FORSCHUNGSBERICHTE DES LANDES NORDRHEIN-WESTFALEN

Nr. 2442

**Herausgegeben im Auftrage des Ministerpräsidenten Heinz Kühn
vom Minister für Wissenschaft und Forschung Johannes Rau**

Dr. -Ing. Jürgen Altes

Institut für Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik
der Rhein. - Westf. Techn. Hochschule Aachen

Formänderungen und Bruch von Schluff unter schmalen Streifenfundamenten

(Deformations and Failure of Silt
under narrow Strip Footings)
with an English Preface and Summary

Westdeutscher Verlag 1974

D 82 (Diss. T. H. Aachen)

© 1974 by Westdeutscher Verlag GmbH, Opladen
Gesamtherstellung: Westdeutscher Verlag

ISBN-13: 978-3-531-02442-4 e-ISBN-13: 978-3-322-88275-2
DOI: 10.1007/978-3-322-88275-2

<u>Inhalt</u>	Seite
Formelzeichen und Abkürzungen	VIII
Vorwort von o. Professor Dr.-Ing. Edgar Schultze with an English translation	XV
1. Einleitung	1
1.1. Ziel der Arbeit	1
1.2. Aufbau der Arbeit	2
<u>Teil I</u>	
2. Problemgeschichte	3
2.1. elastischer Bereich	3
2.1.1. Definition	3
2.1.2. Elastizitätsparameter	3
2.1.3. Eigenschaften des elastischen Körpers	6
2.1.3.1. Isotropie	6
2.1.3.2. Homogenität	8
2.1.3.3. Linearität	9
2.1.4. Grundgleichungen für den ebenen Formänderungszustand	9
2.1.5. Spannungen	12
2.1.5.1. Modelle	12
2.1.5.1.1. Boden als Kontinuum	12
2.1.5.1.2. Boden als Diskontinuum	13
2.1.5.1.2.1. Kugeln	13
2.1.5.1.2.2. Finite Elemente	13
2.1.5.2. Spannungsverteilung unter einem starren Streifenfundament	14
2.1.5.2.1. Belastung auf der Halbraumober- fläche	14
2.1.5.2.1.1. isotroper Halbraum	14
2.1.5.2.1.1.1. starres Fundament	14
2.1.5.2.1.1.2. kennzeichnender Punkt	15
2.1.5.2.1.2. modifizierter Halb- raum	22
2.1.5.2.1.3. anisotroper Halbraum	22
2.1.5.2.2. Belastung im Halbraum	24
2.1.5.2.2.1. geschlitzter Halb- raum	25
2.1.5.2.2.2. geschlossener Halb- raum	26
2.1.5.2.3. Belastung einer begrenzten Schicht	27
2.1.6. Verformungen	30
2.1.6.1. Arten	30
2.1.6.2. Grundgleichungen	30
2.1.6.3. Einflußbeiwerte für die Setzungen eines starren Streifenfundaments	31

II

	Seite
2.1.6.3.1. Belastung auf der Halbraum- oberfläche	32
2.1.6.3.1.1. isotroper Halbraum	32
2.1.6.3.1.1.1. starres Fundament	32
2.1.6.3.1.1.2. kennzeichnender Punkt	32
2.1.6.3.1.2. modifizierter Halb- raum	34
2.1.6.3.1.3. anisotroper Halb- raum	34
2.1.6.3.2. Belastung im Halbraum	34
2.1.6.3.3. Belastung einer begrenzten Schicht	36
2.1.7. wirksame Schichtstärke	36
2.1.7.1. Einflüsse auf die wirksame Schichtstärke	36
2.1.7.1.1. Bodeneigenschaften	38
2.1.7.1.1.1. Strukturwiderstand	38
2.1.7.1.1.2. Anfangsgradiente	38
2.1.7.1.1.3. Zusammendrückbar- keit	40
2.1.7.1.1.4. Überverdichtung bindiger Böden	40
2.1.7.1.2. Einflüsse aus der Belastung	40
2.1.7.1.2.1. Größe der Belastung	41
2.1.7.1.2.2. Größe der Bela- stungsfläche	41
2.1.7.1.2.3. Form der Belastungs- fläche	44
2.1.7.1.2.4. Gründungstiefe	46
2.1.7.2. Größe der wirksamen Schichtstärke	46
2.1.7.2.1. Festlegung aufgrund von Erfah- rungen	48
2.1.7.2.2. Festlegung der Grenzspannung	48
2.2. elastoplastischer Bereich	48
2.2.1. Brucharten	52
2.2.2. Einflüsse auf die Bruchart	54
2.2.2.1. Bodenart	54
2.2.2.1.1. Konsistenz	54
2.2.2.1.2. Zusammendrückbarkeit	54
2.2.2.1.3. Bodenstruktur	55
2.2.2.2. Fundamentart	56
2.2.2.2.1. Einbindetiefe	56
2.2.2.2.2. Fundamentgröße	56
2.2.2.2.3. Fundamentform	56
2.2.2.3. Belastungsart	57
2.2.2.3.1. Spannung	57
2.2.2.3.2. Belastungsgeschwindigkeit	57

