Ein typisches Druck-Stauchungsdiagramm ist in Abbildung 5.23 dargestellt.

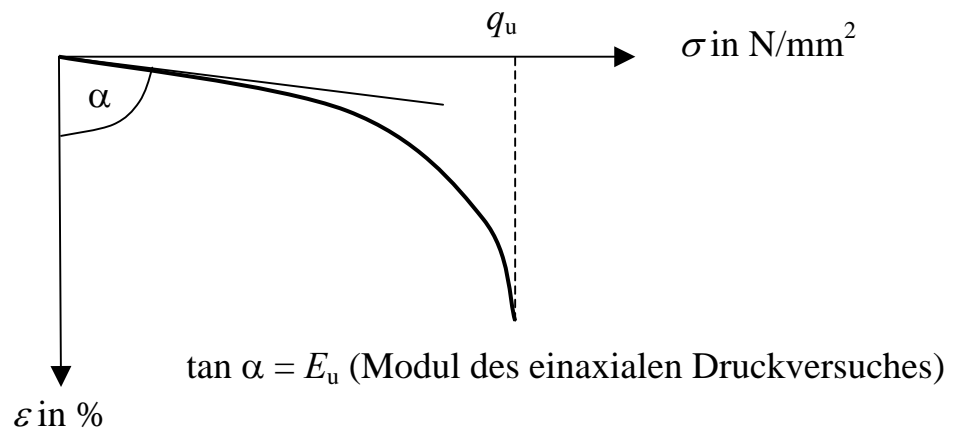


Abb. 5.23: Druck-Stauchungsdiagramm nach DIN 18136

Trägt man die einaxiale Druckfestigkeit q_u als Mohrschen Spannungskreis auf, so ergibt sich die Scherfestigkeit der Probe zu $\tau_f = \frac{1}{2} q_u$.

