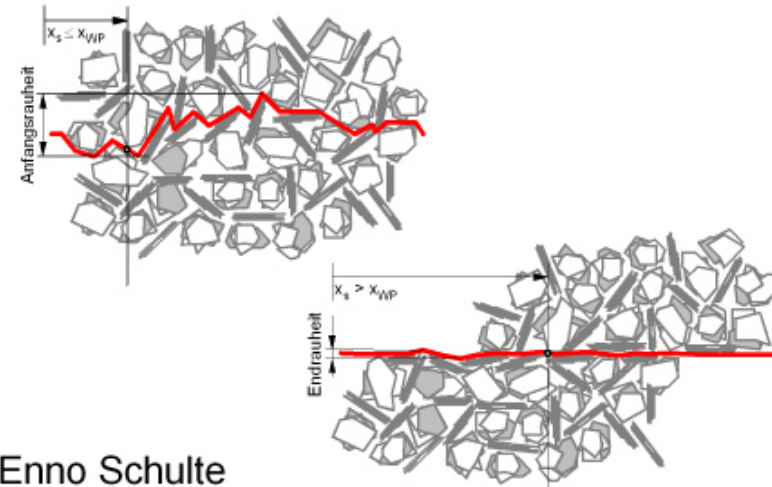


## Untersuchungen zur Befahrbarkeit von Tiefseeböden mit selbstfahrenden Arbeitsmaschinen



Enno Schulte

Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek  
Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über <http://dnb.d-nb.de> abrufbar.

Bibliographic information published by the Deutsche Nationalbibliothek  
The Deutsche Nationalbibliothek lists this publication in the Deutsche Nationalbibliografie; detailed bibliographic data are available in the Internet at <http://dnb.d-nb.de>.

Impressum:

Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. Richard A. Herrmann, Prof. Dr.-Ing. Wilhelm Schwarz, Universität Siegen

Erscheint im Universitätsverlag Siegen universi  
– Siegen 2011

Druck: Druckerei der Universität Siegen  
ISBN: 978-3-936533-43-9

© bei den Herausgebern  
© bei dem Autor

Alle Rechte, auch die des auszugsweisen Nachdrucks und der fotomechanischen Wiedergabe, vorbehalten.

Gedruckt auf alterungsbeständigem holz- und säurefreiem Papier

# **Untersuchungen zur Befahrbarkeit von Tiefseeböden mit selbstfahrenden Arbeitsmaschinen**

Dissertation  
zur Erlangung des akademischen Grades  
DOKTOR-INGENIEUR

vorgelegt von  
Dipl.-Ing. Enno Schulte  
aus Bornheim-Hersel (Rheinland)

genehmigt vom  
Fachbereich Maschinenbau  
der Universität Siegen

Referent: Univ.-Prof. Dr.-Ing. W. Schwarz  
Korreferent: Univ.-Prof. Dr.-Ing. R. A. Herrmann

Tag der mündlichen Prüfung:  
27. April 2011



## **Vorwort**

Die vorliegende Arbeit entstand während und nach meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Konstruktion der Universität Siegen.

Für die Anregungen und die beständige Unterstützung dieser Arbeit gilt mein besonderer Dank Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Wilhelm Schwarz, dem ich an dieser Stelle auch für die wertvollen Diskussionen und Ratschläge sowie für die Übernahme des Hauptreferates herzlich danken möchte.

Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Richard A. Herrmann vom Fachbereich Bauingenieurwesen danke ich für sein Interesse an dieser Arbeit und die freundliche Übernahme des Korreferates.

Weiterhin möchte ich mich bei allen Mitarbeitern des Institutes, den studentischen Hilfskräften, Diplomanden und Studienarbeitern, sowie bei der Fachbereichswerkstatt für die gute Zusammenarbeit und die vielfältige Unterstützung bedanken. Zu guter Letzt danke ich meiner Familie, die mich immer und vorbehaltlos unterstützt hat.

Siegen, im April 2011

---

## Fotonachweis

- Bild 2.2 Li L., Jue, Z.,  
Research of China's Pilot-miner in the Mining System of polymetallic nodule, Proceedings of The Sixth (2005) ISOPE Ocean Mining Symposium, Changsha, Hunan, China, October 9-13, ISBN 1-880653-65-6, 2005
- Bild 2.3 Li L., Jue, Z.,  
Research of China's Pilot-miner in the Mining System of polymetallic nodule, Proceedings of The Sixth (2005) ISOPE Ocean Mining Symposium, Changsha, Hunan, China, October 9-13, ISBN 1-880653-65-6, 2005
- Bild 2.4 Kim, H-W., Hong, S., Choi, J-S., Yeu T-K.,  
Dynamic Analysis of Underwater Tracked Vehicle on Extremely Soft Soil by Using Euler Parameters, Proceedings of The Sixth (2005) ISOPE Ocean Mining Symposium, Changsha, Hunan, China, October 9-13, 2005
- Bild 2.5: Schulte, Enno; Grebe, Henning; Handschuh, Roger; Panthel, Joachim; Wenzlawski, Bert; Schwarz, Wilhelm; Atmanand, M.A.; Deepack, C.R.; Jeyamani, R.; Shajahan, M.A.; Ravindran, M.  
Instrumentation and Control System of a Sand Mining System for Shallow Water, International Society of Offshore and Polar Engineering (Hrsg.): Proceedings of 4th ISOPE Ocean Mining Symposium. (Szczecin, Poland 23-27.Sept. 2001), S. 108-114. ISBN 1-880653-56-7, 2001, Photo von B. Wenzlawski
- Bild 2.8 Mit freundlicher Genehmigung der Firma, A.P. van den Berg, Heerenveen, Niederlande, 2008
- Bild 2.9 Mit freundlicher Genehmigung des National Institute of Ocean Technology (NIOT), Chennai, Indien, 2006
- Bild A 6.4 Mit freundlicher Genehmigung des National Institute of Ocean Technology (NIOT), Chennai, Indien, 2009

## Inhaltsverzeichnis

		Seite
	Nomenklatur	I - IV
1	Einleitung .....	1
2	Problembeschreibung und Aufgabenstellung .....	4
2.1	Allgemeines.....	4
2.2	Traffikabilität - Anforderungen.....	7
2.3	Stand der Wissenschaft und Technik.....	9
	Bodengebundene Unterwasserfahrzeuge.....	10
	Befahrbarkeitskriterien .....	13
	Bodenmechanische Untersuchungen am Meeresgrund .....	16
2.3	Aufgabenstellung .....	21
3	Bodenmechanik .....	23
3.1	Tiefseesedimente - Beschreibung.....	23
3.2	Bodenmechanische Kennwerte und Messverfahren.....	29
3.2.1	Flügelscherversuch nach DIN 4094-4, DIN EN ISO 22476-9 .....	32
3.2.2	Scherring-Versuch .....	34
3.2.3	Lastplattenversuch.....	35
3.2.4	Kegeldrucksondierung / Cone – Penetrationstest nach DIN EN ISO 22476-1 ...	37
3.3	Bodenmechanische Berechnungsansätze und Verfahren .....	41
3.4	Grundbruchberechnung .....	43
3.5	Spannungsverteilung unter dem Raupenfahrzeug.....	53
3.6	Setzungen, Einsinkungen .....	54
4	Experimentelle bodenmechanische Untersuchungen.....	59
4.1	Versuchseinrichtungen.....	60
4.2	Versuchstechnische Einflüsse .....	63
4.2.1	Homogenisierung des Versuchsbodens und Einfluss des Wassergehaltes .....	63
4.2.2	Einfluss der Wasserüberdeckung .....	68
4.2.3	Einfluss der Schergeschwindigkeit.....	70
4.3	Flügelscherversuche .....	73

4.4	Scherringversuche .....	79
4.5	Raupensegmentversuche .....	83
4.5.1	Scherspannungs-Scherweg-Messungen mit dem Raupensegment .....	84
4.5.2	Dynamische Einsinkungen.....	86
4.5.3	Verformungsverhalten des Bodens.....	88
4.6	Setzungen .....	92
4.6.1	Sofort - Setzung .....	93
4.6.2	Zeitliche Setzung.....	95
5	Mechanisch-mathematische Beschreibung des Tiefseebodens .....	100
5.1	Scherspannungs-Scherweg-Beziehungen.....	100
5.1.1	Ansätze aus dem Schrifttum .....	100
5.1.2	Neuer Ansatz .....	104
5.2	Übertragung der Messergebnisse aus dem Raupensegmentversuch auf die Ergebnisse von Flügelscher- und Scherring-Versuch.....	117
5.2.1	Scherspannungs-Scherweg-Beziehungen.....	117
5.2.2	Dynamische Einsinkung.....	122
5.3	Setzungsberechnung .....	125
5.3.1	Sofort - Setzung .....	125
5.3.2	Zeitliche Setzung.....	128
6	Traffikabilitätsbeurteilung .....	130
6.1	Berechnungen.....	133
6.2	Anwendungsbeispiel .....	145
7	Zusammenfassung und Diskussion .....	153
8	Literaturverzeichnis .....	156
9	Anhang.....	167



**Nomenklatur**

Symbol	Bedeutung	Einheit
a	Anfangs- / Vorbelastung (Bekker)	kPa
b	Breite	m
c	Kohäsionsfestigkeit (undrainiert, entspricht $c_u$ )	kPa
d	Durchmesser	m
e	Euler'sche Zahl	-
f	Zählvariable	-
h	Höhe, Bodenschichtdicken	m
j	Zählvariable	-
k	Glättungsfaktor IKS-Funktion, Proportionalitätsfaktor	1/mm
l	Länge	m
m	Masse	kg
n	Anzahl	-
p	Druck, Bodenbelastung durch Auflasten an den Kontaktflächen	kPa
q	Kegelspitzennormalspannung	kPa
r	Radius, Abstand	m
s	Schlupf	-
t	Zeit	min
u	Verschiebung, Verformung (tangential)	m
v	Einsinkung, Setzung	m
w	Wassergehalt	Gew.-%
x	Weg, Koordinate in Längsrichtung	m
y	Koordinate in Querrichtung	m
z	vertikale Koordinate, Tiefe im Boden	m
A	Fläche	m <sup>2</sup>
C	Konstante, Faktor, Beiwert	*
E	Steifemodul (entspricht $E_s$ )	kPa
EW	Einwirkung	N oder kPa
F	Kraft	N
G	Schubmodul	kPa
H	Henry-Konstante	mol/(m <sup>3</sup> · bar)
I	Konsistenzzahl	-
K	Empirische Hilfs-Konstante	*

\* verschiedene Einheiten, je nach Index

Symbol	Bedeutung	Einheit
KF	Transformationswert	-
L	Partialdruck Gasphase	bar
M	Drehmoment	Nm
MP	Mittelpunkt	-
P	Punkt im Boden	-
Q	Spitzenwiderstandskraft Kegeldrucksonde	N
R	Korrekturwert	-
RST	Widerstand (Resistance)	N oder kPa
S	Sicherheit	-
Stf	Störfunktion	-
T	Konusfaktor	-
U	Umfang Scherzylindermantel	m
V	Volumen	m <sup>3</sup>
W	Arbeit	Nm
Y	Abgleichsfaktor Setzung	-
Z	Zuschlag	kN
$\alpha$	Korrelationsfaktor zwischen Steifemodul und Spitzenwiderstand	-
$\beta$	Richtungswinkel im Boden	grad
$\chi$	Neigungswinkel der Schnittebene	grad
$\delta$	spezifische Reibspannung	kPa/mm
$\varepsilon$	Stauchung	-
$\phi$	Winkel der inneren Bodenreibung	grad
$\gamma$	Bodenwichte	N/m <sup>3</sup>
$\eta$	Teilsicherheitsbeiwert	-
$\varphi$	Winkel	grad
$\kappa$	Gleichgewichtskonzentration im Wasser	mol/m <sup>3</sup>
$\lambda$	Hilfsparameter IKS-Funktion (Exponent)	1/mm
$\mu$	Rauheit	mm
$\rho$	Dichte	kg/m <sup>3</sup>
$\sigma$	Normalspannung	kPa
$\tau$	Scherspannung	kPa
$\xi$	technische Gleitung	-
$\psi$	Richtungswinkel im Prandtl'schen Bereich	grad

Symbol	Bedeutung	Einheit
$\Phi$	Einsinkungsfaktor	*
$\Gamma$	Anpassungsfunktion	-
$\Pi$	Stegteilung, Scherflächenteilung	mm
$\Lambda$	Hilfsparameter IKS-Funktion	-

\* verschiedene Einheiten, je nach Index

Index	für	Index	für
a	aussen	mess	Messung
akt	aktiv	n	normiert
c	Kohäsion (undrainiert, entspricht $c_u$ )	p	Druck, Bodenbelastung durch Auflasten an den Kontaktflächen
d	trockener Boden	pas	passiv
dyn	dynamisch	r	radial
el	elastisch	res	resultierend
g	gewichtet	s	Scherung, Schlupf
gr	plastisch – elastischer Grenzzustand	spon	sofort, spontan
h	horizontal	t	zeitlich
hi	hinten	trans	transformiert
hydr	hydrodynamisch	v	vertikal, Setzung, Einsenkung
i	innen	vor	vorne (Front)
insitu	in situ (vor Ort)	w	Wasser
j	Zählvariable	x,y,z	Richtungen
korr	korrigiert	$\dot{x}$	Schergeschwindigkeit
krit	kritisch	yz	y-z-Ebene
max	maximal		
Af	Aufstandsfläche	BT	Bodentester
An	Anstellwinkel	Bug	Bugwiderstand
AT	Antriebstrommel	Bz	Beeinflussungstiefe
B	Bruch	C	Kegel (Cone)
Bd	Boden	DS	Drucksonde
BF	Bodenfreiheit	E	Eigen
BG	Gründungsbreite	EW	Einwirkung
Bez	Bezugswert	F	Fundament, Fuß
BN	Bodenneigung	FS	Flügelschersonde
BS	Bodenschicht	FZ	Fahrzeug

<u>Index</u>	<u>für</u>	<u>Index</u>	<u>für</u>
G	Gewicht unter Auftrieb	S	Steifemodul
GB	Grundbruch	SG	Schichtgrenze
K	Stirn, Kopf	SR	Scherring
KV	Kurve	St	Steg
LP	Lastplatte	Stg	Steigung
M	Mantel (zylindrisch)	Str	Strömung
O	Oedometer	Trak	Traktion
P	Punkt im Boden	U	Umbilical (Strang)
R	Rest	V	Verdrängung
RP	Raupe	VL	Vorlast
RS	Raupensegment	W	Widerstand
RST	Widerstand (Resistance)	WP	Wendepunkt
Sam	Sammel		
$\varphi$	tangential	$\psi$	logarithmische Spirale
0	Anfangszustand	1, 2, 3...	Ordnungszahlen
1,2,3...	Zustände und Orte	I, II	Hauptnormalspannungen (Mohr)
<u>Sonderzeichen</u>	<u>Bedeutung</u>	<u>Sonderzeichen</u>	<u>Bedeutung</u>
( )'	fahrzeugfest	d( )	Inkrement
.	erste Ableitung nach der Zeit	$\frac{\partial}{\partial(\varphi)}$	partielle Ableitung einer Größe nach $\varphi$
( )	(Geschwindigkeit)	$\frac{d}{d(\varphi)}$	Ableitung einer Größe nach $\varphi$
( )*	bekannter Wert	$\frac{\Delta}{\Delta(\varphi)}$	Differenzenquotient in Abhängigkeit von $\varphi$
$\infty$	unendlich	$\Delta( )$	Differenz
$\bar{()}$	gemittelter Wert	$\int$	Integrationsoperator
$\Sigma$	Summenoperator		

## 1 Einleitung

Schon seit dem Neolithikum (Jungsteinzeit) mit dem Beginn des Ackerbaus richtet der Mensch seinen Blick zunehmend auf den Boden und auf die in ihm verborgenen Schätze. In der Kupfersteinzeit und der folgenden Bronzezeit wurde bereits systematisch Bergbau betrieben. Von dem Metall Mangan und marinem Bergbau hatten die Menschen damals noch keine Kenntnis. Auf einer Forschungsfahrt der HMS Challenger in den Jahren 1872 bis 1876 wurden zum ersten Mal zufällig Manganknollen an die Meeresoberfläche „gefördert.“ Manganknollen sind knollenförmige Gebilde von wenigen Zentimetern Durchmesser, die in unvorstellbaren Mengen in 4000-6000 m Wassertiefe auf dem Meeresgrund lagern. Sie enthalten verschiedene Metalle (Mangan 17,26%, Nickel 0,54%, Kupfer 0,32%, Kobalt 0,28% sowie Eisenverbindungen /1/). Zur Zeit der Entdeckung der Manganknollen wurde ihr Wert noch nicht erkannt.

Mit der zunehmenden Industrialisierung und einem stetigen Bevölkerungswachstum stieg auch die Nachfrage nach Rohstoffen stetig. Der Gedanke, Manganknollen industriell abzubauen und die in ihnen enthaltenen Metalle nutzbar zu machen, führte in den siebziger Jahren des letzten Jahrhunderts zu den ersten Großprojekten, wie z.B. Förderversuchen mit der Glomar Explorer /2/. In Deutschland wurden Projekte zur Entwicklung der Fördertechnologie durch das damalige Bundesministerium für Forschung und Technologie (BMFT) gefördert. Am Institut für Konstruktion Siegen (IKS), an der Universität-Gesamthochschule Siegen, wurden vom BMFT Projekte zur Entwicklung und zum Test von Komponenten und Sub-Systemen von Manganknollen-Gewinnungssystemen gefördert. Zu dieser Zeit wurde die Zuwendung zu hochtechnischen Konzepten für die Förderung von Manganknollen eingeleitet. Im Jahre 1992 wurde ein am IKS entwickeltes und gebautes Tiefseefahrzeug auf der Hannovermesse der Öffentlichkeit vorgestellt.

Sinkende Rohstoffpreise führten jedoch dazu, dass weltweit das allgemeine Interesse an der Manganknollenförderung sank, da eine rentable Förderung nicht in Aussicht stand. Die früheren Förderprogramme liefen aus und die technische Weiterentwicklung kam weitgehend zum Erliegen.

Das starke wirtschaftliche Wachstum u.a. der beiden bevölkerungsreichsten Länder der Erde, China und Indien, hat die Preise für Rohstoffe stark in die Höhe getrieben und die Manganknollenförderung aus der Tiefsee Anfang dieses Jahrhunderts wieder hochaktuell werden lassen. Aufgrund der Forschungsarbeiten und der vorhandenen Erfahrung am IKS wurde im Jahre 1998 eine sehr erfolgreiche Kooperation mit dem renommierten National Institute of Ocean Technologie (NIOT) in Indien begonnen. In Ländern wie China, Indien und Süd-Korea wird die Entwicklung der Manganknollenfördertechnologie auch seit Jahren wieder betrieben. Auf diesen Trend schlug auch die Wirtschaftskrise, die in 2008 in den Mittelpunkt des Finanz- und Wirtschaftsinteresses gerückt war, nicht durch.

Die Bundesrepublik Deutschland, vertreten durch die „Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe“ in Hannover hat im Juli 2006 wieder Anspruch auf Fördergebiete in der Clarion-Clipperton-Fracture-Zone, die nördlich des Äquators von Mexiko bis Hawaii reicht, bei der zuständigen UN-Institution, der International Seabed Authority, angemeldet.

Die Förderung von Manganknollen stellt besonders durch die große Wassertiefe und die damit verbundenen extrem hohen Umgebungsdrücke hohe Anforderungen an die technischen Komponenten eines Fördersystems. Nach der Aufnahme der Manganknollen vom Meeresgrund müssen diese durch eine Förderleitung bis zum Transportschiff gepumpt und zum Verhüttungsort transportiert werden. Die technischen und wirtschaftlichen Anforderungen an ein vollständiges Manganknollenfördersystem werden durch die großen Entfernungen seiner Sub-Systeme voneinander noch erhöht.

Unter den aktuellen technischen Konzepten ist die Verwendung einer bodengebundenen Abbaumaschine zurzeit das Gängigste. Auf einem selbstfahrenden Raupenfahrzeug befinden sich eine Knollensammeleinrichtung, ein Knollenbrecher und eine Förderpumpe. Die gebrochenen Knollen werden in einem Wasserstrom durch eine flexible Förderleitung gepumpt, entweder direkt zum Mutterschiff an der Meeresoberfläche [3], oder über einen Speicherbehälter (Buffer), der am unteren Ende eines tief ins Meer hängenden vertikalen Förderrohres sitzt. Energie- und Informations- sowie Förderleitungen und das Tragseil des Raupenfahrzeuges können zu einem Versorgungsstrang, dem Umbilical (engl. Nabelschnur) zusammengefasst werden.

Ein wesentlicher Aspekt für das Gelingen des Manganknollenabbaus ist die Befahrbarkeit des Tiefseebodens. In den großen Tiefseeebenen, wo die Manganknollen lagern, besteht der Boden aus feinkörnigen Sedimenten, deren Festigkeit allgemein gering ist. Zusätzlich zu der geringen Festigkeit hat der Tiefseeboden thixotrope Verformungseigenschaften. Die Thixotropie bewirkt, dass der Boden bei seiner Verformung, teilweise schon bei Erschütterung, an Festigkeit verliert. Die Folge für ein Raupenfahrzeug ist die Gefahr des Festfahrens und Einsinkens. Neben dem Mobilitätsverlust der Abbaumaschine besteht auch die Gefahr des Totalverlustes, da das Herausziehen aus dem Boden unter Umständen die Tragfähigkeit des Tragseiles übersteigt.

Die Beurteilung der Befahrbarkeit des Tiefseebodens ist nach Lagerungsdichte und Metallgehalt der Manganknollen der wichtigste Aspekt bei der Beurteilung der Abbaufähigkeit eines Manganknollenfeldes. Um die Befahrbarkeit des Tiefseebodens beurteilen zu können, muss der Boden auf seine mechanische Festigkeit hin untersucht werden. Bodenproben, die dem Tiefseeboden entnommen werden und an die Meeresoberfläche gebracht werden, verlieren durch die Entnahme aus dem Meeresboden und die Dekomprimierung beim Heraufholen ihre ursprünglichen Eigenschaften. Bodentestgeräte, die bodenmechanische Messungen „in situ“ ermöglichen, können die Eigenschaften der natürlich anstehenden Böden mit nur geringen Störungen erfassen. Weitere große Vorteile von in situ Messungen sind Zeit- und Kostenersparnisse bei der Versuchsdurchführung.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit werden, ausgehend von den vorhandenen bodenmechanischen Grundlagen, die Messverfahren dargestellt und experimentell untersucht, die für die Beurteilung der Befahrbarkeit des Tiefseebodens mit einem in situ Bodentestgerät geeignet erscheinen. Bei den durchgeführten Laboruntersuchungen werden Tiefseebodenimitate (Bentonit-Wasser-Gemische) verwendet, die die gleiche Struktur und prinzipiell gleiches Verformungsverhalten wie die Tiefseesedimente haben. Beispielhafte Berechnungen, die auf den Daten der experimentellen Untersuchungen basieren, sollen einen Einblick in die Befahrbarkeitsgrenze des Raupenfahrzeuges auf weichem Boden ermöglichen.

## 2 Problembeschreibung und Aufgabenstellung

### 2.1 Allgemeines

Die Befahrbarkeit des Untergrundes ist für die Mobilität von Raupenfahrzeugen neben der technischen Funktionsfähigkeit das entscheidende Kriterium. Ohne die Beurteilung der Befahrbarkeit des Untergrundes besteht ein nicht abschätzbares Risiko des Mobilitätsverlustes.

In unserem täglichen Umfeld ist die Frage der Befahrbarkeit des Bodens weitgehend geklärt, da wir über genügend Erfahrung verfügen, die Fahrbahnverhältnisse beurteilen zu können. Selbst auf unbefestigten Wegen können wir meist beurteilen, ob dieser Weg befahrbar ist oder nicht.

Der Bau von Straßentrassen ist durch Regelwerke wie z.B. „Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau“ /4/ festgelegt. Im Rahmen der Planungsarbeiten wird unter anderem der Untergrund auf Tragfähigkeit hin untersucht. Dies geschieht mit Erkundungs- und Untersuchungsmethoden nach DIN EN ISO 22476, meist mit Kegeldrucksondierungen oder Rammsondierungen. Die Sorgfalt und Erfahrung, mit der die geotechnischen Untersuchungen des Baugrundes geplant und durchgeführt werden, entscheiden wesentlich darüber, ob die Straße die Spezifikationen bezüglich der Ebenheit über einen definierten Gewährleistungszeitraum erfüllt.

Bei der Beurteilung der Befahrbarkeit von Tiefseeböden sind die Anforderungen prinzipiell anders. Der Boden wird planmäßig nur einmal befahren, während die Abbaumaschine die Manganknollen sammelt. Dieser Vorgang dauert wenige Sekunden. Maßnahmen die die Verbesserung des Untergrundes in Bezug auf die Befahrbarkeit können nicht in Betracht gezogen werden. Aus diesem Grunde sind die Anforderungen an den Boden und an das Fahrzeug andere als im Straßenbau, insbesondere im Hinblick auf Bodensetzungen.

Für die überwiegende Anzahl der bodengebundenen Fahrzeuge ist die Verwendung von Rädern die beste Möglichkeit, einen Kompromiss zwischen Lenkbarkeit und Bodenbelastung zu finden. Für den allgemeinen Straßenverkehr wurde der Weg der gegenseitigen Anpassung von Untergrund und Fahrzeug beschritten. Dies ist in Bezug auf den Tiefseeboden nicht möglich (Bild 2.1)



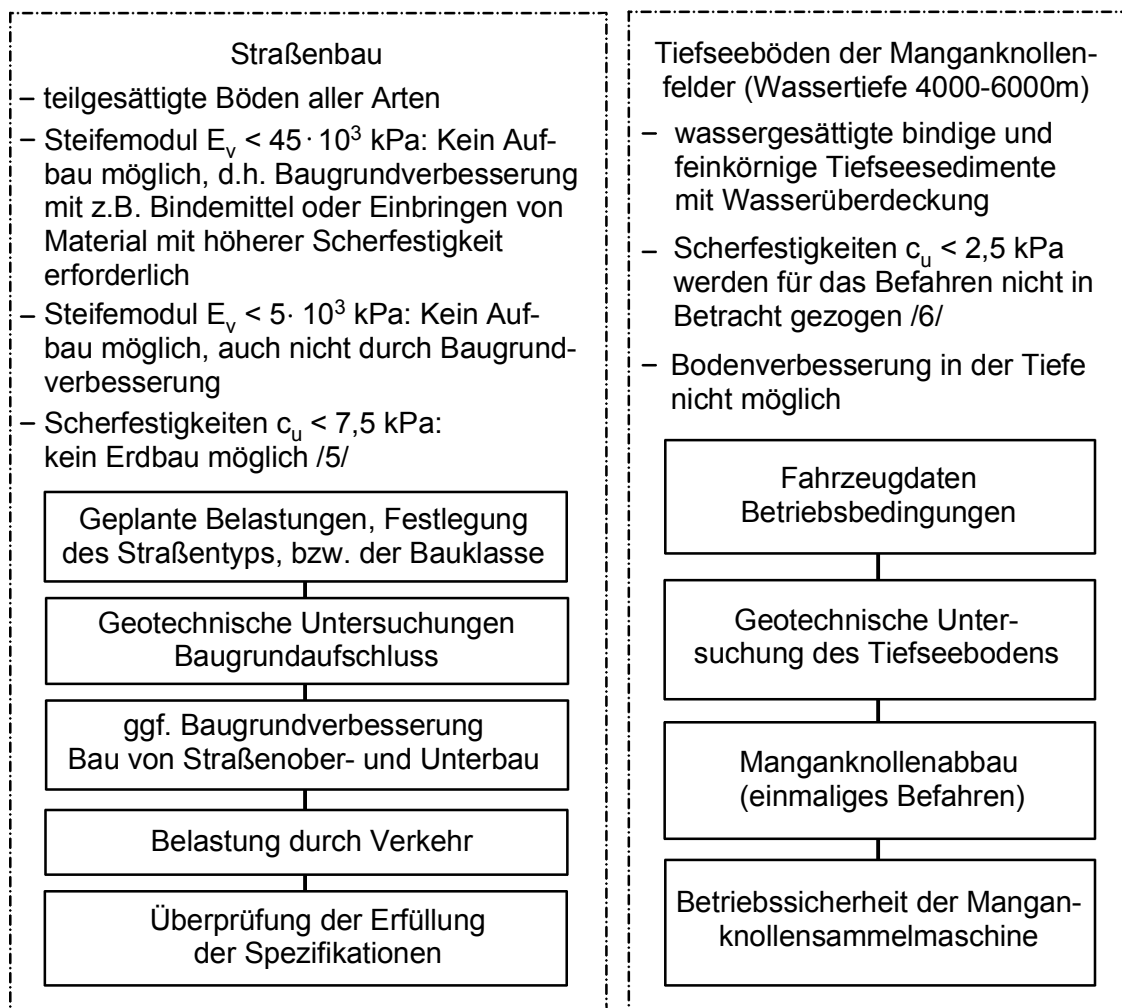


Bild 2.1: Vergleich der Bodenfestigkeiten von Onshore- und Offshore-Böden und Unterschiede in den Anforderungen an die Befahrbarkeit

Für den terrestrischen Off-Road-Bereich werden die Fahrzeuge angepasst, indem die Räder im Durchmesser und in der Breite vergrößert werden und die Anzahl der leerlaufenden wie auch der angetriebenen Räder erhöht wird. Für extrem weiche Böden wird die Verwendung von Raupenfahrzeugen notwendig. Durch die Wahl geeigneter großer Aufstandsflächen gelingt es, den vertikalen Bodendruck auf die Festigkeit des jeweiligen Bodens abzustimmen. Durch die Verwendung von Raupenfahrwerken steigt auch der konstruktive Spielraum für die Gestaltung der traktionsfördernden Elemente.

Dem Vorteil des einstellbaren Bodendruckes und der Übertragung großer Traktionskräfte auf weichem Boden steht die Problematik der Lenkbarkeit des Fahrzeuges gegenüber. Generell können Raupenfahrzeuge mit zwei parallel laufenden Raupen nur durch unterschiedliche Raupengeschwindigkeiten gelenkt werden. Besonders bei gro-

ßen Einsinkungen und engen Kurvenradien wird der Wendewiderstand eine bestimmende und begrenzende Größe /7/.

Die technischen Aktivitäten am Meeresgrund erstrecken sich zurzeit noch überwiegend auf die Erdöl- und Erdgasförderung sowie die Leitungsverlegung (Pipelines, Kabel, etc.). Die Entwicklung der Technologie zum Abbau von Manganknollen und Mangankrusten wird aber trotz zwischenzeitlicher Einbrüche von Teilen der Weltwirtschaft durch die allgemeine Rohstoffverknappung stark beschleunigt. Bei allen genannten Aktivitäten am Meeresgrund kommt es zur Einleitung von Kräften in den Boden, und deswegen wird die Untersuchung der Bodenbelastbarkeit notwendig.

Für den Betrieb bodengängiger Arbeitsmaschinen sind die Anforderungen an die Bodenbeschaffenheit verschieden von denen der Erdöl- und Erdgasförderung bzw. bei der Leitungsverlegung. Bei der Erdöl- und Erdgasförderung wird der Boden durch Bohrinseln lange und vorwiegend statisch belastet, im Gegensatz dazu wird durch das Befahren während des Sammelvorganges der Boden kurzzeitig einmalig dynamisch belastet. Zur Beurteilung der Befahrbarkeit wird der Boden auf die Gefahr des Grundbruches unter der Abbaumaschine, das Scherspannungs-Scherweg-Verhalten des Bodens und die Einsinkung während des Befahrens untersucht.

	Erdöl- und Erdgasförderung	Pipeline- und Kabelverlegung	Manganknollenabbau
Zweck der bodenmechanischen Messungen	Berechnung und Auslegung von Fundamenten, Berechnung der Standsicherheit und der Setzungenvorgänge	Bestimmung der Art der Verlegung, Bestimmung der Aufwandes zur Verlegung	Bestimmung der Befahrbarkeit, Schutz der Abbaumaschine vor Verlust, Überwachung der Betriebsbedingungen
Art der Belastung des Bodens	Vorwiegend statische Langzeitbelastung, dynamische Anteile	Meist kurzzeitige vollständige Auflösung der Bodenstruktur im Bereich der Verlegung	Kurzzeitige dynamische Belastung des Bodens
Ausdehnung der bodenmechanischen Messungen	Große Messtiefen im Boden, punktuell im Gebiet der geplanten Errichtung der Fundamente	Messungen entlang der geplanten Strecke, gegebenenfalls Korrektur der Streckenführung, Messtiefe im Bereich der Verlegetiefe	Großflächige Messungen, Messtiefe abhängig von der Größe und dem Gewicht der Abbaumaschine

Tabelle 2.1: Anforderungen an bodenmechanische Messungen in verschiedenen Bereichen der Offshore-Industrie

Zur Bestimmung der Bodenbeschaffenheit existiert eine Reihe von Messmethoden, die je nach Anwendungsfall in unterschiedlicher Kombination und Ausprägung zum Einsatz kommen. Ähnlich wie bei der Härteprüfung von metallischen Werkstoffen werden die Messergebnisse in Verbindung mit dem Messverfahren angegeben, da unterschiedliche Messverfahren im selben Boden unterschiedliche Messergebnisse liefern. Für die weitere Verarbeitung der Messdaten werden meist empirische Umrechnungsfaktoren, – Funktionen und Tabellen – herangezogen.

## 2.2 Traffikabilität - Anforderungen

Fahrzeuge dringen mit ihren Reifen oder Raupenprofilen in weichen Untergrund ein, wodurch der Boden in der oberen Schicht umgeformt wird. Die so geformten Negativprofile des Bodens werden bei Fahrzeugen mit Eigenantrieb tangential beansprucht, wobei die Traktionskraft übertragen wird. Infolge dieser Traktionskraft werden die Bodenelemente tangential entgegen der Fahrtrichtung verschoben. Der dabei auftretende Scherweg wirkt sich am Fahrzeug in Form des Antriebschlupfes aus, wodurch die Fahrgeschwindigkeit (absolut, über ruhendem Boden) hinter der Raupengeschwindigkeit zurückbleibt. Mit zunehmender Traktionskraft nimmt auch die tangentielle Verschiebung der Bodenelemente zwischen den Stegen der Antriebselemente zu, und nach Überschreitung der vom Boden abhängigen Belastungsgrenze (Scherfestigkeit), der Traktionsgrenze, rutschen die Antriebselemente des Fahrzeuges durch, und das Fahrzeug läuft Gefahr sich einzuwühlen und zu versinken. Die bodenmechanisch kennzeichnende Eigenschaft des Bodens ist hierbei das Scherspannungs-Scherwegverhalten mit der Obergrenze der Scherbruchfestigkeit.

Als Antriebselemente von Fahrzeugen werden in der Fahrzeugtechnik überwiegend profilierte Reifen sowie auch Fahrzeugraupen benutzt. Für den Einsatz auf sehr weichem Boden werden Fahrraupen favorisiert. Raupen auf Tiefseeböden haben gegenüber Rädern den großen Vorteil, dass der vertikale Bodendruck aus dem Fahrzeuggewicht konstruktiv durch die Dimensionierung der Aufstandsfläche sehr wirksam beeinflusst werden kann. Nach dem Stand der Technik kommen für selbstfahrende Arbeitsmaschinen auf extrem weichen Tiefseesedimenten nur Raupenfahrzeuge in Betracht.

Infolge der Auflast (vorzugsweise aus dem Fahrzeuggewicht) wird der Boden im Halbraum unterhalb des Fahrzeuges durch vertikale Normalspannungen beansprucht. We-

gen der Ausbreitung des Spannungsfeldes in Tiefenrichtung nehmen besagte Normalspannungen in Tiefenrichtung ab. Infolge dieser Spannungen wird der Boden auch noch in größeren Tiefen von bis zu einigen Metern „gestaucht“. Als kennzeichnende bodenmechanische Größe zur Bestimmung des vertikalen Nachgebens des Bodens dient der Steifemodul, der experimentell ermittelt wird. Das sofortige („elastische“) Nachgeben des Bodens beim Überfahren mit dem Fahrzeug wird hier Sofort-Setzung genannt, wodurch eine begriffliche Unterscheidung zur Langzeitsetzung entsteht, die bei Fundamentgründungen von ruhenden Bauwerken interessiert.

Bei Überschreitung der Tragfähigkeit des Bodens unter der Fahrzeugsohle tritt der Grundbruch ein. Hierbei werden Bodenbereiche unter der Aufstandfläche abgeschert und weichen zur Seite hin aus, wobei sich der Boden unmittelbar neben dem Fahrzeug hebt, während das Fahrzeug selbst einsinkt. Die Tragfähigkeitsgrenze für den Grundbruch ergibt sich aus der Scherfestigkeit des Bodens und den Konstruktionsdaten des Fahrzeuges wie Gesamtgewicht, Form und Größe der Aufstandflächen.

Aus der Betrachtung der begrenzten Traktionsfähigkeit und der Einsinkung infolge der Spontaneinsinkung ergibt sich ein weiterer Einfluss auf die Mobilität des Fahrzeuges: Der Traktionsschlupf hat zur Folge, dass unter der Fahrzeugaufstandsfläche Bodenteile nach hinten und in den Boden seitlich der Raupen transportiert werden. Das Fahrzeug füllt besagtes Bodenvolumen durch seine Einsinkung auf. Das ist das Einsinken infolge des Traktionsschlupfes. Weil der die Bodenverschiebung unter dem Fahrzeug vom Bug zum Heck am Fahrzeug linear ansteigt, sinkt das Fahrzeug nicht nur ein, es stellt sich infolge der größeren Einsinkung am Heck an (Anstellwinkel). Mit der Einsinkung aus Traktionsschlupf und der Spontaneinsinkung steigt der Bodenwiderstand des Fahrzeuges an, der die Nutztraktionskraft mindert. Speziell bei Raupenfahrwerken, die durch Schlupflenkung gekennzeichnet sind, tritt auch noch Lenkschlupf mit entsprechenden Einsinktiefen auf.

Zu dem Bodenwiderstand kommen noch der Sammelwiderstand, der Strömungswiderstand und die Strangkraft, die am Übergang des Versorgungsstranges (Umbilical) auf das Fahrzeug wirkt. Der Sammelwiderstand entsteht durch den Kontakt des Manganknollen-Sammelgerätes mit dem Boden. Der Strömungswiderstand entsteht bei der Fahrt des Fahrzeuges durch Anströmung mit Umgebungswasser. Die Strangkraft wird einerseits auch durch die Fahrzeugbewegung bewirkt, andererseits können auch

Strömungskräfte aus höheren Wasserschichten bis zum Fahrzeug fortwirken. Hat das Fahrzeug auch Steigungen zu überwinden, entsteht zusätzlich der Steigungswiderstand.

Wenn hier von der Traffikabilität des Bodens mit seinen speziellen Eigenschaften die Rede ist, ist damit gleichzeitig die Mobilität des Fahrzeuges mit seinen Konstruktionsdetails verknüpft. Fahrzeug und Boden sind in ihrem Verhalten miteinander derart verknüpft, dass zu ihrer Beurteilung stets die Fahrzeug-/ Boden-Interaktionen zu betrachten sind.

Es sind also Angaben zu den Eigenschaften des Bodens aus in situ Sondierungen im vorgesehenen Missionsgebiet des Fahrzeuges notwendig, deren Verhalten unter der Einwirkung des Fahrzeuges mit seinen speziellen Konstruktionsdaten und Betriebszuständen zu betrachten sind.

Die Anforderungen an das System Fahrzeug/Boden lassen sich verbal in allgemeiner Form definieren. Allerdings können konkrete quantitative Grenzwerte immer nur im speziellen Fall für ein spezielles Fahrzeug angegeben werden.

### **Traffikabilität – Mobilität – allgemeine Anforderungen**

- Über allen Restriktionen steht der Grundbruch, der in jedem Fall zu vermeiden ist.
- Der Bodenwiderstand aus spontaner Setzung, Schlupfeinsinkung und Kurvenfahrt, sowie Sammelwiderstand, Strömungswiderstand, Strang- und Steigungswiderstand dürfen die maximale Traktionskraft nicht überschreiten. Eine ausreichende Traktionssicherheit ist vorzusehen.

### **2.3 Stand der Wissenschaft und Technik**

Mit der Entwicklung der Fahrzeugtechnik entwickelte sich auch die Terramechanik, eine Fachrichtung, welche die Untersuchung und Beschreibung der Fahrzeug-Boden-Interaktion umfasst. In der Terramechanik werden Ansätze aus Bauingenieurwesen,

Maschinenbau und Physik verwendet, um die Vorgänge beim Befahren des Untergrundes mit bodengängigen Maschinen zu beschreiben.

### **Bodengebundene Unterwasserfahrzeuge**

Bodengebundene Fahrzeuge, die im Unterwasserbereich betrieben werden, verfügen heute meist über Raupenfahrwerke. Für die Manganknollengewinnung wurden in den siebziger Jahren verschiedene Konzepte entwickelt und zum Teil praktisch erprobt. Auch für bodengängige Fahrzeuge gibt es verschiedene Konzepte. So wurden z.B. Fahrzeuge mit einem Antrieb nach dem Prinzip der archimedischen Spirale entwickelt und getestet (Bild 2.2).



Bild 2.2: Französisches Fahrwerk mit archimedischen Spiralen

Als Vorteil dieses Antriebes wurde die Möglichkeit gesehen, mit den Rümpfen der Spiralen Auftrieb im Sediment zu erzeugen und so mehr Spielraum für die Gestaltung des Fahrzeuggewichtes zu erhalten. Diese Art der Fahrwerksgestaltung hat sich nicht bewährt /8/, da ihr Fahrverhalten den Fahreigenschaften der Raupenfahrwerke in Bezug auf Wendigkeit und Fahrstabilität, Beeinflussung der Bodenoberfläche und Antriebsenergiebedarf deutlich unterlegen ist.

Der aktuelle Entwicklungsstand der Tiefsee-Raupenfahrwerke lässt sich anhand einiger Beispiele in den folgenden Bildern ersehen.

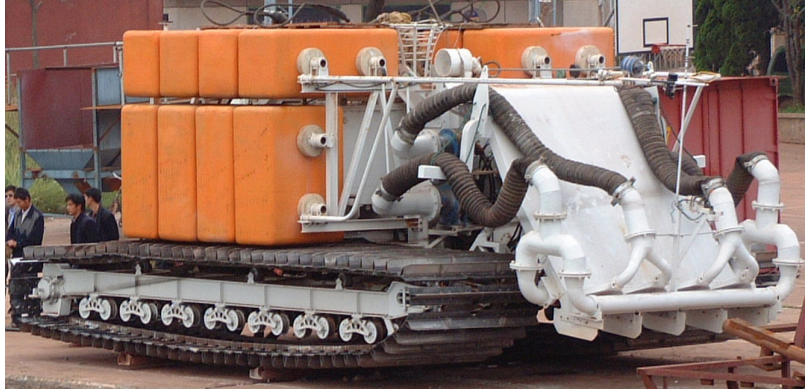


Bild 2.3: Versuchsfahrzeug mit fluidischer Knollensammeleinrichtung /8/

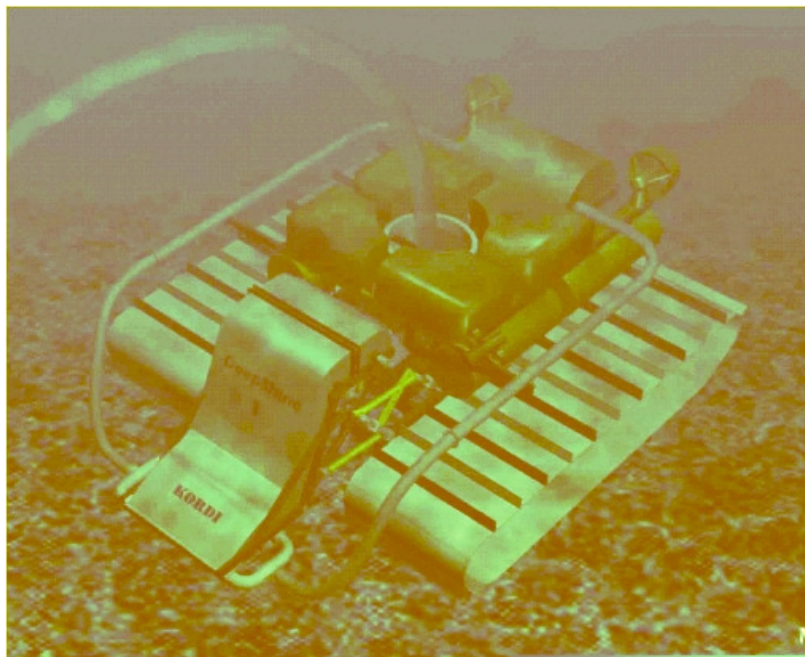


Bild 2.4: Koreanisches Versuchsfahrzeug fluidischer Knollensammeleinrichtung /9/

Der vom Institut für Konstruktion (IKS) entwickelte und gebaute Prototyp einer Abbaumaschine (Bild 2.5) verfügt über eine spezielle Fahrwerkskinematik, die eine möglichst gute Anpassung der Raupen an die Topografie des Untergrundes zulässt /10/. Im Rahmen des Forschungs- und Entwicklungsprojektes „Shallow Water Sand Mining System“ (1998 bis 2001) /11/ wurde das bereits 1992 vom IKS vorgestellte Fahrzeug in Zusammenarbeit mit dem National Institute of Ocean Technology (NIOT) für den Einsatz als Sandfördersystem mit einer geeigneten Förderpumpe, einem Manipulator und einer neuen Steuerung ausgestattet und getestet.

Die Erfahrungen nach mehreren Forschungs- und Testfahrten in der Arabischen See und im Indischen Ozean wurden für ein geplantes Redesign übernommen und die Bandraupe wurde durch eine Gliederkettenraupe mit speziellen Bodenplatten ersetzt.

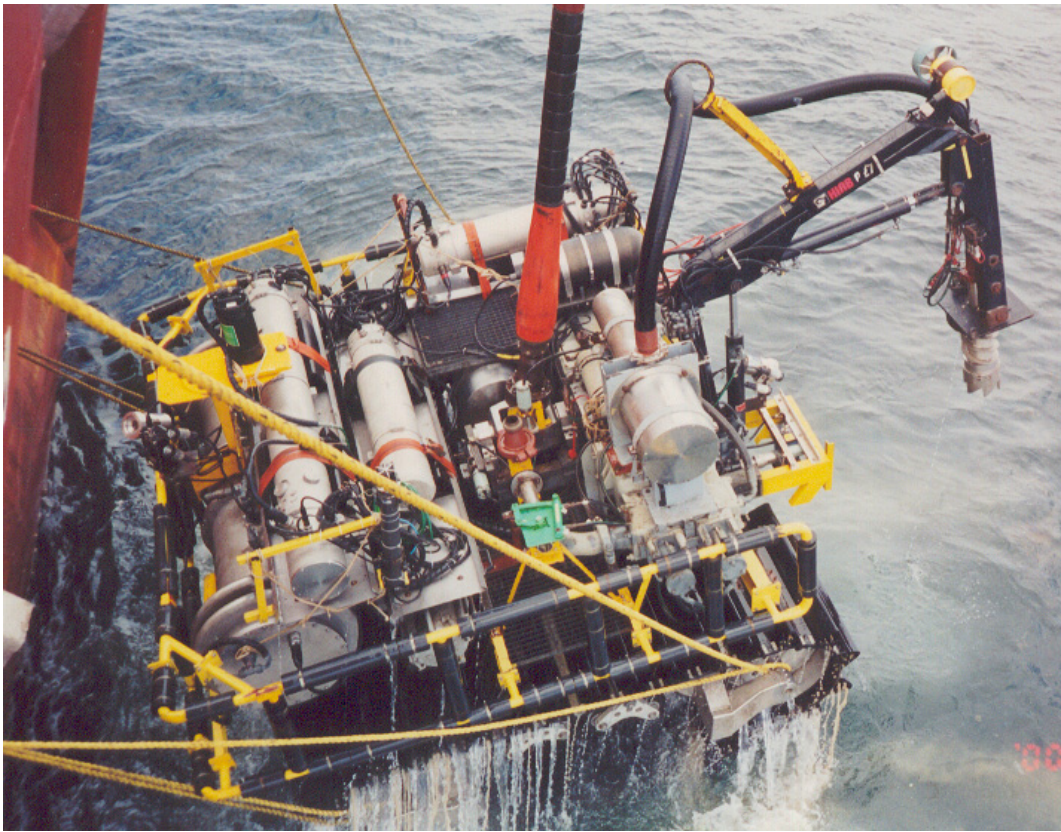


Bild 2.5: Tiefseefahrzeug NIOT/IKS

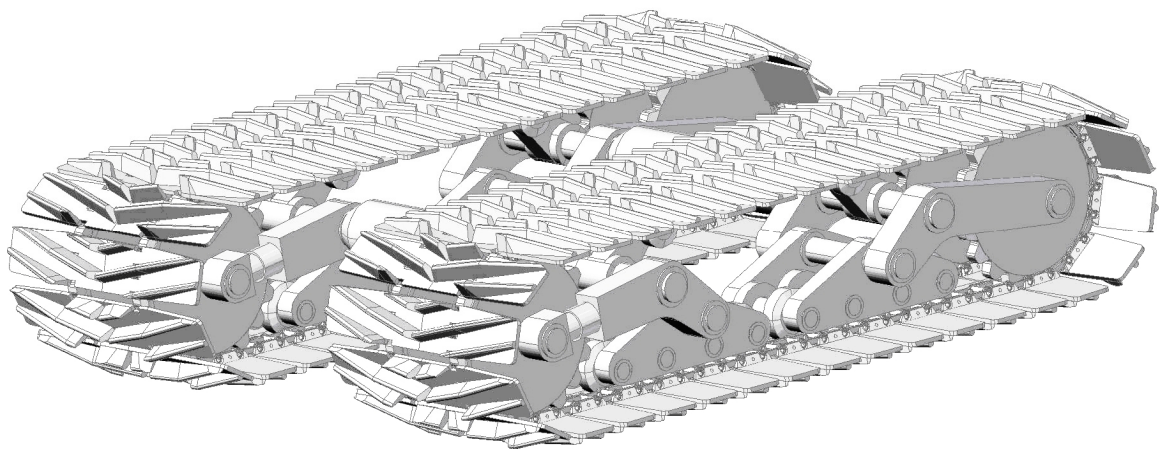


Bild 2.6: Weiterentwicklung des IKS Raupenfahrwerks /3/



## Befahrbarkeitskriterien

Für Traffikabilitätsuntersuchungen gibt es verschiedene Methoden. Für Militärfahrzeuge wurde während des 2. Weltkrieges von der U.S. Army Water Ways Experiment Station (WES) die Mobilitätsbeurteilung mit dem sog. Cone-Index entwickelt, um über eine einfache Entscheidungsgrundlage hinsichtlich der Befahrbarkeit von fein- und grobkörnigen Böden zu verfügen. Sie bildet die Grundlage für das aktuelle NATO Reference Mobility Model (NRMM). Diese empirische Methode charakterisiert den Boden durch Parameter wie den „cone index“, der durch Verwendung einer Hand-Kegeldrucksonde bestimmt wird (Bild 2.7).

Diese Methode wurde von Wong /12/ zusammengefasst dargestellt und wird hier kurz angeführt. Über eine Ringfeder wird von Hand die notwendige Druckkraft zum Eindringen des Konus in den Boden (Spitzenwiderstand) aufgebracht (Bild 2.7). Diese Kraft wird von dem eingebauten mechanischen Federkraftmesser, der mit einer Kraftskala versehen ist, abgelesen. Wird die gemessene Kraft durch die Grundfläche der Kegelsonde geteilt, so ergibt sich der cone index (CI).

Eine weitere Größe, der rating cone index (RCI), berücksichtigt das mehrfache Überfahren der betreffenden Bodenstelle. Er wird genauso wie der CI bestimmt. Die mit CI beschriebene Bodenfestigkeit bezieht sich auf eine Bodenschichtdicke von 15 cm für einmaliges Befahren, der RCI bezieht sich auf eine Bodenschichtdicke von 30 cm für fünfzigfaches Befahren.

Die CI und RCI-Werte werden zur Beurteilung der Befahrbarkeit nach dem WES-Verfahren mit einem fahrzeugspezifischen „vehicle cone index“, dem VCI verglichen. Letzterer wird empirisch ermittelt. Er berücksichtigt die verschiedenen Charakteristika des Fahrzeuges in Form von Faktoren ( Kontaktdruckfaktor, Gewichtsfaktor, Raupenfaktor, Bodenfreiheitsfaktor,...). Der VCI stellt die minimal notwendige Festigkeit eines Bodens dar, bei dem das betreffende Raupenfahrzeug den Boden ohne Probleme einfach ( $VCI_1$ ) oder bis zu fünfzigfach ( $VCI_{50}$ ) befahren kann.

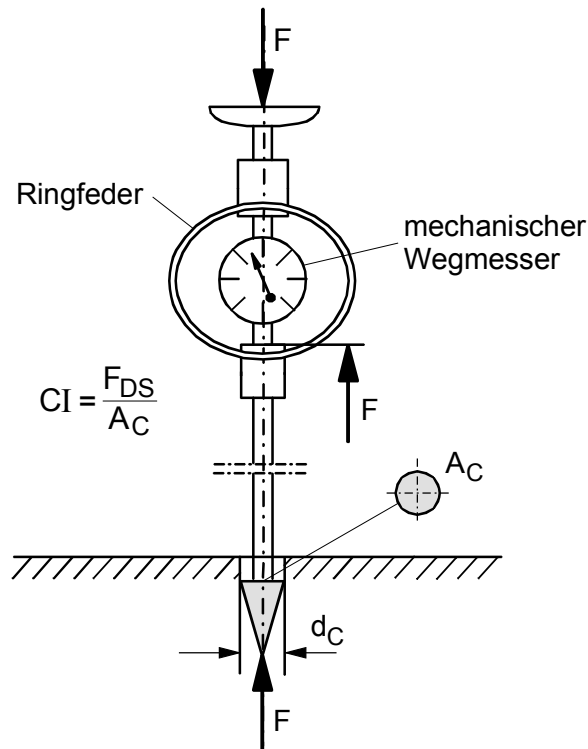


Bild 2.7: Hand-Kegeldrucksonde WES

Ein weiteres Verfahren ist für die Landwirtschaft entwickelt worden (DIN V 19688, Ermittlung der mechanischen Belastbarkeit von Böden aus der Vorbelastung). Hiernach wird die Befahrbarkeit des Bodens direkt mit der vertikalen Belastbarkeit in Beziehung gesetzt.

Zu häufiges Befahren oder das Befahren von landwirtschaftlichen Böden oder Waldböden mit unzulässig hoher Belastung kann zu irreversiblen Bodenschäden führen, die die natürlichen Funktionen des Bodens beeinträchtigen (u. a. Wasserhaltefähigkeit, Passierbarkeit für im Boden lebende Organismen). Mit dem Verfahren kann ein Grenzwert, die sog. Vorbelastung, für die vertikale Belastbarkeit von Gruppen häufig vorliegender Böden aus empirischen Gleichungen errechnet werden.

Ein von Bekker /13/ vorgeschlagenes Verfahren, teilt die Bewertung der Befahrbarkeit in drei Teile auf:

- Tragfähigkeit des Untergrundes
- Traktionsverhalten des Fahrzeuges
- Bewegungswiderstände des Fahrzeuges aufgrund der Bodenbeschaffenheit

Anhand eines Satzes bodenmechanischer und topographischer Parameter werden die Größen berechnet.

Ein weiteres Verfahren zur Beurteilung der Befahrbarkeit des Bodens basiert auf den Empfehlungen des Norwegischen Geotechnischen Institutes (NGI) /14/. Dabei werden die Bodenwichte, die Scherfestigkeit und der Steifemodul des undrainierten Bodens für die Beurteilung der Befahrbarkeit benötigt. Bodendichte und Scherfestigkeit werden für die Berechnung der Bodentragfähigkeit und der Traktionskräfte verwendet. Die von Bekker vorgeschlagenen Last-Einsinkungsparameter kommen hier nicht zur Anwendung. Damit entfällt die Möglichkeit der direkten Berechnung der Bewegungswiderstände des Fahrzeuges nach dem Bekker'schen Konzept teilweise. Für die Berechnung der spontanen Setzung wird der Steifemodul des undrainierten Bodens benutzt.

Von den vorgestellten Verfahren wird das Konzept von Bekker mit den Empfehlungen des NGI verknüpft und zu einem vereinfachten Modell weiterentwickelt. Die dem Bekker'schen Bodenmodell und den Empfehlungen des NGI zugrunde liegenden Grundlagen werden im Kapitel 3 detaillierter dargestellt.

Basierend auf den Arbeiten von M.G. Bekker sind zahlreiche Untersuchungen durchgeführt worden, die sich mit der Messung und Optimierung von Traktionskräften befassen haben.

Melcher /6/ entwickelt ein Programmgerüst, welches ausgehend von gegebenen Bodenkennwerten, Fahrzeugdaten und Betriebszustandsgrößen die Überwachung des Fahrzustandes eines Manganknollenkollektors erlaubt. Er definiert eine minimale Scherfestigkeit, die sog. Sumpfgrenze, die ein Tiefseeboden mindestens haben muss, um als befahrbar zu gelten.

Bode /15/ entwickelt ein Simulationsprogramm, mit dem ausgehend von experimentellen Ergebnissen eine Auslegung wesentlicher Parameter eines Raupenfahrzeuges vorgenommen werden kann. Dörfler /16/ untersucht die Fahrwerk-Boden-Interaktion von Raupenfahrzeugen experimentell auf Bentonit-Bodenimitat und untersucht verschiedene Konstruktionsvarianten von Raupenfahrwerken. Hong /17/ führt experimentelle Untersuchungen speziell zur Gestaltung der Stege an Raupenkettensystemen durch, mit dem Ziel der Findung der optimalen Raupenstegform.

Auch kommerzielle Unternehmen befassen sich mit der Untersuchung der Befahrbarkeit von weichen Meeresböden. So definiert Morgan /18/ (Cathie Associates, Brüssel, Belgien) im Zusammenhang mit der Untersuchung von weichen Meeresböden mit bodengängigen Kabellegemaschinen eine Mobilitäts-Hüllkurve (mobility envelope). Dabei wird die vertikale Belastbarkeitsgrenze des Bodens (Auflast) über der horizontalen Belastbarkeitsgrenze (Traktionskraft) aufgetragen. Innerhalb der der Hüllkurve ist der Boden befahrbar.

### **Bodenmechanische Untersuchungen am Meeresgrund**

Für Erdöl- und Erdgasfördereinrichtungen werden bodenmechanische Untersuchungen durchgeführt, deren Messwerte Grundlage zur Berechnung der Tragfähigkeit des Bodens für Fundamente bilden. Die Ermittlung der Tragfähigkeit erfolgt nach den gleichen theoretischen Ansätzen, die auch im Bauingenieurwesen für Fundamentgründungen angewendet werden. Es handelt sich dabei vorwiegend um statische Belastungen, die durch Lastannahmen und Stoßfaktoren ermittelt werden. Die wesentlichen bodenmechanischen Parameter für die Beurteilung sind die Bodendichte, die Scherfestigkeit und die Steifemoduln der Bodenschichten.

Das Verlegen von Unterseekabeln und Pipelines unterhalb der Oberfläche des Meeresbodens dient dem Schutz vor Schleppnetzen, Ankern und der Verhinderung von Knickungen der Leitungen /19/. Die Routenführung richtet sich nach der Topografie des Meeresgrundes und nach bodenmechanischen Kriterien. Auf weichen Böden können geschleppte Kabelpflüge eingesetzt werden. Auf härteren Böden werden die Leitungen überwiegend auf der Meeresbodenoberfläche verlegt und mit einer Schicht aus Steinen bedeckt. Entscheidungskriterien hierzu sind die Scherfestigkeit und die Dichte des Bodens.

Für bodenmechanische Messungen auf dem Meeresgrund gibt es eine Reihe von Messverfahren. Die in Tabelle 2.2 aufgeführten Verfahren sind mechanischer Art, die einen direkten Kontakt mit dem Boden erfordern. Das am häufigsten verwendete Messgerät für fundamentstatische Baugrunduntersuchungen ist die Kegeldrucksonde. Die Kegeldrucksonde besteht aus einem länglichen zylindrischen Körper, der am unteren Ende mit einem Kegel versehen ist. Die Kegeldrucksonde wird an einem Gestänge befestigt und mit dem Kegel voran in den Boden gedrückt. Die beiden wichtigsten da-

bei gemessenen Größen sind die Eindrückkraft des Kegels und die Mantelreibungskraft an dem zylindrischen Sondenkörper.

in situ Messgerät (Messprinzip)	Messgröße
Flügelscherversuch, Kegeldrucksondierung, Scherring, Raupensegment	Scherfestigkeit des undrainierten Bodens
Flügelscherversuch, Scherring, Raupensegment	Scherspannungs-Scherweg-Beziehung
Lastplatten, Kegeldrucksondierung	Steifemodul des undrainierten Bodens
Lastplatten	Last-Einsinkung, Last-Setzung
Bodenprobenentnahmeggerät (Kastengreifer, Schwerelot)	Bodenwichte, -dichte (Bestimmung im Labor)

Tabelle 2.2: Bodenmechanische in situ Messgeräte

Ein weiteres, sehr wichtiges Messverfahren ist der Flügelscherversuch. Der Scherflügel besteht aus vier gleichen, senkrecht stehenden und im 90°-Winkel zueinander an einer vertikalen Drehachse angeordneten, rechteckigen Blechen. Mit dem Flügelscherversuch wird der Widerstand des Bodens gegen Scherung gemessen. Dabei wird der Scherflügel bis zur gewünschten Messtiefe in den Boden eingedrückt und dann um die Längsachse gedreht. Während der Drehung wird das auftretende Moment als Maß für den Scherwiderstand des Bodens gemessen.

Die Kegeldrucksonde und die Flügelschersonde sind für in situ Messungen in Wassertiefen bis 2000 m auf dem Markt. Bild 2.8 zeigt zwei Messsysteme für den Unterwasser-einsatz. Der Prototyp eines Bodentestgerätes, das vom National Institute of Ocean Technology (NIOT, Bild 2.9) in Zusammenarbeit mit der russischen Firma Sevmorgeo aus St. Petersburg entwickelt wurde, ist mit einer Kegeldrucksonde und einer Scherflügelsonde ausgestattet. Erste Tests wurden im November 2006 in einer Wassertiefe von 5200 m im Indischen Ozean erfolgreich durchgeführt.

Weitere, bisher nicht in der Tiefsee verwendete mechanische Messgeräte zur Bestimmung bodenmechanischer Parameter sind der Scherring und das Raupensegment. Der Scherring ist ein Teil des von Bekker entwickelten Bevameters (Bekker Value Meter) [20] und das Raupensegment bildet einen Teil einer Fahrzeuggruppe nach. Mit beiden Messverfahren können Scherspannungs-Scherweg-Beziehungen sowie

dynamische Einsinkungen (Einsinkungen während des Schervorganges unter vertikaler Last) gemessen werden.



Bild 2.8: Messsysteme mit Kegeldrucksonde und Flügelschersonde für den Einsatz bis in 2000 Meter Wassertiefe

Beim Scherring wird eine mit Stegen versehene Kreisringplatte auf die Bodenoberfläche aufgelegt, so dass die Stege in den Boden einsinken. Durch die Verdrehung der Kreisringplatte und der Stege im Boden entstehen Scherspannungen, die an den durch die Stege erzwungenen Scherflächen zum Abscheren des Bodens führen. Der Verlauf der Scherspannung über den Drehwinkel ergibt die Scherspannungs-Scherweg-Beziehung. Wird die Kreisringplatte während der Drehung mit gleich bleibender Vertikallast beaufschlagt, so stellt sich die freie Einsinkung ein, die auch als dynamische Einsinkung bezeichnet wird.

Ein Raupensegment bildet einen Teil einer Fahrzeuggraupe nach. Eine mit Stegen versehene Platte wird unter vertikaler Auflast auf die Bodenoberfläche gelegt, so dass die Stege in den Boden einsinken. Durch translatorisches Verschieben des Raupensegmentes in dessen Längsrichtung können Scherspannungs-Scherweg-Beziehungen ermittelt werden. Wie beim Scherring kommt es durch das Aufbringen einer vertikalen Last zu freier Einsinkung (dynamische Einsinkung), welche in Abhängigkeit des Scherweges gemessen wird.

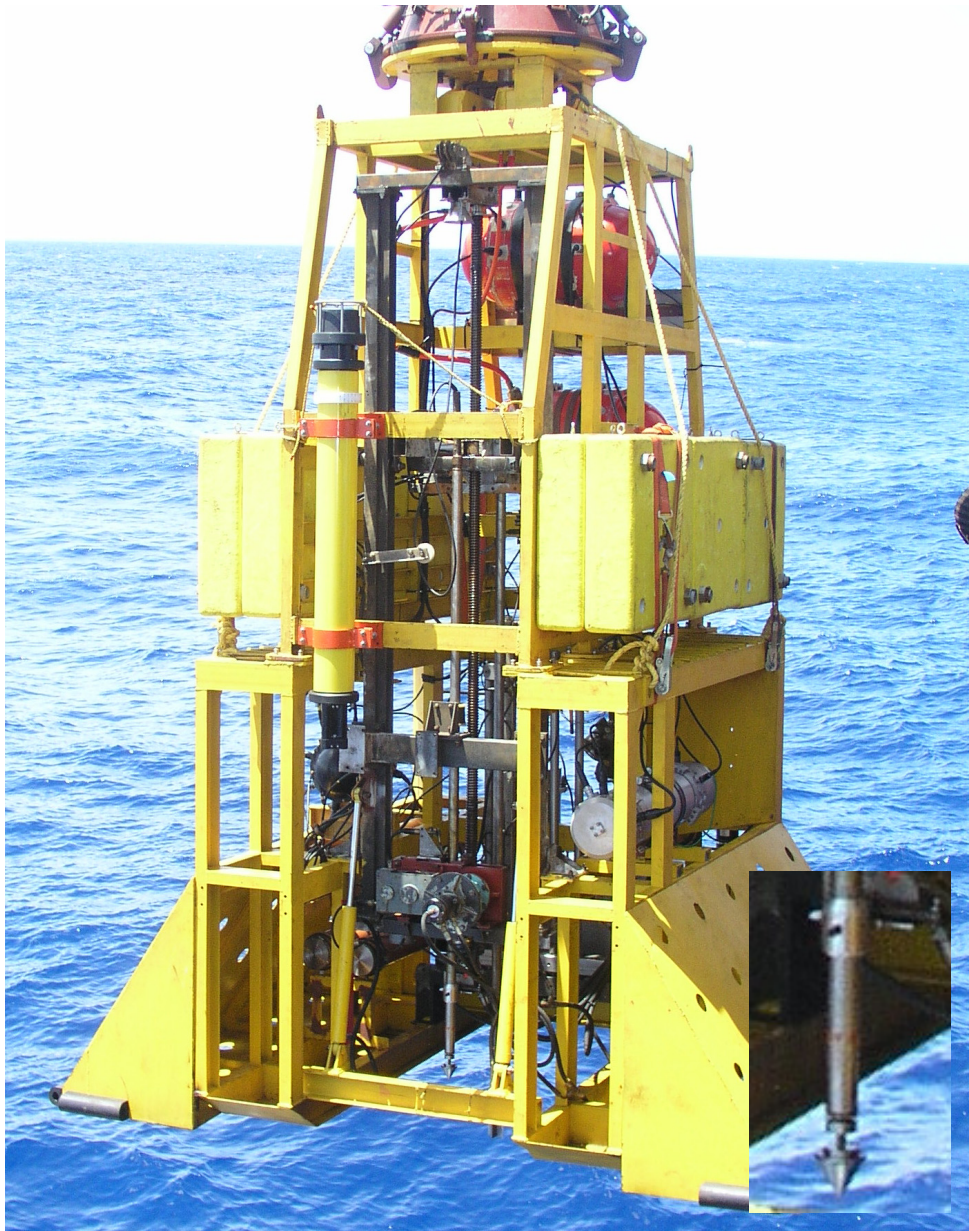


Bild 2.9: Bodentestgerät NIOT

Obwohl Scherring und Raupensegment hinsichtlich der geometrischen Verhältnisse und der Verformungsmechanismen einer Fahrwerksraupe näher kommen als die Drucksondierung, sind sie bisher noch nicht für bodenmechanische Messungen in der Tiefsee eingesetzt worden. Scherring- und Raupensegmentmessungen werden im Rahmen dieser Arbeit im Labor durchgeführt.

Ferner werden hier noch das „Freefall-Penetrometer“ (Produktname: Sting MKII) /21/ und das Marchetti Dilatometer, sowie Bender-Elemente kurz erwähnt. Das Freefall Penetrometer dringt nach seinem vertikalen Fall durch das Wasser in den Meeresboden ein. Die gemessene Bremsbeschleunigung während des Eindringens in den Boden ist ein Maß für die Festigkeit des Bodens. Das beschriebene Freefall Penetrometer wird als in situ Messgerät bereits verwendet, allerdings bisher nicht in großen Wassertiefen.

Das Marchetti Dilatometer (DMT) /22/ wird mit konstanter Geschwindigkeit an einem Gestänge in den Boden gedrückt. Dabei wird mit einer Stahlmembran, die seitlich und damit parallel zur Bewegungsrichtung in der meißelähnlichen Spitze angebracht ist, die Scherbeanspruchung während des Eindringens in den Boden gemessen. In der gewünschten Messtiefe im Boden wird die dünne Stahlmembran durch eine pneumatische Einrichtung nach außen gewölbt. Nach dem Prinzip der horizontalen Aufweitung sind auf diese Weise der Steifemodul und die Scherfestigkeit als Größen zur Bestimmung der Bodenfestigkeit ableitbar /23/. In situ Anwendungen in der Tiefsee sind nicht bekannt.

Mit den Bender-Elementen wird der Schubmodul des Bodens bei kleinen elastischen Verformungen/Dehnungen von  $\varepsilon \approx 0,001\%$  gemessen /24/. Zwei piezokeramische Elemente werden auf gegenüberliegenden Seiten der zu untersuchenden Bodenprobe angebracht, wobei ein Element als Sender von Schwingungsimpulsen und das andere als Empfänger arbeitet. Aus der Wellengeschwindigkeit in der Bodenprobe wird der maximale Schubmodul abgeleitet. Der maximale Schubmodul ist proportional zum Quadrat der Geschwindigkeit der Schwingungsimpulse.

Die beschriebenen mechanischen Messgeräte zur Bestimmung bodenmechanischer Parameter erlauben verfahrensbedingt nur punktuelle Untersuchungen. Für die riesi-



gen Flächen, die für den Manganknollenabbau untersucht werden müssen, liefern sie unverzichtbare punktuelle Ergebnisse, die für eine flächendeckende Beurteilung des Bodens mit akustischen Methoden kombiniert werden können.

Mit dem sog. Side-Scan-Sonar werden die Topografie und die Manganknollenbelegungsichte der interessierenden Flächen aufgenommen und mit dem sog. Sub-Bottom Profiler wird die vertikale Sedimentschichtung im Boden vermessen. Beim Side-Scan-Sonar werden Schallimpulse am Meeresgrund reflektiert. Aus Messungen der Laufzeitdifferenzen zwischen ausgehenden Signalen und den empfangenen Echos und der Stärke der eingehenden Signale (engl. backscatter) lässt sich der Meeresgrund vermessen. Beim Sub-Bottom Profiler werden die Schallimpulse, ähnlich wie bei seismischen Messungen, allerdings ohne direkte Bodenberührung der Schallquelle in den Boden eingeleitet. Aus dem rücklaufenden Echo kann die Bodenschichtung bestimmt werden. Die Genauigkeit der Messungen hängt von ihrer Reichweite ab. Je kürzer die Reichweite, desto größer ist die Auflösung und damit die Genauigkeit der Messung. Messgenauigkeiten im Zentimeterbereich werden je nach Anwendungsbereich realisiert /25/. Neuere technische Entwicklungen erlauben aus den Wellengeschwindigkeiten mittlerweile eine Sedimentklassifizierung mit Hilfe des Sonar. Fels, Sand, Lehm, Ton und weitere Bodenarten können anhand ihres spezifischen Echos erkannt werden.

Die interessierenden Bodeneigenschaften wie die Scherfestigkeit des Tiefseebodens können derzeit mit hinreichender Genauigkeit nur mit mechanischen in situ Sonden gemessen werden. Deswegen sind die mit dem Sonar klassifizierten Sedimente anhand von mechanischen in situ Sondierungen zu kalibrieren („Ground Truthing“).

### **2.3 Aufgabenstellung**

Für die Beurteilung der Befahrbarkeit des Tiefseebodens soll ein Konzept entwickelt werden, das die spezifischen Gegebenheiten des Tiefseebodens, des Fahrzeuges und der Messgeräte zur Bestimmung der notwendigen bodenmechanischen Größen berücksichtigt.

Anhand der bodenmechanischen Grundlagen und der gängigen Messverfahren sollen Laborversuche durchgeführt werden. Als Tiefseeboden-Ersatz werden homogenisierte

Bentonit / Wasser-Gemische mit definiertem Wassergehalt verwendet. Die Messgeräte sind, soweit sie für diese Versuche nicht marktgängig sind, eigens zu entwickeln. Systematisch angelegte Laborversuche sollen darüber hinaus Aufschluss geben, welche Messgeräte für den in situ Einsatz vorzuschlagen sind. Dabei ist besonderer Wert auf die quantitative Übertragbarkeit der Messergebnisse auf die Fahrzeug / Boden – Interaktion zu legen.

Das Verhalten des Bodens unter den Beanspruchungen der Messsonden sowie auch der Fahrraupe sind mathematisch zu formulieren. Die aufzustellenden Funktionen haben mehrdimensionalen Charakter, und zu ihrer Anwendung sind die verschiedenen Einflüsse mathematisch – analytisch in leicht verständlicher Weise einzubinden.

Bereits bestehende Ansätze ähnlicher Art zeigen unbefriedigende Ergebnisse. Teilweise sind sie unvollständig und enthalten Risiken für die Nutzenanwendung und teilweise werden die Potentiale des Bodens nicht ausgeschöpft. Mit dem hier aufzustellenden Algorithmus soll ein Verfahren entwickelt werden, das speziell für selbstangetriebene Raupenfahrzeuge auf extrem weichem bindigen Tiefseeboden anwendbar ist. Die hier interessierende Befahrbarkeitsgrenze des Bodens hängt nicht allein von der Bodenfestigkeit sondern auch von der Fahrzeugkonstruktion ab. Hierbei sind nicht zuletzt die erforderlichen Traktionskräfte zu berücksichtigen, die dem System Boden / Fahrzeug zur Erfüllung der Fahrzeugmission abverlangt werden.

Der Algorithmus soll anhand von Laboruntersuchungen verifiziert werden. Für in situ Bedingungen wird der Algorithmus mit Bodenkennwerten bedient, die aus in situ Bodensondierungen am vorgesehenen Einsatzort im Voraus zu ermitteln sein werden. Damit wird der Algorithmus zu einer wichtigen Komponente eines Fahrzeugkontrollsystems, das hier aber nicht Gegenstand der Untersuchungen ist.

## 3 Bodenmechanik

### 3.1 Tiefseesedimente - Beschreibung

Die Tiefseesedimente in den interessierenden Gebieten sind im Wesentlichen durch zwei Eigenschaften gekennzeichnet. Einerseits sind sie sehr weich und zum anderen verfügen sie über thixotrope Eigenschaften.

