

Studienunterlagen

**BODENMECHANIK
UND
GRUNDBAU**

von U. Smolczyk

mit Beiträgen von
P. Gußmann, H. Keßler, D. Netzel

**Ausgabe
1993**

Vorwort

Die Lehrinhalte der Geotechnik ändern sich teilweise so rasch, daß es nicht möglich ist, Studierenden oder Bauingenieuren, die sich fachlich weiterbilden wollen, ein Lehrbuch zu empfehlen, daß den gesamten Stoff kursorisch abdeckt. Handbücher wie das von mir im Verlag Ernst & Sohn in inzwischen vierter Auflage herausgegebene Grundbautaschenbuch können diese Lücke nicht in einer didaktisch wirksamen Form ausfüllen.

Ich habe deswegen 1971 damit begonnen, Studienunterlagen als Umdruckblätter herauszugeben, und habe diese Blätter, die später broschiert zusammengefaßt wurden, inhaltlich laufend der Entwicklung auf wissenschaftlichem und technischem Gebiet angeglichen.

Der Stoff wurde nach den Oberbegriffen der international eingeführten Klassifikation des Fachgebietes (siehe dazu Kapitel A3) gegliedert, wobei allerdings nicht alle Themengruppen berücksichtigt wurden, sondern nur die für die Lehre vorrangigen. Auch der Umfang der einzelnen Themen bemißt sich nicht nach deren Bedeutung in der Baupraxis, sondern nach den Erfahrungen mit der Vermittlung des Stoffes an der Universität Stuttgart. Dabei ist jedes Thema in kleine Lehreinheiten von nur wenigen Seiten zerlegt, um das Auffinden und Lernen zu erleichtern. Soweit Texte der im Titel genannten weiteren Lehrbeauftragten des Instituts für Geotechnik aufgenommen wurden, sind sie namentlich gekennzeichnet. Was die nicht namentlich bezeichneten Kapitel betrifft, deren Texte und Zeichnungen - soweit nicht Quellenhinweise gegeben werden - von mir selbst angefertigt wurden, gehen alle Fehler zu meinen Lasten. Doch bin ich meinen Mitarbeitern und vielen kritisch Studierenden für die Hinweise auf Irrtümer, Unklarheiten und wünschenswerte Ergänzungen sehr dankbar und hoffe, daß diese Resonanz auch künftig nicht nachläßt. Insbesondere danke ich den Instituts-Mitarbeitern des Jahres 1993 - Prof. Gußmann, Dr. Salden, Dipl.-Ing. Fiechter, Dipl.-Ing. Brinkmann, Dipl.-Ing. Rilling, Dipl.-Ing. Weber und Dipl.-Ing. Willand - für die sorgfältige Schlußkorrektur.

Mit dem Abschluß meiner aktiven Zeit als Hochschullehrer beende ich auch meine Arbeit an diesen Studienunterlagen und übergebe diese letzte redigierte Fassung des Jahres 1993 der nachfolgenden Generation junger, an geotechnischen Fragen interessierter Bauingenieure zur sachkundigen Fortschreibung.

Stuttgart, den 15.05.1993

Ulrich Smolczyk

INHALT

A1	Geotechnik als Ingenieuraufgabe	4
A2	Historische Hinweise	4
A3	Klassifikation des geotechnischen Schrifttums	5
A4	Handbücher, Fachzeitschriften	7
A5	International gebräuchliche Symbole	8
A6	Baugrundinstitute	9
A7	Geotechnische Fachvereinigungen und Tagungen	10
A8	Rechtliche Anforderungen	11
B3	Senkungen	15
B10	Mineralogische Grundlagen	18
C0	Baugrunderkundung	22
C3	Sondierungen	26
C4	Schürfe	32
C5	Bohrungen	32
C6	Bodenproben	35
C7	Untersuchung des Grundwassers auf Aggressivität	37
C9	Baugrundgutachten	38
D1	Klassifikation und Bestimmung der Bodenarten	42
D3	Struktur, Dichte und Wassergehalt	47
D4	Hydraulische Eigenschaften	50
D5	Zusammendrückbarkeit und Schwellen	52
D6	Scherfestigkeit	60
D7	Dynamische Eigenschaften	84
D8	Thermische Eigenschaften	88
D9	Verdichtungsfähigkeit	95
E0	Allgemeine Hinweise zum Spannungs- und Dehnungstensor	99
E1	Spannungsberechnung im Baugrund	109
E2	Verformungen und Setzungen	122
E3	Tragvermögen der Böden	136
E4	Tragverhalten der Pfähle	150
E5	Erddruck	161
E6	Standsicherheit von Böschungen bei Dämmen und Einschnitten	192
E7	Hydraulische Probleme	214
E8	Dynamische Probleme	220
E12	Wechselwirkung Baugrund-Bauwerk	227
E13	EDV-Berechnungen	238
H0	Allgemeines	246
H1	Gründungen	257
H2	Stützbauwerke	305
H5	Tunnel und Untertagebauten	342

H7	Häfen, Kanäle, Küstenschutz: Gründungen	382
H9	Böschungen, Erd- und Felswände	393
K1	Maßnahmen zur Wasserhaltung	407
K2	Injektions- und Abdichtungsverfahren	419
K3	Vorbelastung und Bodenersatz	433
K5	Verdichtungsverfahren	436
K6	Bodenverfestigung	441
K7	Pfähle und Spundbohlen: Arten und Bauverfahren	456
K10	Tonsuspensionen als Bauhilfsmittel	473
K11	Anker	480
K12	Seebauverfahren	490
K14	Sicherung von Gründungen: Unterfangung und Unterfahrung	500
SACHREGISTER		507

A1 Geotechnik als Ingenieuraufgabe

Die Geotechnik ist ein Arbeitsgebiet des Bauingenieurwesens, das den Boden als Baugrund zum Gegenstand hat, d.h. die Voraussetzungen für seine bautechnische Nutzung untersucht. Demzufolge gehören dazu:

a. Boden- und Felsmechanik:

Wissenschaft mit dem Ziel, den Spannungs- und Verformungszustand in Locker- und Festgestein - gegebenfalls unter Berücksichtigung des Grundwassers - dort zu quantifizieren, wo es für bauliche Nutzungen Bedeutung hat.

b. Ingenieurgeologie:

Wissenschaft zur Anwendung geologischer Erkenntnisse bei Bauaufgaben.

c. Grundbau:

Lehre von den Bauverfahren und Bauelementen, mit deren Hilfe Bauwerke gegründet und Bodenkörper stabilisiert werden.

A2 Historische Hinweise

Historische Wurzel des Grundbaus in der Lebensnotwendigkeit, den Untergrund befestigen zu müssen, um darauf wohnen, verkehren und Wasserstellen sichern zu können. Holz-Ramppfähle in der Steinzeit bereits in ganz Europa verbreitet, ebenso Erdwälle für Deiche und Befestigungen. 40 m hoher Staudamm schon 2600 v.C. im heutigen Jemen. Be- und Entwässerungskanäle in Babylon. Längste je gebaute Brücke im alten China aus 40.000 Holzbogen zur Querung eines Sumpfgebietes.

Stand der Technik im Altertum von ARCHIMEDES und VITRUV beschrieben. Beispiel für eine Brückengründung auf umgekehrten Gewölben ist Pons Fabricius 62 v.C. Hohe Entwicklung der Wasserbaukunst z.B. in den Niederlanden: älteste Doppeltorschleuse 1373 in Vreeswijk (Utrecht-Lek-Kanal).

In der Renaissance Wiederentdeckung der vorchristlichen technischen Literatur. In der Folge 1485 ein Handbuch für Baumeister des Italieners L.B. Alberti mit zahlreichen Regeln auch für Grundbauten, z.B. Rammkriterien. 1579-1594 Bau einer 42 m hohen Staumauer in Alicante, Spanien. Entwicklung des Festungsbaus (VAUBAN 1660) führt zu ersten Thesen über den Erddruck auf Stützmauern: B.F. de BELIDOR 1729.

1724 "Wasser-Bau-Kunst", 1726 "Brücken- und Brückenbau" von J. LEUPOLD in Leipzig. 1773 führt C.A. COULOMB erste bodenmechanische Versuche durch, definiert die Begriffe "Kohäsion" und "Reibung". 1774 Bau eines Trockendocks in Toulon in Schwimmkasten-Bauweise (31-100 m² Fläche, 11 m hoch) in Holzbauweise. 1779 schlägt COULOMB die Druckluftgründung als Verfahren vor.

Hausgründungen bis ins 19. Jahrhundert entweder flach auf Holzschwellenrost (um die Zugspannungen in der Sohle des Mauerwerks aufzunehmen) oder tief auf Holzpfählen.

A3 Klassifikation des geotechnischen Schrifttums

Die Klassifizierung des geotechnischen Schrifttums erfolgt nach einer international eingeführten Einteilung, dem "INTERNATIONAL GEOTECHNICAL CLASSIFICATION SYSTEM" der Internationalen Gesellschaft für Bodenmechanik und Grundbau, der sich auch die Internationale Gesellschaft für Felsmechanik und die Internationale Vereinigung der Ingenieurgeologen angeschlossen haben:

A General

- A1 Geotechnical Engineering-Scope
- A2 Historical Aspects
- A3 Information Services, and Literature Classification
- A4 Textbooks, Handbooks, and Periodicals
- A5 Terminology
- A6 Companies, Institutes, and Laboratories
- A7 Societies, Meetings, and International Cooperation
- A8 Professional Ethics, Legal Requirements, Codes of Practice, and Standardization
- A9 Education
- A10 Research Activities

B Geological and Environmental Aspects

- (Basic Geology, see Principal Group T)
- B0 General
- B1 Formation of Soil and Rocks
- B2 Hydrogeological Aspects
- B3 Mass Movements and Land Subsidence
- B4 Seismic Activity and Crustal Movements
- B5 Climatic Conditions
- B6 Submarine Geological Aspects
- B7 -
- B8 Extraterrestrial Soil and Rock Conditions
- B9 Geomorphologic Aspects and Terrain Classification
- B10 Mineralogical Aspects
- B11 Description of Regional Soil and Rock Conditions
- B12 Other Environmental Aspects

C Site Investigations

Equipment and Techniques of Exploration, Prospection, Sampling, and Field Testing of Soil and Rocks (excl. determination of engineering properties), Presentation of Results

- C0 General
- C1 Airphoto Surveys and Remote Sensing
- C2 Geophysical Surveys
- C3 Probing (Soundings)
- C4 Visual Exploration Techniques
- C5 Boring Techniques and Equipment (cf. C 10)
- C6 Sampling
- C7 Measurement of Field Conditions (incl. Post-Construction Monitoring)
- C8 Field Testing (Excl. tests for engineering properties, see Groups D and F)
- C9 Presentation of Results, Data Base
- C10 Underwater Site Investigations

D Soil Properties: Laboratory and

In-Situ Determinations (Incl. Rockfill, Artificial Soils, Waste Materials) Concepts, Theories, Methods of Determination, Equipment, and Results

- D0 General
- D1 Classification and Description of Soils
- D2 Physico-Chemical Properties
- D3 Composition, Structure, Density, and Water Contents
- D4 Hydraulic Properties

- D5 Compressibility and Swelling
- D6 Shear-Deformation and Strength Properties
- D7 Dynamic Properties
- D8 Thermal Properties
- D9 Compactibility
- D10 Properties of Soil-Additive Mixtures

E Analysis of Soil-Engineering Problems

Theoretical, Empirical, and Practical Methods of Analysis

- E0 General
- E1 Stress Analysis
- E2 Deformation and Settlement Problems
- E3 Bearing Capacity of Shallow Foundations
- E4 Bearing Capacity of Piles and other Deep Foundations, Anchors
- E5 Earth Pressure Problems
- E6 Stability of Slopes and Excavations
- E7 Seepage and other Hydraulic Problems
- E8 Dynamic Problems
- E9 Frost Action and Heat-Transfer Problems
- E10 Analysis of Layered Systems and Pavements Behaviour
- E11 Soil-Vehicle and Soil-Tool Interaction
- E12 Soil-Structures Interaction
- E13 Mathematical Methods, Computer Analysis
- E14 Model Test Analysis

F Rock Properties: Laboratory and In-Situ Determinations

Concepts, Theories, Methods of Determination, Equipment, and Results

- F0 General
- F1 Classification and Description of Rocks and Rock Masses
- F2 Physico-Chemical Properties
- F3 Composition, Density, and Structural Features
- F4 Hydraulic Properties
- F5 Compressibility and Swelling
- F6 Shear-Deformation and Strength Properties
- F7 Dynamic Properties
- F8 Thermal Properties

G Analysis of Rock-Engineering Problems

Theoretical, Empirical, and Practical Methods of Analysis

- G0 General
- G1 Stress Analysis
- G2 Deformation and Displacement Problems
- G3 Bearing Capacity of Rock Masses
- G4 -
- G5 Rock Pressure on Tunnels and Underground Openings
- G6 Stability of Rock Slopes and Open Excavations
- G7 Seepage and other Hydraulic Problems
- G8 Dynamic Problems
- G9 Frost Action and Heat-Transfer Problems
- G10 -
- G11 -
- G12 Rock-Structure-Interaction
- G13 Mathematical Methods, Computer Analysis

G14 Model Test Analysis

H Design, Construction, and Behaviour of Engineering Works

Description and Case Records of Engineering Works

H0	General
H1	Foundations of Structures (other than dams)
H2	Retaining Structures and Cut-off Walls
H3	Offshore Structures
H4	Dams and Reservoirs, Embankments
H5	Tunnels and Underground Openings
H6	Roads, Railroads and Airfields
H7	Harbours, Canals, and Coastal Engineering Works
H8	Conduits and Culverts
H9	Slopes and Unsupported Excavations
H10	Land Use
H11	Waste Depositories

K Construction Methods and Equipment

K0	General
K1	Drainage Methods
K2	Sealing and Grouting Processes
K3	Preloading and Soil Replacement
K4	Earthworks and Rock Excavation, Processing and Transportation
K5	Compaction Processes
K6	Soil Stabilization and Erosion Control
K7	Piles and Pile Driving, incl. Sheet Piles
K8	Construction of Caissons and Deep Piers
K9	Construction Methods for Shallow Foundations
K10	Slurry-Assisted Construction of Foundations and Cut-off Walls
K11	Support of Soil and Rock, Anchoring
K12	Offshore Construction
K13	Protection Measures against Frost
K14	Measures for Improving Deformation and Stability Conditions. Reconstruction of Foundations

M Materials of Construction

M0	General
M1	Steel
M2	Wood
M3	Bituminous Materials
M4	Plastics and Similar Materials
M5	Cement and Chemicals
M6	Concrete
M7	Paints and Coatings
M8	Construction Elements

S Snow and Ice Mechanics and Engineering

S0	General
S1	Snow and Ice Cover
S2	Properties of Snow and Ice
S3	Snow and Ice Engineering

T Related Disciplines*

T0	General
T1	Pure Sciences
T2	Geosciences
T3	Agriculture and Pedology
T4	Meteorology and Climatology
T5	Biosciences
T6	Civil Engineering
T7	Mining Engineering and Ore Prospecting
T8	Mechanical Engineering
T9	Electrical Engineering
T10	Ocean Engineering
T11	Military and Naval Engineering
T12	Instrumentation and Measuring Techniques
T13	Library Science
T14	Environmental Problems and Nature Conservation
T15	Oil Prospecting

A4 Handbücher, Fachzeitschriften

Literaturnachweise:

GEOTECHNICAL ABSTRACTS - kurze Zusammenfassungen geotechnischer Veröffentlichungen, bei der Bundesanstalt für Straßenwesen abgespeichert

Handbücher:

GRUNDBAU-TASCHENBUCH 3 Bände, 4. Auflage 1991/92

Verlag von W.Ernst und Sohn Berlin

- zum Thema Bodenmechanik, Felsmechanik, Grundbau -

BODENMECHANIK von G.Gudehus (1981)

Ferdinand Enke Verlag Stuttgart

- zum Thema Bodenmechanik -

FELSMECHANIK von W. Wittke

Springer Verlag Berlin Göttingen Heidelberg

- zum Thema Felsmechanik -

EMPFEHLUNGEN DES ARBEITSAUSSCHUSSES "UFEREINFASSUNGEN"

(8.Auflage, 1990)

Verlag von W.Ernst und Sohn Berlin

- zum Thema Grundbau am offenen Wasser -

TASCHENBUCH FÜR DEN TUNNELBAU (1977 ff. jährlich). Herausgeber: DGEG

Verlag Glückauf GmbH Essen

- zum Thema Untertägiger Verkehrswegebau -

DIN BAUNORMEN, Taschenbuch 36: BAUGRUND 1, AUSFÜHRUNG UND BERECHNUNG

(jährlich Neuauflage) Beuth-Verlag Berlin Köln

DIN BAUNORMEN, Taschenbuch 113: BAUGRUND 2, ERKUNDUNG UND UNTERSUCHUNG

(jährlich Neuauflage) Beuth-Verlag Berlin Köln

- zum Thema Normung im Grundbau -

Zeitschriften:

GEOTECHNIK - deutschsprachige Quartals-Zeitschrift der DGEG

INTERNATIONAL JOURNAL FOR NUMERICAL AND ANALYTICAL METHODS IN GEOMECHANICS - englischsprachige Quartals-Zeitschrift, Verlag J:Wiley Inc. New York

GEOTECHNIQUE - englischsprachige Quartals-Zeitschrift. The Institution of Civil Engineers London

JOURNAL OF THE GEOTECHNICAL ENGINEERING DIVISION Proc.of the American Society of Civil Engineers (ASCE) - englischsprachige Monatsschrift

TIEFBAU BERUFGENOSSENSCHAFT - deutschsprachige Monatsschrift

TIEFBAU INGENIEURBAU STRASSENBAU - deutschsprachige Monatsschrift, Verlag Bertelsmann Gütersloh

GROUND ENGINEERING - englischsprachige Zeitschrift mit 8 Heften/Jahr.

Foundation Publications Ltd. Brentwood, Essex, England

A5 International gebräuchliche Symbole

Siehe hierzu auch DIN 1080 Teil 6. Wo diese von den Festlegungen der ISSMFE abweichen, sind sie in Klammern hinzugefügt.

1. Bodeneigenschaften			
Korngröße [mm]	d	Einfache Proctordichte [t/m ³]	(ρ_{Pr})
Ungleichförmigkeitszahl	C_u (U)	Glühverlust [%]	(V_{gl})
Kornwichte [kN/m ³]	γ_s	Kalkgehalt [%]	(V_{ca})
Korndichte [t/m ³]	ρ_s	Porenanteil [%]*	n
Wichte des Wassers [kN/m ³]	γ_w	Porenzahl [1]*	e
Dichte des Wassers [t/m ³]	ρ_w	*mit Index "min" oder "max"	
Trockenwichte [kN/m ³]	γ_d	bei dichtester oder lockerster Lagerung	
Wichte des feuchten Bodens [kN/m ³]	γ	Lagerungsdichte	D
Wichte d. gesätt. Bodens [kN/m ³]	γ_{sat} (γ_r)	Bezogene Lagerungsdichte	I_d
Wichte unter Auftrieb [kN/m ³]	γ'	Wassergehalt [%]	w
Fließgrenze [%]	w_L	Plastizitätszahl [%]	I_p
Ausrollgrenze [%]	w_p	Konsistenzzahl [1]	I_c
Schrumpfgrenze [%]	w_s	Aktivitätszahl [1]	(I_A)
optimaler Wassergehalt [%]	(w_{Pr})	Sättigungszahl [1]	S_r
Durchlässigkeitsbeiwert [m/s]	k	spezifische Strömungskraft [kN/m ³]	j
hydraulisches Gefälle [1]	i	Filtergeschwindigkeit [m/s]	v
Durchfluß [m ³ /s]	q	hydraulische Druckhöhe [m]	h
Porenwasserdruck ($S_r = 1$) [kN/m ²]	u	kapillare Steighöhe [m]	(h_k)
Porenwasserdruck ($S_r < 1$) [kN/m ²]	u_w	Porenluftdruck [kN/m ²]	u_a
Porenwasserdruckbeiwert [1]	r_u	Konsolidierungsbeiwert [m ² /s]	c_v
totale Spannung [kN/m ²]	σ	effektive Spannung	σ'
Kompressionsbeiwert [1]	C_c	Schwellbeiwert [1]	C_s
Steifemodul [kN/m ²]	E_{oed} (E_s)	Verformungsmodul [kN/m ²]	E_v
bezogene Konsolidierungszeit [1]	T_v	Modul der Sekundärsetzung [1]	C_α
Verfestigungsgrad [1]	U (U_c)	Konsolidierungsverhältnis	(U_z)
Scherfestigkeit [kN/m ²]	τ	Restscherfestigkeit [kN/m ²]	τ_R
Scherwinkel [°]	φ	Kohäsion [kN/m ²]	c
Sensitivität [1]	S_t		
2. Gründungen			
Erddruckbeiwert [1]	K	Tragfähigkeitsbeiwert (mit Indices) [1]	N
(mit Indices a,p,0)		Setzung (mit Indices) [mm]	s
Wandreibungswinkel [°]	δ	Bettungsmodul [kN/m ³]	k_s
Gleitflächenwinkel [°]	(ϑ)	effektive Vorbelastung [kN/m ²]	σ_{vo}
Pfahlkraft [kN]	Q	Mantelreibungskraft [kN]	Q_s
Spitzendruckkraft [kN]	Q_p		

A6 Baugrundinstitute

Baugrundinstitute können öffentliche oder privatwirtschaftliche Einrichtungen sein. Öffentliche Einrichtungen sind die Institute der Hochschulen und Fachhochschulen, der Materialprüfungsanstalten und Landesgewerbeanstalten, der Bundesanstalten für Wasserbau, für Straßenwesen und für Bodenforschung, der Geologischen Landesämter und die Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo).

Die obersten Bauaufsichtsbehörden der Länder führen eine Liste der von ihnen "anerkannten Baugrundinstitute", die keinerlei ausschließende Wirkung hat, sondern als Entscheidungshilfe für die mit öffentlichen Bauvorhaben betrauten Beamten dient. Im Einführungserlaß für die DIN 1054 heißt es hierzu:

...Soweit bei der prüfenden Stelle die zur Beurteilung der Größe der Setzungen und ihrer Auswirkung auf das Bauwerk sowie der Sicherheit gegen Gleiten, Kippen und Grundbruch erforderliche Sachkunde nicht vorhanden ist, oder wenn hinsichtlich der verwendeten Annahmen oder der Berechnung zugrundegelegten bodenmechanischen Kenngrößen Zweifel bestehen, sind von der prüfenden Stelle geeignete Institute für Erd- und Grundbau einzuschalten.

Grundbauinstitute, die ihre Eignung für derartige Aufgaben nachweisen wollen, beantragen dies bei der für sie zuständigen Bauaufsichtsbehörde des Bundeslandes. Bei der Prüfung des Antrags wirkt ein Sachverständigen-Beirat der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau mit.

Die Anforderungen sind:

- (a) Der Institutsleiter muß mindestens 35 Jahre alt sein, Bauingenieur sein, eine neunjährige praktische und theoretische einschlägige Berufserfahrung haben und mindestens 3 Jahre lang in einem anerkannten Baugrundinstitut als selbständiger Bearbeiter schwieriger Gründungsaufgaben tätig gewesen sein. Er darf außerdem kein bauausführendes Unternehmen betreiben.
- (b) Das Institut muß in ausreichendem Umfang über einschlägige Versuchseinrichtungen zur Ausführung bodenmechanischer Standardversuche und erfahrenes Laborpersonal verfügen.
- (c) Der Institutsleiter darf nur so viele Bauingenieure im Institut beschäftigen, wie er in vollem Umfang persönlich und ständig überwachen kann. Damit ist gesagt, daß - wie bei den Prüflingen - die Anerkennung durch die Bauaufsichtsbehörde an die Person des Institutsleiters gebunden ist und von diesem nicht delegiert werden darf.

Die anerkannten Baugrundinstitute können auch von Prüflingen herangezogen werden, wenn diese sachkundige Unterstützung in geotechnischen Fragen benötigen. Spezielle Prüflingen für Grundbau gibt es - abgesehen von den Lehrstuhlinhabern des Fachgebietes - in Deutschland nicht. Aber auch nicht anerkannte Baugrundinstitute können fallweise mit Prüfaufgaben betraut werden, wenn die Bauaufsicht dem zustimmt.

Einige Großbauunternehmen verfügen über eigene Baugrundinstitute.

Man beachte, daß die Baugrundinstitute häufig nur regional erfahren sind.

A7 Geotechnische Fachvereinigungen und Tagungen

INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING (ISSMFE)

Die internationale Gesellschaft für Bodenmechanik und Grundbau wurde mit einer ersten Konferenz 1936 in Cambridge (USA) gegründet. Sie besteht aus autonomen nationalen Vereinigungen. Neben den internationalen Tagungen werden regional (kontinental) Konferenzen wie z. B. die Europäischen Konferenz für B. u. G., die Donau-Europäische Konferenz für B. u. G. durchgeführt. Internationale Tagungen bisher:

1936 Cambridge (USA)	1965 Montreal	1985 San Francisco
1948 Rotterdam	1969 Mexico City	1989 Rio de Janeiro
1953 Zürich	1973 Moskau	1994 New Delhi
1957 London	1977 Tokio	1997 Hamburg
1961 Paris	1981 Stockholm	

INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS (ISRM)

Gegründet 1962 in Lissabon. Organisation und Aktivität ähnlich wie ISSMFE. Internationale Tagungen bisher:

1966 Lissabon	1974 Denver	1983 Melbourne	1991 Aachen
1970 Belgrad	1979 Montreux	1987 Montreal	1995 Tokio

INTERNATIONAL ASSOCIATION OF ENGINEERING GEOLOGY (IAEG)

Gegründet 1969 in Paris. Organisation und Aktivität ähnlich wie ISSMFE. Internationale Tagungen bisher:

1970 Paris	1978 Madrid	1986 Buenos Aires	1994 Lissabon
1974 Sao Paulo	1982 New Delhi	1990 Amsterdam	

DEUTSCHE GESELLSCHAFT FÜR ERD- UND GRUNDBAU e.V. (DGEG)

Deutscher Fachverband innerhalb der ISSMFE, ISRM und IAEG mit 5 Fachsektionen für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik, Ingenieurgeologie und Kunststoffe in der Geotechnik. Baugrundtagungen im 2-jährigen Turnus. Arbeitskreise:

- | | |
|--|---|
| 1 Berechnungsverfahren | 14b Berechnung und Dimensionierung von Erdkörpern mit Bewehrung aus Geokunststoffen |
| 1a Geologie und Baugrund | 15 Küstenschutzbauwerke |
| 2a Versuche und Versuchsgeräte | 16 Forschung |
| 2b Bohrmethoden und Entnahmegäräte | 17 Numerische Verfahren |
| 3 Sonden | 18 Tunnelbau |
| 4 Salzmechanik | 19 Versuchstechnik Fels |
| 5 Pfähle | 20 Böschungen |
| 6 Untersuchung von Boden und Fels | 21 Dokumentation |
| 7 Ufereinfassungen | 22 Natursteine |
| 8a Asphaltbauweisen im Wasserbau | 23 Wasserhaltung |
| 8c Untergrund und Bauwerksverpressungen | 24 Ingenieurgeol. Ausbildung |
| 9 Baugrunddynamik | 25 Ingenieurgeol. Kartierung |
| 11 Geotechnik der Deponien und Altlasten | 27 EDV in der Ingenieurgeologie |
| 12 Baugruben | 29 Felshohlräume zur Verbringung von Stoffen |
| 13 Sicherheit im Grundbau | |
| 14a Kunststoffe in der Geotechnik und im Wasserbau | |

Außerdem Arbeitsausschüsse im Fachnormenausschuß Bauwesen (FNBau) des Deutschen Instituts für Normung (DIN), die teilweise identisch sind mit den entsprechenden Arbeitskreisen und die Normen auf dem geotechnischen Sektor bearbeiten. Dagegen fassen die Arbeitskreise ihre Ergebnisse zu "Empfehlungen" zusammen.

A8 Rechtliche Anforderungen

.01 Begriff der "anerkannten Regel"

Bei Entwurf und Ausführung eines Gründungsbauwerks sind die einschlägigen "anerkannten Regeln der Technik" zu beachten (s.a. Tischer, W. (1963), Kommentar zur VOB/C DIN 18300 bis DIN 18303, Werner-Verlag Düsseldorf):

- (a) ungeschriebene Regeln aus der Erfahrung des Bauschaffens, soweit sie in der Baupraxis allgemein bekannt sind und angewendet werden;
- (b) Unfallverhütungsvorschriften der Träger der gesetzlichen Unfallversicherung;
- (c) technische Vorschriften von Behörden wie der Deutschen Bundesbahn, des Bundesverkehrsministeriums usw.
- (d) technische Richtlinien sachverständiger privater Gremien wie z.B. des Deutschen Normenausschusses, der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., der Hafenbautechnischen Gesellschaft.

Privatrechtliche Regeln nach (d) können durch ministeriellen Ländererlaß auf Grund der Bauordnungen (s.3.3 der Musterbauordnung) öffentlich eingeführt (Einführungserlaß) und damit zu öffentlich rechtlichen Regeln nach (c) gemacht werden.

.02 Normen (DIN und CEN)

DIN-Normen sind technische Normen, die vom Deutschen Normenausschuß (DNA) aufgestellt und unter dem Verbandszeichen DIN herausgegeben werden. Die DIN-Normung ist eine Gemeinschaftsarbeit aller beteiligten Kreise auf freiwilliger, gemeinnütziger Grundlage. Im europäischen Bereich ist entsprechend ein von 18 Ländern (Stand 1991) getragenes "Comité Européen de Normalisation (CEN)" tätig.

Für das Fachgebiet Grundbau maßgebend:

Eurocode 7 Part 1:	Geotechnical Design, General Rules
DIN 1054 (1976):	zulässige Belastung des Baugrunds (Neufassung DIN 1054.100 in Vorbereitung)
DIN 4014 (1990):	Bohrpfähle, Herstellung, Bemessung und Tragverhalten
DIN 4026 (1975):	Rammpfähle, Herstellung, Bemessung und zulässige Belastung; (Neufassung "Verdrängungspfähle" in Vorbereitung)
DIN 1055 Teil 2 (1976):	Bodenkenngrößen, Reibungswinkel, Kohäsion, Wandreibungswinkel
DIN 1072 (1985):	Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen.

Privatrechtliche Baunormen für den Grundbau siehe DIN 1054, Abschnitt 1. Insbesondere gehören hierzu die "Allgemeinen Technischen Vorschriften für Bauleistungen" (ATV) der "Verdingungsordnung für Bauleistungen (VOB):

DIN 18300 VOB; Teil C: ATV, Erdarbeiten, sowie:

StB 76), herausgegeben vom Bundesmin.f.Verkehr

b) ZTV für Erdarbeiten im Landeskulturbau (ZTVE - LK 1959), aufgestellt vom Arbeitsausschuß Kulturbauwesen des Fachnormenausschusses Wasserwesen im DNA.

c) Richtlinien für die Entwässerung und Festigung der Erdbauten (Erdbaurichtlinien), Dienstvorschrift Nr. 836 der Deutschen Bundesbahn.

DIN 18301	VOB; Teile C: ATV, Bohrarbeiten
DIN 18302	Brunnenbauarbeiten
DIN 18303	Baugrubenverkleidungsarbeiten
DIN 18304	Rammarbeiten
DIN 18305	Wasserhaltungsarbeiten
DIN 18308	Dränarbeiten
DIN 18309	Einpreßarbeiten

Zu einigen technischen Baunormen gibt es Beiblätter, die den Charakter eines Kommentars haben: rechtlich unverbindlich, aber bei Auslegungstreitigkeiten herangezogen.

.03 Verbindlichkeit von Baunormen

Baunormen sind keine Gesetze. Man kann in Sonderfällen von ihnen abweichen, z.B. um neue technische Lösungen einzuführen.

In solchen Fällen muß aber für jedes Bauwerk der Nachweis - z.B. durch Gutachten anerkannter Wissenschaftler - gegenüber den obersten Bauaufsichtsbehörden geführt werden, daß die vorgeschlagene Lösung ebenfalls die Sicherheitsanforderungen erfüllt (B. Wedler).

Für neuartige Baumittel kann zu diesem Zweck eine "allgemeine bauaufsichtliche Zulassung" beantragt werden.

Ohne solche Nachweise sind Abweichungen von Baunormen rechtswidrig (s.a. StGB § 367 (1), 14 u. 15). Außer der Ausnahmegenehmigung durch Bauaufsichtsbehörde ist auch eine besondere vertragliche Regelung des außergewöhnlichen Haftpflicht- und Gewährleistungswagnisses (s. VOB A § 9, Ziff.2, letzter Absatz u. § 10, Ziff.4, Absatz 1e und 2 erforderlich).

Selbst wenn nicht ausdrücklich im Bauvertrag erwähnt, werden sie im Streitfall herangezogen, weil sie das Mindestmaß der zu stellenden Forderungen enthalten.

.04 Aufstellung von Baugrundnormen in Deutschland

DNA-Fachnormenausschuß Bauwesen nimmt Vorschläge zur Aufstellung von Normen entgegen. Er bekommt außerdem von den Länderbehörden über das "Institut für Bautechnik" in Berlin Auftrag zur Aufstellung (Länder haben das Recht, da sie finanzieren). DNA überträgt Arbeit seiner "Arbeitsgruppe Baugrund". Diese prüft das Bedürfnis und beruft bejahendenfalls einen Arbeitsausschuß mit den Vertretern aus Verwaltung, Industrie, Hochschulen, VBI. Arbeitsausschuß stellt Entwurf auf, den der DNA als sog. "Gelbdruck" zur öffentlichen Diskussion stellt. Nach Ablauf der Einspruchsfrist und

Bearbeitung der Einsprüche dann endgültige Herausgabe als "Weißdruck".

Sobald technische Entwicklung Neubearbeitung erforderlich macht (etwa 10 Jahre), ergeht Vorschlag dazu an den DNA und löst gleichen Geschäftsgang wie oben aus.

Arbeitsgruppe Baugrund im DNA durch Personalunion mit der "Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V." verbunden, dem für Grundbaufragen zuständigen Fachverband (S. A 07.1).

.05 Verpflichtungen des Auftraggebers bezüglich des Baugrunds

VOB, Teil A:

§ 9 Ziffer 3, Absatz 3:

Die Boden- und Wasserverhältnisse sind so zu beschreiben, daß der Bewerber den Baugrund und seine Tragfähigkeit, die Grundwasserverhältnisse und die Einflüsse benachbarter Gewässer auf das Bauwerk und die Bauausführung hinreichend beurteilen kann.