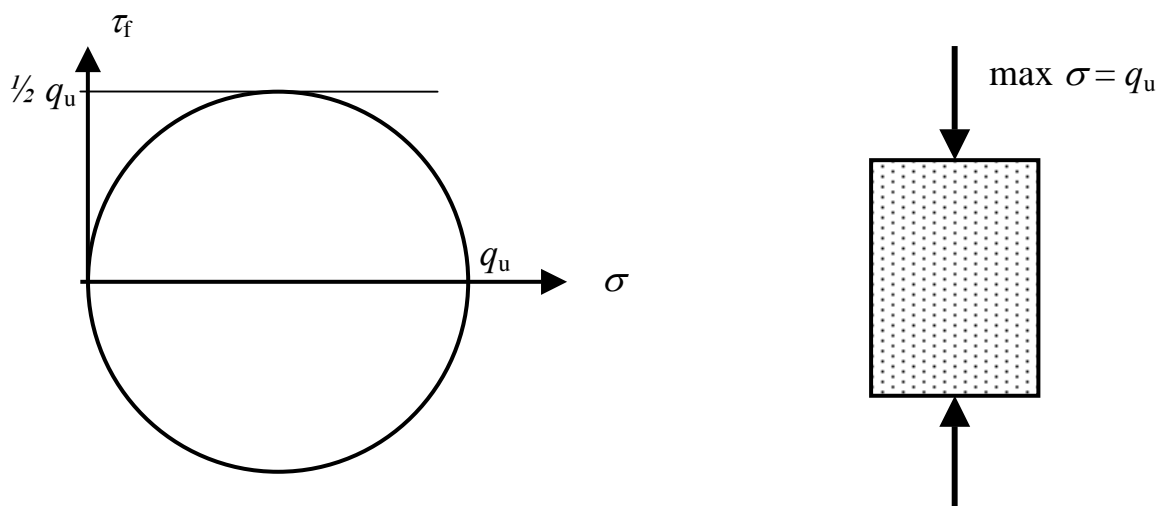


Abb. 5.24: Mohrscher Spannungskreis für den einaxialen Druckversuch

5.11.4.3 Der Triaxialversuch (dreiaxialer Scherversuch)

Beim Triaxialversuch werden ungestörte oder gestörte, zylindrische Proben mit einer Gummihülle umgeben und in eine Glas- oder Plexiglaszelle eingebaut. Die Zelle kann über ein Ventil geflutet und unter Druck gesetzt werden, so dass das Zellwasser eine allseitige Spannung auf die Probe ausübt. Diese Spannung wird als **σ_3 -Spannung** bezeichnet. An der Ober- und Unterseite der Probe befindet sich je ein Filterstein mit einer Entwässerungsleitung, über die die Probe Porenwasser abgeben kann. Die Porenwassermenge kann über eine Bürette und der Porenwasserdruck über ein geeignetes Manometer gemessen werden. Die Scherbeanspruchung der Probe wird über einen axial geführten Druckstempel aufgebracht. Die dabei entstehende Spannung auf die Kopfflächen der Proben wird als **σ_1 -Spannung** bezeichnet. Der Scherweg des Stempels kann gemessen werden. Abbildung 5.25 zeigt die Elemente eines triaxialen Schergerätes im Prinzip.

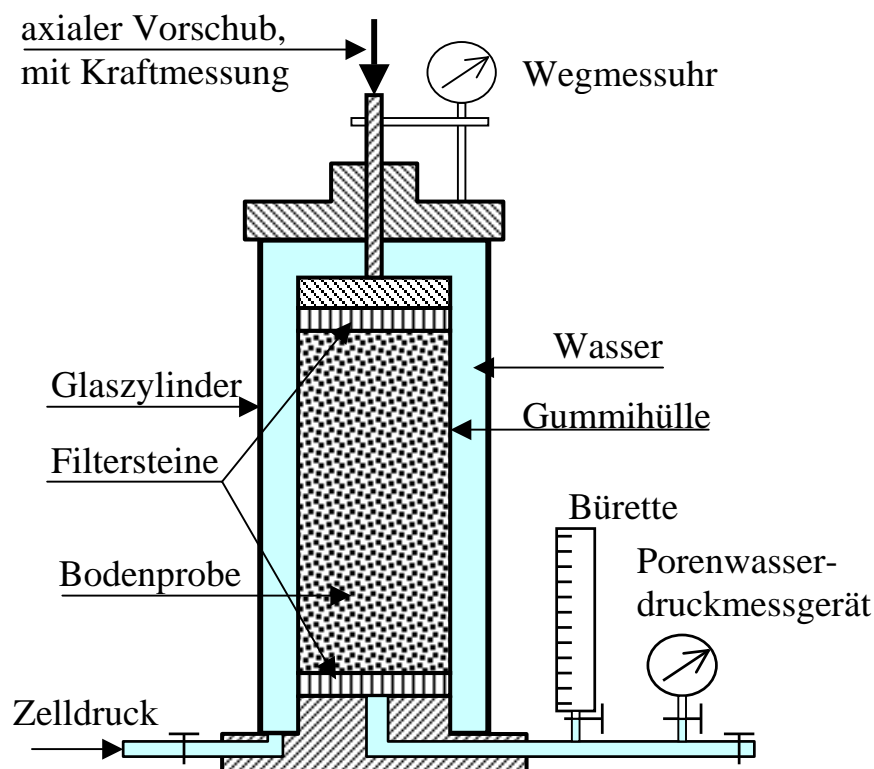


Abb. 5.25: Prinzipskizze eines triaxialen Schergerätes

Zur Auswertung des Versuchs wird der Mohrsche Spannungskreis verwendet. Mit Hilfe der Darstellung des Mohrschen Spannungskreises lässt sich an einem Element bei gegebenen Hauptspannungen σ_1 und σ_3 die Normalspannung σ und die Schubspannung τ auf einer beliebigen Schnittfläche unter dem Winkel α grafisch nach Abbildung 5.26 ermitteln.