Allgemein bestehen Sedimente aus Feststoffen, die durch Wasser, Eis oder Luftbewegungen transportiert werden. Je größer die einzelnen Sedimentteilchen sind, desto schneller lagern sie sich ab. Dies bedeutet für die marinen Sedimente, dass die groben Sedimentteilchen sich in den Mündungsbereichen der Flüsse und in Küstennähe ablagern. Die Sedimente der großen, weit vom Land entfernten Tiefseeebenen sind dagegen sehr feinkörnig.

Die beiden wichtigsten Gebiete mit höffigen Manganknollenlagerstätten werden bezüglich der vorkommenden Bodenarten kurz beschrieben. Im Abbaugbiet, das von der Republik Indien beansprucht wird (im Indischen Ozean ca. 2700 km südlich des indischen Subkontinentes, 10-16° südlicher Breite, 73-79° östlicher Länge /26/), bestehen die Sedimente hauptsächlich aus Tonen mit einem hohen Siliziumanteil und 10 – 20 % biogenen Bestandteilen (Radiolarienschlamm) /27/.

In der Clarion Cliperton Fracture Zone (CCFZ), in der die beiden deutschen Anspruchsgebiete liegen, bestehen die Tiefseeböden nach Özkara /28/ aus den drei Hauptbestandteilen Tiefseeton, Radiolarienschlamm und Kalkschlamm. Die meisten Tiefseetone wiederum bestehen aus den Tonmineralien Montmorillonit, Illit, Kaolinit /29/, deren chemische Zusammensetzung im Anhang 3.1 aufgeführt ist.

Für die mechanischen Eigenschaften der Tiefseesedimente sind die Korngröße, das Material, aus dem die Sedimentkörner bestehen, der Wassergehalt und die Zusammensetzung des Meerwassers bestimmend. Bei den Tonmineralen bedingt die Korn-

struktur die bindigen Eigenschaften. Die auch als Schichtkristalle bezeichneten Bodenteilchen sind durch die Fähigkeit der Aufnahme von Ionen und Wassermolekülen gekennzeichnet. Bild 3.1 zeigt den prinzipiellen Aufbau der Schichtkristalle mit Ladungsverteilung und das Prinzip der Anlagerung der Schichtkristalle aneinander im ungestörten Boden. Durch den positiven Ladungsüberschuss an den Kanten lagern sich die Kanten an den Flächen der Nachbarkristalle an. Dadurch entsteht eine „Kartenhaus“-Struktur /30, 31/.

Die Anlagerung der einzelnen Bodenteilchen aneinander wirkt sich makroskopisch als Kohäsion des Bodens aus, welche die mechanische Festigkeit des feinkörnigen Tonmineralbodens ausmacht. Bei plastischer Verformung wird die Kartenhausstruktur gestört, und man kann sich den Anteil an Flächen-Kanten-Paaren als abnehmend vorstellen. Bei Zerstörung der Kartenhausstruktur folgt die Ausrichtung der Bodenteilchen in Scherrichtung, wobei der Anteil der sich abstoßenden Fläche-Fläche-Paarungen zunimmt. Dadurch sinkt die Bodenfestigkeit auf die Restscherfestigkeit ab.

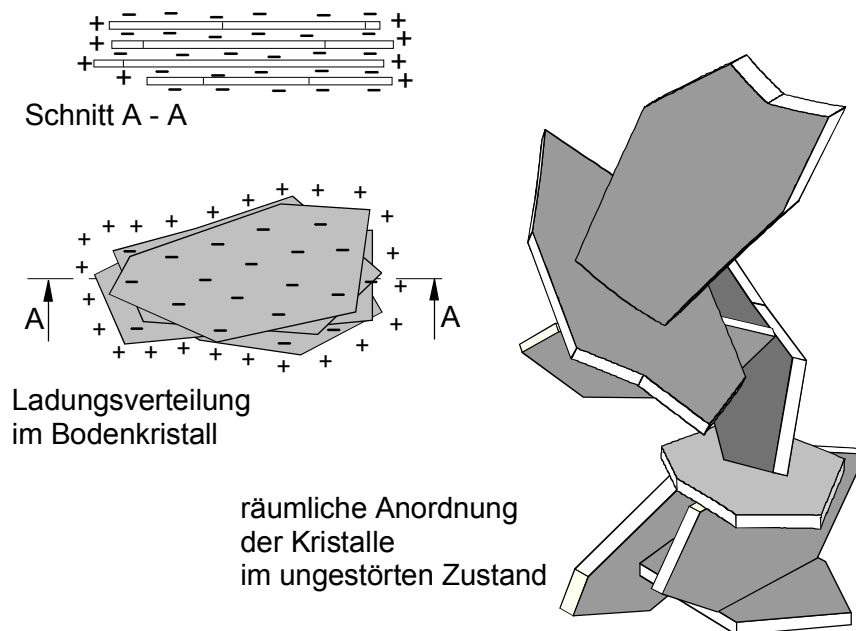


Bild 3.1: Kristall mit Ladungsverteilung und Bodenstruktur (in Anlehnung an /30/)

Ein Boden, der infolge mechanischer Verformung oder Erschütterung seine Festigkeit verliert, wird hier als thixotrop bezeichnet. Ein Maß für die Thixotropie ist die Sensitivität eines Bodens. Sie ist das Verhältnis von der Festigkeit des ungestörten Bodens zu der Festigkeit des gestörten Bodens /32/. Dem Abbau von internen Strukturen kann der vollständige Wiederaufbau der Strukturen in der Ruhephase folgen /33, 34/.

Zu erwähnen sei hier noch der Begriff der Strukturviskosität. Er kennzeichnet die Abnahme der Zähigkeit mit wachsender Schergeschwindigkeit oder mit wachsender Scherrate /34/. Die Scherrate bezeichnet hierbei das Schergeschwindigkeitsgefälle benachbarter Bodenzonen bei scherender Verformung. Thixotrope und strukturviskose Effekte lassen sich bei der Verformung des Bodens mit bodenmechanischen Messgeräten nicht genau voneinander trennen. Im Rahmen dieser Arbeit wird die Thixotropie als bestimmende Eigenschaft des Bodens angesehen.

Neben den bindigen Tonmineralien gibt es auch die „Tone“, die nichtbindiges Verhalten aufweisen. Bei solchen Bodenteilchen, die neben organischen Resten auch im Tiefseeboden vorliegen, handelt es sich hauptsächlich um physikalisch zerkleinerte, unzersetzte feinste Gesteinsfragmente mit keinen oder nur schwach bindigen Eigenschaften im gröberen Bereich /35/. Unterhalb einer Korngröße von 2  $\mu\text{m}$  beginnen Haftkräfte auch bei eigentlich nichtbindigen Böden zu wirken. Bild 3.2 zeigt eine Einteilung von Sedimenten nach Korngrößen.

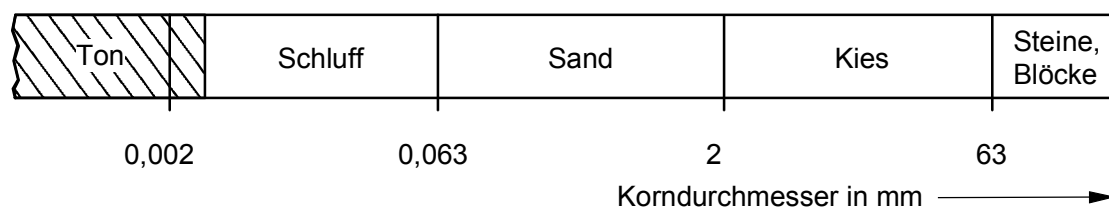


Bild 3.2: Einteilung von Boden nach der Korngröße /DIN EN ISO 14688-1/

Bild 3.3 zeigt typische Verläufe von Flügelscherversuchen mit Tiefseesedimenten aus dem Peru-Becken /36/, die ausgeprägte thixotrope Eigenschaften zeigen. Dem starken Anstieg der Scherspannung im Anfangsbereich folgen mit zunehmendem Scherweg eine Abnahme der Steigung bis zum Spannungsmaximum, der vollständige Bruch des Bodens und der anschließende Abfall der Scherspannung bis auf die Restschersfestig-

keit. Die charakteristischen Merkmale der Scherwiderstands-Verformungs-Diagramme  $\tau_s(x_s)$  von Flügelscherversuchen gelten im Prinzip auch die anderen untersuchten Messverfahren.

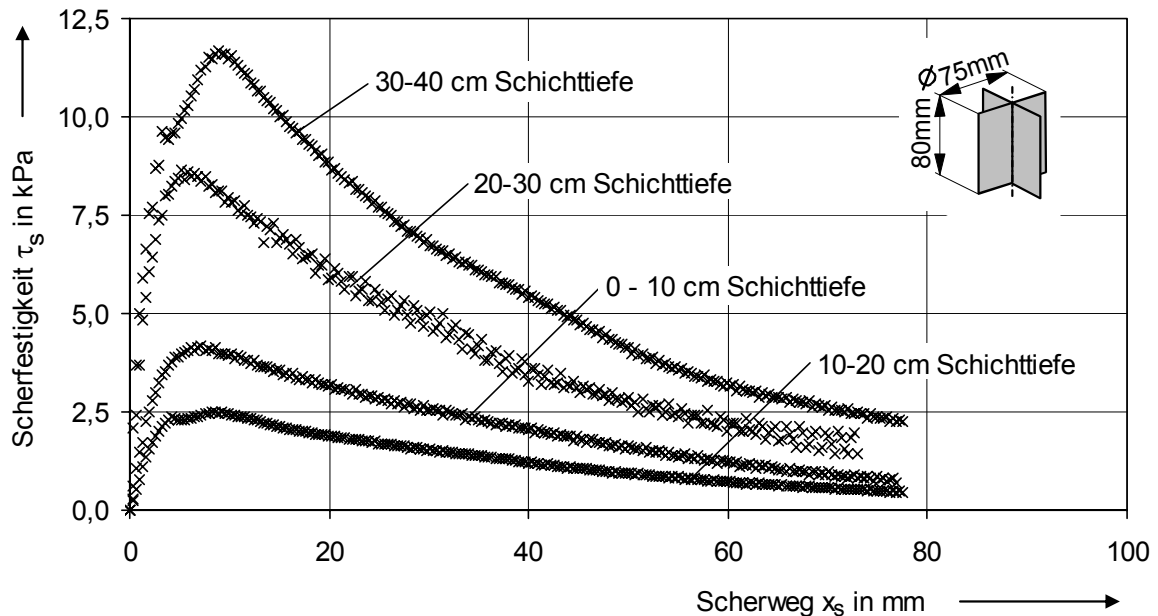


Bild 3.3: Scherwiderstandsverlauf über dem Scherweg (Flügelscherversuche an Tiefseesediment /36/)

Anfangs steigt der Scherwiderstand bei kleinen Verformungen steil an (elastisches Gebiet), und nach geringer weiterer Verformung wird der Maximalwert erreicht, der hier Scherbruchfestigkeit  $\tau_B$  beim Scherweg  $x_B$  genannt wird. Im anschließenden Gebiet der Gleitfestigkeit geht der Scherwiderstand asymptotisch in die Restscherscherfestigkeit  $\tau_R$  über. Die Verläufe der Kurven in Bild 3.3 sind charakteristisch für feinkörnige bindige Böden.

Im Anhang 3.2 sind Scherfestigkeitsangaben von verschiedenen Autoren aus Messungen an Proben von Tiefseesedimenten verschiedener Regionen angegeben. Lettau /37/ gibt drei verschiedene Festigkeitsverläufe von pazifischen Sedimenten in Abhängigkeit der Bodentiefe an:

- „Geringe Festigkeit mit schwacher Zunahme in Tiefenrichtung,
- hohe Festigkeit mit starker Zunahme in Tiefenrichtung,
- geringe Festigkeit an der Oberfläche mit schwachem Anstieg bis zu einer Sprungschicht, unter der hohe Festigkeiten mit großem Gradienten einsetzen.“

Die Beschreibung von Lettau ist typisch, aber nicht allgemein gültig. Besonders bei den von Khadge /27/ untersuchten Böden im Zentralindischen Becken gibt es über der Bodentiefe stark schwankende Scherfestigkeitsverläufe. Dort befinden sich in Bodentiefen von drei bis fünf Metern solche Unterböden, die nur Scherfestigkeiten von unter 2 kPa aufweisen, obwohl in den Oberschichten Scherfestigkeiten von über 8 kPa gemessen wurden. Im Grenzbereich zwischen Bodenoberfläche und Meerwasser misst Khadge auch Bereiche mit Scherfestigkeiten, die unter 1 kPa liegen und somit bereits als semi-liquide Grenzschichten zu bezeichnen sind.

### **Gase in Tiefsee-Sedimenten**

Menge und Zustand von Gasen in marinen Sedimenten können sich in den unterschiedlichen Regionen stark voneinander unterscheiden. Dabei haben Ausgasungen aus Bodenproben bindiger Böden einen stärkeren Einfluss als bei nicht bindigen Böden. Die Ausgasung nicht bindiger Böden verändert die Festigkeit des Bodens bei konstantem Umgebungsdruck kaum, da sich die Konsolidierung des Bodens nach der Veränderung durch die Ausgasung sehr schnell vollzieht. „Der Zeiteinfluss spielt bei nicht bindigen Böden kaum eine Rolle“ /38/. Nichtbindige Böden befinden sich aber hauptsächlich in flacheren Meeresgebieten. Bei den hier interessierenden bindigen Böden dauert die Konsolidierung und damit die Wiederherstellung der ursprünglichen Werte wesentlich länger.

Nach Kaplan /39/ kann Gas in Meeressediment verschiedene Ursprünge haben: Atmosphärisches Gas, das während der Sedimentation aus dem Seewasser angelagert wurde; Gas als biologisches Zerfallsprodukt, Gas-Diffusion aus anderen Bodenschichten und Gase, die aus vulkanischen oder geothermalen Prozessen hervorgegangen sind.

Die Hauptursache für die Produktion von Gasen in Meeressedimenten ist nach Kaplan der biologische Zerfall. Der in den oberen Schichten vorhandene Sauerstoff ( $O_2$ ) wird verbraucht und bewirkt die Produktion von Kohlendioxid ( $CO_2$ ). Unterhalb dieser Schicht wird das in geringen Mengen im Meerwasser vorhandene Nitrat ( $NO_3$ ) zu molekularem Stickstoff ( $N_2$ ) denitrifiziert. Wiederum unterhalb dieses Bereiches sind die Sedimente anoxisch und setzen durch Gärungsprozesse kontinuierlich Kohlendioxid und Wasserstoff ( $H_2$ ) frei. Der Wasserstoff reagiert mit dem im Sediment gelösten

Schwefel zu Schwefelwasserstoff ( $\text{H}_2\text{S}$ ). Dieses hochreaktive Gas reagiert mit den Mineralien und bildet Eisensulfide, die als unlösliche Niederschläge ausfallen. Der dabei frei werdende Wasserstoff wird von Bakterien zu Methan ( $\text{CH}_4$ ) umgesetzt.

Exakte Angaben über die im Sediment enthaltenen Gasvolumina liegen nicht vor /37/. Im Anhang 3.3 sind Abschätzungen der Gleichgewichtskonzentrationen der wichtigsten Gase in Meeressedimenten bei angenommenen Umgebungsbedingungen (nach dem Herausheben der Sedimentprobe) von 1 bar und 20 °C angegeben.

Bei der Ausgasung von Sedimenten gibt es Phänomene, wie z.B. Kohlendioxid-Blasen, sogenannte „popping sediments“, bzw. „popping rocks“, aus denen so viele Gase frei werden, dass sie bei der Dekompression auf Atmosphärendruck aufschäumen bzw. zerplatzen.

Außerdem ordnen sich unter bestimmten thermodynamischen Bedingungen Gas- und Wassermoleküle derart an, dass eine feste Phase aus Methan und Wasser gebildet wird. Solche Gashydrate treten häufig und in großen Mengen auf. Bei Änderung der Umgebungsbedingungen z.B. durch Dekomprimierung oder Temperaturerhöhung zerfällt das Hydrat wieder in seine flüssigen und gasförmigen Bestandteile. Dabei kann es auch in schwachen Hanglagen zu Bodenlawinen kommen.

### **In situ Messungen versus Labormessungen**

In situ Messungen haben gegenüber Labormessungen den entscheidenden Vorteil, dass der Boden am Messort nahezu in seinem ungestörten natürlichen Spannungszustand ansteht, der sich im Laufe der Sedimentation entwickelt hat. Im Boden vorhandene Gase verändern bei konstanten Umgebungsdruckverhältnissen ihren Aggregatzustand nicht, bzw. bleiben im Boden gelöst.

Cochonat et al. /40/ berichtet über in situ Scherfestigkeitsmessungen an Tiefseeböden in der Clarion-Clipperton Bruchzone in einer Wassertiefe von 5000 Metern. Vergleichsmessungen im Labor an Proben vom selben Tiefseeboden zeigen erhöhte Streuungen der Messergebnisse bei den Labormessungen (siehe Anhang 3.4).



Durch das Heraufholen einer Probe vom Meeresgrund wird die Probe auf atmosphärischen Druck entspannt und es kommt zusätzlich während des Hievens zu einer Temperatur- und Druckangleichung an die Umgebung. In Folge der Ausgasung wird die ursprüngliche Struktur des Bodens gestört. Eine Messung z.B. des Scherwiderstandes solcher Proben kann stark von in situ Messwerten abweichen und damit die notwendige Information über die Festigkeit des Meeresgrundes verlieren. Weitere Störungen der Struktur von Bodenproben finden bei der Probenentnahme (mechanische Störung) selbst statt. „Als besonderer Vorteil der in situ Sondierungen ist hervorzuheben, dass die Untersuchungen in natürlich anstehenden Böden ausgeführt werden“ /41/.

In situ Messungen sind im Hinblick auf den Betrieb des Fahrzeuges auf dem Meeresboden anwendungsbezogen und zweckmäßiger als Labormessungen an Tiefseeproben.

### 3.2 Bodenmechanische Kennwerte und Messverfahren

Reale Fahrzeugtests auf dem interessierenden Boden liefern Informationen über die Fahrzeug-Boden-Interaktionen, die für die Befahrbarkeit des Bodens bestimmend sind. Die wichtigsten bodenmechanischen Systemkennwerte sind:

- Scherfestigkeit des Bodens an der Raupenkontaktfläche, die für die Traktionskraft maßgebend ist,
- Vertikale Belastbarkeit des Bodens an der Grundbruchgrenze, die die statische Tragfähigkeit unter der Raupenaufstandfläche ausmacht.
- Sofort-Setzungs-Verhalten des Bodens, das für die Einsinkung des Fahrzeuges maßgebend ist
- Dynamisches Einsinkverhalten durch Schlupfeinsinkungen

Alle diese Systemkennwerte sind von komplexer Art, und sie lassen sich nicht unmittelbar mit elementaren Bodentests ermitteln. Vielmehr sind die Ergebnisse aus den bekannten elementaren Messungen heranzuziehen, um hieraus anhand klassischer und modifizierter Theorien aussagekräftige Systemkennwerte zu formulieren.

Die Grundlagen der interessierenden Messverfahren sind aus der Spannungsmechanik bekannt. Die Spannungsdefinitionen für die vertikale Belastung des Bodens und für die Scherbeanspruchung an den Kontaktebenen eines Raupensegmentes sind nach Bild

3.4 definiert. Beim realen Fahrzeug ist die Raupenaufstandsfläche, die für die vertikale Belastung des Bodens maßgebend ist, durch Raupenbreite und Aufstandslänge definiert, beim Raupensegment durch Segmentlänge und Segmentbreite.

$$p_v = \frac{F_{v,FZ}}{2 \cdot b_{RP} \cdot l_{Af}} = \frac{F_{v,RS}}{b_{RS} \cdot l_{RS}}, \quad (3.1)$$

mit  $p_v$  = vertikale Bodenbelastung  
 $F_{v,FZ}$  = Vertikalkraft durch Fahrzeuggewicht  
 $b_{RP}$  = Raupenbreite  $l_{Af}$  = Aufstandslänge der Raupen  
 $F_{v,RS}$  = Vertikalkraft durch Raupensegmentgewicht  
 $b_{RS}$  = Breite des Raupensegmentes  
 $l_{RS}$  = Länge des Raupensegmentes

Die für die Scherbeanspruchung maßgebenden Kontaktflächen sind die Aufstandsfläche des Raupensegmentabschnittes, dessen Scherkraft bei Horizontalverschiebung gemessen wird, zuzüglich der seitlichen Scherflächen rechts und links dieses Abschnittes. Die seitlichen Scherflächen sind durch die Höhe der Stege und die Länge des Raupensegmentes definiert. Dadurch ergibt sich die Scherspannung zu

$$\tau_s = \frac{F_h}{A_{s,RS,mess}} = \frac{F_h}{l_{RS,mess} \cdot (b_{RS} + 2 \cdot h_{RS})}, \quad (3.2)$$

mit  $\tau_s$  = Scherspannung,  
 $A_{s,RS,mess}$  = Messscherfläche am Raupensegment,  
 $F_h$  = Horizontalkraft,  
 $h_{RS}$  = Höhe des Raupensegmentes  
 und  $l_{RS,mess}$  = Messlänge des Raupensegmentes.

Die Horizontalverschiebung ist eine Folge des Raupenschlupfes, der entgegen der Fahrtrichtung als Traktionsschlupf auftritt. In den Scherflächen seitlich und unter dem Raupensegment tritt eine tangentielle Gleitung auf. Die damit einhergehende Scherkraft  $F_h$  ergibt sich aus der horizontalen Scherspannung  $\tau_s$  und der Größe der Kontaktflächen seitlich und unter dem Raupensegment.

$$F_h = \tau_s \cdot l_{RS,mess} \cdot (b_{RS} + 2 \cdot h_{RS}) \quad (3.3)$$

Die Scherspannung  $\tau_s$  hängt von verschiedenen Einflussgrößen ab.

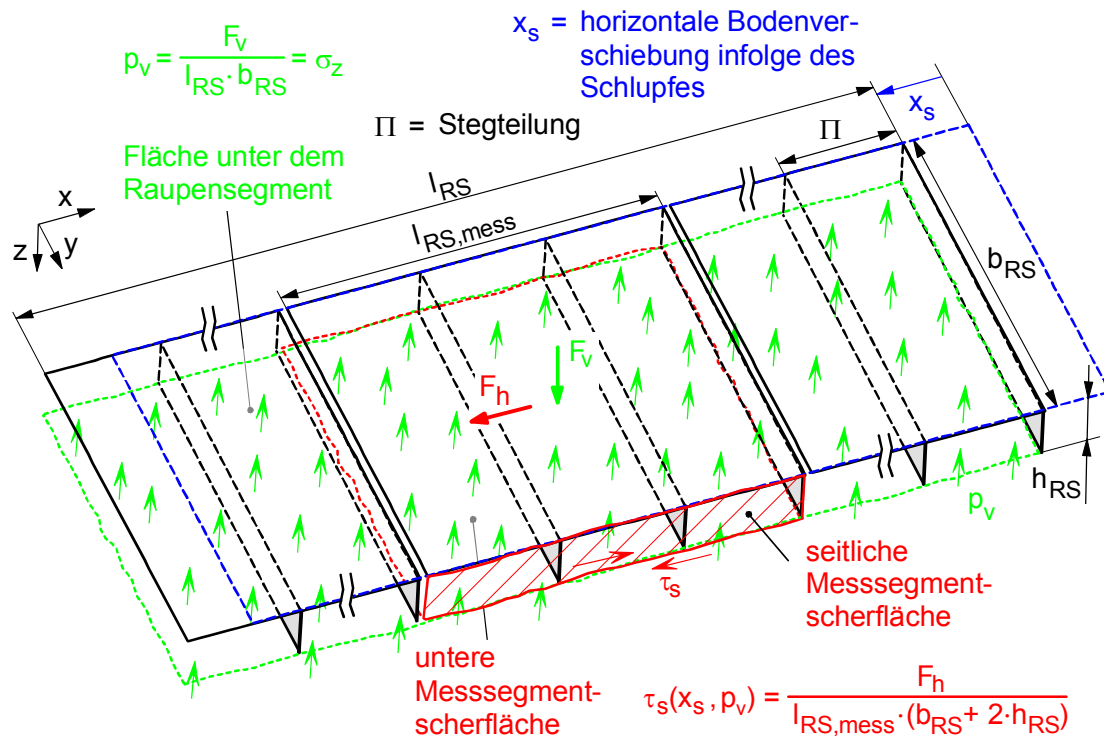


Bild 3.4: Raupensegment

Ein weiterer Kennwert ist die vertikale Bodenbelastbarkeit an der Grundbruchgrenze  $\sigma_{GB}$ . Die vertikale Grundbruchspannung  $\sigma_{GB}$  hängt stark von der Scherbruchfestigkeit  $\tau_B$  ab. Der Grundbruch tritt ein, wenn die vertikale Bodenbelastung  $p_v$  den Wert der Grundbruchspannung  $\sigma_{GB}$  erreicht (DIN 4017).

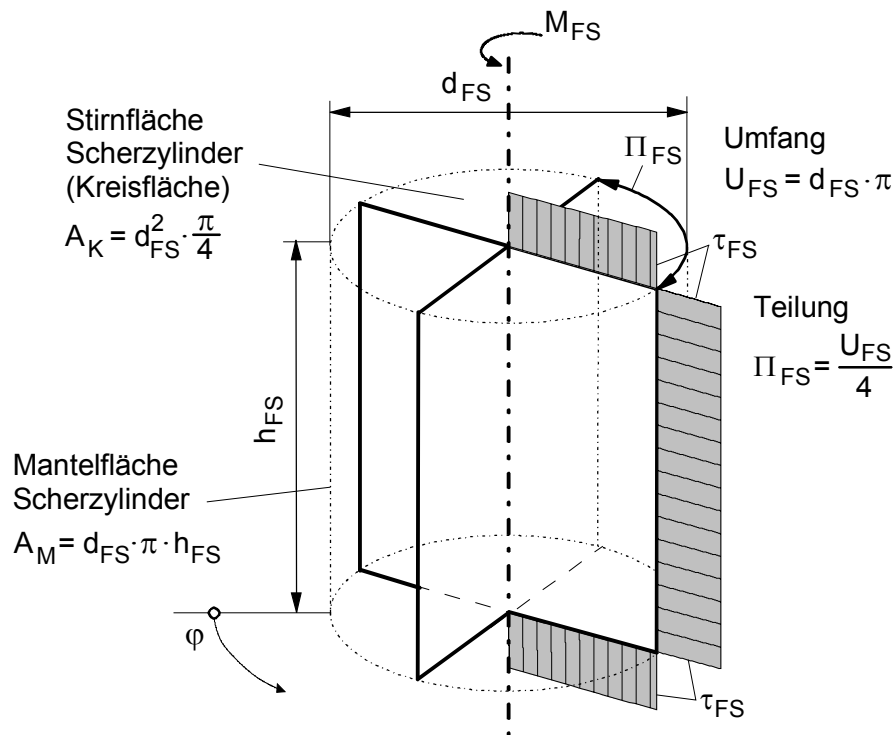
$$p_v \geq \sigma_{GB} \quad \text{Grundbruchkriterium} \quad (3.4)$$

mit  $\sigma_{GB} =$  Grundbruchspannung, Grundbruchwiderstand

Ein Sicherheitsfaktor der den Grundbruchwiderstand und die Bodenbelastung  $p_v$  ins Verhältnis setzt, wird in Kapitel 6, Traffikabilitätsbeurteilung, gebildet, weshalb hier auf einen Sicherheitsfaktor und Teilsicherheitsbeiwerte verzichtet wird. Neben der möglichen Einsinkung des Bodens infolge eines Grundbruches erfolgt auch eine Einsinkung, bzw. Setzung des Bodens durch Konsolidierung. Der Vorgang der Setzung ist sehr zeitabhängig, wobei für das Überfahren im Unterschied zu Fundamentsetzungen von Bauwerken hauptsächlich die Sofort-Setzung interessiert. Die elementaren Messverfahren und die damit ermittelten bodenmechanischen Kennwerte werden im Folgenden beschrieben.

### 3.2.1 Flügelscherversuch nach DIN 4094-4, DIN EN ISO 22476-9

Am einfachsten zu handhaben ist der Versuch mit der Flügelschersonde. Hiermit können Scherfestigkeitswerte in situ oberflächennah und auch in tieferen Bodenschichten gemessen werden (Bild 3.5). Der bodenberührende Teil der Sonde besteht aus vier gleich großen miteinander verbundenen rechteckigen Scherflügeln, die jeweils senkrecht zueinander stehen. Die Scherflügel werden entlang ihrer Längsachse in den Boden gefahren.



$d_{FS}$  = Durchmesser des Scherzylinders

$h_{FS}$  = Höhe des Scherzylinders

$\tau_{FS}$  = Scherspannung am Scherzylinder

$M_{FS}$  = Drehmoment an der Flügelschersonde

Bild 3.5: Prinzip des Flügelscherversuches

Zur Bestimmung von Scherspannungs-Scherweg-Beziehungen wird die Sonde mit konstanter Geschwindigkeit gedreht, wobei das durch den Scherwiderstand entstehende Drehmoment gemessen wird. Beim Drehen der Flügelschersonde wird der Boden näherungsweise in Form eines Zylinders abgeschert. Für die Mantelflächen ist die Annahme einer örtlich konstanten Scherspannung plausibel, die Spannungsverteilung an

den Stirnflächen ist dagegen problematisch. Je kleiner jedoch das Verhältnis des Flügeldurchmessers zur Flügelhöhe  $d_{FS}/h_{FS}$  ist, desto geringer wird der Fehlereinfluss aus der nicht bekannten Spannungsverteilung an den Stirnflächen.

Nach DIN EN ISO 22476-9 wird von einer Rechteckverteilung der Scherspannungen (auch an den Stirnflächen) des Zylinders ausgegangen. Mit dem gemessenen Drehmoment unter der Annahme einer gleichförmigen Spannungsverteilung (sicherer Ansatz gegenüber einer Dreiecksverteilung an den Stirnflächen) wird die Scherspannung  $\tau_{FS}$  angegeben.

$$\tau_{FS} = \frac{2 \cdot M_{FS}}{\pi \cdot \left( h_{FS} \cdot d_{FS}^2 + \frac{d_{FS}^3}{3} \right)} \quad (3.5)$$

Die Tiefenlage des Messortes im Boden hat Einfluss auf die in situ Scherfestigkeit. Im Allgemeinen liegt ein Anstieg über der Messtiefe vor. Wegen der älteren Ablagerung der tiefer liegenden Sedimente ist die Kornstruktur fester. Die in Bild 3.3 dargestellten Messergebnisse zeigen nur den Struktureinfluss. In größeren Messtiefen  $z$  wirkt sich auch der Schwerkrafteinfluss auf die vertikale Bodennormalspannung aus, die durch den Term

$$\sigma_v(z) = \gamma \cdot z \quad (3.6)$$

mit  $\gamma$  = Bodenschwerkraft,  
 $z$  = Messtiefe,

beschrieben wird.

Mit dem Bodendruck aus der Auflast der Raupe nach Gl. (3.1) ergibt sich der vertikale Gesamtdruck an der Kontaktfläche Fahrzeug/Boden. Infolge der Druckausbreitung im Halbraum unter der Kontaktfläche, hängen die Druckspannungen  $\sigma_{p,v}(z)$  auch von den Ortskoordinaten  $x$ ,  $y$  und  $z$  ab, wie weiter unten dargestellt wird. Der Gesamtdruck ergibt sich zu

$$\sigma_v(z) = \sigma_{p,v}(z) + \gamma \cdot z \quad (3.7)$$

### 3.2.2 Scherring-Versuch

Wegen des erheblichen Einflusses des vertikalen Bodendruckes auf das Scher- und Einsinkverhalten führte Bekker /20/ eine Flügelschersonde mit einem Ring ein, über den vertikale Lasten aufgebracht werden können (Bild 3.6).

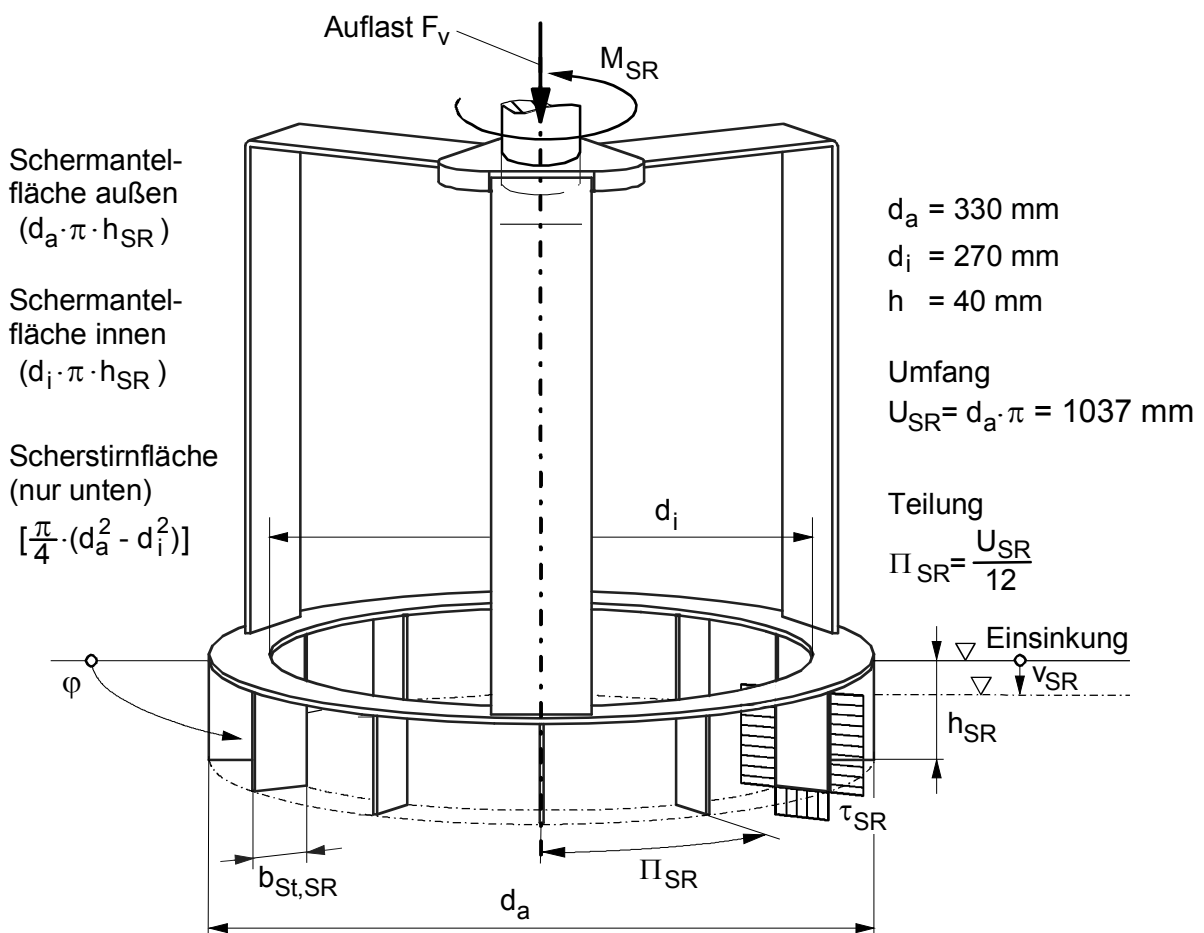


Bild 3.6: Scherringsonde (an Tiefseeboden-Ersatz angepasst)

Das Scherring-Messgerät besteht aus einem flachen Ring, der mit Querstegen versehen ist. Die Stege werden vollständig in den Boden eingedrückt bis der Ring auf dem Boden aufliegt. Durch Drehen des Scherrings wird der Boden unterhalb und seitlich der Stege abgeschert. Das dabei auftretende Drehmoment wird über dem Drehwinkel, bzw. über dem Scherweg aufgezeichnet.

Unter der Annahme einer gleichmäßigen Spannungsverteilung an den Scherflächen ergibt sich aus dem gemessenen Drehmoment  $M_{SR}$  mit den geometrischen Größen der Sonde der Scherwiderstand

$$\tau_{SR} = \frac{4 \cdot M_{SR}}{\pi \cdot \left[ \frac{1}{3} \cdot (d_a^3 - d_i^3) + h_{SR} \cdot (d_a^2 + d_i^2) \right]} \quad (3.8)$$

Die Auflast  $F_v$  wird bei den normalerweise kraftgeregelten Systemen konstant gehalten. Die vertikalen Bodenbelastungen  $p_v = p_{SR}$  werden für den Scherring wie folgt berechnet:

$$p_{SR} = \frac{F_v}{\frac{\pi}{4} \cdot (d_a^2 - d_i^2)} \quad (3.9)$$

Infolge der Bodenverdrängung während der Drehung nimmt die Einsinkung  $v_{dyn,SR}$  zu. Diese dynamische Einsinkung wird ebenfalls über dem Drehwinkel aufgezeichnet. Die Scherringsonde verhält sich damit analog zur Fahrraupe mit Antriebsschlupfeinsinkung.

### 3.2.3 Lastplattenversuch

Im Lastplattenversuch werden die Bodensetzungen  $v$  unter vertikaler Auflast der Lastplatte ermittelt. Für Böden werden nach DIN 18134 steife Lastplatten mit kreisförmigen Kontaktflächen eingesetzt. Der Bodendruck (Kontaktspannung) unter der Kontaktfläche wird mit der Auflast  $F_v$  bestimmt zu

$$p_{LP} = \frac{F_v}{d_{LP}^2 \cdot \frac{\pi}{4}} \quad (3.10)$$

Gemessen wird die Funktion der Einsinkung der Lastplatte in Abhängigkeit von der Kontaktspannung. Diese Funktion wird nach DIN 18134 durch Polynome zweiter Ordnung approximiert und es werden daraus die Verformungsmodule  $E_v$  ermittelt.

$$v_{LP} = C_{LP,0} + C_{LP,1} \cdot p_{LP} + C_{LP,2} \cdot p_{LP}^2 \quad (3.11)$$

Im Unterschied zur Konsolidierung des Bodens nach Terzaghi /42/ für lange Setzungszeiten, die für den Grundbau von Bauwerken von Bedeutung ist, interessieren hier insbesondere kurzzeitige Bodenbelastungen, in denen hauptsächlich die Sofortsetzung eintritt.

Bekker /20/ beschreibt die Druck-/ Einsink-Beziehung für Raupenfahrzeuge mit folgendem Ansatz:

$$p_{v,LP} = \left[ \frac{k_c}{b_{LP}} + k_\varphi \right] \cdot v^n \quad (3.12)$$

mit  $p_{v,LP}$  = Normalspannung unter der Lastplatte,  
 $b_{LP}$  = kleinere Seitenlänge der Lastplatte oder Durchmesser einer kreisförmigen Lastplatte,  
 $k_c$  = Kohäsionsmodul,  
 $k_\varphi$  = Reibungsmodul,  
 $v$  = Einsinkung,  
 und  $n$  = Einsinkexponent.

Hierbei sind  $k_c$  und  $k_\varphi$  bodenabhängige Parameter,  $b_{LP}$  ist lastplattenabhängig. Die Bekker'sche Einsinkungsbeziehung nach Gl. 3.12 ist nicht einheitenkohärent, da die Einheit der Einsinkung  $v$  vom Wert des Einsinkexponenten abhängt. Mit der Normierung von Einsinkung und Normalspannung ergibt sich eine mathematisch einwandfreie Darstellung:

$$\left( \frac{p_v}{p_0} \right) = \left[ \frac{k_c}{b_{LP}} + k_\varphi \right] \cdot \left( \frac{v}{v_0} \right)^n \quad (3.13)$$

Hierin bedeuten:

$p_0$  = Vorlast,

$v_0$  = Einsinkung unter Vorlast.

Die Moduln werden anhand der rechten Darstellung in Bild 3.7 ermittelt (Herleitung im Anhang 3.5). Zur Bestimmung der Moduln  $k_c$  und  $k_\varphi$  sind Versuche mit Lastplatten unterschiedlicher Größe erforderlich. Die Werte  $a_1$  und  $a_2$  gelten für die Anfangswertepaare  $(v_{0,1}; p_{0,1})$  sowie für  $(v_{0,2}; p_{0,2})$ .



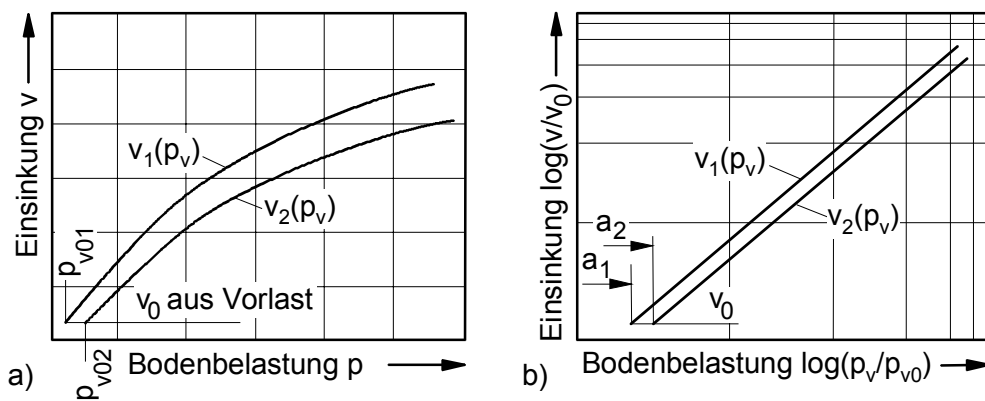


Bild 3.7: Druck-Einsinkungs-Beziehungen (Prinzipiskizze)

$$k_{\phi} = \frac{a_2 \cdot b_{LP,2} - a_1 \cdot b_{LP,1}}{b_{LP,2} - b_{LP,1}}, \quad k_c = \frac{(a_1 - a_2) \cdot b_{LP,1} \cdot b_{LP,2}}{b_{LP,2} - b_{LP,1}} \quad (3.14a,b)$$

mit  $b_{LP,1}$  = Breite (kleine Seitenlänge) oder Durchmesser der kleineren Lastplatte

$b_{LP,2}$  = Breite (kleine Seitenlänge) oder Durchmesser der größeren Lastplatte

### 3.2.4 Kegeldrucksondierung / Cone – Penetrationtest nach DIN EN ISO 22476 - 1

In situ Kegeldrucksonden (Bild 3.8) werden an einem Gestänge bis zu 100 m tief mit konstanter Geschwindigkeit (0,02 m/s) senkrecht in den Boden gedrückt. In Bild 3.8 ist eine handelsübliche Kegeldrucksonde in Form einer Prinzipiskizze dargestellt. Sie entspricht dem Aufbau nach DIN EN ISO 22476-1. Der Eindringtiefe entsprechend, können hiermit bodenmechanische Profile über der Bodentiefe erstellt werden. Bei der CPTU-Kegeldrucksondierung werden durch die Eindringkraft  $F_V$  der Spitzenwiderstand  $Q_C$  und die Mantelreibung  $F_M$  aufgebracht:

$$F_V = Q_C + F_M. \quad (3.15)$$

Die Spitzenwiderstandskraft  $Q_C$  wird üblicherweise mit einem Dehnungsmessstreifen-Sensor (DMS-Sensor) gemessen. Mit der Projektionsfläche des Kegels ergibt sich rechnerisch die Kegelspitzennormalspannung zu

$$q_C = \frac{Q_C}{A_C}. \quad (3.16)$$

Auch die Mantelreibung  $F_M$  wird üblicherweise mit einem DMS-Sensor gemessen. Die Mantelscherspannung  $\tau_M$  wird aus dem Verhältnis von Mantelreibung und Mantelfläche

$$\tau_M = \frac{F_M}{A_M} \quad (3.17)$$

mit der Mantelfläche  $A_M = d_M \cdot \pi \cdot l_M$  berechnet.

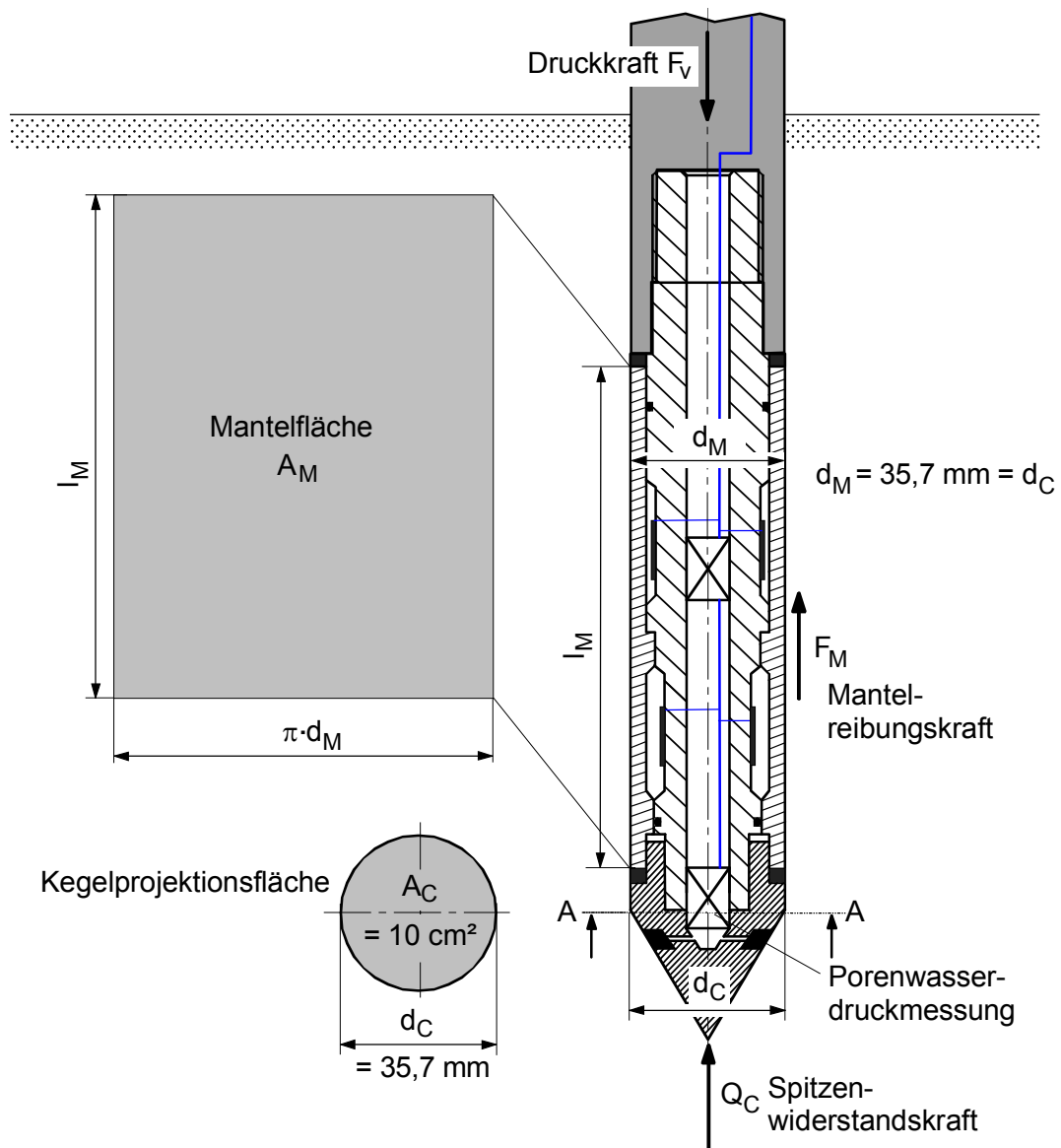


Bild 3.8: „10cm<sup>2</sup>“-CPTU-Kegeldrucksonde (Cone Penetration Test mit Messung des Porenwasserdruckes nach DIN EN ISO 22476-1)

Außerdem kann der Porenwasserdruck gemessen werden. Der Porenwasserdruck ist der Druck des Wassers in den Zwischenräumen zwischen den Bodenteilchen, den Poren des Bodengerüsts. Anhand der Messung des Porenwasserdruckes bei Stillstand der Kegeldrucksonde im Boden kann z. B. die Bodendurchlässigkeit bestimmt werden. Dazu wird der Porenwasserdruck in Abhängigkeit der Zeit bestimmt. Die Bodenverdrängung durch den Vortrieb der Kegeldrucksonde bewirkt eine lokale Erhöhung des Porenwasserdruckes, der sich mit der Zeit in der Umgebung ausgleicht. Je schneller der Druckausgleich stattfindet, desto höher ist die Durchlässigkeit des Bodens.

Der Porenwasserdruck entsteht unmittelbar bei der Spannungserhöhung. Setzungen treten danach in dem Maße auf, in dem Porenwasser abfließt. Im Unterschied zur Konsolidationssetzung des Bodens bei statischen Langzeitbeanspruchungen unter Streifenfundamenten im Grundbau interessiert für das Überfahren des Bodens mit einem Raupenfahrzeug in erster Linie die Sofortsetzung, während der kaum Porenwasser entweichen kann.

### Berechnung der Scherbruchfestigkeit aus der Kegeldrucksondierung

Die Scherbruchfestigkeit  $\tau_B$  des undrainierten Bodens lässt sich in Abhängigkeit des Spitzenwiderstandes nach DIN EN 1997-2 angeben.

$$\tau_B = \frac{q_C - \sigma_v}{T_C} \quad (3.18)$$

mit  $\sigma_v$  = vertikale Spannung im Boden durch Eigengewicht Gl. 3.6,

$q_C$  = Kegelspitzenspannung nach Gl. 3.16

und  $T_C$  als Konusfaktor, der nach Lunne /43/ für feinkörnige Böden im Bereich von

$$7,41 < T_C < 9,94 \quad (3.19)$$

liegt. Im Rahmen dieser Arbeit wird  $T_C = 10$  gesetzt.

### Berechnung des Steifemoduls aus der Kegeldrucksondierung

Der Steifemodul  $E_S$  ist wie der Elastizitätsmodul elastischer Werkstoffe mit dem Hooke'schen Gesetz definiert /44/. Er wird hier im Weiteren mit  $E$  bezeichnet. Die Bestimmung erfolgt im eindimensionalen Kompressionsversuch (Oedometer) bei behinderter Seitendehnung.

$$E = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} \quad (3.20)$$

mit  $E$  = Steifemodul (entspricht  $E_S$ ).

Für Böden unter Druckbelastung ist der Steifemodul  $E$  vom Konsolidierungsgrad des Bodens und vom Druckniveau abhängig. Der Meeresboden kann im hier betrachteten Bereich als normal konsolidiert angenommen werden /29/. Zur Bestimmung des Stei-

femoduls  $E$  kann nach DIN EN 1997-2 eine einfache proportionale Beziehung zwischen dem Steifemodul und dem Spitzenwiderstand aus der Kegeldrucksondierung hergestellt werden. Es gilt:

$$E = \alpha \cdot q_C \quad , \quad (3.21)$$

mit  $E$  = Steifemodul aus dem Oedometerversuch (Eindimensionaler Kompressionsversuch nach DIN ISO/TS 17892-5)

$\alpha$  = Korrelationsfaktor zwischen Steifemodul und Spitzenwiderstand.

Poulos /29/ gibt für den Korrelationsfaktor  $\alpha$  für normal konsolidierte marine Lehm- und Tonböden einen Wert von  $\alpha = 7$  an. Anhaltswerte für den Korrelationsfaktor  $\alpha$  nach DIN EN 1997-2 sind in Anhang 3.6 aufgelistet. Als Korrelationsfaktor für Tiefseetone, bzw. Tiefseebodenimitat wird hier ein  $\alpha$ -Wert für stark plastischen Ton mit  $\alpha = 6$  angenommen. Damit ergibt sich

$$E = 6 \cdot q_C \quad . \quad (3.22)$$

### **Oberflächeneinfluss und Oberflächeneinflusstiefe**

Bis zur Oberflächeneinflusstiefe, der Tiefe unter dem Sondieransatzpunkt, bis zu der bei sonst gleichen Bodenverhältnissen der Spitzenwiderstand deutlich zunimmt und ab der der Oberflächeneinfluss auf den Spitzenwiderstand vernachlässigbar klein ist (DIN 4094-1, DIN EN ISO 22476-1), werden Scherbruchfestigkeit und Steifemodul durch den Oberflächeneinfluss bei der Drucksondierung infolge der geringen Überlagerungsspannung zu niedrig bestimmt. Für die Setzungsberechnung (Kap. 3.6) bedeutet dies, dass die berechnete Setzung bis zur Oberflächeneinflusstiefe größer ist als die tatsächlich zu erwartende Setzung. Der berechnete Grundbruchwiderstand (Kap. 3.4) wird dagegen geringer sein als der Tatsächliche. Beide Berechnungen liegen hiermit auf der sicheren Seite.

Der in Kapitel 3.2.4 beschriebene Oberflächeneinfluss bei der Drucksondierung kann eliminiert werden, indem bis zur Oberflächeneinflusstiefe zusätzliche Flügelschersondierungen durchgeführt werden. Mit der gemessenen Scherbruchspannung und unter Verwendung von Gleichung 3.18 kann dann ein fiktiver Spitzenwiderstand ermittelt werden, mit dem nach Gleichung 3.22 der Steifemodul des Bodens erneut berechnet und somit korrigiert werden kann. Eine Unterbewertung von Spitzenwiderstand und Steifemodul wird damit vermieden.

### 3.3 Bodenmechanische Berechnungsansätze und Verfahren

Zur mathematischen Behandlung bodenmechanischer Zusammenhänge, wie dem weiter unten beschriebenen Grundbruch, wird ein Satz bekannter Berechnungsmethoden und Lösungsansätze herangezogen. Schon bei der Frage nach dem mechanischen Zusammenhang zwischen Scher- und Druckfestigkeit, die nach Mohr geklärt werden kann, sind Einflüsse zu berücksichtigen, die typisch bodenmechanische Ursachen haben.

So gibt es z.B. eine Reihe von Bruchkriterien, die das Bruchverhalten unterschiedlicher Böden beschreiben, von denen hier nur das Mohr-Coulomb'schen Bruchkriterium, das Drucker-Prager Bruchkriterium oder das Cam-Clay-Modell genannt seien.

Das Mohr-Coulomb'sche Bruchkriterium liegt der klassischen Grundbruchberechnung zugrunde und wird deshalb im Folgenden erläutert. Der Zusammenhang zwischen Scherspannung und vertikaler Normalspannung im elastisch-plastischen Grenzzustand wird hierbei angegeben mit:

$$\tau_B = c + \sigma_v \cdot \tan(\phi), \quad (3.23)$$

mit  $c$  = Kohäsionsfestigkeit  
und  $\phi$  = Winkel der inneren Reibung.

Die vertikale Normalspannung  $\sigma_v$  im Boden hierzu ist durch die Auflastspannung  $p_v(z)$  und durch das Gewicht des Bodens bis zur Betrachtungstiefe  $z$  definiert:

$$\sigma_v = p_v(z) + \gamma_{Bd} \cdot z$$

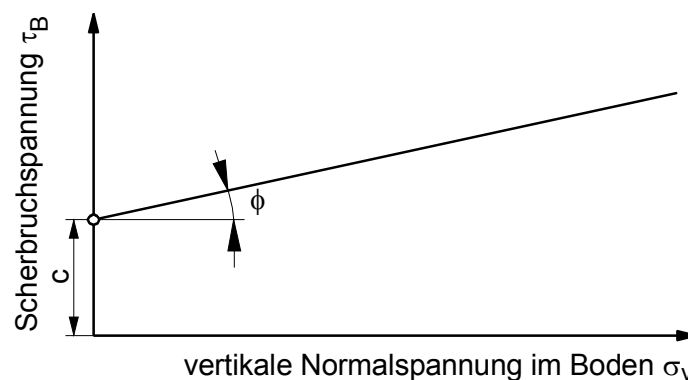


Bild 3.9: Coulomb'sches Bruchkriterium

Die Kohäsionsfestigkeit ist die Scherbruchspannung des Bodens ohne Normalbeanspruchung.

Die Scherbruchspannung bei gleichzeitiger Einwirkung von zwei orthogonalen Normalspannungen  $\sigma_y$  und  $\sigma_z$  wird anhand des Mohr'schen Spannungskreises ermittelt, der hier nur für ebene Spannungszustände betrachtet wird. Die Herleitung des Mohr'schen Spannungskreises ist aus dem Schrifttum bekannt. Hierbei wird das Kräftegleichgewicht an einem in x-Richtung unendlich langem Volumenelement in der y-z-Ebene formuliert, das unter dem Winkel  $\chi$  geschnitten ist.

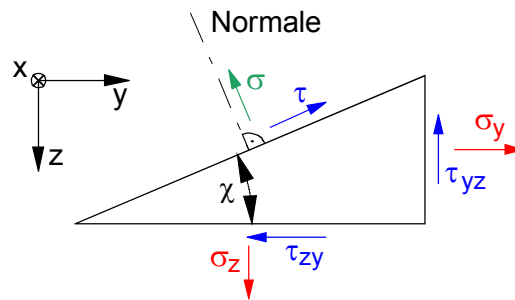


Bild 3.10: Ebener Spannungszustand am Volumenelement

Für Gleichgewicht an der unter  $\chi$  geneigten Schnittfläche mit den Spannungen  $\sigma$  und  $\tau$  in Normal- und Tangentialrichtung und mit  $\tau_{zy} = \tau_{yz}$  ergibt sich die Gleichung des Mohr'schen Spannungskreises mit dem Radius  $r$ :

$$\left(\sigma - \frac{\sigma_y + \sigma_z}{2}\right)^2 + \tau^2 = \left(\frac{\sigma_y - \sigma_z}{2}\right)^2 + \tau_{yz}^2 \quad (3.24)$$

$$r = \sqrt{\left(\frac{\sigma_y - \sigma_z}{2}\right)^2 + \tau_{yz}^2}$$

Der Kreismittelpunkt liegt an der Stelle

$$\sigma = \frac{\sigma_y + \sigma_z}{2} \quad (3.25)$$

Die Hauptnormalspannungen  $\sigma_I$  und  $\sigma_{II}$  ergeben sich für  $\tau = 0$  unter dem Winkel  $\chi_{01}$  und  $\chi_{02} = \chi_{01} + 90^\circ$ . Die Hauptschubspannungen entsprechen dem Radius  $\pm r$  (Bild 3.11).

$$\sigma_I = \frac{(\sigma_y + \sigma_z)}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_y - \sigma_z}{2}\right)^2 + \tau_{yz}^2} \quad (3.26)$$

$$\sigma_{II} = \frac{(\sigma_y + \sigma_z)}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_y - \sigma_z}{2}\right)^2 + \tau_{yz}^2} \quad (3.27)$$

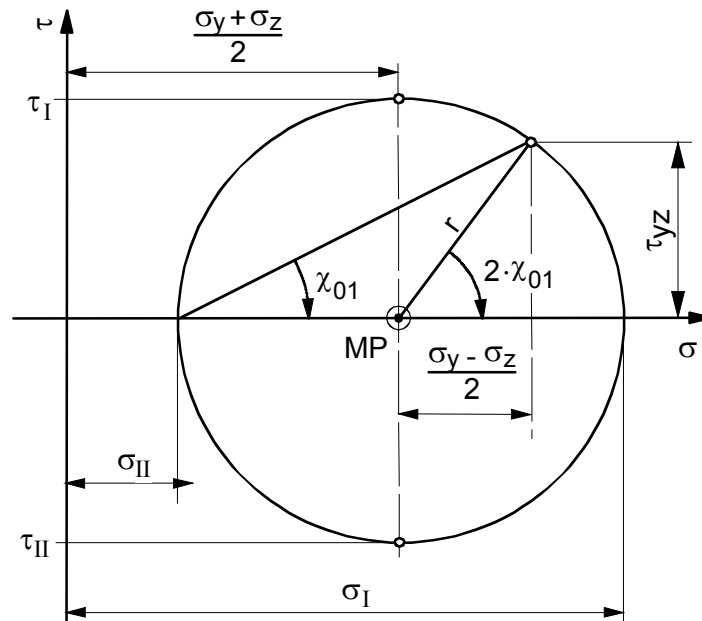


Bild 3.11 Mohr'scher Spannungskreis

Anhand des Mohr'schen Spannungskreises lassen sich u.a. Triaxialversuche auswerten und die Grenzscherfestigkeit mit der Coulomb'schen Versagensgrenze ( $\tau_{gr}$ ) bestimmen (Bild 3.12).

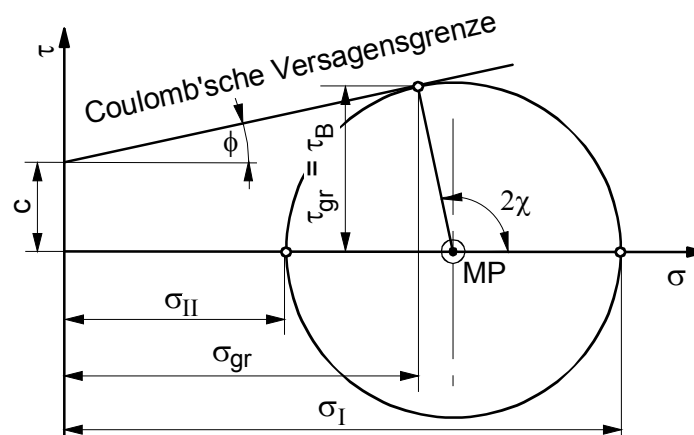


Bild 3.12: Coulomb'sche Versagensgrenze und Mohr'scher Spannungskreis

### 3.4 Grundbruchberechnung

Im Unterschied zur Auslegung von überwiegend statisch belasteten Bodenfundamenten, bei denen auch die Langzeitsetzung zu berücksichtigen ist, gelten hier dynamische Kriterien, bei denen die Sofortsetzung wichtiger ist. Beim Überfahren des Tiefseebo-

dens kann trotz der kurzzeitigen Belastung je nach Bodenfestigkeit die Tragfähigkeit überschritten werden. Mit dem Überschreiten der Tragfähigkeit des Bodens beginnt dieser sich durch plastisches Abscheren zu verformen. Es bilden sich Scherfugen, an denen entlang die entstehenden Bruchkörper abgleiten. Es kommt zum Einsinken und Kippen der Last und zu seitlichen Aufwerfungen des Bodens. Diese Art des Bodenversagens wird als Grundbruch bezeichnet.

Vorzugsweise wird auf die Arbeiten von Rankine, Prandtl und Terzaghi /42/ Bezug genommen, wenn Grundbruchwiderstände von Flachgründungen berechnet /DIN 4017/ werden. Bei der Bestimmung der Tragfähigkeit des Tiefseebodens bei Belastung durch Raupenfahrzeuge wird hierauf ebenfalls zurückgegriffen.

Wenn der Mohr'sche Spannungskreis die Coulomb'sche Versagensgrenze tangiert, dann befindet sich der Boden in einem elastisch-plastischen Grenzzustand ( $\sigma_{gr}$ ,  $\tau_{gr}$ , Bild 3.12).

Beim Versagen des Bodens im Sinne eines Boden-Grundbruches unter einer belasteten Platte entstehen drei charakteristische Spannungsgebiete:

- Aktiver Rankine'scher Bereich A,
- Passiver Rankine'scher Bereich P,
- Prandtl'scher Bereich R.

Letzterer ist der radiale Gleitbereich im Übergang von A nach P.

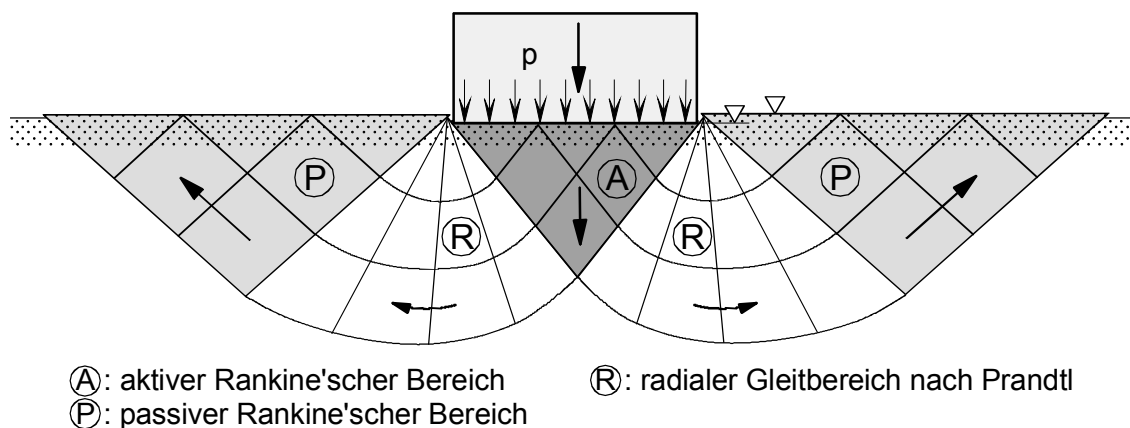


Bild 3.13: Grundbruchfigur mit Gleitlinien



Beim Grundbruch tritt Gleiten des Bodens ein. Der Kern A sinkt ein und verdrängt den benachbarten Boden, der im Bereich P seitlich nach oben verschoben wird.

Anhand der Vorstellung eines unendlichen Halbraumes homogenen Bodens werden die aktiven und passiven Rankine'schen Bereiche beschrieben. Hierbei übt das Eigengewicht des Bodens erheblichen Einfluss aus, dessen Druckspannung mit zunehmender Bodentiefe  $z$  ansteigt.

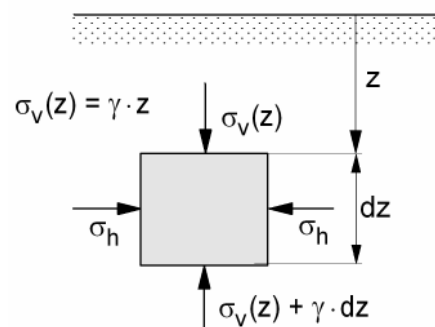


Bild 3.14: Bodenelement im elastischen Halbraum

Im Halbraum mit waagrechttem Horizont erfahren alle Punkte in gleicher Bodentiefe die gleiche Druckspannung aus der Schwerkraft. Somit treten zwischen benachbarten Bodenelementen in gleicher Bodentiefe keine Scherspannungen auf. Die Mohr'schen Spannungskreise schneiden die Abszisse ( $\tau = 0$ ) jeweils zweimal (Bild 3.15). Die beiden Schnittpunkte stellen die beiden Hauptnormalspannungen dar. Die Drucknormalspannung  $\sigma_v$  ist Hauptnormalspannung in  $z$ -Richtung, die andere Hauptnormalspannung  $\sigma_h$  steht darauf senkrecht (parallel zur Bodenoberfläche), da beide Hauptspannungen stets einen rechten Winkel einschließen.

Je größer die Differenz beider Hauptspannungen ist, desto größer wird der Radius des Mohr'schen Spannungskreises und damit wächst der Wert der maximalen Schubspannung an. Solange die Spannungskreise die Coulomb'sche Bruchlinie nicht berühren, befindet sich der Boden im elastischen Spannungszustand. Berührt der Spannungskreis die Bruchlinie, so befindet sich der Boden im Grenzzustand zwischen elastischer und plastischer Verformung.

Ein Überschreiten der Bruchlinie kann nach der zugrunde liegenden Vorstellung nicht eintreten, da sich der Boden durch plastische Scherung verformt, sobald er die Bruchlinie erreicht und dabei die Bruchspannung des elastisch-plastischen Grenzzustandes beibehält. Der aktive und passive elastisch-plastische Grenzzustand im Boden ist durch zwei sich berührende Spannungskreise beschrieben (Bild 3.15).

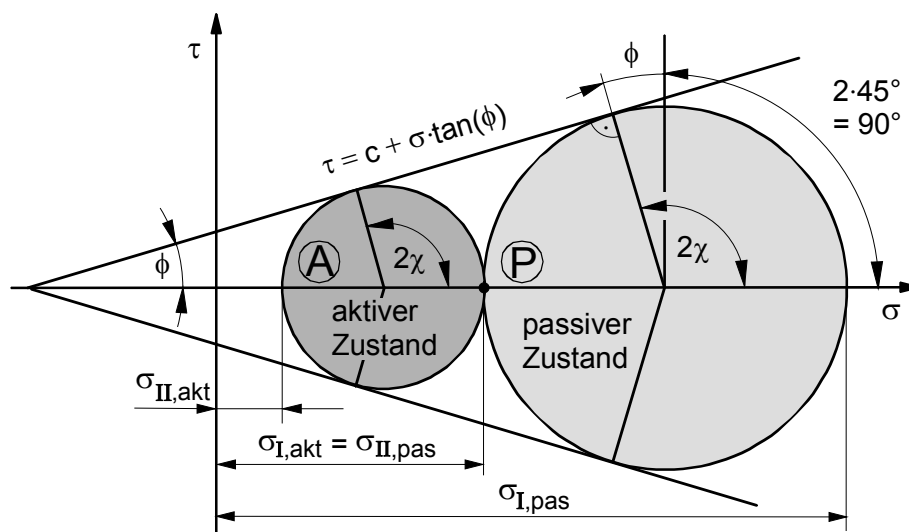


Bild 3.15: Spannungskreise von aktivem und passivem Rankine'schen Zustand

Der aktive Bereich ist dadurch gekennzeichnet, dass der Boden gleichmäßig in horizontaler Richtung ausweicht (Bild 3.16a). Der dazu gehörige Spannungskreis ist Kreis A. Die große Hauptnormalspannung  $\sigma_{I,akt}$  wirkt in vertikaler Richtung und die kleine Hauptnormalspannung  $\sigma_{II,akt}$  wirkt horizontal. Dieser Bruchzustand wird „aktiver“ Rankine'scher Zustand genannt. Der Boden gibt in vertikaler Richtung nach.

Der „passive“ Rankine'sche Zustand wird durch den Kreis P dargestellt. Hierin wirkt die große Hauptspannung  $\sigma_{I,pas}$  in horizontaler Richtung und die kleine Hauptspannung  $\sigma_{II,pas}$  in vertikaler Richtung. Dieser Zustand wird als passiv bezeichnet, weil die Gewichtskraft des Bodens der Bewegungsrichtung des gleitenden Bodens entgegen gerichtet ist (Bild 3.16b).

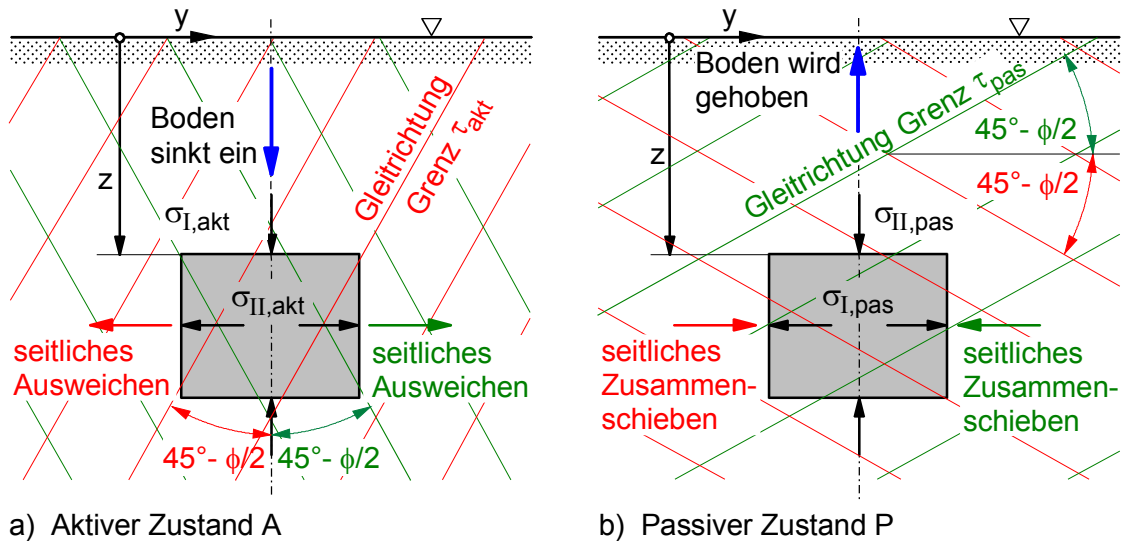


Bild 3.16 Gleitrichtungen im aktiven und passiven Rankine'schen Bereich

Die Berührungspunkte von Bruchlinie und Spannungskreisen definieren den Spannungszustand des Bodens im Grenzzustand zwischen elastischer Verformung und plastischem Fließen. Diese Punkte sind gekennzeichnet durch Schubspannungen und den Neigungswinkel, unter dem diese auftreten und gleichzeitig das Coulomb'sche Bruchkriterium erfüllen. Die Richtung der Gleitungen bildet im aktiven Zustand mit der Senkrechten einen Gleitwinkel von  $\varphi = 45^\circ - \phi/2$ . Dieser Wert liegt im passiven Zustand zwischen der Gleitungsrichtung und der Waagerechten.

Übersteigt die vertikale Last den elastisch-plastischen Grenzzustand des Bodens, so bildet sich die Grundbruchfigur aus (Bild 3.17). Infolge der Indifferenz zur Lastneigung, bei der es beim Grundbruch zum Kippen der Auflast kommt, bildet sich die Grundbruchfigur nur zu einer Seite hin aus. Es bildet sich ein aktiver Rankine'scher Bereich (Dreieck  $P_1$ - $P_2$ - $P_3$ , Bild 3.17), in dem der Boden seitlich nach unten verschoben wird.

Ein passiver Rankine'scher Bereich bildet sich neben dem aktiven Bereich aus. Hier wird der Boden seitlich angehoben (Dreieck  $P_2$ - $P_4$ - $P_5$ , Bild 3.17). Aktiver und passiver Bereich berühren sich in Punkt  $P_2$ . Zwischen beiden liegt der Prandtl'sche Bereich, in dem die Gleitlinien gekrümmt verlaufen. Prandtl hat die Gleitlinienschar in diesem Bereich durch Ansetzen der Airy'schen Spannungsfunktion mit den vorgegebenen Randbedingungen berechnet /45/.

Ein empirischer Ansatz für den radialen Gleitbereich, in dem die Gleitlinien die Form logarithmischer Spiralen haben (Gl. 3.28), findet in DIN 4017 Anwendung.

$$r(\psi, \phi) = r_0 \cdot e^{\psi \cdot \tan \phi} \quad (3.28)$$

mit  $\psi$  = Richtungswinkel im Prandtl'schen Bereich

Der Winkel der inneren Reibung ist bei den Tiefseeböden sehr gering und wird für die Abschätzung der Grundbruchfestigkeit vernachlässigt. Für  $\phi = 0$  geht die logarithmische Spirale in einen Viertelkreis über (Bild 3.17):

$$r(\psi, \phi = 0) = r_0 \quad (3.29)$$

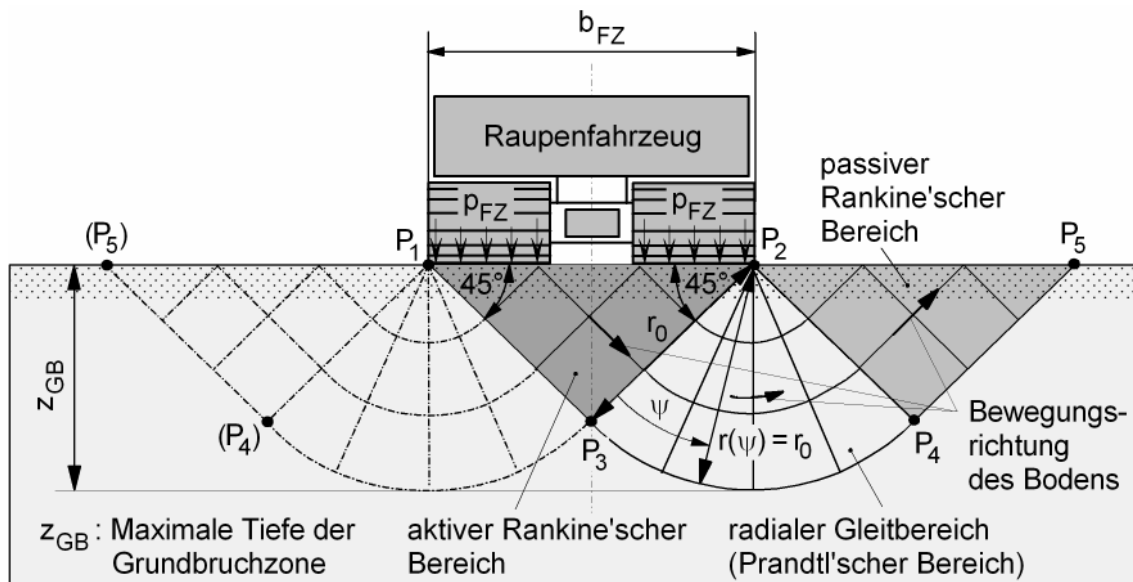


Bild 3.17: Grundbruchfigur des Tiefseebodens bei einem Winkel der inneren Reibung von  $\phi = 0$

Die Gleitrichtungen haben gegenüber der Waagerechten und der Senkrechten einen Neigungswinkel von  $45^\circ$ , wodurch aktiver und passiver Rankine'scher Bereich zu gleichschenkligen Dreiecken werden.