III

	Seite
2.2.3. Berechnung der Tragfähigkeit	57
2.2.3.1. Verfahren, ausgehend von der Elastizitätstheorie	57
2.2.3.2. Verfahren, ausgehend von der Plastizitätstheorie	60
2.2.3.3. Kombination von Elastizitäts- und Plastizitätstheorie	62
2.2.3.3.1. Verdrängungstheorie	62
2.2.3.3.2. Ausdehnung von Hohlräumen	65
2.2.3.3.3. Verdrückungstheorie	69
3. Aufgabenstellung	71
<u>Teil II</u>	
4. Anordnung der Versuche	72
4.1. Rechteckfundamente	72
4.1.1. Großversuche im Erddruckkasten	72
4.1.2. Kleinversuche	74
4.2. Kreisfundamente	76
5. Untersuchungsprogramm	77
5.1. Laborversuche	77
5.2. Belastungsversuche	78
5.2.1. Rechteckfundamente	78
5.2.1.1. Großversuche im Erddruckkasten	78
5.2.1.2. Kleinversuche	78
5.2.2. Kreisfundamente	81
5.2.2.1. Lastplattenversuch im Erddruckkasten	81
5.2.2.2. Lastplattenversuche im Feld	81
6. Versuchseinrichtungen für die Belastungsversuche	82
6.1. Großversuche im Erddruckkasten	82
6.1.1. Versuche mit Rechteckfundamenten	82
6.1.1.1. Fundamentblöcke	82
6.1.1.2. Belastungseinrichtung	84
6.1.1.2.1. Widerlager	84
6.1.1.2.2. Druckkörper	84
6.1.1.2.3. Druckübertragung auf die Fundamente	84
6.1.1.3. Meßeinrichtungen	88
6.1.1.3.1. Druckmessung	88
6.1.1.3.2. Kraftmessung	88
6.1.1.3.3. Messung der lotrechten Verformungen	90
6.1.1.3.3.1. Meßuhren	90
6.1.1.3.3.2. Anordnung der Meßuhren und der Meßbrücken	90
6.1.1.3.3.3. waagerechte Streifen im Boden	93

	Seite
6.1.1.3.4. Messung der waagerechten Verformungen	93
6.1.1.3.4.1. Meßstäbe	93
6.1.1.3.4.2. lotrechte Sandzylinder im Boden	93
6.1.2. Lastplattenversuch	93
6.1.2.1. Lastplatte	93
6.1.2.2. Belastungseinrichtung	95
6.1.2.3. Meßeinrichtungen	95
6.2. Kleinversuche	95
6.2.1. Behälter	95
6.2.2. Modellfundament	99
6.2.3. Belastungseinrichtung	99
6.2.4. Meßeinrichtungen	99
6.2.4.1. Druck- und Kraftmessung	99
6.2.4.2. Verformungsmessungen	99
6.2.4.3. elektrische Meßwertregistrierung	100
6.3. Lastplattenversuche im Feld	100
7. Versuchsdurchführung	103
7.1. Großversuche im Erddruckkasten	103
7.1.1. Bodeneinbau	103
7.1.2. Versuchsablauf	104
7.1.3. Ausbau und zusätzliche Bodenuntersuchungen	104
7.2. Kleinversuche	105
7.3. Lastplattenversuche im Feld	105
<u>Teil III</u>	
8. Grundlagen der Versuchsauswertung	106
8.1. statistische Verfahren	106
8.1.1. statistische Kenngrößen	106
8.1.2. Korrelations- und Regressionsrechnung	106
8.1.2.1. einfache Korrelation und Regression	106
8.1.2.2. mehrfache Korrelation und Regression	107
8.2. Gleichungen der Drucksetzungslinien	108
8.2.1. Erstbelastung	108
8.2.2. Entlastung	113
8.2.3. Wiederbelastung	114
9. untersuchter Boden	117
9.1. geologische Beschreibung	117
9.2. bodenmechanische Beschreibung	117
9.2.1. Korngrößenverteilung	118
9.2.2. allgemeine bodenmechanische Kennziffern	118
9.2.2.1. ungestörter Schluff	118
9.2.2.2. gestörter Schluff	124