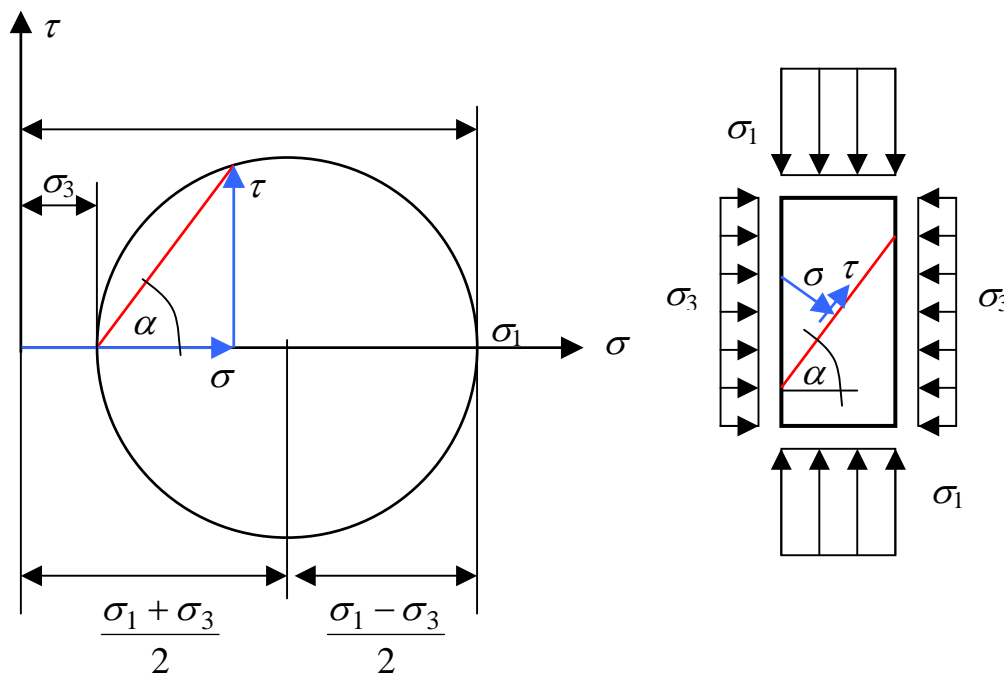


Abb. 5.26 Mohrscher Spannungskreis

Mit folgenden Formeln lassen sich die Spannungen σ und τ auch analytisch ermitteln, mit $0^\circ < \alpha < 90^\circ$:

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \cos 2\alpha$$

Formeln 5.27

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \sin 2\alpha$$

Trägt man die Ergebnisse des Triaxialversuches (σ_1 und σ_3) als Mohrschen Spannungskreis auf, so erfüllt dieser Kreis die Mohr-Coulombsche Bruchbedingung. Das Wertepaar (σ, τ) in der Bruchfuge muss sowohl zum Spannungskreis als auch zur Mohr-Coulombschen-Schergeraden gehören. Diese Bedingung wird erfüllt von einer Tangente (Schergerade) an den oder an die Mohrschen Spannungskreise gemäß Abbildung 5.27. Sofern

man mindestens zwei Bruchkreise gemessen hat, lässt sich somit die Schergerade konstruieren. Zur statistischen Absicherung des Ergebnisses werden jedoch mindestens drei Versuche durchgeführt.