Die maximale Tiefe der Grundbruchfigur ergibt sich mit der Fahrzeugbreite zu:

$$z_{GB}(\phi = 0) = b_{FZ} \cdot \cos(45^\circ) = r_0 \quad (3.30)$$

## Grundbruchfestigkeit

Die Tragfähigkeit des Bodens hier ist gegeben, wenn die aufgebrachte Vertikalbeanspruchung  $p_v$  die Grundbruchfestigkeit  $\sigma_{GB}$  nicht überschreitet. Die Grundbruchfestigkeit wird im Grundbau (DIN 4017) aus drei Termen zusammengesetzt, in denen die Gründungsbreite, die Gründungstiefe (Tiefe der Fundamentsohle unter der Erdoberfläche) und Bodenkohäsion die berücksichtigt werden.

$$\sigma_{GB} = \gamma_2 \cdot b_F \cdot N_b + \gamma_1 \cdot z_F \cdot N_d + c \cdot N_c \quad (3.31)$$

mit:  $z_F$  = Fundamenttiefe,  $b_F$  = Fundamentbreite,  $\gamma$  = Bodenwichten  
 $N_b, N_d, N_c$  = Tragfähigkeitsbeiwerte (DIN 4017).

Für die Tragfähigkeit des Bodens unter einem Tiefseefahrzeug entspricht die Sohltiefe der zulässigen Einsinktiefen, die vernachlässigbar gering ist ( $z_F = 0$ ). Außerdem kann der Winkel der inneren Reibung vernachlässigt werden, womit  $N_b$  nach DIN 4017 zu Null wird. Damit gilt:

$$\sigma_{GB} = c \cdot N_c \quad (3.32)$$

mit  $N_c = N_{c0} \cdot v_c \cdot i_c \cdot \lambda_c \cdot \xi_c$ .

Hierin bedeuten nach DIN 4017:

$N_{c0}$ = Grundwert,	$v_c$ = Fundamentformbeiwert,
$i_c$ = Lastneigungsbeiwert,	$\lambda_c$ = Geländeneigungsbeiwert,
$\xi_c$ = Sohlneigungsbeiwert.	

Der Fundamentformbeiwert  $v_c$  ist für rechteckige Aufstandsflächen angegeben mit:

$$v_c = 1 + 0,2 \cdot \frac{b_{FZ}}{l_{Af}} \quad (\text{DIN 4017}). \quad (3.33a)$$

Der Geländeneigungsbeiwert  $\lambda_c$  wird hier für einen angenommenen Bodenneigungswinkel von  $\varphi_{BN} = 6^\circ$  ermittelt:

$$\lambda_c = 1 - 0,4 \cdot \tan(\varphi_{BN}) = 1 - 0,4 \cdot \tan(6^\circ) = 0,96 \quad (\text{DIN 4017}). \quad (3.33b)$$

Der Lastneigungsbeiwert  $i_c$  (DIN 4017) wird hier vereinfachend unter der Annahme abgeschätzt, dass dieser nur von der horizontalen Strangkraftkomponente entgegen der Fahrtrichtung abhängt.

$$i_c = 0,5 + 0,5 \cdot \sqrt{1 - \frac{F_{U,x}}{b_{FZ} \cdot l_{Af} \cdot c}} = 0,5 + 0,5 \cdot \sqrt{1 - \frac{15 \text{ kN}}{3,9 \text{ m} \cdot 3,9 \text{ m} \cdot 2,5 \text{ kPa}}} = 0,89 \quad , \quad (3.33c)$$

Hierin bedeuten:

$F_{U,x}$  = 15 kN, horizontale Strangkraft (Bild 6.7),  $b_{FZ}$  = 3,9 m, Fahrzeugbreite,  
 $l_{Af}$  = 3,9 m, Aufstandslänge Raupenfahrzeug,  $c$  = 2,5 kPa, undrainierte Kohäsion.

Bei verschwindend kleinem Reibungswinkel geht der Grundbeiwert aus DIN 4017

$$N_{c0} = \frac{(\tan^2(45^\circ + \phi/2) \cdot e^{\pi \cdot \tan(\phi)} - 1)}{\tan(\phi)} \quad (3.34)$$

im Grenzübergang bei  $\phi = 0$  über in:

$$\lim_{\phi \rightarrow 0} N_{c0} = 5,14 \quad (3.35)$$

und der Sohlneigungsbeiwert hat einen Wert von  $\xi_c = 1$  (DIN 4017). Die Berechnung der Grundbruchfestigkeit nach Gleichung 3.32 vereinfacht sich mit den ermittelten Zahlenwerten für die Beiwerte und den Grundbeiwert  $N_{c0}$  weiter zu:

$$\sigma_{GB} = c \cdot 4,39 \cdot \left( 1 + 0,2 \cdot \frac{b_{FZ}}{l_{FZ}} \right) \quad (3.36)$$

### Berücksichtigung der Bodenschichtung

Bisher wurde die Kohäsion als konstant im Bereich des Grundbruchkörpers und im gesamten Halbraum verstanden. Um die etwaig vorhandenen Schichtungen des Bodens zu berücksichtigen, wird die Kohäsion nun als gewichteter Mittelwert der Kohäsionswerte der einzelnen Bodenschichten gebildet. Jede Bodenschicht trägt entsprechend ihrer Kohäsion und der Länge des Gleitlinienabschnittes, der durch sie hindurch läuft, zur gesamten Grundtragfähigkeit des Bodens bei. Die Gewichtung erfolgt nach

der Länge der Gleitlinie in der betreffenden Bodenschicht  $l_{GB,j}$  bezogen auf die Gesamtlänge  $l_{GB,res}$  der Gleitlinie (Bild 3.18) /Beiblatt zu DIN 4017/.

Die Gesamtlänge der Gleitlinie  $l_{GB,res}$  des Grundbruchkörpers wird aus der Summe der Teillängen  $l_{GB,j}$  berechnet:

$$l_{GB,res} = \sum_j 2 \cdot l_{GB,j} \quad (3.37)$$

mit  $j$  = Anzahl der Bodenschichten im Bereich der Grundbruchfigur

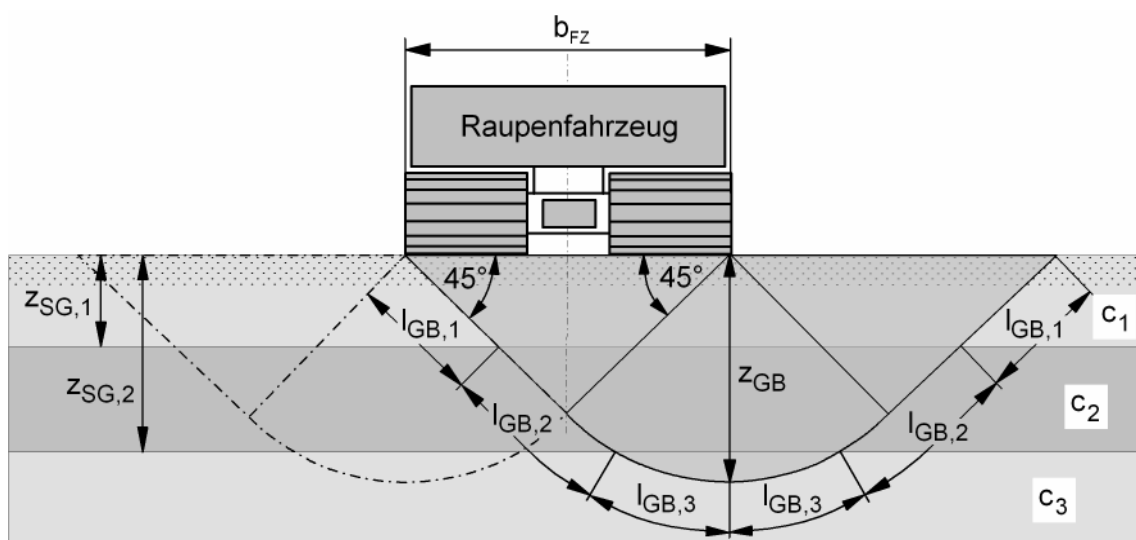


Bild 3.18: Abschnittslängen der Gleitlinie in Abhängigkeit der Bodenschichtung (Beispiel)

Der Gewichtungsfaktor für die Kohäsion der  $j$ -ten Schicht ergibt sich aus dem Längenteil an der Gesamtlänge der Gleitlinie. Die hiermit gewichtete Kohäsion  $c_g$  ergibt sich aus der Summe der gewichteten Schichtkohäsionen zu

$$c_g = \sum_j \left( \frac{l_{GB,j} \cdot c_j}{l_{GB,res}} \right) \quad (3.38)$$

Die Kohäsionen  $c_j$  und die Scherbruchspannungen  $\tau_{B,j}$  sind im Rahmen dieser Arbeit identisch, da der Winkel der inneren Reibung als  $\phi = 0$  angesetzt wird.

Unter diesen Annahmen wird die Grundbruchspannung berechnet zu:

$$\sigma_{GB} = c_g \cdot 4,39 \cdot \left( 1 + 0,2 \cdot \frac{b_{FZ}}{l_{Af}} \right) = \tau_{B,g} \cdot 4,39 \cdot \left( 1 + 0,2 \cdot \frac{b_{FZ}}{l_{Af}} \right) \quad (3.39)$$

Die Annahme einer zusammenhängenden Aufstandfläche, unter der sich der aktive Bereich ausbildet, ist gerechtfertigt, wenn der Abstand beider Raupen im Verhältnis zur Raupenbreite gering ist. Anderenfalls bilden sich zwei Grundbruchfiguren aus, mit jeweils der Raupenbreite als Kontaktbreite.

Hier wird von der Erfüllung der Bedingungen ausgegangen, nach denen sich eine Grundbruchfigur ausbildet, deren Kontaktfläche über beide Raupen einschließlich Zwischenraum wirkt, also über die gesamte Fahrzeugbreite.

Wegen der größeren Grundbruchfigur wächst die erforderliche Messtiefe für die Bodenfestigkeit. Dabei werden etwaige schwache Bodenschichten in größerer Tiefe bei der Messung erkannt. Bei sehr schwachen Bodenschichten unterhalb festerer Bodenschichten besteht die Gefahr einer Art des „Durchstanzens“. Solche Risiken werden mit der Wahl größerer Messtiefen vermieden, allerdings ist der erhöhte Messaufwand in Kauf zu nehmen.

Die Anwendung des hier beschriebenen Verfahrens zur Berechnung der Grundbruchfestigkeit ist nach DIN 4017 nur gültig für bindige Böden mit einer Konsistenzzahl

$$I > 0,5 \quad (3.40)$$

Je geringer die Konsistenzzahl ist, desto „flüssiger“ wird der Boden und desto geringer ist seine Grundbruchfestigkeit. Nach Schwarz /46/ kann der Wert der Konsistenzzahl von Tiefseeböden örtlich deutlich unter der genannten Grenze liegen, was die Anwendung der klassischen Grundbruchberechnung zunächst als zweifelhaft erscheinen lässt.

Die Prüfung des Bodens auf Grundbruch bezieht sich jedoch auf Böden, deren Festigkeiten oberhalb der „Sumpfgrenze“ liegen. Es wird deutlich, dass für die Überprüfung der Grundbruchfestigkeit in situ-Messungen des Tiefseebodens bis zu einer Tiefe von



$z_{GB} = b_{FZ} \cdot \cos(45^\circ)$  nach Gleichung 3.30 notwendig sind, auch wenn nur die Frage nach der Überfahrbarkeit bei einer sehr kurzen Bodenbelastungsdauer gestellt wird.

Das Durchstanzen nach DIN 4017 als Versagenkriterium kommt hier nicht in Frage, da hierbei die obere festere Bodenschicht einen Winkel der inneren Bodenreibung von  $\phi > 25^\circ$  haben muss, wohingegen Tiefseesedimente generell einen sehr geringen Winkel der inneren Reibung haben, der als  $\phi = 0^\circ$  angenommen wird.

### 3.5 Spannungsverteilung unter dem Raupenfahrzeug

Die Kenntnis der Spannungsverteilung, insbesondere der vertikalen Spannungen, ist wichtig für die Berechnung der Bodensetzungen infolge der Belastung des Bodens mit einem Raupenfahrzeug. Bei der folgenden Betrachtung der vertikalen Spannungsverteilung im Boden unter dem Raupenfahrzeug wird das Eigengewicht des Bodens nicht berücksichtigt, weil der Boden unter der Einwirkung des Eigengewichtes bereits gesetzt und konsolidiert ist.

Nach Lang/Huder /47/ werden 2-achsige Spannungszustände betrachtet, wonach die Auflast  $p_{v,F}$  durch ein langes Streifenfundament auf den Boden ohne Eindeinfluss wirkt.

$$\sigma_{v,F} = \frac{p_{v,F}}{\pi} \cdot \sin(\beta_2 - \beta_1) \cdot \cos(\beta_2 + \beta_1) + \beta_2 - \beta_1 \quad (3.41)$$

$$\sigma_{h,F} = \frac{p_{v,F}}{\pi} \cdot -\sin(\beta_2 - \beta_1) \cdot \cos(\beta_2 + \beta_1) + \beta_2 - \beta_1 \quad (3.42)$$

mit:  $\beta_1, \beta_2 =$  Richtungswinkel zwischen einem Punkt im Boden und den Fundamentkanten

Die Berechnungsgleichungen zur Bestimmung der Bodenspannungen im Punkt P des Bodens mit den Koordinaten  $(0; y_P; z_P)$  unterhalb des Raupenfahrzeuges (Bild 3.19) entstehen aus der Superposition der Spannungen zweier nebeneinander liegender Streifenfundamente (Gl. 3.43 und 3.44). Der Fehler, der sich durch die endliche Aufstandslänge der Fahrraupe ergibt, wird vernachlässigt.

$$\sigma_v = \frac{p_{FZ}}{\pi} \cdot \left[ \underbrace{\sin(\beta_2 - \beta_1) \cdot \cos(\beta_2 + \beta_1) + \beta_2 - \beta_1}_{\text{Einfuss der linken Raupe}} + \underbrace{\sin(\beta_4 - \beta_3) \cdot \cos(\beta_4 + \beta_3) + \beta_4 - \beta_3}_{\text{Einfuss der rechten Raupe}} \right] \quad (3.43)$$

$$\sigma_h = \frac{p_{FZ}}{\pi} \cdot \left[ - \underbrace{\sin(\beta_2 - \beta_1) \cdot \cos(\beta_2 + \beta_1) + \beta_2 - \beta_1}_{\text{Einfuss der linken Raupe}} - \underbrace{\sin(\beta_4 - \beta_3) \cdot \cos(\beta_4 + \beta_3) + \beta_4 - \beta_3}_{\text{Einfuss der rechten Raupe}} \right] \quad (3.44)$$

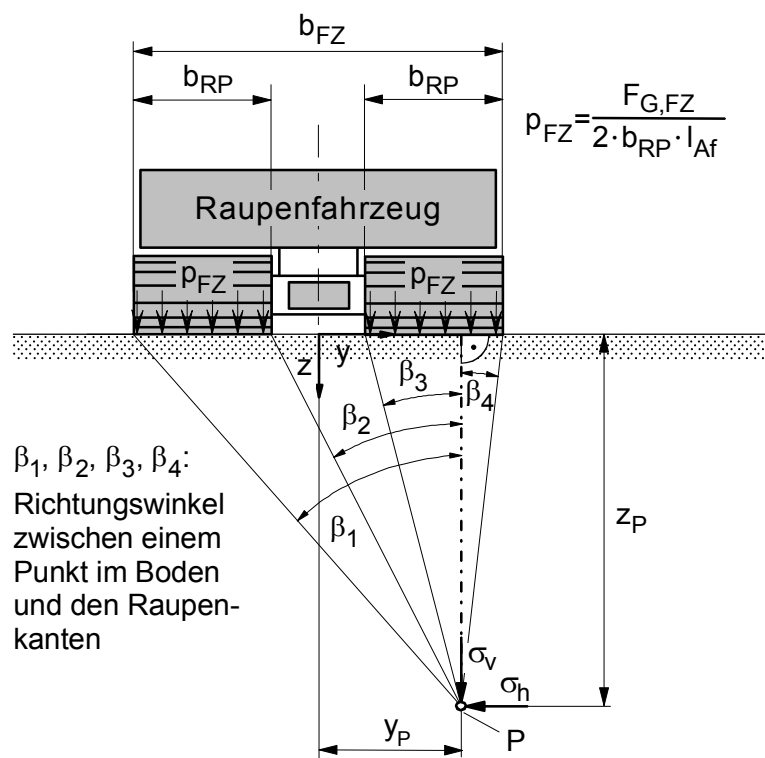


Bild 3.19: Horizontale und vertikale Bodenspannungen im Punkt P durch Einwirkung des Fahrzeuggewichtes

### 3.6 Setzungen, Einsinkungen

Im kontrollierten Fahrbetrieb treten Einsinkungen infolge von Bodensetzungen und des Raupenschlupfes auf. Die Schlupfeinsinkung stellt sich dadurch ein, dass bei der Traktion abgescherte Bodenelemente von der Raupe nach hinten heraus geschoben wer-

den. Das abtransportierte Bodenvolumen wird durch Einsinken des Fahrzeuges ersetzt.

Bodensetzungen, die ausschließlich auf die Auflast zurückzuführen sind, lassen sich anhand bodenmechanischer Kennwerte berechnen. Im Grundbau werden verschiedene Arten von Setzungen unterschieden /48,49/:

- Sofortsetzung, zeitunabhängige Setzung, die sofort mit der Lastaufbringung eintritt
- Konsolidationssetzung, Setzung infolge des Auspressens von Porenwasser, Ausgleich des Porenwasserdruckes.
- Kriechsetzung, Setzung bei weichen bindigen Böden infolge des Fließens des Korngerüsts.

Im Rahmen der vorliegenden Betrachtungen interessiert für den Fahrzeugbetrieb im Wesentlichen die Sofort-Setzung. Bei der Berechnung wird zwischen direkter Setzungsberechnung und die indirekter Setzungsberechnung unterschieden /50/.

Bei der direkten Setzungsberechnung wird der Untergrund als homogenes linear-elastisches Bodenmaterial verstanden (elastisch isotroper Halbraum nach Boussinesq /47/), das im Untergrundhalbraum existiert. Für jeden Punkt dieses Halbraumes lassen sich die Spannungen und Verschiebungen analytisch angeben.

Bei der indirekten Setzungsberechnung wird dagegen die Zusammendrückung des Bodens bestimmt, der aus einzelnen Schichten verschiedener Dicke  $h_j$  mit unterschiedlichen Steifemoduln  $E_j$  besteht ( $E$  bezeichnet hier im Weiteren  $E_s$ ). Scherspannungen, die infolge lokaler unterschiedlicher Zusammendrückung entstehen, werden vernachlässigt. Bild 3.20 zeigt die vertikale, von beiden Raupen hervorgerufene Spannungsverteilung unterhalb der Mitte der rechten Fahrzeugraupe mit der vertikalen Spannung  $\sigma_v(z=0) = p_{FZ}$ .

Es werden nur jene Bodenschichten berücksichtigt, in denen der Wert der vertikalen Spannung aus dem Eigengewicht des Bodens  $\sigma_{v,Bd}(z_{Bz})$  durch Überlagerung mit der Spannung aus dem Fahrzeuggewicht  $\sigma_{v,FZ}(z_{Bz})$  höchstens noch um 20 % gesteigert

wird /50,51/. Für tiefer liegenden Boden, welcher für die Setzungsberechnung nicht mehr berücksichtigt werden braucht, gilt Gleichung 3.45.

$$\frac{\sigma_{v,Bd}(z_{Bz}) + \sigma_{v,FZ}(z_{Bz})}{\sigma_{v,Bd}(z_{Bz})} \leq 1,2 \quad (3.45)$$

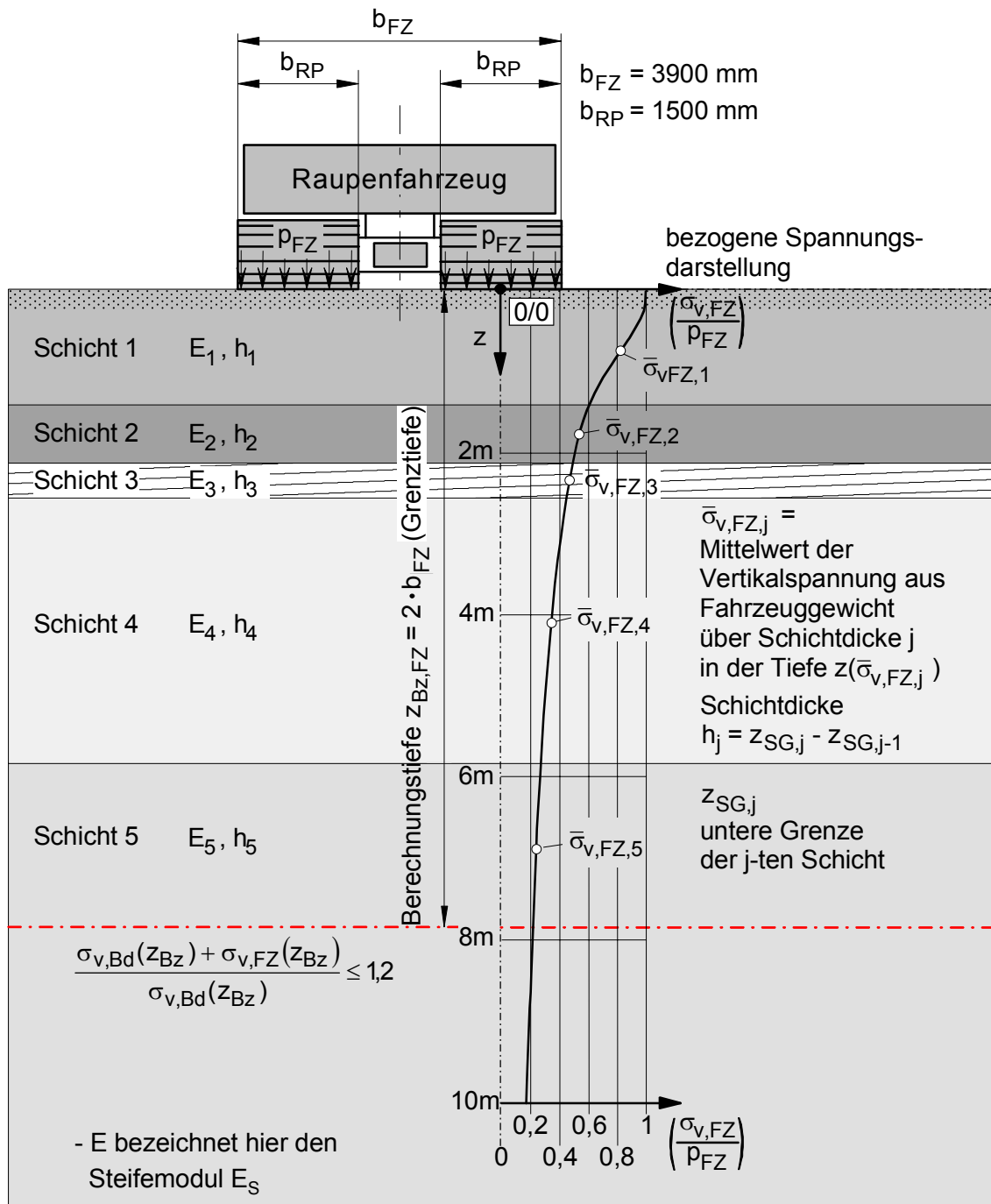


Bild 3.20: Bodenschichtung, Steifemoduln und Grenztiefe (Beispiel)

Je geringer die Wichte des Bodens ist, desto tiefer wirkt sich prozentual das überlagerte Fahrzeuggewicht aus. Bei einer angenommenen mittleren Bodenwichte unter Auftrieb von  $\gamma = 2,73 \text{ kN/m}^3$  (Anhang 3.2) für alle Bodenschichten ergibt sich für das in Bild 3.20 gezeigte Beispiel eine Grenztiefe von  $z_{Bz} = 4,4$  Metern. Zur Sicherheit wird hier von einer minimalen auftriebsbereinigten Bodenwichte von  $\gamma = 1,11 \text{ kN/m}^3$  (Anhang 3.2) ausgegangen. Die Grenztiefe beträgt hierfür  $z_{Bz,FZ} = 7,4$  m. Für die weiteren Betrachtungen wird eine Grenztiefe vom Zweifachen der Fahrzeugbreite angesetzt ( $z_{Bz,FZ} = 2 \cdot b_{FZ}$ ).

Für die einzelnen Bodenschichten werden zunächst die mittleren Stauchungen  $\varepsilon_j$  ermittelt,

$$\varepsilon_j = \frac{\bar{\sigma}_{v,FZ,j}}{E_j}, \quad (3.46)$$

mit  $E_j$  = Steifemodul,

$\bar{\sigma}_{v,FZ,j}$  = mittlere vertikale Bodenspannung aus dem Fahrzeuggewicht in der Bodenschicht j.

Die Setzungen  $v_j$  der einzelnen Schichten ergeben sich aus den mittleren Stauchungen  $\varepsilon_j$  und den Schichtdicken  $h_j$  zu:

$$v_j = \varepsilon_j \cdot h_j, \quad (3.47)$$

womit sich die Gesamtsetzung aus der Summe der Setzungen der Schichten ergibt:

$$v_{FZ} = \sum_j \left( \frac{\bar{\sigma}_{v,FZ,j}}{E_j} \cdot h_j \right) \quad (3.48)$$

Die Setzungsberechnung ist im Rahmen der Beurteilung der Befahrbarkeit des Tiefseebodens wichtig für die Bestimmung des einsinkungsbedingten Bodenwiderstandes. Dieser ist in erster Linie der Bugwiderstand, der beim Einlauf der Raupe in den Boden entsteht, er stellt je nach Größe der Einsinkung einen wesentlichen Teil des Fahrwiderstandes dar.

Im Unterschied zur Setzungsberechnung im Bauingenieurwesen, wo es um Jahre und jahrzehntelange Setzungszeiten infolge der Konsolidation des Bodens geht, bezieht sich die Setzungsberechnung für ein Raupenfahrzeug auf sehr kurze Zeiten. Infolge der geringen Durchlässigkeit des Bodens und die Kurzzeitbelastung kann eine Konsolidation nicht stattfinden. Das Setzungs-Zeit-Verhalten im Tiefseebodensubstitut wird anhand experimenteller Untersuchungen weiter unten beschrieben.

Neben der Einsinkung durch Sofortsetzung tritt im Fahrbetrieb die Schlupfeinsinkung auf. Der Antriebsschlupf eines Raupenfahrwerkes ist eine Folge der Verschiebung von Bodensegmenten zwischen den Traktionsstegen der Raupe in Fahrtrichtung nach hinten. Infolge des Austragens von Bodenmaterial hinter die Raupenaufstandsfläche und in seitliche Bodenbereiche, verschiebt sich die Raupe auf dem an sich ruhenden Boden nach hinten. Die Raupe rollt also mit Schlupf auf dem Boden ab, wodurch die absolute Fahrgeschwindigkeit des Fahrzeuges hinter der Antriebsgeschwindigkeit der Raupe zurückbleibt.

Der Antriebsschlupf ist zur Mobilisierung der Scherwiderstände des Bodens notwendig und die Traktionskraft nimmt mit dem Schlupf zu, allerdings nur bis zum Erreichen der Scherbruchfestigkeit des Bodens. Das unter der Raupenaufstandsfläche horizontal und seitlich heraus geschobene Bodenmaterial wird durch das vertikale Einsinken des Fahrzeuges ersetzt. Der Antriebsschlupf baut sich bei konstanter Antriebs- und Absolutgeschwindigkeit unter der Raupe vom Bug bis zu Heck linear auf. Deswegen richtet sich das Fahrzeug unter dem Anstellwinkel nach vorn auf.

Die Schlupfeinsinkung wird im Rahmen gezielter Untersuchungen mit Raupensegment-Versuchsaufbauten experimentell untersucht (Kap. 4).

## 4 Experimentelle bodenmechanische Untersuchungen

Das Verformungsverhalten von Tiefseesedimenten bzw. ihrer Bentonit-Imitate werden im Rahmen dieser Arbeit bezüglich Scherung und dynamischer Einsinkung sowie der Setzung experimentell untersucht.

Aus dem Schrifttum bekannte Arbeiten werden zunächst kurz dargestellt. Bode /15/ entwickelte ein Rechenprogramm zur Simulation der Geradeausfahrt von Raupenfahrzeugen auf sehr weichen Böden, ausgehend von eigenen experimentellen Scher- und Eindringuntersuchungen mit Bentonitboden. Die experimentellen Untersuchungen hierbei betreffen die statische Einsinkung, den Drawbar-Pull-Test (Ermittlung der maximalen Traktionskraft bei konstanter Geradeausfahrt) und den Bollard-Pull-Test (Aufbringen von Antriebskräften bis zur Bodenabscherung bei arretiertem Fahrzeug), wobei für die Nachbildung des Fahrzeuges ein Raupensegment eingesetzt wird. Bode unterscheidet zwischen Raupen-Scherversuchen mit definierter konstanter Einsinkung und Raupen-Scherversuchen mit konstanter Auflast bei freier Einsinkung. Die Ergebnisse, die er mit dem Raupensegment erzielt, vergleicht er mit denen von Flügelschersonden.

Zhang /52/ befasst sich mit der Kurvenfahrt von Fahrwerken mit zwei Raupen auf ebenen weichen Böden. Für seine experimentellen Untersuchungen zur Erstellung seines Simulationsmodells verwendet er ebenfalls Bentonit als Imitat für den Tiefseeboden. Neben der Untersuchung von Traktion und Wendewiderstand einer Fahrzeugraupe befasst er sich mit der Bestimmung ihrer Bodenwiderstände. Er verwendet ebenfalls als Referenzmessgerät für die Bestimmung der Scherfestigkeit des Bodens die Flügelschersonde.

Dörfler /16/ befasst sich „mit der Erarbeitung praxisorientierter Grundwerte zur Interaktion eines Raupenfahrwerkes mit dem zu befahrenden Tiefseeboden auf der Basis experimenteller Untersuchungen“. Aus Drawbar-Pull- und Bollard-Pull-Tests mit der Variation verschiedener Einflussparameter leitet er Empfehlungen zur Konzeption von Raupenfahrwerken ab.

Hong /17/ untersucht, ebenfalls auf Bentonitboden, den Einfluss der Stegform von Raupen auf die Traktionskraft und die Schlupfeinsinkung. Als Referenzmessgerät für die Bestimmung der Scherfestigkeit des Bodens verwendet er, wie Bode und Zhang, die Flügelschersonde.

Mit den im Kapitel 3 beschriebenen Meßmethoden und Bodenkennwerten sollen die Grundlagen der Kriterien für die Beurteilung der Befahrbarkeit geschaffen werden. Für die verschiedenen Messverfahren gibt es meist empirische Umrechnungen in Diagramm- und Tabellenform. Vergleiche zwischen den Messungen mit Flügelschersonde, Scherring und Raupensegment am selben Boden führen zu unterschiedlichen Scherbruchspannungen und Scherfestigkeitsverläufen über der Bodenverformung.

Bezogen auf die Messverfahren sind die Unterschiede in den Ergebnissen im wesentlichen bedingt durch die Art der Belastung des Bodens und der Geometrie der bodenverformenden Elemente und somit auch durch den Verformungsmechanismus. Bodenbezogene Faktoren, welche die Messergebnisse unabhängig von den Messgeräten beeinflussen, sind der Wassergehalt, die Schichtung und die Zusammensetzung des verformten Bodens, aber auch das Konsolidierungsalter und die Beanspruchungsvorgeschichte des Bodenmittels. Der Meeresboden kann für die hier betrachteten Tiefseesedimente als normal konsolidiert angenommen werden /29/.

Die von der Messmethode abhängenden Ergebnisse werden hier im Rahmen der Modellbildung für den Boden in eine möglichst allgemeingültige Darstellung gebracht (siehe Kap. 5), wonach Ergebnisübertragungen unter den wichtigsten Messverfahren mit hinreichender Genauigkeit durchführbar werden. Hierzu werden gerätespezifische Parameter eingeführt und experimentell ermittelt.

#### **4.1 Versuchseinrichtungen**

Zur Untersuchung der verschiedenen Messgeräte wurde am IKS eine Versuchsanlage gebaut, mit der die Werte aus Messungen, die mit verschiedenen Messgeräten bei gleichen Bodeneigenschaften ermittelt wurden, miteinander verglichen werden können.

Die Versuchsanlage ist mit zwei drehzahlgeregelten Antrieben ausgestattet, um konstante und lastunabhängige Drehzahlen, bzw. Verformungsgeschwindigkeiten zu realisieren. Ein leistungsstarker Synchron-Servomotor treibt einen Linearantrieb an, mit dem das Raupensegment horizontal bewegt wird. Hiermit können auch die Drucksonde sowie auch die Flügelscher- und Scherringsonde vertikal positioniert werden. Mit diesem Antrieb wird auch der Tiefseebodenersatz homogenisiert. Der zweite Antrieb mit Gleichstrom-Servomotor bewirkt über ein Planetenradgetriebe die Drehung von Flügelscher- und Scherringsonde.



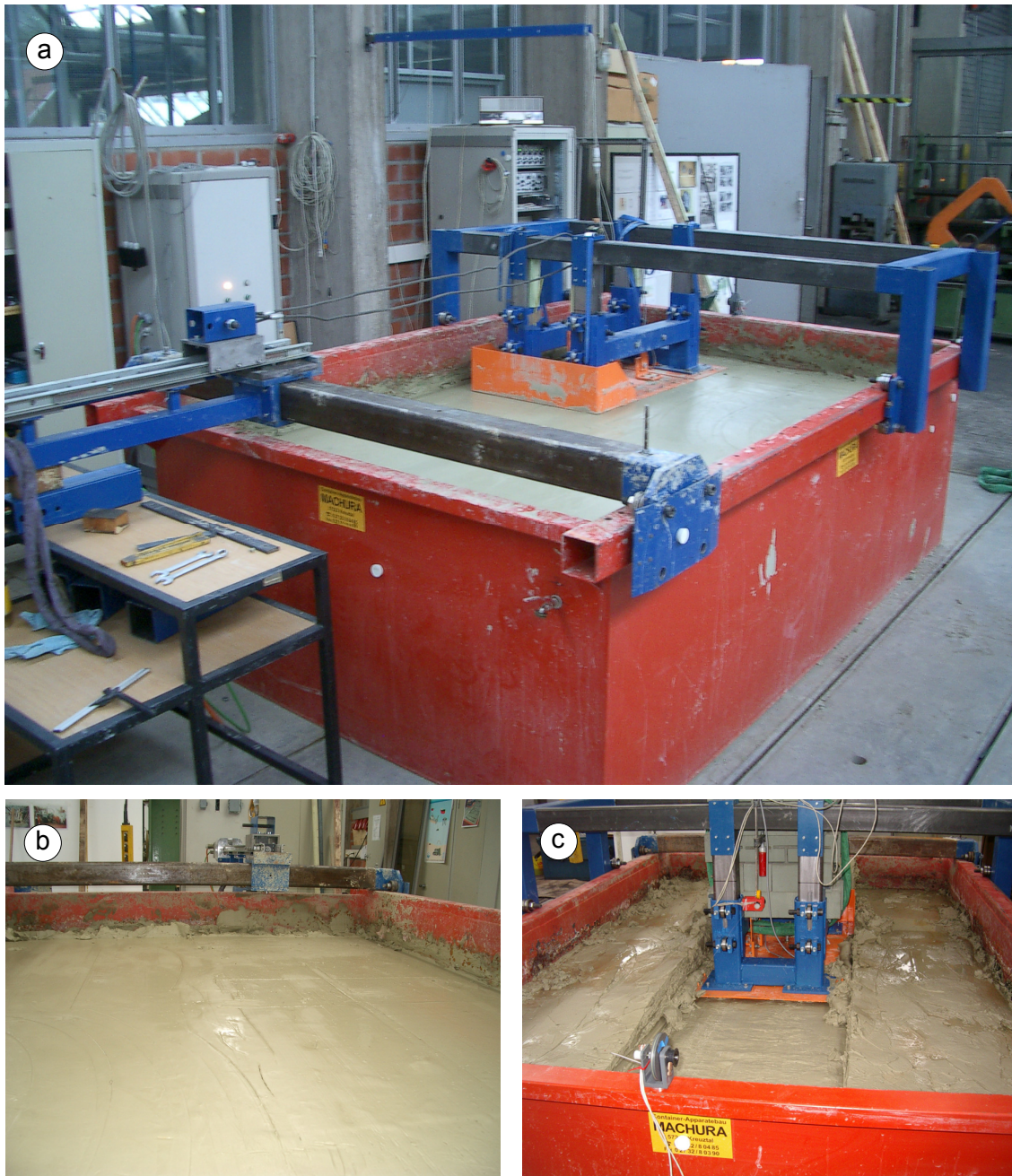


Bild 4.1: Versuchsanlage

a) Übersicht, b) vorbereiteter Versuchsboden, c) Raupensegmentversuch

Für die Drehmomentmessung an Flügelschersonde und Scherring werden je nach Messbereich zwei verschiedene Drehmomentmesswellen eingesetzt. Die Scherkräfte am Messsegment des Raupensegmentes werden mit einer Standard-Kraftmessdose (Hersteller HBM) gemessen. Für die Wegmessungen (Scherweg, Einsinkung und Drehwinkel sowie die Setzung der Lastplatten) wird im Rahmen dieser Arbeit ein speziell vom IKS entwickelter Wegaufnehmer mit einer Messtoleranz von  $\pm 1\text{mm}$  einge-

setzt. Die vertikalen Lasten auf Raupensegment und Scherring werden mit zwei Waagen bestimmt, im Messbereich von 0 bis 6kg mit einer Genauigkeit von  $\pm 0,1g$  und im Messbereich von 0 bis 100kg (Institut für Geotechnik) mit einer Genauigkeit von  $\pm 1g$ .

Tabelle 4.1 zeigt eine Übersicht der Messverfahren und der mit der Versuchsanlage durchgeführten Untersuchungen. Die technischen Daten zu den verschiedenen Messgeräten sind in Anhang 4.1 angegeben.

Messverfahren	Aufgabe
Flügelschersonde	Messung Scherspannungs-Scherweg-Beziehungen, Untersuchung des Verformungsverhaltens, undrainierte Scherfestigkeit
Scherring	Messung Scherspannungs-Scherweg-Beziehungen, Messung dynamischer Einsinkung, undrainierte Scherfestigkeit
Raupensegment	Messung Scherspannungs-Scherweg-Beziehungen, Messung dynamischer Einsinkung, Untersuchung des Verformungsverhaltens, undrainierte Scherfestigkeit
Lastplatten	Setzungsversuche, undrainierter Steifemodul
Kegeldrucksonde	Überprüfung der praktischen Tauglichkeit des Messverfahrens

Tabelle 4.1: Messverfahren und durchgeführte Untersuchungen

Als Tiefseebodenersatz wurde für die experimentellen Untersuchungen ein natürliches Kalziumbentonit (Calcigel) ausgewählt, da die Beschaffung mehrerer Tonnen echten Tiefseesedimentes mit vertretbaren Mitteln nicht zu realisieren ist. Tabelle 4.2 zeigt die Zusammensetzung von Calcigel.

Bestandteile Naturbentonit (Calcigel)	Anteil in Gewichts-%
Montmorillonit	85 %
Quarz	8 – 9 %
Feldspat	1 – 2 %
Glimmer	2 %
Kalzium Karbonat	2 %
Dolomit	1 – 2 %

Tabelle 4.2: Bestandteile des Naturbentonites Calcigel der Firma Südchemie (Dr. Ahlers, Südchemie)

Calcigel hat als natürliches Bentonit den Vorteil, dass die mechanischen Eigenschaften sich mit der Zeit nicht verändern. Im Gegensatz dazu stehen die so genannten aktivierten Bentonite, deren natürliche Zwischenschichtenionen teilweise durch andere Ionen ausgetauscht werden, welche die Quelfähigkeit des Bodens weiter erhöhen. Bei den aktivierten Bentoniten besteht die Gefahr, dass im Wasser enthaltene Kalziumionen wieder in die Schichtkristalle eingelagert werden, wodurch die künstlich eingefügten Ionen wieder verdrängt werden. Durch diesen Prozess kann bei aktivierten Bentoniten die Quelfähigkeit über der Zeit abnehmen.

## 4.2 Versuchstechnische Einflüsse

Die wesentlichen Einflussgrößen, die in den Versuchen möglichst konstant gehalten werden, sind die Homogenität des Versuchsbodens, der Wassergehalt und die Bedeckung der Bodenoberfläche mit Wasser (Letztere nur während der Versuche). Die Verformungsgeschwindigkeit des Bodens wird bei den Versuchen realitätsnah gestaltet.

### 4.2.1 Homogenisierung des Versuchsbodens und Einfluss des Wassergehaltes

Der Wassergehalt des Bodens ist nach DIN 18121-1 definiert:

$$w = \frac{m_w}{m_d} \cdot 100 \text{ Gew.} - \% , \quad (4.1)$$

mit  $w$  = Wassergehalt in Gewichtsprozent,

$m_w$  = Masse des Wassers in der Bodenprobe,

und  $m_d$  = Masse des trockenen Bodens in der Bodenprobe.

Die Trocknung der Bodenproben erfolgt nach DIN 18121-1 in einem temperaturgeregelten Trockenofen bei einer Temperatur von 105 °C. Die Probe gilt als getrocknet, wenn keine weitere Gewichtsabnahme durch längeres Verweilen der Probe im

Trockenschrank gemessen werden kann. Durchschnittlich wurden die Proben dafür jeweils 5,5 Tage in Trockenschrank belassen.

Bei der gleichmäßigen Anmischung des Versuchsbodens ist besondere Sorgfalt geboten. Homogene Mischungen werden nur erreicht, wenn der Versuchsboden überall den gleichen Wassergehalt hat. Dies ist durch eine sehr gute Durchmischung des Bodens zu erreichen. Anhand von Messungen des Wassergehaltes an verschiedenen Stellen wird die Homogenität des Bodens überprüft und eingestellt.

Nach jeder Messreihe wird das Bentonit-Wasser-Gemisch mit dem Rührer erneut homogenisiert. Die Verwendung von handelsüblichen Rührern führte zu unbefriedigenden Ergebnissen (Einrühren von Luft, unebene Bodenoberfläche). Für diese Mischaufgabe wurde im Rahmen dieser Arbeit eigens ein Rührer entwickelt mit dem zufriedenstellende Homogenisierungen erreicht wurden.

Die exakte Einstellung des Wassergehaltes ist bekanntermaßen sehr schwierig /15, 16, 17/. Bei den im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuchsreihen wurden unmittelbar vor und nach den Versuchen Bodenproben für die Wassergehaltsbestimmung entnommen. Dabei wurde beobachtet, dass infolge der Wasserüberdeckung des Bodens während der Versuche der Wassergehalt beeinflusst wird.

### **Einfluss des Wassergehaltes auf die Scherfestigkeit**

Die Kenntnis des Einflusses des Wassergehaltes auf die Scherfestigkeit des Bodens ist wichtig, um einzelne Messungen einer Versuchsreihe, die sich in ihrem Wassergehalt unterscheiden, auf einen gemeinsamen (korrigierten) Wassergehalt umrechnen zu können.

Der Einfluss des Wassergehaltes auf die Scherfestigkeitsverläufe wurde in einer Messreihe untersucht, die die Scherbruchfestigkeit und die Restscherfestigkeit in Abhängigkeit des Wassergehaltes bestimmt. Auf Wasserüberdeckung wird bei dieser Messreihe

verzichtet, damit während des Versuches kein Wasser in die Scherfugen gelangen kann, welches den Wassergehalt lokal erhöht und damit die Festigkeit des Bodens verringert. Die Wasserüberdeckung übt einen gesonderten Einfluss auf die Messungen aus, der vom Einfluss des eigentlichen Wassergehalts des Bodens zu trennen ist.

Der Einfluss des Wassergehaltes des Bodens wurde anhand von Flügelschermessungen dargestellt. Hieraus ist ersichtlich, dass sich sowohl die Scherbruchspannung  $\tau_B(w)$  als auch die Restscherfestigkeit  $\tau_R(w)$  durch gängige Potenzfunktionen gut approximieren lassen. Im Bild 4.2 sind die Abhängigkeiten von Scherbruchfestigkeit und der Restscherfestigkeit vom Wassergehalt  $w$  dargestellt.

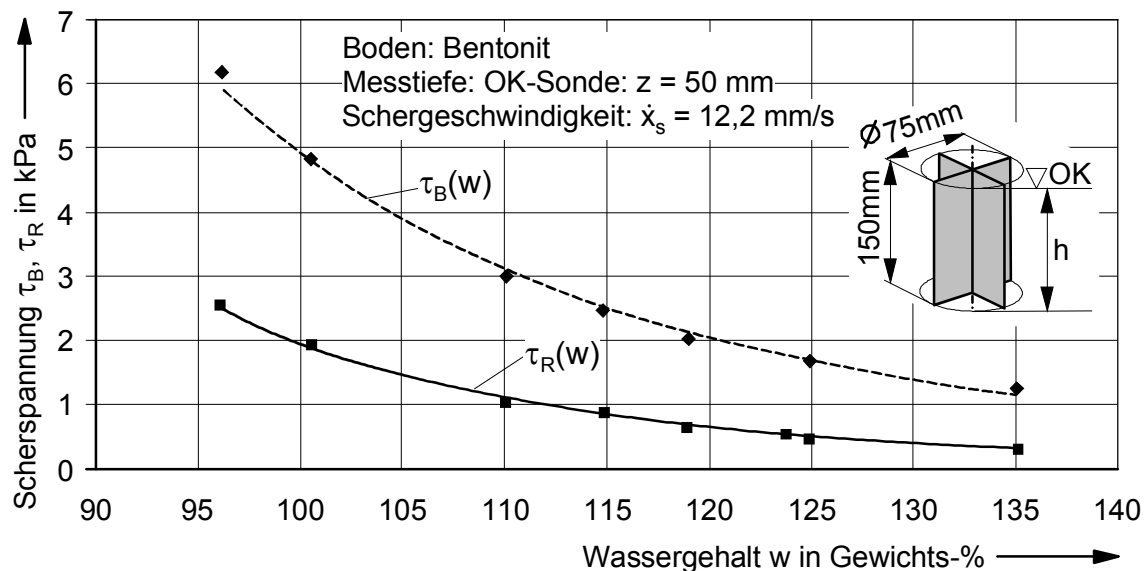


Bild 4.2: Abhängigkeit der Scherbruchfestigkeiten  $\tau_B$  und der Restscherfestigkeiten  $\tau_R$  vom Wassergehalt  $w$  (ohne Wasserüberdeckung)

Um die Abhängigkeiten von Scherbruchfestigkeit und Restscherfestigkeit vom Wassergehalt aus Bild 4.2 in die Form eines Korrekturfaktors zu bringen, der es erlaubt verschiedene Messungen mit einem Messgerät auf einen Bezugswassergehalt umzurechnen, werden zwei Normierungen vorgenommen:

- Normierung der gezeigten Verläufe auf Scherbruch- und Restscherfestigkeitswerte bei  $w = 100 \text{ Gew.-%}$ ,

- Normierung der gezeigten Verläufe auf die jeweiligen maximalen Scherwege von Flügelschersonde, Scherring und Raupensegment als Bezugsscherwegweg.

Die maximalen Scherwege von Flügelschersonde, Scherring und Raupensegment sind hierbei:

- $x_{s,FS,max} = 236$  mm, entspricht einer vollen Drehung des Scherflügels,
- $x_{s,SR,max} = 1037$  mm, entspricht einer vollen Drehung des Scherrings,
- $x_{s,RS,max} = 970$  mm, entspricht dem Scherweg in den Versuchen.

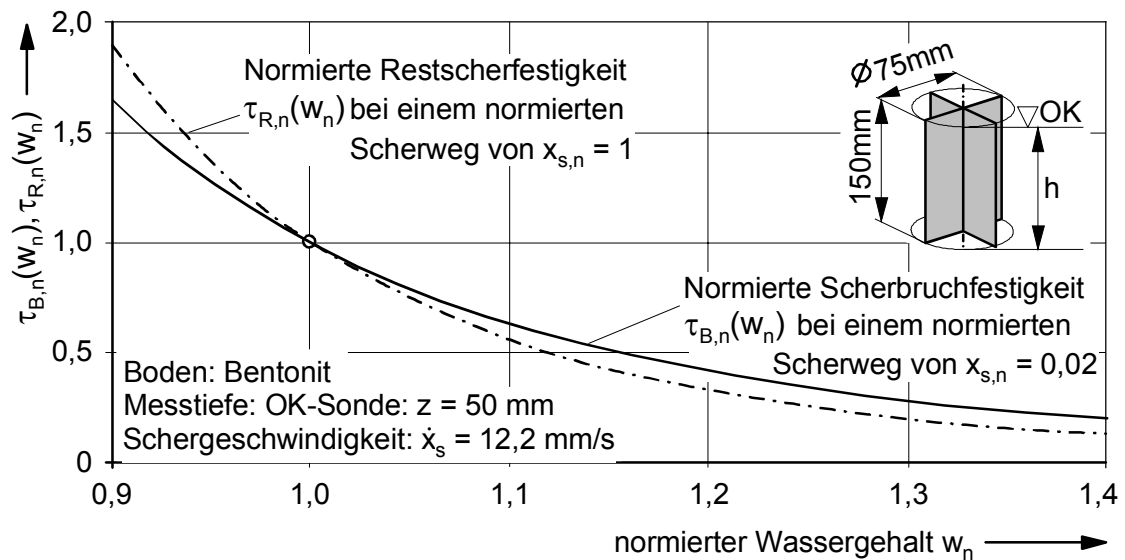


Bild 4.3: Abhängigkeit der normierten Scherbruch- und der Restscherfestigkeiten vom Wassergehalt  $w$  (ohne Wasserüberdeckung)

Beide in Bild 4.3 gezeigten Verläufe werden in einem Korrekturfaktor  $R_w$  zusammengefasst. Der Korrekturfaktor  $R_w$  in Abhängigkeit des normierten Scherweges  $x_{s,n}$  und des normierten Wassergehaltes  $w_n$  ergibt sich zu:

$$R_w = w_n^{(-1,3 \cdot x_{s,n} - 4,7)} \quad (4.2)$$

mit  $R_w$  = Korrekturfaktor zur Berücksichtigung des Wassergehalteinflusses,

$$x_{s,n} = \text{normierter Scherweg, } x_{s,n} = \frac{x_s}{x_{s,Bez}}, \quad 0 \leq x_{s,n} \leq 1,$$

$$x_s = \text{Scherweg in mm,}$$

$$x_{s,Bez} = \text{Bezugsscherweg (maximaler Scherweg des jeweiligen Messgerätes)}$$

$$(x_{s,FS,max} = 236 \text{ mm, } x_{s,SR,max} = 1037 \text{ mm, } x_{s,RS,max} = 970 \text{ mm}),$$

$$w_n = \text{normierter Wassergehalt } w_n = \frac{w}{w_{Bez}},$$

$$w = \text{Wassergehalt in Gew.-%,}$$

$$\text{und } w_{Bez} = 100 \text{ Gew.-% (= } w_{100}\text{)}.$$

Der Korrekturfaktor  $R_w$  kommt nach Gleichung 4.3 zum Ansatz um eine Messung vom Bezugswassergehalt  $w_{Bez} = w_{100}$  auf einen beliebigen anderen Wassergehalt umzurechnen.

$$\tau_s(w) = R_w \cdot \tau_s(w_{100}) \quad (4.3)$$

Bei der Umrechnung einer aktuellen Messung auf den Bezugswassergehalt von  $w_{Bez} = 100$  Gew.-% wird diese Messung durch den Korrekturfaktor  $R_w$  geteilt:

$$\tau_s(w_{100}) = \frac{\tau_s(w)}{R_w} \quad (4.4)$$

### Beispiel

In Bild 4.4 ist die Abhängigkeit der Scherbruchspannung  $\tau_B$  vom Wassergehalt bei einem normierten Scherweg  $x_{R,n} = 0,02$  bei der Flügelschersonde dargestellt. Diese Abhängigkeit wurde aus Bild 4.2 übernommen. Beim Bezugswassergehalt  $w_{100}$  hat die Scherbruchspannung einen Wert von  $\tau_B = 4,88$  kPa. Der Korrekturfaktor hat beim Bezugswassergehalt den Wert 1 und ist damit als neutraler Faktor unwirksam. Bei einem Wassergehalt von  $w = 110$  Gew.-% bekommt der Korrekturfaktor den Wert  $R_w = 0,637$ . Multipliziert mit dem Wert der Scherbruchspannung von  $\tau_B = 4,88$  kPa ergibt sich die im Bild gezeigte Scherbruchspannung von  $\tau_B(w = 110 \text{ Gew.-%}) = 3,11$  kPa.

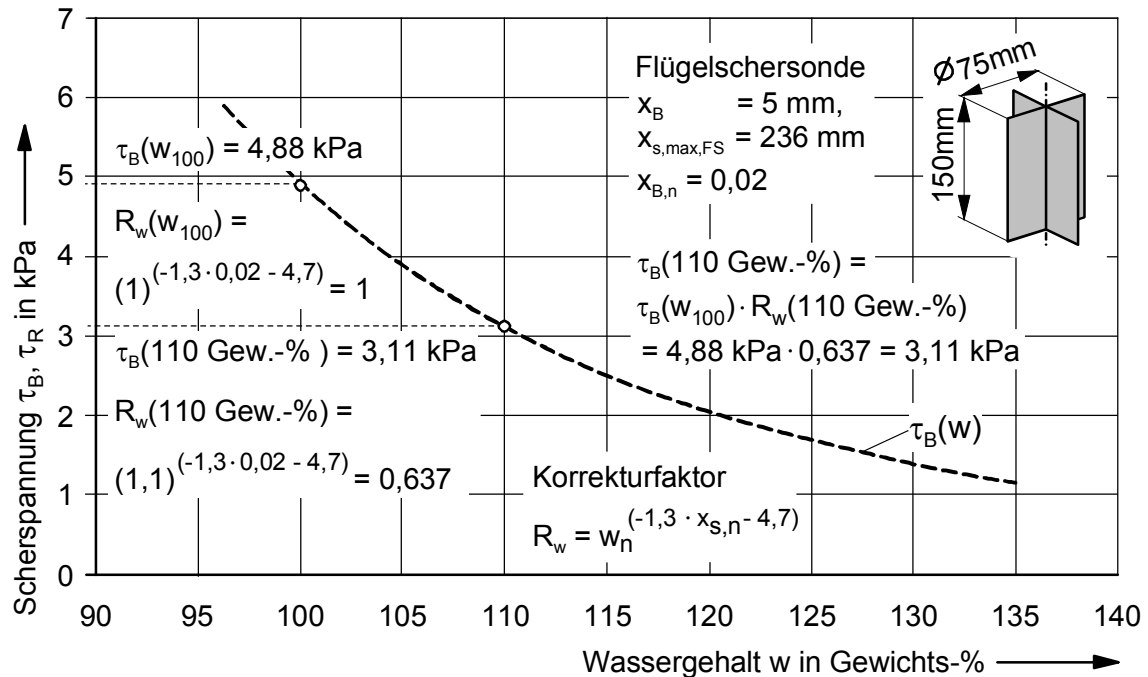


Bild 4.4: Abhängigkeit der Scherbruchfestigkeiten  $\tau_B$  vom Wassergehalt  $w$  (Schergeschwindigkeit  $\dot{x}_s = 12,2 \text{ mm/s}$ )

Der Korrekturfaktor  $R_w$  berücksichtigt neben dem Wassergehalt auch den Einfluss des Scherweges. Bei einem normierten Scherweg von  $x_{s,n} = 1$  ergibt sich beispielsweise für die Flügelschersonde die in Bild 4.2 gezeigte Abhängigkeit der Restscherfestigkeit vom Wassergehalt. Im Gleitbruchbereich zwischen Scherbruch- und Restscherfestigkeit  $\tau_B \geq \tau_s \geq \tau_R$  wird ein linearer Übergang des Scherweeinflusses im Bereich  $x_B < x_s < x_R$  angenommen.

Der Einfluss des Wassergehaltes  $w$  des Bodens, der die Bodenfestigkeit des Versuchsbodens bestimmend beeinflusst, wird durch die Normierung auf Scherbruch- und Restscherfestigkeit, sowie durch die Normierung auf die Bezugsscherwege weitgehend messgerätunabhängig gemacht.

#### 4.2.2 Einfluss der Wasserüberdeckung

Der Einfluss der Wasserüberdeckung und mit ihr das Eindringen von Wasser in den Scherspalt wirkt sich auf die Messwerte gravierend aus, wie aus Messungen mit Was-



serüberdeckung nach Bild 4.5 ersichtlich ist. Die Versuche hierzu wurden im selben Boden unter sonst gleichen Versuchsbedingungen mit einer Schergeschwindigkeit von  $\dot{x}_s = 20 \text{ mm/s}$  durchgeführt.

Aus der Gegenüberstellung ist ersichtlich, dass im „elastischen Bereich“ kaum ein Einfluss vorhanden ist. Das Eindringen von Wasser in den Scherspalt bewirkt aber einen starken Schmiereffekt im Gleitbereich, was besonders auffällig durch den Abfall der Restscherfestigkeit wird.

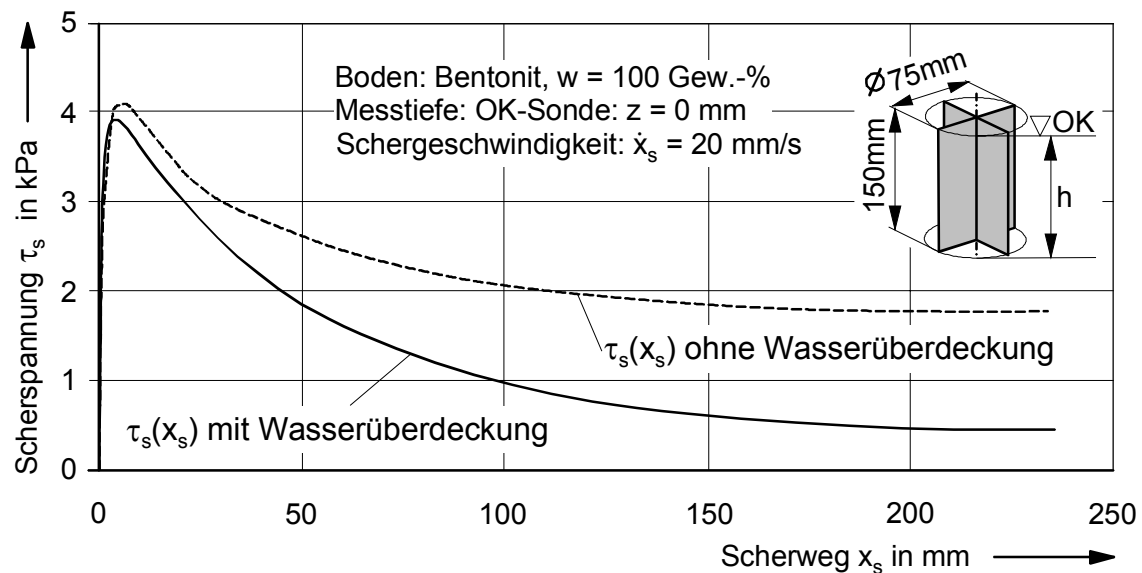


Bild 4.5: Einfluss der Wasserüberdeckung beim Flügelscherversuch

Der Schmiereinfluss ist von allgemeiner Art und nicht etwa abhängig vom Messverfahren. Dieses lässt sich anhand eines Raupensegmentversuches im selben Boden zeigen. Im Bild 4.6 sind die Messergebnisse mit und ohne Wasserüberdeckung aus Raupensegmentversuchen mit einer Stegteilung von  $\Pi = 240 \text{ mm}$  und einer Schergeschwindigkeit von  $\dot{x}_s = 18,6 \text{ mm/s}$  dargestellt. Bei der Durchführung der Versuche wurde die Messtiefe gleich der Steghöhe gewählt und fixiert. Auch hier ist der Einfluss des Wassers im Scherspalt markant.

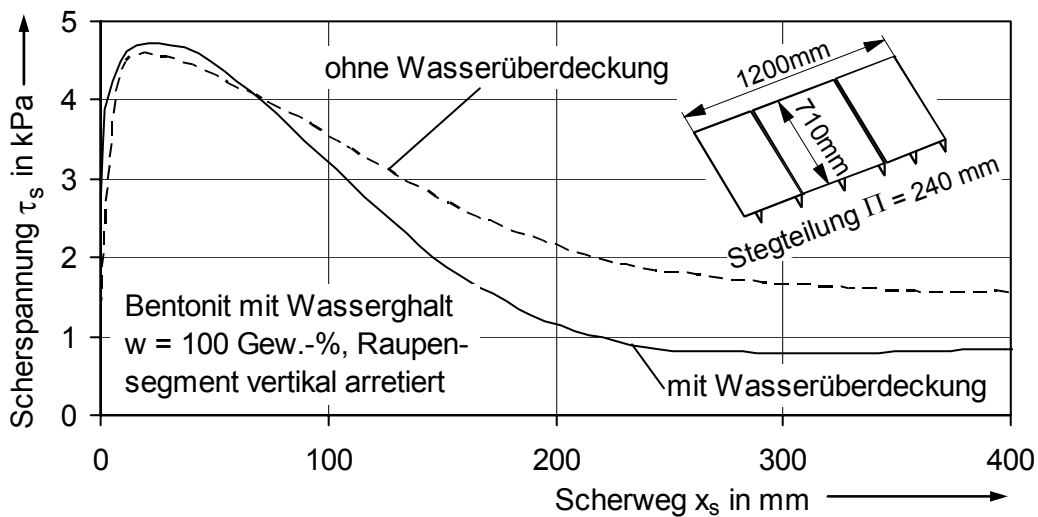


Bild 4.6 Einfluss der Wasserüberdeckung beim Raupensegmentversuch, Schergeschwindigkeit  $\dot{x}_s = 18,6 \text{ mm/s}$

Im Hinblick auf die Fragestellung nach der Befahrbarkeit des in situ Tiefseebodens werden im Rahmen dieser Arbeit nur noch Versuche mit Wasserüberdeckung durchgeführt, worauf im Weiteren nicht mehr hingewiesen wird.

#### 4.2.3 Einfluss der Schergeschwindigkeit

Der Einfluss der Schergeschwindigkeit auf die Scherspannungs-Scherweg-Beziehung wird mit der Scherringsonde nach Bild 4.13 untersucht. Als Schergeschwindigkeit wird hierbei die Umfangsgeschwindigkeit am Außendurchmesser definiert:

$$\dot{x} = \frac{d_{a,SR}}{2} \cdot \dot{\varphi}, \quad (4.5)$$

mit  $\dot{\varphi}$  = Winkelgeschwindigkeit

und  $d_{a,SR}$  = Außendurchmesser des Scherrings.

Die Messungen wurden im Bentonitboden mit einem Wassergehalt von  $w = 105,7 \text{ Gew.-%}$  unter Wasserüberdeckung durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Bild 4.7 graphisch dargestellt.

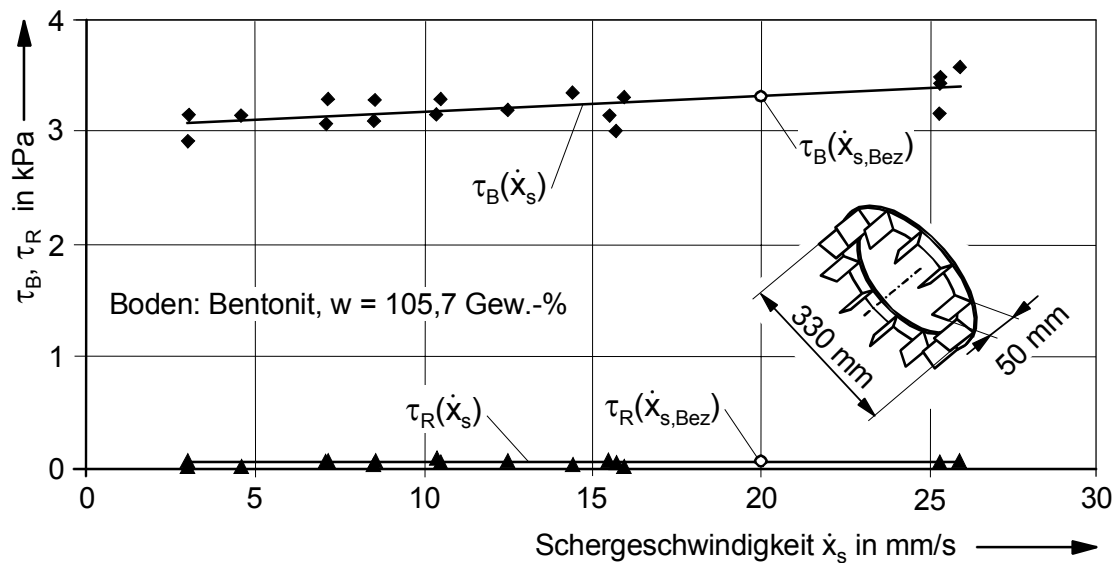


Bild 4.7: Scherspannungen in Abhängigkeit der Schergeschwindigkeit (gemessen mit Scherring)

Die Scherbruchfestigkeit  $\tau_B$  steigt mit der Schergeschwindigkeit schwach linear an, während die Restscherfestigkeit  $\tau_R$  offensichtlich nicht von der Schergeschwindigkeit abhängt.

Der hier experimentell untersuchte Geschwindigkeitseinfluss lässt sich durch Normieren auf Bezugswerte in eine Form bringen, die einen Korrekturfaktor ergibt, der es erlaubt, verschiedene Versuche mit dem gleichen Messgerät auf eine Bezugsgeschwindigkeit umzurechnen und damit vergleichbar zu machen. Zwei Normierungen werden hier vorgenommen:

- Normierung der in Bild 4.7 gezeigten Verläufe von  $\tau_B$  (Scherbruchfestigkeit) bzw.  $\tau_R$  (Restscherfestigkeit) auf die Werte  $\tau_B(\dot{x}_{s,Bez})$  bzw.  $\tau_R(\dot{x}_{s,Bez})$  bei Bezugsgeschwindigkeit,
- Normierung der gezeigten Verläufe auf die jeweiligen maximalen Scherwege von Flügelschersonde, Scherring und Raupensegment.

Gleichung 4.6 gibt den Korrekturfaktor  $R_{\dot{x}}$  für den Geschwindigkeitseinfluss an:

$$R_{\dot{x}} = 0,02 \cdot x_{s,n} - 0,02 \cdot \dot{x}_{s,n} \cdot x_{s,n} + 0,085 \cdot \dot{x}_{s,n} + 0,915 \quad (4.6)$$

- mit  $R_{\dot{x}}$  = Korrekturfaktor zur Berücksichtigung des Schergeschwindigkeitseinflusses,
- $x_{s,n}$  = normierter Scherweg,  $x_{s,n} = \frac{x_s}{x_{s,Bez}}$ ,  $0 \leq x_{s,n} \leq 1$ ,
- $x_s$  = Scherweg in mm,
- $x_{s,Bez}$  = maximaler Scherweg des jeweiligen Messgerätes  
( $x_{s,FS,max} = 236$  mm,  $x_{s,SR,max} = 1037$  mm,  $x_{s,RS,max} = 970$  mm),
- $\dot{x}_{s,n}$  = normierte Schergeschwindigkeit,  $\dot{x}_{s,n} = \frac{\dot{x}_s}{\dot{x}_{s,Bez}}$ ,
- $\dot{x}_s$  = Schergeschwindigkeit in mm/s,
- und  $\dot{x}_{s,Bez} = 20$  mm/s, Bezugsgeschwindigkeit.

Im Gleitbruchbereich zwischen Scherbruch- und Restscherfestigkeit  $\tau_B \geq \tau_s \geq \tau_R$  wird ein linearer Übergang des Geschwindigkeitseinflusses im Bereich  $x_B < x_s < x_R$  angenommen.

Der Korrekturfaktor  $R_{\dot{x}}$  kommt nach Gleichung 4.7 zum Ansatz um eine Messung von der Bezugsgeschwindigkeit von  $\dot{x}_{Bez} = 20$  mm/s auf eine beliebige andere Schergeschwindigkeit umzurechnen.

$$\tau_s(\dot{x}_s) = R_{\dot{x}} \cdot \tau_s(\dot{x}_{Bez}) \quad (4.7)$$

Bei der Umrechnung einer aktuellen Messung auf die Bezugsgeschwindigkeit wird diese Messung durch den Korrekturfaktor  $R_{\dot{x}}$  geteilt:

$$\tau_s(\dot{x}_s = 20 \text{ mm/s}) = \frac{\tau_s(\dot{x}_s)}{R_{\dot{x}}} \quad (4.8)$$

### Beispiel

In Bild 4.8 ist die Abgängigkeit der Scherbruchspannung von der Schergeschwindigkeit beim Scherring dargestellt. Diese Abhängigkeit wurde aus Bild 4.7 übernommen. Bei der Bezugsgeschwindigkeit  $\dot{x}_{s,Bez} = 20$  mm/s und einem normierten Scherweg bei der Scherbruchfestigkeit von  $x_{s,n} = 0,02$  ergibt sich für den Korrekturfaktor der Wert

$R_{\dot{x}} = 1$ , d.h. bei der Bezugsgeschwindigkeit ist der Korrekturfaktor neutral. Zur Berechnung der Scherbruchspannung bei einer Schergeschwindigkeit von  $\dot{x}_s = 5 \text{ mm/s}$  ( $\dot{x}_{s,n} = 0,25$ ) ergibt sich für den Korrekturfaktor der Wert  $R_{\dot{x}} = 0,936$ . Dieser wird nun mit der Scherbruchspannung bei Bezugsgeschwindigkeit multipliziert und ergibt einen Scherspannungswert von  $\tau_B = 3,11 \text{ kPa} = \tau_B(5 \text{ mm/s})$  und liegt damit exakt auf der in Bild 4.8 dargestellten Geraden.

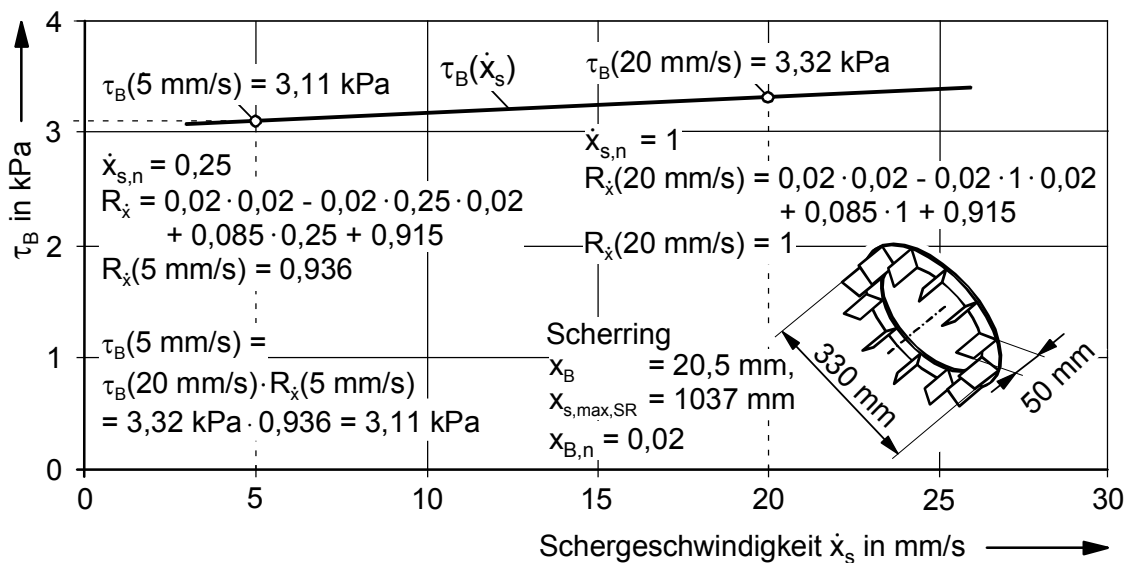


Bild 4.8: Beispiel zur Umrechnung von Scherbruchspannungen  $\tau_B$  in Abhängigkeit der Schergeschwindigkeit (Wassergehalt  $w = 105,7 \text{ Gew.-%}$ )

Bei der Auswertung wurden alle Messwerte auf die Bezugsgeschwindigkeit umgerechnet.

### 4.3 Flügelscherversuche

Mit der IKS-Flügelschersonde (Bild 4.9) können verschiedene Messtiefen im Boden angefahren werden. Aufgrund der vergleichsweise geringen Größe der Sonden ist die Beeinflussungszone im umliegenden Boden klein, und es können deshalb viele Versuche je Bodencharge durchgeführt werden.



Bild 4.9: Flügelcherversuch

Im elastischen Bereich der Bodenverformung nimmt das Drehmoment näherungsweise proportional zum Scherwinkel zu. Bei einer bestimmten Verformung bricht der Boden und es bildet sich ein Scherzylinder aus, der der Mantelfläche und den Stirnflächen der Sonde entspricht. Beim Erreichen der maximalen Scherspannung tritt der Bruch des Bodens ein. Das dabei auftretende Drehmoment wird mit den geometrischen Größen des Scherzylinders in die Scherspannung umgerechnet. Der typische Verlauf der Scherspannung über dem Scherweg ist in Bild 4.10 dargestellt.