VOB, Teil A:

§ 16, Ziffer 1:

Der Auftraggeber soll erst dann ausschreiben, wenn alle Verdingungsunterlagen fertiggestellt sind und wenn innerhalb der angegebenen Fristen mit der Ausführung begonnen werden kann.

VOB, Teil B:

§ 4 Ziffer 3:

Hat der Auftragnehmer Bedenken gegen die vorgesehene Art der Ausführung (auch wegen der Sicherung gegen Unfallgefahren), gegen die Güte der vom Auftraggeber gelieferten Stoffe oder Bauteile oder gegen die Leistungen anderer Unternehmer, so hat er sie dem Auftraggeber unverzüglich möglichst schon vor Beginn der Arbeiten schriftlich mitzuteilen; der Auftraggeber bleibt jedoch für seine Angaben, Anordnungen oder Lieferungen verantwortlich.

§ 6 Ziffer 1:

Glaubt sich der Auftragnehmer in der ordnungsmäßigen Durchführung der Leistung behindert, so hat er es dem Auftraggeber unverzüglich schriftlich anzuzeigen. Unterläßt er die Anzeige, so hat er nur dann Anspruch auf Berücksichtigung der hindernden Umstände, wenn dem Auftraggeber offenkundig die Tatsache und deren hindernde Wirkung bekannt waren.

§ 18 Ziffer 3:

Bei Meinungsverschiedenheiten über die Eigenschaften von Stoffen, für die allgemein gültige Prüfungsverfahren bestehen, und über die Zulässigkeit oder Zuverlässigkeit der bei der Prüfung verwendeten Maschinen oder angewendeten Prüfungsverfahren kann jede Vertragspartei nach vorheriger Benachrichtigung der anderen Partei die materialtechnische Untersuchung durch eine staatliche oder staatlich anerkannte Materialprüfungsstelle vornehmen lassen, deren Feststellungen verbindlich sind. Die Kosten trägt der unterliegende Teil.

Nach diesen Bestimmungen liegt das Baugrundrisiko grundsätzlich beim Bauherrn.

Zusammenstellung der zum Zeitpunkt Dezember 1990 bestehenden deutschen Normen auf dem Gebiet der Geotechnik

DIN 1054 Zulässige Belastung des Baugrund		DIN 1055 TEIL 2 Lastannahmen, Bodenkenngrößen		DIN 1080 TEIL 6 Begriffe, Formelzeichen	
BAUGRUNDPRÜFUNG	BAUGRUNDPRÜFUNG	GRÜNDUNGSELEMENTE	GRÜNDUNGS- VERFAHREN	BERECHNUNG VON GRÜNDUNGEN	
DIN 4020 Geotechnische Untersuchungen	DIN 18121 TEIL 1 Wassergehaltsbestimmung	DIN 18134 Plattendruckversuch	DIN 4014 Bohrpfähle, Großbohrpfähle	DIN 4093 Einpessungen in Untergrund und Bauwerke	DIN 4017 Grundbruchberechnung
DIN 4021 TEIL 1 Bodenaufschlüsse	DIN 18121 TEIL 2 Wassergehaltsbestimmung, Schnellverfahren	DIN 18135 (Entwurf) Zusammendrückbarkeit	DIN 4024 Stützkonstruktionen für rotierende Maschinen		DIN 4018 Sohldruck unter Flächen- gründungen
DIN 4021 TEIL 2 Felsaufschlüsse	DIN 18122 TEIL 1 Konsistenzgrenzen	DIN 18136 Einaxiale Druckfestigkeit	DIN 4025 Fundamente f. Ambobhämmer	DIN 4123 Unterfangungen	DIN 4019 Setzungsberechnung
DIN 4021 TEIL 3 Aufschluß der Wasserverhältnisse	DIN 18123 Korngrößenverteilung	DIN 18137 TEIL 1 Scherfestigkeit, Begriffe	DIN 4026 Verdrängungspfähle	DIN 4124 Baugruben und Gräben	DIN 4084 Geländebruch- Böschungsbruchnachweis
DIN 4022 TEIL 1 Schichtenverzeichnis für Bohrungen im Lockergestein ohne Kernung	DIN 18124 Teil 1 Korndichte (Pyknometer)	DIN 4094 Ramm- und Drucksonden	DIN 4095 Dränung des Untergrunds		DIN 4085 Berechnung des Erddrucks für Grundbauwerke
DIN 4022 TEIL 2 Felsbohrungen	DIN 18124 TEIL 2 Korndichte (Luftpyknometer)	DIN 4096 Flügelsondierung	DIN 4125 TEIL 1 Verpresanker		DIN 4149 Bauten in deutschen Erdbebengebieten
DIN 4022 TEIL 3 Schichtenverzeichnis bei durchgehender Kernung	DIN 18125 TEIL 1 Bodendichte: Labormethoden	DIN 4107 Seizungsbeobachtungen	DIN 4126 Schlitzwände: Konstruktion, Ausführung		DIN 4150 TEIL 2 Erschütterungseinwirkung auf Menschen in Gebäuden
DIN 4023 Zeichnerische Darstellung der Bohrergebnisse	DIN 18126 Bestimmung der lockersten und dichtesten Lagerung	DIN 4150 TEIL 1 Schwingungsmessung	DIN 4127 Schlitzwandtone: Güteforderungen		DIN 4150 TEIL 3 Erschütterungseinwirkung auf Bauwerke und Bauteile
DIN 4030 Betonaggressive Wässer, Böden und Gase	DIN 18127 Proctorversuch		DIN 4128 Verprespfähle, Orbetempfähle		
DIN 18196 Bodenklassifikation	DIN 18128 Bestimmung des Glühverlusts		DIN 18195 Bauwerksabdichtungen		
	DIN 18129 Kapillare Steighöhe				
	DIN 18130 Durchlässigkeit (Labor)				
	DIN 18132 (in Vorbereitung) Bestimmung des Wasseraufnahmevermögens				

Anm.: Die Titel sind als Stichworte ausgeführt. Wegen der genauen Bezeichnungen wird auf die DIN-Taschenbücher 36 (Erd- und Grundbau) und 113 (Erkundung und Untersuchung des Baugrunds), Beuth-Verlag 1991, verwiesen.

B 3 Senkungen

Senkungen des Untergrunds entstehen durch Hohlräume, die zeitlich fortschreitend auf natürliche Weise (z.B. Dolinen oder Karsthöhlen: Salinarkarst, Sulfatkarst, Karbonatkarst) oder durch künstliche Eingriffe (Tunnelbau, Kavernenbau, Bergbau, Abpumpen von Gas, Wasser oder Erdöl) eintreten. Die Hohlräume können langfristig standfest sein. Die Senkung der Oberfläche ist dann trogartig. Sie können aber auch allmählich zufließen, wenn sich das Deckgebirge viskoplastisch verformt. Das Versagen untertägiger Hohlräume führt entweder zum Verbruch oder Erdfall, s. Bild B3.01. Das Bild bezieht sich auf den Bergbau, gilt aber sinngemäß auch für natürliche Hohlräume. Viskoplastische Verformungen werden erst seit etwa 1970 ingenieurwissenschaftlich von der Salzmechanik untersucht.

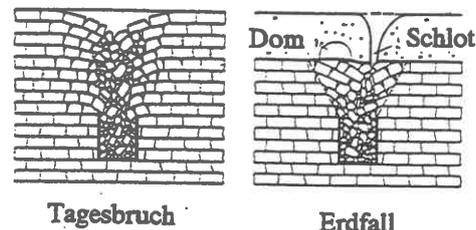


Bild B3.01 (NENDZA 1992)

Für die Quantifizierung von Senkungen und Verbruch-Risiken sollten Bauingenieure auf die langjährigen Beobachtungen und Messungen der Markscheider zur Ermittlung von Bergschäden zurückgreifen. Größe der Bewegungen hängt von der Tiefe des Hohlraums ab (im Bergbau: "oberflächennah" = oberhalb 100 - 150 m Tiefe). Geometrische Form (Lehmansche Trogtheorie) s. Bild B3.02.

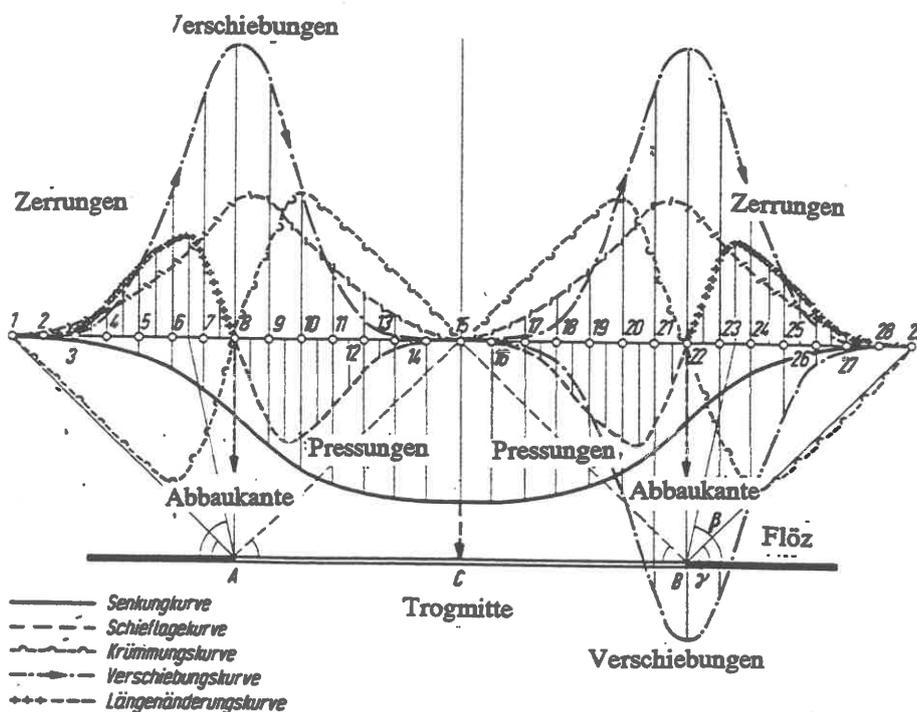


Bild B3.02: Geometrische Bestimmungsstücke einer Senkung (NENDZA 1992)

Wenn auch (KRATZSCH 1974) 70% aller durch Bergbau-Einwirkung verursachten Gebäudeschäden auf lotrechte Verschiebungen zurückzuführen sind, dürfen die ausgeprägten horizontalen Verschiebungskomponenten nicht außer acht gelassen werden, s.a. Bild B3.03.

Schrifttum zu B3

KRATZSCH (1974): Bergschadenkunde. Springer-Verlag Berlin/Heidelberg/New York.

NENDZA, H. (1992): Gründungen in Bergbaugebieten. In: Grundbtschb. 4. Aufl., Teil 3, Kap. 3.11.

Verlag Ernst & Sohn Berlin.

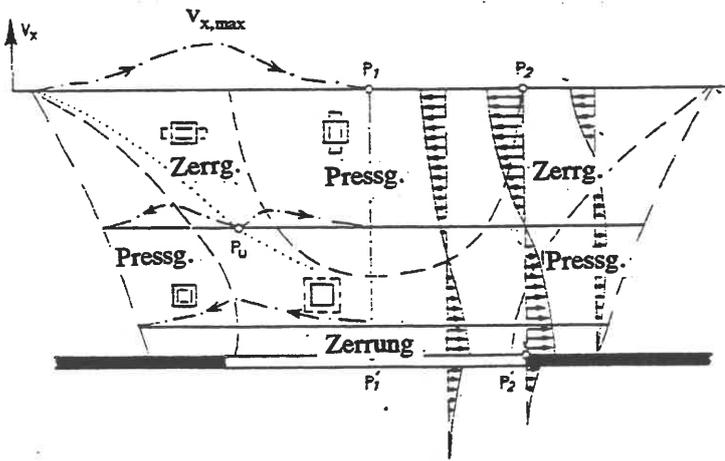


Bild B3.03: Horizontalverformung infolge eines flächigen Hohlraumes untertage (KRATZSCH 1974)

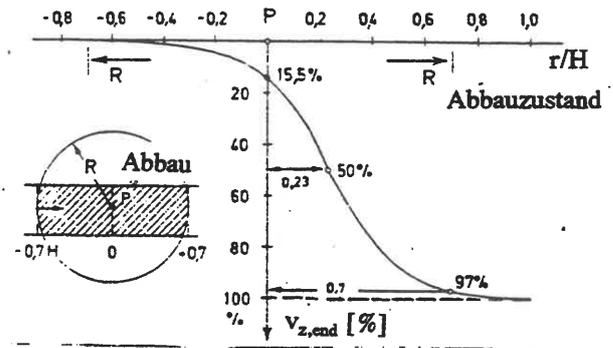


Bild B3.05: Zeit-Senkungs-Kurve im englischen Bergbau, Abbautiefe 300-600 m (KRATZSCH 1974)

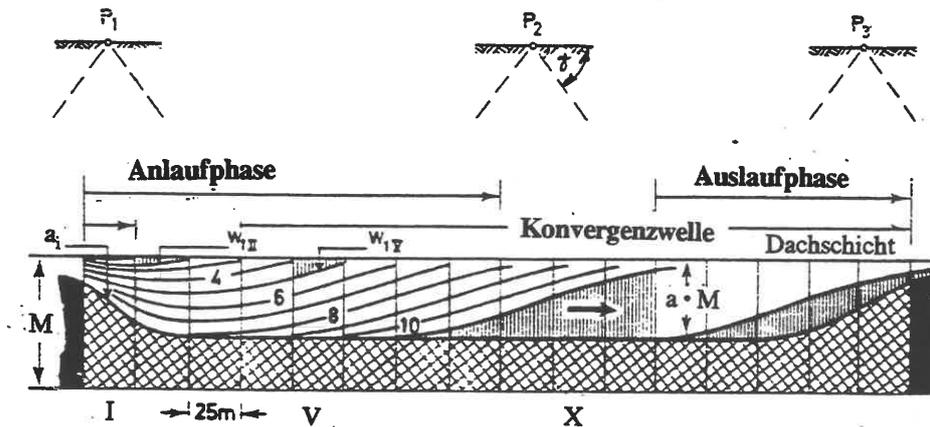


Bild B3.04: Fortschreitende Einsenkung über dem beim Abbau erzeugten flächigen Hohlraum (P- Oberflächenpunkte; M- Hohlraumhöhe; a- auf M bezogene Senkung der Hohlraumdecke) nach KRATZSCH (1974).

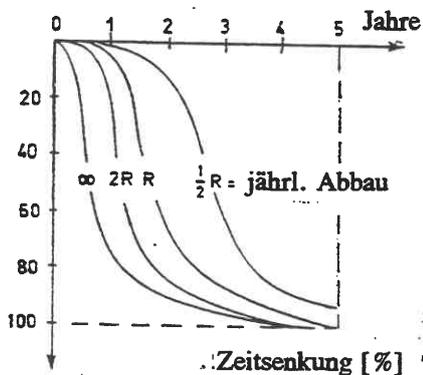


Bild B3.06: Beschleunigung der Senkung bei Steigerung des Abbautempos. (KRATZSCH 1974)

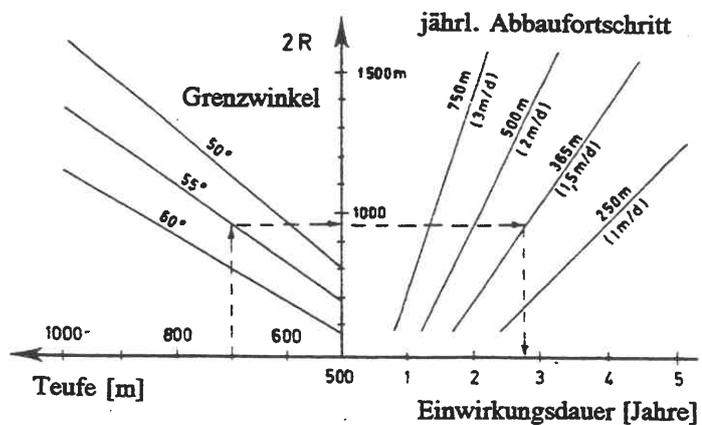


Bild B3.07: Englischs Nomogramm zur Ermittlung des Grenzwinkels und der Einwirkungsdauer (KRATZSCH 1974)

	Senkung [mm]		Schieflage [mm/m]		Pressung [mm/m]		Zerrung [mm/m]	
	Vollfläche	Teilfläche	Vollfläche	Teilfläche	Vollfläche	Teilfläche	Vollfläche	Teilfläche
Ruhrgebiet (analytisch)	$a M$	$a M e$	$1,2 \frac{aM}{R}$	$0,7 \frac{aM}{R}$	$0,25 \frac{aM}{H}$	$0,5 \frac{aM}{H}$	$0,25 \frac{aM}{H}$	$0,25 \frac{aM}{H}$
Saarrevier (empirisch)	$a M$	$a M e$	$1,9 \frac{aM}{l}$			$1,3 \frac{aM}{H}$	$0,65 \frac{aM}{H}$	
Ort	Trogrmitte über Abbauzentrum		über Abbaukante		Trogrmitte über Abbauzentrum		über Vorfelddmitte	
	Krümmungsradius min. [m]		Bemerkungen: a = Absenkungsfaktor (0,5 Vollersatz, 0,9 Bruchbau) M = Abbaumächtigkeit des Flözes, hier in mm e = Einwirkungsfaktor, mit Integrationsnetz ermitteln R = Vollflächenradius H = Abbauteufe in m l = Entfernung vom Trogrand bis zur Trogrmitte in m					
	Vollfläche	Teilfläche						
Ruhrgebiet	$500 \frac{R^2}{aM}$	$250 \frac{R^2}{aM}$						
Saarrevier	$250 \frac{l^2}{aM}$							
Ort	über Abbaumitte (muldenförmig) oder Vorfeld (sattelförmig)							

BILD B3.08: Tabelle mit Näherungsformeln für die Extremwerte der Verformungselemente. Die Teilfläche ist eine halbe Vollfläche (KRATZSCH 1974).

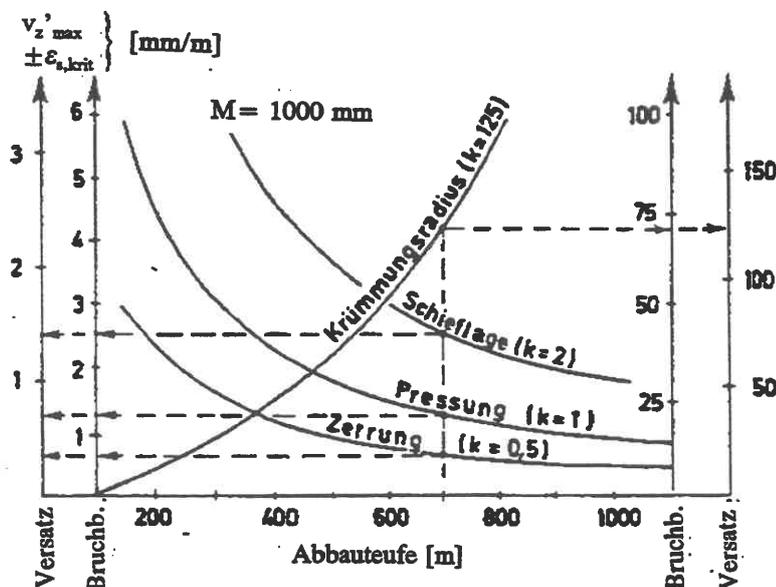
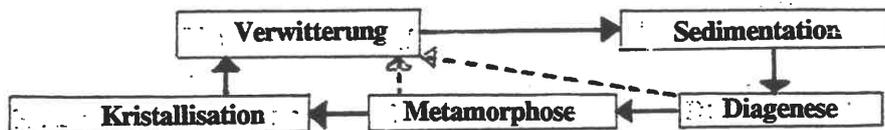


Bild B3.09: Graphische Darstellung der Extremwerte über einem Abbaufeld. Die k-Werte geben die jeweils benutzten Zahlen aus der Tabelle an (Schieflage $1,5 \frac{aM}{R} = 2 \frac{aM}{H}$; Pressung = Stauchung $1 \frac{aM}{H}$; Zerrung $0,5 \frac{aM}{H}$; Krümmungsradius $125 \frac{H^2}{aM}$) (KRATZSCH 1974).

B 10 Mineralogische Grundlagen

.01 Entstehung der Tone

Die Gesteine Nordamerikas und Europas bestehen zu 66,9% aus Feldspäten, 22,2% aus Kalken, Dolomiten und Salinargesteinen und zu 10,9% aus Quarz. Nach MILLOT (1970) unterliegen sie einem zyklischen Umwandlungsprozeß: Die Lockergesteine entstehen durch physikalische und chemische, in sehr geringem Umfang auch durch biologische Verwitterung; sie enthalten die Elemente der Ursprungsgesteine in etwa der gleichen prozentualen Häufigkeit.



Elemente der Ursprungsgesteine in etwa der gleichen prozentualen Häufigkeit.

Physikalische Verwitterung:

Chemische Zusammensetzung der Partikel bleibt erhalten; sie werden durch Wind (Trockenzonen) oder Wasser (Niederschlagszonen) transportiert und sedimentiert. Physikalische Verwitterung setzt bei den weichsten Bestandteilen an. Im Granit ist das der Glimmer (Härte 2-3), der 0,2 ÷ 0,5% Wasseraufnahmefähigkeit verursacht. Dieses Wasser sprengt bei Frost das Gestein. Beim Transport im Wasser werden die im Vergleich zu Quarz weicheren Feldspäte abgerieben und ausgewaschen. Ergebnis: Quarzsand, durch Abrieb entstandener Quarzstaub in Suspension und Feldspäte in feinsten Verteilung in Suspension. Die Quarzkörner können wegen ihrer Härte 7 vom Wasser nicht unter einen gewissen Durchmesser zerkleinert werden; sie sedimentieren zu Quarzsand und Quarz-Grobschluff. Dagegen sind Feinschluff und Ton entweder praktisch reine Feldspatprodukte oder Kalke. Erstere entstehen entweder durch Neubildung aus den suspendierten Komponenten oder bilden sich am Verwitterungsort durch Transformation (Aggradierung = Anreicherung von Ionen; Degradierung = Abgabe von Ionen).

Chemische Verwitterung:

Sie überwiegt in Regionen ohne Frost, z.B. in tropischen Regenwäldern. Sickerwasser löst (Hydrolyse) die negativen Ionen aus dem Gestein so lange heraus, bis Aluminiumoxide und Eisenoxide übrigbleiben (Lateritbildung).

Bestandteile des Granits: Quarz: Siliziumdioxid + Kristallwasser

Feldspat: Orthoklas $KAlSi_3O_8$ + Plagioklas = Mischung von Albit $NaAlSi_3O_8$ und Anorthit $CaAl_2Si_2O_8$

Glimmer: Muscovit $H_2KAl_3Si_3O_{12}$
+ Biotit $K_2HA_3Si_3O_{12} \cdot 3Mg_2SiO_4 \cdot nFe_2SiO_4$

Neubildung der Tonmineralien:

Die Neubildung in der Sedimentationsphase ist dadurch bedingt, daß die Feldspat-Abkömmlinge aus den in Bild B10.01, skizzierten Molekülen bestehen, die sich in der in Bild B10.02 gezeichneten Weise zu Ketten verbinden. Diese Kettenmoleküle haben noch keine elektrisch ausgeglichenen Oberflächenladungen

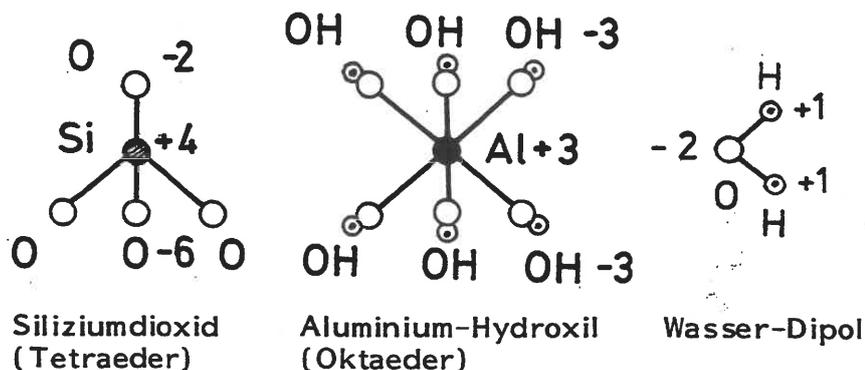


Bild B10.01 (ENDELL 1941)

gen und sind deswegen nicht stabil. Sie lagern sich daher zu zwei- oder dreischichtigen Kristallformen zusammen.

Das Wasser-Molekül ist zwar elektrisch neutral, kann aber wegen seiner unsymmetrischen räumlichen Struktur elektrisch gerichtet und gebunden werden (Van-der-Waals-Kräfte).

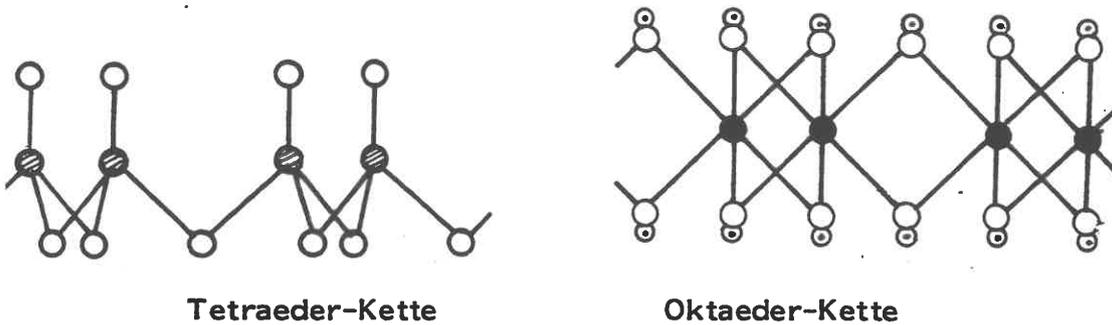


Bild B10.02

.02 Kaolinit

Die in Bild B10.03 dargestellte zweischichtige Kristallform des Kaolinites besteht aus einer Tetraeder- und einer Oktaederschicht in fester chemischer Verbindung: $Al_2O_3 \cdot 2SiO_2 \cdot 2H_2O$

Ein Kaolinit-Tonteilchen besteht aus einem Verband solcher Doppellättchen. Da sich in der Kontaktfläche zwischen Tetraeder- und Oktaedergitter positive und negative Oberflächenladungen gegenseitig neutralisieren, bleibt der Gitterabstand konstant. Dadurch ist das Kaolinit-Teilchen gegen äußere Störungen relativ unempfindlich.

.03 Illit

Das normale (und damit häufigste) Endprodukt der Verwitterung des Granits ist das Dreischicht-Mineral Illit mit seinen verschiedenen Modifikationsformen. Die Grundeinheit ist dieselbe wie beim Montmorillonit mit dem Unterschied, daß einige Si-Atome durch Al ersetzt sind. Damit würde eine Ladungs-Differenz und ein elektrisches Ungleichgewicht entstehen. Dies wird kompensiert durch K^+ -Ionen in den Zwischenschichten (GRIM 1968).

Diese das System stabilisierenden Ionen bewirken, daß Illite trotz ihres Dreischicht-Aufbaus im diagenetisch verfestigten Zustand wesentlich weniger quellfähig sind als die Montmorillonite und einen ziemlich konstanten Gitterabstand von 10 \AA haben. Man muß aber beachten, daß die Illite in jungen Sedimenten sich geologisch noch in ihrer Bildungsphase befinden und deswegen noch unverfestigte, "offene" Strukturen haben. Illite sind nicht unbedingt Neubildungen durch Sedimentation, sondern können unmittelbare Verwitterungsprodukte sein, die aus dem Glimmer unter Wasseraufnahme und Abgabe von Alkali-Ionen entstanden sind. Bei dieser Transformation haben auch Fe^{2-} bzw. Fe^3 -Hydroxide große Bedeutung, siehe die Keupertone, die hauptsächlich aus Illiten bestehen und ihre Rot- bzw. Grünfärbung aus den eingelagerten Fe-Verbindungen (Hämatite) erhalten. Eine grüne Illit-Art, bei der die Al-Ionen teilweise durch Fe-Ionen ersetzt sind, ist der Glaukonit. Es gibt zwar in der Mineralogie neben den hier genannten Hauptmineralen der Tone noch zahlreiche weitere, doch ist diese Vielfalt nur scheinbar, da sich aus den Grundelementen viele Mischformen auf-

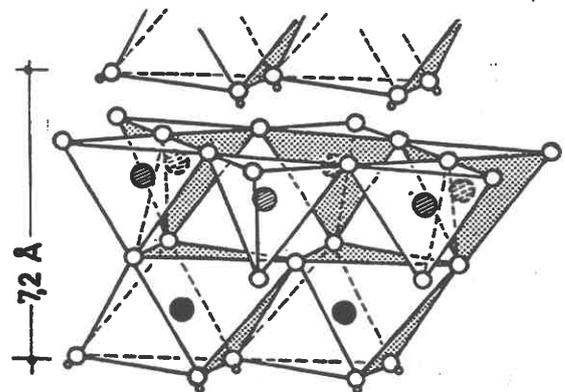


Bild B10.03: Kaolinit-Kristall (nach GRIM 1968)
 $1 \text{ \AA} (\text{Angström}) = 10^{-7} \text{ mm}$

bauen lassen. Schon während der Entstehung hängt die Kristallformung im einzelnen vom Ionen-Angebot, vor allem den Na- und K-Ionen ab: da ihr Ionen-Radius verschieden groß ist, wirken sie sich unterschiedlich strukturierend aus.

.04 Montmorillonit

Unter geeigneten Bedingungen (s.a. MILLOT 1970) bilden sich entweder am Verwitterungsort diagenetisch oder während des Sedimentierens dreischichtige Kristalle aus einer Oktaeder- zwischen zwei Tetraeder-Schichten. Als Beispiel hierfür zeigt Bild B10.04 das Strukturmodell des Montmorillonits:



Die gegenüberliegenden Gitter-Oberflächen haben hier Ladungen von gleichem Vorzeichen. Sie stoßen sich ab. Die Neutralisierung dieses Abstoßungseffekts wird durch Dipole und - das muß aber nicht sein - positive Ionen (Kationen) bewirkt, die in der Kontaktzone absorbiert sind. Dieses System reagiert empfindlich auf Störungen und thermische Änderungen, so daß der Bestand an polarisiertem Wasser stark schwankt und damit auch die Teilchen-Dicke, vgl. die in Bild B 10.04 eingetragene Variation des Schichtgitterabstands. Der Montmorillonit hat deshalb ein beträchtliches

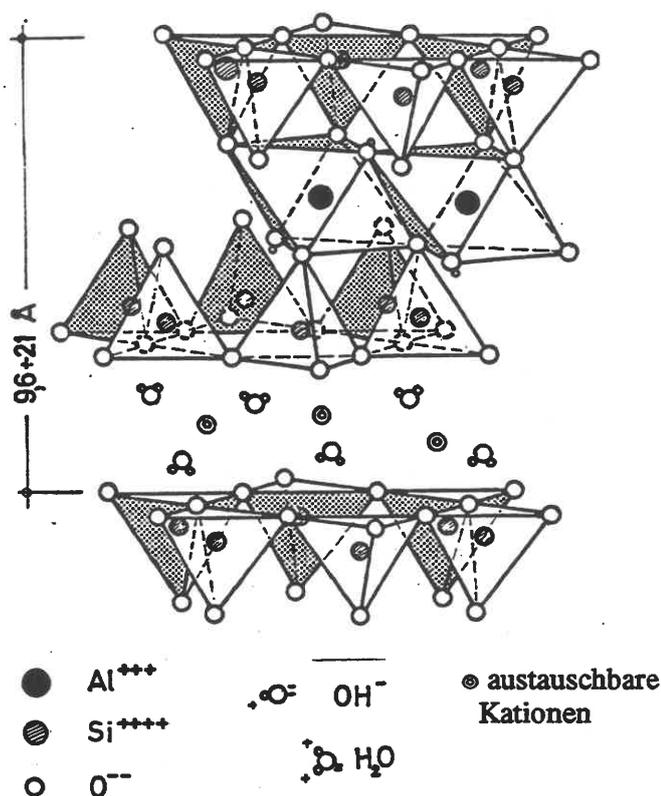


Bild B10.04: Montmorillonit-Kristall (nach GRIM 1968)

Quellvermögen. Die Montmorillonit-Teilchen sind wesentlich kleiner als die des Kaolinit, weil die für die Bildung größerer Kristallstrukturen entscheidenden Ionen vollständig aus den Zwischenzonen herausgelöst sind (vollständige Degradierung) - vgl. den Gegensatz etwa zum Illit, B10.04. LAMBE/-WHITMAN 1969 geben als typische Abmessung $10 \cdot 1000$ für Montmorillonit, für Kaolinit dagegen $1000 \cdot 10.000 \text{ \AA}$ an.

.05 Chlorit

Ein weiteres häufiges Dreischichtmineral ist der Chlorit, der den prinzipiellen Aufbau des Illits hat und sich nur darin unterscheidet, daß die Stabilisierung in der Zwischenschicht nicht durch Alkali-Ionen, sondern durch Ionen in Form einer singulären Oktaederschicht $(\text{Mg} \cdot \text{Al})_6(\text{OH})_{12}$ zustandekommt. Chlorite können durch Transformation aus Illiten entstehen und umgekehrt. Sie gehören mit zu den für die Keupertone typischen Mineralarten.

.06 Struktur der Tonböden

Die während des Transports im Wasser sich bildenden Tonmineral-Kristalle bleiben solange in ungeordnetem Zustand suspendiert, wie das die kinetische Energie des Wassers (Turbulenz!) erlaubt. Wenn die Geschwindigkeit klein wird, beginnen sich die aus dem Kristall und der gebundenen Was-

serhülle bestehenden Partikel unter dem Einfluß der Van-der-Waals-Anziehungskräfte zu größeren Strukturen zu ordnen. Wenn man, Bild B10.05, die Wirkungen des Abstoßungs- und des Anziehungspotentials überlagert, ergibt sich - da sie verschiedenen Potenzgesetzen gehorchen - eine resultierende Potentialfunktion mit einem Minimum in einem bestimmten Abstand x_0 . Die im Wasser suspendierten Tonteilchen haben deswegen die Tendenz, sich zu einem festen Verband zu ordnen, wobei auch die im Wasser vorhandenen freien Ionen großen Einfluß haben. Das entstehende System ist sehr störanfällig und bricht bei Energiezufuhr wieder zusammen (Thixotropie). Die Dicke der Hülle aus gebundenen Wasser-Dipolen hängt von der "spezifischen Oberfläche" der Tonteilchen ab und ist bei Montmorillonit am größten: 1000 m²/g (Illit: 100, Kaolinit: 10, Feinsand mit $d = 0,1$ mm: 0,03 m²/g), so daß diese Tone bis zu mehreren 100% freies Wasser binden (polarisieren) können.