	Seite
9.2.3. Zusammendrückbarkeit	124
9.2.3.1. Erstbelastung	129
9.2.3.1.1. Drucksetzungslinie	129
9.2.3.1.2. Steifebeiwerte	132
9.2.3.1.2.1. Steifebeiwerte v_B	132
9.2.3.1.2.1.1. ungestörter Schluff	132
9.2.3.1.2.1.2. gestörter Schluff	134
9.2.3.1.2.2. Steifebeiwerte w_B für gestörten und ungestörten Schluff	135
9.2.3.1.3. Poissonzahl	138
9.2.3.2. Entlastung	141
9.2.3.2.1. Drucksetzungslinie	141
9.2.3.2.2. Steifebeiwerte	143
9.2.3.2.2.1. Steifebeiwert v_E	143
9.2.3.2.2.2. Steifebeiwert w_E	149
9.2.3.2.3. elastische Setzung	149
9.2.3.3. Wiederbelastung	150
9.2.3.3.1. Drucksetzungslinie	150
9.2.3.3.2. Beiwerte	153
9.2.3.3.2.1. Steifebeiwert v_w	153
9.2.3.3.2.2. Beiwert k_w	158
9.2.3.3.3. Wiederbelastungssetzung	159
9.2.4. Wasserdurchlässigkeit	161
9.2.5. Scherfestigkeit	163
9.2.5.1. ungestörter Schluff	163
9.2.5.2. gestörter Schluff	166
9.2.6. Proctordichte	166
10. Ergebnisse der Belastungsversuche	170
10.1. Drucksetzungslinie	170
10.1.1. Gleichung	170
10.1.1.1. Erstbelastung	170
10.1.1.2. Entlastung	197
10.1.1.3. Wiederbelastung	197
10.1.2. Beiwerte	198
10.1.2.1. Erstbelastung	199
10.1.2.1.1. Großversuche	199
10.1.2.1.2. Kleinversuche	201
10.1.2.2. Entlastung	203
10.1.2.3. Wiederbelastung	205
10.1.3. Einfluß des Wassergehaltes	208
10.1.4. Einfluß der Schichtstärke	210
10.1.5. Einfluß der Einbindetiefe	215

VI

	Seite
10.1.6. Einfluß der Flächengröße	219
10.1.7. Einfluß der Störung des Bodens	221
10.2. elastische Setzung	224
10.3. Wiederbelastungssetzung	227
10.4. Vergleich der drei nebeneinanderstehenden Fundamente	227
10.5. Poissonzahl aus Belastungsversuchen und Kompressionsversuchen	230
10.5.1. Rechteckfundamente	230
10.5.2. Kreisplatten	235
10.6. wirksame Schichtstärke	235
10.6.1. Einflüsse (Einfachregression)	238
10.6.1.1. Größe der Belastung	238
10.6.1.2. Größe der Belastungsfläche	239
10.6.1.3. Form der Belastungsfläche	241
10.6.1.4. Gründungstiefe	241
10.6.1.5. Steifemodul	243
10.6.2. Mehrfachregression	243
10.6.3. wirksame Breite	253
10.7. Verformungen des Bodens	255
10.7.1. Verformungen der Bodenoberfläche	255
10.7.1.1. in lotrechter Richtung (Hebungen und Setzungen)	255
10.7.1.1.1. Einflüsse	255
10.7.1.1.1.1. Bodeneigenschaften	255
10.7.1.1.1.2. Fundamentbelastung	256
10.7.1.1.1.3. Schichtstärke	256
10.7.1.1.1.4. Einbindetiefe	259
10.7.1.1.2. Abstand der größten Aufwölbung vom Fundament	259
10.7.1.1.3. Aufwölbungsflächen	263
10.7.1.2. in waagerechter Richtung	267
10.7.1.3. Kombination lotrechter und waagerechter Bewegungen	270
10.7.2. Verformungen im Boden	277
10.7.2.1. in lotrechter Richtung	277
10.7.2.1.1. Verteilung	277
10.7.2.1.2. Abstand der größten relativen Setzung	286
10.7.2.1.3. Flächen der verformten blauen Streifen	289
10.7.2.2. in waagerechter Richtung	293
10.7.2.2.1. Abstand der größten waagerechten Verformung	293
10.7.2.2.2. Flächen der verformten Zylinder	293
10.7.3. Brucherscheinungen	296
10.8. Berechnung von Fundamenten auf Schluff	304
10.9. Vergleich mit den Ergebnissen von Schormann (1973) für Sand	311

VII

	Seite
11. Zusammenfassung	312
12. Summary	316
13. Literaturverzeichnis	319
14. Anhang	344
Nachwort	388

Formelzeichen und Abkürzungen

Allgemein gelten die Bezeichnungen nach DIN 4015

a	1) Fundamentlängsseite	m
	2) Beiwert in der Gleichung der Drucksetzungsline	1
a_B	Beiwert in der Gleichung der Drucksetzungsline von Kompressionsversuchen für die Erstbelastung	1
a_E	Beiwert in der Gleichung der Drucksetzungsline von Kompressionsversuchen für die Entlastung	1
a_s	Beiwert in der Gleichung der Drucksetzungsline von Lastplattenversuchen	1
a_{sB}	Beiwert in der Gleichung der Drucksetzungsline von Lastplattenversuchen für die Erstbelastung	1
a_{sE}	Beiwert in der Gleichung der Drucksetzungsline von Lastplattenversuchen für die Entlastung	1
a_{sw}	Beiwert in der Gleichung der Drucksetzungsline von Lastplattenversuchen für die Wiederbelastung	1
a_w	Beiwert in der Gleichung der Drucksetzungsline von Kompressionsversuchen für die Wiederbelastung	1
A	Beiwert in Gl. (8.2), (9.11), (9.16), (10.17) und (10.19)	1
b	Fundamentbreite	m
b_e	Einheitslänge = 1 cm	cm
b_w	wirksame Breite	m
b'	Abstand der größten Aufwölbung der Bodenoberfläche vom Fundamentrand	m
B	Beiwert in Gl. (8.2), (9.11), (9.16), (10.17) und (10.19)	1
c	1) Kohäsion	kg/cm ²
	2) Additionskonstante bei der Drucksetzungsline	1
	3) Konstante in der Gl. (9.9.3) zur Berechnung von μ	1
c_1, c_2	Konstanten in der Gleichung für die Grenzspannung (Tab. 2.8)	1
c_{abg}	abgeminderte Kohäsion	kg/cm ²
$c_{d_s/b}$	Einflußbeiwert der Schichtstärke	1