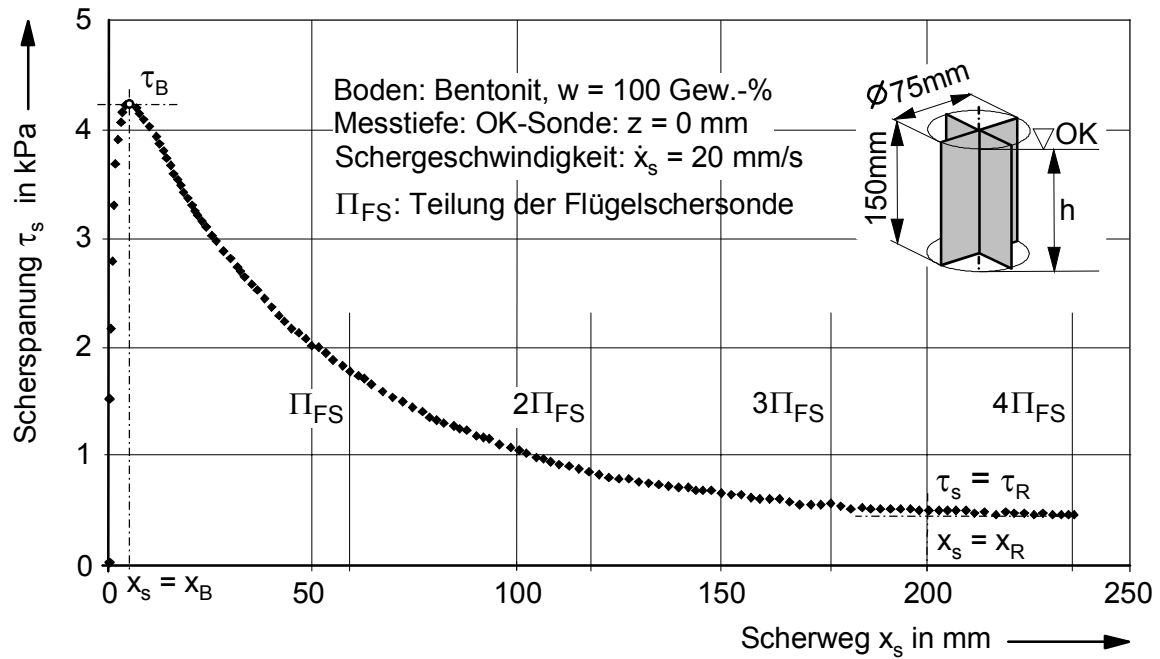


Bild 4.10: Flügelschermessung mit typischem Verlauf

Unter Scherweg wird hierbei der vom Beginn der Drehung (Nullpunkt) gemessene Bogen auf dem Scherzylinderumfang verstanden. Dem Drehwinkel  $\varphi$  entspricht der Scherweg  $x_s$ :

$$x_s = \varphi \cdot \frac{d_{FS}}{2}.$$

Die Schergeschwindigkeit ergibt sich mit der Winkelgeschwindigkeit  $\dot{\varphi}$  zu

$$\dot{x}_s = \dot{\varphi} \cdot \frac{d_{FS}}{2}.$$

Die Scherspannung  $\tau_s$  im Boden steigt anfangs steil etwa linear mit dem Scherweg an bis der Scherbruch  $\tau_B$  eintritt. Der Scherweg bis zum Scherbruch ist  $x_B$ . Danach tritt der Gleitbruch ein, bei dem die Scherspannung monoton abfällt und sich asymptotisch der Restscherspannung nähert. Im Bild 4.10 wird die Restscherspannung  $\tau_R$  in etwa beim Scherweg  $x_s = x_R$  erreicht. Das entspricht drei bis vier Teilungen  $\Pi_{FS}$  des Scherzylinderumfangs und einem Drehwinkel von  $\varphi = 270$  bis  $360$  grad:

$$\chi_R \approx 3 \dots 4 \cdot \Pi_{FS} .$$

### Flügelschermessungen im elastischen Bereich

Bei geringen Verformungen zeigt der Boden elastisches Verhalten und folgt damit dem Hookeschen Gesetz

$$\tau(r) = G \cdot \xi , \quad (4.9)$$

mit  $G =$  Schubmodul

und  $\xi =$  technische Gleitung.

Ohne Berücksichtigung der Stirnflächen der Flügelschersonde verlaufen die Scherspannungen im Boden als Funktion vom horizontalen Abstand von der Drehachse der Flügelschersonde ähnlich, unabhängig von dem eigentlichen Durchmesser der Flügelschersonde. Theoretisch ist damit die Größe der Flügelschersonde belanglos. Je nach Bodenscherfestigkeit werden in der Praxis jedoch unterschiedliche Sondenmaße eingesetzt, um z.B. mit größeren Sonden örtliche Bodeninhomogenitäten auszugleichen und mit einem stärkeren Messsignal eine empfindlichere Drehmomentmessung zu bekommen.

Nach der Herleitung des Zusammenhanges zwischen der Schubspannung im Boden und dem Drehwinkel im elastischen Bereich (s. Anhang 4.2) ergibt sich:

$$\varphi_{FS} = - \frac{\tau_{s,FS}}{2 \cdot G} . \quad (4.10)$$

Am Ende des elastischen Bereiches der Bodenverformung tritt der Scherbruch ein. Unter der nicht ganz zutreffenden Annahme, dass die Scherspannungs-/Verformungslinie vom Nullpunkt bis zum Bruch linear ansteigt, gilt:

$$\tau_{s,FS} \approx -2 \cdot G \cdot \varphi_{FS} . \quad (4.11)$$



Das Verhältnis  $\varphi_B/\tau_B$  ist bei Flügelscherversuchen im selben Boden konstant und der Herleitung zufolge unabhängig von den geometrischen Größen  $d_{FS}$  und  $h_{FS}$  der eingesetzten Sonden. Hierzu wurden eigene Versuche /53/ im selben Boden durchgeführt. Dazu wurden 5 verschiedene Sonden mit Flügeldurchmessern im Bereich  $30 \text{ mm} \leq d_{FS} \leq 67 \text{ mm}$  und Flügelhöhen im Bereich  $70 \text{ mm} \leq h_{FS} \leq 110 \text{ mm}$  eingesetzt. Alle diese Versuche wurden mit der Drehgeschwindigkeit  $\dot{\varphi}_{FS} = 3,9 \text{ grad/s}$  durchgeführt. Die Versuchsergebnisse sind in Bild 4.11 dargestellt.

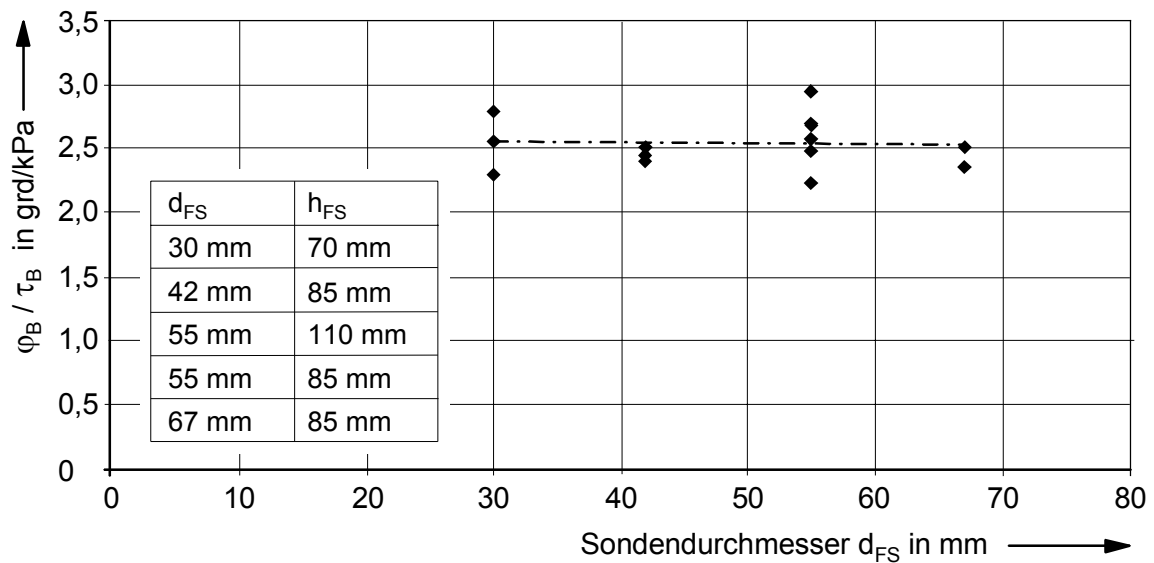


Bild 4.11: Bezogener Scherbruchwinkel dargestellt über den Sondendurchmesser (Bentonit mit Wassergehalt  $w = 95 \text{ Gew.-%}$ ,  $\dot{\varphi} = 3,9 \text{ grad/s}$ )

Hiernach ist praktisch kein Einfluss des Sondendurchmessers vorhanden. Im Bild 4.12 ist der Einfluss der Sondenflügelhöhe aus denselben Versuchen dargestellt. Hieraus ist ersichtlich, dass auch die Flügelhöhe praktisch auch keinen Einfluss auf die Messung der Scherspannungen ausübt. Die verallgemeinerte Feststellung, dass die Sondengeometrie praktisch keinen Einfluss auf die Messung der Scherspannung ausübt, gilt für den untersuchten Bereich von  $1,3 \leq h_{FS}/d_{FS} \leq 2,3$ .

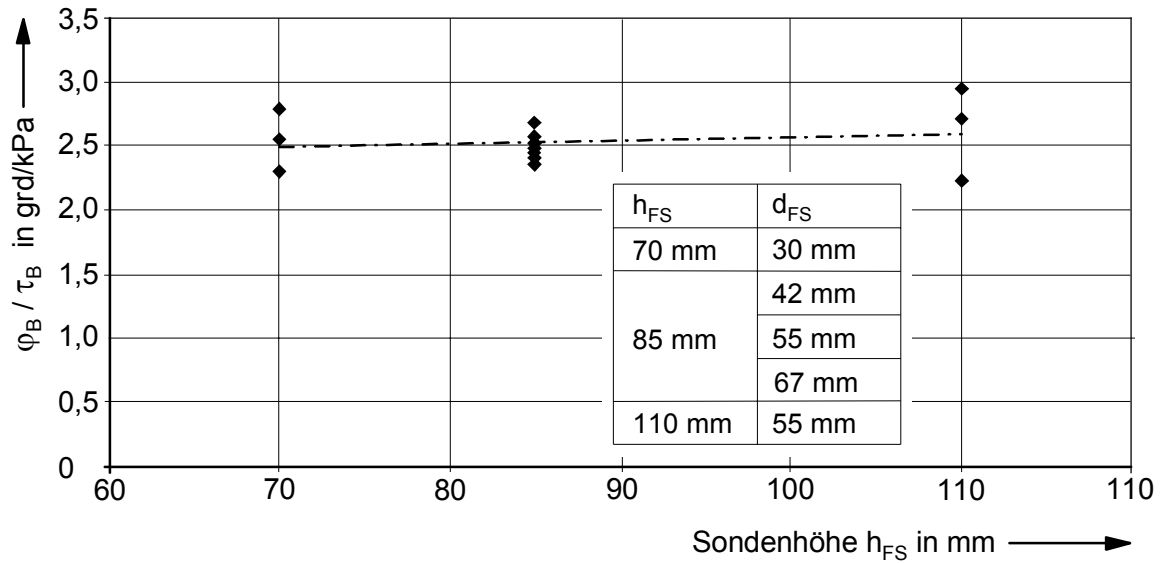


Bild 4.12: Bezogener Scherbruchwinkel dargestellt über den Sondenhöhe (Bentonit mit Wassergehalt  $w = 95$  Gew.-%,  $\dot{\varphi} = 3,9$  grad/s)

Zum Vergleich stehen Laborversuchsergebnisse des Instituts für Geotechnik (IfG) der Universität Siegen zur Verfügung, die an Westerwälder Tonproben durchgeführt wurden /54/. Der Westerwälder Ton ist ebenfalls feinkörnig und bindig. Bei einem Wassergehalt von 29,6 Gew.-% sind das Verformungsverhalten und die Scherfestigkeits-/Drehwinkel-Beziehungen dem Bentonitboden ähnlich. Bei allen Versuchen des IfG wurde eine Laborflügelschersonde (Wille Geotechnik, Typ SF0) eingesetzt. Die Versuche wurden mit 4 verschiedenen Standard-Sondengeometrien durchgeführt:

$d_{FS}$	$h_{FS}$
12,7 mm	12,7 mm
	19,0 mm
	25,4 mm
30,0 mm	20,0 mm

Tabelle 4.3: Sondengeometrien der Flügelscherversuche des IfG

Die Drehgeschwindigkeiten lagen im Bereich von  $0,067 \text{ grad/s} \leq \dot{\varphi}_{FS} \leq 2,67 \text{ grad/s}$ . Die Versuchsergebnisse des IfG bestätigen, dass die Ermittlung der Scherspannung weder vom Sondendurchmesser noch vom der Flügelhöhe abhängt. Damit ist die Annahme einer konstanten Spannungsverteilung am Scherzylindermantel begründet.

#### 4.4 Scherringversuche

Im Unterschied zur Flügelschersonde kann der Scherring (Bild 4.13) nur an der Bodenoberfläche verwendet werden. Der Scherring der eigenen Versuchsanlage (IKS) ist mit auswechselbaren Schersteinen versehen. Über eine Linearführung, die eine freie Vertikalbewegung des Scherrings bei gleichzeitiger Drehmomentübertragung zulässt, wird der Scherring gedreht. Während der Drehung wird das entstehende Drehmoment gemessen. Durch das Aufbringen definierter vertikaler Lasten besteht die Möglichkeit, den Scherring in den Boden einsinken zu lassen. So kann ohne Drehung des Scherrings die Setzung und während der Drehung die dynamische Einsinkung gemessen werden. Durch Arretieren der Linearführung können Setzung und dynamische Einsinkung unterbunden werden.

Der Scherring verfügt über 12 Scherstege, die gleichmäßig über den Umfang verteilt sind. Als Stegteilung wird der Abstand der Stege am Außendurchmesser des Scherrings angenommen. Damit ergibt sich die Stegteilung  $\Pi_{SR}$  zu

$$\Pi_{SR} = d_{a,SR} \cdot \frac{\pi}{12} = 86,4 \text{ mm}, \quad (4.12)$$

mit  $d_{a,SR}$  = Außendurchmesser Scherring (= 330 mm).

#### Scherspannungsverteilung am Scherring

Beim Scherringversuch entsteht infolge des Scherbruchs ein kreisringförmiger Scherkörper. Der Scherkörper hat einen Außen- und einen Innendurchmesser sowie eine Höhe, die den Konstruktionsabmessungen der Scherringsonde entspricht. Die Schergeschwindigkeiten an der inneren und der äußeren Mantelfläche betragen:

$$\dot{x}_{i,SR} = \frac{d_{i,SR}}{2} \cdot \dot{\varphi} \quad \text{und} \quad \dot{x}_{a,SR} = \frac{d_{a,SR}}{2} \cdot \dot{\varphi}, \quad (4.13)$$

An der unteren Stirnfläche zwischen dem Innen- und dem Außendurchmesser wächst die Schergeschwindigkeit linear an.

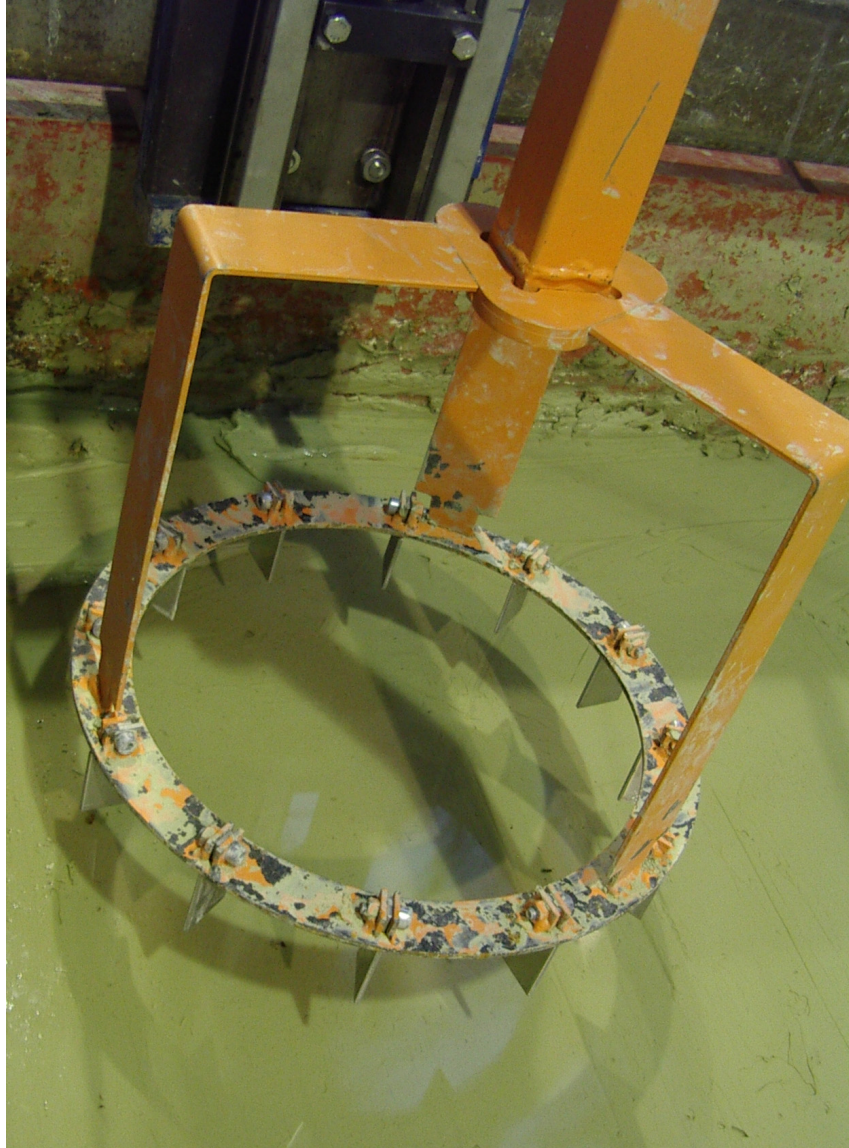


Bild 4.13: Scherring der Versuchsanlage

Analog zur Überprüfung der Hypothese einer konstanten Scherspannungsverteilung bei der Flügelschersonde, wurden im Rahmen dieser Arbeit Versuche mit Scherstegen verschiedener Höhen durchgeführt.

Die Versuchsergebnisse sind in Bild 4.14 dargestellt. Bei geringen Steghöhen ist ihr Einfluss auf die Scherbruchfestigkeit sehr groß, aber ab einer Steghöhe von  $h_{SR} = 30$  mm verschwindet der Einfluss. Die Restscherfestigkeit ist gänzlich unabhängig von der Steghöhe. Für die weiteren Betrachtungen wird eine konstante Scherspannung an den Scherflächen angenommen, wobei die Voraussetzung erfüllt sein muss, dass die Steghöhe mindestens  $h_{SR} = 30$  mm beträgt.

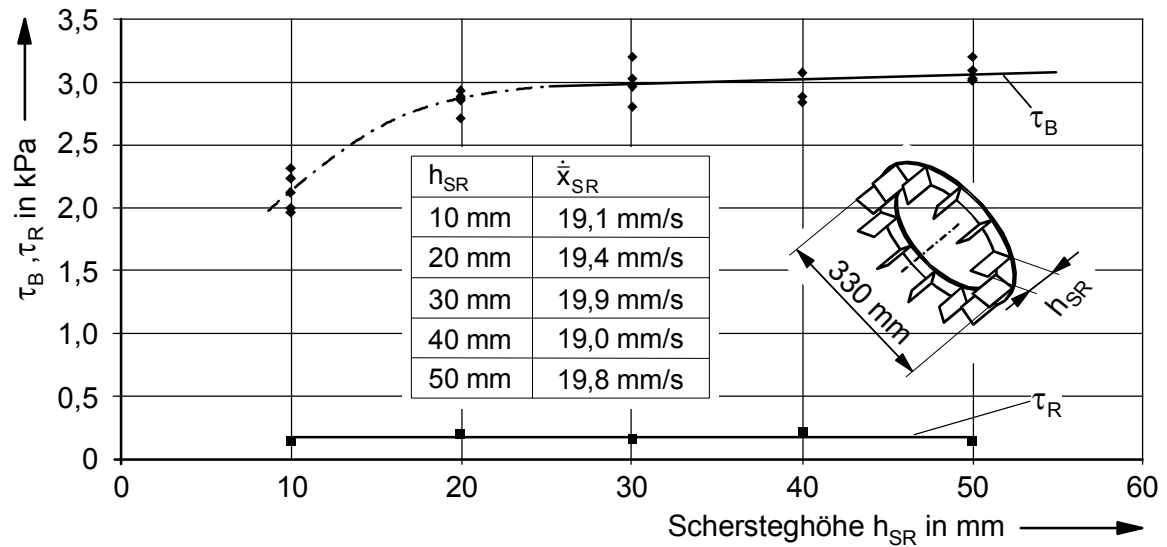


Bild 4.14: Scherbruchfestigkeit  $\tau_B$  und Restscherfestigkeit  $\tau_R$  in Abhängigkeit der Steghöhe  $h_{SR}$  (Scherringversuche, Bentonit mit Wassergehalt  $w = 106,4$  Gew.-%,  $d_{a,SR} = 330$  mm,  $d_{i,SR} = 270$  mm,  $h_{SR} = 40$  mm,  $\Pi_{SR} = 86,39$  mm)

### Scherspannung in Abhängigkeit des vertikalen Bodendruckes und dynamische Einsinkung des Scherrings

Weitere Versuchsreihen wurden durchgeführt, um das Scherverhalten und das dynamische Einsinkverhalten des Scherringes in Abhängigkeit der Bodenbelastung  $p_v$  zu bestimmen. Vier Messreihen mit jeweils vier bis fünf Einzelmessungen mit jeweils gleicher vertikaler Last ergeben die in Bild 4.15 dargestellten Scherweg-Scherspannungs-Verläufe.

Mit der Zunahme des vertikalen Bodendruckes steigt die Scherbruch- und die Restscherfestigkeit in etwa linear an. Die Verläufe der Scherspannungen über dem Scherweg in Bild 4.15 sind für Scherringsonden-Messungen im hier interessierenden Bereich einigermaßen typisch und im Bereich kleinerer Scherwege dem Verlauf der Flügel-scher-Messungen sehr ähnlich. Nach dem Erreichen der Mindestscherfestigkeit, die hier als Restscherfestigkeit definiert wird, kommt es bei der Messung mit einer Bodenbelastung von  $p_v = 11,75$  kPa zu einem leichten Wiederanstieg des Scherwiderstan-

des. Dieser Effekt kann mit der zunehmenden Einsinkung bei hohen Bodenbelastungen erklärt werden. Die Restscherfestigkeit wird bei einem Scherweg von  $x_s = 2 \cdot \Pi_{SR}$  bei einer Teilung des Scherrings von  $\Pi_{SR} = 86,39 \text{ mm}$  erreicht.

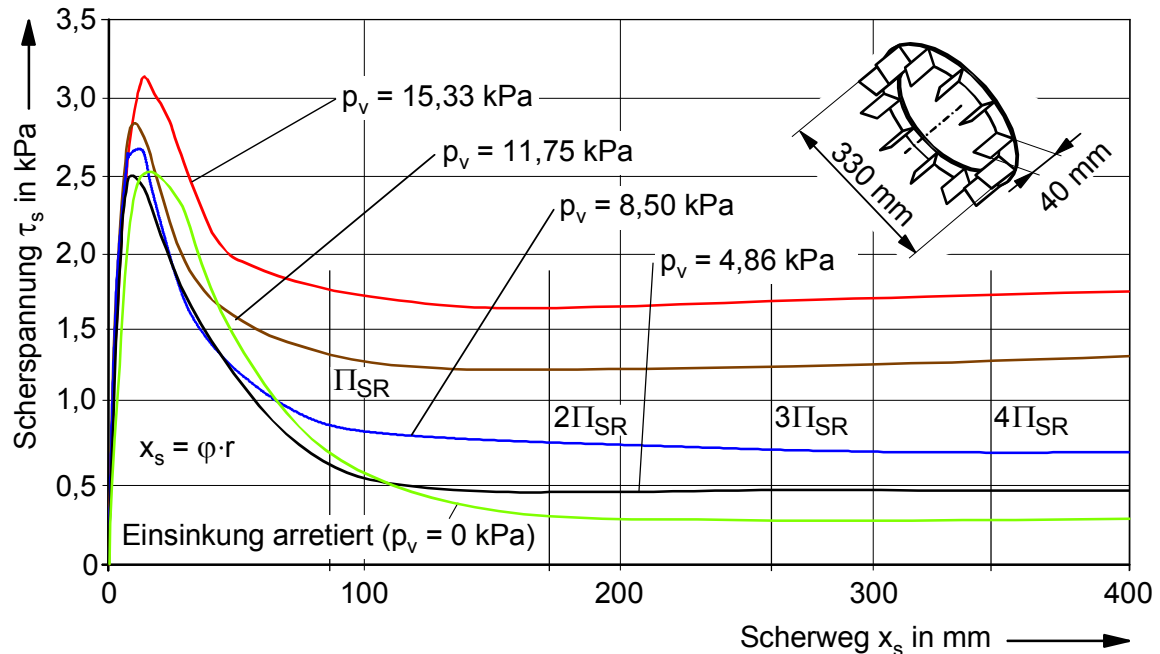


Bild 4.15: Scherspannungen in Abhängigkeit von Scherweg und vertikaler Bodenbelastung (Scherringversuche, Bentonit mit Wassergehalt  $w = 100 \text{ Gew.-%}$ ,  $\dot{x}_s = 20 \text{ mm/s}$ ,  $d_{a,SR} = 330 \text{ mm}$ ,  $d_{i,SR} = 270 \text{ mm}$ ,  $h_{SR} = 40 \text{ mm}$ )

Bei jedem Versuch werden die Abhängigkeit der Scherspannung vom Scherweg und die dynamische Einsinkung gemessen. Vor Beginn einer Messung wird der Scherring auf der glatten Bentonitoberfläche mit Wasserüberdeckung in Position gebracht und mit einer Vorlast von  $p_{VL} = 3,47 \text{ kPa}$  belastet. Danach wird die Vorlast aufgehoben und die Einsinkungsmessung auf Null justiert und der Scherring vertikal arretiert. Hiernach wird die vertikale Versuchslast aufgebracht und die Messung gestartet. Dann wird die vertikale Arretierung gelöst und die spontane statische Einsinkung (Sofort-Setzung) wird gemessen. Nach drei bis fünf Sekunden wird die Drehung des Scherrings gestartet und über eine volle Drehung des Scherrings werden das auftretende Drehmoment und die dynamische Einsinkung aufgezeichnet. Bei den Messungen mit  $p_v = 0 \text{ kPa}$  Bodendruck in Bild 4.15 ist der Scherring vertikal arretiert, so dass keine Einsinkung möglich ist.

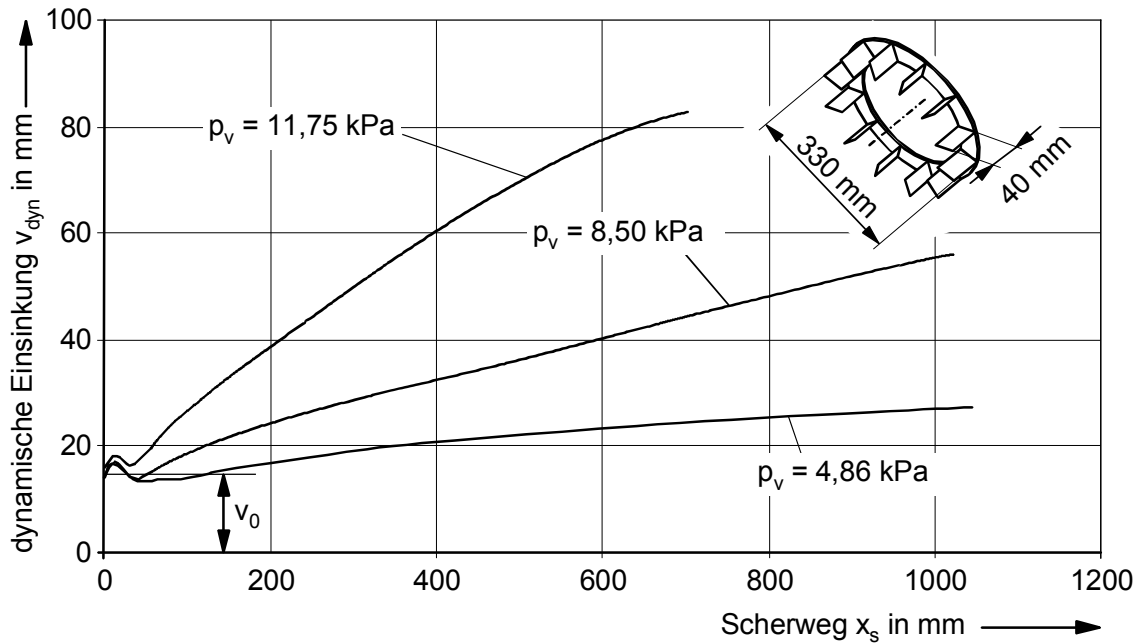


Bild 4.16: Dynamische Einsinkung in Abhängigkeit von Scherweg  $x_s$  und Bodenbelastung  $p_v$  (Scherringversuche, Bentonit mit Wassergehalt  $w = 104,84 \text{ Gew.-%}$ ,  $d_{a,SR} = 330 \text{ mm}$ ,  $d_{i,SR} = 270 \text{ mm}$ ,  $h_{SR} = 40 \text{ mm}$ ,  $\Pi_{SR} = 86,39 \text{ mm}$ )

Mit zunehmendem Scherweg und zunehmender Bodenbelastung steigt die dynamische Einsinkung etwa linear an. Auffällig ist eine kurzzeitige Abnahme der dynamischen Einsinkung unmittelbar nach Beginn der Messung. Bemerkenswert ist auch, dass die statische Einsinkung  $v_0$  am Beginn der Messung sich als nahezu unabhängig von der vertikalen Beanspruchung des Bodens zeigt. Durch die Abscherung des Bodens während der Drehung des Scherrings verliert er im Scherbereich aufgrund seiner thixotropen Eigenschaften an Festigkeit und der Einfluss der Bodenbelastung auf die dynamische Einsinkung ist dabei deutlicher sichtbar als bei der Sofort-Setzung.

#### 4.5 Raupensegmentversuche

Mit dem Raupensegment wird ein Teil einer Fahrzeugraupe mit festen Platten nachgebildet. Die Versuchseinrichtung ist vereinfacht in Bild 4.17 dargestellt. Im Versuch wird das Raupensegment mit konstanter Geschwindigkeit horizontal im Boden verschoben. Es besteht aus drei Abschnitten. Am mittleren Abschnitt, dem Messsegment, wird die Scherkraft gemessen, die durch die Abscherung des Bodens am Messsegment entsteht. Vor- und Nachsegment sind fest mit dem unteren Rahmen verbunden, sodass die Scherung des Bodens am Messsegment nicht durch Zug- und Druckkräfte aus den vorderen und hinteren Bodenregionen verfälscht wird.

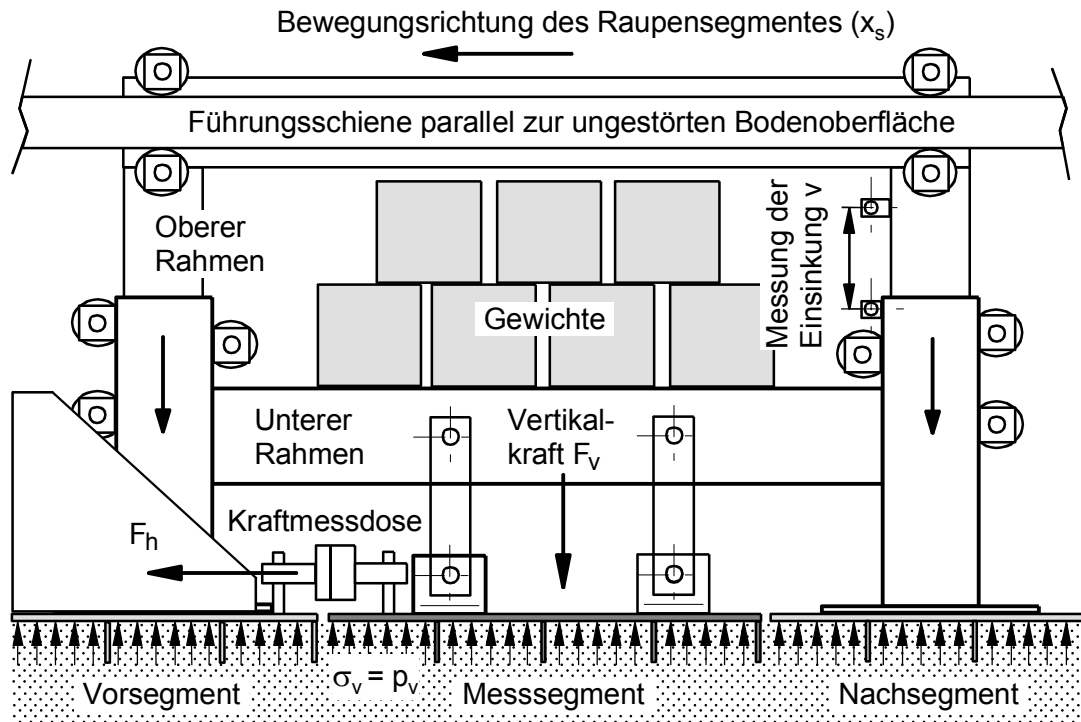


Bild 4.17: Raupensegment

Die horizontale Verschiebung des gesamten Raupensegmentes  $x_s$  und die Einsinkung des unteren Rahmens mit den Segmenten werden gemessen. Durch die Möglichkeit der freien Einsinkung des Raupensegmentes können auch dynamische Einsinkungen im Versuch ermittelt werden. Hierzu wird der vertikal bewegliche untere Rahmen mit Gewichten belastet, die das Raupensegment in den Boden drücken und die dynamische Einsinkung bewirken. Dabei wird die vertikale Last durch den unteren Rahmen gleichmäßig auf die drei Segmente verteilt.

#### 4.5.1 Scherspannungs-Scherweg-Messungen mit dem Raupensegment

Die Übertragung von Kräften von dem Raupensegment auf den Boden erfolgt über die mit dem Boden in unmittelbarem Kontakt stehenden Bauteile. Die kleinstmögliche Scherfläche entspricht den Außenkonturen des Raupensegmentes, die durch die Grundfläche und die Stege des Messegmentes aufgespannt wird. Über diese Fläche werden alle Scherkräfte übertragen. Rissbildungen im Boden neben dem Raupensegment lassen zunächst Zweifel aufkommen, ob der Ansatz zur Berechnung der Scherspannungen geeignet ist. Im weiteren Verlauf der Messungen zeigt sich jedoch, dass die Berechnung der Scherspannungen mit der zugrunde gelegten Modellvorstellung



durchaus geeignet ist (Auch beim Flügelscherversuch wurden zum Abscherkörper schräg liegende Rissbildungen, die den hier beobachteten Rissen in etwa entsprechen, beobachtet).

Die Scherspannungs-Scherweg-Beziehungen sind von der vertikalen Bodenbelastung abhängig. Unter der vereinfachenden Annahme, dass die vertikale Bodenbelastung  $p_v$  nur auf die Fläche unter dem Raupensegment wirkt, wird für die Bodenbelastung  $p_v$  die Definition nach Gleichung 3.1 herangezogen. Die gemessenen Scherkraft-Scherweg-Beziehungen werden unter Einbeziehung der seitlichen Scherflächen am Raupensegment nach Gleichung 3.2 in Scherspannungs-Scherweg-Beziehungen umgerechnet.

In den Bildern 4.18 und 4.19 sind gemessene Scherspannungs-Scherweg-Beziehungen  $\tau_s(x_s)$  dargestellt, wobei die Bodenbelastung  $p_v$  unter dem Raupensegment als Parameter auftritt. Es wird ersichtlich, dass die Scherbruchfestigkeit zunächst mit der Bodenbelastung von  $p_v$  steigt und nach Erreichen eines Maximums wieder sinkt. Sie liegt bei den Traktionsversuchen mit einem Stegabstand von 240 mm etwas höher als bei den Traktionsversuchen mit einem Stegabstand von 120 mm.

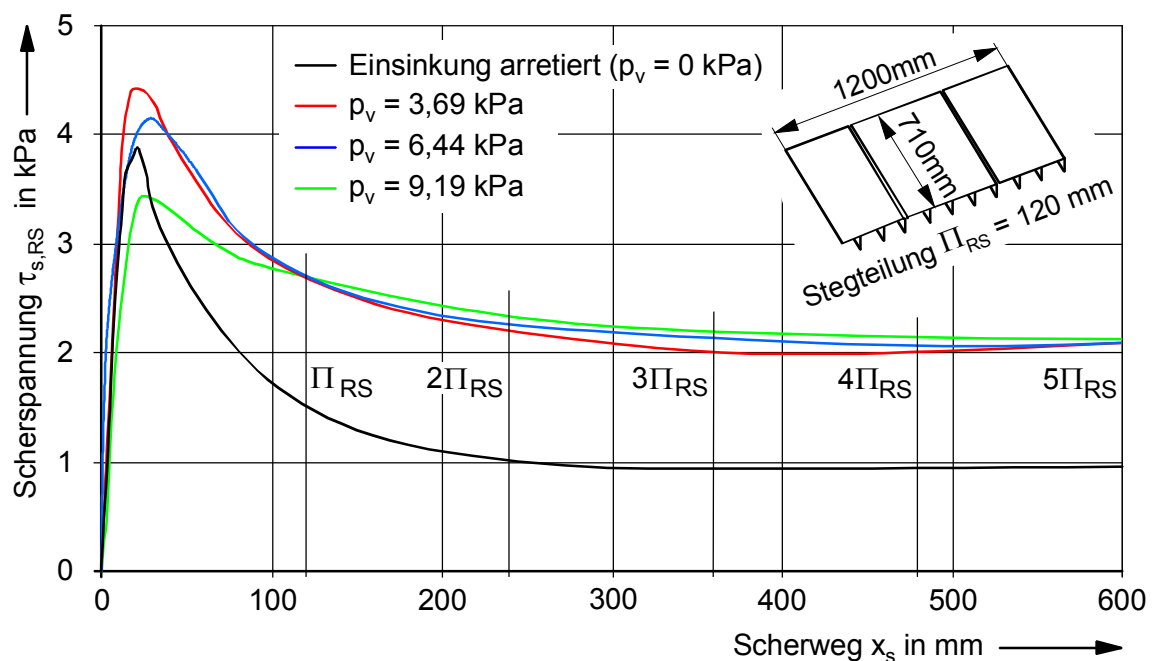


Bild 4.18: Gemessene Scherspannungs-Scherwegbeziehungen in Abhängigkeit des Scherweges  $x_s$  und der Bodenbelastung  $p_v$  (Raupensegment mit Stegteilung  $\Pi_{RS} = 120$  mm, Bentonitboden mit  $w = 100$  Gew.-%,  $\dot{x}_s = 20$  mm/s)

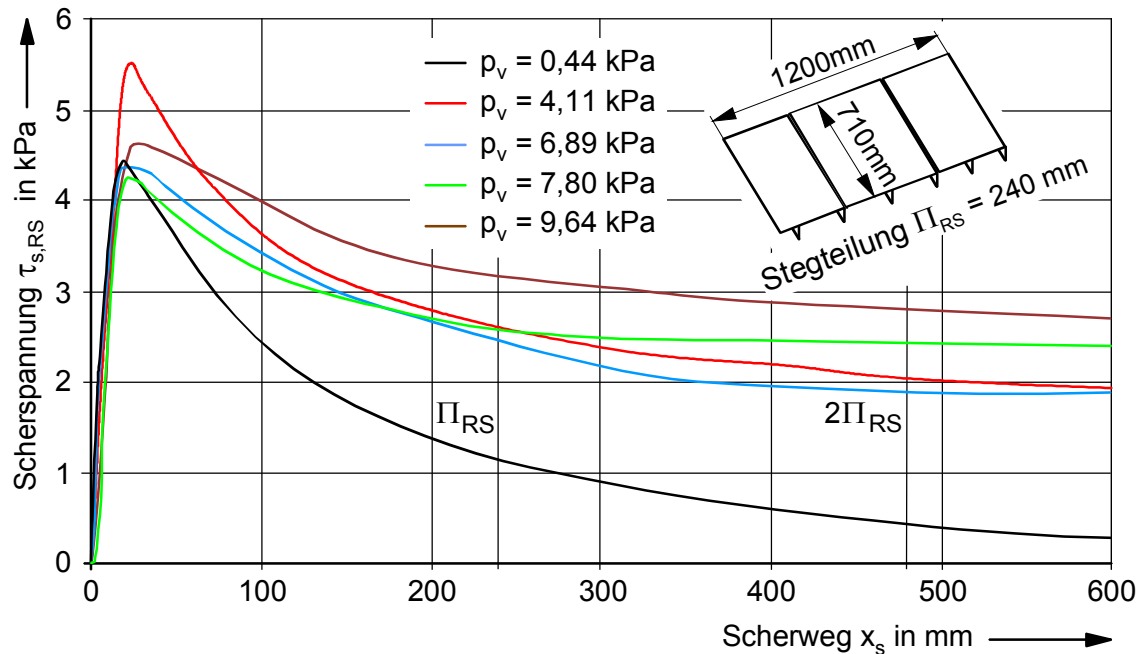


Bild 4.19: Gemessene Scherspannung-Scherwegbeziehungen in Abhängigkeit des Scherweges  $x_s$  und der Bodenbelastung  $p_v$  (Raupensegment mit Stegteilung  $\Pi_{RS} = 240$  mm, Bentonitboden mit  $w = 100$  Gew.-%,  $\dot{x}_s = 20$  mm/s)

Die Zunahme der Restscherfestigkeit wird durch die zunehmende dynamische Einsinkung bei steigender Bodenbelastung begründet, wobei mit der zunehmenden Einsinkung während des Schervorganges immer wieder tiefer liegende ungestörte Bodenschichten zum Tragen kommen und von den Scherstegen abgeschert werden. Die Restscherfestigkeit wird etwa nach  $2 \cdot \Pi_{RS}$  erreicht.

#### 4.5.2 Dynamische Einsinkungen

Die Bilder 4.20 und 4.21 zeigen die Ergebnisse aus Messungen der dynamischen Einsinkung des Raupensegmentes in Abhängigkeit von Scherweg  $x_s$  und Bodenbelastung  $p_v$ . Die Einsinkung bei einer Stegteilung von 120 mm ist hier tendenziell geringer als bei Messungen mit einer Stegteilung von 240 mm. Als Beispiel hierzu werden die Einsinkungskurve in Bild 4.20 (Stegteilung 120 mm,  $p_v = 9,19$  kPa) und die Einsinkungskurve in Bild 4.21 (Stegteilung 240 mm,  $p_v = 7,80$  kPa) miteinander verglichen. Ihre Verläufe sind sehr ähnlich und beide Kurven weisen bei einem Scherweg von  $x_s = 800$  mm eine dynamische Einsinkung von etwa  $v_{dyn} = 60$  mm auf. Ob die geringere Einsinkung des Raupensegmentes mit der kleineren Stegteilung allein auf den ge-

ringeren Wassergehalt (105,91 Gew.-%) und damit auf die höhere Festigkeit des Bodens zurückzuführen ist, oder ob mit der kleineren Stegteilung eine geringere seitliche Bodenverdrängung einher geht, weil die horizontale Druckkraft in Bewegungsrichtung, die jeweils von den Traktionsstegen eingeleitet wird, sich aufgrund des kürzeren Abstandes der Traktionsstege voneinander am Rande nicht soweit zur Seite ausbreiten kann, ist nicht klar auszumachen. Die Vorstellung aber, dass bei einer größeren Stegteilung auch eine größere seitliche Bodenverdrängung (und damit eine größere Einsinkung) durch die größere Kraftausbreitung zur Seite hin stattfindet, erscheint plausibel.

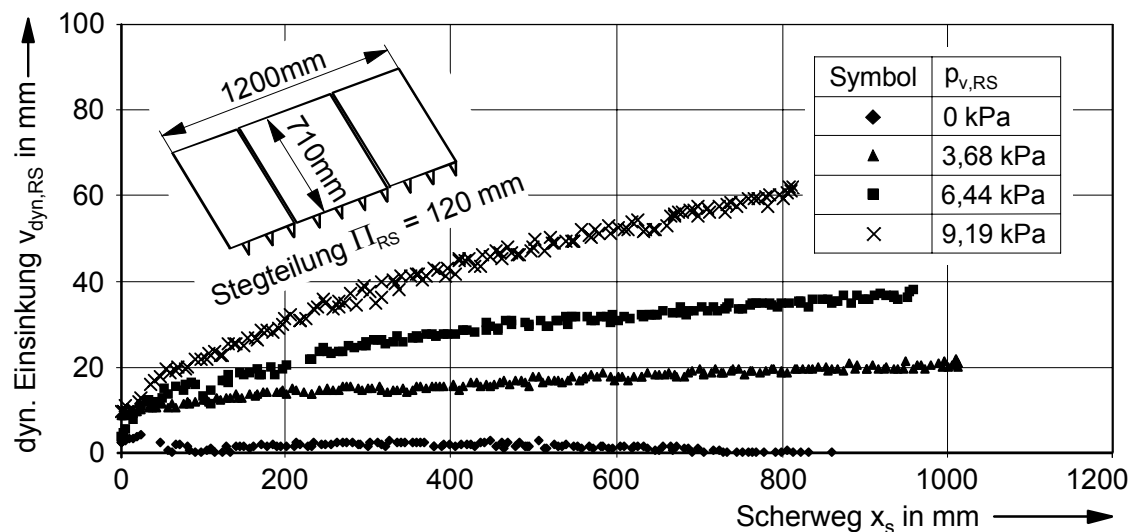


Bild 4.20: Dynamische Einsinkung  $v_{dyn,RS}$  in Abhängigkeit vom Scherweg  $x_s$ , Parameter Bodenbelastung  $p_v$ ,  $w = 105,91$  Gew.-%,  $\dot{x}_s = 19,32$  mm/s

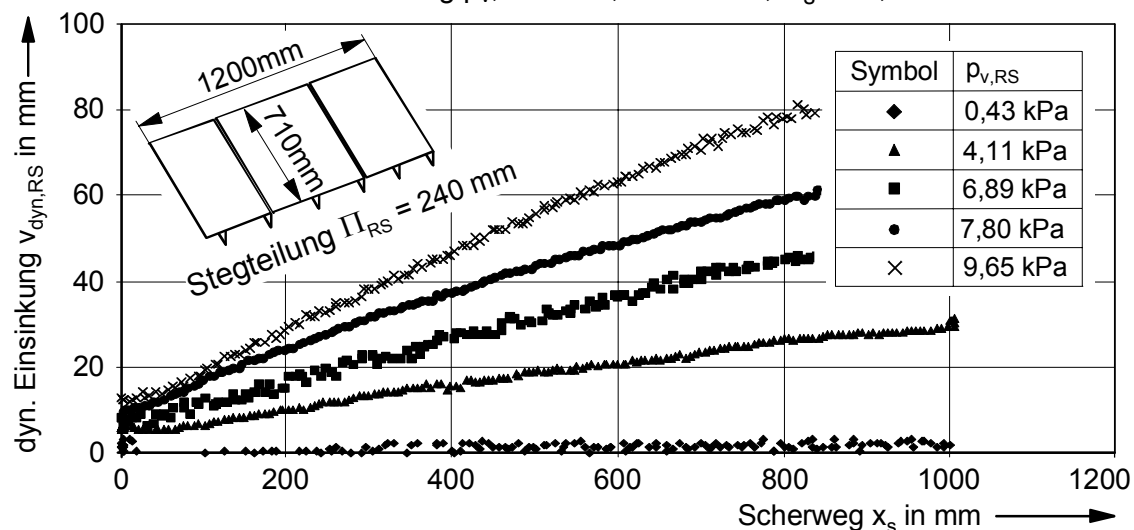


Bild 4.21: Dynamische Einsinkung  $v_{dyn,RS}$  in Abhängigkeit vom Scherweg  $x_s$ , Parameter Bodenbelastung  $p_v$ ,  $w = 106,72$  Gew.-%,  $\dot{x}_s = 18,47$  mm/s

Abschließend kann gesagt werden, dass die Scherspannungen beim Raupensegment mit der Teilung vom 240mm (Bild 4.19) geringfügig höher sind als in Bild 4.18 (Teilung 120 mm). Weiterhin werden die Restscherfestigkeiten in Bild 4.19 erst bei größeren Scherwegen erreicht. Eine höhere Fahrzeug-Traktionskraft wird also mit der größeren Stegteilung erreicht werden können. Inwieweit eine etwas höhere dynamische Einsinkung bei der größeren Stegteilung – und damit ein höherer Verdrängungswiderstand des Raupenfahrzeuges – die größere Traktionskraft wieder „verbraucht“, ist hier nicht quantifizierbar. Bei der späteren Betrachtung des Verdrängungswiderstandes (Kapitel 6) stellt sich jedoch heraus, dass dieser insgesamt nur einen geringen Einfluss auf den Gesamtwiderstand des Fahrzeuges hat.

#### **4.5.3 Verformungsverhalten des Bodens**

Aus dem Schrifttum sind diverse Untersuchungen bekannt /15, 16, 17, 52/, die sich auch mit Fahrzeugraupen auf Bentonit-Boden befassen, allerdings beziehen sich diese auf Untersuchungen von Scherkraft- und Einsinktiefe, bzw. auf die Variation der Raupengeometrien. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit soll daher der Aspekt der Bodenverformung gezielt untersucht werden. Hierbei sollen Art und Größe der Bodenverformung im Einflussbereich neben der Raupe und unter der Raupe untersucht werden.

Zur Bestimmung der seitlichen Verformung wurde die Entwicklung der Verformung vom Beginn bis zur vollständigen Abscherung aufgenommen. Die Verformung des Bodens seitlich des Raupensegmentes wurde von einer mitbewegten Kamera aufgenommen und zeigt zwei unterschiedliche Versagens-Mechanismen (Bild 4.22).

Zum einen entstehen, bevorzugt von den Stegen ausgehend, seitlich der Segmente Risse im Boden, die in einem Winkel von ca. 30 bis 45 Grad bezogen auf die Querachse des Raupensegmentes nach vorne geneigt sind, zum anderen kommt es zur Verschiebung und plastischen Verformung des Bodens in Bewegungs-Richtung des Raupensegmentes.

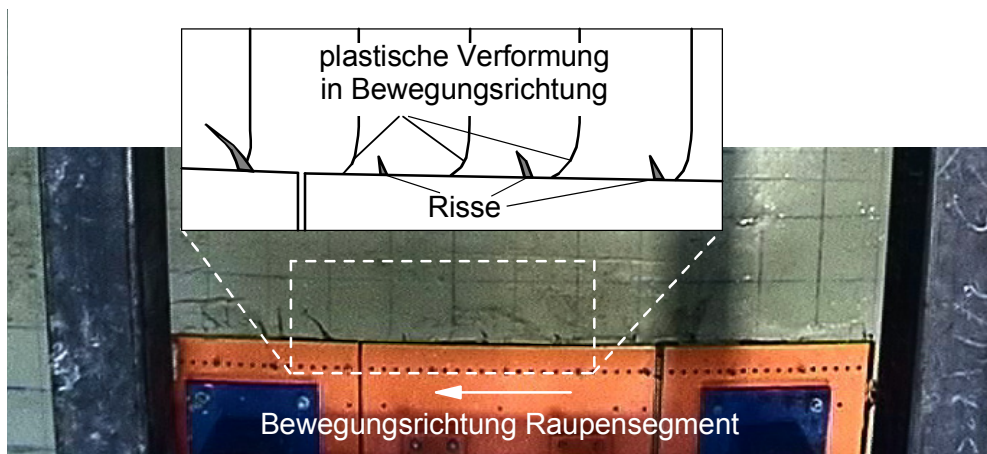


Bild 4.22: Versuchsanordnung zur Untersuchung des Verformungsverhaltens beim Scherversuch mit dem Raupensegment (hier Bruchbereich des Bodens)

Die seitliche Verformung zeigte sich prinzipiell in gleicher Weise bei allen Versuchen, die mit dem Raupensegment durchgeführt wurden (Bild 4.23). Bei Einbettung des Raupensegmentes ohne weitere Bodenpressung ergab sich eine ungefähre seitliche Beeinflussung mit einer Breite von  $b = 60 \text{ mm}$ . Außerhalb dieses Bereiches waren sowohl elastische als auch plastische Verformungen vernachlässigbar. Der Scherweg bis zum vollständigen Abscheren des Bodens betrug  $x_s = 40 \text{ mm}$ . Die maximale Scherspannung beim Bodenbruch, die Scherbruchspannung, tritt bei den Raupensegmentversuchen bei etwa  $x_B = 30 \text{ mm}$  auf (Bilder 4.18 und 4.19).

Die Verformung unterhalb des Raupensegmentes wurde bestimmt, indem ein quaderförmiges Volumenelement gefärbten Bentonits in den Boden eingebaut wurde (Bild 4.24). Es zeigt sich, dass der Boden nach dem Abscheren im Wesentlichen im Zwischenraum zwischen den Stegen verbleibt. Der Boden fließt nur im unteren Bereich des Scherkörpers und unterhalb der Stege in einer plastifizierten Schicht mit geringer Dicke (maximal 50mm). Der Boden darunter ruht und ist in seiner Struktur nicht sichtbar verformt. Diese Beobachtungen gelten für eine vertikale Bodenbeanspruchung von  $p_v = 11,9 \text{ kPa}$ . Dieser Wert entspricht der mittleren vertikalen Bodenbelastung des vorhandenen IKS Tiefseefahrzeuges.

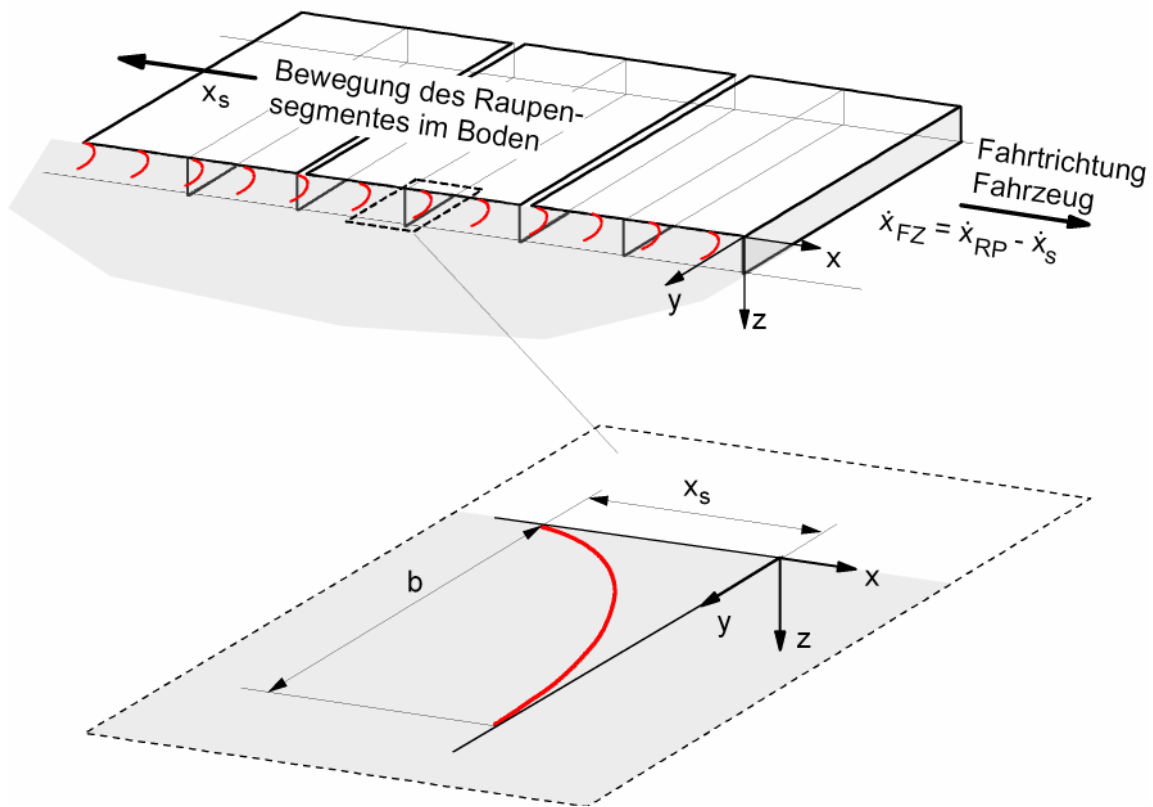


Bild 4.23: Plastische Verformung im angrenzenden Boden neben dem Raupensegment bei Bodenbruch

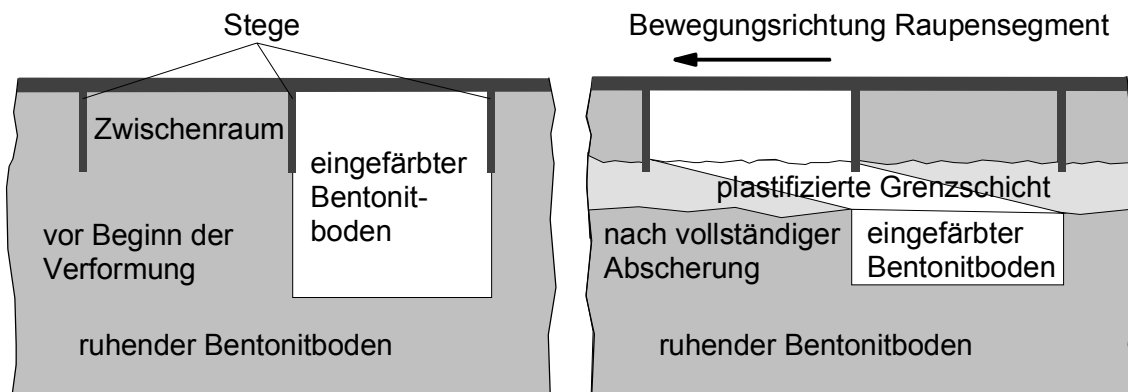


Bild 4.24: Verformungsvorgänge unterhalb des Raupensegmentes

Beim realen Fahrzeug bewirkt der Raupenschlupf im ruhenden Boden eine Verschiebung in Heckrichtung. Der Bodenwulst, der sich in der Versuchsanordnung vor dem „Vorsegment“ aufbaut, entspricht in etwa der Heckverdrängung beim realen Fahrzeug (Bild 4.25).

Boden aus der plastifizierten Grenzschicht wird in den seitlich angrenzenden Boden verdrängt, wodurch ein lokales Aufwerfen des Bodens neben dem Raupensegmentes bewirkt wird. Weiterhin wird hinter dem Nachsegment plastifizierter Boden herausgedrückt.

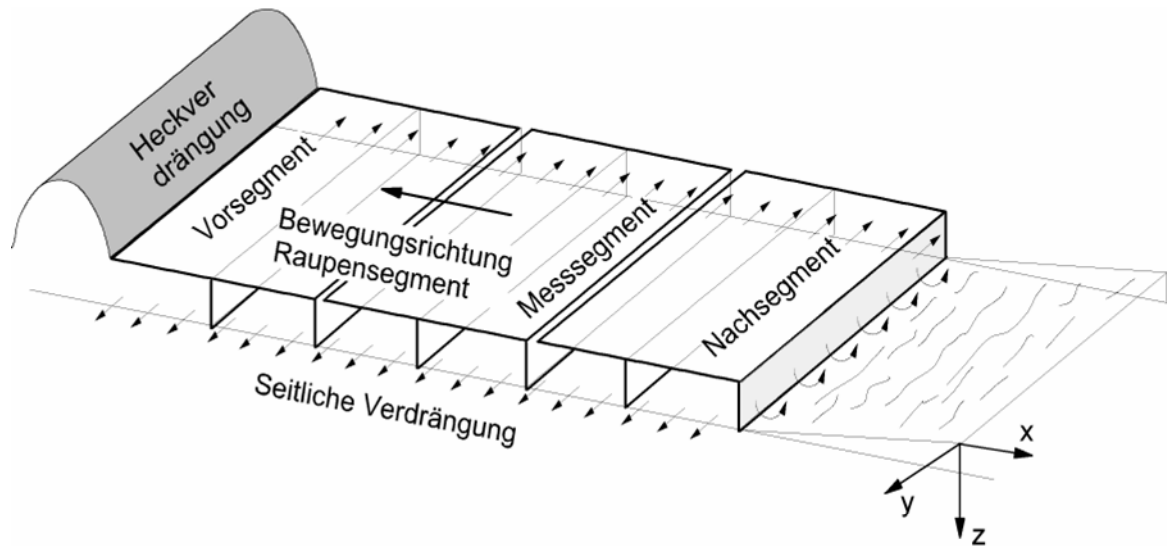


Abbildung 4.25: Bodenverdrängung beim Raupensegmentversuch

Mit der Erhöhung der Bodenbelastung  $p_v$  nehmen die seitliche Verdrängung und Heckverdrängung zu (Bilder 4.26 und 4.27).



Bild 4.26: Seitliches Aufwerfen des Bodens am Raupensegment

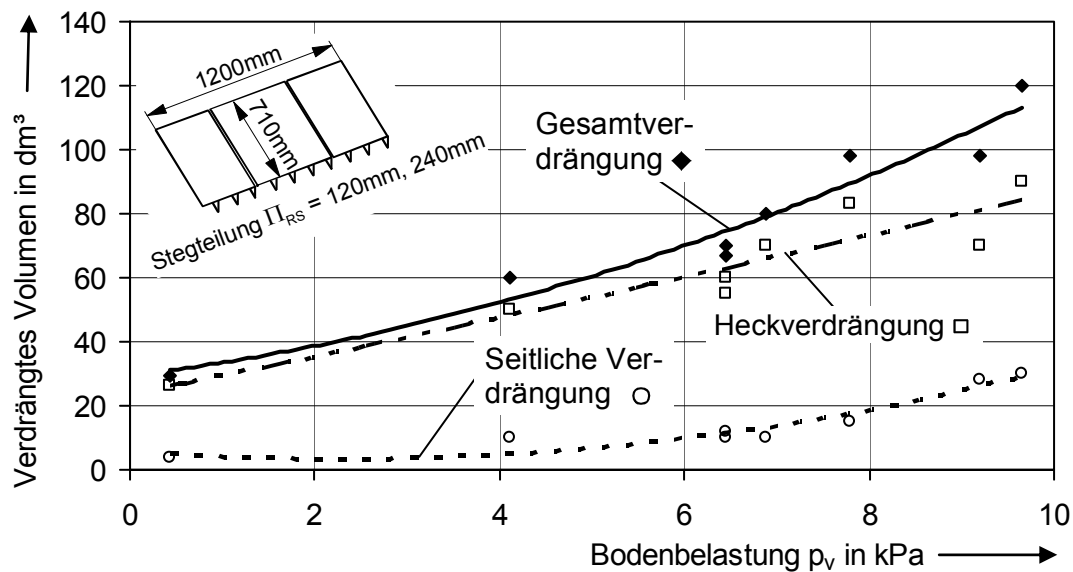


Bild 4.27: Bodenverdrängung am Raupensegment (Bentonit mit  $w = 106,31$  Gew.-%, Stegteilung 120mm und 240mm ohne Unterscheidung)

Die Vorgänge im Boden beim Verschieben des Raupensegmentes lassen sich zusammenfassend etwa folgendermaßen beschreiben: Bis zum Bruch des Bodens bildet sich das Verformungsprofil mit Rissen aus. Außerdem gibt es unterhalb des Raupensegmentes keine exakte Scherfuge sondern eine plastifizierte Scherschicht. Zwischen den Querstegen verbleibt der Boden im oberen Teil unverformt und wird nicht seitlich heraus gedrückt. Auch im Boden unmittelbar unter der plastifizierten Grenzschicht kommt es nicht zu sichtbaren plastischen Verformungen. Der plastifizierte Boden wird zum Teil nach hinten und zum Teil in den seitlich angrenzenden Boden herausgedrückt, was dort eine Aufwerfung der angrenzenden Bodenoberfläche bewirkt.

Aufgrund der Einsinkung des Raupensegmentes ist das zu den Seiten verdrängte Volumen geringer als die Heckverdrängung und Boden neben dem Raupensegment hebt sich nur sehr lokal und in geringem Maße. Die gesamte Bodenverdrängung ist das Resultat von Heckverdrängung und seitlicher Verdrängung.

#### 4.6 Setzungen

Zur Untersuchung des Setzungsverhaltens des Tiefseeboden-Imitats im Lastplattenversuch wurden drei verschiedene Lastplatten eingesetzt. Allen Ergebnissen ist ge-



mein, dass die Werte der Setzung auf dem Bentonitboden so gering ausfallen, dass sie bei einem Fahrzeug keinen wesentlichen Bugwiderstand verursachen würden und somit technisch kaum relevant sind. Weiterhin wirkt sich die Wasserüberdeckung weder auf die spontane noch auf die zeitliche Setzung aus.

Da im Labormaßstab nur geringe Bodentiefen realisierbar sind, kann von den Versuchen nicht auf das tatsächlich spontane Einsinkverhalten geschlossen werden. Durch die Experimente kann das Einsinkverhalten jedoch qualitativ insofern bestimmt werden, dass die Messwerte die Last-Setzungs-Funktionen, bzw. Zeit-Setzungs-Funktionen unter den gegebenen Laborbedingungen beschrieben werden können. Mit Funktionsparametern aus in situ Messungen können die Funktionen an die Bedingungen am Tiefseegrund angepasst werden.

#### 4.6.1 Sofort - Setzung

Die Sofort-Setzung des Bodens tritt unmittelbar mit der Belastung des Bodens auf. Dabei zeigt sich, dass sich die Setzung der kleinen und großen Lastplatte in Abhängigkeit der Last nicht wesentlich voneinander unterscheiden (Bilder 4.28 und 4.29). Hiermit werden die Lastplattenversuchsergebnisse von Bode /15/ und Dörfler /16/ bestätigt. Beide Autoren stellen nur eine geringe Abhängigkeit der Setzung von der Lastplattengröße und der Form fest. Dörflers Messungen zeigen eine geringfügig größere Setzung der größeren Lastplatte, was mit der größeren Tiefenwirkung erklärt werden kann.

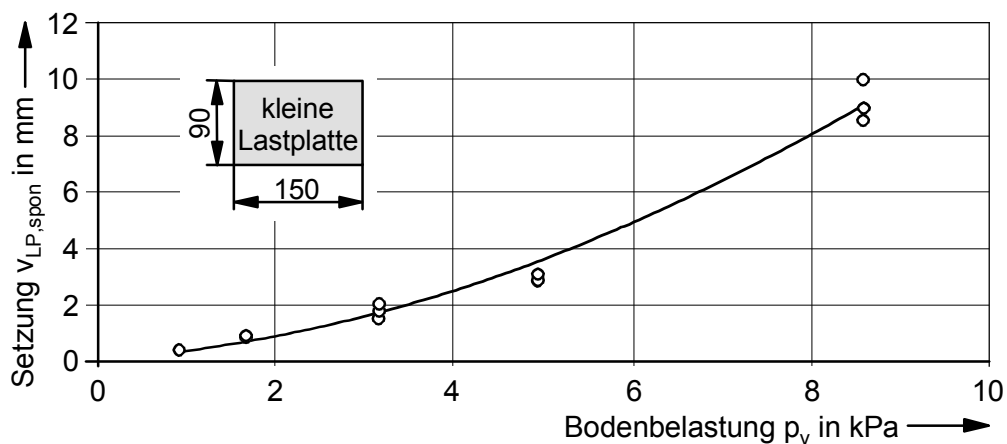


Bild 4.28: Sofort-Setzung der kleinen Lastplatte in Abhängigkeit der Bodenbelastung  $p_v$ , Bentonit mit Wassergehalt  $w = 110$  Gew.-%, Bodentiefe 800 mm

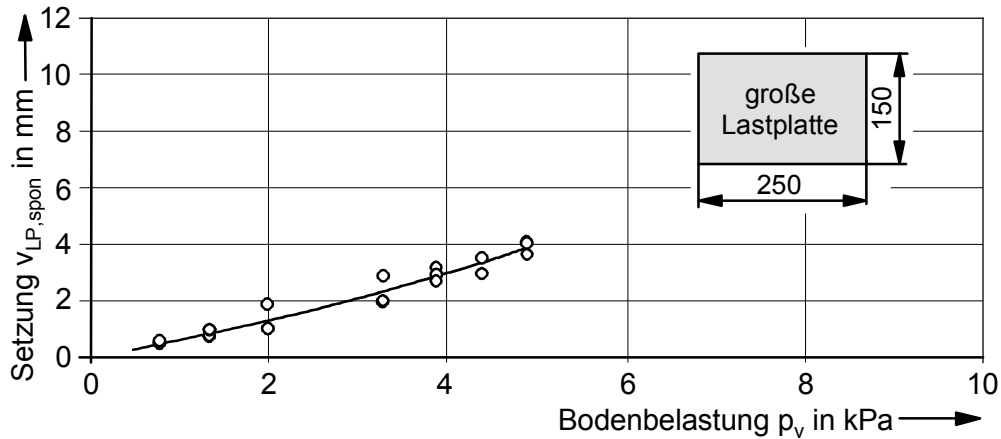


Bild 4.29: Sofort-Setzung der großen Lastplatte in Abhängigkeit der Bodenbelastung  $p_v$ , Bentonit mit Wassergehalt  $w = 110\%$  Gew.-%, Bodentiefe 800 mm

Die Sofort-Setzung fällt im Rahmen dieser Arbeit beim Raupensegment niedriger aus als bei den Lastplattenversuchen (Bild 4.30). Dieser Effekt wird dadurch erklärt, dass die Tiefenwirkung des Raupensegmentes wegen beschränkter Tiefe des Versuchsbodens (0,8 m) begrenzt ist und der Wassergehalt niedriger ist.

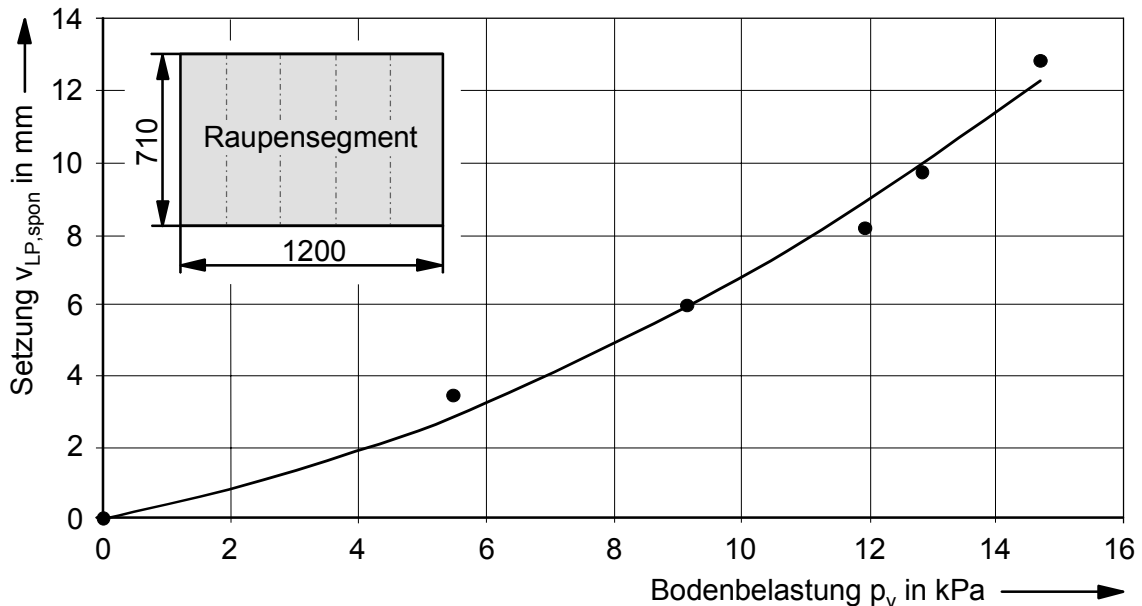


Bild 4.30: Sofort-Setzung des Raupensegmentes in Abhängigkeit der Bodenbelastung  $p_v$ , Bentonit mit Wassergehalt  $w = 106,72\%$  Gew. %, Bodentiefe 800 mm

Die gemessenen Setzungen werden hier mit Polynomen zweiten Grades angenähert, so wie es auch in DIN 18134 (Plattendruckversuch) erfolgt. Die Anpassungsfunktion für das Raupensegment ist in Anhang 5.2 hinterlegt.

#### 4.6.2 Zeitliche Setzung

Die zeitliche Setzung hat ihre Ursache im Ausgleich des Porenwasserdruckes und der Umlagerung von Bodenteilchen. Bei lang andauernder Belastung werden Kriechvorgänge für die Setzung bestimmend. In der einschlägigen Literatur zur Terramechanik wird kaum auf die zeitliche Setzung eingegangen. Die zeitlichen Verläufe der Setzungen sind in den Bildern 4.31 bis 4.33 dargestellt. Hierbei sind die Bodenbelastungen  $p_v$  jeweils konstante Parameter. Die zeitabhängige Setzung nimmt mit der Größe der Lastplatten zu (siehe Bodenbelastung  $p_v = 11,8$  kPa in Bildern 4.31 bis 4.33). Während die Setzung der kleinen Lastplatte zum Stillstand kommt, sinkt das viel größere Raupensegment am Ende der Versuchsdauer weiter ein.