Bild B10.06 stellt schematisch und in ebener Projektion die drei Strukturformen dar, die experimentell nachgewiesen werden konnten: (a) ist ein kartenhaus-ähnlicher Typ, (b) ein Wabentyp (die dunkel angelegten Partikel sollen Schluffkörner bezeichnen) und (c) der disperse Typ mit bereichsweise eingeregelteten Teilchen.

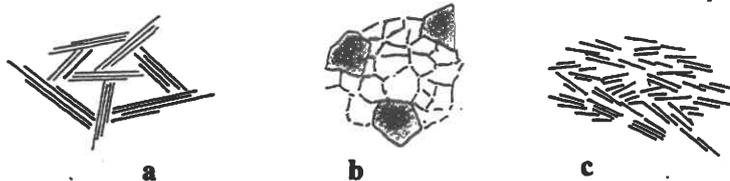


Bild B10.05: Potentialkräfte zwischen suspendierten Partikeln

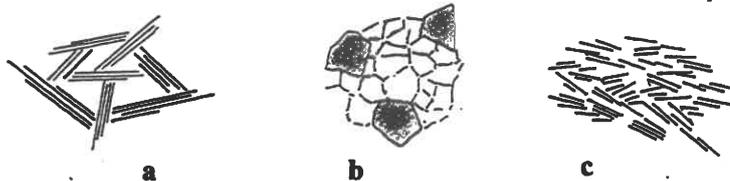


Bild B10.06: (SIDES/BARDEN1971)

Die Ausflockung nach (a) ist für die Sedimentation in Salzwasser kennzeichnend und nimmt dementsprechend sehr zu, sobald das Süßwasser eines Flusses in den Übergangsbereich (Brackwasser) zum Salzwasser des Meeres mündet. Sobald der nach (a) sedimentierte Ton irgendwelchen Scherbeanspruchungen (s.D6) ausgesetzt wird, bricht die Flockenstruktur in den höchstbeanspruchten Bereichen zusammen, und es entsteht örtlich eine Struktur nach (c), was von MITCHELL (1960, s.a.1976) experimentell auf polarisationsoptischem Wege nachgewiesen wurde. Tone, die im Salzwasser sedimentiert wurden und anschließend durch Sickerwasser ausgelaugt werden, so daß der Dissoziationsgrad des Porenwassers allmählich sinkt, verlieren ihre ursprüngliche Festigkeit und werden unter Last instabil (Beispiel: skandinavische Tone, die durch Hebung des Landes aus dem Meer aufgetaucht sind).

Schrifttum zu B10

- GRIM, R.E. (1968): Clay Mineralogy. 2. Aufl., McGraw-Hill Inc, New York.
 LAMBE, T.W./WHITMAN, R.V. (1969): Soil Mechanics. J.Wiley&Sons Inc., New York,
 MILLOT, G. (1970): Geology of Clays. Springer-Verlag Berlin Göttingen Heidelberg.
 MITCHELL, J.K. (1960): Fundamental Aspects of Thixotropy in Soils. Journal
 Soil Mech.Div., Proc. ASCE 86, 5.19
 MITCHELL, J.K. (1976): Fundamentals of Soil Behavior. J.Wiley&Sons Inc. New York.
 SIDES, G./BARDEN, L. (1971): The Microstructure of Dispersed and Flocculated Samples
 of Kaolinite, Illite and Montmorillonite. Can. Geotechn. J. 8, 5.391-399.

C0 Baugrunderkundung

Die Verpflichtung zur Baugrunderkundung resultiert aus allgemeiner Sorgfaltspflicht, aus VOB (s. A8.01.5), aus DIN 1054 und DIN 4020 (1990). Dort heißt es (auszugsweise):

4 Allgemeine Anforderungen

4.1 Notwendigkeit der geotechnischen Untersuchungen

Für jede Bauaufgabe müssen Aufbau und Beschaffenheit von Boden und Fels im Baugrund oder in den Gewinnungsstätten für Baustoffe sowie die Grundwasserverhältnisse ausreichend bekannt sein. Hierzu sollen Untersuchungen projektbezogen ausgeführt werden.

4.3 Planung der geotechnischen Untersuchungen

Für die Planung der geotechnischen Untersuchung ist eine Aufstellung über die einschlägigen bautechnischen Fragen, die bei der baulichen Anlage bzw. bei der Gewinnungsstätte auftreten können, vorzunehmen. Sie muß die geologischen Gegebenheiten berücksichtigen und den im Laufe der Untersuchungen gewonnenen Kenntnissen laufend angepaßt werden. Führt das Ergebnis der geotechnischen Untersuchung zur Änderung der Planung, ist zu prüfen, ob ergänzende Untersuchungen notwendig sind.

Der mit der geotechnischen Untersuchung beauftragte Sachverständige muß sowohl über die für das Bauwerk bzw. die Gewinnungsstätte als auch die für die Baudurchführung entscheidenden Fragestellungen nach dem jeweiligen Planungs- und Ausführungsstand informiert werden. Der Sachverständige hat seinerseits dem Bauherrn bzw. dem vom Bauherrn beauftragten Entwurfsverfasser mitzuteilen, welche Informationen für die optimale Durchführung und Aussagekraft der geotechnischen Untersuchung benötigt werden.

5 Veranlassung und Ablauf der geotechnischen Untersuchungen

5.1 Veranlassung der geotechnischen Untersuchungen

Der Entwurfsverfasser hat geotechnische Untersuchungen für den Entwurf rechtzeitig zu veranlassen und gegebenenfalls den Sachverständigen für Geotechnik vorzuschlagen.

5.3 Ablauf der geotechnischen Untersuchungen für Boden und Fels als Baugrund

5.3.1 Beschreibung der baulichen Anlage

Für jede Phase der geotechnischen Untersuchung müssen die entsprechenden Unterlagen über das Bauobjekt zur Verfügung gestellt werden, wie z.B.:

- a) Lageplan mit Angabe der Lage des Bauobjekts im Gelände,
- b) Grundrisse und Schnitte der Vor- oder Entwurfsplanung mit NN Höhen,
- c) voraussichtliche Massen und Lasten, dynamische und sonstige Einwirkungen,
- d) beabsichtigte bzw. mögliche Konstruktionsanweisungen,
- e) Nutzungsweise des Bauobjekts, insbesondere der unter Geländeoberfläche befindlichen Räume.

5.3.2 Beginn und Durchführung der geotechnischen Untersuchungen

Der Baugrund soll während der Grundlagenermittlung oder der Vorplanung erkundet und beurteilt werden. Dabei muß grundsätzlich eine Ortsbegehung (siehe Abschnitt 7.3) durchgeführt werden. Wird

für die geotechnischen Untersuchungen ein Sachverständiger für Geotechnik beigezogen, so ist er bereits zu diesem Zeitpunkt mit der Planung und Überwachung der geotechnischen Untersuchungen zu beauftragen.

6 Art und Umfang der geotechnischen Untersuchungen

6.1 Aufgabenstellung

6.1.1 Boden und Fels als Baugrund

Die geotechnische Untersuchung von Boden und Fels als Baugrund hat die Beschreibung aller für die jeweilige Baumaßnahme maßgebenden Baugrundeigenschaften zu ermöglichen und die erforderlichen Baugrundkenngrößen zu liefern oder zu überprüfen. Anhand der Kenntnis der Eigenschaften und Kenngrößen des Baugrunds müssen festgelegt beziehungsweise beurteilt werden können:

- a) Verformungen, die durch die Baumaßnahme und das Bauwerk hervorgerufen werden, ihre räumliche Verteilung und ihr zeitlicher Verlauf sowie die Möglichkeiten, durch konstruktive Maßnahmen (Formgebung, statisches System, Wahl der Gründungsart) ein verträgliches Zusammenwirken von Bauwerk und Baugrund zu erzielen.
- b) Die Sicherheit gegen Grenzzustände, z.B. gegen Grundbruch, Geländebruch, Auftrieb, Gleiten (siehe DIN 1054, DIN 4017 (z.Z. Entwurf), DIN 4084, DIN 19 702 (z.Z. Entwurf), Knicken von Pfählen (siehe DIN 4014)).
- c) Lasteinwirkungen auf das Bauwerk aus dem Baugrund und Abhängigkeit dieser Kräfte von der konstruktiven Gestaltung des Bauwerks und der Art der Baudurchführung, z.B. Seitendruck auf Pfähle.
- d) Die Einwirkungen, die auf das Bauwerk über die unter c) genannten Ursachen hinaus wirksam werden können.
- e) Die Auswirkung des Bauwerks und seines Betriebs auf die Umgebung.
- f) Die zusätzlichen Maßnahmen, die die Baudurchführung erfordert, wie z.B. die Baugrubenausbildung, einschließlich eventueller Rückverankerungen und Grundwasserhaltung, Hülsen bei Ort betonpfählen, Beseitigung von Rammhindernissen.
- g) Die Auswirkungen der Baudurchführung auf die Umgebung.
- h) Bereits eingetretene oder in der Umgebung eines Kontaminationsbereiches zu erwartende Untergrund- bzw. Grundwasserverunreinigungen nach Art und Ausdehnung.
- i) Effekt einer Maßnahme zur Eingrenzung oder Beseitigung einer Untergrund- bzw. Grundwasserkontamination.

6.1.3 Grundwasserverhältnisse

6.1.3.1 Bei der Untersuchung der Grundwasserverhältnisse müssen festgestellt werden können:

- a) die Tiefenlage, Mächtigkeit, Ausdehnung und Durchlässigkeit wasserführender Schichten und im Fels darüber hinaus die Trennflächensysteme,
- b) Höhenlage der Grundwasseroberfläche oder Grundwasserdruckfläche der Grundwasserstockwerke und ihre zeitabhängigen Schwankungen (außer beobachteten Grundwasserständen auch mögliche extreme Stände und deren Häufigkeit),
- c) Chemische Beschaffenheit, Temperatur soweit erforderlich,
- d) Erdbebeneinfluß auf das GW-Regime,

- e) Ob von der baulichen Anlage oder der Bauausführung besondere Gefährdungen bautechnischer oder sonstiger Art auf die Umgebung ausgehen oder die Bauwerke selbst durch sonstige Einflüsse einer besonderen Gefährdung hinsichtlich Standsicherheit und eventuell auch Betriebssicherheit unterliegen.
- f) Die Einflüsse von Senkungen in Bergsenkungsgebieten, Gebieten mit Erdfällen, bei unkontrolliert geschütteten Geländeauffüllungen.

6.2.3 Voruntersuchung

Falls eine Voruntersuchung vorgenommen wird, soll sie folgendes umfassen:

- a) die Sichtung und Bewertung von vorhandenen Unterlagen,
- b) ein weitmaschiges Untersuchungsnetz entweder in systematischer Anordnung (z. B. bei Ausweisung neuer Baugebiete) oder an je nach Zugänglichkeit ausgewählten Stellen,
- c) stichprobenhafte Feststellungen von maßgebenden Baugrundkenngößen und -eigenschaften.

Anmerkung: Eine allgemein gültige Festlegung von Art und Umfang der Voruntersuchung ist für dieses Stadium der Baugrunduntersuchung nicht möglich.

6.2.4 Hauptuntersuchung

6.2.4.1 Die Hauptuntersuchung soll umfassen :

- a) Sichtung und Bewertung von vorhandenen Unterlagen,
- b) Erkundung der Konstruktionsmerkmale und Gründungsverhältnisse im Einflußbereich der Baumaßnahme liegender baulicher Anlagen,
- c) allgemeine geologische Beurteilung, gegebenenfalls bei schwierigen Objekten oder schwierigen Baugrundverhältnissen geologische Detailuntersuchung,
- d) direkte Aufschlüsse,
- e) indirekte Aufschlüsse,
- f) Feldversuche,
- g) Probelastungen, in Einzelfällen Probeausführung von Bauteilen mit Funktionsprüfung (z. B. Proberammungen),
- h) Pumpversuche, Dichtheitsprüfungen,
- i) Messung vorgegebener Abläufe, wie Grundwasserschwankungen, Hangbewegungen usw.,
- k) Laboruntersuchungen.

6.2.4.2 Bei Anordnung der Aufschlüsse sind folgende Vorgaben zu beachten:

- a) Um den räumlichen Verlauf der Schichtung zu erfassen, sind Aufschlüsse im Raster oder in Schnitten anzuordnen. Die geologischen Gegebenheiten sind hierbei zu berücksichtigen.
- b) Die Eckpunkte des Grundrisses sind bevorzugt mit direkten Aufschlüssen zu belegen.
- c) Bei Linienbauwerken sind je nach Breite der Trasse oder Breite von Dammaufstandsflächen oder von Einschnitten Aufschlüsse auch außerhalb der Bauwerksachse anzuordnen.
- d) An Hängen und Geländesprüngen (auch Baugruben) sind Aufschlüsse auch außerhalb des Bauwerksgrundrisses anzuordnen, und zwar so, daß die Stabilität des Hanges oder Geländesprunges beurteilt werden kann. Bei Rückverankerungen ist die Lage der Krafteinleitungsstrecke

besonders zu berücksichtigen.

- e) Aufschlüsse sind so anzuordnen, daß sie keine Gefährdung des Bauwerks, der Baudurchführung und der Nachbarschaft durch Veränderung des Baugrunds und der Wasserverhältnisse bewirken.

6.2.4.3 Die Abstände direkter Aufschlüsse sind von Fall zu Fall nach den geologischen Gegebenheiten, den Bauwerksabmessungen und den bautechnischen Fragestellungen zu wählen.

Als Richtwerte können gelten:

- a) bei Hoch- und Industriebauten ein Rasterabstand von 20 bis 40 m,
- b) bei großflächigen Bauwerken ein Rasterabstand von nicht mehr als 60 m,
- c) bei Linienbauwerken (Landverkehrswege, Wasserstraßen, Leitungen, Dämme, Tunnel, Stützmauern) ein Abstand zwischen 50 und 200 m (siehe auch EAU-Empfehlung E1). Für tiefliegende Tunnel gelten die "Empfehlungen für den Felsbau unter Tage" der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau,
- d) bei Sonderbauwerken (z. B. Brücken, Schornsteinen, Maschinenfundamenten) 2 bis 4 Aufschlüsse je Fundament,
- e) bei Staudämmen, -dämmen und Wehren (siehe DIN 19 700 Teil 10 und Teil 11) Abstände zwischen 25 bis 75 m in charakteristischen Schnitten.

Bei schwierigen geologischen Verhältnissen oder zur Eingrenzung von Unregelmäßigkeiten sind geringere Abstände oder eine größere Anzahl von Aufschlüssen erforderlich. Dagegen darf bei sehr gleichförmigen geologischen Verhältnissen ein größerer Abstand oder eine geringere Anzahl der Aufschlüsse gewählt werden. Solche Fälle sind jedoch zu begründen.

6.2.4.4 Die Aufschlußtiefe z_a muß alle Schichten, die durch das Bauwerk beansprucht werden, erfassen. Bei Staudämmen, Wehren und für Baugruben im Grundwasser sowie bei Fragen der Wasserhaltung ist die Aufschlußtiefe außerdem auf die hydrologischen Verhältnisse abzustimmen. An Böschungen und an Geländesprüngen ist die Aufschlußtiefe im Hinblick auf die Lage möglicher Gleitflächen zu wählen.

C3. Sondierungen

.01 Allgemeines

Zur Baugrunderkundung kann man zur Ergänzung von Bohrungen oder anderer bereits bekannter Erkundungsmaßnahmen Sondierungen ausführen, d.h. in Abhängigkeit von der Tiefe an ausgewählten Stellen die Reaktion des anstehenden Baugrunds auf eine definierte mechanische Beanspruchung messen. Auf diesem Wege läßt sich z.B. der Verlauf einer markanten Schichtgrenze zwischen Bohrpunkten verfolgen oder die Festigkeit des tragfähigen Bodens in Relation zu einem bekannten Bezugswert kontrollieren. Die wichtigsten Verfahren (s.a. WEISS 1990) sind die Rammsondierungen, Drucksondierungen, Flügelsondierungen, Seitendruck-Sondierungen. Gelegentlich eingesetzt werden außerdem Strahlsonden (Isotopenmessung).

.02 Rammsondierung

DIN 4094: Rammsondierung ist das Rammen einer Sonde in den Untergrund durch einen Rammhären bei gleichbleibender Fallhöhe, wobei die Schlagzahl für eine definierte Eindringtiefe festgehalten wird, z.B. N_{10} für 10 cm.

Bild C3.01 stellt die Rammsondenspitze dar. Die inzwischen international genormten Rammsonden sind:

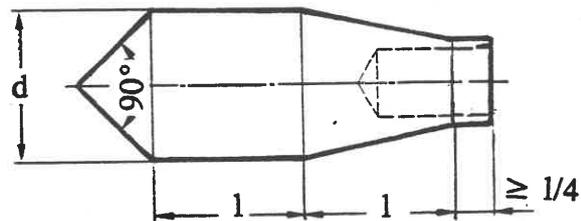


Bild C3.01: Rammsondenspitze DPL-5, DPL, DPM, DPM-A, DPH

Benennung	Kurzzeichen	Sondiergerät						Meßgrößen	Untersuchungstiefe ab Ansatzpunkt t m	Einsatz eingeschränkt in (Böden nach DIN 4022 Teil 1)
		Spitzenquerschnitt A_s cm ²	Spitzendurchmesser d mm	Masse des Rammhärens m kg	Fallhöhe h m	Gestängedurchmesser außen/innen mm	Masse der Eintreibvorrichtung ohne Rammhären max. kg			
Leichte Rammsonde (Dynamic Probing Light) (siehe Bild C3.01)	DPL	10	35,7 ±0,3	10 ±0,1	0,50 ±0,01	22/6	6	N_{10}	10	mitteldichten und dicht gelagerten Kiesen, festen tonigen und schluffigen Böden
Leichte Rammsonde	DPL-5	5	25,2 ±0,2	10 ±0,1	0,50 ±0,01	22/6	6	N_{10}	8	tonigen und schluffigen Böden und dicht gelagerten grobkörnigen Böden
Mittelschwere Rammsonde (Dynamic Probing Medium)	DPM	10	35,7 ±0,3	30 ±0,3	0,50 ±0,01	32/9	18	N_{10}	20	dicht gelagerten Kiesen
Mittelschwere Rammsonde	DPM-A	10	35,7 ±0,3	30 ±0,3	0,20 ±0,01	22/6	6	N_{10}	15	dicht gelagerten Kiesen, festen tonigen und schluffigen Böden
Schwere Rammsonde (Dynamic Probing Heavy)	DPH	15	43,7 ±0,3	50 ±0,5	0,50 ±0,01	32/9	18	N_{10}	25	—

DPL bis etwa 10m Tiefe anwendbar, kann von Hand umgesetzt werden. Häufig auch zur Einbaukontrolle bei Bodenaustausch oder Verfüllung (Bild C3.02).

Für größere Tiefen bzw. festere Schichten DPH, die auf Anhänger transportiert werden muß. DPM für schwerere Sondierungen in schlecht zugänglichem Gelände entwickelt (kann von 2 Mann umgesetzt werden). Deutung des Rammsondierwiderstands in wassergesättigtem bindigem Boden kaum möglich (Porenwasserüberdruck!). Auch Grundwasser setzt Sondierwiderstand herab (siehe Hinweise und Beispiele im Beiblatt zu DIN 4094). Empirische Regel für gleichkörnigen Sand ($U \leq 3$) oberhalb des Grundwassers dort:

$$\text{DPH: } D = 0,02 + 0,455 \cdot \lg N_{10} \quad (15 \text{ cm}^2 \text{ Querschnitt})$$

$$\text{DPL: } D = 0,03 + 0,270 \cdot \lg N_{10} \quad (10 \text{ cm}^2 \text{ Querschnitt})$$

Standard Penetration Test (SPT):

Im Ausland, vor allem den USA, wird Rammsondierung mit aufklappbarem Entnahmestutzen, Bild C3.03, häufig angewendet. Rammung von der Bohrlochsohle aus, dabei Gewinnung dünner Proben. Messung der Schlagzahl N_{30} für 30 cm Eindringung, siehe DIN 4094. Schlagzahlen 8..15 sollen in bindigen Böden auf steife Konsistenz hinweisen, 10..30 in nichtbindigen Böden auf mitteldichte Lagerung. Wegen der in den verschiedenen Bodenarten an der Spitze sich abspielenden komplexen Verformungsvorgänge (Spitzenwirkung erst, wenn Pfropfen gebildet) Aussagen fragwürdig.

.03 Drucksondierung: Cone Penetration Test (CPT)

Statischer Druckversuch, bei dem kegelförmige Spitze (10 cm^2) über ein Gestänge in den Boden gedrückt und der Widerstand gemessen wird. Meßprinzip der Maihak-Sonde (Bild C3.04): elektrische Messung der örtlichen Bodenreaktion in der Druckspitze unabhängig von Gestängerei- bung. Meßprinzip der Gouda-Sonde (holl. Drucksonde): getrennte Messung von Spitzen- druck q und Mantelreibung q mittels Hülse, Bild C3.05. Für Sand gesicherte Korrelationen zur Scherfestigkeit, Bild C3.06 und zur Lagerungsdichte, Bild C3.08.

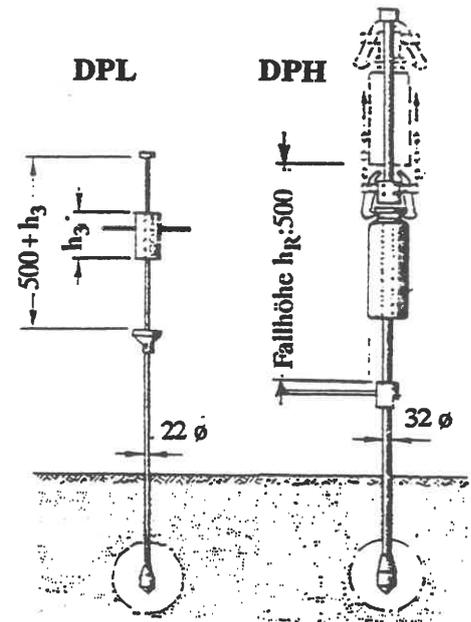


Bild C3.02: (MELZER 1968)

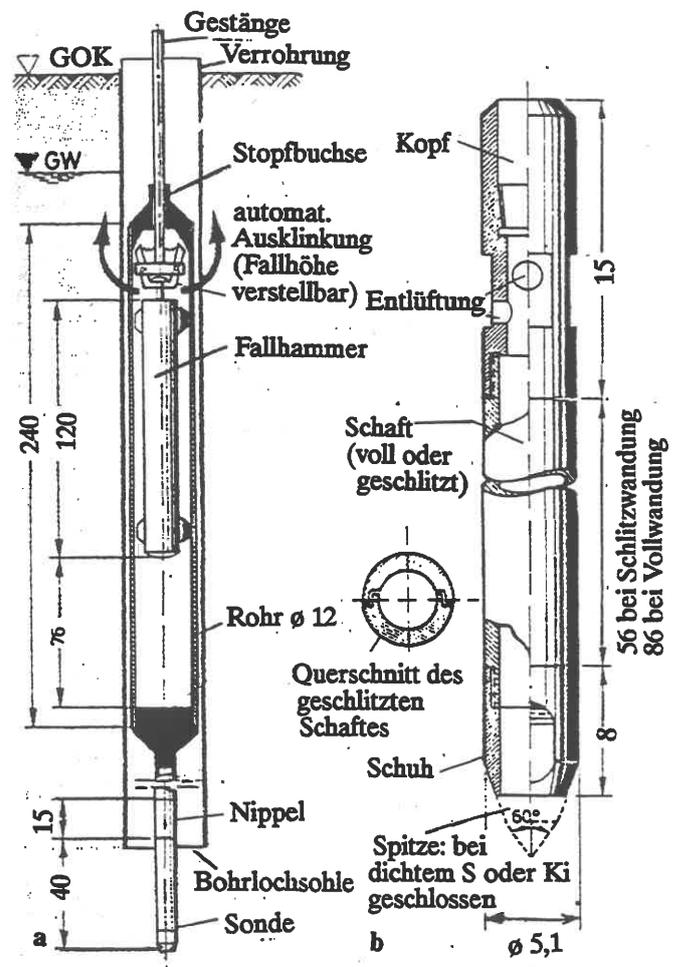


Bild C3.03: Standard-Penetration-Sonde (MELZER 1968) (a) Sonde, (b) Sondenspitze

Bei getrennter Messung von q_s und q_r (Beispiel: Bild C3.07) liefert Verhältnis $q_r/100q_s$ Indiz für die Bodenart in holozänen Sedimenten, Bild C3.09. Bild C3.10 stellt das vollständige Gerät dar.

Bild C3.08 macht deutlich, daß man erst unterhalb einer Tiefe von 1,5 m zu eindeutigen Sondierwiderständen kommt, darüber wirkt sich die Verdrängung zur Oberfläche aus. Auch Einfluß von Grundwasser ab dieser Tiefe unbedeutend. Untersuchungen bis etwa 25 m im nichtbindigen Boden möglich. Erforderliche Reaktionskraft von ca. 100 kN muß durch Zuganker bewirkt werden.

Bild C3.04: Meßprinzip bei der Sondenspitze der Degebo zur elektrischen Messung des Spitzendrucks und der örtlichen Mantelreibung (Hersteller: Maihak AG, Hamburg)

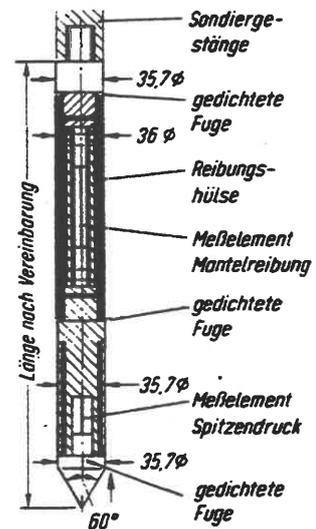


Bild C3.04

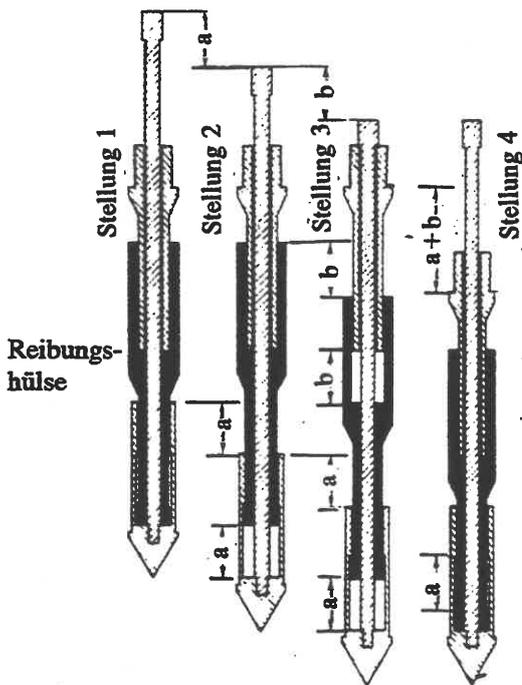


Bild C3.05: Gouda-Drucksonde

Stellung 1: Messung des Gesamtwiderstands

Stellung 2: Messung des Spitzendrucks

Stellung 3: Messung des Spitzendrucks und der örtlichen Mantelreibung

Stellung 4: Messung der örtlichen Mantelreibung und der Mantelreibung am Mantelrohr (Gesamtwiderstand)

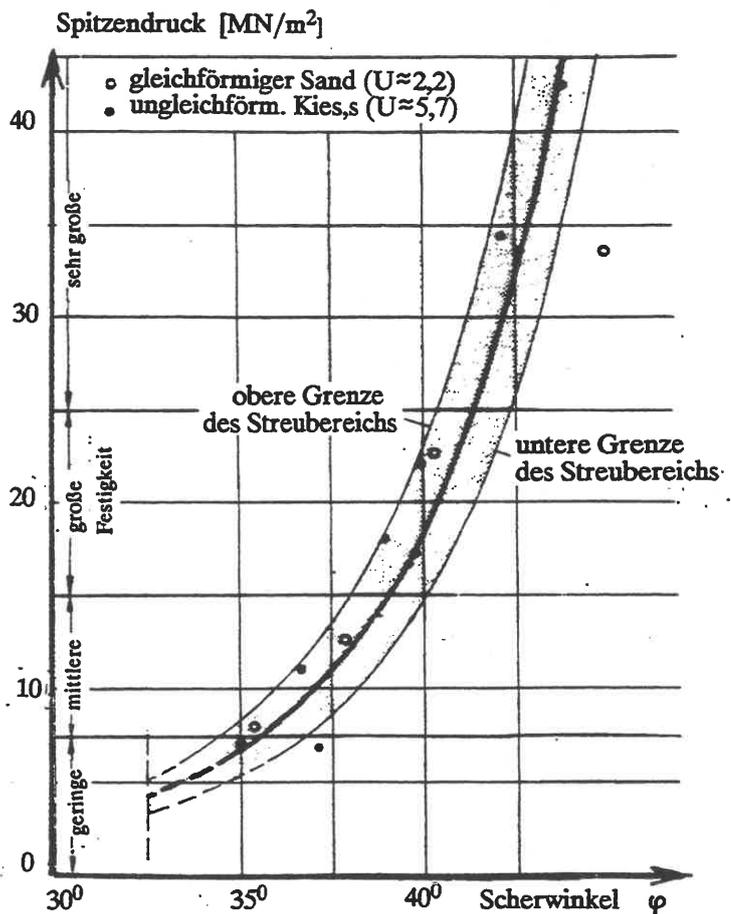


Bild C3.06: (MUHS 1980)

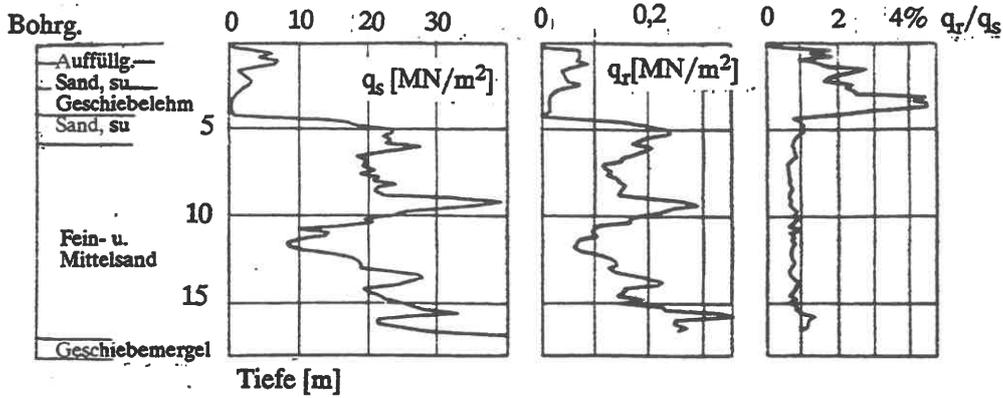


Bild C3.07: Beispiel für Drucksondierung

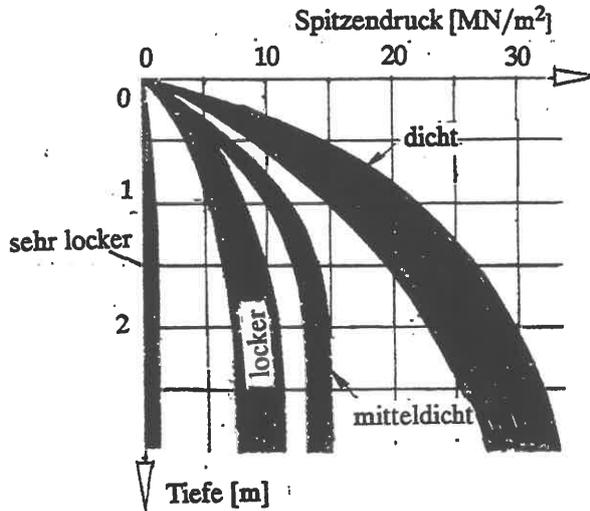


Bild C3.08 (MUHS 1980)

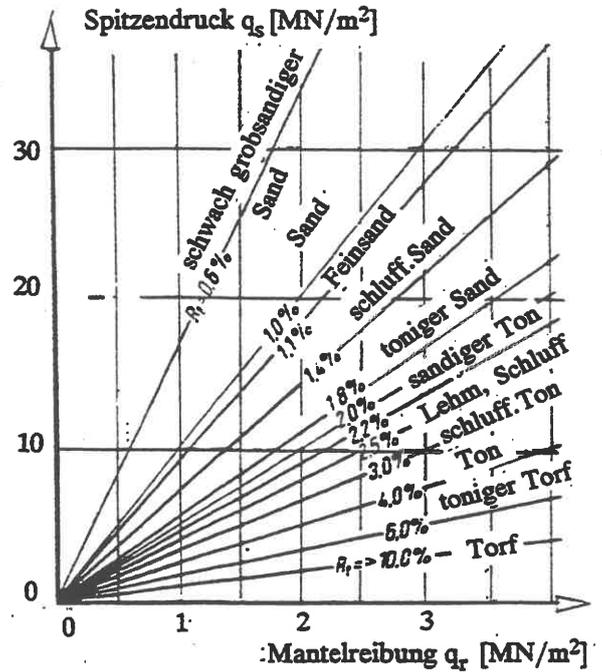


Bild C3.09: Werte q_r/q_s zur Bodenidentifizierung nach Messungen der Firma FUGRO, Niederlande

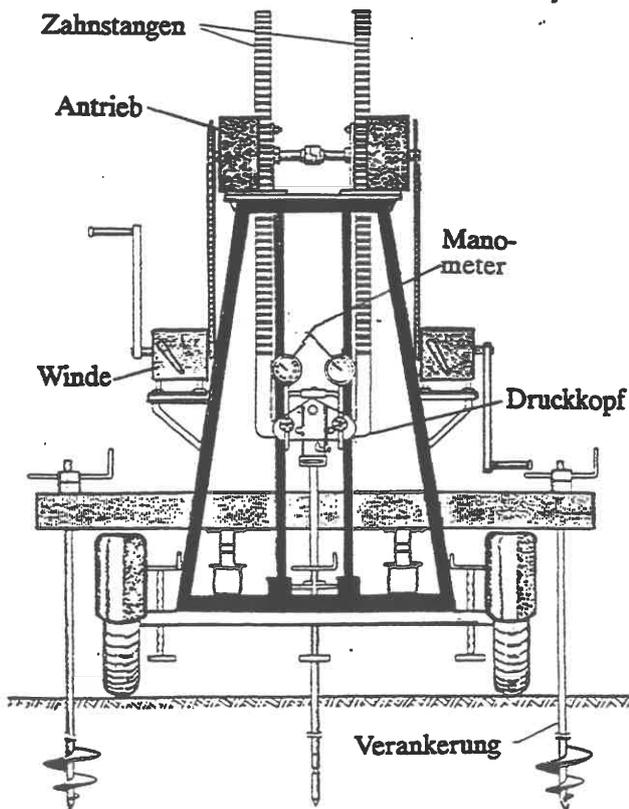


Bild C3.10: Holl. Drucksonde (MELZER 1968)

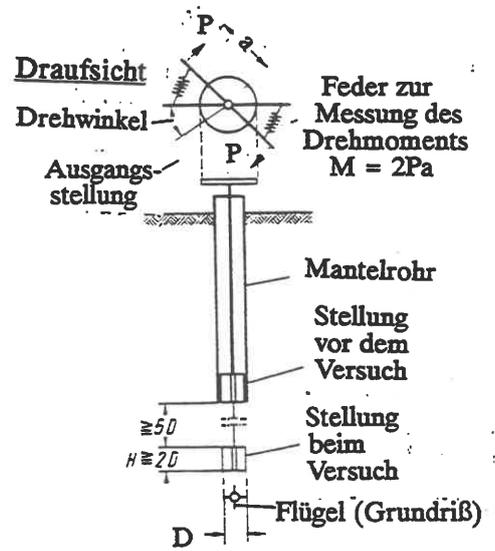


Bild C3.11: Flügelsonde (WEISS 1990)

.04 Flügelsondierung (Vane Test)

Die Flügelsonde besteht aus vier gekreuzten Blechen an einer Drehachse, über die ein Torsionsmoment aufgebracht wird. Diese Flügel schneiden beim Drehen einen zylindrischen Bodenkörper, aus dessen Mantelreibung auf die Scherfestigkeit des Bodens rückgeschlossen wird. Da nur totale Spannungen gemessen werden, eignet sich das Gerät vor allem zur Messung der Scherfestigkeit c_u eines nicht zu festen undrännierten Bodens. Abmessungen genormt: DIN 4096. Auswertung:

Kurzzeichen	Flügel			Stab
	h	d ₁	s	d ₂
FS 50	100	50	1,5	13
FS 75	150	75	3	16

$c_u = 6M / (7\pi \cdot d_1^3)$ (M - Drehmoment), wenn die Flügelhöhe = $2d_1$ ist. Bei Böden mit geringer Konsistenz muß das Meßergebnis nach Untersuchungen des Norwegischen Geotechnischen Instituts nach Maßgabe von I_p (s. D1.05) korrigiert werden, Bild C3.12.