IX

$c_{t/b}$	Einflußbeiwert der Einbindetiefe	1
c_u	Kohäsion des undränierten Bodens	kg/cm^2
c_v	Konsolidierungsbeiwert	cm^2/s
c_{w_a}	Einflußbeiwert des Wassergehalts	1
c'	Kohäsion des dränierten Bodens	kg/cm^2
C	Konstante	1
C_1 bis C_{12}	Konstanten	1
$C_{a_{SB}}$	Verhältnis des Beiwerts a_{SB} des ungestörten Bodens zu dem des gestörten Bodens	1
$C_{k_{SB}}$	Verhältnis des Beiwerts k_{SB} des ungestörten Bodens zu dem des gestörten Bodens	1
$C_{v_{SB}}$	Verhältnis des Beiwerts v_{SB} des ungestörten Bodens zu dem des gestörten Bodens	1
$C_{w_{SB}}$	Verhältnis des Beiwerts w_{SB} des ungestörten Bodens zu dem des gestörten Bodens	1
d	1) Fundamentdurchmesser	m
	2) Korngröße	mm
	3) Konstante in der Gl. (9.9.3) zur Berechnung von μ	1
d_s	Schichtstärke	m
d_{sw}	wirksame Schichtstärke	m
$d_{x\max}$	Abstand der größten waagerechten Verformung	m
$d_{z\max}$	Abstand der größten lotrechten Verformung	m
e	Porenzahl	1
e_a	Anfangsporenzahl	1
E	Elastizitätsmodul	kg/cm^2
E_d	Elastizitätsmodul aus dem Dreiaxialversuch	kg/cm^2
E_e	Elastizitätsmodul im ebenen Formänderungszustand	kg/cm^2
E_s	Steifemodul aus dem Kompressionsversuch	kg/cm^2
E_{sB}	Steifemodul der Erstbelastung	kg/cm^2
E_{sE}	Steifemodul der Entlastung	kg/cm^2
E_{sw}	Steifemodul der Wiederbelastung	kg/cm^2
E_v	Verformungsmodul aus dem Lastplattenversuch	kg/cm^2
f_1, f_2	Freiheitsgrade	1
F	1) Fundamentfläche	m^2
	2) Aufwölbungsfläche der Bodenoberfläche neben den Fundamenten	cm^2
F_1, F_2	Beiwerte von Fischer, Gl. (10.17)	1
F_F	Setzungsfläche des Fundaments	cm^2

F_{S,f_1,f_2}	Schwellenwert der F-Verteilung	1
F_x	Fläche der durchgebogenen Zylinder	cm^2
F_z	Fläche der durchgebogenen blauen Streifen	cm^2
G	Schubmodul	kg/cm^2
h_a	Anfangsprobenhöhe	cm
i	Spannungseinflußwert	1
i_o	Anfangsgradiente	1
I_A	Aktivitätszahl	1
I_C	Konsistenzzahl	1
I_D	bezogene Lagerungsdichte	1
I_P	Plastizitätszahl	1
I_r bzw. I_{rr}	Steifigkeitsindex nach Vesić	1
I_{rkrit}	kritischer Steifigkeitsindex	1
k	1) Wasserdurchlässigkeitskoeffizient	cm/s
	2) Anzahl der Einflußgrößen	1
	3) Beiwert in der Gleichung der Drucksetzungsline	1
k_1, k_2	Federkonstanten	t/cm
k_B	Beiwert in der Gleichung der Drucksetzungsline von Kompressionsversuchen für die Erstbelastung	1
k_C	Abminderungsbeiwert für die Kohäsion	1
k_E	Beiwert in der Gleichung der Drucksetzungsline von Kompressionsversuchen für die Entlastung	1
k_{sB}	Beiwert in der Gleichung der Drucksetzungsline von Lastplattenversuchen für die Erstbelastung	1
k_{sE}	Beiwert der Gleichung der Drucksetzungsline von Lastplattenversuchen für die Entlastung	1
k_{sw}	Beiwert in der Gleichung der Drucksetzungsline von Lastplattenversuchen für die Wiederbelastung	1
k_t	Abminderungsbeiwert für den Einfluß der Tiefe	1
k_w	Beiwert in der Gleichung der Drucksetzungsline von Kompressionsversuchen für die Wiederbelastung	1
k_φ	Abminderungsbeiwert für den Reibungswinkel	1
k'_s	Bettungsmodul	kg/cm^3
k'_{sB}	Bettungsmodul der Erstbelastung	kg/cm^3