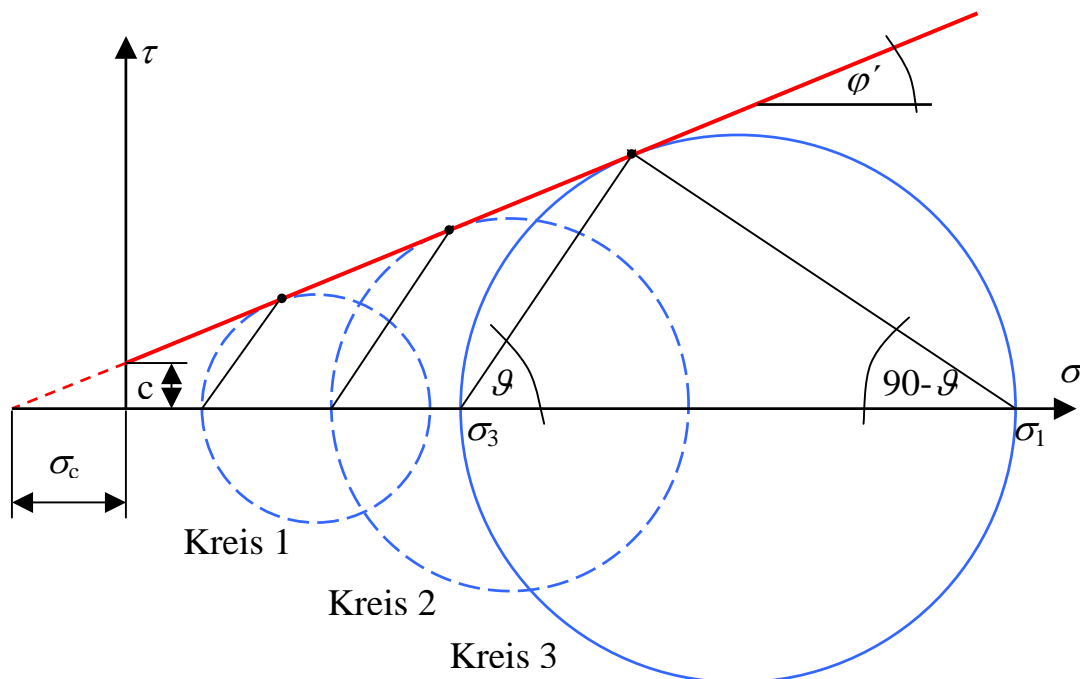


Abb.: 5.27 Schergerade für Reibung und Kohäsion (ϑ : Bruchwinkel)

Die Spannung σ_c die als *Binnendruck* bezeichnet wird, ergibt sich aus:

$$\sigma_c = c \cdot \tan \varphi'$$

Mit dem triaxialen Schergerät lassen sich drei Versuchsarten durchführen, nämlich (siehe auch Abs. 5.11.3):

1. D-Versuch: Die Probe wird bei geöffneten Hähnen unter allseitigem Druck σ_3 konsolidiert und dann bei geöffneten Hähnen so langsam abgeschert, dass kein Porenwasserdruck auftritt. Die gemessenen Scherparameter sind φ' und c' .
2. CU-Versuch: Die Probe wird wie unter a) konsolidiert, jedoch mit größerer Vorschubgeschwindigkeit bei gleichzeitiger Messung des Porenwasserdruckes abgeschert. Durch die Messung des Porenwasserdruckes kann die beim

Scherversuch wirksame Normalspannungen berechnet werden. Eine Auswertung der wirksamen Scherparameter φ' und c' ist möglich.

3. UU-Versuch: Die Probe wird ohne vorherige Konsolidierung bei geschlossenen Hähnen abgeschert. Sofern die Proben wassergesättigt sind, bleibt bei den Versuchen die Differenz $\sigma_1 - \sigma_3$ konstant, d. h. es ergeben sich gleich große Mohrsche Spannungskreise. Die Erhöhung der Spannung σ_1 bringt keine Scherfestigkeitserhöhung, da diese Spannung infolge der geschlossenen Hähne nicht in eine effektive Spannung umgewandelt wird. Die Ergebnisse des Versuches sind $\varphi_u = 0$ und $c_u \neq 0$. Wenn die Proben nicht wassergesättigt sind, kann ein Winkel $\varphi_u \neq 0$ gemessen werden.

5.11.4.4 Flügelsondierungsversuch

Mit Hilfe von Flügelsondierungen (siehe Abs. 4.4.3) lassen sich im Feld Werte der undrännierten Scherfestigkeit c_u messen. Mit kleinen Flügelsonden können jedoch auch Messungen an Laborproben, die noch im Entnahmezylinder stecken, durchgeführt werden. Bei Messungen mit Flügelsonden wird der Reibungswinkel $\varphi_u = 0$ gesetzt.

5.11.5 Werte der Scherfestigkeit

Die DIN 1055/2 gibt für Vorentwürfe Richtwerte für die Scherfestigkeit an. In Tabelle 5.6 sind zur Orientierung einige Werte enthalten.

Bodenart	Reibungswinkel φ in Grad	Kohäsion c in kN/m^2	undrännierte Kohäsion c_u in kN/m^2
Kiese	32,5 – 37,5	0	0
Sande	30,0 – 35,0	0	0
Schluffe	22,5 – 27,5	2 - 10	15 - 60
Tone	15,0 – 22,5	10 - 25	15 – 75

Tab. 5.6: Größenordnungen für Scherparameter der Böden