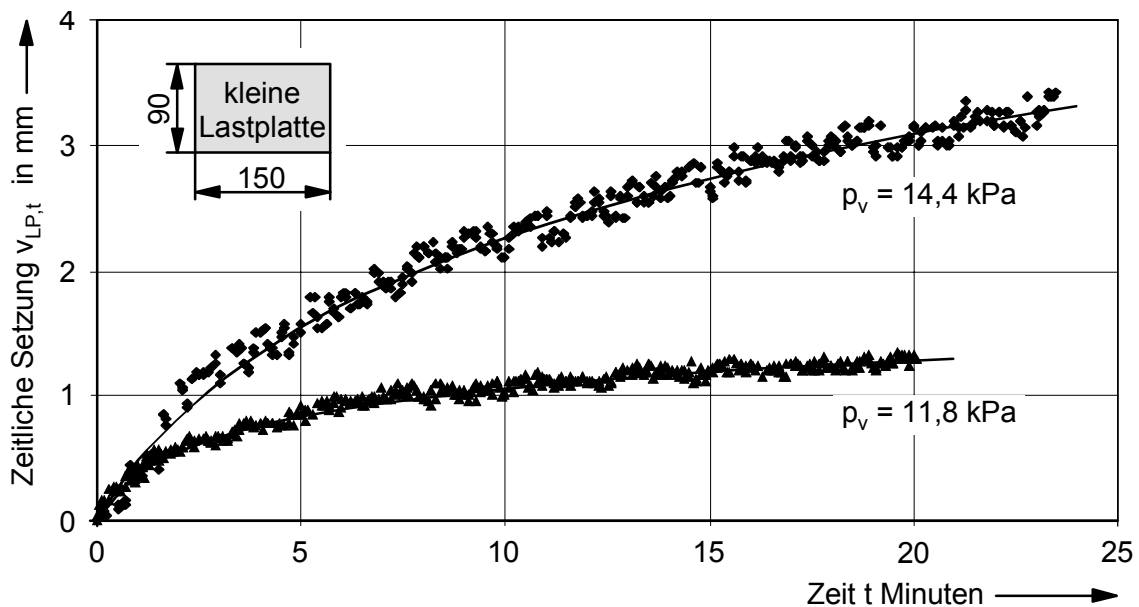


Bild 4.31: Setzung der kleinen Lastplatte in Abhängigkeit der Zeit und der Bodenbelastung  $p_v$  (Bentonitboden,  $w = 100$  Gew.-%)

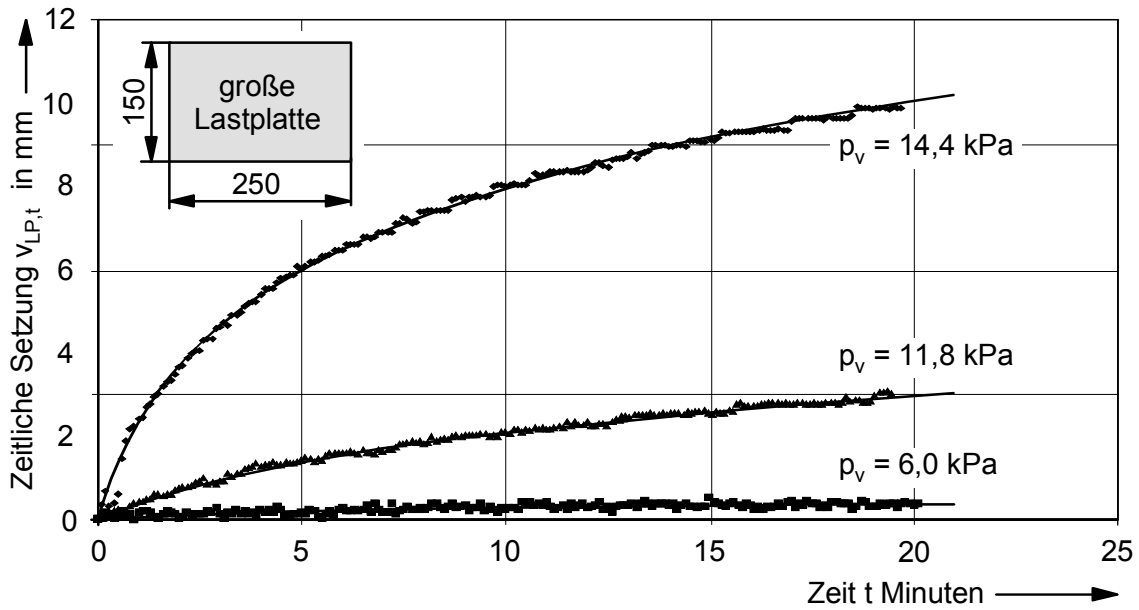


Bild 4.32: Setzung der großen Lastplatte in Abhängigkeit der Zeit und der Bodenbelastung  $p_v$  (Bentonitboden,  $w = 100 \text{ Gew.-%}$ )

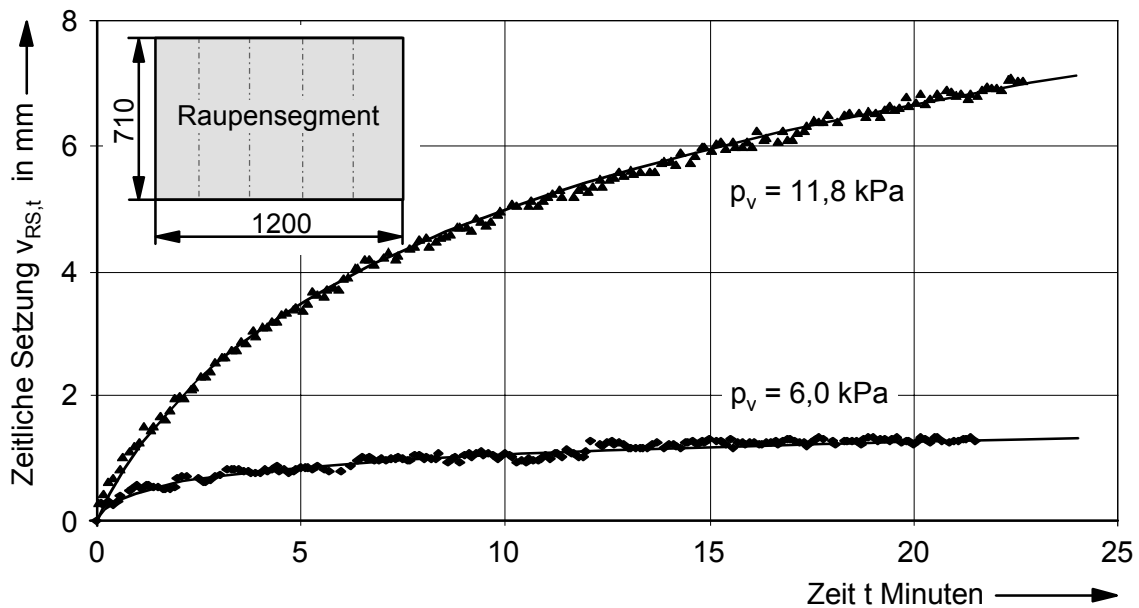


Bild 4.33: Setzung des Raupensegmentes in Abhängigkeit der Zeit und der Bodenbelastung  $p_v$  (Bentonitboden,  $w = 106,72 \text{ Gew.-%}$ )

Alle Messreihen der zeitabhängigen Setzung lassen sich mit derselben zwei-parametrischen logarithmischen Funktion sehr gut beschreiben (Gl. 4.14). Mit dem Faktor  $\Phi_{t,1}$

wird die Setzung skaliert und mit dem Faktor  $\Phi_{t,2}$  der zeitliche Verlauf der Funktion gestaucht oder gestreckt.

$$v_t = \Phi_{t,1} \cdot \ln(\Phi_{t,2} \cdot t + 1) , \quad (4.14)$$

mit  $v_t$  = zeitliche Setzung,

$\Phi_t$  = Faktor der zeitlichen Setzung ( $[\Phi_{v,t,1}] = \text{mm}$ ,  $[\Phi_{v,t,2}] = 1/\text{min}$ )

und  $t$  = Zeit in Minuten

Die gute Anwendbarkeit dieser Funktion auf alle Messreihen zeigt, dass sie die wesentlichen Effekte für die zeitabhängige Setzung auf Tiefseebodenimitat beinhaltet. Die Funktionsparameter der Zeit-Einsinkungs-Beziehung für das Raupensegment sind in Anhang 5.2 hinterlegt.

### Drucksondenversuche

Für die Aufzeichnung eines kontinuierlich gemessenen Festigkeitsprofils des Bodens über der Tiefe  $z$  wird nach Lunne /14/ die Drucksondierung empfohlen. Der praktische Vorteil dieses Messverfahrens ist die kontinuierliche Messung der Messgrößen, die hohe Versuchsgeschwindigkeit und die Robustheit der Sonde. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde in erster Linie die praktische Anwendbarkeit des Messverfahrens untersucht. Es kam eine „10 cm<sup>2</sup>“-Kegeldrucksonde der Firma A.P. van den Berg mit einem Durchmesser von 37,5 mm zum Einsatz (Prinzip nach Bild 3.8).

Wie die Bilder 4.34 und 4.35 zeigen, sind die Unterschiede bei Kegelspitzennormalspannung und Mantelscherspannung zwischen Versuchen mit und ohne Wasserüberdeckung gering. Die Versuche mit Wasserüberdeckung ergeben etwas geringere Werte als die ohne Wasserüberdeckung.

Die Messung des Porenwasserdruckes hat sich bei den experimentellen Untersuchungen mit Bentonit als problematisch herausgestellt, da die Porenwasserdruck-

messung sehr langsam abläuft und der Schutzfilter zwischen der Druckmesskammer und dem Sediment rasch verstopft wird.

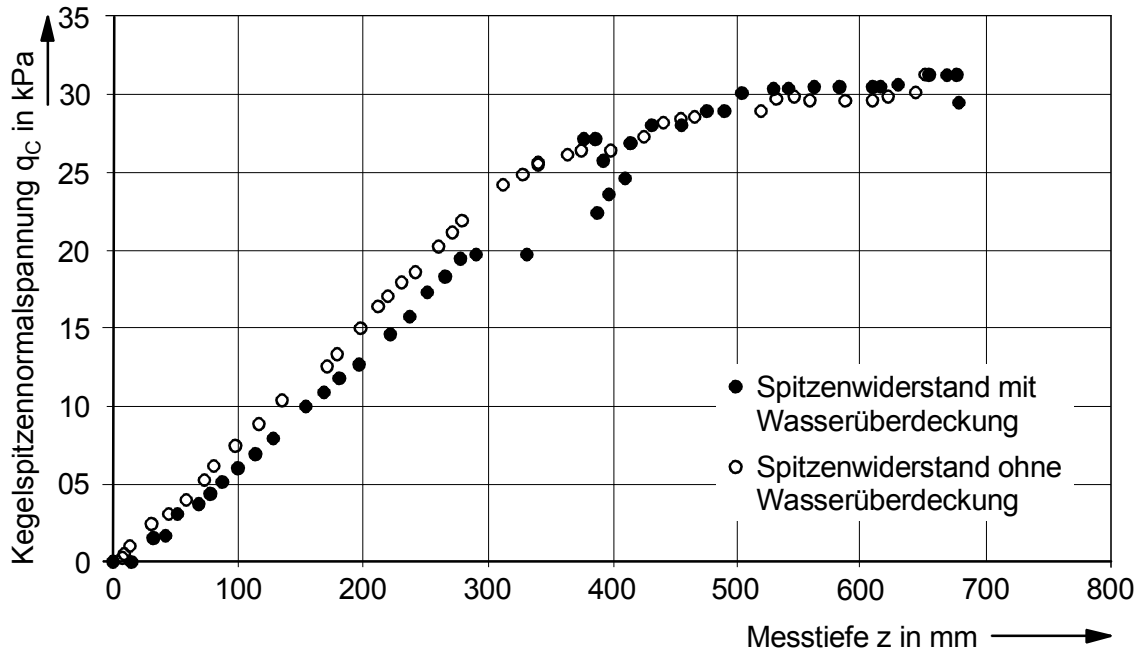


Bild 4.34: Kegelspitzennormalspannung  $q_C$  (Spitzenwiderstand) mit und ohne Wasserbedeckung über der Messtiefe  $z$  der Kegelspitze (Bentonitboden,  $w = 110$  Gew.-%,  $\dot{x}_z = 20$  mm/s)

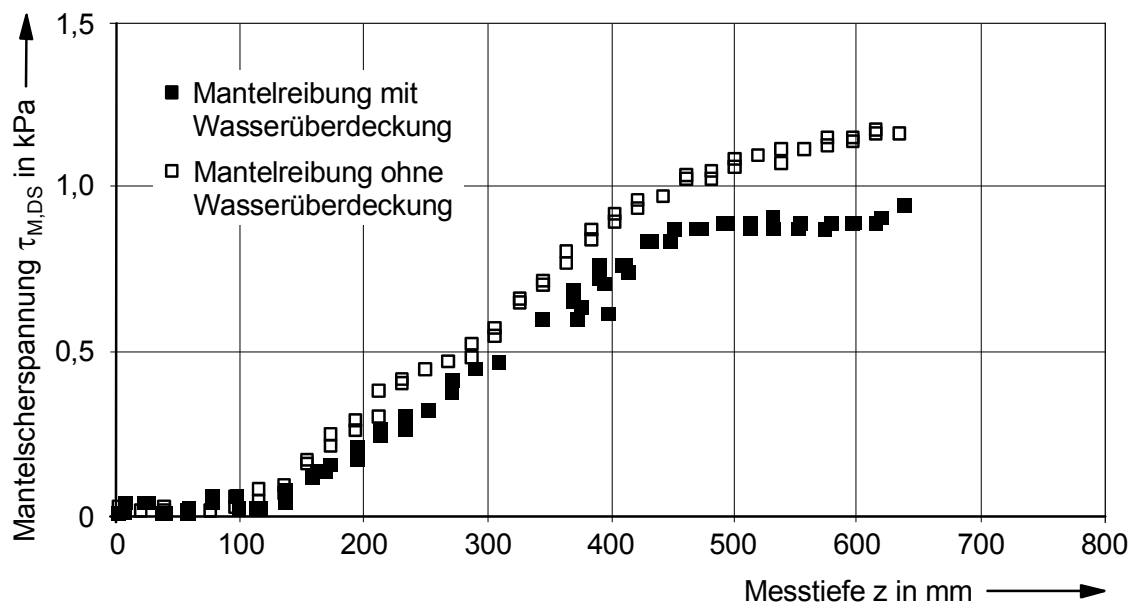


Bild 4.35: Mantelreibung  $\tau_{M,DS}$  mit und ohne Wasserüberdeckung über der Messtiefe  $z$  der Kegelspitze (Bentonitboden,  $w = 110$  Gew.-%,  $\dot{x}_z = 20$  mm/s)

Als praktisches Beispiel für eine in situ Messung des Spitzenwiderstandes sei hier noch eine Messung des NIOT angeführt, die 2006 vor der Süd-West-Küste Indiens bei Mangalore in einer Wassertiefe von 1280 Metern durchgeführt wurde. Als Messgerät wurde der Prototyp eines in situ Bodentestgerätes (Bild 2.9) verwendet. Der Kegeldurchmesser der Kegeldrucksonde beträgt 70 mm.

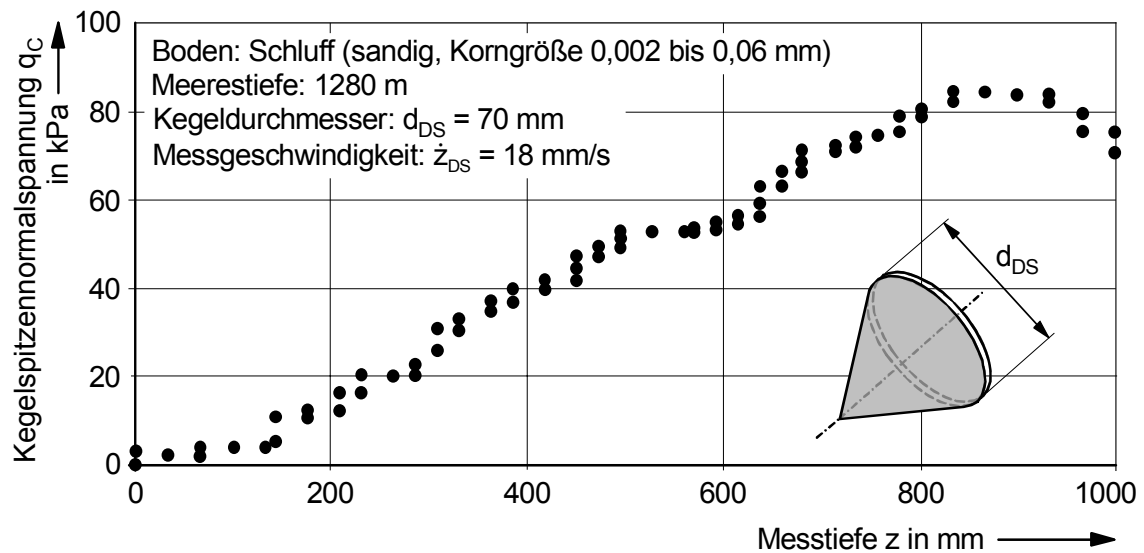


Bild 4.36: In situ Messung der Kegelspitzennormalspannung  $q_c$  in einer Wassertiefe von 1280 m vor der Südwestküste Indiens (Mangalore)

## 5 Mechanisch-mathematische Beschreibung des Tiefseebodens

In diesem Kapitel wird zunächst eine allgemeine eigene mathematische Scherspannungs-Scherweg-Beziehung aufgestellt. Hiermit wird das Verhalten des Bodens anhand von experimentellen Messdaten am interessierenden Tiefseeboden, die möglichst in situ ermittelt werden, beschrieben. Zuerst wird der grundlegende Zusammenhang zwischen Scherspannung und Scherweg dargestellt, wie er sich im Tiefseesediment und im Bentonitboden zeigt. Messgeräteeinflüsse, Einflüsse aus Bodenbeschaffenheit und Fahrzeug-/Bodeninteraktion ergeben die verschiedenen Ausprägungen der grundlegenden Zusammenhänge. Es wird ein Verfahren entwickelt, dass die Umrechnung der Scherspannungs-Scherweg-Beziehungen von Flügelschersonde, Scherring und Raupensegment ineinander ermöglicht.

### 5.1 Scherspannungs-Scherweg-Beziehungen

Im Laufe der Entwicklung der Terramechanik ist für die Berechnung von Traktionskräften eine Vielzahl von Scherspannungs-Scherweg-Beziehungen entwickelt worden, die unterschiedliches Verformungsverhalten verschiedener Böden unter Scherbeanspruchung darstellen.

#### 5.1.1 Ansätze aus dem Schrifttum

Im einschlägigen Schrifttum werden die verschiedenen Böden prinzipiell als Reibungsböden oder als Kohäsionsböden eingestuft. Mischböden werden hinsichtlich ihres Verformungsverhaltens häufig als eine Kombination aus beiden Grundtypen gesehen. Bei den Reibungsböden steigt mit wachsendem Scherweg die Scherspannung an und strebt asymptotisch einem Maximalwert zu (Bild 5.1).

Bei einigen Reibungsböden/Mischböden wird zusätzlich als konstanter Term die Kohäsion des Bodens hinzugefügt. Hiermit wird berücksichtigt, dass die Bodenverformung (Scherweg  $x_s$ ) erst bei einer Scherspannung von  $\tau_s = c$  beginnt. Die Darstellungen enthalten gängige bodenmechanische Kennwerte, wie maximale Scherspannung, vertikale Bodenbeanspruchung, etc., sowie empirische Hilfskonstanten (Tabelle 5.1).



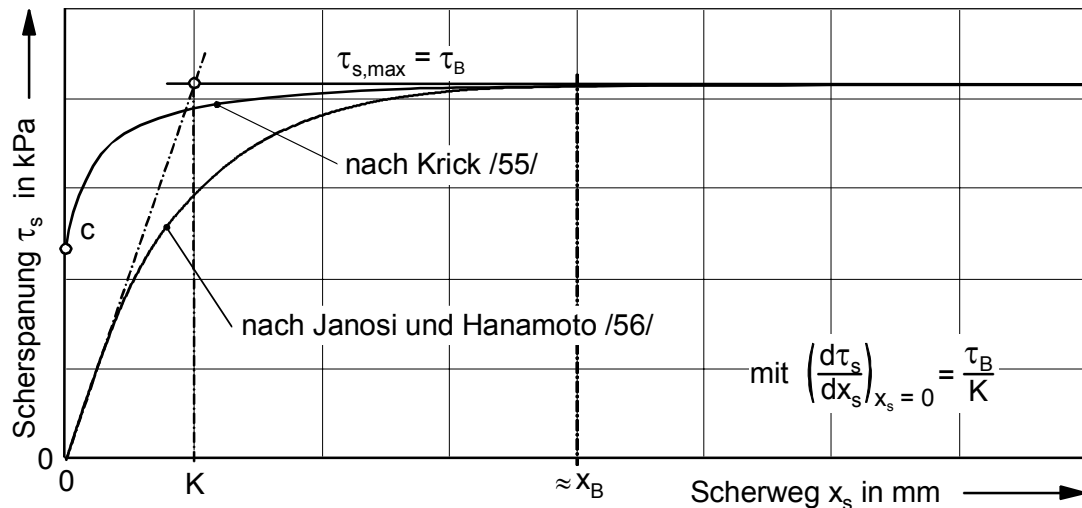


Bild 5.1: Scherspannungs-Scherwegverläufe für typische Reibungsböden

Janosi und Hanamoto /56/ $\tau_s = \tau_B \cdot \left( 1 - e^{-\frac{x_s}{K}} \right)$ mit K: empirische Hilfskonstante $[K] = \text{mm}$	Reece /57/ $\tau_s = \tau_B \cdot \left( 1 - e^{-\frac{x_s}{K} \cdot \tau_B} \right)$ mit K: empirische Hilfskonstante $[K] = \text{N}/(10^3 \cdot \text{mm})$
Adams /58/ $\tau_s = \tau_B \cdot \left( 1 - e^{-\frac{x_s \cdot p_v}{K}} \right)$ mit K: empirische Hilfskonstante $[K] = \text{N}/(10^3 \cdot \text{mm})$	Kacigin und Guskov /59/ $\tau_s = \tau_B \cdot \tanh\left(\frac{x_s}{K}\right) = \tau_B \cdot \left( 1 - \frac{2}{e^{2 \cdot x_s / K} + 1} \right)$ mit K: empirische Hilfskonstante $[K] = \text{mm}$
Taylor und Van den Berg /60/ $\tau_s = c + K_1 \cdot p_v \cdot \left( x_s \cdot \frac{\gamma}{p_v} \right)^{K_2}$ mit $K_1, K_2$ : dimensionslose empirische Hilfskonstanten	Krick /55/ $\tau_s = c + p_v \cdot \frac{\frac{x_s \cdot \gamma}{p_v}}{K_1 + K_2 \cdot \left( \frac{x_s \cdot \gamma}{p_v} \right) \cdot p_v}$ mit $K_1$ : dimensionslose empirische Hilfskonstante $K_2$ : empirische Hilfskonstante $[K_2] = 10^6 \cdot \text{mm}^2/\text{N}$

Tabelle 5.1: Scherspannungs-Scherwegbeziehungen für Reibungsböden aus dem Schrifttum

Im Unterschied zu den Reibungsböden zeichnen sich die kohäsiven Böden (Bild 5.2) dadurch aus, dass die Scherspannung nach Erreichen eines Maximums monoton wieder bis auf die Restscherfestigkeit absinkt (Sensitivität). Drei der wesentlichen Scherspannungs-Scherweg-Beziehungen aus der Terramechanik sowie eine eigene Messkurve sind in Bild 5.2 und Tabelle 5.2 dargestellt.

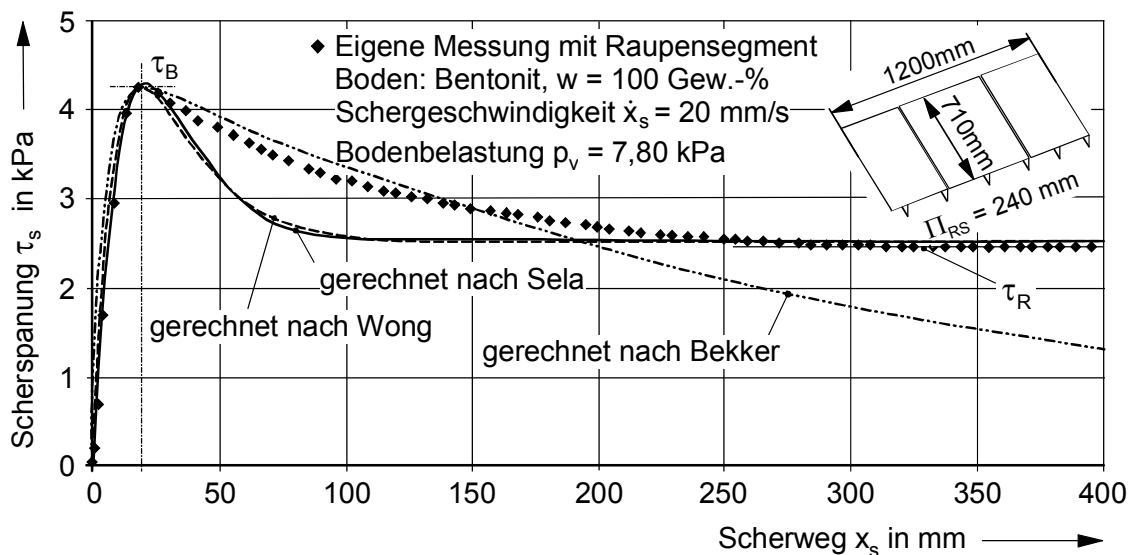


Bild 5.2: Scherspannungs-Scherwegbeziehungen für kohäsive Böden

Bekker /13/	$\tau_s = \frac{c + p_v \cdot \tan(\phi)}{\max(f_{Be})} \cdot \left[ \frac{e^{(-K_2 + \sqrt{K_2^2 - 1}) \cdot K_1 \cdot x_s} - e^{(-K_2 - \sqrt{K_2^2 - 1}) \cdot K_1 \cdot x_s}}{f_{Be}} \right]$
mit $f_{Be}$ : Bekker-Faktor (Ausdruck in eckigen Klammern) $K_1$ : empirische Hilfskonstante, $[K_1] = 1/\text{mm}$ $K_2$ : dimensionslose empirische Hilfskonstante	
Sela /61/	$\tau_s = c \cdot \frac{x_s}{x_B} \cdot e^{\left(1 - \frac{x_s}{x_B}\right)} + p_v \cdot \tan(\phi) \cdot \left(1 - e^{\left(-\frac{x_s}{K_1}\right)}\right)$
mit $K_1$ : empirische Hilfskonstante, $[K_1] = 1/\text{mm}$	
Wong /12/	$\tau_s = \tau_R \cdot \left\{ 1 + \left[ \frac{1}{\frac{\tau_R}{\tau_B} \cdot \left(1 - \frac{1}{e}\right)} - 1 \right] \cdot e^{\left(1 - \frac{x_s}{x_B}\right)} \right\} \cdot \left(1 - e^{\frac{x_s}{x_B}}\right)$

Tabelle 5.2: Scherspannungs-Scherweg-Beziehungen für kohäsive Böden

Die Bekker'sche Scherspannungs-Scherweg-Beziehung enthält als Parameter das Mohr-Coulomb'schen Bruchkriterium (mit den Kennwerten Kohäsion, Bodenbelastung und den Winkel der inneren Reibung) und zwei empirische Parameter, mit denen die Funktion im Wesentlichen an die Messwerte angepasst wird. Die Bekker'sche Funktion strebt für große Scherwege gegen Null. Sie ist gut an die Messwerte im Bereich kleiner Scherwege anpassbar, aber für Scherwege ab der Scherbruchspannung  $\tau_B$  ist sie an das Verhalten von Tiefseeboden nicht mehr anzupassen.

Die Scherspannungs-Scherweg-Beziehung von Sela /61/ ist die Summe zweier Exponentialfunktionen. Der erste Term in der Sela'schen Gleichung in Tabelle 5.2 repräsentiert den Kohäsionsanteil und der zweite Term den Reibungsanteil. Der Kohäsionsanteil strebt immer gegen Null für große Scherwege. Wenn der Winkel der inneren Reibung  $\phi$  gleich Null gesetzt wird, so wie es für Tiefseeböden üblich ist, hat der gesamte Reibungsanteil stets den Wert Null, und der Gesamtwert der Gleichung geht für große Scherwege gegen Null. Diese Eigenschaft entspricht nicht den Ergebnissen aus eigenen Messungen an Tiefseeboden-Imitat. Zwar lassen sich mit der Sela'schen Gleichung auch Restscherfestigkeiten wie in Bild 5.2 darstellen, dafür muss aber der Winkel der inneren Reibung deutlich größer als Null gewählt werden. Für die Anpassung der Sela'schen Gleichung an die Messwerte in Bild 5.2 muss beispielsweise der Winkel der inneren Reibung zu  $\phi = 14$  Grad gewählt werden. Dies widerspricht dem Verhalten von Tiefseeböden mit einem Winkel der inneren Reibung von nahezu Null. Weiterhin führt auch die Anpassung der Sela'schen Funktion an reale Messwerte zu Werten für die physikalischen Parameter ( $c, x_B, \dots$ ), die sich aus dem Verlauf der Messwerte nicht genau herauslesen lassen.

Die von Wong /12/ entwickelte Funktion ähnelt in ihrem Verlauf einem aperiodischen Einschwingvorgang. Die bemerkenswerte Güte dieser Funktion ist durch die geringe Anzahl der Parameter und die klare Zuordnung zu physikalischen Größen begründet, die aus den Messwerten gewonnen werden können. Kim /9/ verwendet für die Berechnung der Traktionskraft eines Süd-Koreanischen Raupenfahrzeuges die Wong'sche Scherspannungs-Scherweg-Funktion. Im Bereich der elastischen Verformung und bei geringen Restscherfestigkeiten treten aber auch hierbei systematische Abweichungen auf. Im Bereich der elastischen Verformung ist die Steigung zu Beginn zu stark und nach dem Bruch des Bodens ist der abfallende Teil sehr steil.

### 5.1.2 Neuer Ansatz

Das Ziel der Modellentwicklung ist hier die Beschreibung der Scherwiderstands-Verformungs-Funktion für bindige, kohäsive Tiefseeböden, die zur Untersuchung der Traffikabilität dieser Böden herangezogen und verifiziert werden soll. Mit theoretisch begründeten Ansätzen sollen systematische Abweichungen, die früheren Modellen auch auf Grund ihrer Entwicklung für andere Böden anhaften, weitgehend vermieden werden.

Ausgehend von Flügelschermessungen des Institutes für Konstruktion Siegen (IKS) an Tiefseesedimenten und den experimentellen Untersuchungen in Bentonit, wird eine Funktion entwickelt, die sich durch geeignete Wahl der Funktionsparameter in allen Bereichen gut an die Messwerte anpasst. Bei der weitergehenden Modellbildung wird angestrebt, dass die Funktionsparameter möglichst unabhängig voneinander sind.

Die in Bild 3.3 (S.26) dargestellten Kurven wurden mit einer Flügelschersonde in vier verschiedenen Schichttiefen von Tiefseebodenproben aufgenommen und zeigen bis auf die absolute Höhe der Scherfestigkeit prinzipiell ähnliches Verhalten. Die Verformungsvorgänge im Boden werden nun anhand der idealisierten Darstellung nach Bild 5.3 erklärt. Hierin wird im Wesentlichen zwischen dem Anfangsbereich zunehmender Scherspannungen und dem monoton abfallenden Ast unterschieden.

Anfänglich baut sich ein elastisches Potenzial auf, wobei die Scherspannung mit zunehmender Verformung steil ansteigt. Bei Rücknahme der Verformung geht der Boden nahezu wieder in seinen ursprünglichen Zustand zurück (elastischer Bereich E). Mit dem Bruchbeginn (sichtbare Rissbildung) am rechten Rand des „elastischen Bereiches“ fällt der Spannungsgradient zunehmend ab. Das Scherspannungsmaximum wird erreicht, wenn der Spannungsgradient den Wert Null annimmt. Hier ist der Boden makroskopisch nahezu vollständig gebrochen und die Scherspannungs-Scherweg-Beziehung geht danach in den abfallenden Ast über. Der Bruch des Bodens ist am Wendepunkt der Kurve (WP) abgeschlossen.

Am rechten Rand der Bruchbereiches B beginnt der Abfall nach einer e-Funktion. In diesem Gleitbereich G fällt der Scherwiderstand, der hier vereinfachend mit Scherspannung  $\tau_s$  bezeichnet wird, monoton ab. Der Abnahmegradien der Funktion  $\tau_s(x_s)$

verschwindet bei sehr großen Scherwegen, wonach der Übergang in den Restscherfestigkeitsbereich R erfolgt.

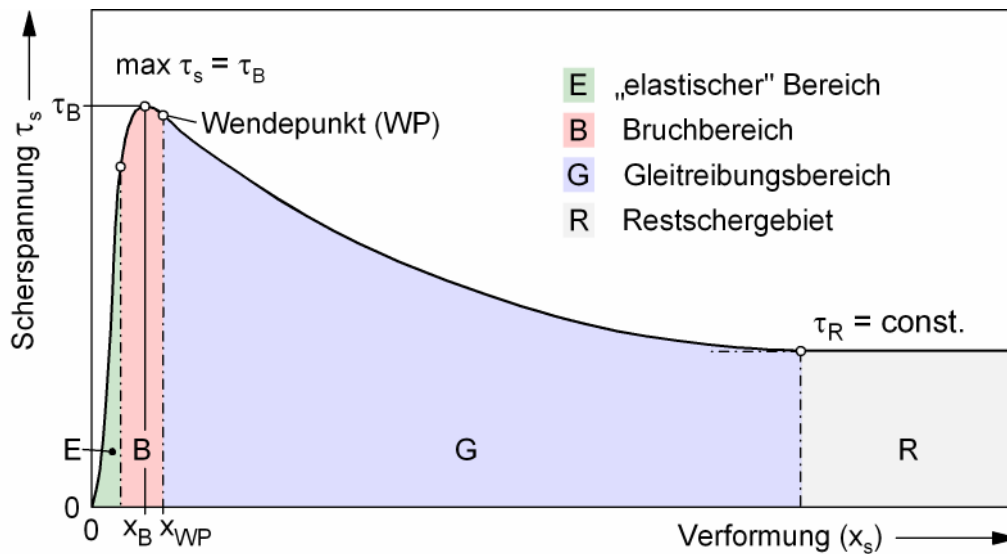


Bild 5.3: Verformungsbereiche des Bodens

### Herleitung

Das Verhalten des Bodens lässt sich aus Veränderungen der Kornstruktur des Bodens erklären. Anhand des Bildes 5.4 wird schematisch der Bruchvorgang durch die Glättung der Scherfläche, also die Abnahme der Rauheiten in der Scherfuge dargestellt.

Im Gleitbereich wird die Scherspannung als Reibungswiderstand aufgefasst, der mit zunehmender Glättung der Scherfugen (Verminderung der Rauheit) abfällt, bis sie in den konstanten Restwert  $\tau_R$  übergeht. Mathematisch wird die Scherspannung in der Scherfuge als lineare Funktion der Rauheit  $\mu$  und der konstanten Restscherfestigkeit  $\tau_R$  angesetzt.

$$\tau_s = \delta \cdot \mu + \tau_R \quad (5.1a)$$

mit  $\delta$  = spezifische Reibspannung,  $[\delta] = \text{kPa/mm}$

$\mu$  = Rauheit,  $[\mu] = \text{mm}$

Nach Umformung ergibt sich hieraus

$$\mu = -\frac{\tau_s - \tau_R}{\delta} \quad (5.1b)$$

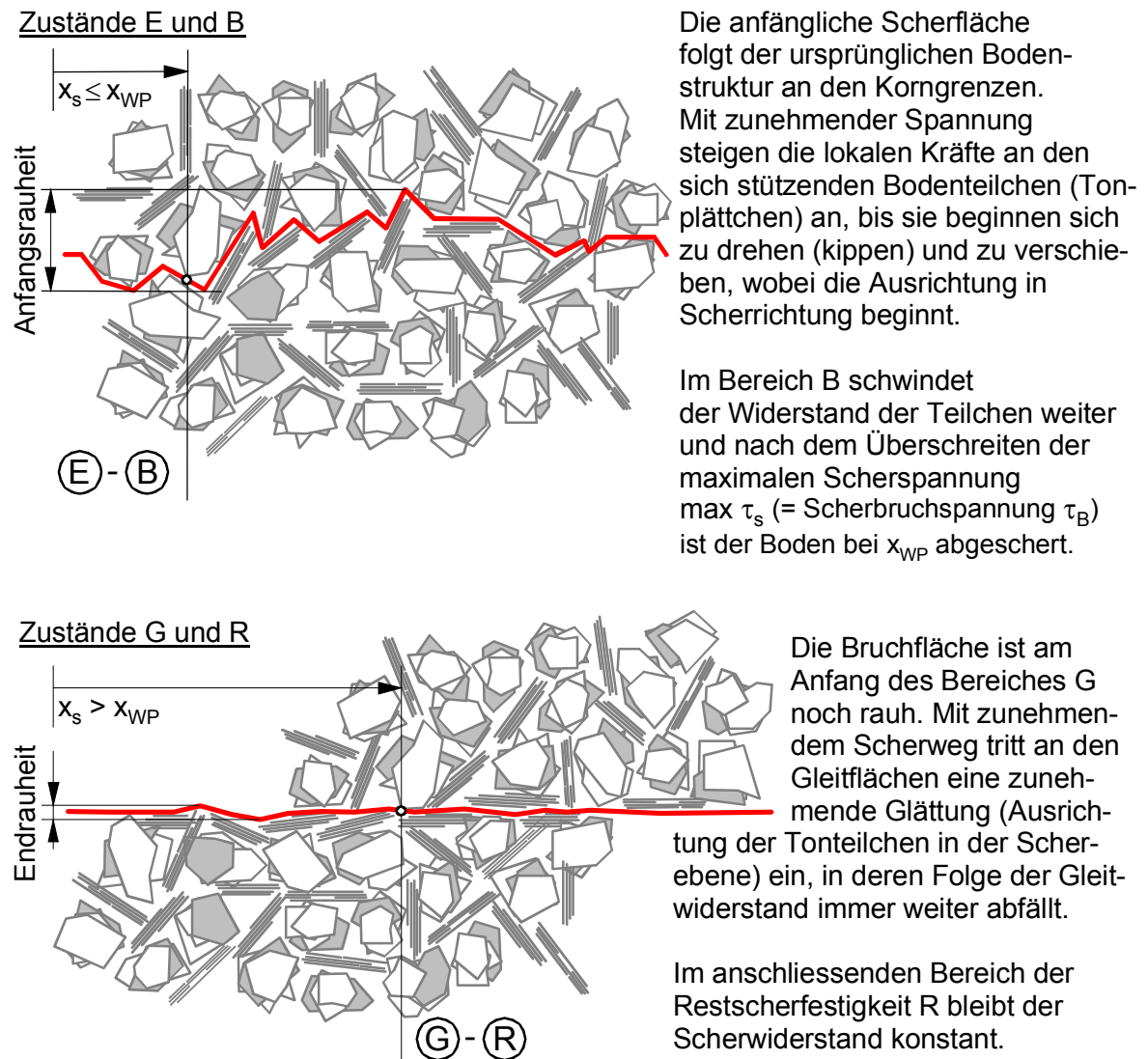


Bild 5.4: Veränderung der Bodenstruktur an den Gleitflächen infolge Scherbruchs

Die Restscherfestigkeit wird hier als proportional zu einer verbleibenden Rest-Rauheit gedeutet, die durch das Bestreben der Bodenkristalle entsteht, eine Bodenstruktur mit einer Ausrichtung der Bodenteilchen (Tonplättchen) wie vor dem Bruch wiederherzustellen. Die äußere Scherverformung und das Bestreben des Bodens, seine alte Struktur wieder auszubilden, stehen damit in einem dynamischen Gleichgewicht.

Unter der Annahme, dass die Rauigkeit im Gleitreibungsbereich linear mit dem Scherweg abfällt ergibt sich der Ansatz:

$$\frac{d\mu}{dx_s} = -k \cdot \mu, \quad (5.2a)$$

mit  $k$  = Proportionalitätsfaktor,  $[k] = 1/\text{mm}$ ,

oder umgeformt

$$\frac{d\mu}{\mu} = -k \cdot dx_s . \quad (5.2b)$$

Hieraus ergibt sich mit Gl. 5.1b die Differentialgleichung

$$\frac{d(\tau_s - \tau_R) \cdot \delta}{\delta \cdot (\tau_s - \tau_R)} = -k \cdot dx_s . \quad (5.3)$$

Integration liefert

$$\ln(\tau_s - \tau_R) = -k \cdot x_s + C , \quad (5.4)$$

die nach Delogarithmieren auf folgende Lösungsfunktion führt

$$\tau_s - \tau_R = e^{-k \cdot x_s + C} \quad (5.5a)$$

und sich in die folgende Form bringen lässt:

$$\tau_s = C_E \cdot e^{-k \cdot x_s} + \tau_R , \quad (5.5b)$$

mit  $C_E = e^C$ ,  $[C_E] = \text{kPa}$ .

Die Konstanten  $C_E$  und  $k$  sind bodenspezifische Werte. Sie werden anhand von Messdaten ermittelt. Weil dazu Geräte benutzt werden, deren Eigenschaften sich auf die Messwerte auswirken, sind diese Konstanten auch gleichzeitig gerätespezifisch zu verstehen.

Bei einem bekannten Messwert an einer Stelle  $x_s = x^*$  mit der Scherspannung  $\tau_s(x^*)$  kann die Konstante  $C_E$  durch die Umformung von Gl. 5.5b angegeben werden:

$$C_E = \frac{\tau_s(x^*) - \tau_R}{e^{-k \cdot x^*}} . \quad (5.6)$$

Hierin ist die Konstante  $k$  im Exponenten der e-Funktion noch unbekannt. Um  $k$  aus Messwerten zu ermitteln, wird zunächst die Ableitung  $d\tau_s/dx_s$  von Gleichung 5.5b gebildet:

$$\left(\frac{d\tau_s}{dx_s}\right)_{x_s} = -C_E \cdot k \cdot e^{-k \cdot x_s} \quad (5.7a)$$

Diese Gleichung ist bedienbar, wenn der Differentialquotient durch einen Differenzenquotient ersetzt wird. Für einen Messpunkt an der Stelle  $x^*$  ergibt sich somit:

$$\left(\frac{d\tau_s}{dx_s}\right)_{x^*} \approx \left(\frac{\Delta\tau_s}{\Delta x_s}\right)_{x^*} = -\frac{\tau_s(x^*) - \tau_R}{e^{-k \cdot x^*}} \cdot k \cdot e^{-k \cdot x^*} \quad (5.7b)$$

Nach dem Kürzen des Exponentialterms lässt sich die Gleichung nach  $k$  auflösen:

$$k = \left(\frac{\Delta\tau_s}{\Delta x_s}\right)_{x^*} \cdot \frac{1}{\tau_s(x^*) - \tau_R} \quad (5.8)$$

Der  $k$ -Wert wird aus gemessenen Funktionen  $\tau_s(x_s)$  gewonnen. Als Beispiel hierzu wird die  $\tau_s(x_s)$ -Funktion aus einem Raupensegmentversuch nach Bild 5.6 betrachtet.

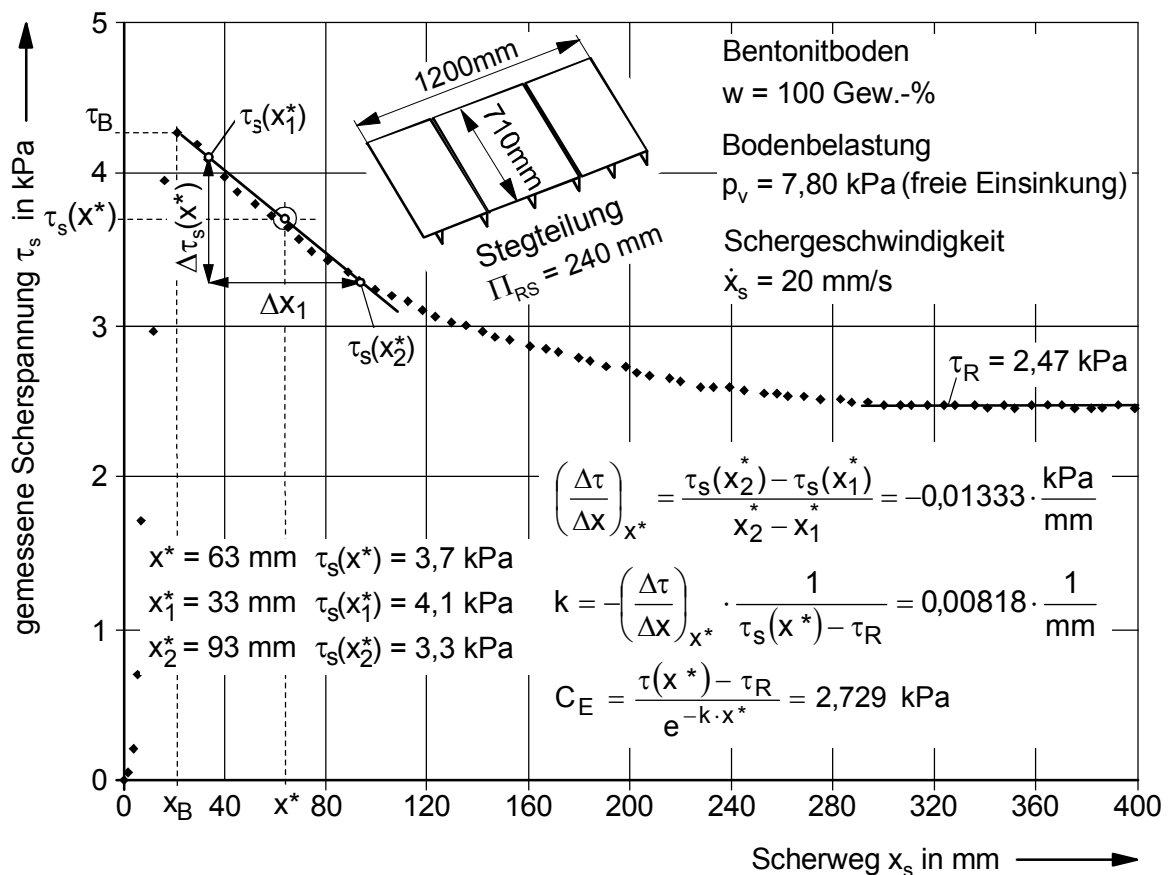


Bild 5.5 Ermittlung der spezifischen Werte  $k$  und  $C_E$  anhand von Messwerten aus dem Raupensegmentversuch



Die Konstante  $C_E$  lässt sich nun mit dem ermittelten  $k$ -Wert nach Gleichung 5.6 berechnen. Für das oben betrachtete Beispiel ist die Ermittlung ebenfalls im Bild 5.5 dargestellt. Im Anhang 5.2 sind die so ermittelten  $k$ -Werte für Flügelschersonde, Scherring und Raupensegment angegeben.

Damit lässt sich das Verhalten der interessierenden Boden-Geräte-Systeme anhand der Gleichung 5.5b mathematisch beschreiben. Das gilt aber nur für den Gleitbereich  $x_s > x_{WP}$ . In dem ebenfalls interessierenden elastischen Bereich E und dem Bruchbereich B, also für  $0 \leq x \leq x_{WP}$ , können zwar mit Gleichung 5.5 Funktionswerte berechnet werden, sie sind jedoch physikalisch ohne Bedeutung. Es ergibt sich im fraglichen Bereich ein fiktiver Kurvenabschnitt, der mit einer multiplikativ verknüpften dimensionslosen Anpassungsfunktion so modifiziert wird, dass der Funktionsverlauf der Scherspannung über dem Verformungsweg im gesamten Gebiet von  $0 \leq x_s \leq \infty$  mit hoher Genauigkeit abgebildet wird.

Das Verfahren zur Anpassung ist im Bild 5.6 dargestellt. Hierin ist die nach Gleichung 5.5b berechnete Kurve  $\tau_s(x_s)$  mit dem fiktiven Abschnitt eingezeichnet. Darunter ist die Kurve der Anpassungsfunktion  $\Gamma(x_s)$  abgebildet, die mit  $\tau(x_s)$  multipliziert, die mathematische Formulierung des Scherspannungs-/Scherwegverlaufes  $\tau_s(x_s)$  ergibt:

$$\tau_s(x_s) = \Gamma(x_s) \cdot (\tau_R + C_E \cdot e^{-k \cdot x_s}) \quad (5.9)$$

mit  $0 \leq x_s \leq \infty$

Die Anpassungsfunktion  $\Gamma(x_s)$  hat in der  $\tau_s - x_s$  - Ebene qualitativ eine S-förmige Gestalt mit einem ausgeprägten Bogen im Stirnbereich. Sie ist dimensionslos und liegt zwischen dem Ordinatenwerten 0 und 1. Zu ihrer mathematischen Formulierung wird wieder ein e-Funktionsansatz gewählt.

$$\Gamma(x_s) = \frac{1 - e^{-m_F \cdot x_s}}{1 + \Lambda \cdot e^{-m_K \cdot x_s}} \quad (5.10a)$$

Die Steigungsfaktoren  $m_F$  und  $m_K$  der Exponenten werden anhand von Messwerten ermittelt. Damit haben sie geräte- und bodenspezifische Bedeutung, wobei auch die

Versuchsbedingungen wie Bodenpressung aus der Auflast und die Schergeschwindigkeit einen Einfluss darstellen und den Messwerten anhaften, die zu ihrer Ermittlung herangezogen werden.

Die Exponenten sind dimensionslos, und deswegen wird der Scherweg auf die Stegteilung  $\Pi$  bezogen. Mit  $x_s/\Pi$  gilt:

$$\frac{m \cdot x_s}{\Pi} = \lambda \cdot x_s, \quad \lambda = \frac{m}{\Pi}.$$

Bei der hier interessierenden Entwicklung der  $\Gamma(x_s)$ -Funktion werden gute Anpassungsergebnisse für alle Messverfahren und Versuchsbedingungen erzielt, wenn  $\lambda_F$  um ein Vielfaches größer ist als  $\lambda_K$ . Als besonders günstig hat sich das Verhältnis  $\lambda_F/\lambda_K = 10$  erwiesen.

Damit ergibt sich für Gleichung 5.10a folgende Schreibweise:

$$\Gamma(x_s) = \frac{1 - e^{-10 \cdot \lambda_F \cdot x_s}}{1 + \Lambda \cdot e^{-\lambda_F \cdot x_s}} \quad (5.10b)$$

Auch der Hilfsparameter  $\Lambda$  enthält geräte- und versuchstechnische Einflüsse, da er ebenfalls anhand von Versuchswerten ermittelt wird.

Fortan wird der Index F weggelassen, womit Gleichung 5.10b in die Schreibweise nach Gleichung 5.10c übergeht:

$$\Gamma(x_s) = \frac{1 - e^{-10 \cdot \lambda \cdot x_s}}{1 + \Lambda \cdot e^{-\lambda \cdot x_s}} \quad (5.10c)$$

Hiermit wird die IKS-Funktion in allgemeiner Form formuliert:

$$\tau(x_s) = \left\{ \tau_R + C_E \cdot e^{-k \cdot x_s} \right\} \cdot \frac{1 - e^{-10 \cdot \lambda \cdot x_s}}{1 + \Lambda \cdot e^{-\lambda \cdot x_s}} \quad (5.11)$$

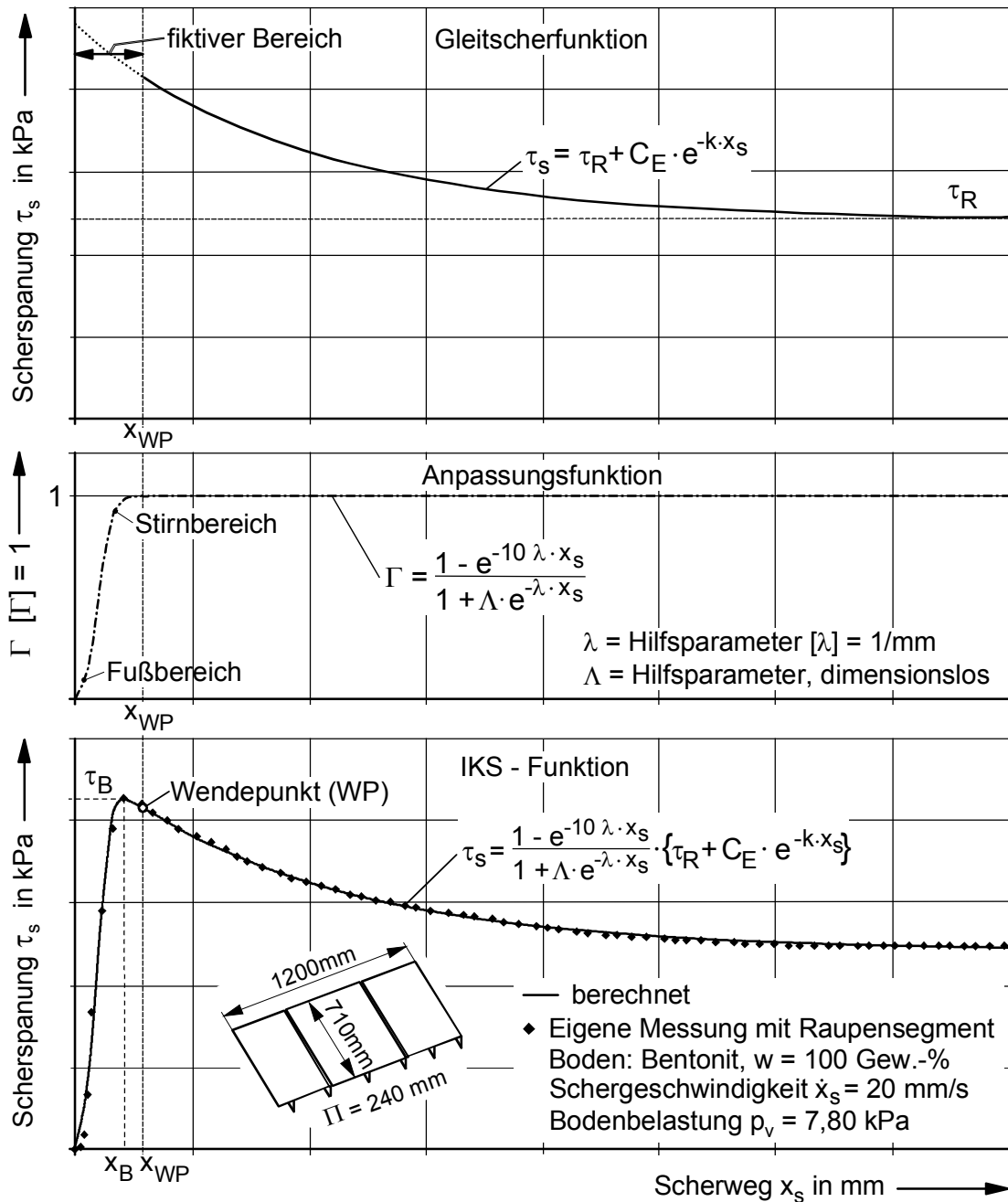


Bild 5.6: Formulierung der IKS-Funktion (Beispiel Raupensegment)

Zur Ermittlung der noch unbekanntenen Hilfsparameter  $\Lambda$  und  $\lambda$  wird im Folgenden die Prozedur beschrieben. Die Auflösung von Gleichung 5.11 nach  $\Lambda$  ergibt

$$\Lambda = \left( \frac{\tau_R + C_E \cdot e^{-k \cdot x_s}}{\tau_s(x_s)} \cdot (1 - e^{-10 \cdot \lambda \cdot x_s}) - 1 \right) \cdot \frac{1}{e^{-\lambda \cdot x_B}} \quad (5.12)$$

Diese Gleichung wird mit Messdaten aus dem betreffenden Versuch bedient.  $C_E$  und  $k$  sind nach dem weiter oben beschriebenen Verfahren ermittelt worden. Durch Einsetzen der Werte  $\tau_B$ ,  $x_B$  am Scherbruchpunkt ergibt sich der Hilfsparameter  $\Lambda$  (Gleichung 5.12) in Abhängigkeit des Hilfsparameters  $\lambda$ . Durch Einsetzen eines zweiten Messpunktes, beispielsweise bei  $x_s = x_B/2$  mit  $\tau_s(x_B/2)$  ergibt sich eine zweite Formulierung des  $\Lambda$ -Terms, der auch nur die unbekannte Hilfsvariable  $\lambda$  enthält. Die  $\Lambda$ -Werte aus beiden Formulierungen sind gleich, und die Terme können gleichgesetzt werden. In dieser neuen Gleichung steht als einzige Unbekannte nur noch  $\lambda$ . Diese Gleichung ist nicht explizit lösbar: Hier wird zur Berechnung ein Iterationsverfahren verwendet. Mit dem so ermittelten  $\lambda$ -Wert wird schließlich  $\Lambda$  mit Gleichung 5.12 berechnet. Auch graphische Lösungsverfahren führen rasch zum Ziel.

Zur Veranschaulichung wird  $\Lambda$  nach Gleichung 5.12 als abhängige Variable über  $\lambda$  im Bild 5.7 graphisch dargestellt und zwar einmal in der Version mit den Werten des Messpunktes ( $\tau_s(x_B)$ ;  $x_B$ ) und einmal mit den Werten des Messpunktes ( $\tau_s(x_B/2)$ ;  $x_B/2$ ). Beide Kurven schneiden sich beim gesuchten  $\lambda$ -Wert.

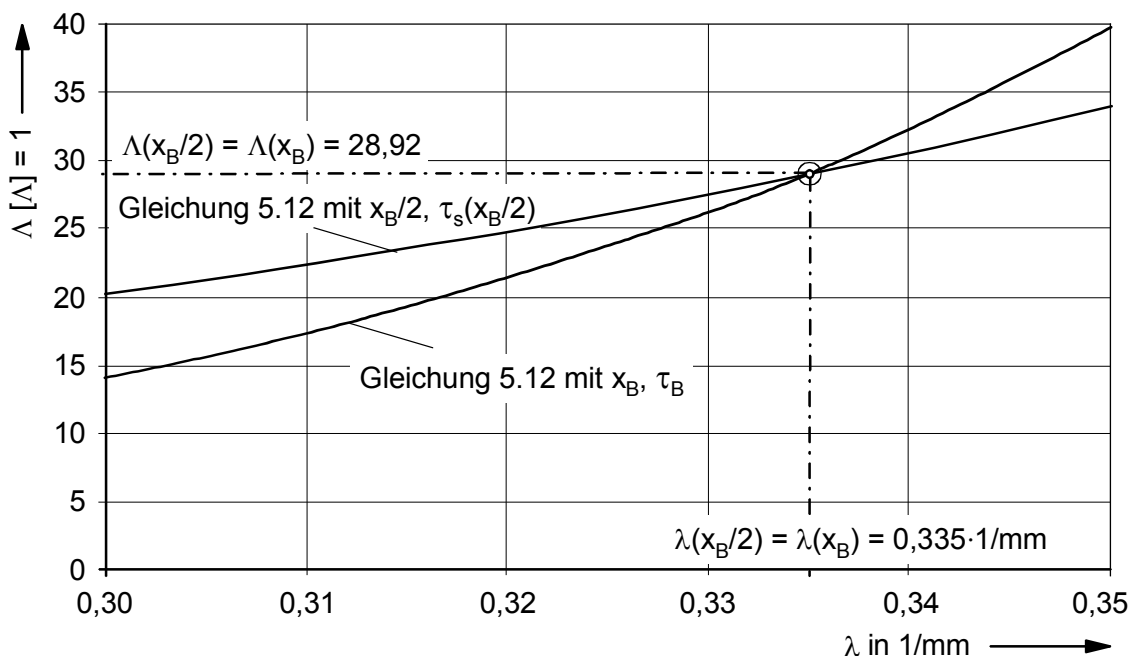


Bild 5.7: Graphische Ermittlung von  $\Lambda$  und  $\lambda$  anhand von Gleichung 5.12

Aus dem Verfahren, das auf den vorhergehenden Seiten entwickelt wurde, ergibt sich ein Satz von Funktionsparametern ( $C_E$ ,  $k$ ,  $\tau_R$ ,  $\Lambda$ ,  $\lambda$ ), die die Messergebnisse mit der IKS-Funktion beschreiben. Mit den so ermittelten Funktionsparametern ergibt sich eine gute Anpassung der IKS-Funktion an die Messwerte, wie aus Bild 5.8 ersichtlich ist.

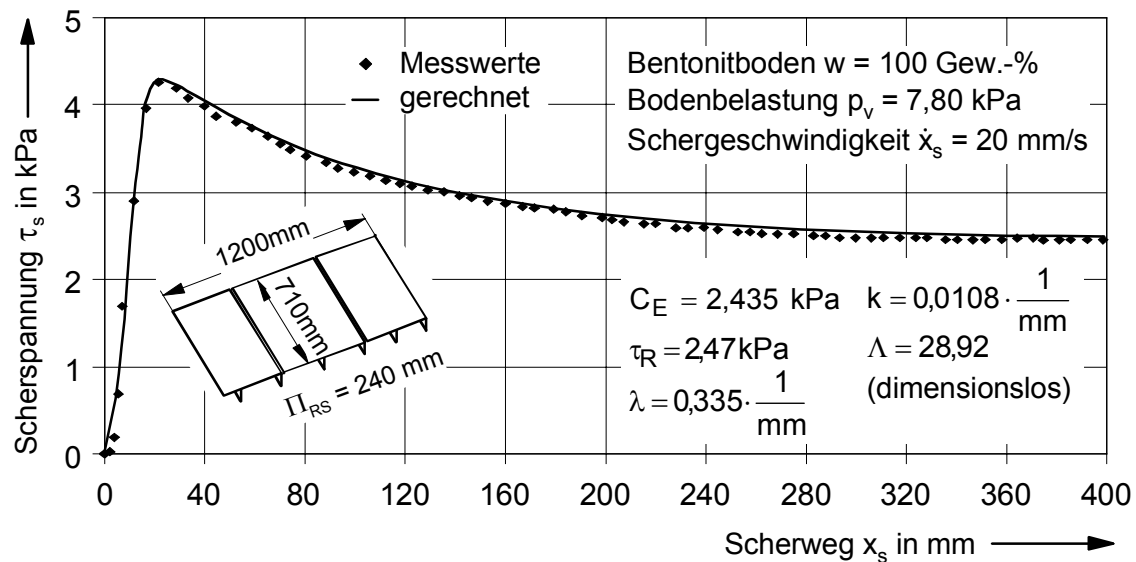


Bild 5.8: Messwerte und IKS-Funktion mit Funktionsparametern nach dem oben beschriebenen Verfahren

Nach der Entwicklung der IKS-Funktion und der physikalisch begründeten Bestimmung der Funktionsparameter, wird, auch im Hinblick auf eine automatisierte Bestimmung im praktischen Einsatz, zusätzlich eine Parameteroptimierung im Sinne der kleinsten Fehlerquadrate [62] durchgeführt (Programmlisting im Anhang 5.1). Die so für das Beispiel der vorhergehenden Seiten gewonnenen Funktionsparameter sind in Bild 5.9 dargestellt. Optisch ist in den Bildern 5.9 und 5.8 ein Unterschied im Verlauf der IKS-Funktion nur bei genauer Betrachtung zu sehen.

Die Bestimmung der Funktionsparameter mit der Fehlerquadratmethode lässt sich gut in eine zu entwickelnde Mess- und Steuerungssoftware für ein Bodentestgerät integrieren. Funktionsparameter können damit unmittelbar nach einer Messung ermittelt und verarbeitet werden.

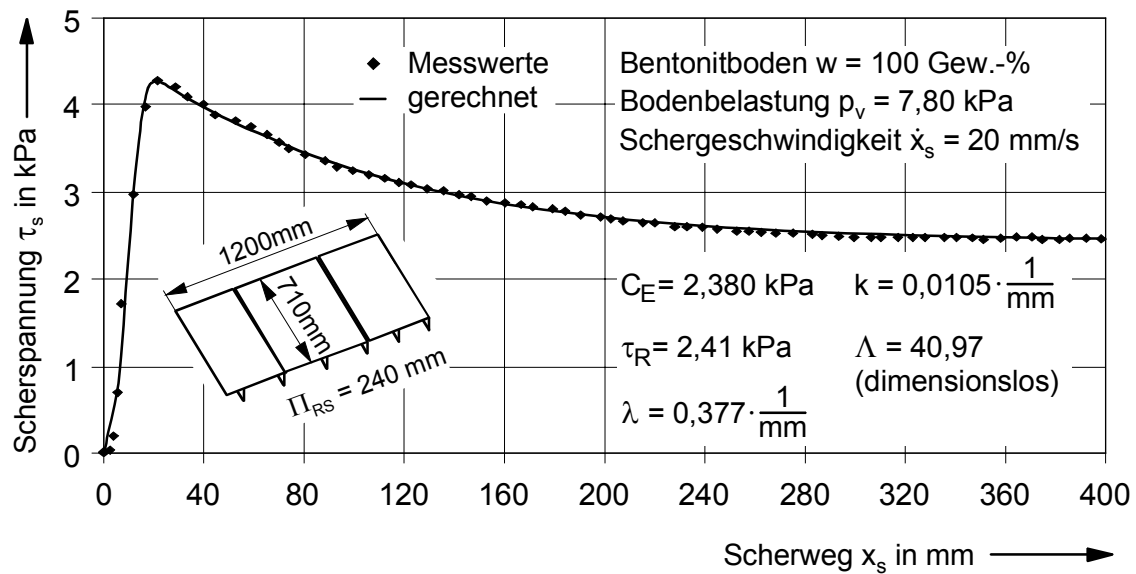


Bild 5.9: Messwerte und IKS-Funktion mit optimierten Funktionsparametern

Die gute Anpassungsfähigkeit der Funktion an die Messdaten gilt für Flügelschersonde, Scherring und Raupensegment gleichermaßen. Die Bilder 5.10, 5.11 und 5.12 zeigen dies exemplarisch. Der mittlere Fehler (Standardabweichung) beträgt hier - bezogen auf die jeweilige Scherbruchspannung - für die Flügelschersonde 2,2 %, den Scherring 2,6 % und für das Raupensegment 3,0 %.

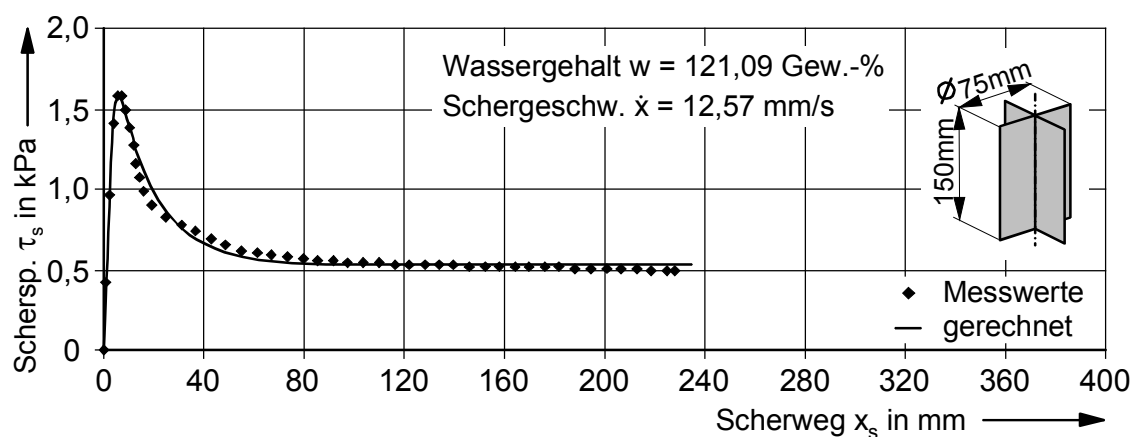


Bild 5.10 Flügelschermessung und IKS-Funktion mit opt. Funktionsparametern

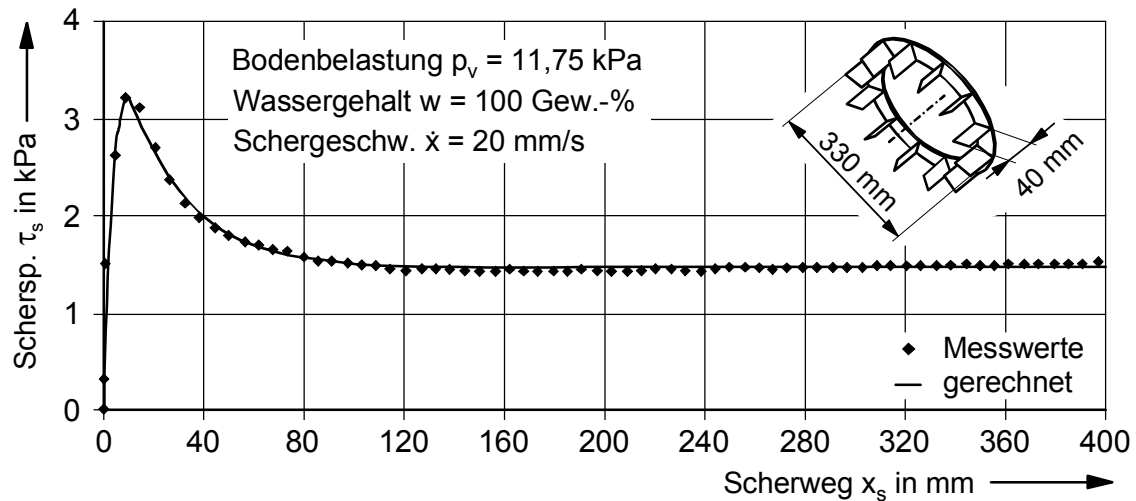


Bild 5.11 Scherringmessung und IKS-Funktion mit optimierten Funktionsparametern

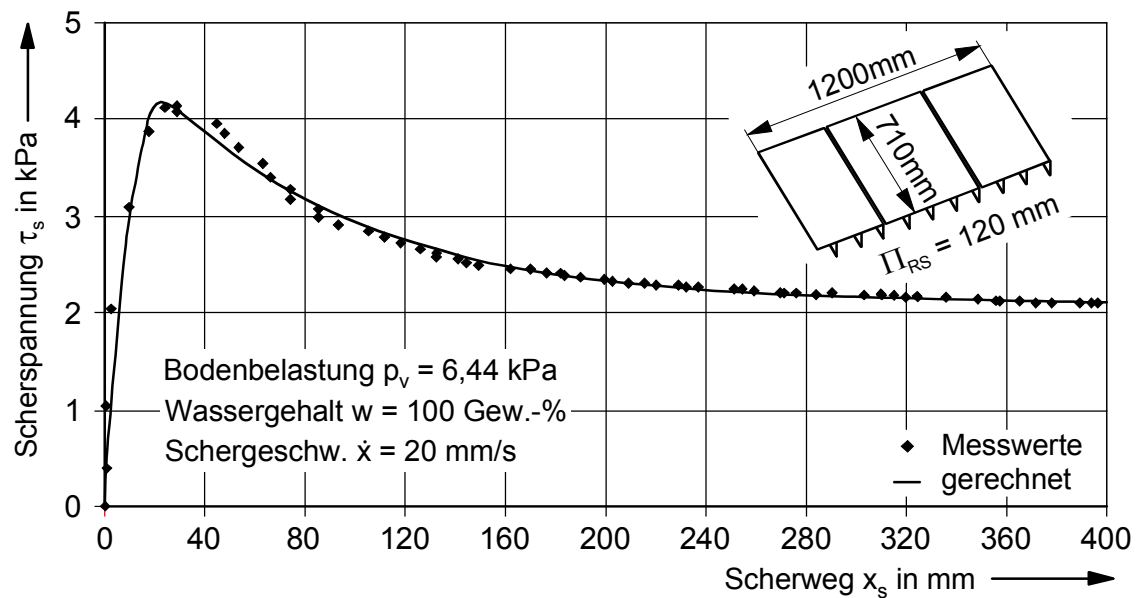


Bild 5.12 Raupensegmentmessung und IKS-Funktion mit opt. Funktionsparametern

Mit der IKS-Funktion werden systematische Fehler der Scherspannungs-Scherweg-Beziehung weitgehend eingegrenzt und die experimentellen Daten aus dem vorhergehenden Kapitel können damit rechnerisch erfasst werden. Dafür wird die IKS-Funktion an die in Kapitel 4 dargestellten Scherspannungs-Scherweg-Messkurven (Bilder 4.15, 4.18, 4.19) angepasst. Für jede Messkurve entsteht so ein Satz Funktionsparameter ( $C_E$ ,  $k$ ,  $\tau_R$ ,  $\Lambda$ ,  $\lambda$ ). Wie die experimentellen Ergebnisse zeigen, verändern sich die Messkurven in Abhängigkeit der unterschiedlichen Bodenbelastungen und entsprechend verändern sich auch die Funktionsparameter der IKS-Funktion. Als Beispiel ist in Bild

5.13 der Eigenfaktor  $C_E$  über der Bodenbelastung aufgetragen. Die Abhängigkeit des Faktors  $C_E$  von der Bodenbelastung wird mit einem Polynom zweiten Grades angenähert.

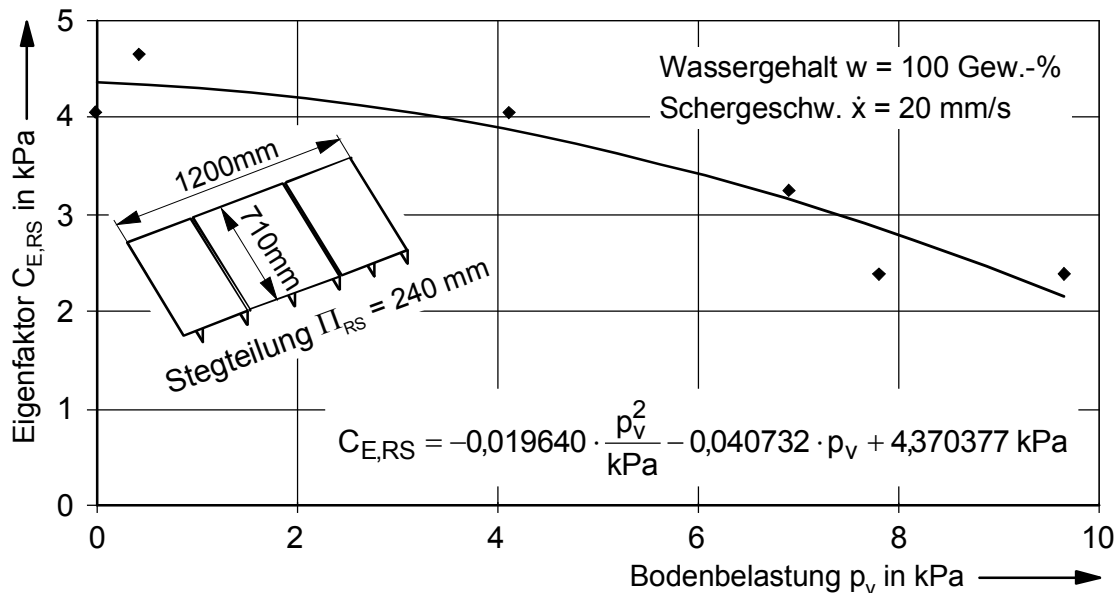


Bild 5.13: Abhängigkeit des Eigenfaktors  $C_E$  von der Bodenbelastung  $p_v$  (Raupensegmentmessung)

In gleicher Weise wird die Abhängigkeit der Funktionsparameter  $k$ ,  $\Lambda$  und  $\lambda$ , sowie die Restscherfestigkeit  $\tau_R$  durch Polynome zweiten Grades angenähert. Damit stehen die Funktionsparameter in Abhängigkeit der Bodenbelastung  $p_v$  rechnerisch zur Verfügung. Mit einem Satz bodenbelastungsabhängiger Funktionsparameter kann nun ein Kennfeld erstellt werden, das die Scherspannung  $\tau_s$  über dem Scherweg  $x_s$  und der Bodenbelastung  $p_v$  mit der IKS-Funktion beschreibt.

Bild 5.14 zeigt die Scherspannungs-Kennfelder des Raupensegmentes und des Scherringes. Der Vergleich zeigt deutlich die systematischen Unterschiede im Scherverhalten der beiden Messverfahren. Der Scherring misst durchweg geringere Scherspannungen als das Raupensegment. Die Scherbruchfestigkeit in Abhängigkeit der Bodenbelastung liegt beim Raupensegment im Durchschnitt um ca. 1,7 kPa über den mit dem Scherring gemessenen Werten. Weiterhin gibt es bei den Raupensegmentmessungen ein Maximum der Scherbruchfestigkeiten etwa bei einer Bodenbelastung von



5 kPa. Im Unterschied dazu steigt die maximale Scherfestigkeit beim Scherring kontinuierlich in Abhängigkeit der Bodenbelastung an.

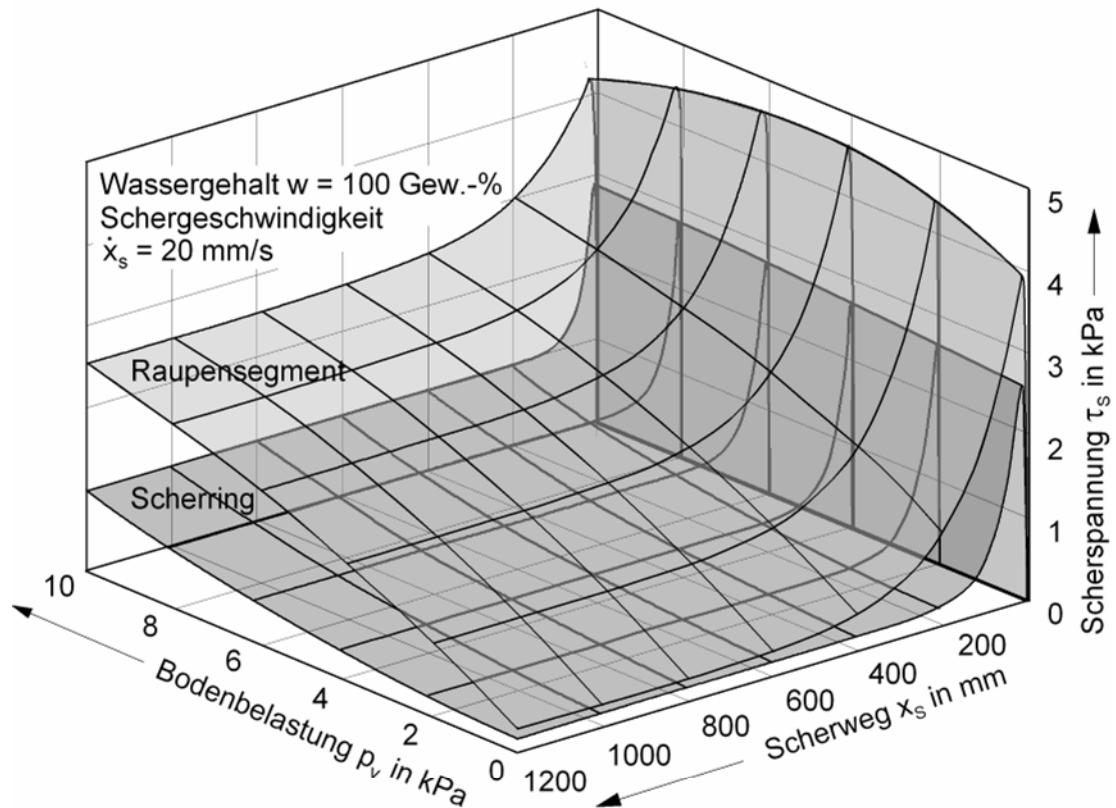


Bild 5.14: Scherspannungskennfelder von Raupensegment (240mm Stegteilung) und Scherring in Bentonit (Parametersätze für beide Felder im Anhang 5.2)

Der Scherring unterbewertet also den Boden bezüglich der Scherspannung im Vergleich zum Raupensegment. Dieser Umstand würde ohne Korrektur zu einer übervorsichtigen Beurteilung des Traktionsvermögens führen, wodurch Teilflächen der Abbaugebiete fälschlicherweise als nicht befahrbar eingestuft würden.