XI

k'_{sE}	Bettungsmodul der Entlastung	kg/cm^3
k'_{sw}	Bettungsmodul der Wiederbelastung	kg/cm^3
$K = \frac{\sigma_3}{\sigma_1}$	Hauptspannungsverhältnis	1
K_0	Ruhedruckbeiwert	1
m	Konstante	1
n	1) Anzahl der Werte	1
	2) Verhältnis der Elastizitätsmoduli in waagerechter und lotrechter Richtung	1
	3) Porenanteil	1
n_{20}	Schlagzahl der leichten Rammsonde/20 cm	1/cm
p	Anzahl der Einflußgrößen	1
P	Last	t
P_M	Last auf dem Mittelfundament	t
P_R	Last auf dem Randfundament	t
r	1) Halbmesser	m
	2) Korrelationskoeffizient	1
$r_{1,2,...p}$	multipler Korrelationskoeffizient	1
R	Reibungskraft	t
s	1) Setzung	cm
	2) Standardabweichung	
s_{d_s}	Setzung bei der Schichtdicke d_s	cm
s_f	Setzung beim Bruch	cm
s_M	Setzung des Fundamentmittelpunktes	cm
s_{starr}	Setzung des starren Fundamentes	cm
s_t	Setzung des eingebundenen Fundamentes	cm
s_x	Setzung in x-Richtung	cm
s_z	Setzung in z-Richtung	cm
s_∞	Setzung bei der Schichtdicke $d_s = \infty$	cm
s'	bezogene Setzung	1
s'_B	bezogene Setzung des Erstbelastungsastes	1
s'_{el}	bezogene elastische Setzung	1
s'_{elB}	berechnete, bezogene elastische Setzung	1
s'_{elM}	gemessene, bezogene elastische Setzung	1
s'_E	bezogene Setzung des Entlastungsastes	1
s'_w	bezogene Setzung des Wiederbelastungsastes	1
s'_{wieder}	bezogene Wiederbelastungssetzung	1
$s'_{wiederB}$	berechnete bezogene Wiederbelastungssetzung	1

$s'_{wiederB}$	* korrigierte, berechnete bezogene Wiederbelastungssetzung	1
$s'_{wiederM}$	gemessene bezogene Wiederbelastungssetzung	1
$S = 1 - \alpha$	statistische Sicherheit	1
S_r	Sättigungszahl	1
t	1) Tiefe	m
	2) Einbindetiefe	m
$t_{1-\alpha, n-2}$	Schwellenwert von Student	1
t_{50}	Zeit für 50 % Konsolidation	s
t_{90}	Zeit für 90 % Konsolidation	s
T_v	bezogene Konsolidationszeit	1
v	1) Steifebeiwert	kg/cm ²
	2) Variationskoeffizient	1
	3) Abschergeschwindigkeit	%/min
v_B	Steifebeiwert für die Erstbelastung	kg/cm ²
v_d	Steifebeiwert beim dreiaxialen Scherversuch	kg/cm ²
v_E	Steifebeiwert der Entlastung	kg/cm ²
v_w	Steifebeiwert der Wiederbelastung	kg/cm ²
v'_s	Beiwert zur Berechnung des Bettungsmoduls	kg/cm ³
v'_{sB}	Beiwert zur Berechnung des Bettungsmoduls der Erstbelastung	kg/cm ³
v'_{sE}	Beiwert zur Berechnung des Bettungsmoduls der Entlastung	kg/cm ³
v'_{sw}	Beiwert zur Berechnung des Bettungsmoduls der Wiederbelastung	kg/cm ³
V_{Ca}	Kalkgehalt	%
w	1) Steifebeiwert	1
	2) Wassergehalt	1
w_a	Anfangswassergehalt	1
w_B	Steifebeiwert der Erstbelastung	1
w_d	Steifebeiwert beim dreiaxialen Scherversuch	1
w_E	Steifebeiwert der Entlastung	1
w_L	Fließgrenze	1
w_n	natürlicher Wassergehalt	1
w_P	Ausrollgrenze	1
w_{Pr}	optimaler Wassergehalt	1
w_w	Steifebeiwert der Wiederbelastung	1
w'_{sB}	Exponent zur Berechnung der Bettungszahl für die Erstbelastung	1
w'_{sE}	Exponent zur Berechnung der Bettungszahl für die Entlastung	1

x	waagerechte Achse	m
$\bar{x}$	Mittelwert	
y	waagerechte Achse	m
z	lotrechte Achse	m
z_m	Tiefe des Fließbereichs	m
α	Fraktile	1
α_B	Neigungswinkel der Drucksetzungslinie in doppellogarithmischer Darstellung für die Erstbelastung	1
α_E	Neigungswinkel der Drucksetzungslinie in halblogarithmischer Darstellung für die Entlastung	1
α_w	Neigungswinkel der Drucksetzungslinie in halblogarithmischer Darstellung für die Wiederbelastung	1
α'	Neigung der Scherlinie	1
β	Winkel in der Gl. (10.10)	Grad
γ	1) Gleitung	1
	2) Wichte des feuchten Bodens	t/m ³
	3) Scherverschiebung	cm
γ_s	Kornwichte	t/m ³
γ_w	Wichte des Wassers	t/m ³
Δ	Volumenänderung in der plastischen Zone	1
Δd_s	Höhe der Teilschicht	cm
Δs	Setzung der Teilschicht	cm
ϵ	Dehnung	1
$\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3$	Hauptdehnungen	1
ϵ_z	relative Setzung	1
$\zeta_b, \zeta_c, \zeta_t$	Kompressionsbeiwerte nach Vesić	1
κ	Beiwert nach Jelinek	1
λ	1) Tragfähigkeitsbeiwert	1
	2) Lamésche Konstante	kg/cm ²
μ	Poissonzahl	1
ν	1) Konzentrationsfaktor	1
	2) Lamésche Konstante	kg/cm ²
q_{Pr}	einfache Proctordichte	t/m ³
σ	Spannung	kg/cm ²
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Hauptspannungen	kg/cm ²
σ_e	Einheitsspannung	1 kg/cm ²
σ_i	Innendruck	kg/cm ²
σ_m	gemittelte Hauptspannung	kg/cm ²
σ_o	Sohlnormalspannung	kg/cm ²
σ_{of}	Grundbruchspannung	kg/cm ²
σ_{om}	mittlere Sohlnormalspannung	kg/cm ²