Flügelsonde: Abmessungen

Bild C3.13 gibt ein Anwendungsbeispiel: 10 Flügelsondierprofile im gleichen Boden (Klei, Brunsbüttel) ergeben im Mittel eine etwa lineare Zunahme von c_u mit der Tiefe (Boden ohne Vorbelastung).

Nach dem Erreichen des Maximums von M wird jeweils weitergedreht bis zum Restscherfestigkeitswert. Aus dem Verhältnis kann auf die Sensitivität geschlossen werden (s. D6.25). Die Flügelsonde ist auch als Labor-Flügelsonde im Einsatz.

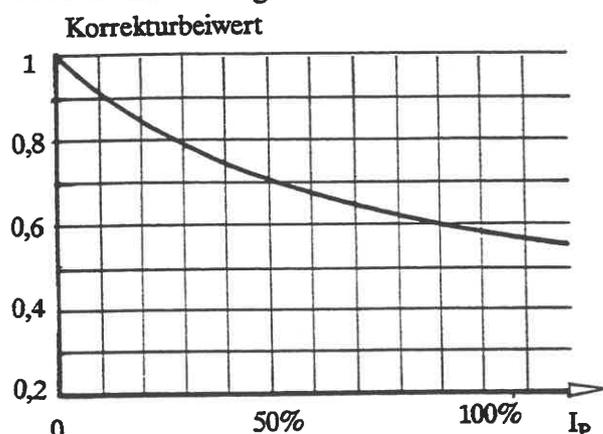


Bild C3.12: Korrekturbeiwert für Flügelsondierungen (BJERRUM 1973)

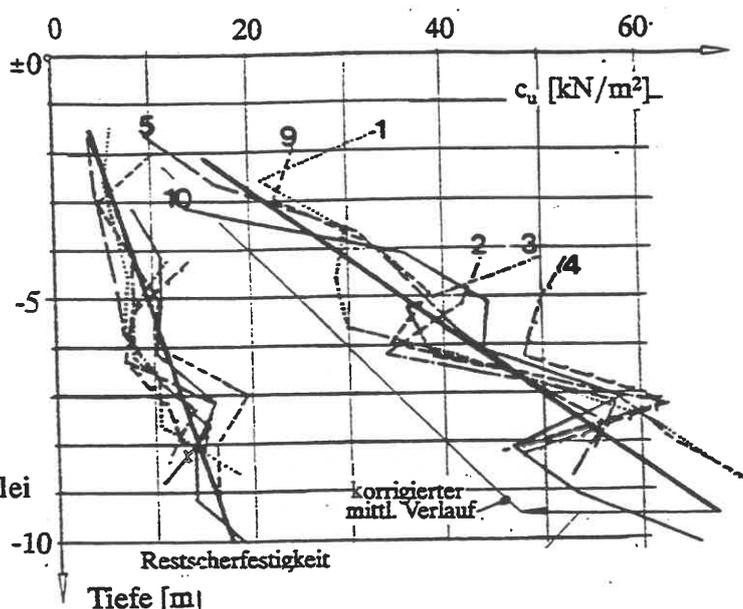


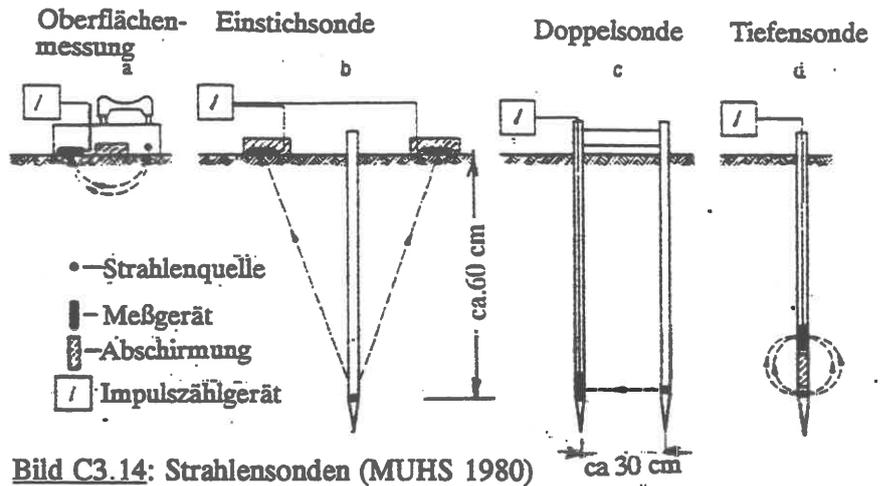
Bild C3.13: Beispiel einer Flügelsondierung in Klei

.05 Radiometrische Sonde

Die radiometrische Sonde, oft Isotopsonde genannt, nutzt aus, daß die Energie einer radioaktiven Strahlung um so stärker dissipiert wird, je dichter ein Material ist. Dazu Messung der Impulsrate einer Gammastrahlung über eine definierte Entfernung. Von den versuchten Versuchsanordnungen, Bild C3.14, hat sich in der Praxis nur die Anordnung (d) bedingt durchgesetzt. Ergänzend werden oft Neutronenstrahlsonden zur Messung des Wassergehalts verwendet, die von H-Atomen absorbiert werden. Meßergebnis aber unsicher, da die H-Atome des Wassers nicht die einzigen im Boden sind. Verwendung der Geräte unterliegt den Bestimmungen der Strahlenschutzverordnung.

.06 Seitendrucksonden

Unter Seitendrucksondierungen werden waagerechte Plattendruckversuche und radialsymmetrische Expansionsversuche im Bohrloch verstanden. Sie wurden zuerst von KÖGLER in Freiberg/Sachsen in den 30-er Jahren entwickelt. Auf dieser Grundlage wurde in Frankreich von MENARD das Pressiometer (BAGUELIN et al. (1978)) als Standard- Baugrunderkundungsgerät eingeführt, Bild C3.15. Für Felsuntersuchungen sind hydraulisch bewegte Druckplatten geeigneter (GOODMAN et al 1968; SEEGER 1980), siehe Bilder C3.16 und C3.17.



Für Felsuntersuchungen sind hydraulisch bewegte Druckplatten geeigneter (GOODMAN et al 1968; SEEGER 1980), siehe Bilder C3.16 und C3.17.

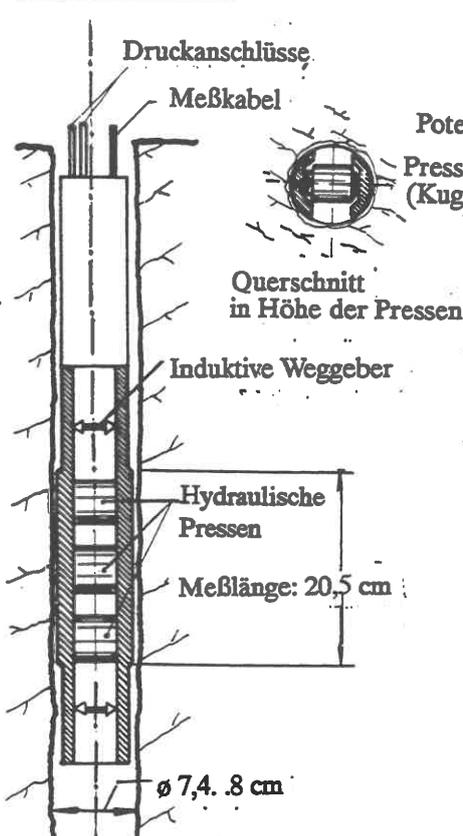


Bild C 3.16: Goodman-Sonde

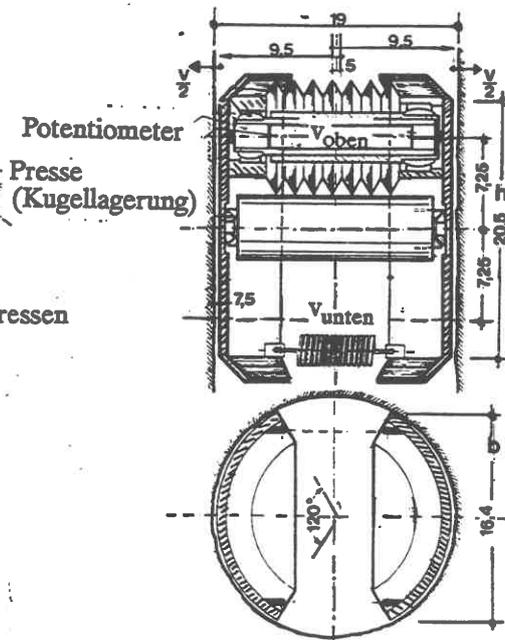


Bild C3.17: Stuttgarter Seitendrucksonde

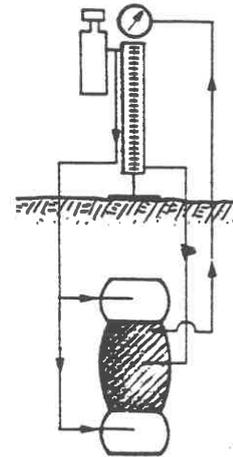
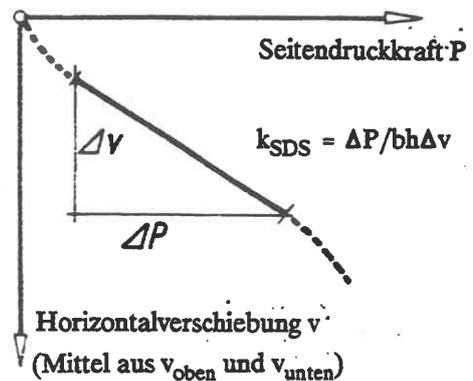


Bild C3.15: Prinzip des Pressiometers von Ménard: Randzelle Gasdruck, Mittelzelle Wasserdruck

Bild C3.18: Auswertung einer Seitendruckmessung nach Bild C3.17



C4 Schürfe

Wenn sich die Baugrunderkundung erfahrungsgemäß darauf beschränken kann, die Beschaffenheit von Deckschichten zu untersuchen, ist das Baggern von Schürfen (d.h. Schürfgruben) oberhalb des Grundwasserspiegels bis zu 4 m Tiefe, bei Einsatz von Teleskopgreifern auch bis etwa 7 m, im standfesten Boden das billigste Erkundungsverfahren, zumal sich der räumliche Schichtverlauf besser als in einer Bohrung erkennen läßt und Proben, wählbar nach Größe und Richtung, von Hand gewinnen lassen. Aushub nicht zu dicht am Schurf zwischenlagern; Bagger vom Rand zurücksetzen, wenn Schurf besichtigt wird. Unfallrisiko wächst, je größer der Querschnitt, je mehr er im Grundriß von der Kreisform abweicht, je inhomogener der Aushub zutage kommt, je mehr Sickerwasser angetroffen wird, je geringer der Tongehalt ist. Im Zweifel stets Sicherung durch Verbau anbringen, ehe eingestiegen wird. Weitere Hinweise in DIN 4021, 5.1.

C5 Bohrungen

In den nachfolgenden, aus DIN 4021 übernommenen Tabellen sind die für die Baugrunderkundung in der Praxis angebotenen Bohrverfahren aufgelistet. Nach Möglichkeit wird heute die durchgehende Kerngewinnung angestrebt, weil man dann das gesamte Profil - soweit nicht Kernverluste aufgetreten sind - besichtigen und fotografisch aufnehmen kann und weil sich dabei hinreichend ungestörte Sonderproben (s. C6) gewinnen lassen. Die Verfahren der Gruppen 2 und 3 verschwinden vom Markt, da die entsprechenden Geräte für Baugrunderkundungen (Durchmesser bis 150 mm) nicht mehr angeboten werden und der Einsatz der nach diesen Prinzipien arbeitenden Pfahlbohrgeräte unwirtschaftlich ist.

Dagegen haben die Kleinbohrverfahren, Tabelle 3, wegen ihrer leichten Bohrgeräte große Kostenvorteile, wo es nur um die Feststellung des Schichtenaufbaus (Schichtgrenzenverlauf) und eine Probenansprache im Feld (s.a. DIN 4020) geht.

Nähere Angaben zu Bohrgeräten bei G. ULRICH im Grundbautaschenbuch, 4. Auflage, 1991, Kapitel 2.6.

Tabellen 1 - 3: Bohrverfahren zur Baugrunderkundung nach DIN 4021

Spalte	1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		Bemerkungen
	Lösen des Bodens?)	Spülhilfe	Fördern der Probe	Benennung	Bohrwerkzeug	Gerät	üblicher Bohr- ausendurchmesser ¹⁾	Eignung des Bohrverfahrens ²⁾	ungeeignet für Bodenart ¹⁾	bevorzugt einsetzbar für Bodenart ¹⁾	erreichbare Gütekategorie (nach Tabelle 4) bezogen auf Spalte 8	Proben ⁴⁾	unverändert in ⁵⁾								
1 Bohrverfahren mit durchgehender Gewinnung gekernter Bodenproben																					
1		nein	mit Bohrwerkzeug	Rotations-Trockenkernbohrung	Einfachkernrohr	65 bis 200	Grobkies, Steine, Blöcke	Ton, Schluff, Feinsand schluffig	4, (3 bis 2)	Z, (w, q)	gut in Mitte, außen ausgetrocknet										
2	drehend	ja	mit Bohrwerkzeug	Rotations-kernbohrung	Hohlbohrschnecke	65 bis 300	nichtbindige Böden, Schluff	Ton, Schluff, Sand, organische Böden	3, (2 bis 1)	Z, w, (q, E _s , τ _t , k)	-										
3		ja	mit Bohrwerkzeug	Rotations-kernbohrung	Doppelkernrohr	100 bis 200	Kiese, Steine, Blöcke	Ton, tonige, auch verklittete gemischt körnige Böden, Blöcke	4, (3 bis 2) 3, (2 bis 1)	Z, w, (q, E _s , τ _t , k)	-										
4	rammend	nein	mit Bohrwerkzeug	Rammkernbohrung	Doppelkernrohr mit Vorschneidkronen oder Vorsalz	80 bis 200	Böden mit Korndurchmesser größer als D _v /3	Ton, Schluff und Böden mit Korndurchmesser bis höchstens D _v /3	2, (1) in bindigen Böden 2, (1) In nichtbindigen Böden 3, (2)	Z, w, (q, E _s , τ _t , k) Z, w	Rammdiagramm durch Messung der Schlagzahl										
5		nein	mit Bohrwerkzeug	Rammkernbohrung	Rammkernrohr mit Schnittkante außen	150 bis 300	Böden mit Korndurchmesser größer als D _v /3 dichtgelagert	Kies, Böden mit Korndurchmesser bis höchstens D _v /3	4	Z	-										
6	rammend, drehend	ja	mit Bohrwerkzeug	Rammrotations-Kernbohrung	Einfach- oder Doppelkernrohr	100 bis 200	gemischtkörnige und reine Sande über 0,2 mm Korndurchmesser, Kiese halbfeste und feste Tone	Ton, Schluff, Feinsand	In bindigen Böden 2, (1) In nichtbindigen Böden 4, (3)	Z, w, q, (E _s , τ _t , k) Z, (w)	-										
7	drückend	nein	mit Bohrwerkzeug	Druckkernbohrung	Kernrohr mit Schnittkante innen (auch Hohlbohrschnecke)	50 bis 150	Blöcke, Steine, Kies, dicht gelagerter Sand	Böden mit Korndurchmesser bis höchstens D _v /5	In bindigen Böden 2, (1) In nichtbindigen Böden 3, (2)	Z, w, (Z, w, q, k) Z, (Z, w)	-										
2 Bohrverfahren mit durchgehender Gewinnung nicht gekernter Bodenproben																					
8	drehend	nein	mit Bohrwerkzeug	Drehbohrung	Gestänge mit Schappe, Schnecke	100 bis 2000	Blöcke größer als D _v /3	über Wasserspiegel alle bindigen Böden	4, (3)	Z, (w) unter Wasserspiegel nur aus Bohr- mit bei großem Schappendurchmesser	Länge der Schnecke oder Spirale ≤ 0,5 m										
9	schlagend	nein	mit Bohrwerkzeug	Schlagbohrung	Seil mit Schlagschappe	150 bis 500	über Wasserspiegel Kies, Schluff, Sand, Kies	über Wasserspiegel Ton, Schluff, unter Wasserspiegel Ton	4, (3)	Z, (w)	-										
10	greifend	nein	mit Bohrwerkzeug	Greiferbohrung	Seil mit Bohrlochgreifer	400 bis 2500	feste, bindige Böden, Blöcke größer als D _v /2	Kies, Blöcke kleiner als D _v /2, Steine	über Wasserspiegel 3 unter Wasserspiegel 5, (4)	Z, (w) (Z)	-										
3 Bohrverfahren mit Gewinnung unvollständiger Bodenproben																					
11	drehend	ja	mit direkter Spülung	Spülbohrung (Rotarybohrung)	Gestänge mit Rollenmeißel, Düsenmeißel, Stufenmeißel u. a.	100 bis 500	-	In allen Böden	(5)	bodenmechanisch unbrauchbar	nur zum Durchfahren oberer, nicht interessierender Schichten										
12		ja	mit Umkehrspülung	Rotations-Spülbohrung	wie oben, jedoch mit Hohlmeißel	60 bis 1000	-	In allen Böden	5, (4)	(Z) wenn einzelne Kerntstücke, dann Z	-										
13	schlagend	nein	mit Bohrwerkzeug	Schlagbohrung	Seil mit Ventilbohrer	100 bis 1000	über Wasserspiegel	Kies und Sand im Wasser	5, (4)	(Z)	auch in bindigen Böden unter Wasserzugabe möglich										
14		nein	mit Bohrwerkzeug/Hilfsspülung	Meißelbohrung (Bohrhindernisse beseitigung)	Seil oder Gestänge mit Meißel	100 bis 1000	-	In allen Bodenarten zur Bohrhindernisse beseitigung	5	bodenmechanisch unbrauchbar	-										

1) Diese Angaben sind Richtwerte.
 2) Beim „Rammen“ wird das Bohrwerkzeug mit einer besonderen Schlagvorrichtung eingetrieben. Beim „Schlagen“ wird das Bohrwerkzeug selbst durch wiederholtes Anheben und Fallenlassen zum Eintreiben benutzt.
 3) Hierin bedeutet D_v Innendurchmesser des Bohrwerkzeugs.
 4) Die in Klammern () gesetzten Angaben bedeuten, daß die jeweilige Gütekategorie nur bei besonderen Bodenbedingungen erreicht werden kann.
 5) Erklärung der Zeichen siehe Tabelle 4

Tabelle 2. Bohrverfahren im Fels

Spalte	1	2	3	4	5	6	7	9	9	10
Zeile	Bohrverfahren				Gerät		Bohrverfahren wenig geeignet für ¹⁾	Probengewinn		Bemerkungen
	Lösen des Fels	Spülhilfe	Fördern des Fels	Benennung	Bohrwerkzeug	üblicher Bohr-(außen)durchmesser ¹⁾		Kerne ¹⁾	Bohrklein	
1 Bohrverfahren mit durchgehender Gewinnung gekernter Proben										
1	drehend	ja	mit Bohrwerkzeug am Gestänge	Rotationskernbohrung	Einfachkernrohr, meist mit Hartmetallkrone	100 bis 200	mittelharten bis sehr harten Fels	bei geklüftetem, weichem Fels	Siebrückstand und Schweb	Der Kern kann durch die Spülhilfe verändert werden
2	drehend	nein	mit Bohrwerkzeug am Gestänge	Rotations-Trockenkernbohrung	Einfachkernrohr mit Hartmetallkrone	100 bis 200	mittelharten bis sehr harten Fels	bei weichem, erosivem, wasserempfindlichem Fels in kurzen Kernmärschen	kein	Wegen Überhitzung der Krone kann im allgemeinen nur in Kernmärschen bis 0,5 mm gebohrt werden.
3	drehend	ja	mit Bohrwerkzeug am Gestänge	Rotationskernbohrung	Doppelkernrohr mit Hohlbohrkrone	50 bis 200	erosiven, wasserempfindlichen Fels	bei allen Felsarten	Siebrückstand und Schweb	—
4	drehend	ja	mit Bohrwerkzeug am Gestänge	Rotationskernbohrung	Doppelkernrohr mit Hülse (Dreifachkernrohr)	50 bis 200	—	bei allen Felsarten	Siebrückstand und Schweb	—
5	drehend	ja	mit Bohrwerkzeug am Gestänge, Ausbau des Innenkernrohres am Seil	Seilkernbohrung	Seilkernrohr mit Hohlbohrkrone, auch als Doppelkernrohr mit Hülse (Dreifachkernrohr)	50 bis 180	erosiven, wasserempfindlichen Fels	bei allen Felsarten	Siebrückstand und Schweb	—
6	rammend und drehend	ja	mit Bohrwerkzeug am Gestänge	Rammrotationskernbohrung	Rammrotationskernrohr	100 bis 200	mittelharten bis sehr harten Fels	bei mittelhartem bis hartem Fels	Siebrückstand mit Schweb	mit Rammvorrichtungen am Gerät oder als Imlochhammer
2 Bohrverfahren mit Gewinnung unvollständiger Proben										
7	drehend	ja	mit Bohrwerkzeug am Gestänge	Rotationsvollkronenbohrung	Vollbohrkrone, Rollenmeißel	50 bis 200	—	keine	Siebrückstand und Schweb	—

¹⁾ Alle Angaben sind Richtwerte.

Tabelle 3. Kleinbohrverfahren in Böden

Spalte	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Zeile	Kleinbohrverfahren ²⁾				Gerät		Eignung des Kleinbohrverfahrens ⁴⁾		Proben ⁵⁾		Bemerkungen
	Lösen des Bodens ³⁾	Spülhilfe	Fördern des Bodens	Benennung	Bohrwerkzeug	üblicher Bohr-(außen)durchmesser ¹⁾	ungeeignet für Bodenart ¹⁾	einsetzbar für Bodenart ¹⁾	erreichbare Güteklasse (nach Tabelle 4) bezogen auf Spalte 8	unverändert in ⁶⁾	
1	drehend	nein	mit Bohrwerkzeug	Handdrehbohrung	Schappe, Schnecke, Spirale	60 bis 80	Grobkies größer als $D_c/3$ und festgelagerte Böden	über Wasserspiegel bei Ton bis Mittelkies unter Wasserspiegel bei bindigen Böden	über Wasserspiegel 4, (3) unter Wasserspiegel 4	Z, (w)	nur für geringe Tiefen
2	rammend	nein	mit Bohrwerkzeug	Kleinrammbohrung	Rammgestänge mit Entnahmerohr	30 bis 80	Böden mit Korndurchmesser größer als $D_c/2$	Böden mit Korndurchmesser bis höchstens $D_c/5$	in bindigen Böden 3, (2) in nichtbindigen Böden 4, (3)	Z, w, (q) Z, (w)	
3	drückend	nein	mit Bohrwerkzeug	Kleindruckbohrung	Druckgestänge mit Entnahmerohr	30 bis 40	festen und grobkörnigen Böden	Ton, Schluff Feinsand	3, (2)	Z, w, (q)	

¹⁾ Diese Angaben sind Richtwerte.

²⁾ Nur unter Voraussetzungen von Abschnitt 5.3 anwendbar.

³⁾ Beim „Rammen“ wird das Bohrwerkzeug mit einer besonderen Schlagvorrichtung eingetrieben.

⁴⁾ Hierin bedeuten D_c Innendurchmesser der Bohrwerkzeuge.

⁵⁾ Die in Klammern () gesetzten Angaben bedeuten, daß die jeweilige Güteklasse nur bei besonders günstigen Gegebenheiten und Bodenbedingungen erreicht werden kann.

⁶⁾ Erklärung der Zeichen siehe Tabelle 4

C6 Bodenproben

Zu unterscheiden sind die Proben, die zur Profilaufnahme im Zuge des Bohrvorgangs - s.C5 - fortlaufend genommen werden (kontinuierlich beim Kernem oder intermittierend alle stgdm oder bei Schichtwechseln) und Proben, die zur Ausführung bodenmechanischer Laborversuche eigens und nach Anweisung durch den verantwortlichen Baugrunderingenieur entweder aus Kernen oder in Form von Sonderproben durch spezielle Probenentnahmegeräte von der Bohrlochsohle aus gewonnen werden.

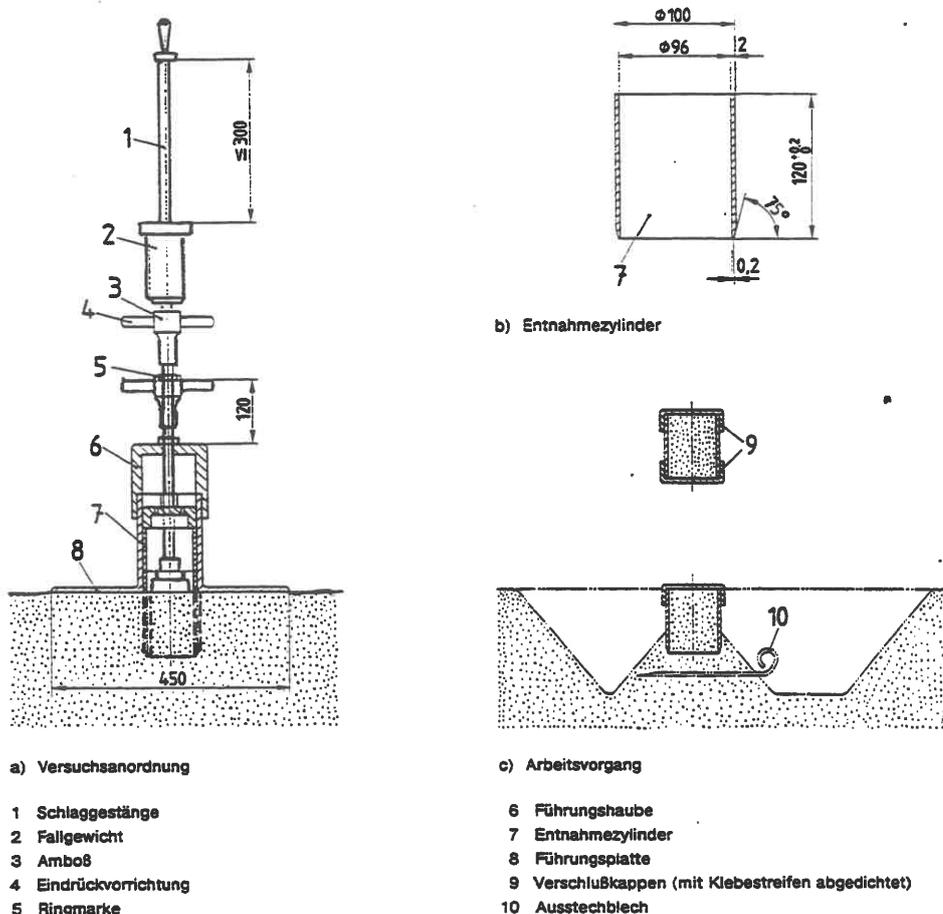


Bild C6.01: Entnahme von Sonderproben aus Schürfen

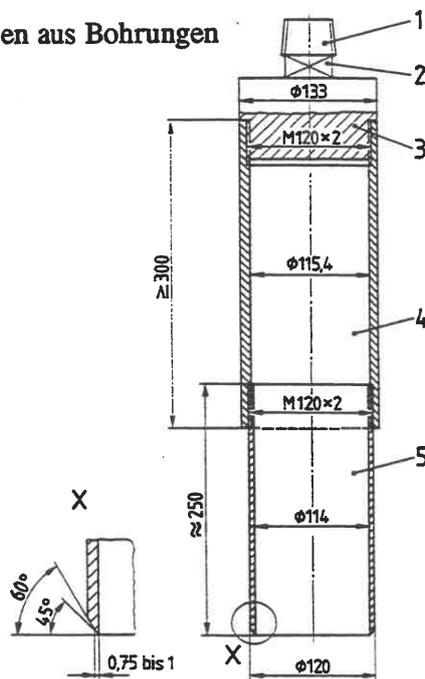
Im Bohrrohr werden Entnahmestutzen nach Bild C6.02 oder C6.03 verwendet. Die Sonderprobe muß aus dem ungestörten Boden unterhalb der Verrohrung entnommen werden. Der Stutzen wird eingedrückt oder eingeschlagen (mindestens 20 cm). Schlaghammer soll so schwer sein, daß das mit wenigen Schlägen gelingt. Stutzen wird durch Drehen oder Hochheben vom Untergrund gelöst. Übersicht über Entnahmegereäte gibt die aus DIN 4021 übernommene Tabelle auf der nächsten Seite. Bei dickwandigen Geräten kann man auch Bodenproben entnehmen, die sonst herausfallen würden. Dazu haben diese Geräte Fang- oder Schließvorrichtungen. Allerdings ist damit keine gute Qualität erzielbar. Zu den Besonderheiten bei Fels siehe DIN 4021.

Spalte	1	2	3	4	5	6	7	8
Zeile	Art des Entnahmegertes ¹⁾	Bevorzugte Maße der Proben		Art des Einbringens	Eignung des Entnahmeverfahrens		Erreichbare Güteklasse ²⁾ nach Tabelle 4 bezogen auf Spalte 6	Bemerkungen
		Durchmesser	Länge		ungeeignet für Bodenart	einsetzbar für Bodenart		
1. Offenes Entnahmeggerät mit Ventil								
1	dünnwandig (siehe Bild 5)	114	≈ 250	rammen oder drücken	Kies, Sand unter Wasserspiegel; feste, bindige Böden; Böden mit groben Einschlüssen	bindige und organische Böden mit weicher oder steifer Konsistenz desgleichen mit halbfester Konsistenz	1 2, (1)	Innendurchmesser Verhältnis C _i = 0% erforderlich (siehe Bild 7)
2	dickwandig	114	≈ 250	rammen	Kies, Sand unter Wasserspiegel; breiige und feste bindige und organische Böden; Böden mit groben Einschlüssen	wie Zeile 1, außerdem: bindige und organische Böden mit halbfester bis fester Konsistenz, auch mit Grobkorn	3	Wanddicke 5 bis 10mm; auch mit Einsatzhülse
2. Kolbenentnahmeggerät								
3	dünnwandig (siehe Bild 6)	75	600 bis 800	drücken	Kies, sehr lockere und dichte Sande; halbfeste und feste bindige und organische Böden; Böden mit Grobkorn	bindige und organische Böden mit breiiger oder steifer Konsistenz; auch sensitive Böden	1	Innendurchmesser Verhältnis C _i ; muß 0,5 bis 1% betragen
4	dickwandig	75	600 bis 1000	drücken	Kies, Sand unter Wasserspiegel; breiige und feste bindige und organische Böden; Böden mit groben Einschlüssen	bindige und organische Böden mit weicher bis steifer Konsistenz; auch sensitive Böden	2, (1)	nur mit Einsatzhülse; Innendurchmesser Verhältnis C _i ; muß 0,5 bis 1% betragen
¹⁾ Bei dickwandigen Geräten ist die Entnahme von Böden, die aus anderen Entnahmegerten herausfallen, wie z. B. Feinkies, lockerer Sand oder weicher Schluff mit Fang- oder Schließvorrichtung unter Minderung der Güteklasse möglich. ²⁾ Die in Klammern stehenden Angaben bedeuten, daß die jeweilige Güteklasse nur bei besonderen Bodenbedingungen erreicht werden kann.								