## 5.2 Übertragung der Messergebnisse aus dem Raupensegmentversuch auf die Ergebnisse von Flügelscher- und Scherring-Versuch

### 5.2.1 Scherspannungs-Scherweg-Beziehungen

Das unterschiedliche Messverhalten von Scherring und Raupensegment ist aus den Kennfeldern in Bild 5.14 deutlich ersichtlich. Durch die rechnerische Erfassung des

Messverhaltens beider Messgeräte in den Kennfeldern, kann an jeder beliebigen Stelle der  $x_s$ - $p_v$ -Ebene von beiden Messgeräten eine zugehörige Scherspannung errechnet werden. Indem die Scherspannungen von Raupensegment und Scherring an der jeweils gleichen Stelle im Kennfeld miteinander ins Verhältnis gesetzt werden, entsteht ein Wert, der als Transformationswert  $KF_{SR}(x_s, p_v)$  verwendet werden kann:

$$KF_{SR}(x_s, p_v) = \frac{\tau_{IKS,RS}(x_s, p_v)}{\tau_{IKS,SR}(x_s, p_v)}, \quad (5.13)$$

mit  $\tau_{IKS,RS}(x_s, p_v) =$  IKS-Funktion des Raupensegmentkennfeldes in  
Abhängigkeit von Scherweg  $x_s$  und Bodenbelastung  $p_v$ ,  
 $\tau_{IKS,SR}(x_s, p_v) =$  IKS-Funktion des Scherringkennfeldes in  
Abhängigkeit von  $x_s$  und  $p_v$   
und  $KF_{SR}(x_s, p_v) =$  Transformationswert in Abhängigkeit von  $x_s$  und  $p_v$ .

Beide Kennfelder wurden im Labor mit Bentonit bei gleichem Wassergehalt und mit gleicher Schergeschwindigkeit durchgeführt, bzw. Wassergehalt und Schergeschwindigkeit wurden mit den angegebenen Korrekturwerten (Gleichungen 4.2 und 4.6) rechnerisch angeglichen, so dass mit dem Transformationswert  $KF_{SR}(x_s, p_v)$  die systematischen Unterschiede im Messverhalten beider Messgeräte ineinander überführt werden.

Ein Beispiel für die Berechnung des Transformationswertes  $KF_{SR}(x_s, p_v)$  wird in Bild 5.15 gezeigt. An der Stelle  $\textcircled{a}$  im Bild, bei  $x_{s,a} = 300$  mm und  $p_{v,a} = 6$  kPa, beträgt der Wert der Scherspannung beim Raupensegment  $\tau_{s,RS} = 2,27$  kPa, beim Scherring  $\tau_{s,SR} = 0,54$  kPa. Nach Gleichung 5.13 wird hieraus der Transformationswert an der Stelle  $\textcircled{a}$  berechnet:

$$KF_{SR}(x_{s,a}, p_{v,a}) = \frac{\tau_{IKS,RS}(x_{s,a}, p_{v,a})}{\tau_{IKS,SR}(x_{s,a}, p_{v,a})} = \frac{2,27 \text{ kPa}}{0,54 \text{ kPa}} = 4,20.$$

Solche Transformationen sind an jedem Punkt der  $x_s$ - $p_v$ -Ebene möglich.

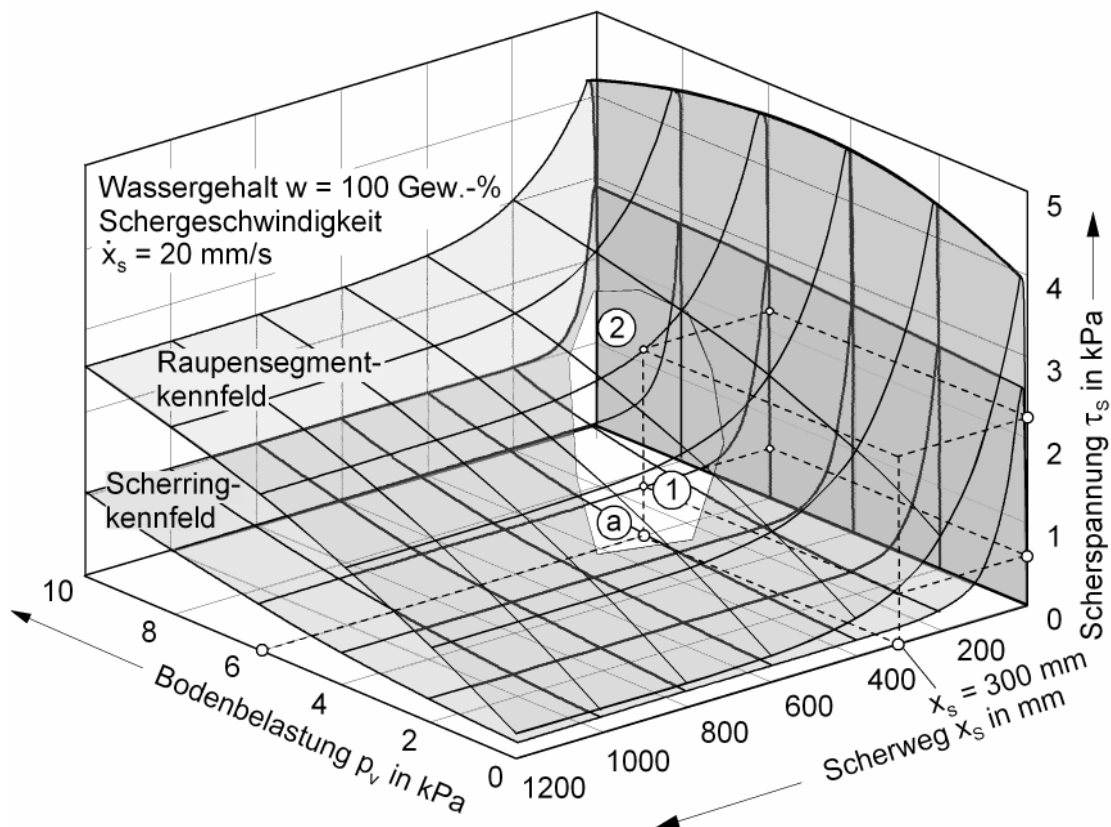


Bild 5.15: Berechnungsbeispiel für den Transformationswert  $KF_{SR}(x_s, p_v)$  bei  $x_{s,a} = 300$  mm und  $p_{v,a} = 6$  kPa (Stegteilung Raupensegment 240mm)

### Flügelschersonde

Eine Übertragung von Ergebnissen aus Flügelschermessungen auf das Raupensegment, d.h. die Formulierung entsprechender Transformationswerte ist rein formal in analoger Weise wie beim Scherring möglich. Da aber bei der Standard-Flügelschersonde konstruktionsbedingt keine äußere Bodenbelastung  $p_v$  aufgebracht werden kann ( $p_v = 0$ ), ist die Bodenbelastung nicht als Parameter in den Flügelscher-Messungen enthalten.

Die Übertragbarkeit der Messungen ist jedoch nicht eingeschränkt, da die Abhängigkeit der Scherspannungs-Scherweg-Beziehung von der Bodenbelastung im Kennfeld des Raupensegmentes enthalten ist. Der Transformationswert  $KF_{FS}(x_s, p_v)$  ist – mathematisch analog Gleichung 5.13 – für die Flügelschersonde in Gleichung 5.14 dargestellt

und unterscheidet sich nur insofern von Gleichung 5.13, als dass die Bodenbelastung bei der Flügelschersonde stets den Wert  $p_v = 0$  kPa hat.

$$KF_{FS}(x_s, p_v) = \frac{\tau_{IKS,RS}(x_s, p_v)}{\tau_{IKS,FS}(x_s, p_v = 0 \text{ kPa})} \stackrel{\Delta}{=} \frac{\tau_{IKS,RS}(x_s, p_v)}{\tau_{IKS,FS}(x_s)}, \quad (5.14)$$

mit  $\tau_{IKS,RS}(x_s, p_v)$  = IKS-Funktion des Raupensegmentkennfeldes in  
Abhängigkeit von Scherweg  $x_s$  und Bodenbelastung  $p_v$ ,  
 $\tau_{IKS,FS}(x_s)$  = IKS-Funktion der Flügelscherkennlinie nur in  
Abhängigkeit von  $x_s$ ,  
 $KF_{FS}(x_s, p_v)$  = Transformationswert in Abhängigkeit von  $x_s$  und  $p_v$ .

In Bild 5.16 ist das Vorgehen anhand eines Beispiels dargestellt: An der Stelle  $\textcircled{a}$ , bei  $x_{s,a} = 300$  mm und  $p_{v,a} = 0$  kPa können die beiden Scherspannungswerte  $\textcircled{1}$  und  $\textcircled{2}$  von Flügelschersonde und Raupensegment bestimmt werden. Um den Einfluss der Bodenbelastung beispielsweise bei  $p_v^* = 6$  kPa zu ermitteln, wird vom Punkt  $\textcircled{b}$  aus ( $x_s = 300$  mm,  $p_v = 6$  kPa) die Scherspannung im darüber liegenden Kennfeld des Raupensegmentes, also in Punkt  $\textcircled{3}$  abgegriffen:  $\tau_s = 2,27$  kPa. Der Transformationswert  $KF_{FS}(x_s, p_v)$  wird jetzt aus dem Verhältnis der Scherspannungen  $\textcircled{1}$  und  $\textcircled{3}$  gebildet und ergibt hier:

$$KF_{FS}(x_{s,a}, p_{v,b}) = \frac{\tau_{IKS,RS}(x_{s,a}, p_{v,b})}{\tau_{IKS,FS}(x_{s,a})} = \frac{2,27 \text{ kPa}}{0,46 \text{ kPa}} = 4,93.$$

Auch diese Transformation ist für jeden Punkt der  $x_s$ - $p_v$ -Ebene möglich, da die Abhängigkeit der Scherspannung von der Bodenbelastung im Raupensegmentkennfeld vorhanden ist.

Zur Übertragung von in situ Messergebnissen von Flügelschersonde und Scherring auf das Raupensegment, bzw. auf das gesamte Raupenfahrzeug, wird der Transformationswert ( $KF_{FS}(x_s, p_v)$  bzw.  $KF_{SR}(x_s, p_v)$ ) mit der entsprechenden in situ Messung ( $\tau_{FS,insitu}(x_s)$ , bzw.  $\tau_{SR,insitu}(x_s, p_v)$ ) multipliziert:

$$\tau_{RS,korr}(x_s, p_v) = K_{FS}(x_s, p_v) \cdot \tau_{FS,insitu}(x_s) \text{ bzw.} \quad (5.15)$$

$$\tau_{RS,korr}(x_s, p_v) = K_{SR}(x_s, p_v) \cdot \tau_{SR,insitu}(x_s, p_v) .$$

Der Transformationswert ist nicht konstant, sondern er ist in Abhängigkeit des Scherweges  $x_s$  veränderlich, da das Verhältnis von Raupensegment-Scherspannung und Flügelschersonden-Scherspannung nicht konstant ist, wie durch die experimentellen Untersuchungen gezeigt wird. Die Bodenbelastung wird hier als konstanter Parameter gesehen, der sich aus den technischen Daten des Raupenfahrzeuges ergibt.

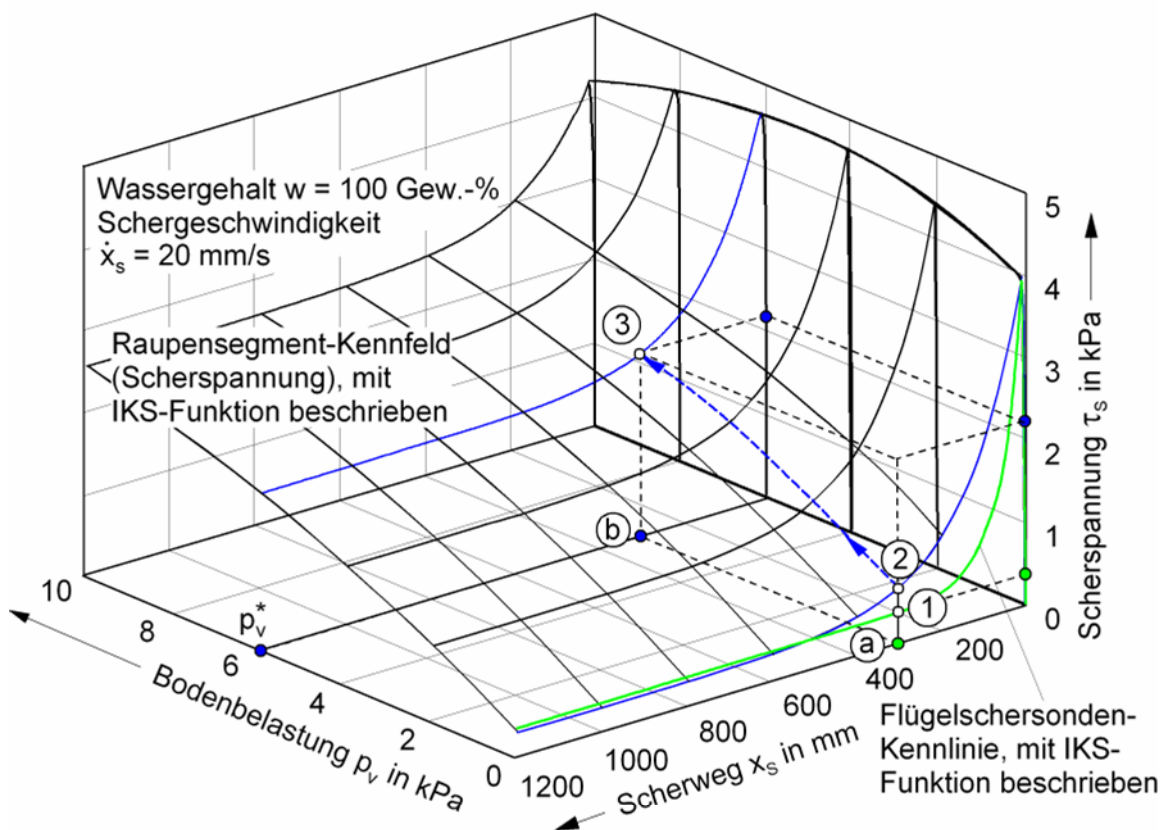


Bild 5.16: Berechnungsbeispiel für den Transformationswert  $K_{FS}(x_s, p_v)$  bei

$$x_{s,a} = 300 \text{ mm und } p_{v,b} = 6 \text{ kPa (Stegteilung Raupensegment 240mm)}$$

Der Transformationswert beinhaltet die unter Laborbedingungen ermittelten systematischen Unterschiede der Messverfahren, die bei gleicher Bodenfestigkeit und Schergeschwindigkeit ermittelt worden sind. Von der eigentlichen in situ Messung im Tiefseeboden ist er nicht abhängig. Für in situ Messungen wird allerdings die Standard-Schergeschwindigkeit wie in den Laborversuchen auf 20 mm/s vorausgesetzt.

Für die Umrechnung einer in situ Flügelschermessung bzw. Scherringmessung in eine Raupensegment-„Messung“ wird vorausgesetzt, dass der Transformationsfaktor für alle Bodenfestigkeiten, die bei späteren in situ Messungen mit einem Bodentestgerät gemessen werden gültig ist.

Es wird davon ausgegangen, dass mit der Transformationsmethode eine erhebliche Verbesserung der Traktionskraftberechnung erreicht wird. Eine Überprüfung wird im späteren Betrieb des Raupenfahrzeuges möglich sein, wenn die notwendigen Größen am Fahrzeug messtechnisch erfasst werden. Diese sind der Schlupf und die wirkende Traktionskraft. Aus der Abhängigkeit der Traktionskraft vom Schlupf kann auf die Scherspannungs-Scherweg-Beziehung des überfahrenen Bodens Rückschluss gezogen werden.

### 5.2.2 Dynamische Einsinkung

Die Messung der dynamischen Einsinkung ermöglicht die Berechnung des Verdrängungswiderstandes, einem der Bodenwiderstandskräfte am Raupenfahrzeug. Die dynamische Einsinkung ist im Bild 4.16 für Scherringversuche und im Bild 4.20 für Raupensegmentversuche mit 120mm Stegteilung über dem Scherweg dargestellt, Bild 4.21 zeigt Raupensegmentversuche mit der Stegteilung von 240mm. Alle genannten Messkurven in den Bildern 4.16, 4.20 und 4.21 zeigen ähnliche Verlaufsformen und können mit Polynomen zweiten Grades über dem Scherweg gut approximiert werden. Hierfür gilt der allgemeine Ansatz:

$$v_{\text{dyn}} = \Phi_{\text{dyn},0} + \Phi_{\text{dyn},1} \cdot x_s + \Phi_{\text{dyn},2} \cdot x_s^2 \quad (5.16)$$

mit  $v_{\text{dyn}}$  = dynamische Einsinkung  
 $\Phi_{\text{dyn}}$  = dynamische Einsinkungsfaktoren

Neben dem Einfluss des Scherweges tritt als weitere gravierende Einflussgröße die Bodenbelastung auf. Je größer die Bodenbelastung ist, desto größer wird auch die dynamische Einsinkung und entsprechend ändern sich auch die dynamischen Einsinkungsfaktoren. Diese werden ebenfalls durch Polynome 2-ten Grades approximiert.

Gleichung 5.17 zeigt als Beispiel die Bodenbelastungsabhängigkeit einer der dynamischen Einsinkungsfaktoren für den Scherring.

$$\Phi_{\text{dyn,SR},0} = +0,186 \text{ mm} + 3,605 \cdot \frac{\text{mm}}{\text{kPa}} \cdot p_v - 0,215 \cdot \frac{\text{mm}}{\text{kPa}^2} \cdot p_v^2 \quad (5.17)$$

Die dynamischen Einsinkungsfunktionen mit ihren Einsinkungsfaktoren  $\Phi_0$  bis  $\Phi_2$  sind in Anhang 5.2 angegeben. Bild 5.17 zeigt die Kennfelder der dynamischen Einsinkung von Raupensegment und Scherring.

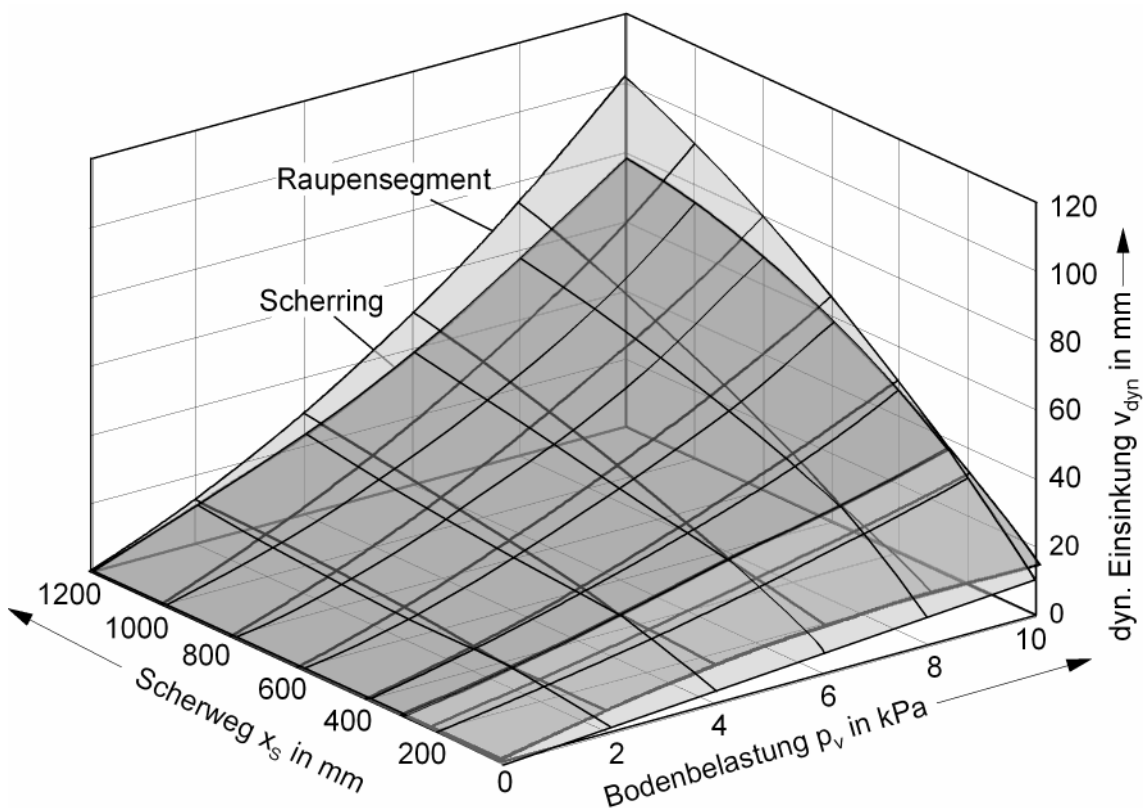


Bild 5.17: Dynamische Einsinkungskennfelder von Raupensegment (240mm Stegteilung, Bentonit mit Wassergehalt  $w = 106,72$  Gew.-%) und Scherring (Bentonit mit Wassergehalt  $w = 104,84$  Gew.-%) in Abhängigkeit der Bodenbelastung und des Scherweges

Bei der dynamischen Einsinkung sind die Unterschiede zwischen Raupensegment und Scherring gering. Die dynamische Einsinkung des Raupensegmentes ist im Bereich des Scherweges bis ca. 300mm kleiner als die des Scherrings. Bei größeren Scherwe-

gen sinkt das Raupensegment mit einer Stegteilung von 240mm stärker ein als der Scherring.

Die Transformation der dynamischen Einsinkung des Scherrings auf die des Raupensegmentes wird formal mit genau der gleichen Transformationsmethode, wie sie für die Scherspannungs-Scherweg-Beziehungen angewendet wird (Kap. 5.2.1), durchgeführt. Der Transformationswert  $KF_{v,dyn}$  für die Umrechnung der dynamischen Einsinkung des Scherrings in die des Raupensegmentes beinhaltet entsprechende Daten aus beiden Kennfeldern:

$$KF_{v,dyn}(x_s, p_v) = \frac{v_{dyn,RS}(x_s, p_v)}{v_{dyn,SR}(x_s, p_v)}, \quad (5.18)$$

- mit  $v_{dyn,RS}(x_s, p_v)$  = Funktion der dynamischen Einsinkung des Raupensegmentes in Abhängigkeit von Scherweg  $x_s$  und Bodenbelastung  $p_v$ ,
- $v_{dyn,SR}(x_s, p_v)$  = Funktion der dynamischen Einsinkung des Scherrings in Abhängigkeit von  $x_s$  und  $p_v$ ,
- $KF_{SR}(x_s, p_v)$  = Transformationswert in Abhängigkeit von  $x_s$  und  $p_v$ .

Es liegen keine Labormessungen über die dynamischen Einsinkungen für verschiedene Wassergehalte und Schergeschwindigkeiten vor, so dass keine Korrekturwerte (Kap. 4.2) wie bei den Scherspannungs-Scherweg-Beziehungen gebildet werden können. Es wurden für die dynamischen Einsinkungsmessungen von Scherring und Raupensegment möglichst gleiche Wassergehalte angestrebt. Bei einem mittleren Wassergehalt des Bentonit-Bodens von  $w = 105,78$  Gew.-% beträgt die Abweichung des Wassergehaltes vom Mittelwert  $\Delta w = \pm 0,94$  Gew.-%. Eventuelle, durch den Wassergehalt bedingte Unterschiede in den dynamischen Einsinkungsmessungen führen hier zu Ungenauigkeiten.

Zur Messung von dynamischen Einsinkungen ist die Flügelschersonde ungeeignet. Als Ersatz kann aber das Raupenfahrzeug selbst als Messgerät fungieren. Die durch die



dynamische Einsinkung hervorgerufene Heckeinsinkung bewirkt einen Anstellwinkel des Fahrzeuges gegenüber der Bodenoberfläche. Zur Berechnung des Anstellwinkels sind vorne und hinten die Einsinkungen des Fahrzeuges zu messen. Der Anstellwinkel darf einen bestimmten maximalen Wert nicht überschreiten, da sonst der Verdrängungswiderstand zu groß wird und die Mobilität des Fahrzeuges gefährdet. In Kapitel 6 werden dynamische Heckeinsinkung und der Verdrängungswiderstand auf ihre Relevanz hin untersucht.

### 5.3 Setzungsberechnung

#### 5.3.1 Sofort - Setzung

Die Berechnung der Fahrzeugsetzung kann anhand einer Kombination von Lastplatten- und Kegeldrucksonden-Tests aufgebaut werden. Beide werden zweckmäßigerweise gemeinsam in einem Bodentestgerät integriert. Die Füße des Bodentestgerätes werden als Lastplatten ausgeführt, deren Setzung gemessen wird. Aus der Drucksondierung lassen sich die Schichtdicken des Bodens  $h_{BS,j}$  bestimmen und die Steifemoduln nach Kapitel 3.2.4 berechnen. Die Drucksondierung wird dabei bis zur Einflusstiefe (Grenztiefe)  $z_{BZ,FZ}$  des Raupenfahrzeuges (Bilder 3.20 und 5.18) durchgeführt. Die Einflusstiefe (Grenztiefe) befindet sich an der Stelle, an der die vertikale Druckspannung aus dem Eigengewicht des Bodens infolge der Überlagerung mit der Druckspannung aus dem Fahrzeuggewicht 20% der Bodengleichgewichtsspannung unterschreitet /50,51/. Das gleiche Kriterium gilt auch für die Beeinflussungstiefe des Bodentesters.

Die Fahrzeugsetzung wird mit der indirekten Setzungsberechnung aus Kapitel 3.6 bestimmt, wobei die Bodenschichten durch ihre mittleren Steifemoduln aus der Drucksondierung  $\bar{E}_{DS,j}$  (bezeichnet hier  $\bar{E}_{S,j}$ , aus Gründen der Vereinfachung wird nachfolgend der Index S nicht mehr dargestellt) und ihre Schichthöhen  $h_{BS,j}$  charakterisiert sind.

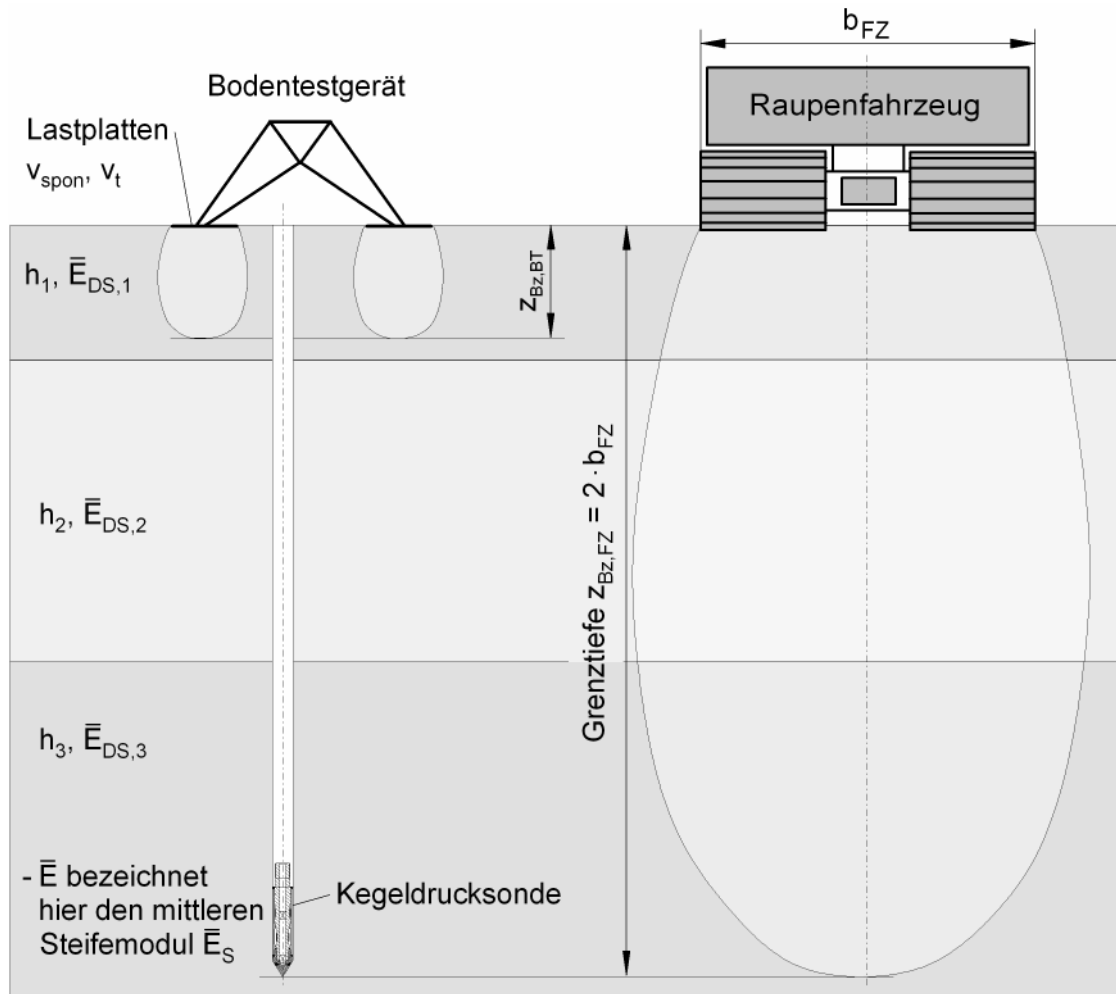


Bild 5.18: Indirekte Setzungsberechnung mit Lastplatten und Drucksondierung

Um etwaige Unterschiede zwischen berechneten und gemessenen Setzungen korrigieren zu können, werden im Folgenden zwei Abgleichsfaktoren eingeführt, die den Abgleich zwischen gemessenen und berechneten Setzungen des Bodentestgerätes und des Raupenfahrzeuges ermöglichen. Dazu wird zunächst die Bodentestersetzung berechnet:

$$v_{BT,DS} = \frac{\bar{\sigma}_{BT}}{\bar{E}_{DS,BT}} \cdot z_{Bz,BT} \quad (5.20)$$

mit  $z_{Bz,BT}$  = Beeinflussungstiefe des Bodentesters,  
 $\bar{\sigma}_{BT}$  = mittlere Vertikalspannung durch den Bodentester innerhalb seiner Beeinflussungstiefe,  
 $\bar{E}_{DS,BT}$  = mittlerer Steifemodul aus Drucksondierung innerhalb der Beeinflussungstiefe des Bodentesters.

Aus dem Verhältnis von berechneter und gemessener Einsinkung des Bodentesters,  $v_{BT,DS}$  und  $v_{BT,mess}$ , wird nun der erste Abgleichsfaktor  $Y_{BT}$  gebildet:

$$Y_{BT} = \frac{v_{BT,mess}}{v_{BT,DS}} . \quad (5.21)$$

Die gemessene Bodentester-Setzung  $v_{BT,mess}$  kann hier auch als korrigierte Setzung verstanden werden, da sie der tatsächlichen Setzung entspricht. Für die Berechnung der Fahrzeugsetzung wird der Abgleichsfaktor  $Y_{BT}$  auf alle berechneten Setzungen der Bodenschichten angewendet, die innerhalb der Beeinflussungstiefe des Raupenfahrzeuges liegen. Dabei ist der Oberflächeneinfluss bei der Bestimmung des Steifemoduls mit der Drucksonde zu berücksichtigen (Kap. 3.2.4). Die korrigierte berechnete Fahrzeugsetzung ergibt sich dann zu:

$$v_{FZ,korr,1} = \sum_j \left[ \frac{Y_{BT} \cdot \bar{\sigma}_{v,j}}{\bar{E}_{DS,j}} \cdot h_{BS,j} \right] \quad (5.22)$$

Um eventuelle Abweichungen der Setzungsberechnung von der Fahrzeugsetzung weiter zu minimieren, kann die Setzung des Raupenfahrzeuges ( $v_{FZ,mess}$ ) nach dem Absetzen gemessen werden und mit dem Wert der korrigierten berechneten Setzung aus der Drucksondierung ( $v_{FZ,korr,1}$ ) verglichen werden. Das Verhältnis von berechneter und tatsächlicher Fahrzeugsetzung wird zur Bildung des zweiten Abgleichsfaktors  $Y_{FZ}$  herangezogen:

$$Y_{FZ} = \frac{v_{FZ,mess}}{v_{FZ,korr,1}} . \quad (5.23)$$

Auch hier kann die gemessene Fahrzeugsetzung  $v_{FZ,mess}$  als korrigierte Setzung  $v_{FZ,korr,2}$  verstanden werden, da sie der tatsächlichen Fahrzeugsetzung entspricht. Durch Verknüpfung von Gleichung 5.22 und 5.23 ergibt sich die Fahrzeugsetzung mit den beiden Abgleichsfaktoren  $Y_{DS}$  und  $Y_{BT}$  zu:

$$v_{FZ,korr,2} = Y_{FZ} \cdot Y_{BT} \cdot \sum_j \left[ \frac{\bar{\sigma}_{v,j}}{\bar{E}_{DS,j}} \cdot h_{BS,j} \right] . \quad (5.24)$$

Der fortwährende Abgleich zwischen errechneter und im Fahrbetrieb gemessener Fahrzeugsetzung bringt jeweils aktuelle Abgleichsfaktoren für den jeweiligen Tiefseeboden hervor.

### 5.3.2 Zeitliche Setzung

Die Gesamtsetzung des Fahrzeuges aus der Sofort-Setzung und der zeitlichen Setzung, darf einen kritischen Wert nicht überschreiten, andernfalls kann das Raupenfahrzeug wegen zu hohen Bugwiderstandes nicht anfahren. Das Raupenfahrzeug müsste dann angehoben und an anderer Stelle wieder abgesetzt werden. Bei sehr großen Einsinkungen besteht die Gefahr, dass die Kräfte, die notwendig sind um das Fahrzeug aus dem Boden heraus zu ziehen, die Tragfähigkeit des Trageils übersteigen.

Selbst wenn die Sofort-Setzung zunächst unkritisch sein sollte, kann die einsetzende zeitliche Setzung trotzdem noch zu einer Überschreitung der kritischen Setzung und somit zum Mobilitätsverlust führen. Es wird daher vorgeschlagen, den Zeitraum bis zum Erreichen der kritischen Setzung zu ermitteln, innerhalb dessen das Fahrzeug weggefahren sein muss.

Die genaue Stillstandszeit, die aus technischen Gründen vom Absetzen des Raupenfahrzeuges bis zum Anfahren benötigt wird, ist bisher unbekannt und wird hier aus den mit dem IKS-Tiefseefahrzeug gemachten Erfahrungen mit 20 Minuten abgeschätzt. Die kritische Stillstandszeit, in der die kritische Einsinkung erreicht wird, sollte aus Sicherheitsgründen das Zweifache der Stillstandszeit betragen.

Ein weiteres Maß für die Begrenzung der Einsinkung ist die Bodenfreiheit des Fahrzeuges. Sinkt das Fahrzeug so tief ein, dass das Chassis auf den Grund aufsetzt, liegt vor dem Anfahren bereits ein Havariefall vor.

An dieser Stelle soll angemerkt werden, dass die zeitliche Setzung in den Versuchen (Kapitel 4.6.2) so gering ausgefallen ist, dass daraus kein nennenswerter Bugwiderstand berechnet werden kann. Aufgrund der auf 800 mm beschränkten Bodentiefe im Versuchsbehälter liegen die im Versuch gemessenen Werte niedriger als sie in situ zu erwarten sind.

Die in Kapitel 4.6.2 dargestellte Zeitsetzungs-Funktion wird jedoch, auf Grund der guten Anpassung an die Messwerte aus dem gleichen Kapitel, als prinzipiell gültig angesehen. Damit ergibt sich bei der zeitlichen Setzungsmessung des Raupenfahrzeuges im in situ Einsatz die Möglichkeit, aus dem unmittelbaren Beginn der Setzungsmessung beim Absetzen des Fahrzeuges nach kurzer Zeit aus den vorliegenden Daten „online“ und mit wachsender Genauigkeit den Verlauf der zeitlichen Setzung vorherzusagen. Die kritische Einsinkungszeit kann bestimmt werden. Die Parameter der zeitlichen Einsinkung des Raupensegmentes sind im Anhang 5.2 angegeben.

## 6 Traffikabilitätsbeurteilung

„Nach dem vorliegenden Wissenstand wird die Nutzung des Tiefseebodens unter Einsatz von Tiefseefahrzeugen für diverse Aktivitäten in Aussicht genommen...“/46/. Die Frage nach der Befahrbarkeit des Tiefseebodens wird im Rahmen der vorliegenden Arbeit an Raupenfahrzeugen festgemacht. Als herausragendes Beispiel wird hier auf die Manganknollen-Sammelmaschine Bezug genommen. Hiermit befasst sich Melcher /6/, der auf Teilflächen des Tiefseebodens hinweist und diese wegen extrem weicher Bodenkonsistenz als „Sümpfe“ für das Befahren ausschließt. Melcher zitiert Özkara /28/, der eine bathymetrische Karte aus den deutschen Anspruchsgebieten für die Manganknollengewinnung im CC-Gürtel erstellt. Auch die Morphologie des Meeresbodens schließt wegen örtlich steiler Hanglagen die Traffikabilität aus, aber im Fußbereich von „Tiefseebergen“ ist das Manganknollenfeld bezüglich Menge und Qualität besonders interessant. Die „Höflichkeit“ des Feldes, die Morphologie des Bodens und etwaige Hindernisse, wie herausragende Felsen, „Priele“ und Schiffswracks sind bei der Missionsplanung in Voraus aufzuklären. Danach kann eine Routenplanung für die Sammelmaschine erstellt werden.

Solche Sammelmaschinen benötigen zum Sammeln, Brechen und Hochpumpen des Knollenmaterials sowie zur eigenen Mobilität große Antriebsleistungen, die nach den heutigen Stand der Technik nur in Form von elektrischer Energie über Stromkabel vom Mutterschiff einzuspeisen sind. Weil auch die bidirektionale Signalübertragung im Wasser über Funk oder Akustik unzureichend ist, wird nach dem derzeitigen Stand der Technik eine Signalübertragung über Lichtwellenleiter oder Kupferleiter erforderlich. Zur mechanischen Verbindung insbesondere beim Hieven und Fieren wird ein hochfestes Seil erforderlich. Die Integration der genannten Funktionen kann in einem so genannten Umbilical (Spezialkabel) erfolgen. Weil aber auch das Knollenmaterial auf ein Transportschiff gepumpt werden muss, wird auch noch eine flexible Förderleitung (vorzugsweise Schlauch) erforderlich. Umbilical und Schlauch bilden zusammen den „Strang“.

Statische und dynamische Untersuchungen zum Strang zwischen Kollektor und Mutterschiff wurden von Lübbert /63/ in maßstäblichen 3D-Modelversuchen untersucht. Auch leistungsfähige mathematische Modelle wurden hierzu entwickelt. Konkret mit dem Strangproblem befasst sich Grebe /64/, der ein umfassendes Berechnungsprogramm entwickelt und verifiziert. Mit den inneren Widerständen am Tiefseefahrzeug befasst sich Rehorn /10/, der die Widerstände herleitet und – soweit möglich – experimentell belegt.

Die vorliegenden Untersuchungen sind auf die Interaktion zwischen Fahrzeug und Boden fokussiert, wobei alle äußeren Widerstände, die bei der Fahrt überwunden werden müssen, einzubeziehen sind. Hierzu gehört die Gruppe der Bodenwiderstände, also Bug- und Einsinkwiderstände, sowie Zusatzwiderstände aus Kurvenfahrten und Knollenaufnahme. Sie hängen von der Beschaffenheit des Bodens und von der Fahrzeugkonstruktion ab. Zur Gruppe der anderen äußeren Widerstände gehören Steigungswiderstände, Strömungswiderstände und Strangkräfte. Bei genauerer Betrachtung sind auch die geringen Beschleunigungskräfte hinzuzunehmen.

Bei zunehmenden äußeren Widerständen steigt der Fahrzeugschlupf an, wobei sich der Gleichgewichtszustand von Widerstandssumme und Raupentraction verschiebt. Die Antriebsgeschwindigkeit der Raupe steigt dabei an, um die vorgegebene Fahrgeschwindigkeit zu halten.

Im Prinzip wären beide Raupen getrennt zu betrachten, um die unterschiedlichen Schlupfwerte bei Kurvenfahrten zu berücksichtigen. Hier wird davon Abstand genommen, da nur sehr große Kurvenradien vorgesehen sind. Der Einfluss solcher Kurvenfahrten wird hier durch einen Zuschlag berücksichtigt.

Bei voller Inanspruchnahme des Traktionsvermögens des Systems Fahrzeug-Boden durch die Summe aller äußeren Widerstände ist die Mobilitätsgrenze erreicht. Für einen sicheren Fahrbetrieb soll zwischen dem Traktionsvermögen und der wirklichen Raupentraction ein hinreichender Abstand (bei gleichem Schlupf) liegen. Das Verhältnis von Traktionsvermögen zur tatsächlich genutzten Traktionskraft wird hier Traktionssicherheit genannt.

Die Voraussetzung zur Ermittlung von Traktion und Bodenwiderständen ist die Kenntnis der örtlichen Bodeneigenschaften. Dies bedeutet, dass ein Bodenwertkataster für das Missionsgebiet vor dem Einsatz des Fahrzeuges auf dem Meeresboden erstellt wird. Anhand der entsprechenden in situ Messungen lässt sich der Boden mit der IKS-Gleichung mathematisch beschreiben, womit sich das Traktionsvermögen in Verbindung mit den Konstruktionsdaten des Fahrzeuges ermitteln lässt. Auch kann anhand des Katasters die spontane und die zeitliche Einsinkung vorausberechnet werden. Ebenso kann die Gefahr von Grundbrüchen beherrscht werden. Die hierzu entwickelten Algorithmen lassen sich zu einem System zusammenfassen, das sich zur Traffikabilitätskontrolle im Sinne einer Sicherheitseinrichtung eignet.

Teile einer solchen Sicherheitseinrichtung sind schon bekannt. So stellt Herzog /65/ eine Antriebsschlupfregelung für Tiefsee-Raupenfahrzeuge vor (Bild 6.1).

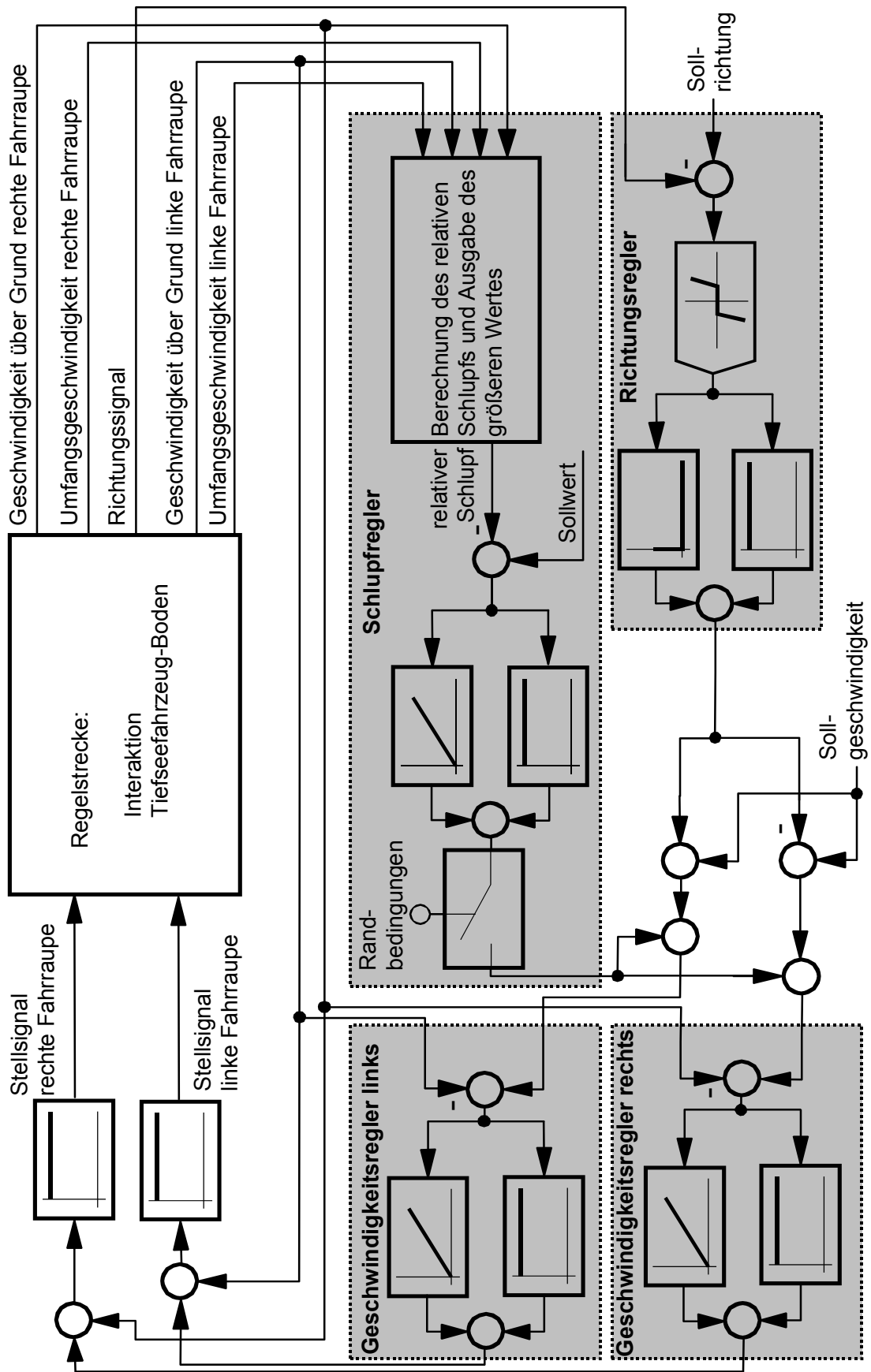


Bild 6.1: Antriebschlupfregelung für Tiefsee-Raupenfahrzeuge /65/



Dieses System ist bereits in situ erfolgreich getestet worden. Dieser Schlupfregler benötigt keine vorab in situ Bodemessungen. Hiermit bliebe allerdings die Fahrt auf dem Meeresboden nicht ohne Risiken, aber die Gefahr des Einwühlens des Fahrzeuges an der aktuellen Position wird gebannt. Insofern ist die Antrieb-Schlupf-Regelung eine wichtige zusätzliche Komponente des hier in Rede stehenden Traffikabilitäts-Kontrollsystems.

## 6.1 Berechnungen

### Missionsgebietskataster und Übersicht

Die Bodenkennwerte, die vor dem Befahren mit einem in situ Bodentestgerät zu messen sind, werden im Missionsgebietskataster erfasst. Hierin sind die Scherspannungs-Scherweg-Beziehungen, die Steifemoduln, Schichtdicken und Scherbruchspannungen enthalten (Bild 6.2). Mit den Lastplattenmessungen am Stativ des Bodentestgerätes wird der mittlere Steifemodul zum Vergleich nochmals ermittelt, womit die Setzungsbe-rechnung mit den Steifemoduln aus den Kegeldrucksondierungen an die Setzung des Bodentestgerätes angeglichen werden kann.

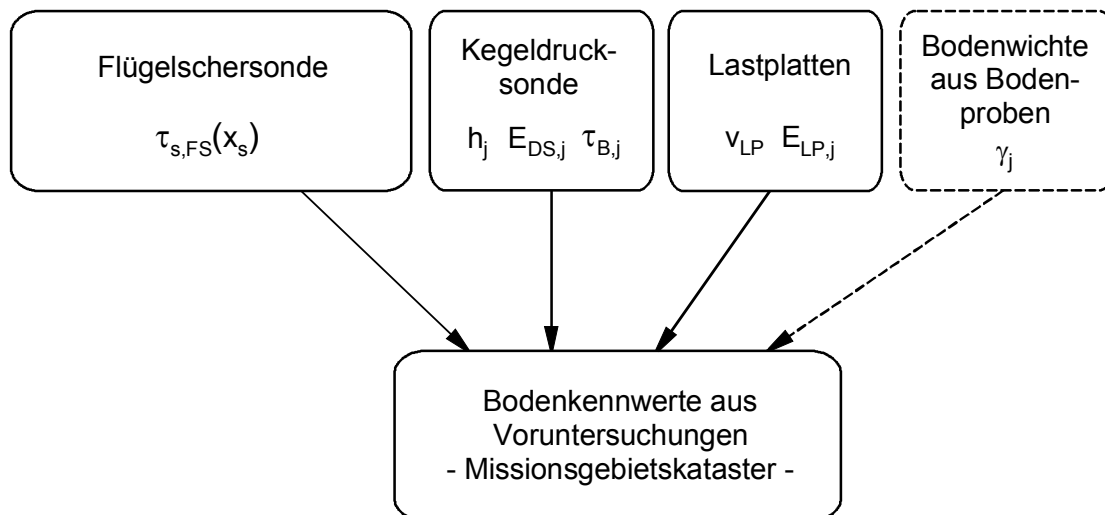


Bild 6.2 Vorab-Messungen zur Erstellung des Missionsgebietskatasters

Die Entnahme von Bodenproben zur Messung der Bodenwichte kann auf Stichproben begrenzt werden, denn bei einer mittleren Bodenwichte unter Auftrieb von  $\gamma = 2,73 \text{ kN/m}^3$  (Anhang 3.2) wirkt sich die Ungenauigkeit einer Schätzung bei der

Berechnung der Scherbruchfestigkeit nach Gleichung 3.18 kaum aus. Die Bodenwichten können anfänglich separat durch Bodenproben bestimmt, und später durch Erfahrungswerte ersetzt werden. Das Missionsgebietskataster sollte jedoch auch die Morphologie der Bodenoberfläche und die Strömung in bodennahen Wasserschichten enthalten.

Anhand der Daten aus dem Missionsgebietskataster sowie der Konstruktions- und Betriebsdaten des Fahrzeuges werden die Traktionskraft sowie Bodenwiderstände und die Grundbruchsicherheit ermittelt (Bild 6.3). Unter Einbeziehung der übrigen äußeren Widerstände wird der Gesamtwiderstand berechnet, wonach schließlich die Befahrbarkeit beurteilt wird. Die Berechnung der Traktionskraft, der Widerstandskräfte und des Grundbruchwiderstandes ist weiter unten detaillierter dargestellt.

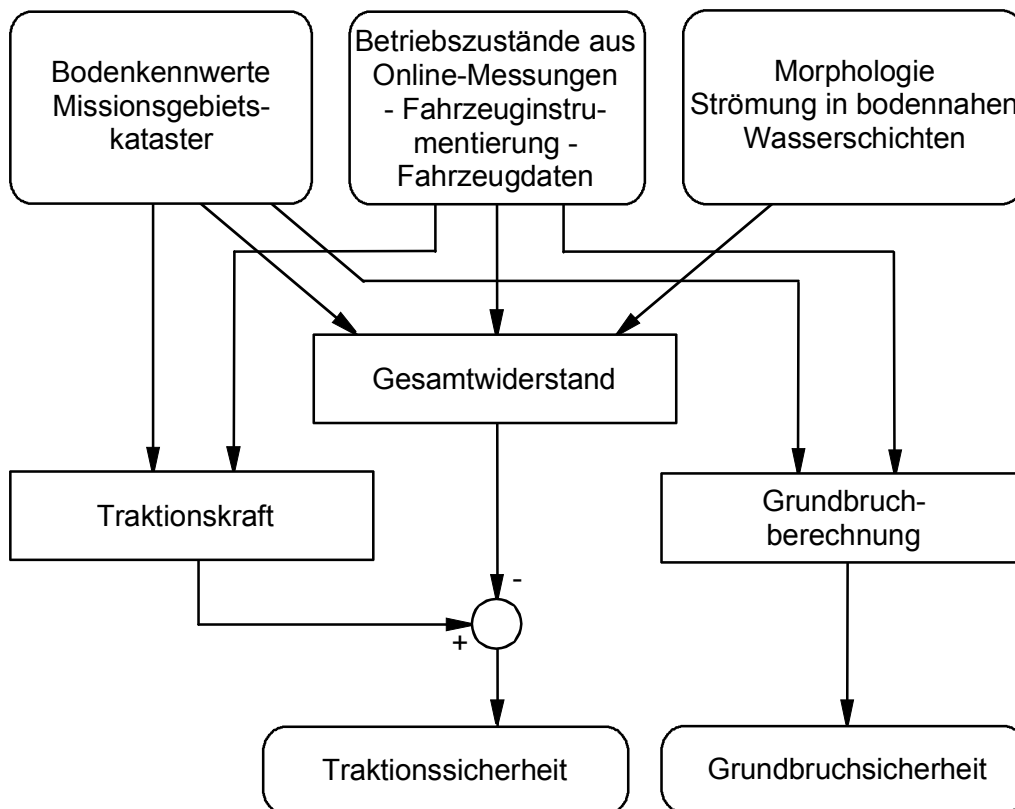


Bild 6.3 Übersicht Traffikabilitätsbeurteilung

### Traktionskraft

Zur Überwindung aller äußeren Widerstandskräfte wird die entsprechende Raupentraction mobilisiert. Hierdurch verschiebt sich der Boden unter den Raupen nach hinten,

was dazu führt, dass die Umfangsgeschwindigkeit der Raupen größer ist als die Absolutgeschwindigkeit. Die Differenz beider Geschwindigkeiten wird als Schlupfgeschwindigkeit bezeichnet, die auf die Umfangsgeschwindigkeit bezogen, den Antriebsschlupf ergibt. Der Antriebsschlupf ist nach Gleichung 6.1 definiert.

$$s_{FZ} = \frac{\dot{x}_{RP} - \dot{x}_{FZ}}{\dot{x}_{RP}} = \frac{\dot{x}_s}{\dot{x}_{RP}} \quad (6.1)$$

mit  $s_{FZ}$  = Antriebsschlupf  
 $\dot{x}_{RP}$  = Umfangsgeschwindigkeit der Raupen  
 $\dot{x}_{FZ}$  = Absolutgeschwindigkeit  
 $\dot{x}_s$  = Schlupfgeschwindigkeit

Die Schlupfgeschwindigkeit entspricht der Schergeschwindigkeit des Bodens. Diese hängt von Schlupf und Antriebsgeschwindigkeit der Raupe ab. Nach Umformung von Gl. 6.1 ergibt sich:

$$\dot{x}_s = s_{FZ} \cdot \dot{x}_{RP} \quad (6.2)$$

Im stationären Zustand gilt Entsprechendes auch für die Verschiebungen (Gl. 6.3).

$$x_s = s_{FZ} \cdot x_{RP} \quad (6.3)$$

mit  $x_s$  = Verschiebung, Scherweg

$x_{RP}$  ist der Weg vom Drehpunkt der vorderen Trommel in Richtung Fahrzeugheck und entspricht der fahrzeugfesten Längskoordinate  $x'$  (Bild 6.4):

$$x_{RP} = x' \quad .$$

Damit ergibt sich der Scherweg in Abhängigkeit des Antriebsschlupfes und der fahrzeugfesten Koordinate zu:

$$x_s(x') = s_{FZ} \cdot x' \quad (6.4a)$$

Wenn die Raupe an der hinteren Trommel den Boden verlässt, erreicht die Bodenscherung ihr Maximum:

$$x_{s,max} = x_s(l_{Af}) = s_{FZ} \cdot l_{Af} \quad (6.4b)$$

Jedem Punkt der fahrzeugfesten Koordinate  $x'$  wird nach Gleichung 6.4a eine bestimmte Verschiebung zugewiesen, die dem Scherweg  $x_s$  des Bodens an diesem

Punkt entspricht. Die Größe der auftretenden Scherspannung  $\tau_s(x_s(x'))$  an diesem Punkt hängt vom charakteristischen Scherverhalten des Bodens ab. Die Verhältnisse sind in Bild 6.4 dargestellt, basierend auf den experimentellen Untersuchungen zum Verformungsverhalten des Bodens am Raupensegment (Kapitel 4.5.3). Eventuelle zusätzliche Traktionskraftanteile an Raupenein- und auslauf, sowie eine mögliche Vorverformung des Bodens am Raupeneinlauf werden hier vereinfachend vernachlässigt.

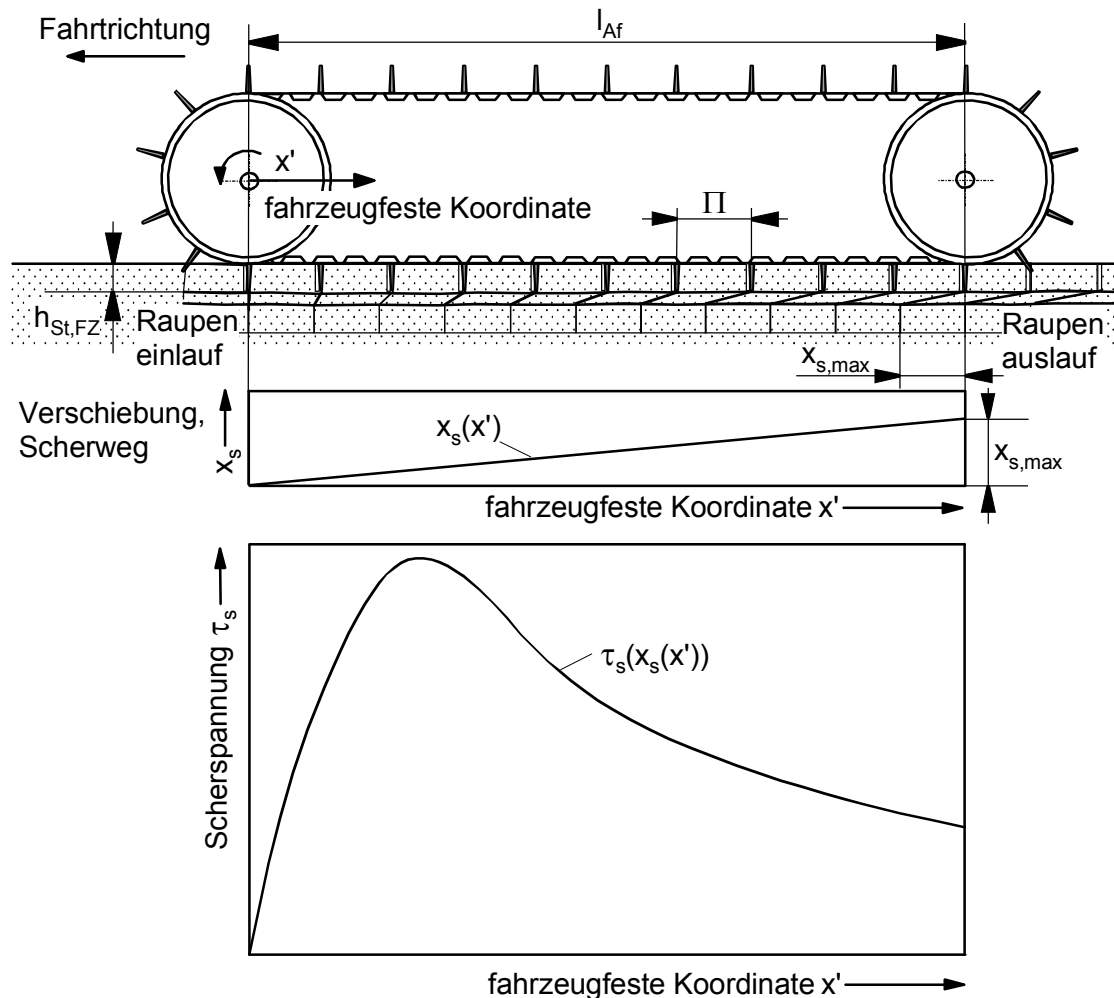


Bild 6.4: Bodenverschiebung und Scherspannungen infolge von Antriebsschlupf im stationären Fahrzustand (Prinzipische Skizze)

Bei einer Erhöhung des Schlupfes verschiebt sich das Scherbruchmaximum nach vorn und bei geringeren Schlupfwerten wandert die Scherbruchspannung nach hinten.

In die Traktionskraft gehen die Fahrzeugdaten Aufstandslänge und -breite der Fahrzeugketten, die Höhe der Stege unter der Raupe und indirekt, über die Scherspannungs-Scherweg-Beziehung, die Bodenbelastung ein. Für die Bestimmung der Trakti-

onskraft wird die Aufstandslänge  $l_{Af}$  der Fahrzeugraupen in  $n$  gleichgroße streifenförmige Scherflächen eingeteilt (Scherfläche unter den Fahrzeugraupen und seitliche Scherflächen in Höhe der Traktionsstege, Bilder 3.4 und 6.4) und für jeden dieser Streifen wird die Verschiebung und die dazugehörige Scherspannung berechnet.

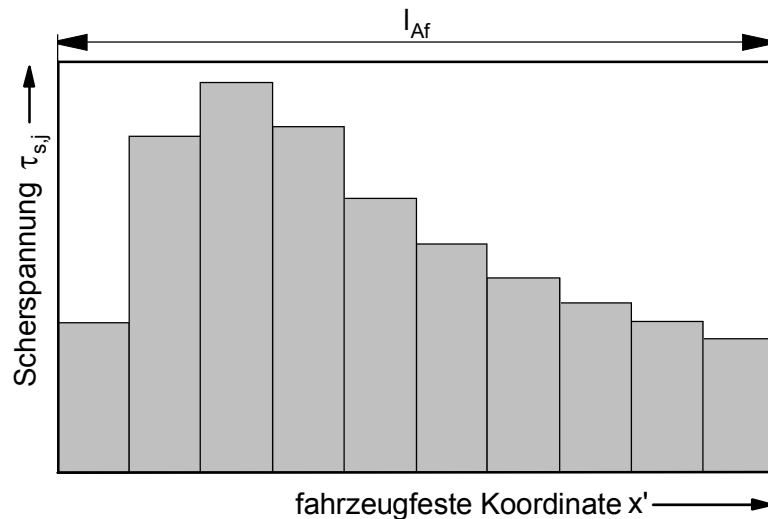


Bild 6.5: Scherspannungen an den streifenförmigen Scherflächen ( $n = 10$  Streifen)

Durch Aufsummieren der einzelnen Scherspannungen und Multiplikation mit den Streifenflächen wird die Traktionskraft  $F_{Trak}$  errechnet.

$$F_{Trak} = 2 \cdot \sum_{j=1}^n (b_{RP} + 2 \cdot h_{St,FZ}) \cdot \frac{l_{Af}}{n} \cdot \tau_{s,FZ} \left( \frac{j}{n} \cdot x_{s,max} \right) \quad (6.5)$$

mit  $F_{Trak}$  = Traktionskraft

$b_{RP}$  = Raupenbreite

$h_{St,FZ}$  = Höhe der Traktionsstege an den Fahrzeugraupen

$l_{Af}$  = Aufstandslänge bzw. Trommelabstand des Raupenfahrzeuges

$j$  = Zählvariable für die Streifenflächen

$x_{s,max} = x_s(l_{Af}) = s_{FZ} \cdot l_{Af}$ , maximale Verschiebung am Raupenauslauf

Die Bodenbelastung  $p_v$  aus dem Fahrzeuggewicht wirkt sich auf die Scherspannungs-Scherweg-Beziehungen, insbesondere auf die Restscherfestigkeit aus (Bild 5.14). Der Einfluss wird mit der Transformationsrechnung aus Kapitel 5.2.1 von der Flügelscher-

sonde auf das Raupensegment, respektive auf das Fahrzeug, einbezogen. Die Traktionskraft wird nach dem Schema in Bild 6.6 berechnet.

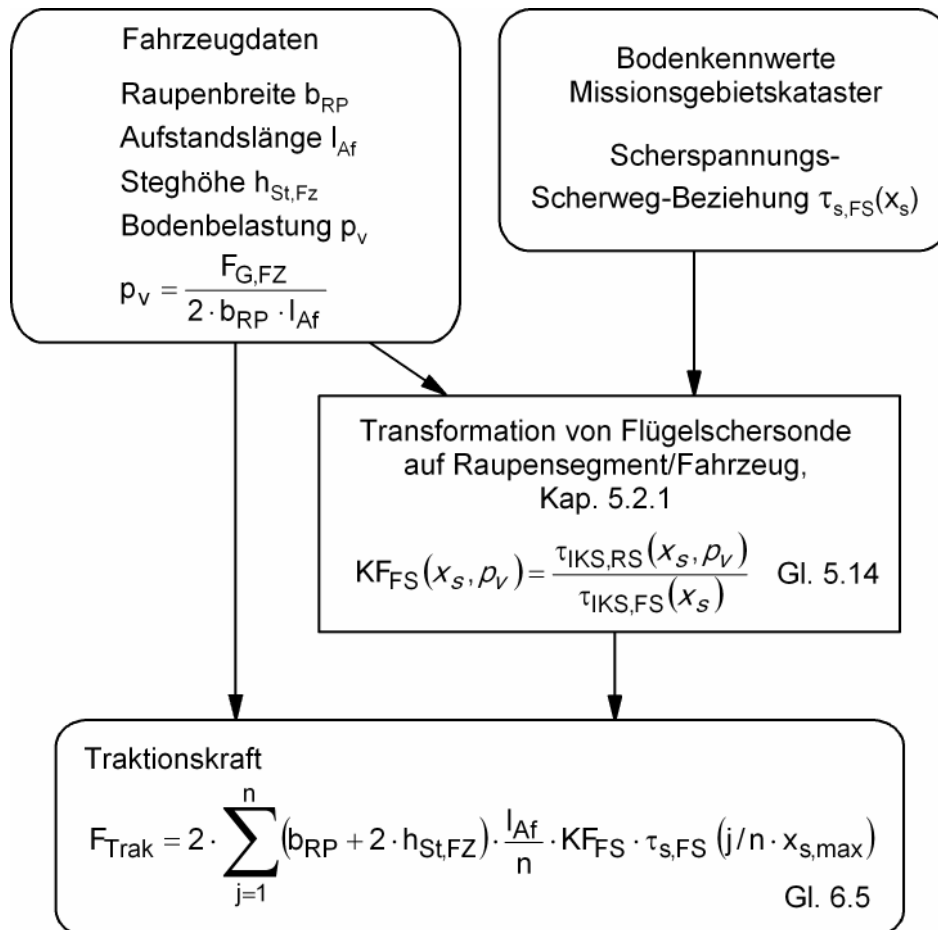
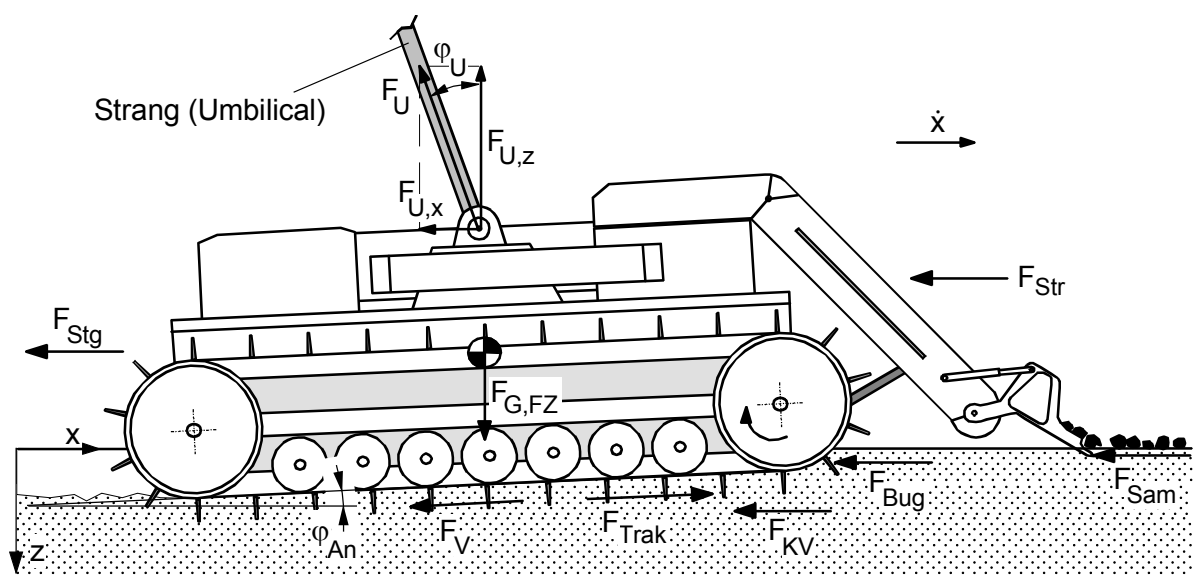


Bild 6.6: Traktionskraftberechnung

Im instationären Fall, bei Beschleunigungen oder Bremsungen des Fahrzeuges, ergibt sich der Scherweg  $x_s(x')$  unter der Fahrzeugraupe mit einer zeitlich veränderlichen Schlupfgeschwindigkeit  $\dot{x}_s(t)$ . Durch die Zeitabhängigkeit der Schlupfgeschwindigkeit existiert kein linearer Zusammenhang zwischen der Verschiebung und der fahrzeugfesten Koordinate mehr. Im Rahmen dieser Arbeit werden nur stationäre Fahrzustände betrachtet, weil Beschleunigungs- und Bremsvorgänge bei Fahrgeschwindigkeiten von bis zu maximal 0,5m/s sehr kurz sind. Die Schlupfregelung, die Raupengeschwindigkeit und Absolutgeschwindigkeit überwacht und unzulässig hohe Schlupfwerte verhindert, ist von Herzog /65/ beschrieben worden.

## Äußere Widerstandskräfte

Die bestimmenden äußeren Widerstandskräfte sind in Bild 6.7 schematisch dargestellt. Bodenbedingte Widerstände sind der Verdrängungswiderstand, der infolge der dynamischen Einsinkung entsteht, der Bugwiderstand und der etwaige Sammelwiderstand der Knollensammeleinrichtung am Fahrzeug. Der Kurvenwiderstand wird durch einen Zuschlagsfaktor auf den Gesamtwiderstand berücksichtigt. Der Strangwiderstand entsteht in erster Linie durch Strömungskräfte am Strang. Hier interessiert hauptsächlich die horizontale Komponente der Strangkraft  $F_{U,x}$ . Der Strömungswiderstand entsteht durch Anströmung aus der Fahrzeugbewegung und der bodennahen Meeresströmung. Letztere wird hier vernachlässigt. Der Steigungswiderstand entspricht der Hangabtriebskraft des Fahrzeuges, die durch die Bodenneigung entsteht. Beschleunigungskräfte wirken an den Raupen wie äußere Kräfte, wodurch zusätzliche Traktionskräfte erforderlich werden. Aufgrund der langsamen Fahrgeschwindigkeiten und Beschleunigungen können sie hier vernachlässigt werden (stationärer Fahrvorgang).



$F_U$ = Strangkraft	$F_{U,x}$ = Strangkraft in horizontaler Richtung
$F_{Stg}$ = Steigungswiderstand	$F_{U,z}$ = Strangkraft in vertikaler Richtung
$F_{Str}$ = Strömungswiderstand	$F_{G,FZ}$ = Gewichtskraft der Abbaumaschine
$F_{Sam}$ = Sammelwiderstand	$F_{Bug}$ = Bugwiderstand
$F_{KV}$ = Kurvenwiderstand	$F_{Trak}$ = Traktionskraft
$F_V$ = Verdrängungswiderstand	$\varphi_U$ = Strangwinkel
$\varphi_{An}$ = Anstellwinkel	

Bild 6.7: Äußere Kräfte am Raupenfahrzeug im stationären Fahrzustand

Die in Bild 6.8 angegebenen Berechnungsgleichungen für die äußeren Widerstandskräfte sind im Anhang 6.1 (Gl. A 6.1. ...) hergeleitet.

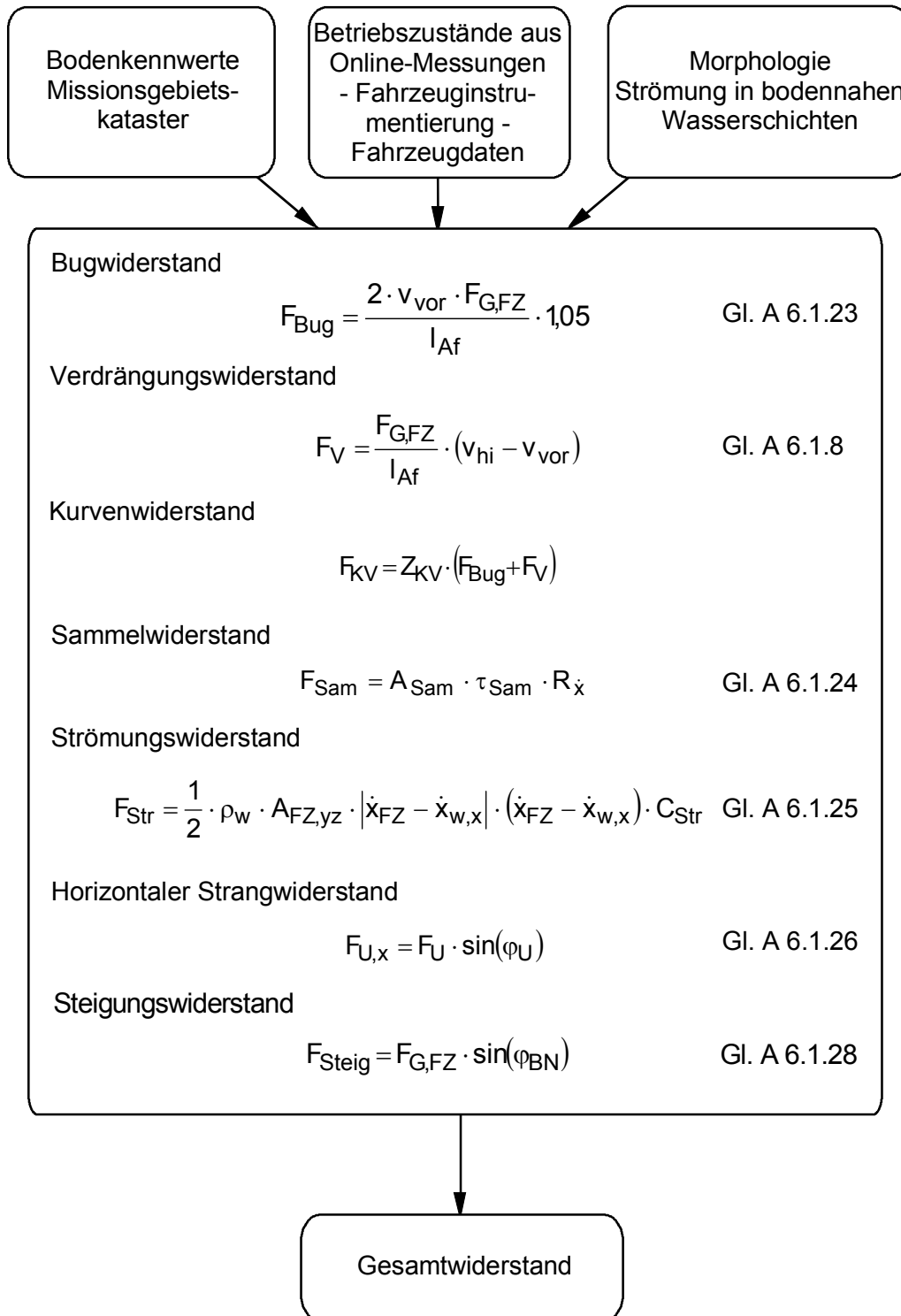


Bild 6.8: Äußere Widerstandskräfte



Der Kurvenwiderstand  $F_{KV}$  wird hier aus einem Zuschlagsfaktor  $Z_{KV}$  auf die Summe von Bugwiderstand und Verdrängungswiderstand berücksichtigt. In der Literatur /6,7, 12,13,18/ wird der Kurvenwiderstand aus der Vorstellung eines Wendemomentes abgeleitet, das notwendig ist um das Fahrzeug auf dem Boden um die Fahrzeughochachse zu drehen und somit die Fahrtrichtung in gewünschter Weise zu ändern. Dabei kommt es unter den Raupen zu widerstandsbehafteten Gleitbewegungen quer zur Fahrtrichtung, die in ihrer Gesamtwirkung das Wendemoment ausmachen. Kurvenbedingte Raupeneinsinkungen erhöhen das Wendemoment zusätzlich, da zu den Gleitbewegungen unter der Raupe auch Boden seitlich der Raupen verdrängt werden muss.