XIV

σ_{oct}	Oktaederspannung	kg/cm^2
σ_s	Spitzendruck der Drucksonde	kg/cm^2
σ_{St}	Strukturwiderstand	kg/cm^2
σ_{zg}	Grenzspannung	kg/cm^2
$\sigma'_e = \frac{\sigma'}{\sigma_e}$	Spannung, Sohlnormalspannung	1
$(\sigma'_e)_E$	Spannung, von der aus entlastet wird	1
$(\sigma'_e)_{\text{Mitte}}$	Sohlnormalspannung unter dem Mittel- fundament	1
$(\sigma'_e)_{\text{Rand}}$	Sohlnormalspannung unter dem Rand- fundament	1
$(\sigma'_e)_v$	Vorbelastung	1
$(\sigma'_e)_w$	Spannung, bis zu der wiederbelastet wird	1
σ'_o	konstante Spannung in Gl. (8.5.1)	kg/cm^2
τ	Scherspannung	kg/cm^2
τ_f	Scherfestigkeit beim Bruch	kg/cm^2
τ_{oct}	Oktaederspannung	kg/cm^2
φ	Reibungswinkel	Grad
φ'	Reibungswinkel des dränierten Bodens	Grad
φ_{abg}	abgeminderter Reibungswinkel	Grad

Vorwort

von o. Professor Dr.-Ing. Edgar Schultze

Nachdem kürzlich am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TH Aachen umfangreiche Untersuchungen über die Tragfähigkeit von Sand (Schormann 1973) abgeschlossen worden sind, wird nunmehr das Ergebnis ähnlicher, aber nicht gleicher Versuche mit Schluff vorgelegt. Es handelt sich dabei wiederum um systematische Groß- und Kleinversuche zur Bestimmung der Formänderungen (Setzungen eines Streifenfundaments, Verformungen unter demselben im beanspruchten Bodenbereich und neben demselben an der Erdoberfläche) vor dem und beim Versinken der Gründung. Damit sollte überprüft werden, wieweit die heute üblichen und auch in Normen angegebenen Berechnungsverfahren und die ihnen zugrunde liegenden Laborversuche hinsichtlich der Zusammendrückbarkeit und der Scherfestigkeit das Verhalten eines Gründungskörpers richtig wiedergeben.

Hinsichtlich des untersuchten Bodens schließt sich die Arbeit folgerichtig einer Reihe von früheren Untersuchungen über den rheinischen Schluff als Baugrund an (Akai 1960, Brand 1962, Kotzias 1963, Frank 1964, Horn 1964, Krause 1966, Odendahl 1969, Kahl 1972, Schultze/Schmidt-Schleicher 1973, zusammengefaßt von Schultze 1972, Mitt. VGB 55).

Verwendet wurde überwiegend ein gestörter Schluff aus einer Baugrube in Würselen bei Aachen, der etwa in der Mitte des Kornverteilungsbandes der bisher untersuchten Schluffe liegt. Er wurde mit einem dem natürlichen Vorkommen entsprechenden Wassergehalt von $w = 0,23$ in den großen Erddruckkasten des Instituts eingebaut und durch einen Oberflächenrüttler verdichtet. Dabei wurde eine mittlere Sättigungszahl $S_r = 0,95$ erreicht. Das Material

hatte i.M. einen Plastizitätsindex $I_p = 0,11$ und eine Konsistenzzahl $I_c = 0,79$. Der Steifemodul $E_s = v$. $(\sigma'/\sigma_e)^w$ lag infolge der unvermeidlichen Schwankungen des Wassergehalts bei der Erstbelastung zwischen den folgenden Grenzwerten: $v_B = 42 - 80 \text{ kg/cm}^2$, $w_B = 0,70 - 0,87$ und die Scherfestigkeit bei $\varphi' = 35,6^\circ$ und $c' = 0,12 \text{ kg/cm}^2$.

Außer den Großversuchen im Erddruckkasten wurden hinter Glas Kleinversuche im Maßstab 1:4 und zum Vergleich mit dem ungestörten Boden Lastplattenversuche im Labor und im Feld ausgeführt.