Tabelle: Entnahmegerte für Sonderproben aus Bohrungen

Güteklassen für Bodenproben		
Güteklasse	Bodenproben unverändert in ²⁾	Feststellbar sind im wesentlichen
1 ¹⁾	Z, w, q, k, E _s , τ _f	Feinsichtgrenzen Kornzusammensetzung Konsistenzgrenzen, Konsistenzzahl Grenzen der Lagerungsdichte Kornlichte organische Bestandteile Wassergehalt Dichte des feuchten Bodens Porenanteil Wasserdurchlässigkeit Steifemodul Scherfestigkeit
2	Z, w, q, k	Feinsichtgrenzen Kornzusammensetzung Konsistenzgrenzen, Konsistenzzahl Grenzen der Lagerungsdichte Kornlichte organische Bestandteile Wassergehalt Dichte des feuchten Bodens Porenanteil Wasserdurchlässigkeit
3	Z, w	Schichtgrenzen Kornzusammensetzung Konsistenzgrenzen, Konsistenzzahl Grenzen der Lagerungsdichte Kornlichte organische Bestandteile Wassergehalt
4	Z	Schichtgrenzen Kornzusammensetzung Konsistenzgrenzen, Konsistenzzahl Grenzen der Lagerungsdichte Kornlichte organische Bestandteile
5	— (auch Z verändert, unvollständige Bodenprobe)	Schichtenfolge

¹⁾ Güteklasse 1 zeichnet sich gegenüber Güteklasse 2 dadurch aus, daß auch das Korngefüge unverändert bleibt.
²⁾ Hierin bedeuten:
 Z Kornzusammensetzung
 w Wassergehalt
 q Dichte des feuchten Bodens
 E_s Steifemodul
 τ_f Scherfestigkeit
 k Wasserdurchlässigkeitsbeiwert



- 1 Rohrgewinde DIN 2999 – R 1 ½
- 2 SW 46 (Schlüsselweite)
- 3 Gerätekopf mit Ventil (Ventil nicht dargestellt)
- 4 Schlammzylinder
Rohr 133 × 8,8 nach DIN 2448
- 5 Entnahmezylinder
Rohr 120 × 3 nach DIN 2391 Teil 1

Bild C6.02: Dünnwandiges offenes Entnahmeggerät (Zeile 1, Tabelle oben)

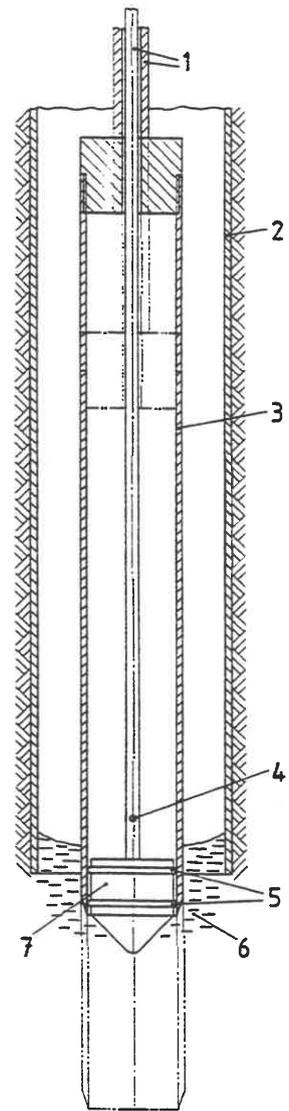


Bild C6.03: Dünnwandiges Kolbengerät (Zeile 4, Tabelle oben)

- 1 Doppeltes Bohrgestänge mit Arretierung über Tage
- 2 Bohrrohr
- 3 Entnahmezylinder
- 4 Entlüftungsöffnung
- 5 Dichtring
- 6 Bohrschmant
- 7 Kolben

C7 Untersuchung des Grundwassers auf Aggressivität

Aus DIN 4030, Teil 1:

4.2.1 Allgemeine Merkmale

Charakteristische dunkle Färbung, Salzausscheidungen, fauliger Geruch, Aufsteigen von Gasblasen (Sumpfgas, Kohlenstoffdioxid) oder saure Reaktion können Hinweise auf betonangreifende Bestandteile sein. Mit Sicherheit sind die betonangreifenden Bestandteile nur durch die chemische Analyse (siehe DIN 4030 Teil 2, Entwurf 12.89) festzustellen.

4.2.2. Chemische Untersuchung

(1) Die chemische Untersuchung von Wässern vorwiegend natürlicher Zusammensetzung umfaßt allgemeine Merkmale und die in der Tabelle zusammengestellten Bestimmungen. Neben der Kennzeichnung des Wassers nach allgemeinen Merkmalen und durch einige chemische Kennwerte wird der Gehalt der Bestandteile bestimmt, die zur Beurteilung des Angriffsgrads (siehe DIN 4030, Teil 1, Tabelle 4) erforderlich sind.

(2) Zu den allgemeinen Merkmalen zählen die Farbe, der Geruch, die Temperatur und der Gehalt an oxidierbaren Bestandteilen (Kaliumpermanganatverbrauch). Durch KMnO_4 werden Schwefelwasserstoff, Sulfide und organische Bestandteile oxidiert. Weist die Geruchsprüfung auf Schwefelwasserstoff hin und/oder übersteigt der KMnO_4 -Verbrauch einen Wert von 50 mg/l in der filtrierten Probe (Ausnahme häusliche Abwässer), ist eine Bestimmung des Sulfid-Gehalts oder gegebenenfalls eine Beurteilung durch einen Fachmann erforderlich. Werte für den Kaliumpermanganatverbrauch (siehe DIN 4030, Teil 1, Tabelle 3).

Teil 2 dieser DIN 4030 enthält die Regeln für die Entnahme und Analyse von Wasser- und Bodenproben im Rahmen der Beurteilung betonangreifender Wässer, Böden und Gase.

1	2	3
Merkmale		
	Schnellprüfung Abschnitt 4	Referenzverfahren Abschnitt 5
Farbe	+	+
Geruch (unveränderte Probe)	+	+
Temperatur	+	+
Kaliumpermanganatverbrauch	-	+
Härte	+	+
Hydrogencarbonathärte	+	+
Nichtcarbonathärte ¹⁾	-	+
Chlorid (Cl^-)	+	+
Sulfid (S^{2-})	-	+
pH-Wert	+	+
Kalklösekapazität	+	+
Ammonium (NH_4^+)	+	+
Magnesium (Mg^{2+})	+	+
Sulfat (SO_4^{2-})	+	+

¹⁾ Die Nichtcarbonathärte ergibt sich als Differenz aus der Härte und der Hydrogencarbonathärte

Tabelle:

Untersuchungsumfang der Prüfungen nach DIN 4030 Teil 2 (z.Z. Entwurf)

C9 Baugrundgutachten

.01 Darstellung der Ergebnisse

Die Regeln hierfür findet man in der dreiteiligen DIN 4022:

Teil 1 (1987): Benennen und Beschreiben von Boden und Fels, Schichtenverzeichnis für Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekernten Proben im Boden und im Fels.

Im Anhang B ist ein Muster für das Schichtenverzeichnis abgedruckt, das vom Bohrmeister auszufüllen und vom Baugrund-Sachverständigen zu ergänzen und zu prüfen ist. Hierzu ein Beispiel: (Anhang C a. a. o.).

Schichtenverzeichnis S. 19, DIN 4022 Teil 1, Anhang C.

Teil 2 (1981): Benennen und Beschreiben von Boden und Fels, Schichtenverzeichnis für Bohrungen im Fels (Festgestein).

Teil 3 (1982): Benennen und Beschreiben von Boden und Fels, Schichtenverzeichnis für Bohrungen mit durchgehender Gewinnung von gekernten Proben im Boden (Lockergestein).

Auf der Grundlage der Schichtenverzeichnisse können die Bohrungen als Profilsäulen (vgl. S.40) unter Verwendung der in DIN 4023 festgelegten Zeichen und Symbole in die Planunterlagen des Bauvorhabens eingetragen werden. Die Tabellen werden nachstehend auszugsweise wiedergegeben.

Benennung		Kurzzeichen		Zeichen		Flächenfarbe
Bodenart	Beimengung	Bodenart	Beimengung	Bodenart	Beimengung	
Kies	kiesig	G	g			hellgelb
Grobkies	grobkiesig	gG	gg			hellgelb
Mittelkies	mittelkiesig	mG	mg			hellgelb
Feinkies	feinkiesig	fG	fg			hellgelb
Sand	sandig	S	s			orange gelb
Grobsand	grobsandig	gS	gs			orange gelb
Mittelsand	mittelsandig	mS	ms			orange gelb
Feinsand	feinsandig	fS	fs			orange gelb
Schluff	schluffig	U	u			oliv
Ton	tonig	T	t			violett
Torf, Humus	torfig, humos	H	h			dunkelbraun
Mudde (Faulschlamm)		F	-			helllila
	organische Beimengung	-	o			-
Auffüllung		A				-
Steine	steinig	X	x			hellgelb

Tabelle 1 (Auszug)
aus DIN 4023

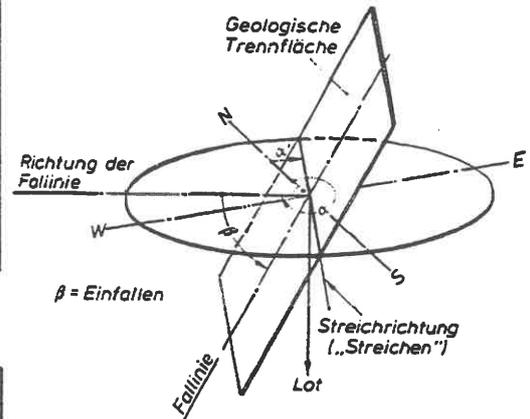
Tabelle 2. Kurzzeichen, Zeichen und Farben für einige geologisch typische Bodenarten

1	2	3	4
Benennung	Kurzzeichen	Zeichen	Flächenfarbe
Mutterboden	Mu		hellbraun
Verwitterungslehm, Gebängelehm	L		grau
Geschiebelehm	Lg		grau
Geschiebemergel	Mg		blau
Löss	Lö		helloliv
Lößlehm	Löl		oliv
Klei, Schlück	Kl		lila
Wiesenkalk, Seekalk, Seekreide, Kalkmudde	Wk		hellblau
Bänderton	Bt		violett

Seite 2 DIN 4023

3.2.2 Künstliche Aufschlüsse werden nach DIN 4021 Blatt 1 wie folgt bezeichnet:
 Schurf durch Kurzzeichen Sch
 Bohrung durch Kurzzeichen B
 Bohrung mit durchgehender Gewinnung gekernter Proben durch Kurzzeichen BK
 Bohrung mit durchgehender Gewinnung nichtgekernter Proben durch Kurzzeichen BP
 Bohrung mit Gewinnung unvollständiger Proben durch Kurzzeichen BuP
 Sondierbohrung durch Kurzzeichen BS

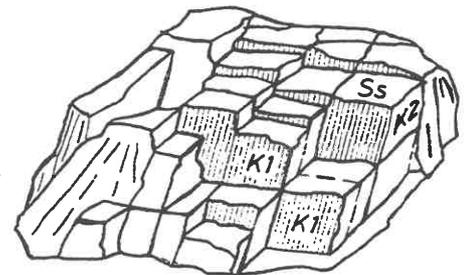
3.2.3 Die Stellung einer geologischen Trennfläche (Schicht-, Schiefer-, Kluftfläche usw.) im Raum wird durch Angabe von „Streichen“ und „Fallen“ bestimmt



Darstellung der Begriffe „Streichen“ und „Fallen“

Tabelle 3. Kurzzeichen, Zeichen und Farben für Felsarten

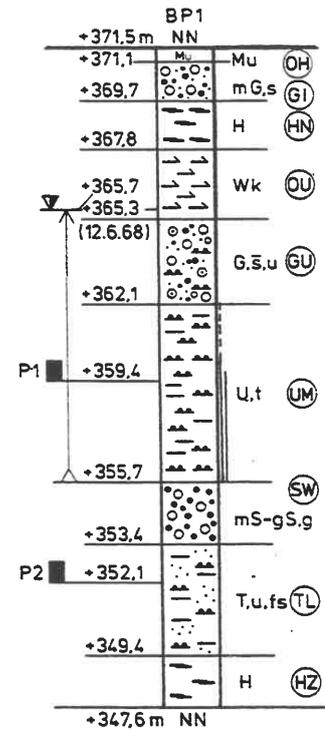
1	2	3	4
Benennung	Kurzzeichen	Zeichen	Flächenfarbe
Fels, allgemein	Z	*)	dunkelgrün
Konglomerat, Brekzie	Gst	*)	hellgelb
Sandstein	Sst	*)	orange-gelb
Schluffstein	Ust	*)	kräft (orange)
Tonstein	Tst	*)	violett
Mergelstein	Mst	*)	blau
Kalkstein	Kst	*)	dunkelblau
Dolomitstein	Dst	*)	dunkelblau
Kreidestein	Krst	*)	hellblau
Kalktuff	Kpst	*)	hellblau
Anhydrit	Ahst	*)	hellgrün
Gips	Gyst	*)	hellgrün
Salzgestein	Lst	*)	hellgrün



Blockbild. Gesteinsverband mit Trennflächen. Ss Schichtfläche, K1 und K2 Kluftscharen

Tabelle 5. Weitere Zeichen.

Über der Säule	Links der Säule	Rechts der Säule
Sch - Schurf	P2 ■ + 352,1 = Sonderprobe aus 19,0 m Tiefe = + 352,1 m NN	U = naß Vernässungszone oberhalb des Grundwassers S = breiig S = weich - - - = steil = halbfest = fest Z = kluftig
B - Bohrung	K1 ☒ + 114,8 = Bohrkern aus 5,2 m Tiefe = + 114,8 m NN für Untersuchungen ausgewählt	
BK - Bohrung mit durchgehender Gewinnung gekernter Proben	▽ 8,9 (1.4.68) = Grundwasser am 1. 4. 1968 in 8,9 m unter Gelände angebohrt	
BP - Bohrung mit durchgehender Gewinnung nichtgekernter Proben	▽ 8,9 (1.4.68) 3 ^h = Grundwasserstand nach Beendigung der Bohrung oder bei Änderung des Wasserspiegels nach seinem Antreffen jeweils mit Angaben der Zeitdifferenz in Stunden (3 ^h) nach Einstellen oder Ruhen der Bohrarbeiten	
BuP - Bohrung mit Gewinnung unvollständiger Proben	▽ + 118,0 10.5.68 = Ruhewasserstand in einem ausgebauten Bohrioch	
BS - Sondierbohrung	▽ + 365,7 (12.6.68) 10 ^h = Grundwasser in 15,8 m unter Gelände = + 355,7 m NN angebohrt, Anstieg des Wassers bis 5,8 m unter Gelände	
3 - Nr der Bohrung, des Schurfs usw.	▽ + 355,7 = + + 365,7 m nach 10 Stunden	
	▽ + 11,7 (12.6.68) = Wasser versickert in + 11,7 m NN	
	↘ 45° / 25° = Streichen (hier SW-NE) und Fallen (hier 25° nach SE) von Trennflächen	
	= gekernter Strecke	



Beispiel für eine Bohrprofil-Darstellung aus DIN 4023

02. Baugrundgutachten

Zweck eines Baugrundgutachtens ist in der Regel die Definition der bodenmechanischen und grü-
 dungstechnischen Rahmenbedingungen und Voraussetzungen für eine Baumaßnahme (SMOLTCZYK
 1990). Es muß vor der Ausschreibung vorliegen und wird Bestandteil des Bauvertrags. Gegebenenfalls
 kann es auch zum Zweck der Beweissicherung oder Beweiserhebung dienen, eine Baumaßnahme
 begleiten oder über die Auswertung von Messungen am Bauwerk berichten. Inhalt:

Kurzbeschreibung der Lage und Art des Bauwerks, Auftragung der Baugrundaufschlüsse gemäß C5,
 Angabe der entnommenen und verwahrten Bodenproben, Beschreibung der ausgeführten Labor- und
 Feldversuche (summarisch) und Darlegung der Ergebnisse geordnet nach den Hauptschichten, Zu-
 sammenfassung mit Schlussfolgerungen. Die Baugrundbeschreibung soll so differenziert wie vom
 bodenmechanischen Zweck her nötig, ansonsten aber so einfach wie möglich sein.

Bei sehr unregelmäßigen Baugrundverhältnissen Ergänzung durch geologisches Fachgutachten.
 Gegebenenfalls Hinzuziehung von Fachleuten für Gebirgsmechanik, Bodendynamik, Bergsenkungs-
 fragen, Ingenieurbio-logie.

Alle Angaben müssen begründet und durch den Anwender nachvollziehbar sein. Geschätzte Angaben müssen als solche kenntlich gemacht werden.

Baugrundgutachten kann, muß aber nicht durch Gründungsempfehlung oder Stellungnahme zu Durchführungsfragen (z.B. Baugrubenherstellung, Wasserhaltung, Injizierbarkeit, Verdichtbarkeit, Gewinnung geeigneten Bodenaustausch-Materials) ergänzt werden. Wirtschaftliche Objektivität verbietet i.a. die Empfehlung spezieller Bauverfahren oder Gründungselemente.

Sofern eigene Berechnungen vom Baugrundgutachter angestellt werden, sind sie beizufügen. Sie werden sich in der Regel und wenn nichts anderes vereinbart ist, auf die sog. äußere Standsicherheit und das Setzungsverhalten von Bau- und Geländeteilen und auf die Beständigkeit gegenüber äußeren Einflüssen beschränken (Abgrenzung gegenüber Tätigkeit des beratenden Ingenieurs). Dabei wird es häufig genügen, exemplarisch den Berechnungsgang aufzuzeigen. Aus rechtlichen Gründen muß bei jeder mitgeteilten Zahl erkennbar sein, ob sie das Ergebnis einer Berechnung oder eine sachverständige Vermutung ist. Im ersteren Fall muß weiter klar sein, auf welchen Voraussetzungen oder Annahmen die Berechnung beruht. Der Sachverständige darf plausible Annahmen einführen, wo anerkannte Regeln entweder nicht vorhanden sind oder sich auf den betreffenden Einzelfall nicht anwenden lassen. Dort wo von anerkannten technischen Regeln abgewichen wird oder werden muß, soll die Begründung von einem sachkundigen, aber nicht unbedingt wissenschaftlich vorgebildeten Anwender oder Prüfer unter Zugrundelegung des im übrigen Bereich anerkannten technischen Wissens begriffen und nachvollzogen werden können.

SCHRIFTTUM zu C

BAGUELIN, F. et al. (1978): The pressuremeter and foundation engineering. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris.

BJERRUM, L. (1973): Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils. Proc.8.ICSMFE Moskau,3, S.111-159.

GOODMAN, R. E. et al. (1968): Measurement of rock deformability in boreholes. Proc.10.Symposium Rock Mechanics Austin/USA, Univ. of Texas.

MELZER, K. J. (1968): Sondenuntersuchungen in Sand. Mitt.VGB Heft 43, Aachen.

MELZER, K. J./SMOLTCZYK, U. (1982): State-of-the-art Report on Dynamic Probing. ESOPT II, Amsterdam, S. 191-202

MUHS, H. (1980): Baugrunduntersuchungen im Feld. Grundbautaschenbuch 3. Auflage, Teil 1, Abschnitt 1.4. Verlag W.Ernst u. Sohn Berlin München.

SCHULTZE, E./MUHS, H. (1967): Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten. 2. Aufl., Springer-Verlag Berlin/Heidelberg/New York.

SEEGER, H. (1980): Beitrag zur Ermittlung des horizontalen Bettungsmoduls von Böden durch Seitendruckversuche im Bohrloch. Mitt.IGB 13, Stuttgart

SMOLTCZYK, U. (1990): Baugrundgutachten. Grundbautaschenbuch 4. Aufl., Teil 1, Kap 1.2., Verlag W. Ernst und Sohn Berlin

WEISS, K. (1990): Baugrunduntersuchungen im Feld. Grundbautaschenbuch 4. Aufl., Teil 1, Kap. 1.4., Verlag W. Ernst und Sohn Berlin

D1 Klassifikation und Bestimmung der Bodenarten

.01 Allgemeines

Um in der Bodenmechanik zu analytischen Aussagen über das mechanische Verhalten der vielen natürlichen Bodenarten zu kommen, faßt man sie zu Baugrund-Gruppen von jeweils mechanisch ähnlichem Verhalten zusammen.

Die Klassifizierung kann auch unter anderen Gesichtspunkten vorgenommen werden. So gibt z.B. DIN 18196 eine Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke an.

Im englischen Sprachraum wird meist das "Unified Soil Classification"-System des US-Corps of Engineers (1952) angewendet.

Eine primäre Klassifizierung unterscheidet zwischen Festgestein (rock) und Lockergestein (soil), wobei in der Regel als einfaches Merkmal dient, ob eine Gesteinsprobe im Wasser zerfällt. Das Merkmal ist allerdings für lösliche Gesteinsarten - Salinargesteine - untauglich.

.02 Klassifizierung von Lockergestein nach der Korngröße

Durch den Zerfall von Festgestein und die weitere Aufbereitung der entstandenen Lockermassen durch Wasser- und Luftbewegung entsteht ein Konglomerat von Körnern, das man petrografisch durch die Korngrößen d [mm] klassifiziert, s.a. C9.02. Der prozentuale Gewichtsanteil einer Korngröße am Gemisch wird bei den Grobanteilen (d über 0,06 mm) durch Sieben, bei den Feinteilen durch Schlämmen - Schlämmanalyse - bestimmt (DIN 18123).

Das Ergebnis wird gewöhnlich in Form einer Sieblinie (Kornverteilungskurve, Körnungslinie), Bild D1.01, aufgetragen.

Zur digitalen Darstellung eignet sich die Kornkennzahl T/U/S/G, die im dargestellten Fall 05/29/52/14 wäre: Sand, schwach tonig, schluffig, schwach kiesig. D.h.: für die Bodenbezeichnung ist die mit über 40% vertretene Hauptbodenart maßgebend. Wenn 2 Gruppen mit je mindestens 40% vertreten sind, werden beide als Substantiv genannt, z.B. "Kies und Sand".

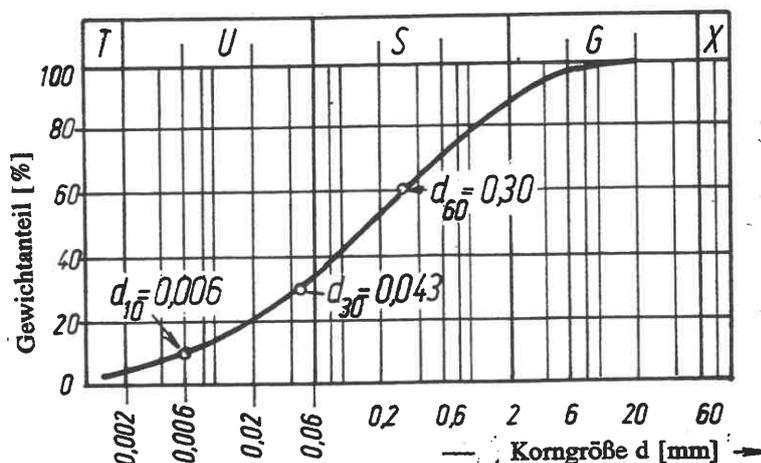


Bild D1.01: Beispiel für eine Sieblinie

Mit nachgestelltem Adjektiv bezeichnet man Gruppen von geringerem

Anteil, wobei ein Anteil unter 15% als "schwach", zwischen 30 und 40% als "stark" bezeichnet wird. Die Sieblinie ist eine Summenlinie, so daß der o.g. alternative Ausdruck Kornverteilungslinie eigentlich nicht zutrifft.

Die wirkliche, zu Bild D1.01 gehörende Kornverteilungslinie im Sinne einer Häufigkeitsverteilung zeigt Bild D1.03. Das Beispiel ist ein norddeutscher Wattsand. Gelegentlich wird zur Kennzeichnung eines nichtbindigen Bodens auch das Körnungsdreieck, Bild D1.02, benutzt, bei dem man die drei am stärksten vertretenen Hauptbodenarten über den 3 Seiten aufträgt. Diese Darstellung ist aber nicht zu empfehlen; sie sagt weniger aus als eine Kornkennzahl.

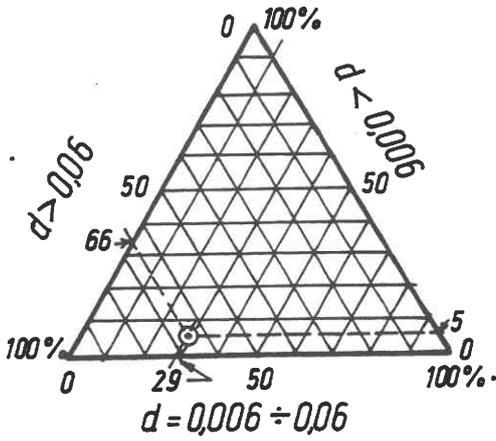


Bild D1.02: Körnungsdreieck

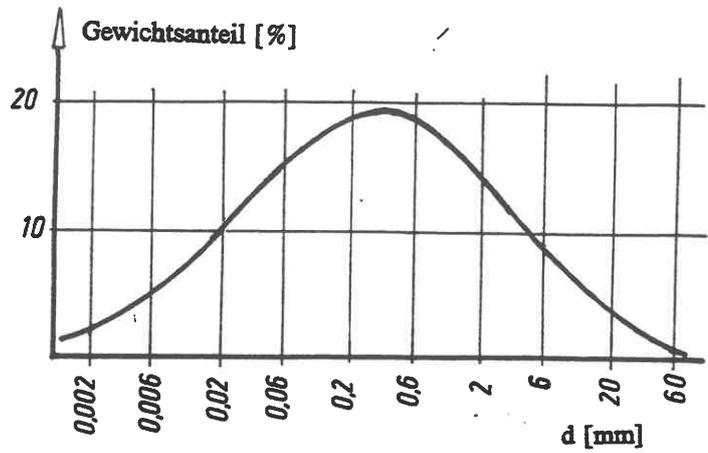


Bild D1.03: Kornverteilungslinie

Aus der Sieblinie kann der "wirksame Korndurchmesser" d_{10} entnommen werden, der für die Beurteilung der Durchlässigkeit eines Bodens erfahrungsgemäß ein guter Indikator ist, vgl. D4.

Die Form der Sieblinie läßt sich in erster Näherung durch die Ungleichförmigkeitszahl

$$C_u = d_{60}/d_{10}$$

kennzeichnen; differenzierter durch Hinzunahme der Krümmungszahl (DIN 18196, S.2)

$$C_c = (d_{30})^2/d_{10} \cdot d_{60}$$

Wenn $C_u > 6$ und C_c zwischen 1 und 3 liegt, nennt man den Boden weitgestuft. Das Gegenstück ist der enggestufte Boden. Bei Ausfallkörnungen spricht man von intermittierender Stufung (treppenartiger Verlauf der Sieblinie).

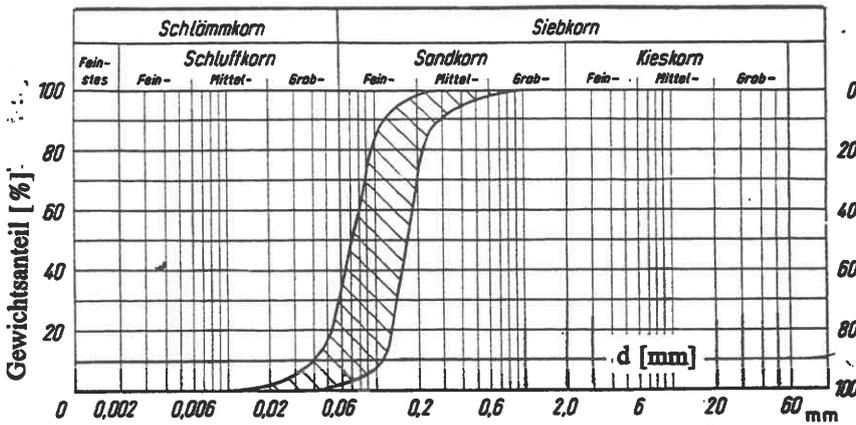


Bild D1.04:

Beispiel (Wattsand) für einen enggestuften Boden: Bandbreite der innerhalb einer Schicht gemessenen Körnungslinien

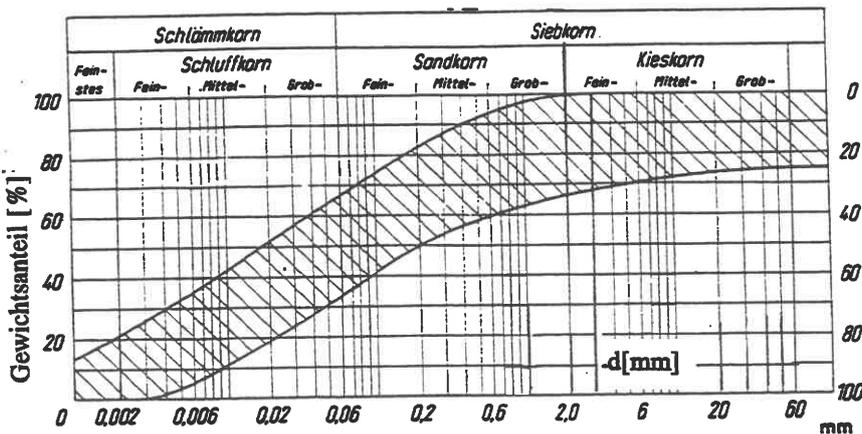


Bild D1.05:

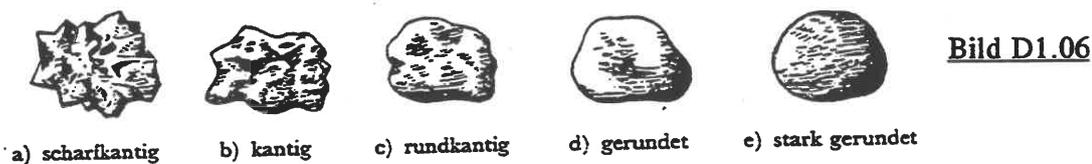
Beispiel (Geschiebemergel) für einen weitgestuften Boden: Bandbreite der innerhalb einer Schicht gemessenen Körnungslinien

.03 Klassifizierung der Kornform

Die Kornform hängt ab (a) von der kristallinen Isotropie des Kornminerals; (b) vom Transportweg vor der Sedimentation:

- (a) Kristalline Isotropie: eine nach allen Raumrichtungen annähernd gleichmäßige Mineralfestigkeit ergibt im Endzustand kubische bzw. kuglige Kornformen (für Quarzsand typisch), bei anisotroper Mineralfestigkeit plattige Formen.
- (b) Transportweg: Die Körner werden vom strömenden Wasser nach dem Prinzip der Kugelmühle zerkleinert und abgeschliffen. Je länger der Transportweg und die Einwirkungszeit und je größer die in dieser Zeit wirkende kinetische Energie sind, desto glatter und gleichmäßiger ist die Kornoberfläche.

Bild D1.06 zeigt schematisch diese Entwicklung (SCHULTZE/MUHS 1967).



.04 Klassifizierung nach der Entstehung

Man unterscheidet organogene Böden, d.h. unter Mitwirkung von Organismen gebildete, aber in der Substanz anorganische Böden wie Kalksande, Seekreide, Kieselgur von organischen Böden, die aus Pflanzen- und Tierresten bestehen ("Mudde" oder "Faulschlamm": Gemisch organischer und anorganischer Schweb- und Sinkstoffe; "Torf": überwiegend pflanzliches Zersetzungsprodukt mit hohem Glühverlust und Wassergehalten bis zu 1500%).

Der Gehalt an organischer Substanz wird durch den Glühverlust V_{gl} (Verhältnis des Gewichtsverlusts bei mäßigem Glühen zum Trockengewicht) bestimmt. Ein nichtbindiger Boden wird als "organisch" bezeichnet, wenn er über 3% (Gew.), ein bindiger, wenn er über 5% humose oder organische Bestandteile enthält. Zur Bestimmung siehe DIN 18128. Außerdem muß der Kalkgehalt V_{ca} (Kalkgewicht: Trockengewicht) bestimmt werden, siehe DIN 18129.

Bezeichnungen: 0 - kalkfrei, + - kalkhaltig, ++ - stark kalkhaltig

.05 Klassifizierung nach der Plastizität

Bei bindigen Böden ist die Kornzusammensetzung allein kein ausreichendes Bestimmungsmerkmal; vielmehr muß ihre Plastizität I_p bestimmt werden: entweder qualitativ im Knetversuch nach DIN 4022 Teil 1, 8.7 ("leicht", "mittel", "ausgeprägt plastisch") oder quantitativ durch die Bestimmung der Fließgrenze w_L (Übergang vom flüssigen zum plastischen Zustand) und der Ausrollgrenze w_p (Übergang vom plastischen zum halbfesten Zustand) nach DIN 18122 Teil 1 (Atterberg-Grenzwassergehalte). Daraus folgt die Plastizität $I_p = w_L - w_p$. Werte $w_L = 35\% \div 50\%$ kennzeichnen eine mittlere Plastizität.

Bodens aussagt. Deswegen stellt man eine Beziehung von I_p zum natürlichen Wassergehalt w durch Berechnen der Konsistenzzahl I_c her:

$$I_C = \frac{w_L - w}{w_L - w_P} = \frac{w_L - w}{I_P}$$

Ein Boden ist	flüssig	breiig	weich	steif	halbfest	
wenn $I_C =$	0	0,01 ÷ 0,50	0,51 ÷ 0,75	0,76 ÷ 1,0	über 1	ist.

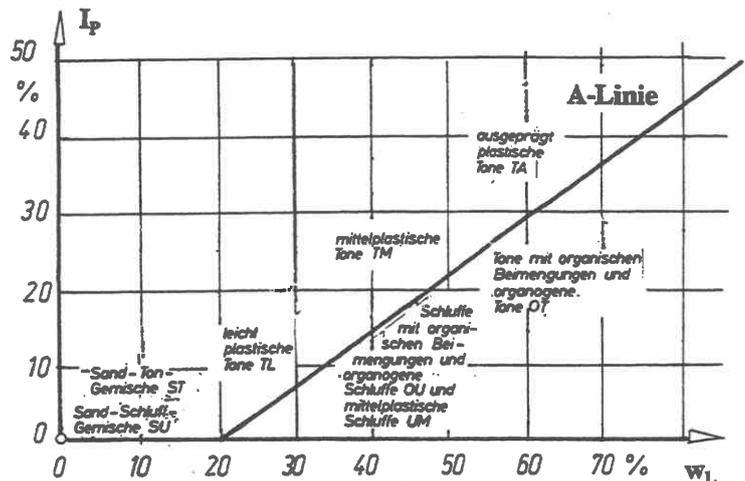
Nach CASAGRANDE (s. a. DIN 4022, Teil 1, Bild 3) erhält man eine verbesserte Einordnung bindiger Böden durch grafische Auftragung $I_P(w_L)$ in der Plastizitätskarte, s. Bild D1.07.

Anmerkung: Im Ausland ist auch der "liquidity index" $I_L = 1 - I_C$ gebräuchlich.