Die Kinematik von Raupenfahrzeugen mit Parallelfahrwerken lässt die Steuerung der Fahrtrichtung nur durch die Variation der Raupengeschwindigkeiten zu. Bei der Kurvenfahrt hat dabei die kurveninnere Fahrraupe stets die geringere Geschwindigkeit. Ob die innere Fahrraupe hierbei das Fahrzeug bremst (und somit die äußere Raupe den Widerstand der inneren Raupe zusätzlich mit ihrer Traktionskraft überwinden muss), hängt nicht zuletzt vom Kurvenradius ab. Bei genügend großen Kurvenradien kann davon ausgegangen werden, dass beide Raupen einen positiven Beitrag zum Vortrieb des Fahrzeuges liefern /6/. Mit zunehmendem Kurvenradius nimmt der Kurvenwiderstand ab.

Andere fahrzeugspezifische Faktoren wie Raupenform und -material, Spiel zwischen den einzelnen Raupensegmenten, sowie Raupenbreite und -länge und weitere das Wendemoment beeinflussende Größen werden meist in einem Wendewiderstandsbeiwert zusammengefasst. Dieser Beiwert wird durch Messung bei Fahrversuchen für das betreffende Fahrzeug experimentell ermittelt, es gibt aber auch Ansätze zu seiner rechnerischen Bestimmung /66/.

Der hier angewendete Zuschlagsfaktor als vereinfachende Berücksichtigung der Kurvenfahrt wird auch als Anforderung an die Konstruktion des Raupenfahrzeuges gesehen, die das begrenzte Traktionspotential des Bodens berücksichtigen soll.

### **Bugwiderstand**

Der Bugwiderstand entsteht durch die sofortige und die zeitliche Setzung. Anhand der Prozeduren in Kapitel 5.3 und mit den Daten aus dem Kataster kann der Bugwider-

stand berechnet werden. Der Berechnungsablauf ist für die spontane Setzung in Bild 6.9 als Flussbild dargestellt. Auf den Aspekt der zeitlichen Einsinkung wird hier nur durch einen Zuschlagfaktor auf die spontane Setzung eingegangen. Der Zuschlagfaktor ist gering angesetzt, da der Boden beim Überfahren nur kurz belastet wird und die zeitliche Setzung nur sehr gering ist (Kapitel 4.6.2). Bei einer Fahrgeschwindigkeit von  $\dot{x}_s = 0,15 \text{ m/s}$  und einer Aufstandslänge der Raupen von  $l_{Af} = 3,9 \text{ m}$  beträgt die Belastungsdauer nur 26 Sekunden.

Auf längere Stillstandzeiten, z.B. nach dem Aufsetzen des Fahrzeuges vor dem Beginn der Fahrt, wird an dieser Stelle nur hingewiesen. Aus der gemessenen zeitlichen Setzung des Bodentesters und mit Hilfe der Konsolidierungstheorie nach Terzaghi /42/ kann die zeitliche Setzung des Fahrzeuges im Voraus berechnet werden. Auf diese Berechnung wird im Rahmen der vorliegenden Arbeit verzichtet.

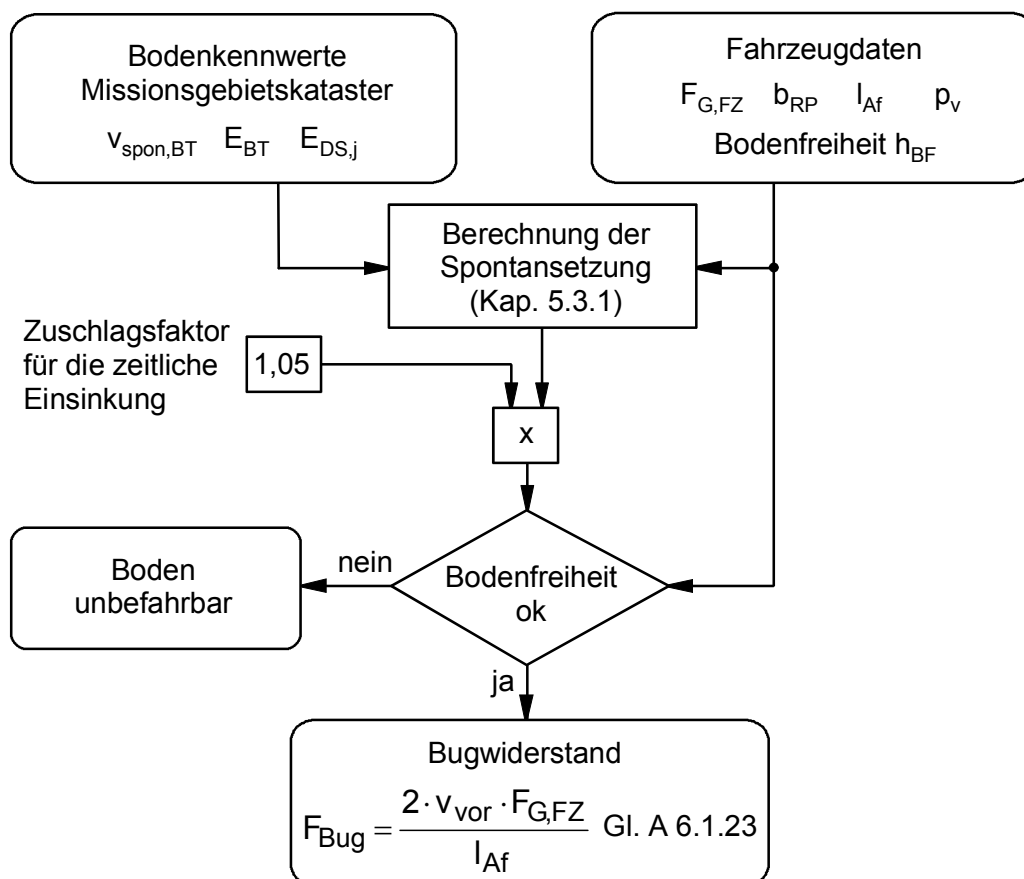


Bild 6.9 Bugwiderstand

Mit der in Aussicht genommenen Instrumentierung des Fahrzeuges können online-Messungen der Einsinkungen vorgenommen werden, die während des Fahrzeugstillstandes kontrolliert werden und Prognosen für das weitere Einsinkverhalten über der Zeit ermöglichen (Kapitel 4.6.2 und 5.3.2) und gegebenenfalls Warnmeldungen auslösen.

### Verdrängungswiderstand

Der Verdrängungswiderstand, der aus der dynamischen Einsinkung des Fahrzeughecks entsteht, kann mit der Flügelschersonde nicht im Voraus ermittelt werden. Deshalb bietet sich hier die online-Messung von Front- und Heckeinsinkung am Fahrzeug an (Bild 6.10).

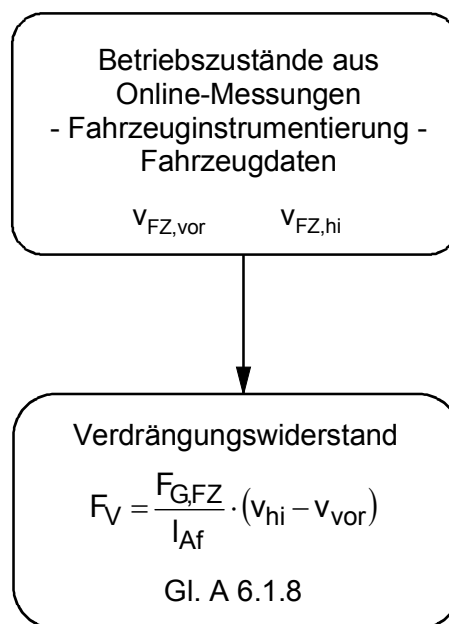


Bild 6.10 Berechnung des Verdrängungswiderstandes aus online-Messungen am Fahrzeug

Mit den vorhandenen Ergebnissen der dynamischen Einsinkungsmessungen am Rau-pensegment kann die Größe des Verdrängungswiderstandes jedoch abgeschätzt und eingegrenzt werden. So ist z.B. im Bild 4.21 zu sehen, dass bei einer Bodenbelastung von  $p_v = 7,8$  kPa und bei einem Scherweg von  $x_s = 800$  mm die Einsinkung des Rau-pensegmentes (Stegteilung 240mm) einen Wert von  $v_{dyn,RS} = 60$  mm hat. Dieser Wert

ist die Differenz zwischen Heck- und Fronteinsinkung in Gleichung A 6.1.8 (Bild 6.10). So ergibt sich mit einer Fahrzeug-Gewichtskraft unter Auftrieb von  $F_{G,FZ} = 83,39 \text{ kN}$  und einer Aufstandslänge der Raupen von  $l_{Af} = 3900 \text{ mm}$  der Verdrängungswiderstand zu:

$$F_V(p_v = 7,80 \text{ kPa}) = \frac{F_{G,FZ}}{l_{Af}} \cdot (v_{hi} - v_{vor}) = \frac{83,39 \text{ kN}}{3900 \text{ mm}} \cdot (60 \text{ mm}) = 1,28 \text{ kN}$$

Der Schlupf beträgt hierbei mit  $x_s = x_{s,max}$  nach Gleichung 6.4b

$$s_{FZ} = \frac{x_{s,max}}{l_{Af}} = \frac{800 \text{ mm}}{3900 \text{ mm}} = 0,205 \hat{=} 20,5 \% .$$

Für den Betrieb des Raupenfahrzeuges werden deutlich geringere Schlupfwerte (im Bereich des Traktionskraftmaximums) angestrebt, bei denen die dynamische Einsinkung und entsprechend der Verdrängungswiderstand geringer sind. In einem Anwendungsbeispiel, das am Ende dieses Kapitels dargestellt ist, zeigt sich, dass der Verdrängungswiderstand unter den Bodenwiderständen der Kleinste ist. Für festere Böden als den in Bild 4.21 gezeigten (Bentonitboden mit einem Wassergehalt von 106,72 Gew.-% und einer Scherbruchfestigkeit von  $\tau_{B,FS} = 3,12 \text{ kPa}$ ), nimmt auch die dynamische Einsinkung und somit der Einfluss des Verdrängungswiderstandes weiter ab. Da die Scherbruchfestigkeit von  $\tau_{B,FS} = 3,12 \text{ kPa}$  nicht wesentlich über von der von Melcher geprägten Sumpfgrenze /6/ von  $\tau_B = 2,5 \text{ kPa}$  liegt, kann hier ohne Risiko davon ausgegangen werden, dass der Verdrängungswiderstand stets so klein bleibt, dass eine Vorabmessung, z.B. mit dem Scherring nicht notwendig ist. Die bevorzugte Einsatz der robusten Flügelschersonde ist somit angemessen. Zur Kontrolle sollte aber der Verdrängungswiderstand, wie in Bild 6.10 gezeigt, während des Fahrbetriebes online überwacht werden.

### Grundbruchberechnung

Anhand der theoretischen Grundlagen zur Beschreibung des Bodens in Kap 3.4 wird auch ein Teilalgorithmus für die Grundbruchberechnung aufgestellt.

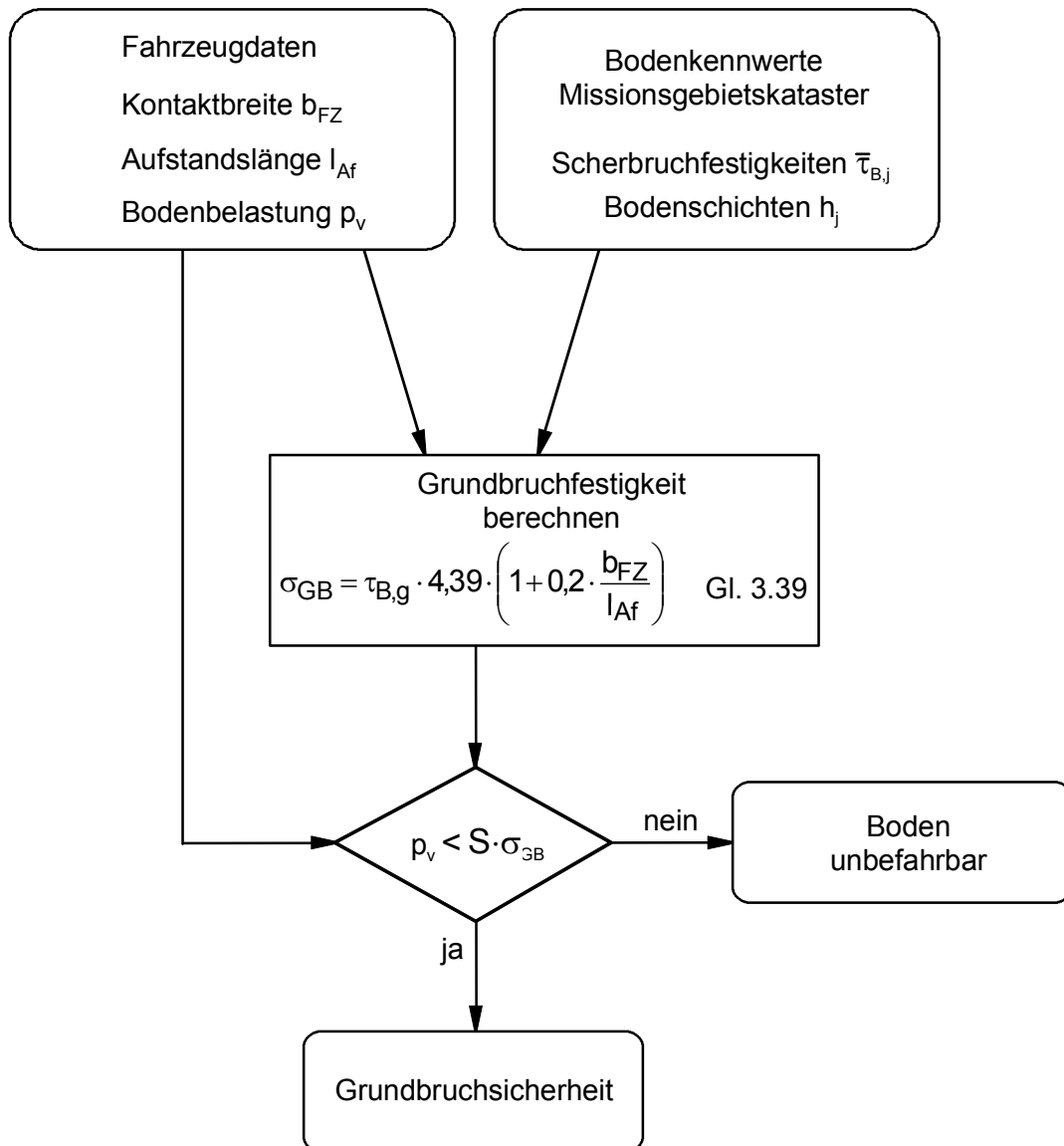


Bild 6.11 Grundbruchberechnung

## 6.2 Anwendungsbeispiel

Zur Demonstration wird im Folgenden ein vereinfachtes Berechnungsbeispiel im Sinne der Vorausberechnung dargestellt. An einem bestimmten Ort im Missionsgebiet des Tiefseeraupenfahrzeuges (Manganknollensammelmaschine) seien die bodenmechanischen Kennwerte aus dem Bodenkataster, die Bodengestalt und etwaige Hindernisse, sowie die Strömung in bodennahen Wasserschichten bekannt. Bild 6.12 zeigt die Bodenkennwerte und die relevanten Fahrzeugdaten.

**Fahrzeugkonstruktion**  
 Raupenaufstandsfläche  $2 \cdot (b_{RP} \cdot l_{AF}) = 2 \cdot (1,5 \text{ m} \cdot 3,9 \text{ m})$ ; Kontaktbreite  $b_{FZ} = 3,9 \text{ m}$ ; Steghöhe  $0,1 \text{ m}$ ; Teilung  $240 \text{ mm}$   
 Fahrzeuggewicht unter Wasser  $83,39 \text{ kN}$ ; Bodenbelastung  $p_v = 7,13 \text{ kPa}$ ; Trommelabstand (Längsrichtung)  $3,9 \text{ m}$ ;  
 Projektions-/ Anströmfläche  $9 \text{ m}^2$ ; Widerstandsbeiwert  $C_{Str} = 3,3 / 10$

**Bodengestalt**  
 Glatte Ebene, ansteigend - 1:20; Kleine Hindernisse zu umfahren(Kurven); Bodenströmung vernachlässigbar.

**Fahrbetrieb**  
 Fahrgeschwindigkeit  $0,15 \text{ m/s}$ ; Beschleunigung vernachlässigbar; Kurvenradius  $10 \text{ m}$

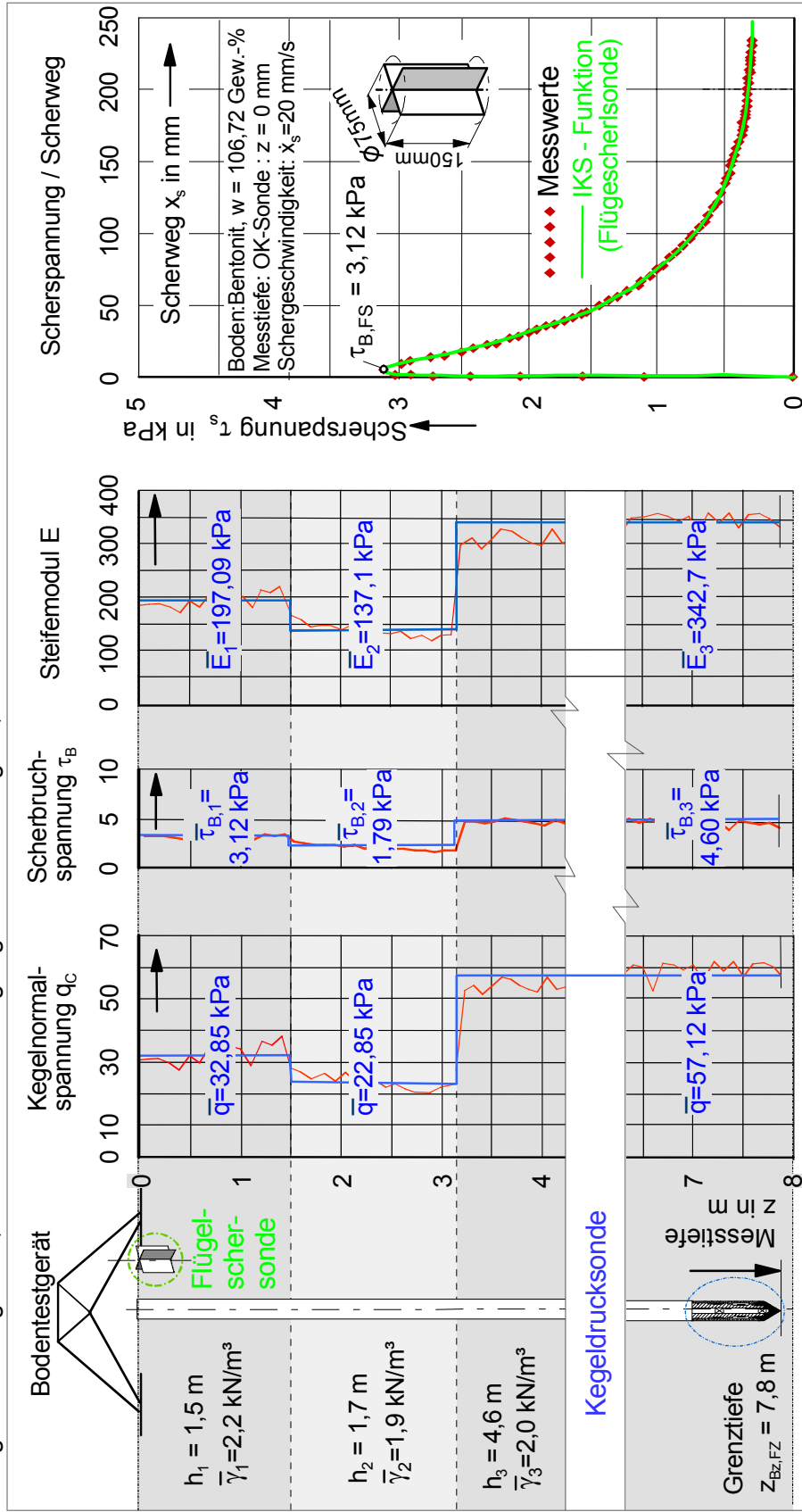


Bild 6.12: Angaben zum Anwendungsbeispiel

Mit der Kegeldrucksonde wird ein kontinuierliches Profil der Kegelnormalspannung  $q_C$  bis zur Einflusstiefe (Grenztiefe) des Raupenfahrzeuges  $z_{Bz,FZ}$  gemessen. Daraus werden die mittleren Scherbruchspannungen  $\tau_B$  (Gl. 3.18), die Steifemoduln aus der Korrelation von Kegelnormalspannung und Steifemodul (Gl. 3.22) und die Schichtdicken  $h_j$  bestimmt. In der oberen Bodenschicht wird das Scherspannungs-Scherwegverhalten mit der Flügelschersonde gemessen ( $\tau_{IKS}$ ). Der Maximalwert der Scherspannung ( $\tau_{IKS,max}$ ) entspricht der Scherbruchspannung  $\tau_{B,FS}$ . Dieser Wert wird auch für die Berechnung des Sammelwiderstandes angenommen ( $\tau_{Sam} = \tau_{B,FS}$ ). Weichen die Messungen der Scherbruchspannungen  $\bar{\tau}_{B,1}$  und  $\tau_{B,FS}$  (Bild 6.12) voneinander ab, ist ihre Angleichung mit der Konusfaktor  $T_C$  möglich (Gl. 3.18). Durch in situ Messungen kann der im Rahmen dieser Arbeit vorsichtig gewählte Wert von  $T_C = 10$  für die jeweiligen Tiefseeböden der Manganknollenfelder präzisiert werden.

In Bild 6.13 sind die Ergebnisse dargestellt. Zur Beurteilung des Untergrundes werden Einsinkung, Scherspannungs-Scherweg-Verhalten, Grundbruch und nicht zuletzt die Traktionsverhältnisse betrachtet. Hierzu werden die zu überwindenden Widerstände ermittelt, die in ihrer Summe die erforderliche Raupentruktionskraft ausmachen. Wegen des Verdrängungswiderstandes, der mit dem Antriebschlupf zunimmt, hängt auch der Gesamtwiderstand vom Antriebsschlupf ab. Letzterer ist von größerem Einfluss auf das Traktionsvermögen der Raupe, das insbesondere vom Scherwiderstand des Bodens abhängt. Das Traktionsvermögen für das Fahrzeug wird, ausgehend von der Flügelschermessung, durch die in Kapitel 5.2.1 beschriebene Transformation auf das Fahrzeug (Raupensegment) bestimmt.

Wie bereits weiter oben beschrieben, wurde der Verdrängungswiderstand hier mit den dynamischen Einsinkungsmessungen des Raupensegments (Stegteilung 240 mm) bei einer Bodenfestigkeit von  $\tau_{B,FS} = 3,12$  kPa ermittelt. Bei festeren Böden nimmt die dynamische Einsinkung weiter ab und damit auch der Verdrängungswiderstand. Die Gefahr des Einwühlens infolge der dynamischen Einsinkung ist somit gering, wonach auf Vorabmessungen der dynamischen Einsinkung mit dem Scherring verzichtet werden kann.

Die einzelnen Widerstandskräfte sind für zwei Antriebsschlupfwerte ( $s_{FZ} = 2,1\%$  und  $s_{FZ} = 20\%$ ) aufgeführt. Im Diagramm in Bild 6.13 sind Traktionskraft und Widerstandssummen für die Szenarien Transferbetrieb „reines Fahren“ und Kollektorbetrieb „Fahren mit Knollensammeln“ dargestellt.

**Äußere Widerstandskräfte**

- ① Bugwiderstand nach Gl. A 6.1.23 mit Zuschlag für zeitl. Einsink.  

$$F_{Bug} = \frac{2 \cdot v_{vor} \cdot F_{G,FZ}}{I_{Af}} \cdot 1,05 = \frac{2 \cdot 0,119 \text{ m} \cdot 83,39 \text{ kN}}{3,9 \text{ m}} \cdot 1,05 = 5,34 \text{ kN}$$
- ②a) Verdrängungswiderstand nach Gl. A 6.1.8 für 2,1% Antriebsschlupf  

$$F_{V} = \frac{F_{G,FZ}}{I_{Af}} \cdot (v_{hi} - v_{vor}) = \frac{83,39 \text{ kN}}{3,9 \text{ m}} \cdot (0,132 \text{ m} - 0,119 \text{ m}) = 0,28 \text{ kN}$$
- ②b) Verdrängungswiderstand nach Gl. A 6.1.8 für 20% Antriebsschlupf  

$$F_{V} = 1,14 \text{ kN}$$
- ③ Sammelwiderstand nach Gl. A 6.1.24  

$$F_{Sam} = A_{Sam} \cdot \tau_{Sam} \cdot R_{\dot{x}} = 0,915 \text{ m}^2 \cdot 3,12 \text{ kPa} \cdot 1,553 = 4,43 \text{ kN}$$
- ④ Strömungswiderstand nach Gl. A 6.1.25  

$$F_{Str} = \frac{1}{2} \cdot \rho_w \cdot A_{FZ,yz} \cdot |x_{FZ} - x_{w,x}| \cdot (x_{FZ} - x_{w,x}) \cdot C_{Str}$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 1028,3 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 9 \text{ m}^2 \cdot |0,15| \cdot (0,15) \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{s}^2} \cdot 3,3 = 0,34 \text{ kN}$$
- ⑤ Horizontaler Strangwiderstand nach Gl. A 6.1.26  

$$F_{U,x} = F_U \cdot \sin(\varphi_U) = 15,00 \text{ kN}$$
- ⑥ Steigungswiderstand (1:20  $\hat{=}$  2,866°) nach Gl. A 6.1.28  

$$F_{Stg} = F_{G,FZ} \cdot \sin(\varphi_{BN}) = 83,39 \text{ kN} \cdot 0,05 = 4,18 \text{ kN}$$

**Widerstände - Geradeausfahrt**

$\sum$  ① ②a) ④ ⑤ ⑥ mit 2,1 % Schlupf - Geradeausfahrt  
 $F_{W,ges} = 25,14 \text{ kN}$

$\sum$  ① ②b) ④ ⑤ ⑥ mit 20 % Schlupf - Geradeausfahrt  
 $F_{W,ges} = 26,00 \text{ kN}$

**Zuschlag für Kurvenfahrt** (r = 10m): 30% der Bodenwiderst.

$Z_k = 0,3 \times \sum$  ① ②a) = 1,69 kN;  $Z_k = 0,3 \times \sum$  ① ②b) = 1,94 kN

**Widerstand Fahren mit Kurven**

$F_{W,KV} = 26,83 \text{ kN} (s_{FZ} = 2,1\%); F_{W,KV} = 27,94 \text{ kN} (s_{FZ} = 20\%)$

**Max. Gesamtwiderstand beim Knollensammeln**

$\sum$  ① ②a) ④ ⑤ ⑥ + ZK + ③  $F_{W,ges} = 31,26 \text{ kN} (s_{FZ} = 2,1\%)$   
 $\sum$  ① ②b) ④ ⑤ ⑥ + ZK + ③  $F_{W,ges} = 32,37 \text{ kN} (s_{FZ} = 20\%)$

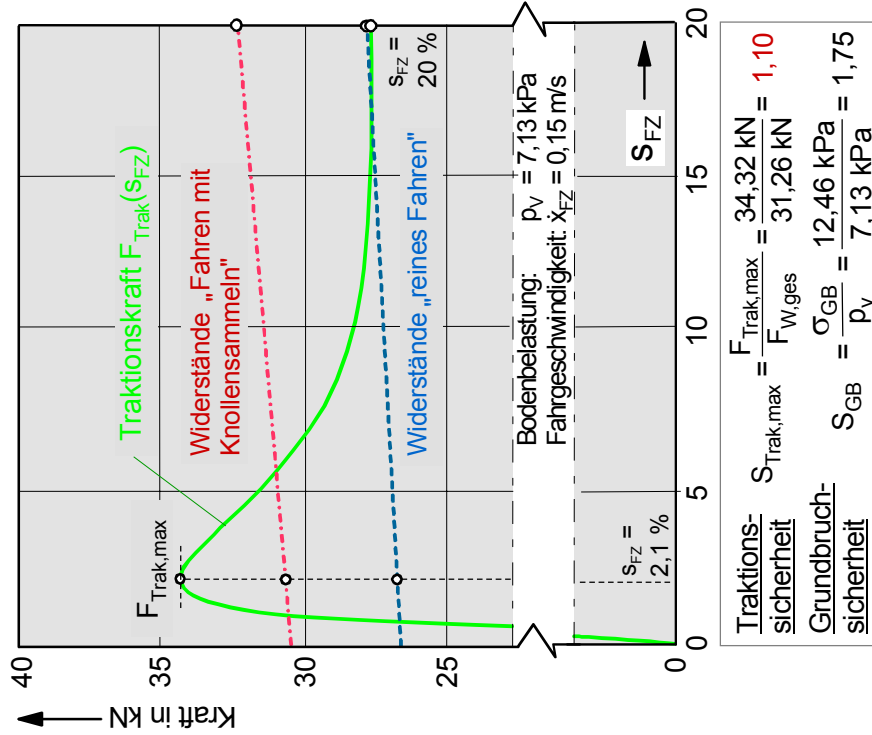


Bild 6.13: Ergebnisse des Anwendungsbeispiels



Im Transferbetrieb liegt das Traktionsvermögen in den Grenzen von  $1 \% < s_{FZ} < 16 \%$  über der Widerstandssumme. Durch den Betrieb mit einer Schlupfregelung (Herzog /65/) wird dieser Bereich auf einen engeren Bereich um das Traktionskraftmaximum eingegrenzt. Im Kollektorbetrieb liegt die Widerstandssumme entsprechend des zusätzlichen Sammelwiderstandes höher, wodurch der Schlupfbereich, in dem die Traktionskraft den Gesamtwiderstand noch übersteigt, auf  $1,2 \% < s_{FZ} < 5,5 \%$  schrumpft.

Für die die Wahl der Sicherheitsfaktoren liegen noch keine in situ Erfahrungswerte vor. Den allgemeinen Regeln der Technik folgend, ist hier ein globaler Mindestsicherheitsfaktor von  $S = 1,25$  geboten. Die Befahrbarkeit des Bodens ist so im vorliegenden Beispiel in Bezug auf die Grundbruchsicherheit, wie sie unter den Voraussetzungen aus Kapitel 3.3 ermittelt wird, mit  $S_{GB} = 1,75$  gegeben. Für den reinen Fahrbetrieb überschreitet die Traktionssicherheit die geforderte Mindestsicherheit mit  $S_{Trak} = 1,28$  zwar nur knapp, dennoch ist hier die Mobilität gegeben. Im Gegensatz dazu wird im Kollektorbetrieb maximal eine Traktionssicherheit von  $S_{Trak} = 1,10$  erreicht.

Eine andere Art der Beurteilung von Sicherheit stellt das Teilsicherheitskonzept dar, das für die Geotechnik im Eurocode 7-1 /DIN EN 1997-1/ genormt ist. Dort werden den so genannten Einwirkungen bzw. Beanspruchungen und den Widerständen bzw. Beanspruchbarkeiten eines technischen Systems jeweils Teilsicherheitsbeiwerte zugeordnet. Die Einwirkungen auf das (technische) System Abbaumaschine / Boden sind die äußeren Widerstandskräfte und die Gewichtskraft der Abbaumaschine (Bild 6.7). Die Widerstände gegen diese Einwirkungen sind die Traktionskraft und der Grundbruchwiderstand.

Die Grenzzustandsgleichung, die für den Sicherheitsnachweis erfüllt sein muss, lautet:

$$\sum_j \eta_{EW,j} \cdot EW_j \leq \sum_f \frac{RST_f}{\eta_{RST,f}} \quad (6.6)$$

mit  $EW$  = Einwirkung  $\eta_{EW}$  = Teilsicherheitsbeiwert der Einwirkung  
 $RST$  = Widerstand  $\eta_{RST}$  = Teilsicherheitsbeiwert des Widerstandes  
 $j, f$  = Zählvariablen

Für die Traktion und den Grundbruch werden für die Einwirkungen und die Widerstände Teilsicherheitsbeiwerte aus DIN EN 1997-1 angesetzt (Tabelle 6.1). Bei den äußeren Widerstandskräften wird hier vereinfachend für alle Kräfte der gleiche Beiwert angesetzt. Daraus ergibt sich, dass die Summe der Widerstandskräfte als eine Einwirkung gesehen werden kann. In diesem Beispiel steht deshalb jeweils nur eine Einwirkung einem Widerstand gegenüber und das Summenzeichen aus Gleichung 6.6 entfällt.

	Traktion	Grundbruch
Beiwert für Einwirkung	$\eta_{EW,Trak} = 1,1$ <sup>(1)</sup>	$\eta_{EW,GB} = 1,1$ <sup>(2)</sup>
Beiwert für Widerstand	$\eta_{RST,Trak} = 1,1$ <sup>(3)</sup>	$\eta_{RST,GB} = 1,4$ <sup>(4)</sup>
(1), (2)	DIN EN 1997-1, Tabelle A2.1 Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Beanspruchungen, Beanspruchungen aus ungünstigen veränderlichen Einwirkungen, Bemessungssituation BS-A (seltene Einwirkungen, planmäßig einmalige Einwirkung)	
(3), (4)	DIN EN 1997-1, Tabelle A.5, Teilsicherheitsbeiwerte für Flächengründungen, Wertegruppe R2 (deutsche Praxis)	

Tabelle 6.1: Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN EN 1997-1

In Tabelle 6.2 wird, mit den Ergebnissen des Anwendungsbeispiels (Bild 6.13) und den Beiwerten aus Tabelle 6.1, der Sicherheitsnachweis ausgeführt.

Einwirkungen $F_{W,ges}$ : Max. Gesamtwidestand beim Knollensammeln ( $s = 2,1\%$ )		
$p_v$ : vertikaler Bodendruck aufgrund des Fahrzeuggewichtes		
Widerstände $F_{Trak,max}$ : Maximale Traktionskraft ( $s = 2,1\%$ )		
$\sigma_{GB}$ : Grundbruchwiderstand		
	Traktion	Grundbruch
Sicherheitsnachweis	$\eta_{EW,Trak} \cdot F_{W,ges} \leq \frac{F_{Trak,max}}{\eta_{RST,Trak}} \quad (6.7a)$	$\eta_{EW,GB} \cdot p_v \leq \frac{\sigma_{GB}}{\eta_{RST,GB}} \quad (6.7b)$
	$1,1 \cdot 31,26 \text{ kN} \leq \frac{34,32 \text{ kN}}{1,1}$	$1,1 \cdot 7,13 \text{ kPa} \leq \frac{12,46 \text{ kPa}}{1,4}$
	$34,39 \text{ kN} \leq 31,20 \text{ kN}$	$7,84 \text{ kPa} \leq 8,90 \text{ kPa}$
	(Grenzzustandsgleichung nicht erfüllt)	(Grenzzustandsgleichung erfüllt)

Tabelle 6.2: Sicherheitsnachweise für Traktion und Grundbruch

Wenn in den Gleichungen 6.7a und 6.7b in Tabelle 6.2 die rechten und linken Seiten der Grenzzustandsgleichungen gleich sind, dann liegt nach DIN EN 1997-1 die Ausfallwahrscheinlichkeit des Systems bei  $10^{-4}$  %. Dies bedeutet, dass es trotz der Erfüllung der Gleichungen im Grenzfall der Gleichheit beider Seiten, statistisch bei jeder millionsten Fahrsituation zur Immobilität durch Traktionsversagen oder Grundbruch kommt.

Für die Traktion ist der Sicherheitsnachweis in Tabelle 6.2 nicht erfüllt. Das bedeutet nicht, dass zwangsläufig Traktionsversagen eintritt, aber das Sicherheitsniveau nach DIN EN 1997-1 wird deutlich unterschritten. Die Quantifizierung des verbleibenden Sicherheitsniveaus soll hier nicht vorgenommen werden. Da ein Traktionsversagen durch die Schlupfregelung sehr schnell erkannt wird, kann das Eingraben der Abbaumaschine ausgeschlossen werden. Praktische Erfahrungen werden zeigen, mit welchen Teilsicherheitsbeiwerten für die Traktion ein Abbaubetrieb effizient möglich ist. Bezüglich des Grundbruches, der ein Kippen und Versinken der Abbaumaschine und damit die Möglichkeit des Totalverlustes einschließt, ist der Sicherheitsnachweis im Rahmen dieses Beispiels erbracht.

Eine Umformulierung der Gleichungen 6.7a und 6.7b zeigt außerdem, dass die Multiplikation der Teilsicherheitsbeiwerte zu gewünschten Gesamtsicherheiten den direkten Vergleich mit den weiter oben aufgeführten globalen Sicherheiten  $S_{\text{Trak}}$  und  $S_{\text{GB}}$  ermöglicht:

$$\eta_{\text{EW,Trak}} \cdot \eta_{\text{RST,Trak}} = 1,1 \cdot 1,1 = 1,21 \leq \frac{F_{\text{Trak,max}}}{F_{\text{W,ges}}} = \frac{34,32 \text{ kN}}{31,26 \text{ kN}} = S_{\text{Trak}} = 1,10, \quad (6.7a)$$

$$\eta_{\text{EW,GB}} \cdot \eta_{\text{RST,GB}} = 1,1 \cdot 1,4 = 1,54 \leq \frac{\sigma_{\text{GB}}}{p_v} = \frac{12,46 \text{ kPa}}{7,13 \text{ kPa}} = S_{\text{GB}} = 1,75. \quad (6.7b)$$

Für beide Vergleiche kann festgestellt werden, dass die globalen Sicherheitswerte in etwa den gewünschten Gesamtsicherheiten aus der Multiplikation der Teilsicherheitsbeiwerte entsprechen.

Neben der Beurteilung der Sicherheit kann mit dem Teilsicherheitskonzept auch einzeln Einfluss auf die Dimensionierung der Komponenten eines technischen Systems genommen werden, sodass ein einheitliches Sicherheitsniveau der Systemkomponen-

ten erreicht wird. Beim Manganknollenabbau können Erfahrungen aus dem Abbaubetrieb in Form von Teilsicherheitsbeiwerten berücksichtigt werden. Die Möglichkeit, Beiwerte für die einzelnen äußeren Widerstandskräfte anzugeben, hängt von der messtechnischen Erfassbarkeit dieser Kräfte im Förderbetrieb ab. In weiteren Untersuchungen, bei der Konstruktion und Ausrüstung von Abbaumaschinen kann diese Fragestellung geklärt werden.

Für das hier untersuchte Beispiel wurden Bodenkennwerte ausgewählt, die an der Befahrbarkeitsgrenze liegen. In weiten Gebieten der Tiefsee sind die vorhandenen Böden fester. Soweit erforderlich, können bekannte konstruktive Möglichkeiten zur Erhöhung der Traktionssicherheit bei der Gestaltung des Raupenfahrzeuges bezüglich Gewichts, Aufstandsfläche sowie zur Verminderung von Sammelwiderstand und Stranglast etc. genutzt werden.

## 7 Zusammenfassung und Diskussion

Das Befahren des Meeresbodens mit einem Raupenfahrzeug als selbstfahrende Arbeitsmaschine ist ein effizientes Mittel für den Manganknollenabbau. Der weiche, durch thixotropes Verhalten gekennzeichnete Meeresboden stellt jedoch besondere Anforderungen an das Raupenfahrzeug und die Beurteilung der Befahrbarkeit des Meeresbodens im Abbaugelände.

In dieser Arbeit werden bodengebundene Unterwasserfahrzeuge beschrieben und die Kriterien für die Befahrbarkeit des Tiefseebodens sowie die erforderlichen Messmethoden dargestellt. Im Kapitel Bodenmechanik werden bindige Tiefseesedimente und deren gemeinsames Bodenstrukturmerkmal, die „Kartenhausstruktur“, die die ausgeprägte Thixotropie des Bodens hervorruft, beschrieben. Weiterhin werden die mechanischen Grundlagen ausgewählter Messgeräte, wie Flügelschersonde, Kegeldrucksonde, Scherring, Raupensegment und Lastplatten dargestellt, die für die Bestimmung der bodenmechanischen Kennwerte zur Beurteilung des Tiefseebodens im Hinblick auf die Befahrbarkeit notwendig sind. Die vertikale Spannungsverteilung im Halbraum unter dem Fahrzeug infolge des Fahrzeuggewichtes erfordern die Berechnung der Sicherheit gegen Grundbruch und der Sicherheit gegen Havarie infolge von Setzungen.

In den experimentellen Untersuchungen wird das Verhalten von Flügelschersonde, Scherring, Raupensegment und Lastplatten im Labor untersucht. Die Versuche mit Flügelschersonde, Scherring, Raupensegment liefern Scherspannungs-Scherweg-Beziehungen, und mit Scherring und Raupensegment werden außerdem die dynamischen Einsinkungen gemessen. Die Kegeldrucksonde wird nur auf praktische Tauglichkeit hin untersucht. Als Ersatzboden für die Tiefseesedimente wird ein allgemein für diese Zwecke verwendeter naturbelassener Bentonitboden (Calcigel) verwendet, der über eine ähnliche Struktur und thixotrope Eigenschaften verfügt, wie echte Tiefseesedimente. Die für die experimentellen Untersuchungen erforderliche Versuchsanlage wurde am Institut für Konstruktion (IKS) entwickelt und in Zusammenarbeit mit der Werkstatt des Fachbereichs Maschinenbau der Universität Siegen gebaut und im IKS-Labor betrieben.

Ausgehend von den mechanischen Grundlagen und den experimentellen Untersuchungen wird eine neue mechanisch-mathematische Beschreibung der Scherspannungs-Scherweg-Beziehung speziell für Tiefseesedimente und relevante Messverfahren entwickelt, die systematische Abweichungen, die den gängigen Formulierungen im Schrifttum anhaften, vermeiden.

Diese, als IKS-Funktion bezeichnete Formulierung des Scherspannungs-Scherweg-Verhaltens, lässt sich sehr gut an die Messergebnisse aus den experimentellen Untersuchungen anpassen. Mit der IKS-Funktion wird für die Flügelschersonde die Scherspannungskurve in Abhängigkeit des Scherweges in einer Ebene gebildet. Für Raupensegment und Scherring werden räumliche Kennfelder dargestellt, die das Scherverhalten in Abhängigkeit des Scherweges und der Bodenbelastung beschreiben. Die beiden räumlichen Kennfelder können miteinander ins Verhältnis gesetzt und so ineinander transformiert werden.

Im Flügelscherversuch können keine vertikalen Bodenbelastungen erfasst werden, die aber beim realen Raupenfahrwerk, bzw. im Raupensegmentversuch von erheblichem Einfluss sind. Weil in situ Flügelschermessungen gegenüber Scherring- bzw. Raupensegmentmessungen favorisiert sind, wird anhand der IKS-Funktion für in situ Flügelscherversuche eine Darstellung mit Auflast ermöglicht, indem eine Transformation von der ebenen Scherspannungskurve der Flügelschersonde auf die dritte Dimension (vertikale Bodenbelastung) erweitert wird.

Auch für die experimentellen Ergebnisse der dynamischen Einsinkungen von Raupensegment und Scherring wurden Kennfelder in Abhängigkeit von Scherweg und Bodenbelastung gebildet. Die Ergebnisse dieser Messungen zeigen, dass auf in situ Messungen von dynamischen Einsinkungen verzichtet werden kann, da die dynamische Einsinkung und der entstehende Verdrängungswiderstand durch eine Schlupfregelung sicher zu beherrschen sind, sofern die Scherbruchfestigkeit des Bodens die Sumpfgrenze nach Melcher /6/ nicht unterschreitet.

Der Einsatz des vorgeschlagenen in situ Bodentestgerätes mit Kegeldrucksonde und Lastplatten mit Einsinktiefenmessung liefert die Steifemoduln über der Bodentiefe (Kegeldrucksonde) und den Steifemodul aus der Bodentestereinsinkung, die miteinander abgeglichen werden können. Die Zeit-Setzungs-Funktion erlaubt die Berechnung der zeitlichen Setzung und damit die zulässige Stillstandszeit bis zum Mobilitätsverlust.

Im sechsten Kapitel werden die Berechnungsabläufe zur Beurteilung der Traffikabilität dargestellt. Die bekannten und die im Rahmen der vorliegenden Arbeit neu entwickelten Berechnungsmodule werden zusammengefasst und zu einem Traffikabilitätssystem strukturiert. Die entwickelten Algorithmen für die Grundbruchsicherheit und die Traktionssicherheit haben sich letztlich als die beiden maßgebenden Kriterien zur Beurteilung der Traffikabilität herausgestellt.

Anhand eines Beispiels werden nicht nur konkrete Zahlenwerte für die Traktionskraft, die Traktionssicherheit und die Grundbruchsicherheit angegeben, sondern es werden auch zwei grundsätzliche Erkenntnisse gewonnen. Zum Ersten wird festgestellt, dass die Bodenbelastung beim Raupenfahrzeug das Traktionsverhalten, insbesondere bei der Resttraktionskraft, gegenüber der Flügelschersonde erheblich verbessert. Zum Zweiten treten hohe dynamische Einsinkungen und damit hohe Verdrängungswiderstände erst bei sehr hohen Schlupfwerten auf, bei denen das gewünschte Traktionskraftmaximum bereits weit überschritten ist. Das bedeutet, dass bei den relativ geringen Schlupfwerten im Betriebspunkt nahe am Traktionskraftmaximum, die dynamische Einsinkung so gering ist, dass sie nicht vorab für das Missionsgebietskataster gemessen werden muss. Es reicht also aus, die dynamische Einsinkung am Heck des Fahrzeuges online zu messen.

Bei der Aufstellung der Befahrbarkeitskriterien wurden die wesentlichen Fahrwiderstände berücksichtigt. Die durch zeitliche Einsinkung und Kurvenfahrt entstehenden Widerstände wurden durch Zuschlagsfaktoren abgeschätzt. Andere Berechnungsansätze für die Fahrwiderstände können nach Bedarf und praktischer Erfahrung eingefügt werden. Sie können dann die Anforderungen an die Bodenfestigkeit erhöhen oder verringern. Die Beurteilungskriterien und Berechnungabläufe bleiben im Prinzip gleich.

Als ein weiterführender Aspekt zur Beurteilung der Befahrbarkeit wird die indirekte Messung bodenmechanischer Kennwerte mit dem Raupenfahrzeug selbst in Aussicht genommen /67/. Als Grundlage hierfür werden bestimmte Betriebszustände wie Front- und Heckeinsinkung und Antriebsschlupf des Raupenfahrzeuges während des Fahrbetriebes gemessen und ausgewertet.

Die erneute Aktualität der Manganknollengewinnung hat die Entwicklung der Fördertechnologie wiederbelebt, wobei die Finanzkrise der Jahre 2008 und 2009 kaum Auswirkungen auf die Entwicklung der Fördertechnologie hatte. Die wenigen Entwicklungsprogramme zur Manganknollenförderung werden weltweit staatlich gefördert. Die Motivation hierzu ist primär die vorhersehbare Rohstoffknappheit auf dem Weltmarkt.

Die Erkenntnisse über die Interaktion von Tiefseeboden und Raupenfahrwerk sowie die theoretischen Herleitungen und Beschreibungen in dieser Arbeit sollen Anregungen zur Weiterentwicklung der in situ Bodentestgeräte und der Berechnungsalgorithmen liefern.

## 8 Literaturverzeichnis

- /1/ Handschuh, R., Schulte, E., Grebe, H., Schwarz, W.:  
Economic Simulations for a Small Scale Manganese Nodule Mining System Taking into Account New Technologies, Proceedings of the Fifth Ocean Mining Symposium, Tsukuba, Japan, ISOPE, ISBN 1-880653-61-3, 2003
- /2/ Chung, J. S.:  
Integrated Deep-Ocean Ship-to-Seafloor System: Mining and Drilling, Proceedings of The Sixth ISOPE Pacific/Asia Offshore Mechanics Symposium, Vladivostok, Russland, 2004
- /3/ Design Reports of Manganese Nodule Mining System for 6000 m:  
Vol. 1, Vol. 2, Design Reports of Manganese Nodule Mining System for 6000 m (National Institute of Ocean Technology, Chennai, Indien/IKS, Institut für Konstruktion, Siegen, Universität Siegen, Siegen, Deutschland), nicht öffentlicher Entwicklungsbericht, November 2000
- /4/ Herrmann, R. A.:  
Vorlesung Erdbau, Institut für Geotechnik – Grundbauinstitut (IfG), Fachbereich Bauingenieurwesen, Universität Siegen, 2009
- /5/ Vollmert, L., Post, A.:  
Baustraßen und Arbeitsebenen auf extrem weichen Untergründen, baubetriebliche Anforderungen und planerische Lösungen, Symposium Baugrundverbesserung in der Geotechnik, Institute für Geotechnik der Universität Siegen und der TU Wien, Siegen, Sept. 2010
- /6/ Melcher, P. R.:  
Untersuchungen über das Befahren des Tiefseebodens mit aktiven Manganknollenkollektoren, Dissertation, Universität Gesamthochschule Siegen, Fachbereich Maschinentechnik, 1986
- /7/ Merhof, W., Hackbarth, E. M.:  
Fahrmechanik der Kettenfahrzeuge, 2. korrigierte u. erw. Auflage, Leuchtturm-Verlag, ISBN 3-88064-095-5, 1985



- /8/ Li L., Jue, Z.:  
Research of China's Pilot-miner in the Mining System of Poly-metallic nodule, Proceedings of The Sixth (2005) ISOPE Ocean Mining Symposium, Changsha, Hunan, China, October 9-13, ISBN 1-880653-65-6, 2005
- /9/ Kim, H-W., Hong, S., Choi, J-S., Yeu T-K.:  
Dynamic Analysis of Underwater Tracked Vehicle on Extremely Soft Soil by Using Euler Parameters, Proceedings of The Sixth (2005) ISOPE Ocean Mining Symposium, Changsha, Hunan, China, October 9-13, 2005
- /10/ Rehorn, I.:  
Entwicklung eines Tiefseeraupenfahrzeuges und Untersuchung seiner inneren Fahrwiderstände, Dissertation, FB Maschinentechnik, Universität-GH-Siegen, ISBN 3-8265-0016-4, Shaker Verlag, 1994
- /11/ NIOT/IKS:  
Report of Shallow Water Sand Mining System (National Institute of Ocean Technology, Chennai, Indien/IKS, Institut für Konstruktion, Siegen, Universität Siegen, Siegen, Deutschland), Vol. 3, nicht öffentlicher Bericht, November 2000
- /12/ Wong, J. Y.:  
Terramechanics and Off-Road Vehicles, Elsevier Science Publishers B. V., Amsterdam, 1989
- /13/ Bekker, M. G.:  
Theory of Land Locomotion, The University of Michigan Press, Library of Congress Catalog Card Number 56-10101, 1956
- /14/ Lunne, T.:  
Note to Universität Siegen, Institut für Konstruktion (IKS) on Deep Sea Crawler, NGI, 2001
- /15/ Bode, O.:  
Simulation der Fahrt von Raupenfahrwerken auf Tiefseeböden, Dissertation, Universität Hannover, Dissertations Druck Darmstadt, S. 55, 1991

- /16/ Dörfler, G.:  
Untersuchungen der Fahrwerk-Boden-Interaktion zur Gestaltung von Raupen-Fahrzeugen für die Befahrung weicher Tiefseeböden, Institut für Maschinenwesen im Baubetrieb, Forschungsbericht Reihe F/Heft 43 Universität Karlsruhe, 1995
- /17/ Hong, S, Choi, J-S.:  
Experimental Study on Grouser Shape Effects on Trafficability of Extremely Soft Seabed, Proceedings of The Fourth Ocean Mining Symposium, Szczecin, Polen, S. 115-121, ISBN 1-880653-56-7, 2001
- /18/ Morgan, N., Cathie, D., Pyrah, J., Steward, J.:  
Tracked Subsea Trencher Mobility and Operation in soft Clays, The Proceedings of The Seventeenth (2007) International Offshore and Polar Engineering Conference, ISBN 1-880653-68-0, 2007
- /19/ Koster, Ir. R. D.:  
Trenching of offshore pipelines and cables using the SeaJet Trencher, Ingeokring Newsletter, Vol.9 No.1, Seiten 15-17, 2003
- /20/ Bekker, M. G.:  
Introduction to Terrain-Vehicle Systems, The University of Michigan Press, Library of Congress Catalog Card Number 68-29272, 1969
- /21/ Sundstrom, C.:  
Sting MK.II Underlying Principles, Korrespondenz mit C. Sundstrom, JASCO Research Ltd., Victoria B.C., V8W 3W2, Canada, 2002
- /22/ Marchetti, S.:  
The flat Dilatometer Design Applications, Third Geotechnical Engineering Conference, Kairo University, pp 421-448, 1997
- /23/ Schulz, H.:  
Vorlesung Bodenmechanik und Grundbau, Institut für Bodenmechanik und Grundbau, Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen, Universität der Bundeswehr München, 11.1999
- /24/ NGI:  
Piezoceramic bender element test, Determination of maximum shear modulus  $G_{max}$ , Norwegian Geotechnical Institute, Sognsveien 72, 0855 Oslo, Norwegen

- /25/ Meeresspiegel:  
Mitteilungen der CPU – Dr. Christian Prüber Unterwassertechnik, Ausgabe Nr. 40, April 2008
- /26/ Kumar, V.:  
India and the common heritage concept in the international seabed area, CURRENT SCIENCE, Vol. 86 NO. 6, S. 783-788, März 2004
- /27/ Khadge, N. H.:  
Geotechnical properties of siliceous sediments from the Central Indian Basin, CURRENT SCIENCE; Bangalore, India, VOL. 82, NO. 3, February 2002
- /28/ Özkara, M.:  
Untersuchungen der Makroeigenschaften, Geochemie, Mineralogie und Mikrogefüge von Manganknollen der Tiefsee, Dissertation TU Clausthal, 1978
- /29/ Poulos, H.-G.:  
Marine Geotechnics, Unwin Hyman Ltd., London, 1988
- /30/ Lagaly, G., Jasmund, K.:  
Tonminerale und Tone, Steinkopf Verlag, ISBN-10: 3-7985-0923-9, ISBN-13: 978-3-7985-0923-8, 1993
- /31/ Herrmann, R. A.:  
Vorlesung Geologie für Bauingenieure, Institut für Geotechnik – Grundbauinstitut (IfG), Fachbereich Bauingenieurwesen, Universität Siegen, 08.2010
- /32/ Herrmann, R. A.:  
Vorlesung Theoretische Boden und Felsmechanik, Institut für Geotechnik – Grundbauinstitut (IfG), Fachbereich Bauingenieurwesen, Universität Siegen, 2008
- /33/ Blask, O.:  
Zur Rheologie von polymermodifizierten Bindemittelleimen und Mörtelsystemen, Dissertation, FB 8, Universität Siegen, 2002
- /34/ Ziesmer, S.:  
Fließverhalten von Montmorillonitdispersionen unter dem Einfluss ionisch modifizierter Polyethylenglycole, Dissertation, FB 8, Universität Kiel, 2002

- /35/ Schultze, E., Muhs, H.:  
Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten, Springer-Verlag, Berlin Heidelberg  
New York, 1967
- /36/ Grebe, H., Panthel, J., Schwarz, W.:  
In situ soil penetrometer, Contribution to the cruise report SO 106 – ATESEPP,  
Universität GH Siegen, 1996
- /37/ Lettau, O.:  
Bodenmechanische Bord- und Landlaboruntersuchungen an pazifischen Tief-  
seesedimenten, Bundesministerium für Forschung und Technologie, For-  
schungsbericht, Bonn, BMFT-FB-M78-02, März 1976
- /38/ Petermann, H.:  
Die Entwicklung der Bodenmechanik und ihrer Anwendung im Bauwesen  
Sonderdruck aus „Eisenbahntechnische Rundschau“ Heft 6, Carl Röhrig Verlag,  
Darmstadt, 1958
- /39/ Kaplan, I. R.:  
Natural Gases in Marine Sediments  
Marine Science, Volume 3, Plenum Press, New York 1974,  
ISBN: 0-306-35503-5
- /40/ Cochonat, P., Le Suave, R., Charles, C., Greger, B., Hoffert, M., Lenoble, J. P.,  
Meunier, J., Pautot, G.:  
First in situ studies of nodule distribution and geotechnical measurements of  
associated deep-sea clay (Northeastern Pacific Ocean), Marine Geology, 103,  
Elsevier Science Publishers B. V., Amsterdam, S. 373/380, 1992.
- /41/ Zweck, H.:  
Baugrunduntersuchungen durch Sonden (Ramm-, Druck-, Dreh- und  
Flügelsonden) Bauingenieur-Praxis, Heft 71, 1969
- /42/ Terzaghi, K.:  
Theoretische Bodenmechanik, Übersetzt und bearbeitet von Jelinek, R., Tech-  
nische Hochschule München, Springer-Verlag, 1954

- /43/ Lunne, T., Robertson P. K., Powell J.:  
Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice, Blackie Academic & Professional, Chapman & Hall, ISBN 0 751 40393 8, 1997
- /44/ Herrmann, R. A.:  
Vorlesung Bodenmechanik, Institut für Geotechnik (IfG), Fachbereich Bauingenieurwesen, Universität Siegen, August, 2010
- /45/ Savidis, S.:  
Grundbau II, Skript, FG Grundbau und Bodenmechanik, TU Berlin, 2005
- /46/ Schwarz, W.:  
Zur Befahrbarkeit des Tiefseebodens, DFG-Rundgespräch, Institut für Konstruktion, Universität Siegen, Juni1994
- /47/ Lang, H-J, Huder, J.:  
Bodenmechanik und Grundbau, Springer, ISBN 3-540-61176-2, 1996
- /48/ Kaniraj, S. R.:  
Design Aids in SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, TATA McGRAW-HILL Publishing Company Limited, New Dehli, Fourth Reprint, ISBN 0-07-451714-7, 1999
- /49/ Pulsfort, M., Walz, M.:  
Bodenmechanik 2, Vorlesungsmanuskript, Bergische Universität Gesamthochschule Wuppertal, 2001
- /50/ Herrmann, R. A.:  
Vorlesung Grundbau II, Institut für Geotechnik (IfG), Fachbereich Bauingenieurwesen, Universität Siegen, April, 2009
- /51/ N. N.:  
Empfehlungen „Verformungen des Baugrundes bei baulichen Anlagen“, EVB, Arbeitskreis Berechnungsverfahren der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Ernst, Verlag für Architektur und Tech. Wiss., 1993
- /52/ Zhang, Y.:  
Prüfstands- und Rechnersimulation der Kurvenfahrt von Raupenfahrwerken auf extrem weichen Böden, Dissertation, Universität Hannover, 1995

- /53/ Fiebig, M.:  
Labormessungen und Erstellung von Kalibrierdiagrammen für eine bodenmechanische Tiefseesonde, Schriftliche Hausarbeit, Universität GH Siegen, 1998
- /54/ Löwe, R.:  
Bestimmung der  $c_u$  – Werte eines Westerwälder Tones mit Hilfe einer Laborflügelsonde, Diplomarbeit, Institut für Geotechnik (IfG), Universität GH Siegen, 1995
- /55/ Krick, G.:  
Die Wechselbeziehungen zwischen starrem Rad, Luftreifen und nachgiebigem Boden, Dissertation, TU München, 1971
- /56/ Janosi, Z., Hanamoto, B.:  
The analytical determination of drawbar pull as a function of slip for tracked vehicles in deformable soils, First international Conference on Soil Mechanics of Soil-Vehicle Systems, Torino, St. Vincent, 1961
- /57/ Reece, A. R., Janosi, Z.:  
Diskussion zu Bericht von Janosi und Hanamoto, Proc. of 1st. Int. Conf. ISTVS, Turin, 1961
- /58/ Steiner, M.:  
Analyse, Synthese und Berechnungsmethoden der Triebkraft-Schlupf-Kurve von Luftreifen auf nachgiebigem Boden, Forschungsbericht Agrartechnik des Arbeitskreises Forschung und Lehre der Max-Eyth-Gesellschaft (MEG), Dissertation, TU München, 1979
- /59/ Kacigin, V. V. und Guskov, V. V.:  
The basis of tractor performance theory, Teil 1, Journal of Terramechanics, Band 5 (3), 1968
- /60/ Taylor, J. H., Van den Berg, G. E.:  
Role of displacement in a simple traction system, Journal of Terramechanics 3 (1), 1966
- /61/ Sela, A. D.:  
The shear stress-deformation relationship of soils, Journal of Terramechanics, 1, pp 31-37, 1964

- /62/ Press, W., Flannery, B., Teukolsky, S., Vetterling, W.:  
Numerical Recipes, The Art of Scientific Computing, Cambridge University Press, 1987 (Nachdruck der ersten Ausgabe von 1987)
- /63/ Lübbert, M.:  
Experimentelle Modellierung flexibler, dynamisch bewegter Verbindungsleitungen zwischen selbstfahrenden Tiefseemaschinen und ihren Mutterschiffen, Dissertation Universität-GH Siegen, 1989
- /64/ Grebe, H.:  
Allgemeines mathematisches Modell für Strangverbindungen zwischen mobilen Tiefseegeräten, Dissertation, Universität Siegen, ISBN 3-8265-2778-X, ISSN 0945-0874, 1997
- /65/ Herzog, K:  
Entwicklung einer Antriebs-Schlupf-Regelung für ein Tiefsee-Raupenfahrzeug, Dissertation, Universität Siegen, ISBN 3-8265-8257-8, Shaker Verlag, 2000
- /66/ Hock, J.:  
Vergleichende Untersuchung über die Leistungsverluste und Wirkungsgrade in Lenkgetrieben für Kettenfahrzeuge, Automobiletechnische Zeitschrift, ATZ Jahrg. 63, Heft 4, Teil 1, April 1961
- /67/ Grebe, H., Schulte, E.:  
Determination of Soil Parameters Based on the Operational Data of a Ground Operated Tracked Vehicle, Proceedings of The Sixth (2005) ISOPE Ocean Mining Symposium, The International Society of Offshore and Polar Engineers (ISOPE), Changsha, Hunan, China, pp 149-156, ISBN 1-880653-65 -6, October 9 -13, 2005
- /68/ Schlabach, S.:  
Auflösungsexperimente von Kaolinit, Montmorillonit, Illit, Serzit und Talk in Batch- und Durchflußreaktoren, Dissertation, Universität Göttingen, 2000, Göttinger Online Klassifikation VGF 300, VHB 860, VJC 400
- /69/ Keller, G. H.:  
Shear Strength and other Physical Properties of Sediments from the Ocean Basins, Civil Engineering in the Oceans, Proc. ASCE Conf., San Francisco, S.391-417, 1967

- /70/ Khadge, N. H.:  
Preliminary Geotechnical Properties of Deepsea Sediments from the Central Indian Basin, Proceedings of the ISOPE - Ocean Mining Symposium, Tsukuba, Japan, S. 55-60, ISBN: 1 880653 21 4, 1995
- /71/ Kögler, F.-C.:  
Sediment–physikalische Eigenschaften von drei Tiefseekernen des zentralen Pazifischen Ozeans, Meerestechnik 5, S. 199-201, 1974
- /72/ Noorany, I.:  
Engineering Properties of Submarine Clays from the Pacific, International conference on port and ocean engineering under arctic conditions, Technical University of Norway, S. 255/270, 1971
- /73/ Richards, A. F., McDonald, V. J., Olson, R. E., Keller, G. H.:  
In-Place Measurement of Deep Sea Soil Shear Strength, Underwater Soil Sampling, Testing and Construction Control, ASTM STP 501, American Society for Testing and Materials, S. 55/68, 1972
- /74/ Schulte, E, Schwarz, W.:  
Untersuchung des Einflusses der Flügelsondengeometrie auf den Scherweg bei maximaler Scherfestigkeit, Felduntersuchungen nach DIN 4094-neu, Fachseminar zur Einführung der neuen DIN 4094 Teil 1-5, Veranstalter: Institut für Geotechnik (IfG), FB 10 Bauingenieurwesen, Universitätsverlag Universität Siegen, Februar 2002
- /75/ Eschenauer, H., Schnell, W.:  
Elastizitätstheorie, Wissenschaftsverlag, ISBN 3411162635, 1993
- /76/ Schwarz, W.:  
Website des Institutes für Konstruktion  
[http://www.uni-siegen.de/fb11/inko\\_schwarz/veroeffentlichungen.html?lang=de](http://www.uni-siegen.de/fb11/inko_schwarz/veroeffentlichungen.html?lang=de)
- /77/ Preliminary Design of Deep Ocean Collector (DOC):  
National Institute of Ocean Technology (NIOT), Entwicklungsdokumentation, Interner Bericht, 2007



## Normen

DIN EN 1997-1:

Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC:2009

DIN EN 1997-2:

Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrundes, Deutsche Fassung, Oktober 2007

DIN 4017:

Berechnung des Grundbruchwiderstandes von Flachgründungen, März 2006

Beiblatt zu DIN 4017:

Berechnung des Grundbruchwiderstandes von Flachgründungen, Berechnungsbeispiel, November 2006

DIN 4094-1:

Baugrund, Felduntersuchungen, Teil 4, Flügelscherversuche, Januar 2002

DIN 4094-4:

Baugrund, Felduntersuchungen, Teil 1, Drucksondierungen, Juni 2002

DIN EN ISO 14688-1

Geotechnische Erkundung und Untersuchung, Benennung und Beschreibung und Klassifizierung von Boden, Januar 2003

DIN ISO / TS 17892-5:

Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Laborversuche an Bodenproben – Teil 5: Oedometerversuch mit stufenweiser Belastung, Januar 2005

DIN 18121-1:

Wassergehalt, Teil 1, Bestimmung durch Ofentrocknung, April 1998

DIN 18134:

Plattendruckversuch, Baugrund, Versuche und Versuchsgeräte, September 2001

DIN V 19688:

Ermittlung der mechanischen Belastbarkeit von Böden aus der Vorbelastung, November 2001

DIN EN ISO 22476:

Geotechnische Erkundung und Untersuchung, April 2005

DIN EN ISO 22476-1:

Drucksondierungen mit elektrischen Messwertaufnehmern und Messeinrichtungen für den Porenwasserdruck, April 2005

DIN EN ISO 22476-9:

Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Felduntersuchungen - Teil 9: Flügelscherversuch, Entwurf, Oktober 2009

## 9 Anhang

### Anhang 3.1 Chemische Bestandteile verschiedener Tonminerale /68/

Mineral	Bestandteile in Gewichtsprozent										
	SiO <sub>2</sub>	TiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> total	MnO	MgO	CaO	Na <sub>2</sub> O	K <sub>2</sub> O	P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	Andere
Kaolinit	46,3	0,202	37,03	0,74	0,008	0,29	0,14	0,40	0,99	0,046	13,854
Montmorillonit	60,3	0,127	21,0	3,69	0,001	2,38	0,33	2,23	0,04	0,03	9,872
Serizit	64,7	0,649	19,8	2,75	0,01	2,34	0,21	0,27	7,76	0,13	1,381
Illit H-35	56,9	1,260	20,0	5,69	0,03	2,08	0,71	0,49	4,72	0,19	7,93
Illit OECD	53,3	0,681	19,8	7,38	0,04	4,18	1,31	0,21	6,74	0,48	5,879
Talk	63,7	0,089	0,8	0,89	0,01	30,4	0,43	0,01	0,02	0,16	3,491

### Anhang 3.2 Scherfestigkeiten der sedimentphysikalischen Eigenschaften von Tiefseesedimenten aus verschiedenen Untersuchungen

Autor	Ort-Wassertiefe in m	Scherbruchfestigkeit in kPa	Bodentiefen in m	Winkel der Reibung in Grad	Naßdichte in kg/m <sup>3</sup>
Keller /69/	Nordatlantisches Becken (Tiefe variabel) *	3,5 bis 6,9	0 bis 2,1	Keine Angabe	1505,5 – 1745,7
Keller /69/	Südlicher Rand des nordpazifischen Beckens (Tiefe variabel) *	6,9 bis 10,3	0 bis 2,1	Keine Angabe	1249,2 – 1505,5
Khadge /70/	Zentralindisches Becken (5070 bis 5800 m)	0,0 bis 9,0 (Mittelwert 3,6) 2,75	0 bis 5,8 0,2	keine Angabe	1150 – 1190 ** 1260 – 1280 ***
Kögler /71/	Zentraler Pazifik (keine Angabe)	6,2 KPa	0,2	keine Angabe	1200

## Fortsetzung Anhang 3.2

Autor	Ort-Wassertiefe in m	Scherbruchfestigkeit in kPa	Bodentiefen in m	Winkel der Reibung in Grad	Naßdichte in kg/m <sup>3</sup>
Lettau /37/	Pazifik (keine Angabe)	1,0 bis 6,1 (Mittelwert 3,1)	0,2	0 bis 4,1	1169 – 1178
Noorany /72/	Pazifik (4298 bis 5514 m)	3,92 bis 12,75 (Mittelwert 6,72)	keine Angabe	keine Angabe	1141,1 – 1407,2
Richards /73/	Golf von Mexico (3635 m)	Meist etwas höher als 4,0 kPa, 4,8 kPa	0 bis 2,5 0,2	keine Angabe	keine Angabe
mittlere Bodenwichte unter Auftrieb $\gamma = 2,73 \text{ kN/m}^3$					
minimale Bodenwichte unter Auftrieb $\gamma = 1,11 \text{ kN/m}^3$					

\* überschlägige Scherfestigkeitsangaben für die Gebiete in Form von Karten,

\*\* silikatische Sedimente, \*\*\* kalkige Sedimente

### Anhang 3.3 Abschätzung der Gasmengen in marinen Sedimenten

Für die vier in Tiefseesedimenten enthaltenen Gase Stickstoff (N<sub>2</sub>), Sauerstoff (O<sub>2</sub>), Kohlendioxid (CO<sub>2</sub>) und Methan (CH<sub>4</sub>) werden im Folgenden die maximalen Konzentrationen abgeschätzt, in denen diese Gase im Sediment enthalten sein dürfen um bei einer Dekompression von 600 bar auf 1 bar Umgebungsdruck nicht auszugasen. Diese Konzentrationen entsprechen den Gleichgewichtskonzentration der einzelnen Gase des Wasser-Gas-Gemisches bei Umgebungsdruck und einer angenommenen Umgebungstemperatur von 20°C. Dabei wird hier angenommen, dass die Festigkeit der Probe die Ausgasung nicht behindert.

Die Löslichkeit von Gasen in Wasser kann mit dem Gesetz von Henry-Dalton beschrieben werden.

$$\kappa_j = H \cdot L_j \quad (\text{A.3.3.1})$$

mit:  $\kappa(j)$  = Gleichgewichtskonzentration des Gases j im Wasser in mol/m<sup>3</sup>,  
 $H$  = Henry-Konstante in mol/(m<sup>3</sup>·bar),  
 $L_j$  = Partialdruck des Gases j in der Gasphase in bar.

Zur Berechnung des Partialdruckes  $L_j$  des Gases  $j$  in Luft (Gasphase) wird von idealem Verhalten der Gasphase ausgegangen:

$$L_j = \frac{V_i}{V} \cdot L_{\text{ges}} \quad (\text{A.3.3.2})$$

In der Tabelle A.3.3.1 sind die Hauptbestandteile der Luft in Prozent des Gesamtvolumens und die daraus berechneten Partialdrücke bei 1 bar Gesamtdruck in Luft angegeben. Tabelle A.3.3.2 zeigt die Henry-Koeffizienten und die aus Gleichung A.3.3.1 errechneten Gleichgewichtskonzentrationen der Luftbestandteile in Wasser.

Luftbestandteil	Volumenprozent	Partialdruck in bar
N <sub>2</sub>	78,03	0,7803
O <sub>2</sub>	20,99	0,2099
CO <sub>2</sub>	0,03	0,0003
CH <sub>4</sub>	< 0,03	< 0,0003

Tabelle A.3.3.1: Volumenprozent und Partialdrücke wichtiger Luftbestandteile

Luftbestandteil	Henry-Konstante H in mol/(m <sup>3</sup> ·bar)	Gleichgewichtskonzentration $\kappa$ in mol/m <sup>3</sup>
N <sub>2</sub>	0,691	0,539
O <sub>2</sub>	1,366	0,287
CO <sub>2</sub>	38,66	0,012
CH <sub>4</sub>	1,475	< 0,0004

Tabelle A.3.3.2: Henry-Konstanten und Gleichgewichtskonzentrationen bei 20° C und 1 bar Gesamtdruck

Die in Tabelle A.3.3.2 errechneten Gleichgewichtskonzentrationen sind eine Abschätzung der Gasmengen, die in den Meeressedimenten maximal enthalten sein dürfen, damit noch keine Ausgasung in den an die Meeresoberfläche geholten Sedimentproben auftritt. Bei Methan dürfen also maximal 0,0004 mol pro Kubikmeter Wasser bzw. des Volumens Tiefseesediment, das einen Kubikmeter Wasser enthält.