Bei den 10 Großversuchen lagen folgende Abmessungen der Betonstreifenfundamente vor: $b = 0,20 \text{ m}$, $a = 3 \cdot 1,00 \text{ m}$, $h = 0,40 \text{ m}$. Die Gründungstiefen betrugen $t/b = 0 - 0,5 - 1,0$ und die Schichtstärken $d_s/b = 1 - 2 - 3 - 4$. Die entsprechenden Werte der 9 Kleinversuche waren: $b = 0,05 \text{ m}$, $l = 0,10 \text{ m}$, im übrigen wie vor. Die 3 Lastplattenversuche im Feld hatten einen Durchmesser $d = 0,30 \text{ m}$ und $t = 0,40 \text{ m}$, desgl. ein solcher Versuch im Labor mit $d_s/b = 3$.

Beobachtet wurden die Druck-Setzungslinien bis zum Versinken der Versuchskörper. Sie lassen sich für die Erstbelastung als Gerade im doppeltlogarithmischen, für die Ent- und Wiederbelastung im halblogarithmischen Koordinatensystem wiedergeben, wobei allerdings bei den letzteren die logarithmische Koordinate wechselt. Dadurch entstehen drei verschiedene Gleichungsformen, von denen sich - was nicht ganz befriedigt - nur die ersten beiden auf einen gemeinsamen Nenner (Stoffgesetz) bringen lassen:

$$E_b = \frac{d\sigma'}{ds'} = v \sigma'^w. \text{ Es werden nämlich verwendet für die}$$

$$\text{Erstbelastung:} \quad \ln s' = \ln a + k \cdot \ln \sigma',$$

$$\text{d.h. } w \neq 1$$

$$\text{Entlastung:} \quad s' = a + k \ln \sigma',$$

$$\text{d.h. } w = 1$$

Wiederbelastung: $\ln s' = \ln a + k \cdot \sigma'$,
 d.h. $E_b = C \cdot e^{-k\sigma'}$.

Das liegt daran, daß für die Auswahl des Koordinatensystems nur empirische bzw. statistische, aber keine grundsätzlichen Erwägungen maßgebend waren. Die Randbedingungen für $\sigma = 0$ lauten im ersten Fall $s' = 0$ und den beiden anderen Fällen $s' = C =$ bleibende Setzung.

Schreibt man die obigen Gleichungen linear für die

Erstbelastung: $s' = a \sigma'^k$

Entlastung: $s' = a + k \ln \sigma'$

Wiederbelastung: $s' = a e^{k \cdot \sigma'}$,

so ist im ersten und dritten Fall diese Bedingung erfüllt - im letzteren wird $C = a$ - im zweiten Fall jedoch nicht. Hier wird $s' = \infty$. Das nimmt man zwar bei Kompressionsversuchen an Böden mit $w = 1$ in Kauf. Bei einer lückenlosen Zusammensetzung der Äste der Lastsetzungslinien ist ein solcher Ansatz aber hinderlich. Hier sind noch befriedigendere Funktionsformen denkbar.

Die bei den einzelnen Versuchen gefundenen Parameter werden anschließend analysiert. Sie werden vom Wassergehalt, der Schichtstärke und der Einbindetiefe, kaum jedoch von der Flächengröße beeinflusst. Ferner bestätigen die Versuche, daß die Poissonzahl mit zunehmender Annäherung an den Zustand plastischen Ausweichens des Bodens sich dem Wert 0,5 nähert, daß also schließlich eine volumenbeständige Formänderung vorliegt.

Aus den Versuchsergebnissen kann ferner die Stärke der vom belasteten Balken in Anspruch genommenen Bodenschicht entnommen werden, die mit der Bodenpressung und dem Seitenverhältnis a/b wächst, mit der Grundfläche, der Gründungstiefe und dem Steifemodul des Bodens abnimmt und zwischen den Werten $d_w/b = 1$ bis 2 liegt. Hierbei wurden nicht nur die Aachener Versuche, sondern auch viele aus Veröffentlichungen entnommene Ergebnisse berücksichtigt.

Schließlich wurden die Verformungen des Bodens (Hebungen und Setzungen sowie die waagerechten Verschiebungen) und die daraus resultierenden Bruchformen untersucht.

Dabei ergibt sich, daß eine durchgehende Grundbruchfuge nicht vorhanden ist, so daß Grundbruchberechnungen unter den im Versuch vorhandenen Bedingungen nicht brauchbar sind. Setzungsberechnungen müssen sowohl hinsichtlich der Form der Spannungsverteilung im Boden als auch der Stärke der zusammendrückbaren Schicht gegenüber den bisherigen Ansätzen erheblich modifiziert werden.

Um das umfangreiche Versuchsmaterial auch anderen Stellen zur Auswertung zu überlassen, ist es in einem Anhang in vollem Umfange aufgeführt worden. Es ist zu hoffen, daß unabhängig von den vorliegenden Ergebnissen von dieser Möglichkeit Gebrauch gemacht wird.

Aachen, im April 1974

Preface

by o. Professor Dr.-Ing. Edgar Schultze

After recently extensive investigations on the bearing capacity of sand (Schormann 1973) have been completed at the "Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TH Aachen", now the results of similar, though not the same tests with silt are presented. Again systematic large-scale and small-scale tests are concerned for determining the deformations (settlements of a strip footing, deformations beneath it in the stressed soil area and beside it at the surface of the soil) before and during the sinking of the footing. By this it was to be investigated how far as well the calculation methods usual today and specified by standards as the corresponding laboratory tests correctly render the behavior of a foundation with regard to the compressibility and the shear strength.