Ein nichtbindiger Boden ist somit ein Boden mit der Plastizität 0. Schluffe, die sonst nicht immer leicht von Tonen äußerlich zu unterscheiden sind, kann man an ihrer niedrigen Plastizität erkennen: $I_P \leq 4\%$ Schluff
 $I_P \geq 7\%$ Ton

Bild D1.07:
 Plastizitätsdiagramm mit A-Linie nach CASAGRANDE:

$$I_P = 0,73(w_L - 20) (\%)$$



Aktivität nach SKEMPTON (1953):

Zwar ist I_P eine bodenphysikalische Größe, kann aber nicht unabhängig vom Anteil des Tons an einem Korngemisch sein. Deshalb bezieht man sie bei gemischtkörnigen bindigen Böden zweckmäßig auf den Tonanteil und nennt dieses Verhältnis die Aktivitätszahl I_A . Beispiele:

- Kaolinit 0,33 ÷ 0,46;
- Illit 0,90
- Ca-Montmorillonit 1,5
- Bentonit 7,2.

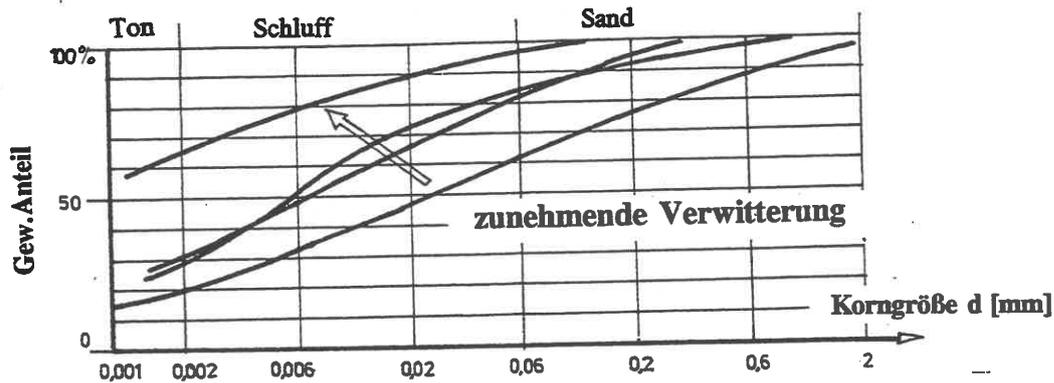
Die Aktivitätszahl erlaubt also gewisse Rückschlüsse auf die Mineralart eines Tons.

.06 Klassifizierung nach dem Verwitterungsgrad

Wind- und Wassersedimente älterer Erdperioden wurden unter dem hohen Druck jüngerer Überlagerungen und in Verbindung mit chemischen Umbildungen der Minerale zu Gestein verfestigt (Diagenese). Dabei bleiben im Gefüge Trennflächen erhalten, in denen bei späterer Druckabnahme - etwa infolge Erosion der Deckschichten - die Verwitterung durch Hydrolyse ansetzt (SMOLTCZYK 1972). Im Verlauf des fortschreitenden Verwitterungsprozesses zerfällt der zunächst feste Tonstein, Kalkstein, Schluffstein oder Sandstein wieder in ein feinkörniges Lockergestein. Proben aus solchen Verwitterungsböden lassen sich, wie die Veränderung der Korngrößenverteilung für einen Keupermer-

gel in Bild D1.08 bei fortschreitender Entfestigung durch Verwitterung zeigt, deswegen nicht allein durch die Korngröße klassifizieren, sondern man muß auch den Verwitterungsgrad einbeziehen.

Bild D1.08



Nach CHANDLER (1969) lassen sich folgende Verwitterungszonen qualitativ unterscheiden (zur quantitativen Bestimmung s.a. MACK 1981):

- Zone 1 - fester Tonstein, meist klüftig. 10-35% Tongehalt; $w = 5..15\%$;
- Zone 2 - angewitterter Tonstein mit voll ausgebildeten Kluftscharen, aber praktisch noch ohne Kluftfüllung. Kluft-Trennflächen dünn mit Schluff beschichtet. Erste Anzeichen chemischer Verwitterung. Ton- und Wassergehalt wie in Zone 1;
- Zone 3 - Tonmergel mit Ton und Schluff als Grundsubstanz, in die Kluftkörper als Brocken eingebettet sind. Mittelwert von $w = 12..20\%$; in den Brocken deutlich weniger. Die Grobanteile bilden noch ein tragfähiges Korngerüst, solange die Brocken noch nicht durch mechanische Beanspruchung zerrieben werden;
- Zone 4 - vollständig ausgewitterter Tonmergel mit über 50% Tonanteil, w über 30%. Nur noch vereinzelte Grobbestandteile, die ohne gegenseitigen Kontakt im weichen Material eingebettet sind ("schwimmen").

Schrifttum zu D1

- CHANDLER, R.J. (1969): The effect of weathering on the shear strength properties of Keuper Marl. *Géotechnique* 19, S.321-334.
- MACK, K. (1981): Die Verwitterung diagenetisch verfestigter Tonsedimente und ihr Einfluß auf mineralogische und bodenmechanische Kenngrößen. Diss. Universität Stuttgart.
- SKEMPTON, A.W. (1953): The Colloidal Activity of Clay. Proc. 3.ICSMFE, I, S.57-61.
- SMOLTCZYK, U. (1972): Keupermechanik. Vorträge Baugrundtagung, S.407-420.
- WEISS, K. (1990): Erkennen und Beschreiben von Bodenarten und Fels und Klassifikation. In: *Grundbtschb.*, 4.Aufl., Teil 1, Kap.1.3. Verlag Ernst & Sohn Berlin.

D3 Struktur, Dichte und Wassergehalt

.01 Dichte und Wichte

Die Dichte ρ ist die auf das Volumen V bezogene Masse m eines Stoffes; die Wichte γ die auf das Volumen V bezogene Gewichtskraft G . Spricht man bei einem Boden von Dichte oder Wichte, dann ist V die Gesamtheit der Volumina der Festsubstanz, der Porenflüssigkeit und der Porenluft. Man bestimmt die Dichte durch Wägung einer Probe mit definiertem Volumen (Ausstechzylinder) oder mit einem durch Tauchwägung oder Quecksilberverdrängung bestimmten Volumen, siehe DIN 18125, Teil 1. Teil 2 behandelt entsprechend die Feldversuche.

Die als Korndichte bezeichnete Dichte nur der festen Bodenbestandteile ρ_s bestimmt man nach DIN 18124 Teil 1 in einem Pyknometer, Bild D3.01, das ist ein Meßkolben mit einem genau bestimmbaren Füllvolumen. Aus dem Gewicht des leeren Pyknometers, des mit Wasser gefüllten Pyknometers und des mit Wasser und einer abgewogenen Probenmenge getrockneten und zerkleinerten Bodens gefüllten Pyknometers läßt sich die Korndichte berechnen. Die in Deutschland vorkommenden nichtbindigen Lockergesteine haben Korndichten um $2,65 \text{ t/m}^3$, soweit Quarz der Hauptbestandteil ist. Bindige, anorganische Böden haben je nach mineralogischer Zusammensetzung Korndichten in der Regel zwischen $2,65$ und $2,75 \text{ t/m}^3$. Eine Tabelle mit den Korndichten wichtiger Mineralien findet man bei v. SOOS (1990).

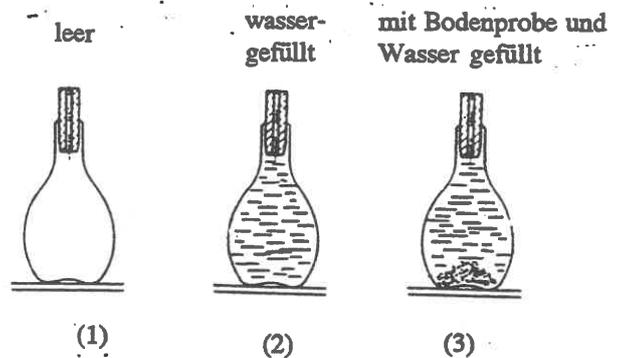


Bild D3.01: Meßgefäß und Prinzip der Korn-dichtebestimmung

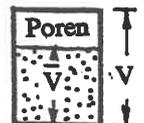
.02 Porenanteil, Porenzahl

Der nicht mit Festsubstanz ausgefüllte Anteil am Bodenvolumen wird als Porenanteil n bezeichnet:

$$n = \frac{V - \bar{V}}{V} = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s} \quad (\rho_d - \text{Trockendichte}).$$

Wenn man das Porenvolumen $V - \bar{V}$ auf das Volumen \bar{V} der festen Bestandteile bezieht, hat man die Porenzahl e :

$$e = \frac{V - \bar{V}}{\bar{V}} = \frac{n}{1 - n}$$



Die Trockendichte wird an einer ofentrockenen Bodenprobe gemäß D3.01 bestimmt.

Anmerkung: Definition und Bestimmung von n werden auch auf Böden angewendet, deren Feststoffpartikel selbst auch geschlossene Poren enthalten, weil es für das mechanische Verhalten des Haufwerks nur auf das Porenvolumen außerhalb der relativ zueinander verschieblichen Körner ankommt.

.03 Wassergehalt; Sättigungszahl

Ist ein Volumenanteil V_w einer Bodenprobe mit Wasser von der Dichte ρ_w gefüllt, dann wird das Gewichtsverhältnis $w = \rho_w V_w / \rho_d V$ als Wassergehalt bezeichnet. Er wird meist durch Ofentrocknung einer Bodenprobe von mindestens 3 g bei 105° bestimmt, siehe DIN 18121, Teil 1. Die Begrenzung der Trocknungstemperatur ist notwendig, damit nicht die Zusammensetzung der Festbestandteile verändert und dadurch das Trockengewicht der Probe verfälscht wird. Da die Verfahren mit Ofentrocknung zeitraubend sind, haben sich in der Praxis Schnellverfahren, z.B. durch Schnelltrocknung im Mikrowellenherd, bewährt, die in DIN 18121 behandelt werden.

Aus dem Wassergehalt w und dem Porenanteil n wird die Sättigungszahl S_r abgeleitet:

$$S_r = \frac{V_w}{n \cdot V} = w \frac{1-n}{n} \frac{\rho_s}{\rho_w}$$

Ein Boden ist also "trocken", wenn $S_r = 0$ und "wassergesättigt", wenn $S_r = 1$ ist. Die Bezeichnung "feucht" bezieht sich auf einen teilgesättigten Zustand. Die beiden Grenzfälle treten allerdings in der Natur nicht wirklich auf, da auch ein dem Anschein nach völlig trockener Boden einen Restwassergehalt hat und sich im Porenwasser immer eine gewisse Menge an gelöster Luft befindet, selbst wenn der Boden praktisch wassergesättigt ist.

.04 Lagerungsdichte; Verdichtungsfähigkeit

Das mögliche Auseinanderrücken der Partikel eines Korngefüges erreicht eine Grenze, wenn die Anzahl der Kontaktpunkte je Volumeneinheit so klein wird, daß sich ein Zustand mit örtlichen kinematischen Unbestimmtheiten ergibt. Daher muß es bei nicht- oder schwachbindigen Böden eine obere Grenze n_{\max} des Porenanteils geben. Man bestimmt sie versuchsmäßig, indem man das getrocknete Material vorsichtig in einen Meßzylinder einrieseln läßt und die Menge wiegt, s.a. DIN 18126. Für Kugeln gleichen Durchmessers kann man $n_{\max} = 0,477$ und $e_{\max} = 0,91$ errechnen.

Umgekehrt gibt es auch eine geometrische Grenze für die dichteste Anordnung der Partikel im Gefüge, falls die Körner nicht zerbrechen. Man bestimmt n , indem man die Probenmenge ermittelt, die sich äußerstenfalls im Meßzylinder einbringen läßt, wenn man das Material durch Rütteln oder durch Schlagen des Zylinders in Verbindung mit Durchsaugen von Wasser verdichtet. Beim Kugelhaufen ist $n_{\min} = 0,259$, $e_{\min} = 0,350$.

Unter Bezug auf die beiden Grenzwerte werden definiert:

$$D = \frac{n_{\max} - n}{n_{\max} - n_{\min}} \quad I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad D_r = \frac{e_{\max} - e_{\min}}{e_{\min}}$$

Lagerungsdichte D bezogene Lagerungsdichte Verdichtungsfähigkeit

.05 Formel-Zusammenstellung

Für die Umrechnung der in D3 genannten bodenmechanischen Parameter ist nachstehende Tabelle nützlich (v. SOOS 1990):

gesuchte Größen	vorgegebene Größen ρ_s und ρ_w *							
	$w; S_r < 1$	$w; n_s = n - n_w$	$w = w_{ges}$ $S_r = 1;$ $n_s = 0$	$n (n_w)$	$e (e_w)$	ρ_r	$\rho (w)$	$\rho_d (w)$
Wassergehalt w (gesättigter Boden)	$\frac{w}{S_r}$	$w + \frac{n_s(w\rho_s + \rho_w)}{(1-n_s)\rho_s}$	w	$\frac{n\rho_w}{(n-1)\rho_s}$	$e \frac{\rho_w}{\rho_s}$	$\frac{(\rho_s - \rho_r)\rho_w}{(\rho_r - \rho_w)\rho_s}$	$\frac{(1+w)\rho_w - \rho_w}{\rho - \rho_s}$	$\frac{\rho_w - \rho_w}{\rho_d - \rho_s}$
Wassergehalt w (teilgesättigter Boden)	w	w	-	$\frac{n_w\rho_w}{(1-n)\rho_s}$	$e_w \frac{\rho_w}{\rho_s}$	-	$\frac{(\rho_s - \rho)S_r\rho_w}{(\rho - S_r\rho_w)\rho_s}$	$S_r \left(\frac{\rho_w}{\rho_d} - \frac{\rho_w}{\rho_s} \right)$
Porenanteil n	$\frac{w\rho_s}{w\rho_s + S_r\rho_w}$	$\frac{w\rho_s + n_s\rho_w}{w\rho_s + \rho_w}$	$\frac{w\rho_s}{w\rho_s + \rho_w}$	n	$\frac{e}{1+e}$	$\frac{\rho_s - \rho_r}{\rho_s - \rho_w}$	$1 - \frac{\rho}{(1+w)\rho_s}$	$1 - \frac{\rho_d}{\rho_s}$
Porenzahl e	$\frac{w\rho_s}{S_r\rho_w}$	$\frac{w\rho_s + n_s\rho_w}{\rho_w(1-n_s)}$	$w \frac{\rho_s}{\rho_w}$	$\frac{n}{1-n}$	e	$\frac{\rho_s - \rho_r}{\rho_r - \rho_w}$	$(1+w) \frac{\rho_s}{\rho} - 1$	$\frac{\rho_s}{\rho_d} - 1$
Dichte ρ_r (gesättigter Boden)	$\frac{(S_r + w)\rho_s\rho_w}{w\rho_s + S_r\rho_w}$	$\frac{(1+w)(1-n_s)\rho_s\rho_w + w\rho_s + \rho_w}{w\rho_s + \rho_w + n_s\rho_w}$	$\frac{(1+w)\rho_s\rho_w}{w\rho_s + \rho_w}$	$(1-n)\rho_s + n\rho_w$	$\frac{\rho_s + e\rho_w}{1+e}$	ρ_r	$\frac{\rho_s - \rho_w}{1+w} \frac{\rho}{\rho_s} + \rho_w$	$(1 - \frac{\rho_w}{\rho_s})\rho_d + \rho_w$
Dichte ρ (teilgesättigter Boden)	$\frac{(1+w)S_r\rho_s\rho_w}{w\rho_s + S_r\rho_w}$	$\frac{(1-n_s)(1+w)\rho_s}{w \frac{\rho_s}{\rho_w} + 1}$	-	$(1-n)\rho_s + n_w\rho_w$	$\frac{\rho_s + e_w\rho_w}{1+e}$	-	ρ	$(1+w)\rho_d$
Trockendichte des Bodens ρ_d	$\frac{S_r\rho_s\rho_w}{w\rho_s + S_r\rho_w}$	$\frac{(1-n_s)\rho_s\rho_w}{w\rho_s + \rho_w}$	$\frac{\rho_w\rho_s}{w\rho_s + \rho_w}$	$(1-n)\rho_s$	$\frac{\rho_s}{1+e}$	$\rho_s \frac{\rho_r - \rho_w}{\rho_s - \rho_w}$	$\frac{\rho}{1+w}$	ρ_d
Sättigungszahl S_r	$\frac{w}{w_{ges}}$	$\frac{(1-n_s)\rho_s w}{w\rho_s + n_s\rho_w}$	1	$\frac{n_w}{n}$	$\frac{e_w}{e}$	1	$\frac{w\rho\rho_s}{\rho_w[(1+w)\rho_s - \rho]}$	$\frac{w\rho_d\rho_s}{\rho_w(\rho_s - \rho_d)}$
Korndichte ρ_s **	$\frac{S_r\rho\rho_w}{(1+w)S_r\rho_w - w\rho}$	$\frac{\rho\rho_w}{(1+w)(1-n_s)\rho_w - w\rho}$	$\frac{\rho_s\rho_w}{\rho_w - w(\rho_s - \rho_w)}$	$\frac{\rho - n_w\rho_w}{1-n}$	$(1+e)\rho - e_w\rho_w$	$\frac{\rho_s\rho_w}{\rho_d + \rho_w - \rho_r}$	$\frac{\rho\rho_w}{\rho - (1+w)(\rho_r - \rho_w)}$	$\frac{S_r\rho\rho_w}{S_r\rho_w - w\rho_d}$

* Im allgemeinen kann $\rho_w = 1,0 \text{ g/cm}^3$ gesetzt werden

** statt ρ_s muß ρ_r , ρ_d oder ρ bekannt sein

D4 Hydraulische Eigenschaften

01. Durchlässigkeit

Unter der Durchlässigkeit eines Bodens versteht man seine Eigenschaft, das Grundwasser unter der Wirkung eines mechanischen, d. h. durch das Schwerkraftpotential gegebenen Strömungsgefälles i fließen zu lassen. Nach DARCY ist die Filtergeschwindigkeit v , das ist der Durchfluß (Wassermenge je Zeiteinheit) je Flächeneinheit senkrecht zur Fließrichtung, proportional dem Gefälle: $v = k \cdot i$ [m/s].

Beachte, daß v ein über die ganze, aus Festsubstanz und Porenvolumen bestehende Fläche genommener Mittelwert ist, der kleiner ist als die wirkliche Strömungsgeschwindigkeit des Wassers.

k ist der Durchlässigkeitskoeffizient des Bodens, der entweder im Laborversuch, Bild D4.01, nach DIN 18130, Teil 1, oder durch einen statischen oder dynamischen Pumpversuch (s.a.K1) oder durch Abschätzung an Hand der Sieblinie mit der empirischen Regel von HAZEN zu bestimmen ist:

$$k = (1 \div 1,5) \cdot d_{10}^2 \text{ [m/s], wenn Korndurchmesser } d \text{ in [cm].}$$

In Sanden ist $\log k$ etwa -2 bis -4, in Schluffen um -6, hängt aber im einzelnen noch von der Lagerungsdichte, Bild D4.02, und vom Luftgehalt ab.

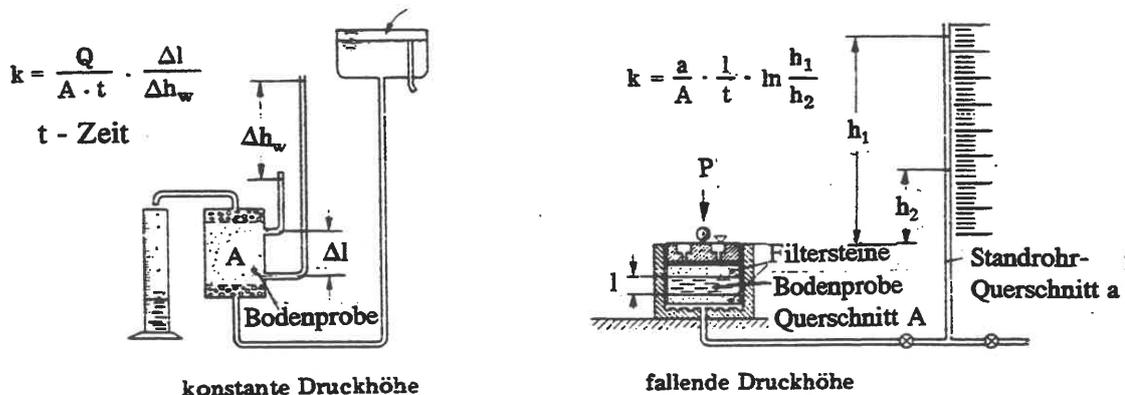


Bild D4.01: Laborversuch zur Bestimmung von k nach v. SOOS (1990)

Da die Adsorptionskräfte bei abnehmendem d mit d^6 anwachsen, gibt es eine Grenze, bei der alle Wassermoleküle des Porenwassers polarisiert sind. Eine freie laminare Strömung, die das Darcysche Gesetz voraussetzt, ist dann unmöglich. An ihre Stelle tritt ein Diffusionsvorgang, der erst bei Überschreiten eines Mindestgefälles i_0 einsetzt. Wassergesättigter Ton ist daher ein ideales Dichtungsmittel.

Umgekehrt können in sehr grobkörnigen Böden Strömungen auch turbulent sein.

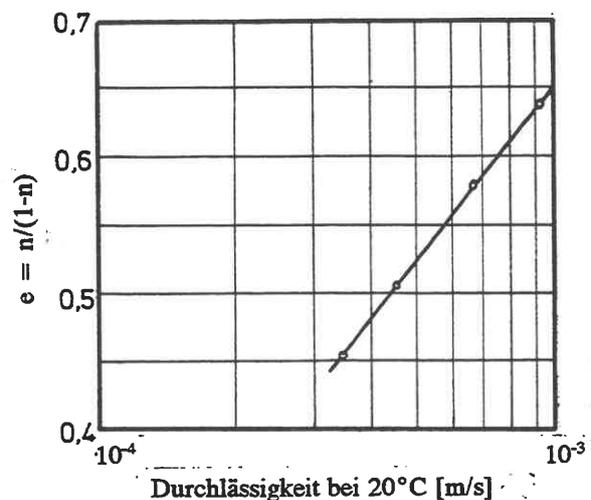


Bild D4.02: (nach LAMBE/WHITMAN 1969)

.02 Kapillarität

Je feinkörniger ein Boden ist, desto höher steigt der Wasserspiegel in ihm über die hydrostatische Druckhöhe hinaus an (Bild D4.03). Man vergleicht diese Erscheinung mit dem Ansteigen des Wassers in engen Röhren (Kapillaren) und spricht von der Kapillarität des Bodens. Der Höhenunterschied zum normalen Grundwasserspiegel heißt "kapillare Steighöhe" h_k . In diesem Bereich ist der Boden voll wassergesättigt ("geschlossener Kapillarsaum"), darüber teilgesättigt.

Erklärung: Die Grenzfläche zwischen einer Flüssigkeit und einem Gas nimmt eine solche Form an, daß die Oberfläche ein Minimum wird. Eine virtuelle Vergrößerung der Oberfläche erfordert daher eine gewisse Arbeit. Die Arbeit, die nötig ist, um die Oberfläche um eine Flächeneinheit zu vergrößern, heißt Oberflächenspannung (Dimension Arbeit/

Fläche = N/cm). Symbolisiert man sie durch eine Membranzugkraft N , so ist diese proportional der mittleren Oberflächenkrümmung, gegeben durch 2 orthogonale Krümmungskreise mit den Radien R_1 und R_2 :

$$N = s \left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \right)$$

Hierin ist s eine von den aneinander grenzenden Stoffen abhängige Materialkonstante. Für die Grenze zwischen Wasser und Luft ist $s = 0,075 \text{ N/m}$ bei 10°C . Man denke sich ein trockenes Haufwerk von Sandkörnern über eine Wasserfläche gebracht. Dann steigt Wasserdampf auf und wird teilweise von den Kornoberflächen adsorbiert, weil eine absolut trockene Kornoberfläche nicht stabil ist, sondern ein Van-der-Waals-Potential hat: es entstünde somit eine Grenzfläche zwischen Wasser und Luft von extrem großer Oberfläche. Ein Minimum kann dann nur dadurch erreicht werden, daß der Wasserspiegel ansteigt. Das Kapillarpotential eines Bodens kann also durch die entgegen der Schwere geleistete Arbeit gemessen werden:

$$\Phi_k = \int_0^{h_k} \gamma_w z \cdot dV$$

Wenn man Wasser im Boden hochsteigen läßt, ist h um 25%- 50% kleiner ("aktive kapillare Steighöhe"), als wenn es absinkt ("passive kapillare Steighöhe").

Nach v. SOOS (1990) ist die aktive kapillare Steighöhe $h_k \approx 0,3/d \cos\alpha$ [cm], wo d [cm] der Kapillardurchmesser (also im Boden eine mittlere Porenweite) und α der Benetzungswinkel zwischen Wasser und Kapillarwand ist, im Boden rd. 0° .

Kapillardruck: Kapillar gehobenes Wasser hängt sich am Korngerüst auf und erhöht damit die effektive Druckspannung im Boden. Im geschlossenen Kapillarsaum tritt also ein negativer Porenwasserdruck $h_k \gamma_w$ auf (engl. suction). Aber auch im offenen Kapillarsaum herrscht ein von w abhängiger Unterdruck, solange sich zwischen den Körnern noch Porenwasserbrücken befinden. Wiederum auf Grund des Minimalprinzips sammelt sich in einem teilgesättigten Boden die Porenluft in den größten Poren, während die kleineren wassergesättigt sind.

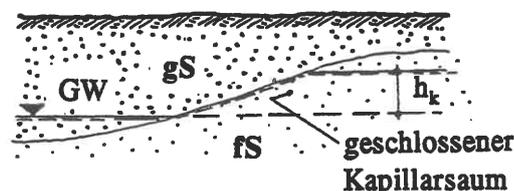


Bild D4.03

D5 Zusammendrückbarkeit und Schwellen

.01 Begriff

Unter der Verdichtung eines Bodens versteht man eine bleibende (plastische) Volumenverringering. Da die festen Bestandteile wenig kompressibel sind, ist es bei einem Lockergestein fast ausschließlich eine Verringerung des Porenanteils n , bei wassergesättigten Böden in Verbindung mit einer entsprechenden Abnahme des Wassergehalts w . Das Gegenteil der Verdichtung ist die Auflockerung. Der Oberbegriff Dilatation ist die Summe aus plastischer und elastischer Volumenänderung, die bei Vernachlässigung der Produkte von ε_{ik} näherungsweise gleich der Summe der Dehnungen (1. Invariante von ε) ist:

$$\varepsilon = \varepsilon^{(pl)} + \varepsilon^{(el)} = \varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33}$$

Wenn also ein Volumenelement nach einem Verdichtungs Vorgang wieder einen stationären Gleichgewichtszustand erreicht hat, ergibt sich eine elastische Volumenänderung der Körner und eine plastische des Porenraums.

.02 Kompressionsversuch

Um die Verdichtung bzw. Auflockerung eines Bodens in Abhängigkeit von der Druckspannung zu messen, benutzt man im allgemeinen den von TERZAGHI 1925 eingeführten Kompressionsapparat, Bild D5.01 (Oedometer): aus einer Sonderprobe (s.C6) wird ein kreisplattenförmiger Versuchskörper von 7 bzw. 10 cm Durchmesser und 1,4 bzw. 2,0 cm Höhe ausgestochen und in einen Drucktopf mit starrer Wandung eingebaut. Dieses Verhältnis von Durchmesser zu Höhe der Probe ist nach Versuchen von MUHS/KANY 1954, LEUSSINK 1954, VAN

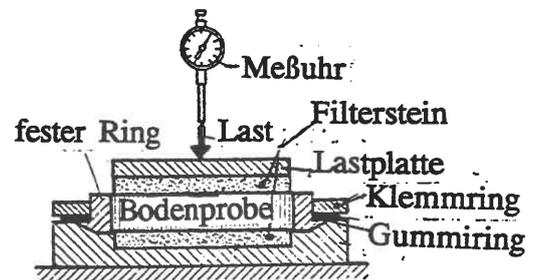


Bild D5.01: Oedometer mit festem Ring (SCHULTZE/MUHS 1967)

ZELST 1948 ein Kompromiß, um die Fehler aus Wandreibung, unebenen Oberflächen und nicht sattem Anliegen der Probe an der Seitenwand zu minimalisieren. Die Probe liegt zwischen angefeuchteten Filtersteinen, damit sie entwässern kann. Die Last P wird vertikal über eine Kopfplatte mit der Querschnittsabmessung A entweder stufenweise in geometrischer Progression oder mit konstantem Vorschub bei gleichzeitiger Messung des Porenwasserdrucks (STEINMANN 1985) aufgebracht. In der Probe ist ein im Mittel über die Querschnittsfläche eindimensionaler Spannungszustand $\sigma_{zz} = P/A$. Gemessen wird bei dem ersten, in der Praxis üblichen Verfahren auf jeder Laststufe das Abklingen der Zeitsetzung s_t bis zum Erreichen der Endsetzung s_1 . Dieser Vorgang heißt Konsolidation, s.E2. Durch Bezug auf die Ausgangshöhe h der Probe erhält man die bezogene Setzung s' und kann dann diese als Funktion der Zeit t in einer Zeitsetzungskurve graphisch darstellen, Bild D5.02. Aus der Zeitsetzungskurve läßt sich erkennen, ob die Probe außer der Konsolidationssetzung auch eine Sekundärsetzung, siehe E2, zeigt. Die Zeit wird entweder im logarithmischen oder im Wurzelmaßstab aufgetragen. Aus den entweder unmittelbar gemessenen oder unter Berücksichtigung einer evtl. Sekundärsetzung graphisch extrapolierten Endwerten der Zeitsetzung erhält man die Drucksetzungslinie, Bild D5.03, wobei die Druckspannung gewöhnlich im logarithmischen Maßstab auf der Abszisse, die bezogene Setzung oder die daraus abzuleitende jeweilige Porenzahl e (Druck-Porenzahl-Diagramm) im linearen

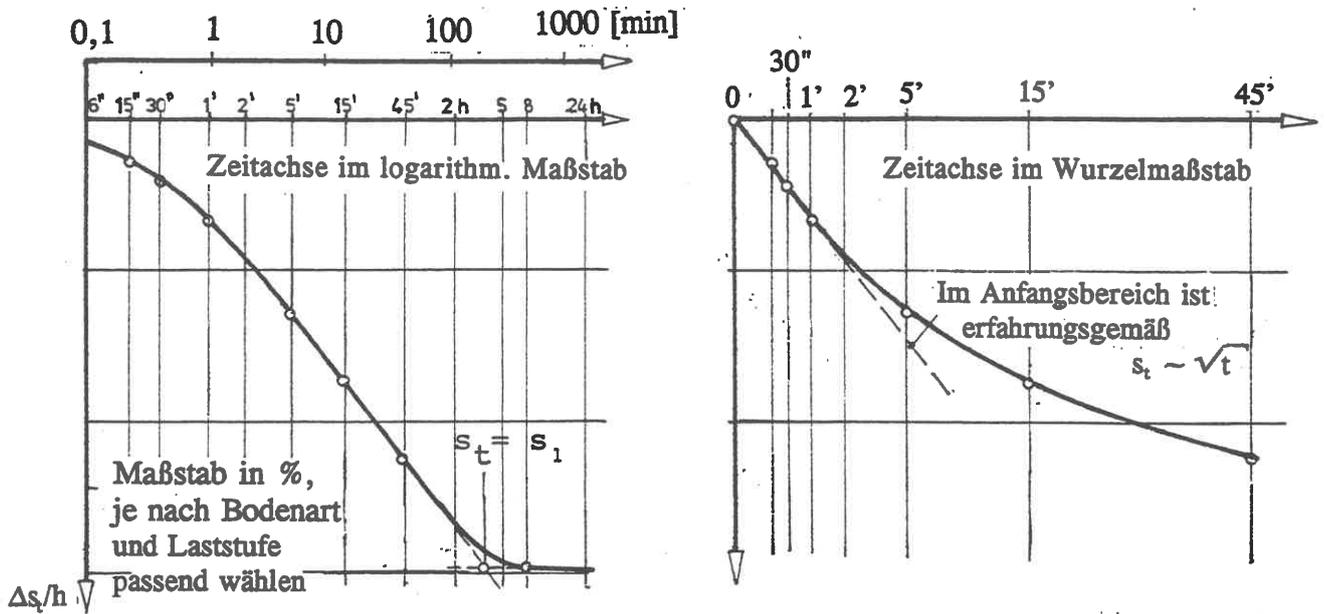


Bild D5.02: Auftragung von Zeitsetzungen

Maßstab auf der Ordinate aufgetragen werden. Zu jedem Versuch gehört die Durchführung der Entlastungs-/Wiederbelastungsschleife, um den elastischen Verformungsanteil ebenfalls zu erfassen. Wenn dabei der Probe Gelegenheit zur Wasseraufnahme gegeben wird, kann auch die Volumenzunahme durch Schwellen gemessen werden, s. D5.06.