### Anhang 3.4 Vergleich von in situ Flügelschermessungen mit Labormessungen im selben Sedimentboden /40/

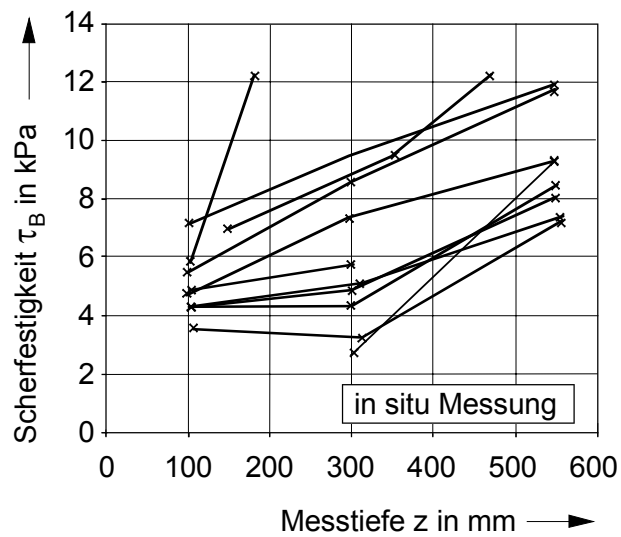


Bild A 3.4.1: In situ Flügelschermessungen /40/

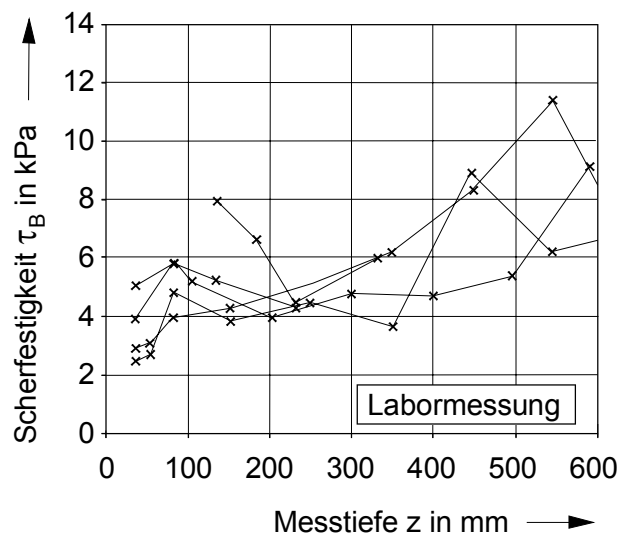


Bild A 3.4.2: Labor-Flügelschermessungen /40/

### Anhang 3.5: Herleitung der Moduln $k_c$ und $k_\varphi$ für die Bekker'sche Druck-Einsinkungs-Beziehung /20/

Druck-Einsinkungsbeziehung: 
$$\left(\frac{p}{p_0}\right) = \left[\frac{k_c}{b_{LP}} + k_\varphi\right] \cdot \left(\frac{v}{v_0}\right)^n \quad (\text{A 3.5.1})$$

- mit  $p_{v,LP}$  = Normalspannung unter der Lastplatte,  
 $b_{LP}$  = kleinere Seitenlänge der Lastplatte oder Durchmesser einer kreisförmigen Lastplatte,  
 $k_c$  = Kohäsionsmodul,  
 $k_\varphi$  = Reibungsmodul,  
 $v$  = Einsinkung,  
 und  $n$  = Einsinkexponent.

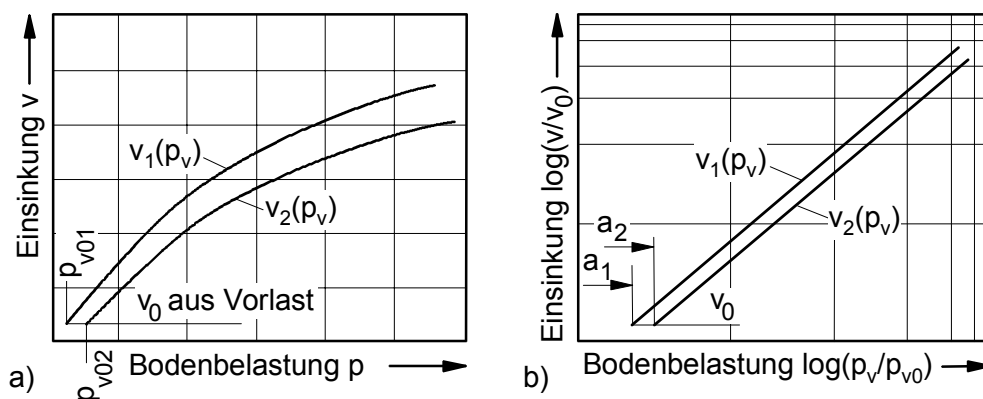


Bild A 3.5.1: Druck-Einsinkungs-Beziehungen (Prinzipiskizze)

Die beiden Geraden in der doppeltlogarithmischen Darstellung in Bild A 3.5.1b unterscheiden sich nur im Wert der Konstanten  $a_1$  und  $a_2$ . Die Terme in Gleichung A 3.5.2, welche die beiden Moduln  $k_c$  und  $k_\varphi$  enthalten, entsprechen den Konstanten einer Geradengleichung, die Terme, die die Variable  $v$  enthalten, sind hier identisch.

$$\log(p_{LP,1}) = \log\left[\frac{k_c}{b_{LP,1}} + k_\varphi\right] + \log(v_1) \cdot n; \quad \log(p_{LP,2}) = \log\left[\frac{k_c}{b_{LP,2}} + k_\varphi\right] + \log(v_2) \cdot n \quad (\text{A 3.5.2a,b})$$

Die Logarithmen von  $a_1$  und  $a_2$  werden jeweils den beiden konstanten Termen in Gleichungen A 3.5.2a,b gleichgesetzt.

$$\log(a_1) = \log\left[\frac{k_c}{b_{LP,1}} + k_\phi\right]; \quad \log(a_2) = \log\left[\frac{k_c}{b_{LP,2}} + k_\phi\right] \quad (\text{A 3.5.3a,b})$$

Nach Delogarithmieren und Auflösen der Gleichungen nach dem Kohäsionsmodul  $k_c$  und dem Reibungsmodul  $k_\phi$  erhält man diese in Abhängigkeit der jeweils kleineren Seitenlängen der Lastplatten ( $b_{LP,1}$ ,  $b_{LP,2}$ ) und der Konstanten  $a_1$  und  $a_2$ :

$$k_\phi = \frac{a_2 \cdot b_2 - a_1 \cdot b_1}{b_2 - b_1}, \quad k_c = \frac{(a_1 - a_2) \cdot b_1 \cdot b_2}{b_2 - b_1} \quad (\text{3.14a,b})$$

mit  $b_1$  = Breite (kleine Seitenlänge) oder Durchmesser der kleineren Lastplatte

$b_2$  = Breite (kleine Seitenlänge) oder Durchmesser der größeren Lastplatte

### Anhang 3.6: $\alpha$ -Werte nach DIN EN 1997-2

Boden	Kegelspitzennormalspannung $q_c$	Korrelationsfaktor $\alpha$
Schwach plastischer Ton	$q_c \leq 0,7 \text{ MPa}$	$3 < \alpha < 8$
	$0,7 < q_c < 2 \text{ MPa}$	$2 < \alpha < 5$
	$q_c \geq 2 \text{ MPa}$	$1 < \alpha < 2,5$
Schwach plastischer Schluff	$q_c < 2 \text{ MPa}$	$3 < \alpha < 6$
	$q_c \geq 2 \text{ MPa}$	$1 < \alpha < 2$
Stark plastischer Ton Stark plastischer Schluff	$q_c < 2 \text{ MPa}$	$2 < \alpha < 6$
	$q_c > 2 \text{ MPa}$	$1 < \alpha < 2$
Stark organischer Schluff	$q_c < 1,2 \text{ MPa}$	$2 < \alpha < 8$
Torf und stark organischer Ton	$q_c < 0,7 \text{ MPa}$	$1,5 < \alpha < 4$
	$50\% < w \leq 100\%$	$1 < \alpha < 1,5$
	$100\% < w \leq 200\%$ $w > 300\%$	$\alpha < 0,4$
Kreide	$2 < q_c \leq 3 \text{ MPa}$	$2 < \alpha < 4$
	$q_c > 3 \text{ MPa}$	$1,5 < \alpha < 3$
Sande	$2 < q_c < 3 \text{ MPa}$	$2 < \alpha < 4$
	$q_c > 3 \text{ MPa}$	$1,5 < \alpha < 3$



## Anhang 4.1 Technische Daten für Flügelschersonde, Scherring, Raupensegment und Lastplatten

### Technische Daten Flügelschersonde:

Flügelmaße	( $\varnothing$ 50x100mm, $\varnothing$ 62,5x125mm, $\varnothing$ 75x150mm)
Drehwinkel	360°
Winkelgeschwindigkeit	0 - 20°/sec
Messtiefe	bis 800 mm
Messungen	Scherspannungs-Scherweg-Beziehung

### Technische Daten Scherring:

Innen-/Aussendurchmesser	165 / 330 mm
Drehwinkel	360°
Winkelgeschwindigkeit	0 - 20°/sec
Auflast	0 – 15,34 kPa
Flügelanzahl	12
Flügelhöhe	5, 10, 20, 30, 40, 50 mm
Messtiefe	Oberfläche, max. mögliche Einsinkung 250 mm
Messungen	Scherspannungs-Scherweg-Beziehung, dynamische Einsinkung

### Technische Daten Raupensegment:

Maße Raupensegment	Länge x Breite 1200mm x 710 mm
Maße Messsegment	Länge x Breite 480mm x 710 mm
Schergeschwindigkeit	ca. 20 mm/s
Auflast	0 – 14,68 kPa
Stegabstände	120 / 240 mm
Steghöhe	50 mm
Stegdick	3 mm
Messtiefe	Oberfläche, max. dynamische Einsinkung 150 mm
Messungen	Scherspannungs-Scherweg-Beziehung dynamische Einsinkung

### Lastplatten

Maße	Lastplatte klein: 150 x 90 mm Lastplatte groß: 250 x 150 mm Raupensegment als Lastplatte 1200 x 710 mm
Messungen	Last – Einsinkungsverhalten Zeit – Einsinkungsverhalten

### Anhang 4.2 Entwicklung des Zusammenhanges zwischen Flügelscherdrehwinkel $\varphi_{FS}$ und Scherspannung $\tau_{s,FS}$ für tangentielle Verformung am Scherzylinder im elastischen Bereich /74/

Im elastischen Bereich (lineares Materialgesetz) gilt:

$$\tau(r) = G \cdot \xi_{\varphi} , \quad (\text{A 4.2.1})$$

mit  $G$  = Schubmodul,

mit  $\xi_{\varphi}$  = technische Gleitung.

Die Scherspannung  $\tau(r)$  in Abhängigkeit des Abstandes  $r$  von der Flügelschersonden-Drehachse wird hier anhand der folgenden Überlegungen hergeleitet. In Bild A 4.2.1 wird das Drehmoment  $M$  von der Flügelschersonde durch den Boden auf die gedachte Behälterwand eines Versuchsbehälters übertragen und bewirkt dort ein Reaktionsdrehmoment von gleicher Größe aber entgegengesetzter Richtung. Auch in jeder anderen geschlossenen Fläche im Boden um die Mantelfläche der Flügelschersonde herum wird das gleiche Drehmoment  $M$  durch den Boden übertragen.

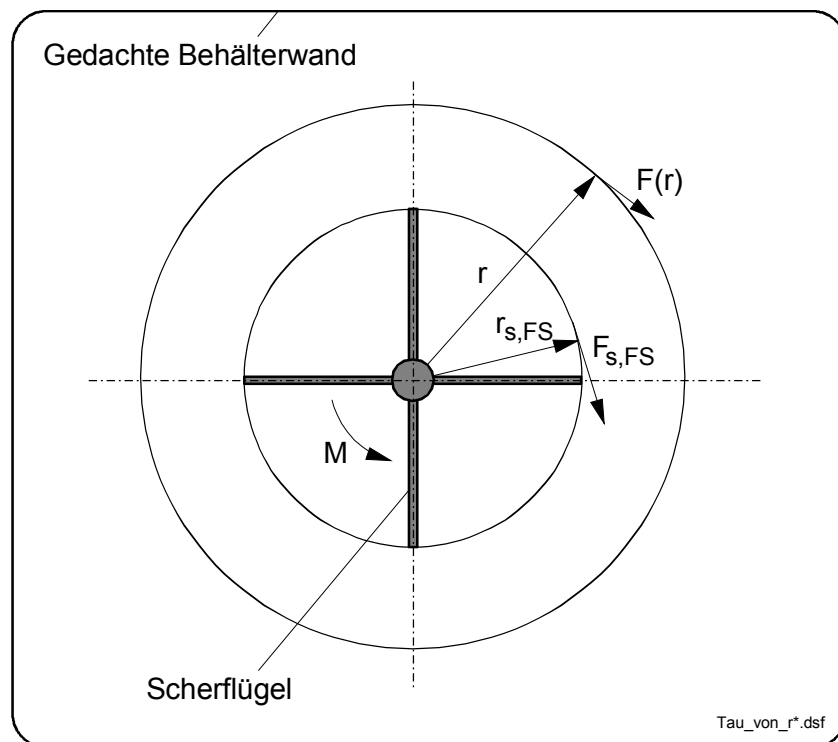


Bild A 4.2.1: Draufsicht Flügelschersonde

Die resultierende Scherkraft  $F_{s,FS}$  am Scherradius  $r_{s,FS}$  (aufgrund der Scherspannungen in der Mantelfläche des Scherzylinders) multipliziert mit dem Scherradius  $r_{s,FS}$  ergibt das Drehmoment  $M$  zum Verdrehen der Flügelschersonde. In einen beliebigen Abstand  $r$  zur Flügelschersonde wirkt die resultierende Scherkraft  $F(r)$ . Das Produkt aus  $F(r)$  und  $r$  ergibt wieder das Drehmoment  $M$  (verlustlose Übertragung im elastischen Bereich). Deshalb gilt:

$$M = F_{s,FS} \cdot r_{s,FS} = F(r) \cdot r . \quad (\text{A 4.2.2})$$

Die resultierenden Scherkräfte  $F(r)$  und  $F_{s,FS}$  sind das Produkt aus Scherspannung und Mantelfläche des Scherzylinders:

$$F_{s,FS} = \tau_{s,FS} \cdot A_{s,M,FS} \quad \text{bzw.} \quad F(r) = \tau \cdot A_M , \quad (\text{A 4.2.3})$$

mit  $\tau_{s,FS}$  = Scherspannung am Scherradius,  
 $A_{s,M,FS}$  = Mantelfläche des Scherzylinders,  
 $\tau$  = Scherspannung am im Abstand  $r$  von der Flügelschersonde,  
 $A_M$  = zylindrische Mantelfläche im Abstand  $r$  von der Flügelschersonde.

Die Mantelflächen lassen sich einfach in Abhängigkeit vom Radius darstellen

$$A_{s,M,FS} = \pi \cdot r_{s,FS} \cdot h_{FS} \quad \text{bzw.} \quad A_M = \pi \cdot r \cdot h_{FS} , \quad (\text{A 4.2.4})$$

mit  $h_{FS}$  = Höhe der Flügelschersonde.

Das Drehmoment kann damit in Abhängigkeit von Scherspannung, Radius und Sondenhöhe dargestellt werden:

$$M = \tau_{s,FS} \cdot 2 \cdot \pi \cdot r_{s,FS}^2 \cdot h_{FS} = \tau \cdot 2 \cdot \pi \cdot r^2 \cdot h_{FS} . \quad (\text{A 4.2.5})$$

Aus dieser Gleichung kann die Scherspannung in einer zylindrischen Fläche mit dem Abstand  $r$  von der Flügelschersonde bestimmt werden:

$$\frac{\tau}{\tau_{s,FS}} = \left( \frac{r_{s,FS}}{r} \right)^2 . \quad (\text{A 4.2.6})$$

Diese Beziehung besagt, dass bei gleichen Verhältnissen von  $r_{s,FS}$  zu  $r$  immer gleiche Verhältnisse von  $\tau$  zu  $\tau_s$  vorliegen, unabhängig von den absoluten Werten von  $r_{s,FS}$  und  $r$ . Das lineare Materialgesetz aus Gleichung A 4.2.1 wird nun mit Gleichung A 4.2.6 verknüpft:

$$G \cdot \xi_{r\varphi} = \tau_{s,FS} \cdot \left( \frac{r_{FS}}{r} \right)^2. \quad (\text{A 4.2.7})$$

Damit ergibt sich die technische Gleitung  $\xi_{r\varphi}$  in Abhängigkeit von der Scherspannung am Scherradius ( $\tau_{s,FS}$ ), dem Flügelschersondenradius ( $r_{FS}$ ), dem Abstand  $r$  von der Drehachse der Flügelschersonde und dem Schubmodul ( $G$ ) des Bodens:

$$\xi_{r\varphi} = \frac{\tau_{s,FS}}{G} \cdot \left( \frac{r_{FS}}{r} \right)^2. \quad (\text{A 4.2.8})$$

Die Verzerrungs-Verschiebungs-Gleichung in Zylinderkoordinaten für den rotations-symmetrischen Fall liefert allgemein den Zusammenhang zwischen der technischen Gleitung  $\xi_{r\varphi}$ , der radialen Verschiebung  $u(r)$  und der tangentialen Verschiebung  $u(\varphi)$  /75/:

$$\xi_{r\varphi} = \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial u(r)}{\partial \varphi} + \frac{\partial u(\varphi)}{\partial r} - \frac{u(\varphi)}{r}. \quad (\text{A 4.2.9})$$

Die radialen Verschiebungen können hier vernachlässigt werden und die allgemeine Beziehung für die technische Gleitung vereinfacht sich so zu:

$$\xi_{r\varphi} = \frac{du(\varphi)}{dr} - \frac{u(\varphi)}{r}. \quad (\text{A 4.2.10})$$

Damit kann die tangentiale Verformung  $u(\varphi)$  in Abhängigkeit des Abstandes  $r$  von der Flügelschersonde angegeben werden:

$$\frac{du(\varphi)}{dr} - \frac{u(\varphi)}{r} = \frac{\tau_{s,FS}}{G} \cdot r_{s,FS}^2 \cdot \frac{1}{r^2}. \quad (\text{A 4.2.11})$$

Gleichung A 4.2.11 ist eine Euler'sche Differentialgleichung. Der rechte Teil wird als Störfunktion  $Stf(r)$  bezeichnet:

$$Stf(r) = \frac{\tau_{s,FS}}{G} \cdot r_{s,FS}^2 \cdot \frac{1}{r^2}. \quad (\text{A 4.2.12})$$

Gleichung A 4.2.11 wird gelöst, indem erst die homogene Lösung berechnet ( $\text{Stf}(r) = 0$ ), und dann durch Variation der Konstanten die Störfunktion mit einbezogen wird.

a) Homogene Lösung:

$$\frac{du(\varphi)}{dr} - \frac{u(\varphi)}{r} = 0. \quad (\text{A 4.2.13})$$

Die Trennung der Variablen und Integration ergibt:

$$\int \frac{du(\varphi)}{u(\varphi)} = \int \frac{dr}{r}. \quad (\text{A 4.2.14})$$

Daraus ergibt sich:

$$\ln|u(\varphi)| = \ln|r| + C. \quad (\text{A 4.2.15})$$

Nach der Delogarithmierung lautet die homogene Lösung der Differentialgleichung:

$$u(\varphi) = C \cdot r. \quad (\text{A 4.2.16})$$

b) Variation der Konstanten

Die Konstante C wird dafür als von r abhängig betrachtet ( $C = C(r)$ , Gl. A 4.2.17). Die homogene Lösung (A 4.2.16) wird nach dem Radius abgeleitet (Gl. A 4.2.18) und mit Gl. A 4.2.16 in die Differentialgleichung (Gl. A 4.2.11) eingesetzt:

$$u(\varphi) = C(r) \cdot r, \quad (\text{A 4.2.17})$$

$$\frac{du(\varphi)}{dr} = \frac{d(C(r))}{dr} \cdot r + C(r), \quad (\text{A 4.2.18})$$

$$\frac{\tau_{s,FS}}{G} \cdot r_{FS}^2 \cdot \frac{1}{r^2} = \frac{d(C(r))}{dr} \cdot r + C(r) - \frac{1}{r} \cdot C(r) \cdot r. \quad (\text{A 4.2.19})$$

Daraus folgt:

$$\frac{d(C(r))}{dr} = \frac{\tau_{s,FS}}{G} \cdot r_{FS}^2 \cdot \frac{1}{r^3}. \quad (\text{A 4.2.20})$$

Nach Integration ergibt sich:

$$C(r) = -\frac{1}{2} \cdot \frac{\tau_{s,FS}}{G} \cdot r_{FS}^2 \cdot \frac{1}{r^2} + C_1, \quad (\text{A 4.2.21})$$

$$u(\varphi) = C(r) \cdot r = \left( -\frac{1}{2} \cdot \frac{\tau_{s,FS}}{G} \cdot r_{FS}^2 \cdot \frac{1}{r^2} + C_1 \right) \cdot r, \quad (\text{A 4.2.22})$$

$$u(\varphi) = -\frac{1}{2} \cdot \frac{\tau_{s,FS}}{G} \cdot r_{FS}^2 \cdot \frac{1}{r} + C_1 \cdot r. \quad (\text{A 4.2.23})$$

Für große Radien  $r$  geht die tangentielle Verformung  $u(\varphi)$  gegen Null, da der Abstand zum Scherradius groß ist und keine Beeinflussung des Bodens durch die Flügelschersonde mehr auftritt. Damit die Gleichung A.4.2.23 diese Randbedingung erfüllt, wird Integrationskonstante  $C_1$  gleich Null gesetzt. Die Abhängigkeit der Bodenverformung in Abhängigkeit des Radius ergibt sich damit zu:

$$u(\varphi) = -\frac{\tau_{s,FS} \cdot r_{FS}^2}{2 \cdot G} \cdot \frac{1}{r}. \quad (\text{A 4.2.24})$$

Die tangentielle Verformung an der Scherfläche ( $r = r_{FS}$ ) ist damit proportional zum Scherradius  $r$ :

$$u(\varphi) = -\frac{\tau_{s,FS}}{2 \cdot G} \cdot r_{FS}. \quad (\text{A 4.2.25})$$

Durch Gleichsetzung der tangentialen Verformung  $u(\varphi)$  mit dem Scherweg  $x_s$  bei Drehung der Flügelschersonde um den Drehwinkel  $\varphi_{FS}$ ,

$$x_s = r_{FS} \cdot \varphi_{FS}, \quad (\text{A 4.2.26})$$

zeigt sich, dass der Drehwinkel  $\varphi$  unabhängig vom Flügelschersondendurchmesser ist und theoretisch nur von der Scherspannung am Scherradius und dem Schubmodul des Bodens abhängt:

$$\varphi_{FS} = -\frac{\tau_{s,FS}}{2 \cdot G}. \quad (\text{A 4.2.27})$$

**Anhang 5.1 Programmlisting (Matlab-Code) der Parameteroptimierung mit der Methode der kleinsten Fehlerquadratsumme /62/ (Bezeichnungen nicht nomenklaturkonform)**

```

%Datei: alphabeta_18.m
%Diese Datei berechnet die den optimalen Parametervektor im Sinne der
minimalen Fehlerquadrate nach Levenberg-Marquardt der nichtlinearen
IKS-Funktion  $\tau = T_{\max} \cdot (\exp(-b \cdot (x - \delta_s)) + T_{\text{rest}}) / (f \cdot \exp(-d \cdot x) + 1)$ ;
%format long %Zahlendarstellung lang
%Startwerte zur Berechnung
Tmax      = 3;
b         = 0.02;
delta_s   = 1;
T_rest    = 0.16;
f         = 4;
d         = 0.2;
p         = [Tmax;b;delta_s;T_rest;f;d]
summand_Chi_quadr = [0];
d_Chi_quadrat    = 0.2;
Chi_quadr_alt    = 0;
Chi_quadr        = 0;
dTd              = [0;0;0;0;0;0];
dTdp             = [0;0;0;0;0;0];
delta_p          = [0;0;0;0;0;0];
beta             = [0;0;0;0;0;0];
delta_beta       = [0;0;0;0;0;0];
Alpha            = [0 0 0 0 0 0;
                   0 0 0 0 0 0;
                   0 0 0 0 0 0;
                   0 0 0 0 0 0;
                   0 0 0 0 0 0];
delta_Alpha      = [0 0 0 0 0 0;
                   0 0 0 0 0 0;
                   0 0 0 0 0 0;
                   0 0 0 0 0 0;
                   0 0 0 0 0 0;
                   0 0 0 0 0 0];
lambda          = 0.1;
z               = 0;

while abs(d_Chi_quadrat) > 0.00000001

Tmax      = p(1);
b         = p(2);
delta_s   = p(3);
T_rest    = p(4);
f         = p(5);
d         = p(6);

z         = z + 1

Alpha     = [0 0 0 0 0 0;
             0 0 0 0 0 0;
             0 0 0 0 0 0;
             0 0 0 0 0 0;
             0 0 0 0 0 0;
             0 0 0 0 0 0];

```

```

delta_Alpha = [0 0 0 0 0 0;
               0 0 0 0 0 0;
               0 0 0 0 0 0;
               0 0 0 0 0 0;
               0 0 0 0 0 0;
               0 0 0 0 0 0];

%Hier kann Tmax = p(1) festgelegt werden
%p(1)      = 2.95;

%Variation des Hauptdiagonalenfaktors lambda (Reguliert die Dominanz
der Hauptdiagonalen in der Matrix Alpha, verbessert die Konvergenz)

if d_Chi_quadrat < 0
    lambda = 10*lambda;
    lambda;
else
    lambda = 0.1*lambda;
end
    lambda;

%Berechnet Test_Alpha und Test_beta

For i = 1:max(size(data))
    x = data(i,1);
    Mess_y = data(i,2);
    %IKS-Funktion
    Tau      = (Tmax*exp(-b*(x-delta_s))+T_rest)/(f*exp(-d*x)+1);
    % Ableitung der IKS-Funktion nach der max. Scherfestigkeit Tmax
    dTdTmax  = exp(-b*(x-delta_s))/(f*exp(-d*x)+1);
    dTd(1)   = dTdTmax;
    % Ableitung der IKS-Funktion nach dem Abklingfaktor b
    dTdb     = -(x-delta_s)*Tmax*exp(-b*(x-delta_s))/(f*exp(-d*x)+1);
    dTd(2)   = dTdb;
    % Ableitung der IKS-Funktion nach dem Verschiebungsoffset delta_s
    dtddelta_s = b*Tmax*exp(-b*(x-delta_s))/(f*exp(-d*x)+1);
    dTd(3)   = dtddelta_s;
    % Ableitung der IKS-Funktion nach der Restscherfestigkeit T_rest
    dTdT_rest = 1/(f*exp(-d*x)+1);
    dTd(4)   = dTdT_rest;
    % Ableitung der IKS-Funktion nach dem Bruchfaktor f
    dTdf     = -((Tmax*exp(-(b+d)*x+b*delta_s))+T_rest*exp(-
d*x))/((f*exp(-d*x)+1)^2);
    dTd(5)   = dTdf;
    % Ableitung der IKS-Funktion nach dem Bruchexponenten d
    dTdd     = (Tmax*exp(-b*(x-delta_s))+T_rest)*x*f*exp(-
d*x)/((f*exp(-d*x)+1)^2);
    dTd(6)   = dTdd;
    %Berechnung des Vektors beta für die Fehlerquadratminimierung
    delta_beta(1) = (Mess_y-Tau)*dTd(1);
    beta(1)      = beta(1) + delta_beta(1);
    delta_beta(2) = (Mess_y-Tau)*dTd(2);
    beta(2)      = beta(2) + delta_beta(2);
    delta_beta(3) = (Mess_y-Tau)*dTd(3);
    beta(3)      = beta(3) + delta_beta(3);
    delta_beta(4) = (Mess_y-Tau)*dTd(4);
    beta(4)      = beta(4) + delta_beta(4);
    delta_beta(5) = (Mess_y-Tau)*dTd(5);
    beta(5)      = beta(5) + delta_beta(5);
    delta_beta(6) = (Mess_y-Tau)*dTd(6);
    beta(6)      = beta(6) + delta_beta(6);

```



```

%Berechnung alpha(i,j) für die Matrix Test_Alpha (Produkte der Ablei-
tungen der IKS-Funktion)

for j = 1:6
    for u = 1:6
        delta_Alpha(j,u) = dTd(j)*dTd(u);
        Alpha(j,u)      = Alpha(j,u) + delta_Alpha(j,u);
    end
end
Alpha;
Alpha(1,1)=Alpha(1,1)*(1+lambda);
Alpha(2,2)=Alpha(2,2)*(1+lambda);
Alpha(3,3)=Alpha(3,3)*(1+lambda);
Alpha(4,4)=Alpha(4,4)*(1+lambda);
Alpha(5,5)=Alpha(5,5)*(1+lambda);
Alpha(6,6)=Alpha(6,6)*(1+lambda);
delta_Alpha;
Alpha;

%Berechnung von Chi_quadrat
summand_Chi_quadr = ((Mess_y-Tau)/(sqrt((x+10)/(x+50))))^2;
Chi_quadr        = summand_Chi_quadr + Chi_quadr;
end%bis hier werden beta, Alpha (ohne lambda) und Chi_Quadrat berech-
net

Chi_quadr;
%Berechnung von delta_p und den neuen Werten des Parametervektors
delta_p        = Alpha^(-1)*beta;
p              = delta_p + p;
%Berechnung von delta_Chi_quadrat und Umbenennung und Nullsetzen
%der Werte für die nächste Runde
delta_Chi_quadrat = Chi_quadr_alt - Chi_quadr;
Chi_quadr_alt;
Chi_quadr;
d_Chi_quadrat = delta_Chi_quadrat;
delta_Chi_quadrat = 0;
Chi_quadr_alt = Chi_quadr;
Chi_quadr = 0;

beta = [0;0;0;0;0;0];
delta_beta = [0;0;0;0;0;0];
end

%Ausgabe der optimierten Werte des Parametervektors p
p_5 = [p(1)*exp(p(2)*p(3));p(2);p(4);p(5);p(6)]

for i      = 1:max(size(data));
    x      = data(i,1);
    Tau(i) = (Tmax*exp(-b*(x-delta_s))+T_rest)/(f*exp(-d*x)+1);
end

plot(data(1:max(size(data)),1),data(1:max(size(data)),2),data(1:max(si-
ze(data)),1),Tau)

```

## Anhang 5.2 Scherspannungs-Scherweg-Beziehungen, dynamische Einsinkungen, Sofort-Setzung und zeitliche Setzung

### Scherspannungs-Scherweg-Kennlinie Flügelschersonde

Funktion und Kennwerte
<p>IKS-Funktion <math>\tau_{IKS}</math>, [<math>\tau_{IKS}</math>] = kPa</p> $\tau_{IKS,FS} = \left\{ C_{E,FS} \cdot e^{-k_{FS} \cdot x_s} + \tau_{R,FS} \right\} \cdot \frac{1 - e^{-10 \cdot \lambda_{FS} \cdot x_s}}{1 + \Lambda_{FS} \cdot e^{-\lambda_{FS} \cdot x_s}}$
<p>Eigenfaktor <math>C_{E,FS}</math>, [<math>C_{E,FS}</math>] = kPa</p> <p><math>C_{E,RS} = 4,29</math> kPa</p>
<p>Glättungsfaktor <math>k_{FS}</math>, [<math>k_{FS}</math>] = 1/mm</p> $k_{FS} = 0,0193 \cdot \frac{1}{\text{mm}}$
<p>Restscherfestigkeit <math>\tau_{R,FS}</math>, [<math>\tau_{R,FS}</math>] = kPa</p> <p><math>\tau_{R,FS} = 0,4147</math> kPa</p>
<p>Hilfsparameter <math>\Lambda_{RS}</math>, [<math>\Lambda_{RS}</math>] = 1</p> <p><math>\Lambda_{FS} = 5,0</math></p>
<p>Hilfsparameter <math>\lambda_{RS}</math> [<math>\lambda_{RS}</math>] = 1/mm</p> $\lambda_{RS} = 1,2 \cdot \frac{1}{\text{mm}}$

Tabelle A 5.3: IKS-Funktion mit Kennwerten für die Flügelschersonde ( $d_{FS} = 75$  mm,  $h_{FS} = 150$  mm) in Abhängigkeit des Scherweges  $x_s$  in Bentonit bei einem Wassergehalt von  $w = 100$  Gew.-%

### Scherspannungs-Scherweg-Kennfeld Scherring

Funktion und Kennwerte
<p>IKS-Funktion <math>\tau_{IKS}</math>, [<math>\tau_{IKS}</math>] = kPa</p> $\tau_{IKS,SR} = \left\{ C_{E,SR} \cdot e^{-k_{SR} \cdot x_s} + \tau_{R,SR} \right\} \cdot \frac{1 - e^{-10 \cdot \lambda_{SR} \cdot x_s}}{1 + \Lambda_{RS} \cdot e^{-\lambda_{SR} \cdot x_s}}$
<p>Eigenfaktor <math>C_{E,SR}</math>, [<math>C_{E,SR}</math>] = kPa</p> $C_{E,SR} = 0,00777 \cdot \frac{p_v^2}{\text{kPa}} - 0,1716 \cdot p_v + 3,409 \text{ kPa}$
<p>Glättungsfaktor <math>k_{SR}</math>, [<math>k_{SR}</math>] = 1/mm</p> $k_{SR} = -0,0000112 \cdot \frac{1}{\text{kPa}^2 \cdot \text{mm}} \cdot p_v^2 + 0,00166 \cdot \frac{1}{\text{kPa} \cdot \text{mm}} \cdot p_v + 0,0203 \cdot \frac{1}{\text{mm}}$
<p>Restscherfestigkeit <math>\tau_{R,SR}</math>, [<math>\tau_{R,SR}</math>] = kPa</p> $\tau_{R,SR} = 0,00455 \cdot \frac{1}{\text{kPa}} \cdot p_v^2 + 0,0325 \cdot p_v + 0,1846 \text{ kPa}$
<p>Hilfsparameter <math>\Lambda_{SR}</math>, [<math>\Lambda_{SR}</math>] = 1</p> $\Lambda_{SR} = -0,0196 \cdot \frac{1}{\text{kPa}^2} \cdot p_v^2 + 0,3627 \cdot \frac{1}{\text{kPa}} \cdot p_v + 7,593$
<p>Hilfsparameter <math>\lambda_{SR}</math> [<math>\lambda_{SR}</math>] = 1/mm</p> $\lambda_{SR} = -0,00820 \cdot \frac{1}{\text{kPa}^2 \cdot \text{mm}} \cdot p_v^2 + 0,1269 \cdot \frac{1}{\text{kPa} \cdot \text{mm}} \cdot p_v + 0,4060 \cdot \frac{1}{\text{mm}}$

Tabelle A 5.1: IKS-Funktion mit Kennwerten als Kennfeld in Abhängigkeit des Scherweges  $x_s$  und der Bodenbelastung  $p_v$  in Bentonit bei einem Wassergehalt von  $w = 100$  Gew.-%

### Dynamisches Einsinkungskennfeld Scherring

Funktion and Faktoren
<p>Dynamische Einsinkungsfunktion <math>v_{\text{dyn,SR}}</math>, [<math>v_{\text{dyn,SR}}</math>] = mm</p> $v_{\text{dyn,SR}} = \Phi_{\text{dyn,SR},0} + \Phi_{\text{dyn,SR},1} \cdot x_s + \Phi_{\text{dyn,SR},2} \cdot x_s^2$
<p>Faktor <math>\Phi_{\text{dyn,SR},0}</math>, [<math>\Phi_{\text{dyn,SR},0}</math>] = mm</p> $\Phi_{\text{dyn,SR},0} = +0,1864 \text{ mm} + 3,6059 \cdot \frac{\text{mm}}{\text{kPa}} \cdot p_v - 0,2154 \cdot \frac{\text{mm}}{\text{kPa}^2} \cdot p_v^2$
<p>Faktor <math>\Phi_{\text{dyn,SR},1}</math>, [<math>\Phi_{\text{dyn,SR},1}</math>] = 1</p> $\Phi_{\text{dyn,SR},1} = -0,00477 \cdot \frac{1}{\text{kPa}} \cdot p_v - 0,00141 \cdot \frac{1}{\text{kPa}^2} \cdot p_v^2$
<p>Faktor <math>\Phi_{\text{dyn,SR},2}</math>, [<math>\Phi_{\text{dyn,SR},2}</math>] = 1/mm</p> $\Phi_{\text{dyn,SR},2} = +0,0000046 \cdot \frac{1}{\text{kPa} \cdot \text{mm}} \cdot p_v - 0,0000008 \cdot \frac{1}{\text{kPa}^2 \cdot \text{mm}} \cdot p_v^2$

Tabelle A 5.2: Dynamische Einsinkungsfunktion mit Faktoren für den Scherring als Kennfeld in Abhängigkeit des Scherweges  $x_s$  und der Bodenbelastung  $p_v$  in Bentonit bei einem Wassergehalt von  $w = 104,84$  Gew.-%

### Scherspannungs-Scherweg-Kennfeld Raupensegment, Stegteilung 240 mm

Funktion und Kennwerte
<p>IKS-Funktion <math>\tau_{IKS}</math>, [<math>\tau_{IKS}</math>] = kPa</p> $\tau_{IKS,RS} = \left\{ C_{E,RS} \cdot e^{-k_{RS} \cdot x_s} + \tau_{R,RS} \right\} \cdot \frac{1 - e^{-10 \cdot \lambda_{RS} \cdot x_s}}{1 + \Lambda_{RS} \cdot e^{-\lambda_{RS} \cdot x_s}}$
<p>Eigenfaktor <math>C_{E,RS}</math>, [<math>C_{E,RS}</math>] = kPa</p> $C_{E,RS} = -0,0196 \cdot \frac{p_v^2}{\text{kPa}} - 0,0407 \cdot p_v + 4,370 \text{ kPa}$
<p>Glättungsfaktor <math>k_{RS}</math>, [<math>k_{RS}</math>] = 1/mm</p> $k_{RS} = -0,000008 \cdot \frac{1}{\text{kPa}^2 \cdot \text{mm}} \cdot p_v^2 + 0,000028 \cdot \frac{1}{\text{kPa} \cdot \text{mm}} \cdot p_v + 0,00781 \cdot \frac{1}{\text{mm}}$
<p>Restscherfestigkeit <math>\tau_{R,RS}</math>, [<math>\tau_{R,RS}</math>] = kPa</p> $\tau_{R,RS} = -0,00983 \cdot \frac{1}{\text{kPa}} \cdot p_v^2 + 0,3240 \cdot p_v + 0,3423 \text{ kPa}$
<p>Hilfsparameter <math>\Lambda_{RS}</math>, [<math>\Lambda_{RS}</math>] = 1</p> $\Lambda_{RS} = 1,311 \cdot \frac{1}{\text{kPa}^2} \cdot p_v^2 - 8,233 \cdot \frac{1}{\text{kPa}} \cdot p_v + 20,114$
<p>Hilfsparameter <math>\lambda_{RS}</math> [<math>\lambda_{RS}</math>] = 1/mm</p> $\lambda_{RS} = 0,00366 \cdot \frac{1}{\text{kPa}^2 \cdot \text{mm}} \cdot p_v^2 - 0,0359 \cdot \frac{1}{\text{kPa} \cdot \text{mm}} \cdot p_v + 0,4126 \cdot \frac{1}{\text{mm}}$

Tabelle A 5.3: IKS-Funktion mit Kennwerten für Raupensegment mit 240mm Stegabstand als Kennfeld in Abhängigkeit des Scherweges  $x_s$  und der Bodenbelastung  $p_v$  in Bentonit bei einem Wassergehalt von  $w = 100$  Gew.-%

### Dynamisches Einsinkungskennfeld Raupensegment, Stegteilung 240 mm

Funktion and Faktoren
<p>Dynamische Einsinkungsfunktion <math>v_{\text{dyn,RS}}</math>, [<math>v_{\text{dyn,RS}}</math>] = mm</p> $v_{\text{dyn,RS}} = \Phi_{\text{dyn,RS},0} + \Phi_{\text{dyn,RS},1} \cdot x_s + \Phi_{\text{dyn,RS},2} \cdot x_s^2$
<p>Faktor <math>\Phi_{\text{dyn,RS},0}</math>, [<math>\Phi_{\text{dyn,RS},0}</math>] = mm</p> $\Phi_{\text{dyn,RS},0} = 1,1291 \cdot \frac{\text{mm}}{\text{kPa}} \cdot p_v - 0,00844 \cdot \frac{\text{mm}}{\text{kPa}^2} \cdot p_v^2$
<p>Faktor <math>\Phi_{\text{dyn,RS},1}</math>, [<math>\Phi_{\text{dyn,RS},1}</math>] = 1</p> $\Phi_{\text{dyn,RS},1} = 0,00446 \cdot \frac{1}{\text{kPa}} \cdot p_v + 0,000626 \cdot \frac{1}{\text{kPa}^2} \cdot p_v^2$
<p>Faktor <math>\Phi_{\text{dyn,RS},2}</math>, [<math>\Phi_{\text{dyn,RS},2}</math>] = 1/mm</p> $\Phi_{\text{dyn,RS},2} = 0,00000009 \cdot \frac{1}{\text{kPa} \cdot \text{mm}} \cdot p_v - 0,00000018 \cdot \frac{1}{\text{kPa}^2 \cdot \text{mm}} \cdot p_v^2$

Tabelle A 5.4: Dynamische Einsinkungsfunktion und Faktoren für das Raupensegment mit Stegteilung 240mm als Kennfeld in Abhängigkeit des Scherweges  $x_s$  und der Bodenbelastung  $p_v$ , Bentonit mit Wassergehalt von  $w = 105,91$  Gew.-%

### Scherspannungs-Scherweg-Kennfeld Raupensegment, Stegabstand 120 mm

Funktion und Kennwerte
<p>IKS-Funktion <math>\tau_{IKS}</math>, [<math>\tau_{IKS}</math>] = kPa</p> $\tau_{IKS,RS} = \left\{ C_{E,RS} \cdot e^{-k_{RS} \cdot x_s} + \tau_{R,RS} \right\} \cdot \frac{1 - e^{-10 \cdot \lambda_{RS} \cdot x_s}}{1 + \Lambda_{RS} \cdot e^{-\lambda_{RS} \cdot x_s}}$
<p>Eigenfaktor <math>C_{E,RS}</math>, [<math>C_{E,RS}</math>] = kPa</p> $C_{E,RS} = -0,0203 \frac{p_v^2}{\text{kPa}} - 0,0633 \cdot p_v + 3,915 \text{ kPa}$
<p>Glättungsfaktor <math>k</math>, [<math>k</math>] = 1/mm</p> $k_{RS} = -0,000033 \cdot \frac{1}{\text{kPa}^2 \cdot \text{mm}} \cdot p_v^2 - 0,00058 \cdot \frac{1}{\text{kPa} \cdot \text{mm}} \cdot p_v + 0,0164 \cdot \frac{1}{\text{mm}}$
<p>Restscherfestigkeit <math>\tau_{R,RS}</math>, [<math>\tau_{R,RS}</math>] = kPa</p> $\tau_{R,RS} = -0,0250 \cdot \frac{1}{\text{kPa}} \cdot p_v^2 + 0,3486 \cdot p_v + 0,9870 \text{ kPa}$
<p>Hilfsparameter <math>\Lambda_{RS}</math>, [<math>\Lambda_{RS}</math>] = 1</p> $\Lambda_{RS} = 0,1949 \cdot \frac{1}{\text{kPa}^2} \cdot p_v^2 - 2,095 \cdot \frac{1}{\text{kPa}} \cdot p_v + 15,646$
<p>Hilfsparameter <math>\lambda_{RS}</math> [<math>\lambda_{RS}</math>] = 1/mm</p> $\lambda_{RS} = 0,00240 \cdot \frac{1}{\text{kPa}^2 \cdot \text{mm}} \cdot p_v^2 - 0,0292 \cdot \frac{1}{\text{kPa} \cdot \text{mm}} \cdot p_v + 0,3910 \cdot \frac{1}{\text{mm}}$

Tabelle A 5.5: IKS-Funktion mit Kennwerten für Raupensegment mit 120 mm Stegabstand als Kennfeld in Abhängigkeit des Scherweges  $x_s$  und der Bodenbelastung  $p_v$  in Bentonit bei einem Wassergehalt von  $w = 100$  Gew.-%

### Dynamisches Einsinkungskennfeld Raupensegment, Stegteilung 120 mm

Funktion and Faktoren
<p>Dynamische Einsinkungsfunktion <math>v_{\text{dyn,RS}}</math>, [<math>v_{\text{dyn,RS}}</math>] = mm</p> $v_{\text{dyn,RS}} = \Phi_{\text{dyn,RS},0} + \Phi_{\text{dyn,RS},1} \cdot x_s + \Phi_{\text{dyn,RS},2} \cdot x_s^2$
<p>Faktor <math>\Phi_{\text{dyn,RS},0}</math>, [<math>\Phi_{\text{dyn,RS},0}</math>] = mm</p> $\Phi_{\text{dyn,RS},0} = 2,8676 \cdot \frac{\text{mm}}{\text{kPa}} \cdot p_v - 0,1707 \cdot \frac{\text{mm}}{\text{kPa}^2} \cdot p_v^2$
<p>Faktor <math>\Phi_{\text{dyn,RS},1}</math>, [<math>\Phi_{\text{dyn,RS},1}</math>] = 1</p> $\Phi_{\text{dyn,RS},1} = 0,00353 \cdot \frac{1}{\text{kPa}} \cdot p_v + 0,000714 \cdot \frac{1}{\text{kPa}^2} \cdot p_v^2$
<p>Faktor <math>\Phi_{\text{dyn,RS},2}</math>, [<math>\Phi_{\text{dyn,RS},2}</math>] = 1/mm</p> $\Phi_{\text{dyn,RS},2} = 0,00000306 \cdot \frac{1}{\text{kPa} \cdot \text{mm}} \cdot p_v - 0,00000015 \cdot \frac{1}{\text{kPa}^2 \cdot \text{mm}} \cdot p_v^2$

Tabelle A 5.6: Dynamische Einsinkungsfunktion und Faktoren für das Raupensegment mit Stegteilung 120 mm als Kennfeld in Abhängigkeit des Scherweges  $x_s$  und der Bodenbelastung  $p_v$ , Bentonit mit Wassergehalt von  $w = 106,72$  Gew.-%



**Sofort-Setzung und zeitliche Setzung Raupensegment  
(Stegteilung 240 mm und 120 mm)**

Funktion und Faktoren
<p>Sofort-Setzung <math>v_{\text{spon,RS}}</math>, [<math>v_{\text{spon,RS}}</math>] = mm</p> $v_{\text{spon,RS}} = 0,0335 \cdot \frac{\text{mm}}{\text{kPa}^2} \cdot p_v^2 + 0,343 \cdot \frac{\text{mm}}{\text{kPa}} \cdot p_v$
<p>zeitliche Setzung <math>v_{t,RS}</math> [<math>v_{t,RS}</math>] = mm, Zeit t in Minuten</p> $v_{t,RS} = \Phi_{t,RS,1} \cdot \ln(\Phi_{t,RS,2} \cdot t + 1)$
<p>Faktor der zeitl. Setzung <math>\Phi_{t,RS,1}</math> [<math>\Phi_{t,RS,1}</math>] = mm</p> $\Phi_{t,RS,1} = 0,197 \cdot \frac{\text{mm}}{\text{kPa}} \cdot p_v$
<p>Faktor der zeitl. Setzung <math>\Phi_{t,RS,2}</math>, [<math>\Phi_{t,RS,2}</math>] = 1/min</p> $\Phi_{t,RS,2} = -0,517 \cdot \frac{1}{\text{kPa}} \cdot p_v + 6,603$

Tabelle A 5.7: Sofort-Setzung des Raupensegmentes (Stegabstand 120 mm und 240mm) in Abhängigkeit der Bodenbelastung  $p_v$ , Bentonit mit Wassergehalt von  $w = 106,72$  Gew.-%

## Anhang 6.1 Widerstandskräfte an der Abbaumaschine

### Verdrängungswiderstand

Beim Befahren weicher Böden mit einem Raupenfahrzeug sinken die Raupen um einen bestimmten Betrag in den Boden ein und es bilden sich Fahrspuren. An dem verdrängten Boden wird Arbeit verrichtet. Im Falle eines stationären Fahrzustandes wird vereinfachend davon ausgegangen, dass jedes überfahrene Bodenelement ausgehend von der Fronteinsenkung  $v_{\text{vor}}$  bis auf die Heckeinsenkung  $v_{\text{hi}}$  vertikal in den Boden gedrückt wird (Bild A 6.1). Der Widerstand, der durch die Fronteinsenkung beim Einlauf der Raupen in den Boden entsteht, wird Bugwiderstand genannt und wird gesondert betrachtet.

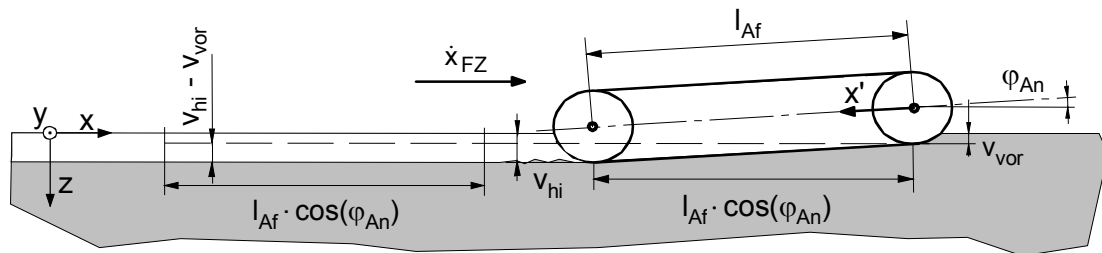


Bild A 6.1: Bildung einer Fahrspur durch Raupeneinsenkung

Ein unter einem Flächeninkrement  $dA = dy \cdot dx' \cdot \cos(\varphi_{An})$  der Fahrzeugraupe liegendes Bodenelement wird mit der vertikalen Bodenbelastung  $p_{FZ}$  um das Weginkrement  $dz$  in den Boden gedrückt, wobei die inkrementelle Arbeit  $dW_V$  verrichtet wird.

$$dW_V = p_{FZ} \cdot dx' \cdot \cos(\varphi_{An}) \cdot dy \cdot dz \quad (\text{A 6.1.1})$$

mit:  $dy$  = Längeninkrement in Querrichtung  
 $dx'$  = Längeninkrement der fahrzeugfesten Koordinate  $x'$

Das Integral über der Aufstandsfläche der Raupen und dem gesamten Einsinkweg ergibt die Verdrängungsarbeit  $W_V$  in vertikaler Richtung.

$$W_V = \int_{v_{\text{vor}}}^{v_{\text{hi}}} \int_0^{l_{Af}} \int_0^{2 \cdot b_{RP}} p_{FZ} \cdot dy \cdot dx' \cdot \cos(\varphi_{An}) \cdot dz \quad (\text{A 6.1.2})$$

mit:  $b_{RP}$  = Breite einer Raupe  
 $l_{Af}$  = Abstandslänge des Fahrzeuges

Mit der Gewichtskraft des Fahrzeuges unter Auftrieb  $F_{G,FZ}$  ergibt sich die mittlere vertikale Bodenbelastung  $p_{FZ}$  unter der Abstandfläche der Raupen zu:

$$p_{FZ} = \frac{F_{G,FZ}}{A_{Af}} = \frac{F_{G,FZ}}{2 \cdot b_{RP} \cdot l_{Af} \cdot \cos(\varphi_{An})} \quad (\text{A 6.1.3})$$

Weiterhin wird von einem Fahrwerk ausgegangen, bei dem der Anstellwinkel  $\varphi_{An}$  an allen Stellen des Bodenkontaktes den gleichen Wert hat, d.h. die Einsinkung  $v$  kann damit als lineare Funktion der fahrzeugfesten Längskoordinate  $x'$  dargestellt werden. Mit diesen Vereinfachungen kann die Verdrängungsarbeit in Abhängigkeit der Front- und der Heckeneinsinkung ausgedrückt werden.

$$W_V = \int_{v_{vor}}^{v_{hi}} \int_0^{l_{Af}} \int_0^{2 \cdot b_{RP}} \frac{F_{G,FZ}}{2 \cdot b_{RP} \cdot l_{Af} \cdot \cos(\varphi_{An})} \cdot dy \cdot dx' \cdot \cos(\varphi_{An}) \cdot dz \quad (\text{A 6.1.4})$$

$$W_V = \int_{v_{vor}}^{v_{hi}} F_{G,FZ} \cdot dz = F_{G,FZ} \cdot (v_{hi} - v_{vor}) \quad (\text{A 6.1.5})$$

Die Verdrängungsarbeit kann als das Produkt eines horizontal gerichteten – für die Aufbringung der Verdrängungsarbeit notwendigen – Verdrängungswiderstands  $F_V$  und dem Weg  $l_{Af} \cdot \cos(\varphi_{An})$  gesehen werden, der zur Erzeugung der Fahrspur zurückgelegt werden muß /16/:

$$F_V \cdot l_{Af} \cdot \cos(\varphi_{An}) = W_V = F_{G,FZ} \cdot (v_{hi} - v_{vor}) \quad (\text{A 6.1.6})$$

Der Verdrängungswiderstand  $F_V$  verbraucht einen Teil der verfügbaren Traktionskraft für die Verdrängungsarbeit und ist deshalb als äußere Widerstandskraft zu sehen.

$$F_V = \frac{F_{G,FZ}}{l_{Af} \cdot \cos(\varphi_{An})} \cdot (v_{hi} - v_{vor}) \quad (\text{A 6.1.7})$$

Aus den experimentellen dynamischen Einsinkungsversuchen dieser Arbeit geht hervor, dass die Anstellung des Fahrzeuges selbst bei großen Antriebsschlupfwerten so klein ist, dass der Kosinus des Anstellwinkels stets als 1 angenommen werden kann. Damit vereinfacht sich Gleichung A 6.1.7 zu:

$$F_V = \frac{F_{G,FZ}}{l_{Af}} \cdot (v_{hi} - v_{vor}) \quad (\text{A 6.1.8})$$

### Bugwiderstand

Grundsätzlich ist der Bugwiderstand eine der Fahrtrichtung entgegen gesetzte Kraft, die durch Verdrängung und Aufschieben von Boden im Einlaufbereich der Raupe entsteht. Im Rahmen dieser Arbeit wird der Bugwiderstand als aus einer horizontalen und einer vertikalen Komponente bestehend gesehen. Der Einfluss der Raupenstege wird hier vernachlässigt. Die horizontale Komponente des Bugwiderstandes  $F_{h,Bug}$  ergibt sich aus den horizontalen Komponenten des mittleren Bodendruckes im Bereich des Raupeneinlaufes (Bild A 6.2), der hier als radial wirkend angenommen wird.

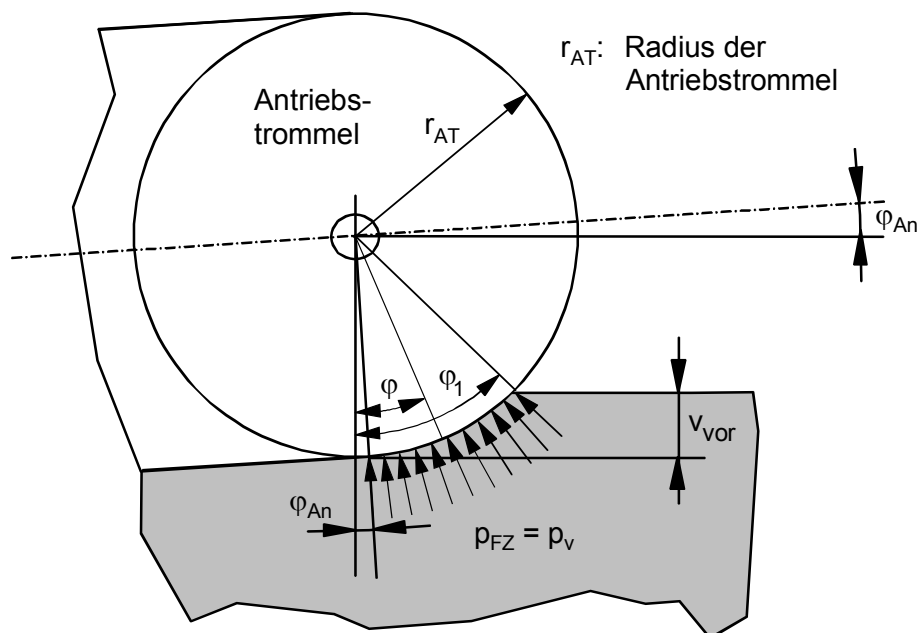


Bild A 6.2 Angenommener Bodendruck am Raupeneinlauf

Nach Merhof /7/ hat der Bugwiderstand zwei Komponenten, die durch den Verdrängungswiderstand und die innere Reibung des Bodens bedingt sind. Bekker /13/

errechnet aus der vertikalen Verdrängungsarbeit, die beim Einlauf der Raupe in den Boden verrichtet wird, eine äquivalente horizontale Widerstandskraft. Zusätzlich berechnet er einen „Bulldozing“-Widerstand mit der Vorstellung des passiven Erddruckes. Dabei übt der eingesunkene vordere Teil der Fahrzeugraupe nach vorne in horizontaler Richtung Druck aus. Die Größe dieses Druckes und die Form der Gleitlinien vor der Raupe werden mit der Erddrucktheorie im plastischen Grenzzustand nach Terzaghi berechnet.

Das Inkrement  $dF_{h,Bug}$  ergibt sich hier aus dem Produkt der horizontal wirkenden Druckkomponente mit dem Flächenelement  $dA = 2 \cdot b_{RP} \cdot r_{AT} \cdot d\varphi$ .

$$dF_{h,Bug} = p_{FZ} \cdot \sin(\varphi) \cdot dA = p_{FZ} \cdot \sin(\varphi) \cdot 2 \cdot b_{RP} \cdot r_{AT} \cdot d\varphi \quad (\text{A 6.1.9})$$

$$F_{h,Bug} = 2 \cdot b_{RP} \cdot r_{AT} \cdot \int_{\varphi_{An}}^{\varphi_1} p_{FZ} \cdot \sin(\varphi) \cdot d\varphi \quad (\text{A 6.1.10})$$

Als Bodenbelastung wird, wie beim Verdrängungswiderstand, die mittlere Bodenbelastung  $p_{FZ}$  unter den Fahrzeugraupen angenommen. Einlauf und Auslauf des Raupenbandes werden für die Berechnung des mittleren Bodendruckes vernachlässigt.

$$p_{FZ} = \frac{F_{G,FZ}}{2 \cdot b_R \cdot l_{Af} \cdot \cos(\varphi_{An})} \quad (\text{A 6.1.11})$$

Die horizontale Bugwiderstandskomponente ergibt sich aus Gleichung A 6.1.10 unter Berücksichtigung des mittleren Bodendruckes zu

$$F_{h,Bug} = \frac{r_{AT}}{l_{Af} \cdot \cos(\varphi_{An})} \cdot F_{G,FZ} \cdot (\cos(\varphi_{An}) - \cos(\varphi_1)) \quad (\text{A 6.1.12})$$

Ähnlich wie bei dem Verdrängungswiderstand, kann auch an dem Raupeneinlauf eine Verdrängungsarbeit ( $W_{V,Bug}$ ) bestimmt werden. Ein unter dem Flächeninkrement  $dA$  der Fahrzeugraupe liegendes Bodenelement wird mit dem vertikalen Bodendruckanteil

$p_{FZ} \cdot \cos(\varphi)$  um das Weginkrement  $dz$  in den Boden gedrückt wobei die inkrementelle Arbeit  $dW_{V,Bug}$  verrichtet wird.

$$dW_{V,Bug} = p_{FZ} \cdot \cos(\varphi) \cdot dA \cdot dz \quad (\text{A 6.1.13})$$

$$dW_{V,Bug} = p_{FZ} \cdot \cos(\varphi) \cdot 2 \cdot b_{RP} \cdot r_{AT} \cdot d\varphi \cdot dz \quad (\text{A 6.1.14})$$

$$W_{V,Bug} = 2 \cdot b_{RP} \cdot r_{AT} \cdot \int_0^{v_{vor}} \int_{\varphi_{An}}^{\varphi_1} p_{FZ} \cdot \cos(\varphi) \cdot d\varphi \cdot dz \quad (\text{A 6.1.15})$$

$$W_{V,Bug} = 2 \cdot b_{RP} \cdot r_{AT} \cdot v_{vor} \cdot p_{FZ} \cdot (\sin(\varphi_1) - \sin(\varphi_{An})) \quad (\text{A 6.1.16})$$

Wie bei der Umrechnung der Verdrängungsarbeit  $W_V$  (Gleichung A 6.1.6) in eine horizontale Kraft, kann auch hier eine horizontale Ersatzkraft ( $F_{V,Bug}$ ) bestimmt werden, die der Traktionskraft entgegenwirkt. Auch hier kann die Verdrängungsarbeit als das Produkt eines horizontal gerichteten – für die Aufbringung der Verdrängungsarbeit notwendigen – Verdrängungswiderstands  $F_{V,Bug}$  und dem Weg  $r_{AT} \cdot (\sin(\varphi_1) - \sin(\varphi_{An}))$  gesehen werden, der zur Erzeugung Bugverdrängung zurückgelegt werden muss:

$$\begin{aligned} W_{V,Bug} &= 2 \cdot b_{RP} \cdot r_{AT} \cdot v_{vor} \cdot p_{FZ} \cdot (\sin(\varphi_1) - \sin(\varphi_{An})) \\ &= F_{V,Bug} \cdot r_{AT} \cdot (\sin(\varphi_1) - \sin(\varphi_{An})) \end{aligned} \quad (\text{A 6.1.17})$$

$$F_{V,Bug} = 2 \cdot b_{RP} \cdot v_{vor} \cdot p_{FZ} = 2 \cdot b_{RP} \cdot v_{vor} \cdot \frac{F_{G,FZ}}{2 \cdot b_{RP} \cdot l_{Af} \cdot \cos(\varphi_{An})} \quad (\text{A 6.1.18})$$

$$F_{V,Bug} = v_{vor} \cdot \frac{F_{G,FZ}}{l_{Af} \cdot \cos(\varphi_{An})} \quad (\text{A 6.1.19})$$

Der gesamte Bugwiderstand  $F_{Bug}$  wird als die Summe aus horizontaler Bugwiderstandskomponente  $F_{h,Bug}$  und der Ersatzkraft  $F_{V,Bug}$  gesehen:

$$F_{\text{Bug}} = F_{h,\text{Bug}} + F_{V,\text{Bug}} = r_{\text{AT}} \cdot \frac{F_{G,\text{FZ}}}{l_{\text{Af}} \cdot \cos(\varphi_{\text{An}})} \cdot (\cos(\varphi_{\text{An}}) - \cos(\varphi_1)) + v_{\text{vor}} \cdot \frac{F_{G,\text{FZ}}}{l_{\text{Af}} \cdot \cos(\varphi_{\text{An}})} \quad (\text{A 6.1.20})$$

$$F_{\text{Bug}} = \frac{F_{G,\text{FZ}}}{l_{\text{Af}} \cdot \cos(\varphi_{\text{An}})} \cdot (v_{\text{vor}} + r_{\text{AT}} \cdot (\cos(\varphi_{\text{An}}) - \cos(\varphi_1))) \quad (\text{A 6.1.21})$$

Mit  $\cos(\varphi_1) = \cos(\varphi_{\text{An}}) - \frac{v_{\text{vor}}}{r_{\text{AT}}}$  (aus Bild A 6.2) ergibt sich der Bugwiderstand zu:

$$F_{\text{Bug}} = \frac{2 \cdot v_{\text{vor}} \cdot F_{G,\text{FZ}}}{l_{\text{Af}} \cdot \cos(\varphi_{\text{An}})} \quad (\text{A 6.1.22})$$

Wie beim Verdrängungswiderstand kann der Kosinus des Anstellwinkels stets als 1 angesetzt werden. Weiterhin wird der Bugwiderstand mit einem Zuschlagsfaktor (1,05) versehen, der die zeitliche Einsinkung während des Überfahrens des Bodens berücksichtigt. Damit wird Gleichung A 6.1.22 zu:

$$F_{\text{Bug}} = \frac{2 \cdot v_{\text{vor}} \cdot F_{G,\text{FZ}}}{l_{\text{Af}}} \cdot 1,05 \quad (\text{A 6.1.23})$$

### Widerstände an der Sammeleinrichtung

Der Sammelwiderstand ist unter anderem abhängig von dem Konzept der Sammeleinrichtung. Man unterscheidet zwischen mechanischen, hybriden und fluidischen Kollektoren. Mechanische Kollektoren, wie der vom IKS vorgeschlagene Rechenkollektor /3,76/ sammeln die Manganknollen mechanisch ein und führen sie mit einem Stetigförderer ab. Hybridkollektoren nutzen Strömungskräfte kombiniert mit mechanischen Kräften zum Sammeln der Manganknollen. Rein fluidische Kollektoren lösen und transportieren die Manganknollen allein mit hydrodynamischen Kräften. Durch geeignet angeordnete Wasserdüsen, durch die Wasser mit hohem Druck auf das Sediment und die Manganknollen geleitet wird, werden die Manganknollen gelöst. Das Manganknollen-Wasser-Sediment-Gemisch wird durch Absaugung zu der nächsten Förderstufe transportiert.

Wesentlicher Bodenparameter, der den Sammelwiderstand eines mechanischen Kollektors beeinflusst, ist die Festigkeit der obersten Bodenschicht und außerdem die Tie-

fe des Eindringens von Teilen des Kollektors in diese Schicht. Für die Abschätzung der Sammelkräfte wird für die Simulationsbetrachtungen ein einfaches Modell zugrunde gelegt, welches die Schnittkräfte des in Bild A 6.3 gezeigten mechanischen Kollektorprinzips berücksichtigt.

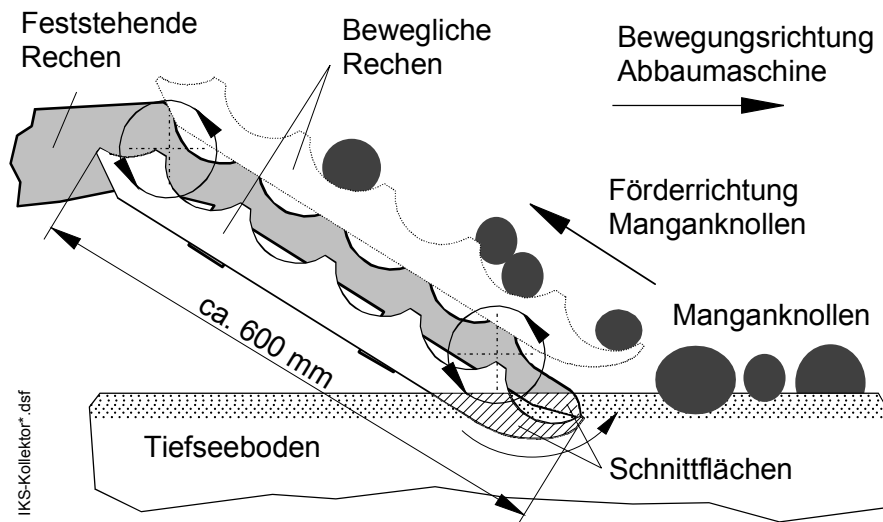


Bild A 6.3: Prinzip des mechanischen IKS-Kollektors /3,76/

Bei dem skizzierten Kollektorprinzip befindet sich zwischen einem feststehenden Rechen ein beweglicher Rechen, der von unten aus dem Boden kommend durch den feststehenden Rechen greift und die Manganknollen aufnimmt. Sodann befördert der bewegliche Rechen die Manganknollen über den festen Rechen hinaus und in Richtung des Fahrzeuges und verschwindet wieder zwischen den Zinken des feststehenden Rechens. Die zunächst vom beweglichen Rechen aufgenommenen Manganknollen kommen dabei auf dem festen Rechen zu liegen und werden mit dem nächsten Hub des beweglichen Rechens wieder angehoben und so Hub für Hub in Richtung nächsten Förderstufe transportiert.

Die durch den Boden schneidenden feststehenden und beweglichen Rechen verursachen Schnitt- und Adhäsionsspannungen  $\tau_{\text{Sam}}$  an den Berührungsflächen zwischen Boden und Kollektor. Diese Spannungen werden als an den seitlichen Berührungsflächen der Rechen wirkend angenommen, entgegen der Bewegungsrichtung der Abbaumaschine. Die Berührungsflächen werden mit einer Größe von  $A_{\text{Sam}} = 0,915 \text{ m}^2$  für drei Sammeleinrichtungen am Fahrzeug angesetzt.  $\tau_{\text{Sam}}$  wird im Rahmen dieser Arbeit der Scherbruchspannung der oberen Bodenschicht  $\tau_{\text{B},1}$  gleichgesetzt. Eine Geschwindigkeitsabhängigkeit des Sammelwiderstandes wird entsprechend der in Kapitel 4.2 ermittelten Korrekturfunktion für den Geschwindigkeitseinfluss (Gl. 4.6 mit  $x_{\text{S}}^{\text{n}} = 0$  und  $\dot{x}_{\text{S}} = 150 \text{ mm/s}$ ) berücksichtigt.



$$F_{\text{Sam}} = A_{\text{Sam}} \cdot \tau_{\text{Sam}} \cdot R_{\dot{x}} = 0,915 \text{ m}^2 \cdot 3,12 \text{ kPa} \cdot 1,553 = 4,43 \text{ kN} \quad (\text{A 6.1.24})$$

Der hier angegebene Wert kann nur als grobe Schätzung dienen, da bisher keine Daten des Sammelwiderstandes eines Kollektors mit diesem Sammelprinzip vorliegen.

Gleichwohl sind Kollektoren mit dem beschriebenen Prinzip durch das National Institute of Ocean Technology (NIOT), Chennai, Indien realisiert worden. Die Auslegung des hydraulischen Antriebes der beweglichen Rechen ergibt einen vergleichsweise sehr geringen Leistungsbedarf von maximal 6,7 kW pro Sammeleinrichtung /77/.

Durch eine automatische Positionierung der Sammeleinrichtung auf konstante Schnitttiefe wird der Sammelwiderstand als unabhängig von der Setzung des Fahrzeuges angenommen. Für die praktische Bestimmung der Sammelkräfte an dem Raupenfahrzeug wird aus Gründen der Genauigkeit und Reproduzierbarkeit die direkte Messung der Kräfte an den Aktuatoren zur Positionierung des Kollektors während des Sammelvorganges vorgeschlagen. Zur Reinigung der Knollen und zur Verminderung der Scherwiderstände des Bodens kann der feststehende Rechen mit einem Vibrationsantrieb versehen werden. Weiterhin ist eine Verminderung der Scherwiderstände durch reibungsmindernde Oberflächenbeschichtungen denkbar.

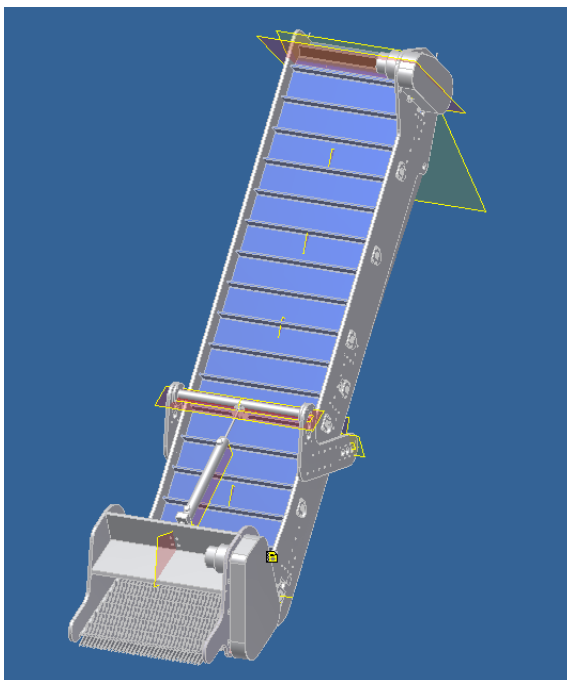


Bild A 6.4: Mechanischer Kollektor des NIOT (mit freundl. Genehmigung der Deep Sea Technology and Ocean Mining Group, NIOT, Ministry of Earth Sciences, Govt. of India)

## Strömungswiderstand

In den Strömungswiderstand gehen die Dichte des Tiefseewassers  $\rho_w$ , die Anströmfläche  $A_{FZ,yz}$  der Abbaumaschine in Bewegungsrichtung, der Widerstandsbeiwert  $C_{Str}$  und die Anströmungsgeschwindigkeit ein. Die Anströmungsgeschwindigkeit ergibt sich aus der Differenz zwischen der Absolutgeschwindigkeit  $\dot{x}_{FZ}$  und der Strömungsgeschwindigkeitskomponente des Wassers in Bewegungsrichtung des Raupenfahrzeuges  $\dot{x}_{w,x}$ .

$$F_{Str} = \frac{1}{2} \cdot \rho_w \cdot A_{FZ,yz} \cdot |\dot{x}_{FZ} - \dot{x}_{w,x}| \cdot (\dot{x}_{FZ} - \dot{x}_{w,x}) \cdot C_{Str} \quad (A\ 6.1.25)$$

In den Widerstandsbeiwert  $C_{Str}$  geht im Rahmen dieser Arbeit nur die Anströmung des Fahrzeuges ein. Die Erhöhung des Strömungswiderstandes durch die Raupenbewegung ist nach Rehorn in ihrer Größe /10/ erheblich. Da sie sich jedoch nur auf die Erhöhung der Antriebsleistung auswirkt, wird sie hier nicht als äußere, den Traktionsüberschuss vermindernde Widerstandskraft gesehen. Der Widerstandsbeiwert für die Anströmung ist von Rehorn experimentell und detailliert mit dem IKS Tiefseefahrzeug ermittelt worden. Er wird mit einem Wert von  $C_{Str} = 3,3$  angegeben und in diese Arbeit als konstanter Wert übernommen. Simulationsrechnungen von Kim /9/ verwenden Widerstandsbeiwerte von  $2 \leq C_{Str} \leq 10$ , die allerdings nicht aus detaillierten Messungen zu begründen sind.

## Strangwiderstände

Die Strangkraft  $F_U$  ist die Kraft, die an dem Verbindungsstrang des Fahrzeuges zum Mutterschiff in der mechanischen Anbindung an das Fahrzeug wirkt. Sie wird im Wesentlichen durch Strömungs- und Auftriebskräfte am Strang verursacht. Die Widerstände, die durch die Anströmung des Förderstranges (Umbilical) entstehen, sind von der Absolutgeschwindigkeit der Abbaumaschine und der Strömungsgeschwindigkeit des Wassers abhängig. Nach Grebe können die Strangkräfte je nach Strömungsbedingungen im dreistelligen kN-Bereich liegen /64/.

Die Strangkraft wird aufgeteilt in eine horizontale Komponente  $F_{U,x}$ , die einen direkten Fahrwiderstand darstellt und eine vertikale Komponente  $F_{U,z}$ , die Einfluss auf die dyna-

mische Einsinkung und die Setzung der Abbaumaschine hat. Zur Bestimmung von  $F_{U,x}$  und  $F_{U,z}$  werden die Zugkraft im Förderstrang  $F_U$  und der Neigungswinkel der kardani-schen Aufhängung  $\varphi_U$  (Bild 6.7) des Fahrzeuges am Förderstrang gemessen /3/.

Im Rahmen dieser Arbeit wird nur der Strangwinkel in x-Richtung berücksichtigt.  $F_{U,x}$  und  $F_{U,z}$  ergeben sich zu:

$$F_{U,x} = F_U \cdot \sin(\varphi_U) , \quad (\text{A 6.1.26})$$

$$F_{U,z} = F_U \cdot \cos(\varphi_U) , \quad (\text{A 6.1.27})$$

wobei  $F_{U,x} = 15 \text{ kN}$  und  $F_{U,z} = 0$  gesetzt werden.

### Steigungswiderstand

Der Steigungswiderstand entsteht durch die Neigung der Bodenoberfläche aus der Horizontalen. Die senkrecht wirkende Gewichtskraft bewirkt mit der geneigten Boden-oberfläche einen Steigungswiderstand  $F_{\text{Stg}}$ , der entgegen des Gradienten der Boden-neigung parallel zur Bodenoberfläche wirkt:

$$F_{\text{Stg}} = F_{G,FZ} \cdot \sin(\varphi_{\text{BN}}) , \quad (\text{A 6.1.28})$$

mit  $F_{G,FZ}$ : Gewichtskraft des Fahrzeuges unter Auftrieb,  
 $\varphi_{\text{BN}}$  : Bodenneigungswinkel.