In regard of the soil investigated this work is following consistently a number of former investigations on the Rhenish silt as subsoil (Akai 1960, Brand 1962, Kotzias 1963, Frank 1964, Horn 1964, Krause 1966, Odendahl 1969, Kahl 1972, Schultze/Schmidt-Schleicher 1973, summarized by Schultze 1972, Mitt. VGB 55).

Mainly a disturbed silt was used coming from an excavation at Würselen near Aachen which is about lying in the middle of the grain size distributions of the silts hitherto investigated. It was fitted into the large box of the Institute with a water content of $w = 0,23$ corresponding to the natural occurrence and compacted by a surface vibrator. By this a mean degree of saturation $S_r = 0,95$ was attained. On an average the material had a plasticity index $I_p = 0,11$ and a consistency index $I_c = 0,79$. On account of the inevitable variations of the water content the modulus of compressibility for the initial load

$E_s = v (\sigma'/\sigma_e)^w$ was lying between the following limiting values: $v_B = 42 - 80 \text{ kg/cm}^2$, $w_B = 0,70 - 0,87$ and the shear strength at $\varphi' = 35,6^\circ$ and $c' = 0,12 \text{ kg/cm}^2$.

Apart from the large-scale tests in the box small-scale tests on the scale 1:4 have been performed behind a glass plate and additional - for comparison with the undisturbed soil - load plate tests in the laboratory and in the field.

For the 10 large-scale tests the following dimensions of the concrete strip footings were in hand: $b = 0,20 \text{ m}$, $a = 3 \cdot 1,00 \text{ m}$, $h = 0,40 \text{ m}$. The foundation depths were $t/b = 0 - 0,5 - 1,0$ and the layer thicknesses $d_s/b = 1 - 2 - 3 - 4$. The corresponding values of the 9 small-scale tests were: $b = 0,05 \text{ m}$, $a = 0,10 \text{ m}$, the rest as given above. The 3 load plate tests in the field had a diameter $d = 0,30 \text{ m}$ and $t = 0,40 \text{ m}$, as well such a test in the laboratory with $d_s/b = 3$.

The pressure-settlement curves were observed up to the sinking of the footings. For the initial load they can be rendered as straight lines in the log-log coordinate system, for the decompression and recompression in the semilogarithmic coordinate system, whereby, however, for the latter the logarithmic coordinate is changing. By this three different forms of equations result of which only the first two ones - which is not quite satisfactory - can be reduced to a common denominator (law of material):

$E_b = \frac{d \sigma'}{ds'} = v \sigma'^w$. Namely, there are used for the

initial load: $\ln s' = \ln a + k \cdot \ln \sigma'$

i.e. $w \neq 1$

decompression: $s' = a + k \ln \sigma'$

i.e. $w = 1$

recompression: $\ln s' = \ln a + k \cdot \sigma'$

i.e. $E_b = C \cdot e^{-k \sigma'}$

This is due to the fact that for the choice of the coordinate system only empirical resp. statistical, however no fundamental considerations have been relevant. The boundary conditions for $\sigma' = 0$ are in the first case $s' = 0$ and in the two other cases $s' = C =$ remaining settlement. If writing the above equations linearly for the

initial load: $s' = a \sigma'^k$

decompression: $s' = a + k \ln \sigma'$

recompression: $s' = a e^{k \cdot \sigma'}$,

this condition is complied with in the first and the third case - in the latter case C becomes a - however not in the second case. Here s' becomes ∞ . This is put up with for compression tests with soils with $w = 1$. For a close composition of the branches of the load-settlement curves, however, such a formulation is hindering. Here function forms are imaginable which are more satisfying.

The parameters found for the various tests subsequently are analyzed. They are influenced by the water content, the layer thickness and the foundation depth, hardly however by the size of the area. Moreover the tests confirm that the Poisson's ratio with an increasing approximation to the state of plastic failure of the soil approaches the value 0,5, thus that finally a deformation exists the volume of which is constant.

Moreover one can take from the test results the thickness of the soil layer stressed by the loaded beam which increases with the soil pressure and the side ratio a/b , decreases with the base area, the foundation depth and the modulus of compressibility of the soil and lies between the values $d_{sw}/b = 1$ to 2. Here not only the results obtained in Aachen, but also many results taken from publications have been considered.

Finally the deformations of the soil (rises and settlements as well as the horizontal displacements) and the forms of failure resulting thereof were investigated.

Hence follows that a continuous failure line does not exist so that calculations of foundation failure assuming general shear failure on the conditions existing in the test are of no use. Calculations of settlements must be modified essentially against the formulations existing hitherto both with regard to the form of the stress distribution in the soil and with regard to the thickness of the compressible layer.

In order to leave the extensive test material for further evaluation, it has been itemized in an appendix in its entirety. It is to hope that irrespective of the present results much use will be made of this possibility.

Aachen, April 1974