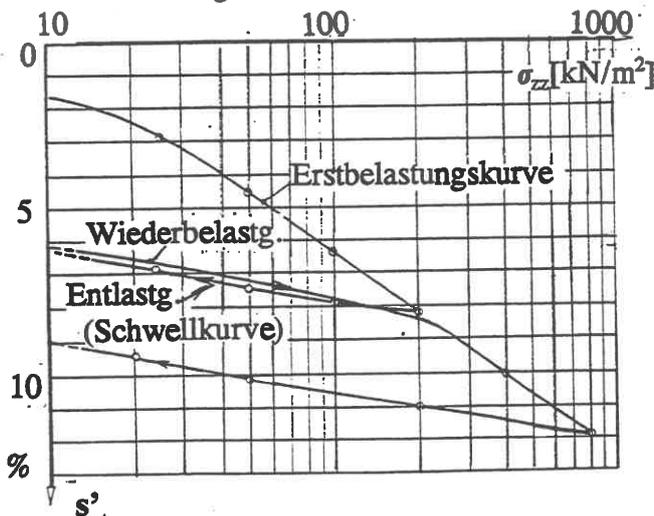


Bild D5.03

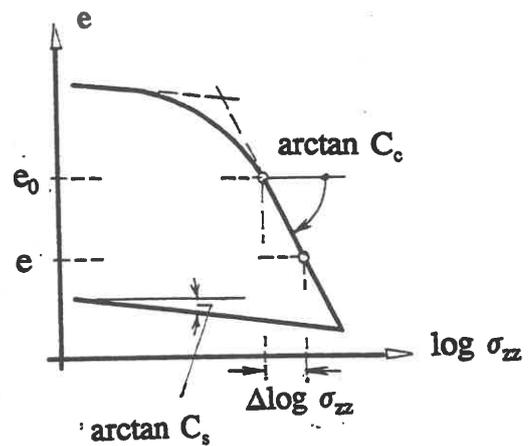


Bild D5.04

.03 Kompressions- und Schwellbeiwert

In Bild D5.03 deutet sich ein linearer Zusammenhang zwischen $\ln(\sigma_{zz})$ und n an. Das wird bei der Druck-Porenzahl-Kurve noch deutlicher, die wegen $e = n/(1-n)$ gegenüber der Druck-Setzungslinie etwas verzerrt ist. Ihr Verlauf läßt sich in der Regel, vom Bereich kleiner Spannungen abgesehen, gut durch den Ansatz $e_0 - e = C_c \log(1 + \Delta \sigma_{zz} / \sigma_{zz}(e_0))$ ($e \leq e_0$) darstellen.

e_0 und $\sigma_{zz}(e_0)$ sind darin die Koordinatenwerte, von denen ab die Linearität gilt. C heißt Kompressionsbeiwert, Bild D5.04. Der Kurvenverlauf wird durch die im Bild gestrichelten Geraden approxi-

miert. Analog läßt sich auch die Entlastungslinie analytisch beschreiben: der entsprechende Beiwert heißt Schwellbeiwert C_c , Bild D5.04. C_c und C_s werden vor allem zur Beschreibung bindiger Böden verwendet. Auf Grund einer statistischen Auswertung geben SKEMPTON (1944) und andere Autoren die Abschätzung $C_c = 0,009(w_L - 10\%)$ für ungestörte, $C_c = 0,007(w_L - 10\%)$ für gestörte bindige Böden an. Man sieht daran, daß die Kurve für ungestörte Bodenproben steiler verläuft. Wie das in Bild D5.07 wiedergegebene Beispiel von MITCHELL (1956) zeigt, bedeutet das weniger, daß eine Störung das Setzungsverhalten eines bindigen Bodens verbessert, als daß sie es vergleichmäßigt.

Der in Bild D5.04 erkennbare Knick im Anfangsbereich deutet auf eine Auflösung einer Verspannung innerhalb des Gefüges hin. Diese kann durch geologische Vorbelastung, durch Vorverdichtung oder auch als scheinbare Vorbelastung durch einen Alterungsprozeß zustandekommen, den Bild D5.05 schematisch für einen geologisch unvorbelasteten Ton darstellt. Bild D5.06

(BJERRUM 1973) stellt den dazugehörigen Verhältniswert zwischen der Normalspannung am Knickpunkt und der Normalspannung vor der Sekundärsetzung dar.

Bild D5.06: Typische Werte einer durch Alterung erzeugten Vorbelastung σ_c , bezogen auf die Belastung σ_0 im Ausgangszustand, bei eiszeitlichen und nacheiszeitlichen Tonen (nach BJERRUM 1973).

.04 Steifemodul

Bei der Auftragung des Kompressionsversuchs in natürlichem Maßstab, Bild D5.08, tritt der bezüglich der Setzung überlineare Charakter der Drucksetzungslinie klar hervor. Der über einen Spannungs-

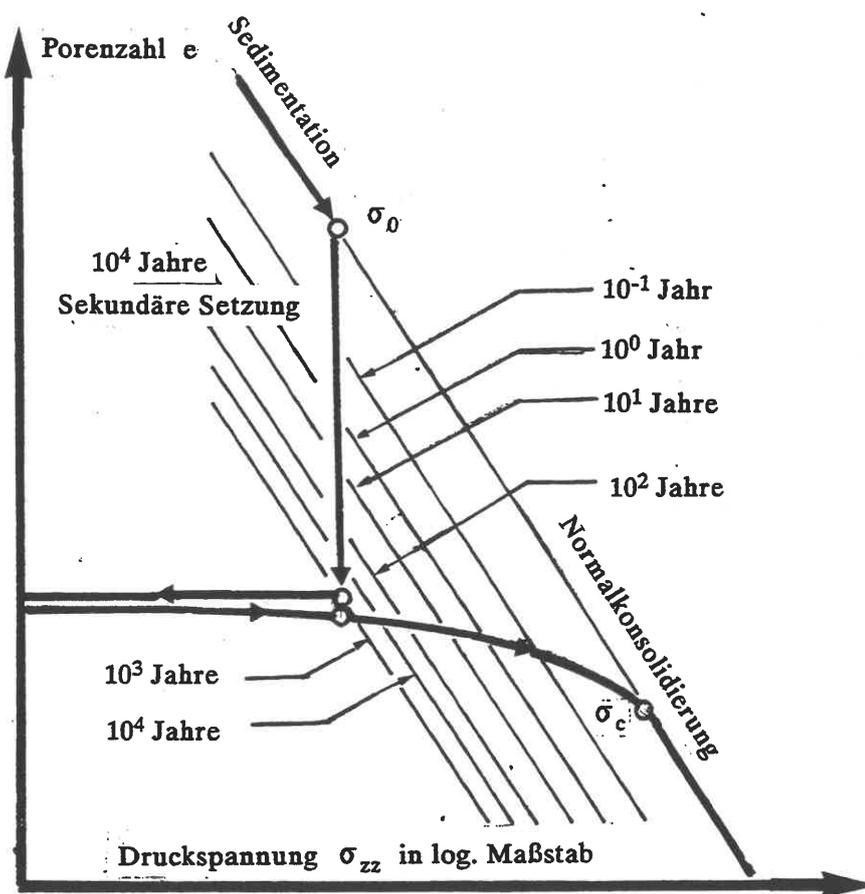


Bild D5.05: Entstehung einer scheinbaren Vorbelastung durch sekundäre Setzung ("Alterung")

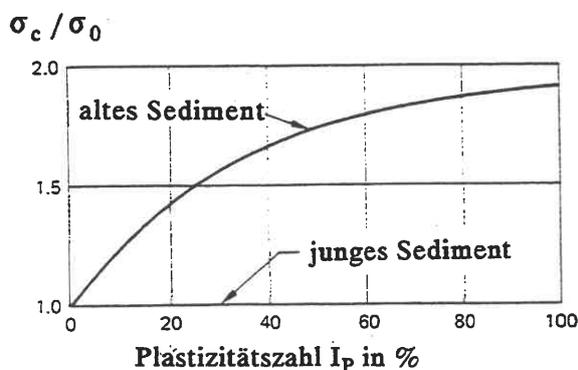


Bild D5.06

bereich gemittelte Anstieg der Funktion $\sigma_{zz}(\Delta n)$, im Bild als Sekantenmodul gezeichnet, heißt Steifemodul E_s . Um den Zusammenhang zwischen E_s und den Modulen der Festigkeitslehre aufzuzeigen, zog TERZAGHI (1925) das Hookesche Gesetz heran. Wegen $\epsilon_{xx} = \epsilon_{yy} = 0$ ist nämlich bei einem Kompressionsversuch $\Delta n = \epsilon_{zz}$. Aus dem Hookeschen Gesetz für eine Kraft in z-Richtung:

$$\sigma_{zz} = \frac{E}{1+\nu} \left(\epsilon_{zz} + \frac{\nu \epsilon}{1-2\nu} \right) \tag{D5/01}$$

erhielte man für die Arbeitslinie eines festen Körpers

$$E_s = \frac{\sigma_{zz}}{\epsilon_{zz}} = E \cdot \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \tag{D5/02}$$

Die genannte Überlinearität bedeutet, daß der rechts stehende Ausdruck mit der Spannung zunimmt, also entweder E oder der von ν abhängige Faktor. Die Aussage von Gl.D5/02 wird deutlicher in der Form:

$$E_s = 3K \cdot \frac{1-\nu}{1+\nu} \tag{D5/03}$$

worin K den Kompressionsmodul bezeichnet (s.a.D5.05). Der Steifemodul ist also bis auf einen Faktor für alle Werte von ν dem Kompressionsmodul proportional, wenn man das Hookesche Gesetz für die Auswertung des Versuchs verwenden würde; nicht aber dem Elastizitätsmodul E! Die von TERZAGHI benutzte Bezeichnung *Elastizitätsmodul bei behinderter Seitenausdehnung* für E_s ist erfahrungsgemäß irreführend, weil der Zusatz "bei behinderter Seitenausdehnung" meist vergessen wird, und sollte deswegen vermieden werden. Die allgemeine Form der überlinearen Arbeitslinie trifft für alle Bodenarten und sowohl für die gesamte Dilatation ϵ wie für die elastische Komponente allein zu, siehe D5.05. Bild D5.09 zeigt die Abhängigkeit von E_s von der Druckspannung und der Lagerungsdichte

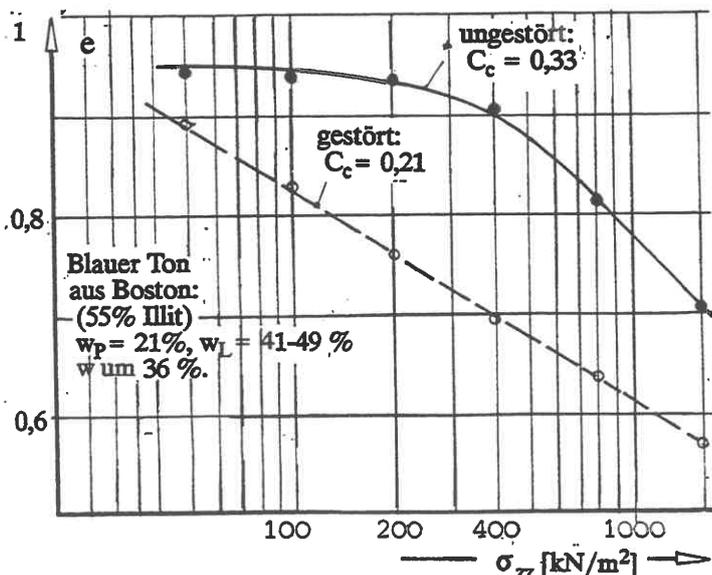


Bild D5.07 (MITCHELL 1956)

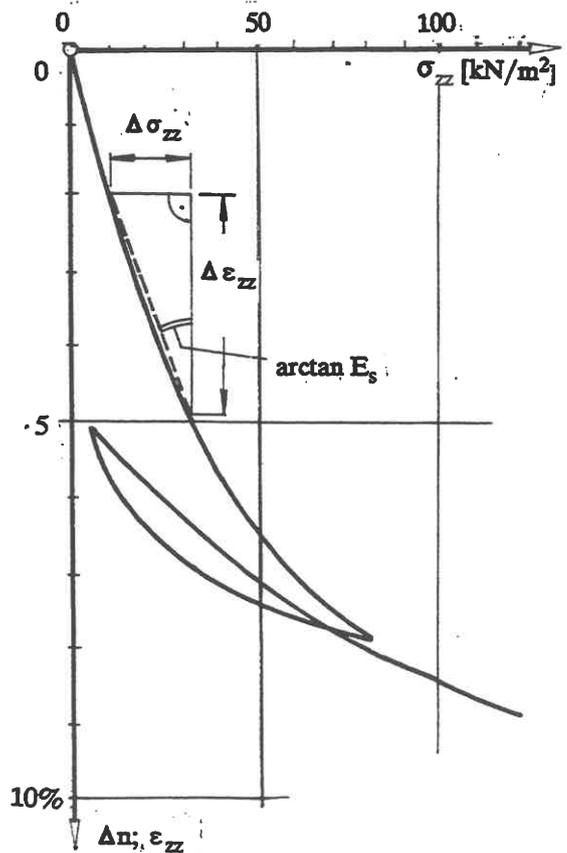


Bild D5.08

für holozäne und pleistozäne Sande nach SCHULTZE/MOUSSA (1961).

Die Überlinearität wurde erstmals von OHDE (1939) in Form eines Potenzansatzes formuliert:

$$E_s = v_e \cdot \sigma_{at} \cdot \left(\frac{\sigma_{zz}}{\sigma_{at}}\right)^{w_e} \quad (\sigma_{at} \text{ Atmosphärendruck; } v_e \text{ und } w_e \text{ Konstanten}) \quad (D5/04)$$

Dieser wird zum Beispiel in numerischen EDV-Berechnungen in der Praxis oft angewendet.

.05 Elastische Kompression

Die in D5.01 definierte Dilatation (s.a.E0.12)

$\varepsilon = 3\varepsilon_m$ beruht bei Böden im wesentlichen auf der Änderung der Porenzahl e gegenüber ihrem Ausgangszustand e_0 :

$$\varepsilon = \varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33} \cong \frac{e_0 - e}{1 + e_0} \quad (D5/05)$$

Man kann unterstellen, daß der in D5.03 genannte halblogarithmische Ansatz auch für das Verhältnis zwischen σ_m und ε_m zutrifft. Es ist dann

$$\varepsilon = \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot \ln\left(\frac{\sigma_m}{\sigma_m(e_0)}\right) \quad (D5/06).$$

Wenn man den Ansatz D5/06 wegen der Nichtlinearität $\varepsilon_m(\sigma_m)$ in differentieller Form schreibt, ist

$$d\varepsilon_m = \frac{1}{3} \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot \frac{d\sigma_m}{\sigma_m} \quad (D5/07).$$

In der Elastizitätstheorie ist, siehe D5.04, die Tangente als dreifacher Kompressionsmodul K definiert. Wenn man diese Definition wie in D5.04 für die gesamte Dehnung übernimmt, also unter Einbeziehung des plastischen Anteils, ist

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} = (1 + e_0) \frac{\sigma_m}{C_c} \quad (D5/08).$$

Wenn man die Definition auf den reversiblen Anteil $\varepsilon^{(el)}$ der Dehnung beschränkt, ist

$$K = (1 + e_0) \frac{\sigma_m}{C_s} \quad (D5/09).$$

Damit ist die in D5.04 erwähnte Überlinearität des Kompressionsmoduls präzisiert: der Modul nimmt linear mit der mittleren Normalspannung zu. Unberücksichtigt ist dabei die elastische Kompression der Partikel selbst, die bei dichtgelagerten nichtbindigen Böden eine Rolle spielen kann. Für praktische Berechnungen genügt der Ansatz eines konstanten Kompressionsmoduls.

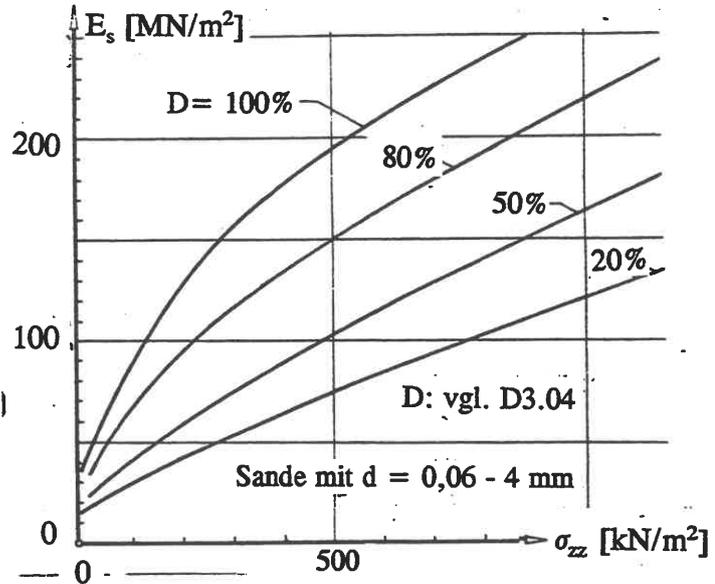


Bild D5.09

.06 Schwellvermögen

Tonböden mit einem Bestand an Dreischichtmineralien haben ein physikalisches Schwellvermögen, das im Oedometerversuch, Bild D5.10, bei der Entlastung der Probe gemessen werden kann, wenn man die Volumenänderung B→C bei geschlossenem System (kein Wasserzutritt) vergleicht mit der bei offenem System B→D (Wassergabe). Der Druck, der nötig ist, um die Schwellung CD rückgängig zu machen, heißt Schwelldruck p. Er ist ein Teil des bei der Entlastung in Ton entstehenden Porenwasserunterdrucks. Ursache des Schwellens ist das Anziehungs- (Sorptions-) Potential II der infra-kristallinen Grenzflächen (vgl. Bilder B10.04 und B10.05). Es klingt mit steigendem Wassergehalt w logarithmisch ab (LOW 1979):

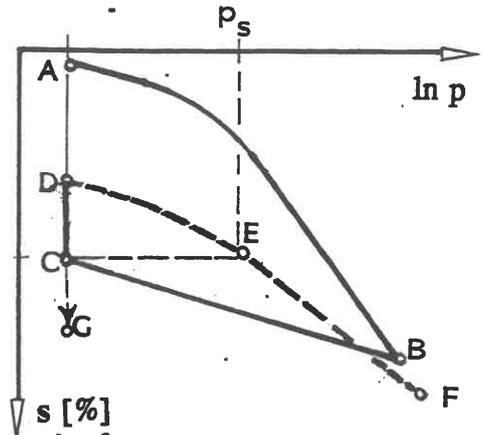


Bild D5.10

$\ln(1 + \Pi) \cdot w = \text{const}$, siehe Bild D5.11

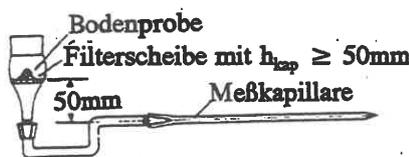


Bild D5.13: (V.SOOS 1990)

Für das Schwellmaß ist ohne Einfluß, ob die Wasseraufnahme stetig oder auf einmal erfolgt.

Aus Bild D5.10 folgt, daß der Schwelldruck um so größer ist,

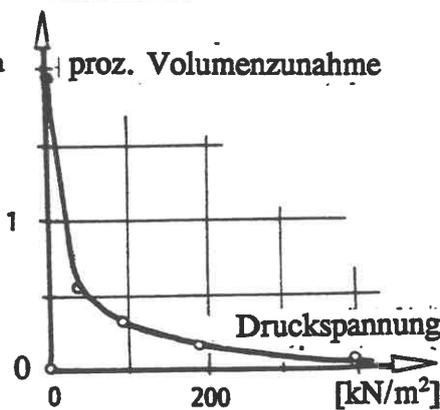


Bild D5.12: aus einer Diplomarbeit

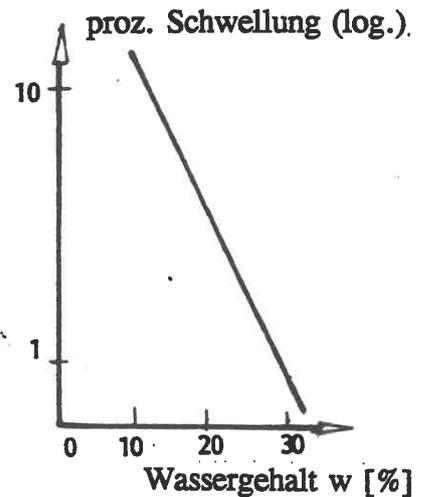


Bild D5.11: (nach: VIJAYVERGIYA/GHAZZALY 1973)

je größer die Entlastung ist. Umgekehrt kann die Volumenzunahme als Funktion der entgegenwirkenden Druckspannung dargestellt werden, wie Bild D5.10 am Beispiel des Opalinustons zeigt (SCHWEIGART 1982). Das Schwellen ist kein Kapillareffekt: das kapillare Ansaugen von Wasser geschieht ohne Volumenänderung.

Wie Bild D5.10 zeigt, ist die Volumenzunahme durch Schwellen bei atmosphärischem Druck am größten. Die Volumenzunahme unter atmosphärischen Bedingungen heißt Wasseraufnahmefähigkeit $\max w = w + \Delta w$ (w - Ausgangswassergehalt).

Sie wird in dem Gerät von NEFF (v.S00S 1990, s.Bild D5.13) bestimmt, indem man eine trockene Probe Wasser saugen läßt. Da der Versuch an einem Material ohne definierte Dichte angestellt wird, hat er nur qualitativ Bedeutung, indem er auf den Bestand an schwellfähigen Mineralien in der Probe hinweist. max w steigt mit I_A (Aktivitätszahl, s.D1.05) an. Daher rührt eine ältere Erfahrungsregel von NEUMANN (1957): $\max w = w_L + 15$ (%).

.07 Schrumpfgrenze

Bindige Böden zeigen beim Austrocknen eine Volumverminderung (C→G in Bild D5.10), "Schrumpfen", die bei einem gewissen Wassergehalt w_s aufhört:

$w_s = w_L - 1,25 \cdot I_p(\%)$ nach KRABBE (1958). Die lineare Schrumpfung kann bei fetten Tonen bis zu 10% betragen ("Polygonalböden").

.08 Sackung

Wenn sich die Partikel eines Haufwerks in instabiler Anordnung befinden, können bei Zustandsänderungen plötzliche Volumenverringerungen eintreten: Sackung. Die Instabilität beruht entweder, wie bei feuchtem Sand, auf Brückenbildung durch scheinbare Kohäsion (Oberflächenspannung, s.D4.02), die bei Durchnässung oder dynamischer Belastung verschwindet, oder auf echter Kohäsion durch schwache chemische Bindungen zwischen den Partikeln wie beim Makroporensystem von aeolischen Lössen, das unter Zusatzlast nachgibt. Sackungen in Sand lassen sich durch Einnässen am einfachsten vermeiden. Sackungen in Löß spielen in Deutschland keine Rolle, weil die Löss überwiegend stabil sind im Gegensatz etwa zu Osteuropa oder China, wo man größere Probleme durch unter Belastung nachgebenden Lößboden hat.

.09 Wirkung mehrfacher Druckbelastung

Bei mehrfacher allseitiger Druckbelastung tritt im Boden ein elastischer Endzustand ein, bei nichtbindigen Böden bei weniger Lastwechseln als bei bindigen. Bild D5.14 zeigt ein Beispiel (SEAMANN et al.1963). Im Endzustand zeigt das Material eine konstante Hysteresis-Schleife, deren Flächeninhalt mit wachsendem Spannungsintervall zunimmt.

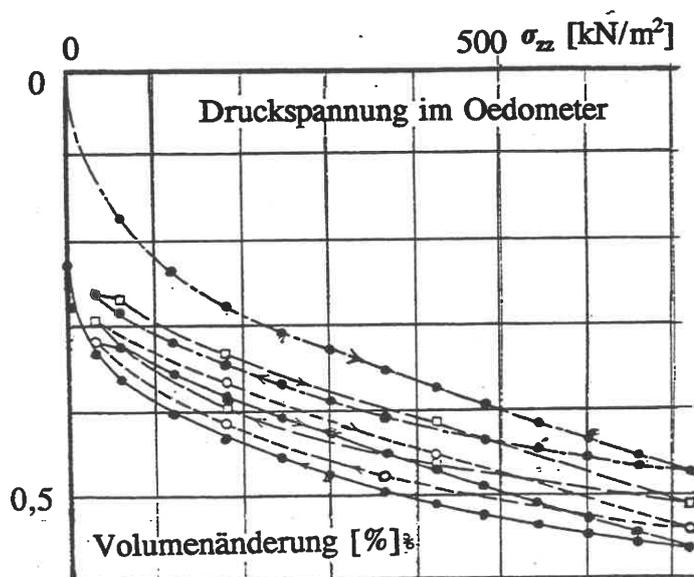


Bild D5.14

Schrifttum zu D5

- BJERRUM, L. (1973): Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays and Structurally Instable Soils. General Report, Session 4, Proc. 8th ICSMFE, 3, S.111-159.
- KRABBE, W. (1958): Über die Schrumpfung bindiger Böden.
Mitt. 13 Franzius-Institut der T.H. Hannover, S.256.
- LEUSSINK, H. (1954): Das seitliche Nichtanliegen der Bodenprobe im Kompressionsversuch als Fehlerquelle beim Druck-Setzungsversuch. Fortschritte u. Forschungen im Bauwesen Heft 17, S.153.
- LOW, PH./MARGHEIM, J. F. (1979): The Swelling of Clay: I. Basic Concepts and Empirical Equations. Soil Sci. Am. J. 43, S.473-481.
- LOW, PH. F. (1979): Nature and Properties of Water in Montmorillonite-Water Systems. Soil Sci. Soc. Am. J. 43, S. 651-658.
- MITCHELL, J. K. (1956): The fabric of natural clay and its relation to engineering properties. Proc. 35th Annual Meeting Highway Research Board.
- MUHS, H./KANY, M. (1954): Einfluß von Fehlerquellen beim Kompressionsversuch. Fortschritte und Forschungen im Bauwesen Heft 17, S.125.
- NEUMANN, R. (1957): Die Beeinflussung der bodenphysikalischen Eigenschaften bindiger Böden durch die Kornfraktion $< 0,002$ mm und Wasseraufnahme. Der Bauingenieur 32, S.6.
- OHDE, J. (1939): Zur Theorie der Druckverteilung im Baugrund. Der Bauingenieur 20, S. 451-459.
- SCHULTZE, E./MOUSSA, A. (1961): Factors affecting the compressibility of sand. Proc. 5th ICSMFE Paris, I, S.335-340.
- SCHWEIGART, F. (1982): Beschreibung von Merkmalen überkonsolidierter bindiger Böden am Beispiel eines Opalinustons. Diplomarbeit Baugrundinstitut Stuttgart (unveröff.).
- SEAMAN, L. et al. (1963): Stress propagation in soils. Report DASA-1266-3 der Stanford Research Inst. to Defense Atomic Support Agency.
- SKEMPTON, A. W. (1944): Notes on the Compressibility of Clays. Quarterly J. Geol. Society London 100, S.119.
- v. SOOS, P. (1990): Eigenschaften von Boden und Fels; ihre Ermittlung im Labor.
In: Grundbtschb. 4. Aufl., Teil 1, Kap. 1.5, S.105-174.
- STEINMANN, B. (1985): Zum Verhalten bindiger Böden bei monotoner einaxialer Belastung. Diss. Universität Stuttgart. Mitt. 26 Grundbauinstitut Stuttgart.
- TERZAGHI, K. v. (1925): Erdbaumechanik. Verlag F. Deuticke, Wien.
- VAN ZELST (1948): An investigation of the factors affecting laboratory consolidation of clay. Proc. 2. ICSMFE Rotterdam, VII, S.52.

D6 Scherfestigkeit

.01 Begriff

Im Gegensatz zu Felsgestein ist ein Lockergestein ein aus Feststoffteilchen aufgebautes Gefüge (Korngerüst, Haufwerk) mit wasser- oder luftgefüllten Poren und deswegen empfindlich gegenüber Scherbeanspruchungen. Ein Maß für die Empfindlichkeit gegenüber Änderungen des Spannungszustands ist die Festigkeit. Darunter versteht man die Fähigkeit eines Stoffes, Schubspannungen bzw. Zugspannungen auszuhalten, ohne plastisch zu versagen, d.h. zu brechen (Spröbruchverhalten) oder zu fließen (duktilen Verhalten).

Die Grenze der Festigkeit kann entweder durch Brechen der Körner oder durch eine Festigkeitseinbuße infolge chemischer oder physikalischer Einwirkungen oder durch einen kritischen Spannungszustand erreicht werden. Die bodenmechanischen Grenzbedingungen beziehen sich ausschließlich auf kritische Spannungszustände.

Anmerkung: Das Versagen eines Korngerüsts durch Zerstörung der Körner kann auch durch einen extrem hohen isotropen Spannungszustand bewirkt werden. Siehe dazu D6.12.(3).

Der makroskopische Bruch eines Lockergesteins wird durch einen kritischen deviatorischen Spannungszustand ausgelöst. Daher versteht man in der Bodenmechanik unter "Festigkeit" stets die Scherfestigkeit. In der Regel gilt:

Die Scherfestigkeit eines Lockergesteins wächst mit dem isotropen Spannungsanteil; sie fällt mit der Zunahme des deviatorischen Spannungsanteils ab.

Anmerkung: Voraussetzung ist dabei ein statistisch hinreichend homogenes Gefüge. Sehr heterogene Strukturen, etwa Gefüge aus Klufkörpern mit vorgegebenen kritischen Flächen, können von dieser Regel abweichen.

Daraus folgt, daß die Scherfestigkeit eines Lockergesteins an den isotropen Spannungsanteil gekoppelt ist, weil das Korngerüst dadurch vorgespannt und die relative Verschieblichkeit der Körner gebremst wird. Die Koppelung verschwindet in dem Maße, wie die Verschieblichkeit der Körner blockiert wird (Beispiel: Beton). Feste Stoffe zeigen daher praktisch keine Abhängigkeit der Scherfestigkeit vom allseitigen Druck. Bild D6.01 skizziert dies (unmaßstäblich).

In der vom Druck abhängigen frühen Phase der Materiebildung spielt die Reibung zwischen den Partikeln die entscheidende Rolle. Man unterscheidet:

Haftreibung,
Gleitreibung,
Rollreibung,
Flüssigkeitsreibung, (Viskosität).

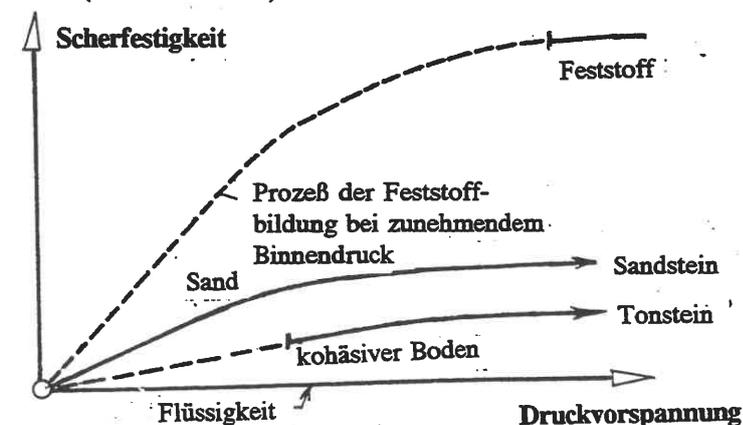


Bild D6.01

.02 Trockenreibung (Haft- und Gleitreibung)

Schon LEONARDO DA VINCI notierte sich auf Grund von Beobachtungen die beiden Grundgesetze der Trockenreibung, wenn zwei aneinander stoßende feste Körper in Richtung der Kontaktfläche relativ zueinander verschoben werden:

- (a) der Scherwiderstand wächst proportional zur Normalkraft;
- (b) er hängt nicht von der Geometrie der beiden Körper ab.

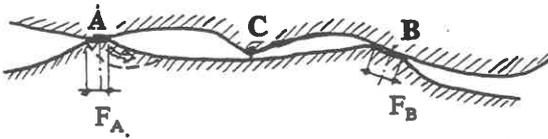


Bild D6.02

Ursache hierfür ist der Umstand, daß der Kontakt fester Körper nie flächig ist, sondern (Bild D6.02) in einzelnen Punkten erfolgt. Denn könnte man sie so glätten und reinigen, daß sie ideal eben und frei von Fremdstoffen "Fläche auf Fläche" gelegt werden könnten, würden diese Grenzflächen nach dem Prinzip der kleinsten inneren Oberfläche verschwinden müssen: Kaltverschweißung.

Da die Erhöhungen des einen Körpers in der Regel nicht auf die des andern

treffen, sind beide miteinander "verhakt" und der Grad der Verhakung wächst mit der Normalkraft, weil bei einem Lastzuwachs die jeweils höchstbelasteten Punkte wegbrechen oder plastisch werden. Das heißt wiederum, daß die Gesteinsfestigkeit (nach BRACE 1963 für Quarz $110 \cdot 10^4 \text{ MN/m}^2$) für die Trockenreibung maßgebend ist. In der schematischen Darstellung des Bildes D6.02 sind A, B Kontaktpunkte, die nachgeben: in A bricht das Material, in B entsteht durch plastisches Fließen eine größere Fläche F_B und in C ein neuer Kontakt. Dabei spielt die geometrische Form der sich berührenden Körper keine Rolle, weil es bei Erreichen des neuen Gleichgewichtszustands nicht auf die zufällige Anzahl der Kontaktstellen ankommt, sondern auf die Summe der insgesamt übertragenen Kräfte. Bild D6.03 zeigt das aufgemessene Oberflächenprofil (Höhen:Längen = 1:1000) zweier "geglätteter" Quarzblöcke. Dabei sind die großwelligigen Abrundungen das Ergebnis des Polierens und bei natürlichem Quarz nicht vorhanden. Der Begriff Oberflächenrauigkeit enthält also zwei Aussagen:

- (a) Häufigkeit und mittlere Amplitude der Berg- und Talpunkte der Oberfläche;
- (b) Grad des Abriebs der erhabenen Stellen: ein Hinweis auf das Alter der Oberfläche, die ihre Geschichte als extrem scharfkantig raue Bruchfläche beginnt.

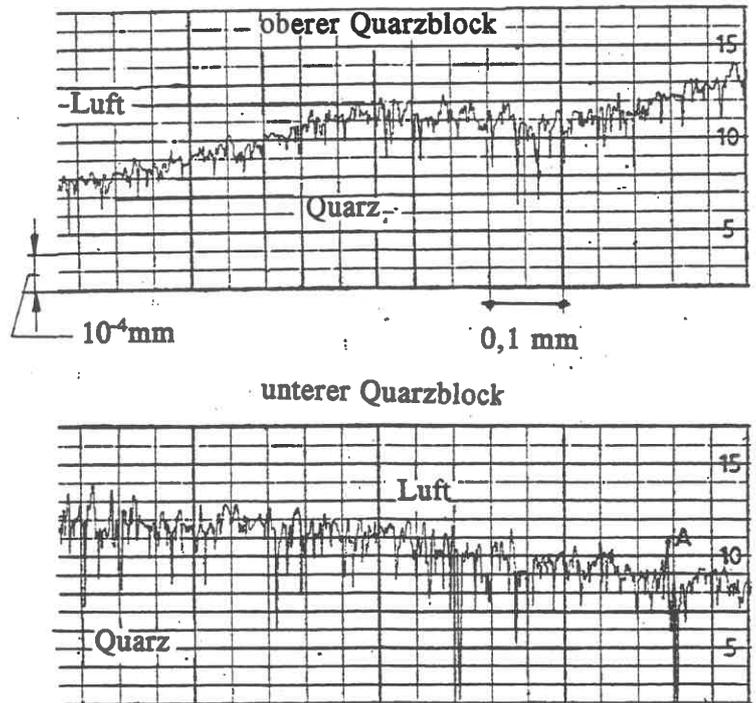


Bild D6.03: (aus: LAMBE/WITHMAN 1969)

Die stochastische Verteilung der Rauigkeitserhebungen bedingt den für die Trockenreibung kennzeichnenden Unterschied zwischen Haftreibung und Gleitreibung: sobald die Kontaktpunkte versagen, beginnt eine instationäre Versetzungsbewegung bis zum Erreichen des nächstmöglichen Gleichgewichtszustands, Bild D6.04.

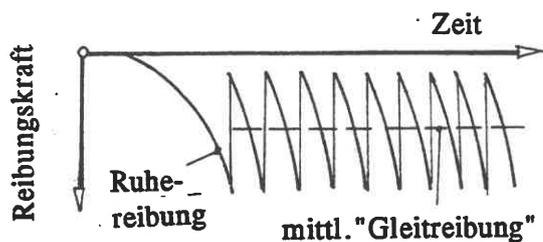


Bild D6.04: (LAMBE/WHITMAN 1969)

Neben der Bruchfestigkeit der Kontaktstellen hängt der Reibungsvorgang von den an der Kontaktfläche adsorbierten Fremdstoffen ab, Bild D6.05. Versuche mit polierten und chemisch gereinigten Flächen in einer Hochvakuumkammer ergaben ein Ansteigen des Reibungsbeiwerts f . Dagegen erhielt man unter natürlichen Rauigkeitsbedingungen unabhängig vom Reinigen und Benetzen $f = 0,5$ (entsprechend 26°) für Quarz.

.03 Rollende Kornreibung

Soweit Bodenpartikel um ihren Schwerpunkt rotieren können, wird das die bevorzugte Art sein, einer Kraftwirkung auszuweichen. Dabei wird Energie durch rollende Reibung dissipiert. Die größeren Körner wirken wie die Kugeln in einer Kugelmühle, während die kleineren als Mahlgut dienen und den überwiegenden Anteil an der Reibungsarbeit haben.

Bild D6.06 zeigt die Versuchsanordnung, mit der sich der Unterschied zwischen Gleitreibung und Rollreibung nachweisen lässt (ROWE 1962, zitiert von LAMBE/WHITMAN 1969). Bei Quarzsand war f (obere Anordnung) von der Normalkraft unabhängig. Entgegen der Gleitreibung ist, wie ROWE nachwies, die Rollreibung vom Korndurchmesser abhängig, Bild D6.07. Erklärung: Verhältnis Rauigkeitserhebung zu Korndurchmesser nimmt ab mit d , Momentenwirkung wächst mit d , damit auch die Tendenz zu rollen.

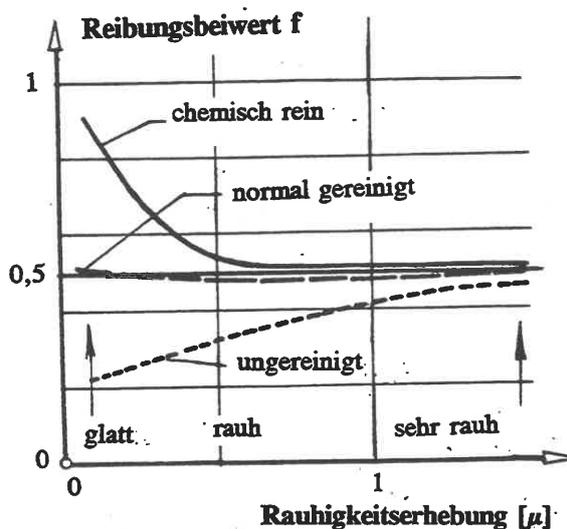


Bild D6.05: (nach BROMWELL 1966, DIK-KEY 1966 zit.v. LAMBE/WHITMAN 1969)

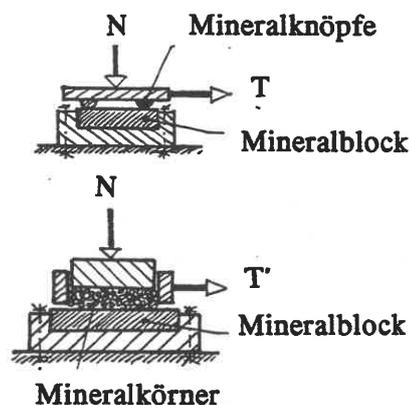


Bild D6.06:

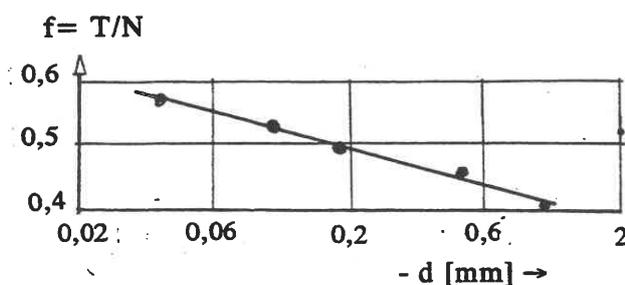


Bild D6.07: Durchmesserabhängigkeit des Rollreibungsbeiwerts bei Quarzsand nach ROWE

.04 Gefügewiderstand

Der Widerstand von Bodenpartikeln gegen eine relative Lageänderung beruht teilweise auf der Gleit- und Rollreibung (s. D6.02 und D6.03), teilweise auf einem Verhaken der Körner im Verband (Gefüge). Damit wiederholt sich in größerem Maßstab das, was die Trockenreibung an der einzelnen Oberfläche im Kleinen erzeugt: Bewegungswiderstand eines Haufwerks = Kornreibung + Gefügewiderstand. Man spricht daher häufig zusammenfassend von "innerer Reibung".

.05 Messung der Scherfestigkeit im Triaxialgerät (BISHOP/HENKEL 1962)

Im Triaxialgerät wird eine zylindrische Bodenprobe einem axialsymmetrischen Spannungszustand ausgesetzt, wobei i.a. die axiale Hauptspannung σ_1 bis zum Versagen der Probe durch Ausbeulen oder Abscheren gesteigert wird. Der Versuch ist in DIN 18137 genormt.

Die waagerechte Druckspannung σ_3 wird hydraulisch oder pneumatisch in Form eines Zelldrucks p aufgebracht. Damit das Druckwasser nicht in die Probe eindringt, steckt diese in einem Gummistrumpf. Die Probe ist an Kopf und Fuß durch einen Filterstein bedeckt, durch den das während des Versuchs ausgedrückte Porenwasser abgeführt und gemessen werden kann (offenes System) - man kann so die Volumenänderung einer wassergesättigten Probe messen -, bzw. der sich während des Versuchs innerhalb der Probe entwickelnde Porenwasserdruck u gemessen werden kann (geschlossenes System).

Versuchsart: (s. a. Bild D6.20)

1. CU-Versuch (C - konsolidiert, U - undränniert), d. h. die Probe konsolidiert unter allseitig gleichem Zelldruck und wird danach bei geschlossenem System abgeschert.

Anmerkung: das Versagen der Probe kann auch durch Verminderung des Zelldrucks bei konstantem Axialdruck erzielt werden.

2. CD-Versuch (C wie 1, D - dränniert), d.h. die Probe wird nach der Konsolidation bei offenem System abgeschert.

Anmerkung: Versuch erlaubt Messung der Volumenänderung, wird aber wegen langer Versuchszeit seltener ausgeführt.

3. UU-Versuch (U - Unkonsolidiert, U - Undränniert) - die Proben werden in der Zelle ohne Messung von u und ohne vorausgehende Konsolidierung abgeschert. •

Anmerkung: Versuch ist nur bei wassergesättigten bindigen Böden brauchbar, wo sich damit die totale Scherfestigkeit c_u und ein Hinweis auf den Elastizitätsmodul E_u für undrännierte Zustände ergeben.

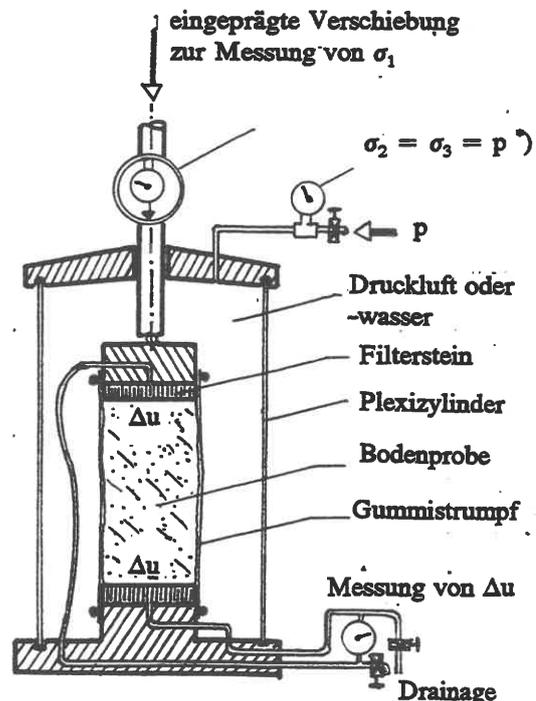


Bild D6.08

**) Anmerkung: Bei deutschen Geräten erfolgt, nach einer Anregung des Baugrundinstituts Stuttgart, die Kraftmessung mittels Druckmeßdose im Sockel der Probe.*

4. Einachsiger Druckversuch - Probe wird ohne Seitendruck abgeschert durch Steigerung der axialen Druckspannung. Zelle daher überflüssig. Häufig bei Felsproben angewandt.

.06 Messung der Scherfestigkeit in anderen Geräten

Zur Messung der Scherfestigkeit verwendete man früher das Kastenschergerät, Bild D6.09. Nachteile: unklarer mechanischer Zustand in der Probe, Porenwasserdruckmessung unmöglich. Daher heute allenfalls für körnige Stoffe anwendbar. Verbesserte kinematische Anordnung im "simple shear" von ROSCOE (1953); Spannungsmessung aber problematisch: Bild D6.10. Messung wirklich dreidimensionaler Scherzustände im Gerät nach PEARCE (1971) mit eingepprägten Verschiebungen und gemessenen Spannungen. Weiterentwicklung durch GOLDSCHIEDER/GUDEHUS 1973, Karlsruhe, Bild D6.11. Einfacher in der Handhabung ($\epsilon_2=0$) das Gerät von LADE, Bild D6.12. Bei den echten Triaxialversuchen müssen die Proben quaderförmig oder kubisch sein.

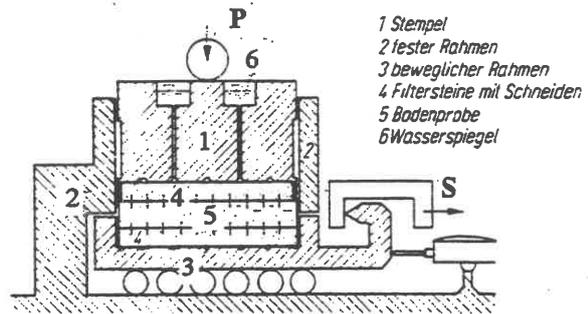


Bild D6.09: Kastenschergerät

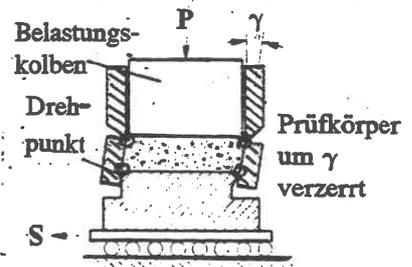


Bild D6.10: "Simple Shear".

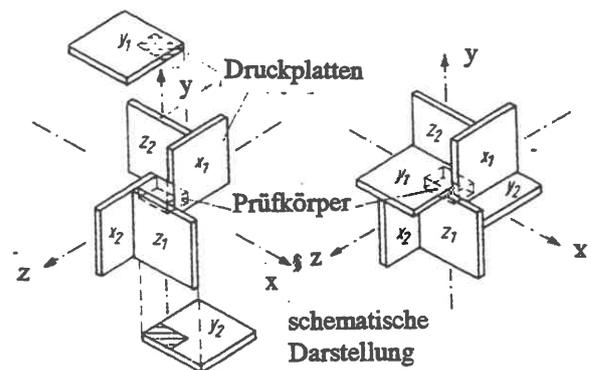


Bild D6.11: Wahres Triaxialgerät (PIERCE 1971)

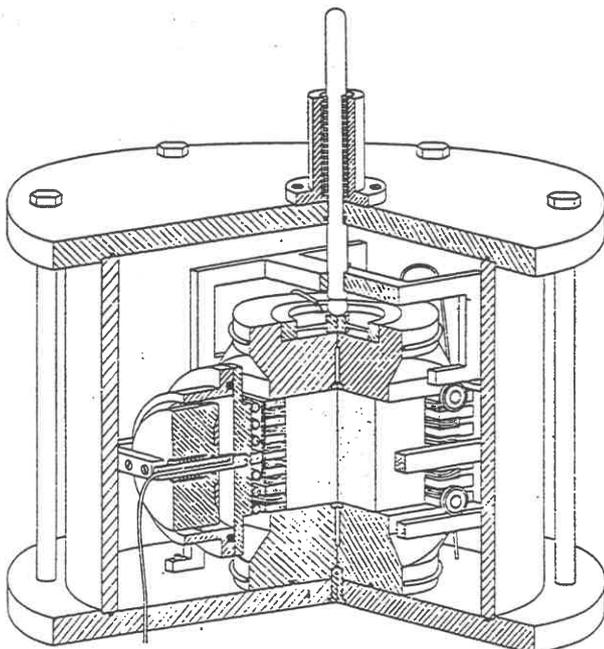


Bild D6.12: Gerät von LADE 1972; 1979

.07 Scherverformung eines Korngefüges

Für das mechanische Verhalten eines Korngefüges bei Scherbeanspruchung lassen sich die in Bild D6.13 und D6.14 dargestellten rheologischen Modelle zur Erklärung verwenden (SMOLTCZYK 1967): das Gleichgewicht wird bei Laststeigerung durch Inanspruchnahme der Gleitsicherheit einer zunehmenden Anzahl starrer, mit Abstand voneinander liegender Partikel erreicht (D6.13). Die auf ein Korn, hier als Kugel symbolisiert, wirkende elastische Rückstellkraft nimmt mit wachsender Verschiebung ab (Entfestigung), Bild D6. 14.

Die anfangs vorhandene Lagerungsdichte der Partikel ist für die Scherverformungen maßgebend und damit auch für den Gefügewiderstand (vgl. D6.04). Versuche mit Sandproben bestätigen das, Bild D6.15. Dabei zeigt sich bei Messung der Volumenänderung die Überlagerung einer generellen Verdichtung und einer Gefügauflockerung in lokalen Bereichen größter Scherbeanspruchung. Die Auftragung eines charakteristischen Spannungsverhältnisses als Funktion der Scherverformung (axiale Stauchung bzw. Scherweg) heißt Scherweg-Diagramm.

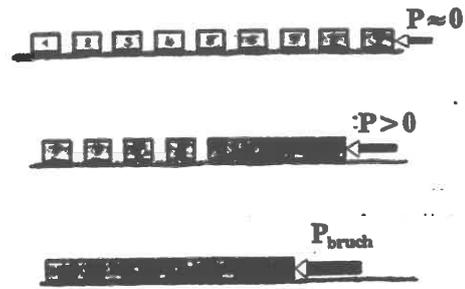


Bild D6.13: "Progressiver Bruch"

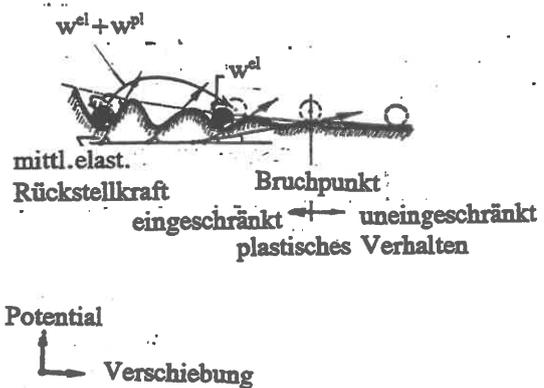


Bild D6.14: Nichtlineare Elastizität infolge Entfestigung

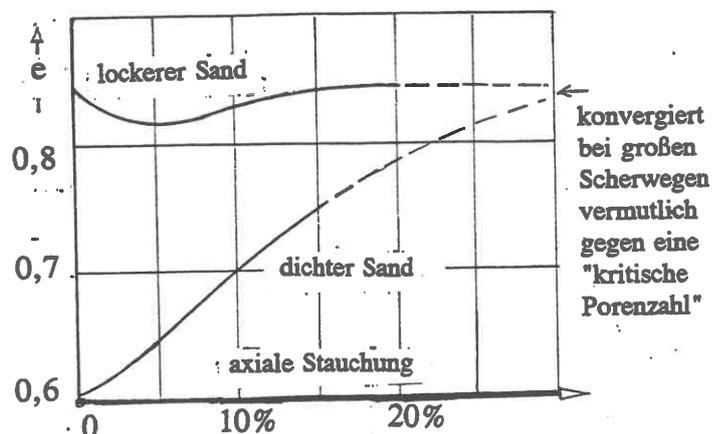
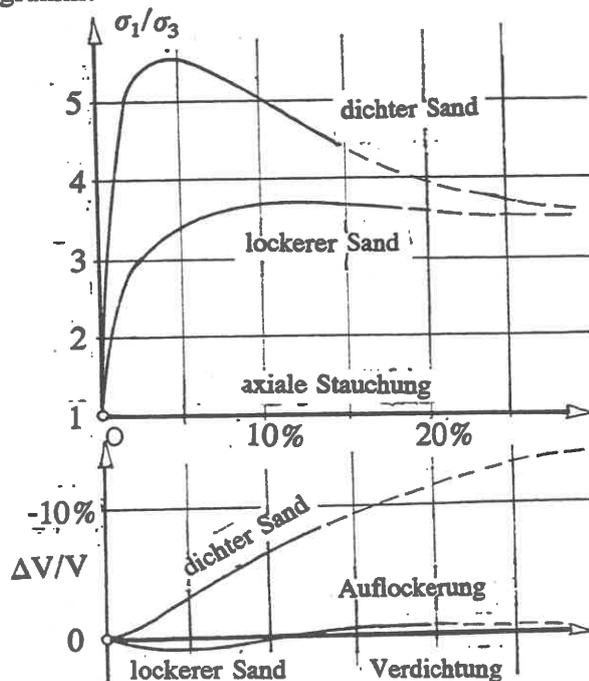


Bild D6.15: Scherverformung bei dichter und lockerer Ausgangsdichte nach TAYLOR (1948)

Das Scherweg-Diagramm hat ein Maximum ("peak"), das um so ausgeprägter ist, je dichter die Ausgangslagerung des Materials ist. Der Unterschied zwischen den Scherweg-Diagrammen für die lockerste und für

die dichteste Lagerung gibt die mechanische Arbeit an, die dem Gefügewiderstand zuzuschreiben ist.

Die effektive Scherfestigkeit eines Partikel-Gefüges hängt also ab von:

- dem Schubwiderstand bei Relativverschiebung der Partikel;
- der Korngrößenverteilung;
- der Lagerungsdichte;
- dem Spannungszustand und seiner Veränderung.

.08 Bruchbedingung

Für jeden Boden existiert eine kritische Beziehung zwischen der in einer Schnittfläche $\{n\}$ vorhandenen Schubspannung τ_n und der Normalspannung σ_n , bei deren Eintreten das Korngerüst die Grenze seiner Scherfestigkeit erreicht. Bei einem trockenen Korngerüde, siehe D6.07, entspricht die Grenze dem Maximum des Scherweg-Diagramms in Bild D6.15.

COULOMB (1773) machte diese Erkenntnis zur Grundlage seiner Erddrucktheorie, wobei er von einer linearen Proportionalität zwischen τ_n und σ_n im Bruchzustand ausging. Unter Einbeziehung der Bodenarten, die auch ohne Wirkung einer Normalspannung eine gewisse Schubspannung ertragen können ohne zu versagen (die kohäsiven Böden in Bild D6.01), lautet die Coulombsche Bruchbedingung:

$$\tau_{nf} = c + \sigma_{nf} \cdot \tan \varphi_f \quad (\text{D6/01})$$

mit den beiden Scherparametern φ_f - Scherwinkel (auch: Winkel der inneren Reibung)
 c [kN/m²] - Kohäsion .

Der Index "f" bezeichnet den Bruchzustand (f - failure). Die Bruchbedingung D6/01 ist in dieser Form auf die unbekannte Flächenrichtung $\{n\}$ bezogen. Man eliminiert diese Abhängigkeit mittels der Hauptspannungen in der gefährdeten Fläche (O. MOHR 1882) und erhält für den ebenen Verformungszustand die Mohr-Coulombsche Bruchbedingung:

$$\left\{ \frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right\}_f = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} + \frac{2c \cdot \cos \varphi}{\sigma_3 (1 - \sin \varphi)} \quad (\text{D6/02})$$

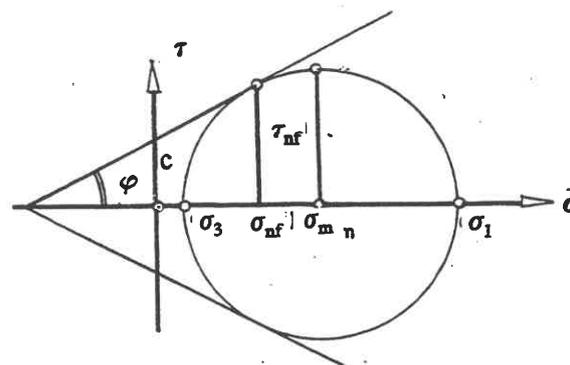


Bild D6.16

oder als quadratische Form, um die Symmetrie der Bruchbedingung zur σ -Achse auszudrücken:

$$F = (\sigma_1 - \sigma_3)^2 - \sin^2 \varphi (\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \cdot \cot \varphi)^2 = 0$$

(D6/03).

Räumliche Bruchbedingung

Für einen räumlichen Spannungs- und Verformungszustand, bei dem unbekannt ist, in welcher der 3 Hauptspannungsebenen (1;3), (1;2), (2;3) der kritische Zustand zuerst zu erwarten ist, stellt sich die Frage nach der logischen Erweiterung der Bedingung $F = 0$ ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$). In Bild D6.17 bedeutet das, daß keiner der 3 Spannungskreise die durch c und φ definierte Grenze

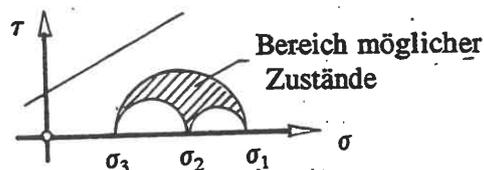


Bild D6.17

übertreten darf.

Ferner muß eine räumliche Bruchbedingung bei isotropem Material in den Hauptspannungsrichtungen symmetrisch sein (Invarianzbedingung).

In der Plastizitätstheorie pflegt man räumliche Bruchbedingungen in einem von den 3 Hauptspannungen aufgespannten Raum abzubilden, wobei eine zur Haupt(druck)diagonalen axial-symmetrische, konkave und einfach zusammenhängende Fläche erscheint, die durch den Abschnitt σ auf der Achse und die Spur in der zur Achse orthogonalen Fläche π (Deviator-ebene) definiert ist. **Bild D6.18** zeigt die verallgemeinerte MOHR-COULOMBSche Bruchbedingung für kohäsionsloses Material: (KIRKPATRICK 1957)

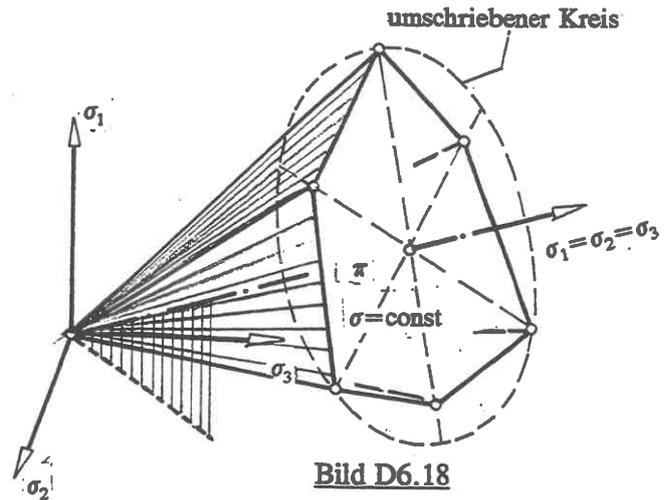


Bild D6.18

$$F = \{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 - \sin^2\varphi (\sigma_1 + \sigma_2)^2\} \cdot \{(\sigma_2 - \sigma_3)^2 - \sin^2\varphi (\sigma_2 + \sigma_3)^2\} \cdot \{(\sigma_3 - \sigma_1)^2 - \sin^2\varphi (\sigma_3 + \sigma_1)^2\} = 0 \quad \text{D6/04}$$

Wegen der Symmetrie genügt es, einen Sektor von 60° der π -Ebene darzustellen. Bei der experimentellen Prüfung der Bedingung D6/04 hat sich sowohl bei Sanden (GREEN/BISHOP 1969) wie Tonen (s.dazu ROSCOE/BURLAND 1968) eine befriedigende Bestätigung ergeben mit Ausnahme der Fälle, in denen 2 der Hauptspannungen gleich sind: die "Ecken" in **Bild D6.18** sind in Wirklichkeit abgerundet (BISHOP 1971). Man kann also davon ausgehen, daß der Scherbruch im Boden ein zweidimensionaler Vorgang in derjenigen Ebene ist, die von den zur größten Hauptschubspannung gehörenden beiden Achsen aufgespannt wird. **Bild D6.19** zeigt den Vergleich zwischen Hypothese und Versuch a. im π -Sektor, b. bezogen auf den im Triax-Kompressionsversuch gemessenen Winkel φ .

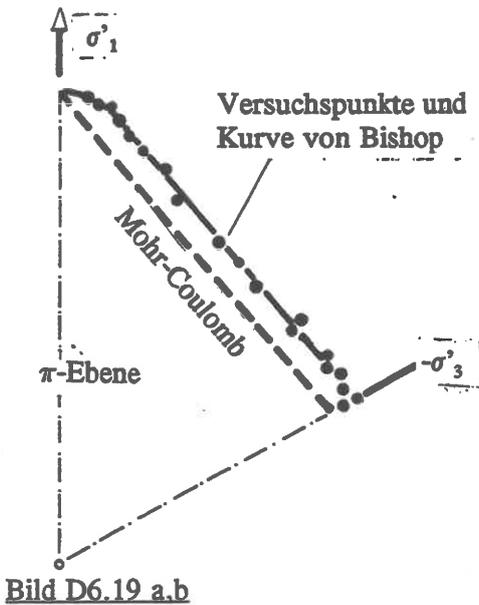
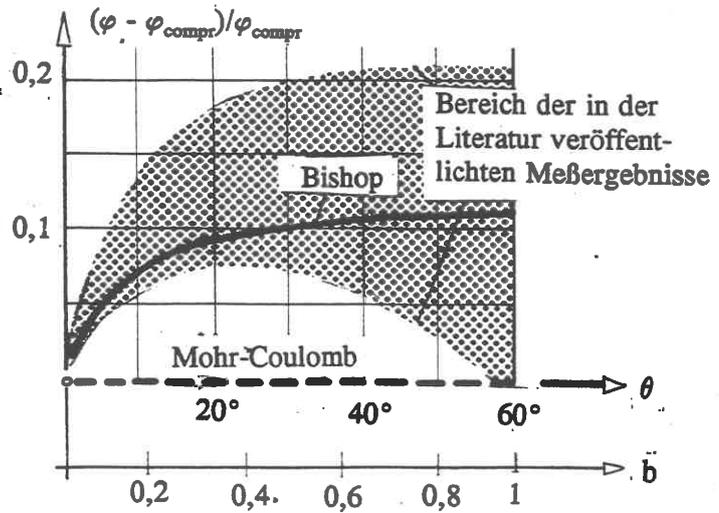


Bild D6.19 a.b



$$\cos\theta = \frac{1 - \frac{b}{2}}{\sqrt{b^2 - b + 1}} \quad \text{wo } b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3}$$

Bei sehr hohen Normalspannungen, ab etwa 1 MN/m^2 , macht sich ein Einfluß der mittleren Hauptspannung auf die Bruchbedingung bemerkbar, und die Erzeugende in der Deviatorebene beginnt, sich in ihrer geometrischen Form dem umschriebenen Kreis zu nähern. Gleichzeitig geht das Spröbruchverhalten mit zunehmender Auflast in ein duktileres Materialverhalten über, bei dem die Scherverformung in abnehmendem Maß durch Gefügelockerung und zunehmend durch Kornzerkleinerung zustande kommt. Sand kann durch hohe Druckspannung eine so starke Verkeilung der Körner bekommen (behinderte Rotation der Partikel), daß die Normalspannung bei Druckentlastung teilweise als Eigenspannung im Gefüge gespeichert bleibt. Daher nimmt auch trockener Sand bei extremem Druck Merkmale eines festen Körpers an und zeigt eine scheinbare Kohäsion, die allerdings gegenüber mechanischen Störungen sehr empfindlich ist.

.09 Spannungswege

Wegen der in B10.06 beschriebenen Struktur toniger Böden reagieren sie auf Spannungsänderungen mit Porenwasserdrücken u , wenn die Spannungsänderung schneller abläuft, als ein Porenwasserdruck-Ausgleich durch Konsolidieren möglich und wenn der Wassergehalt w entsprechend hoch ist. Man muß deswegen zwischen den Scherparametern φ_u , c_u des unkonsolidierten Zustandes und den effektiven Scherparametern φ' , c' des konsolidierten Zustandes unterscheiden, die man entweder im D-Versuch (s.D6.05) direkt oder im U-Versuch indirekt durch Bestimmung der effektiven Spannungen mißt, die auf das Korngerüst wirken: Totale Spannung $\sigma = \text{effektive Spannung } \sigma' + \text{Porenwasserdruck } u$, bzw., bei Teilsättigung des Bodens, auch noch ... + Porenluftdruck u_l . Die Auftragung der Entwicklung der effektiven Spannungen in der Mohrschen Spannungsebene wird als Spannungspfad (Versuchsspur) oder Spannungsweg bezeichnet.

Da die saubere Messung des Porenluftdrucks Schwierigkeiten bereitet, stellt man die vollständige Sättigung einer von Natur aus nur teilgesättigten Bodenprobe im Triaxialgerät durch einen künstlich eingebrachten Sättigungsdruck (englisch: *back pressure*) her.

Bild D6.20 zeigt die Spannungswege (strichpunktierte Linien) für CU-Versuche C1, C2 an erstbelasteten Proben und an einer vorbelasteten Probe: C3. Außerdem ist zum Vergleich ein D-Versuch ($u=0$; effektive = totale Spannung) mit eingezeichnet. Zur Druck-Porenzahl-Kurve s.a. D5.

Erstbelastete Proben werden auch als normalkonsolidiert bezeichnet. Durch die Hinzunahme des Druck-Porenzahl-Diagramms wird verständlich, warum ein normalkonsolidierter bindiger Boden keine effektive Kohäsion c' haben kann. Umgekehrt hat ein wassergesättigter Boden im unkonsolidierten Zustand keinen Scherwinkel: $\varphi_u(S_r=1) = 0$, siehe Bild D6.21. Da der Boden seine Dichte nicht ändern kann, behält er eine unveränderliche Scherfestigkeit c_u unabhängig von der aufgebrachten Normalspannung. Im Gegensatz dazu erhält ein teilgesättigter Boden durch Verdichtung eine Vorbelastung.

Nächste Seite: Bild D6.20: CU-Triaxialversuche ohne (1;2) und mit (3) Vorbelastung. Zur Ermittlung der effektiven Scherparameter c' ; φ' aus q_c ; μ :

$$\tan \mu_2 = (\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma'_1 + \sigma'_3) = \sin \varphi' \quad (\text{ohne Vorbelastung})$$

$$\tan \mu_1 = (\sigma_1 - \sigma_3 - 2q_c) / (\sigma'_1 + \sigma'_3) = \sin \varphi' \quad (\text{mit Vorbelastung})$$

$$c' = \frac{q_c \tan \varphi' (\sigma'_1 + \sigma'_3)}{\sigma_1 - \sigma_3 - 2q_c}$$

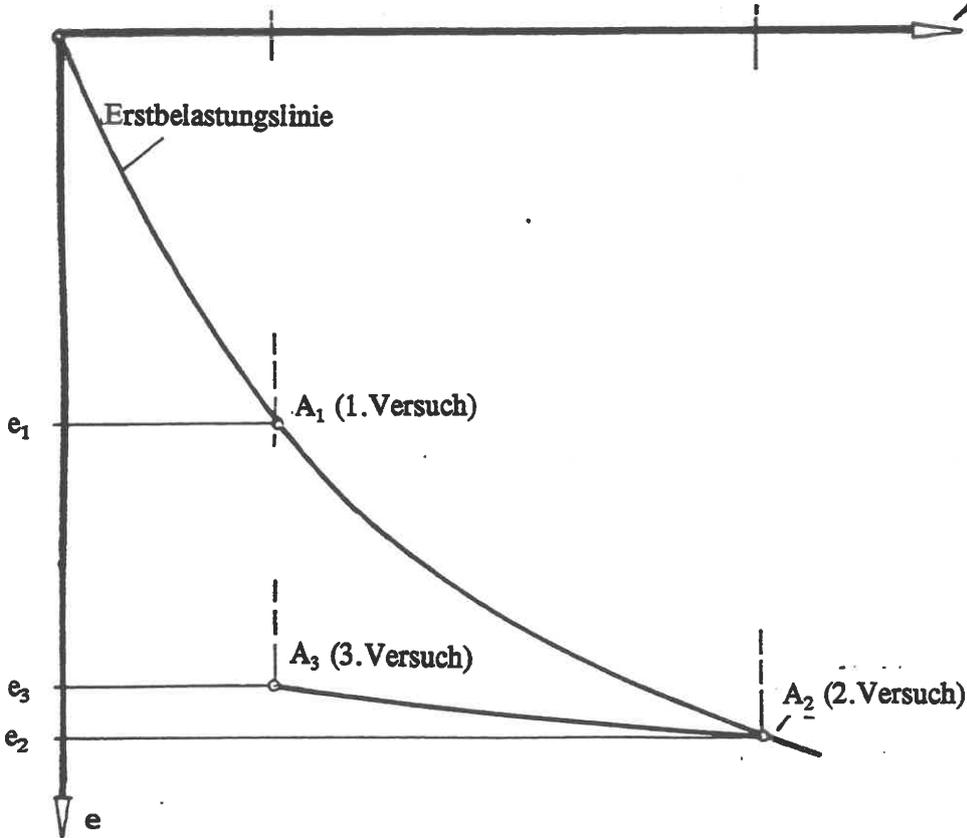
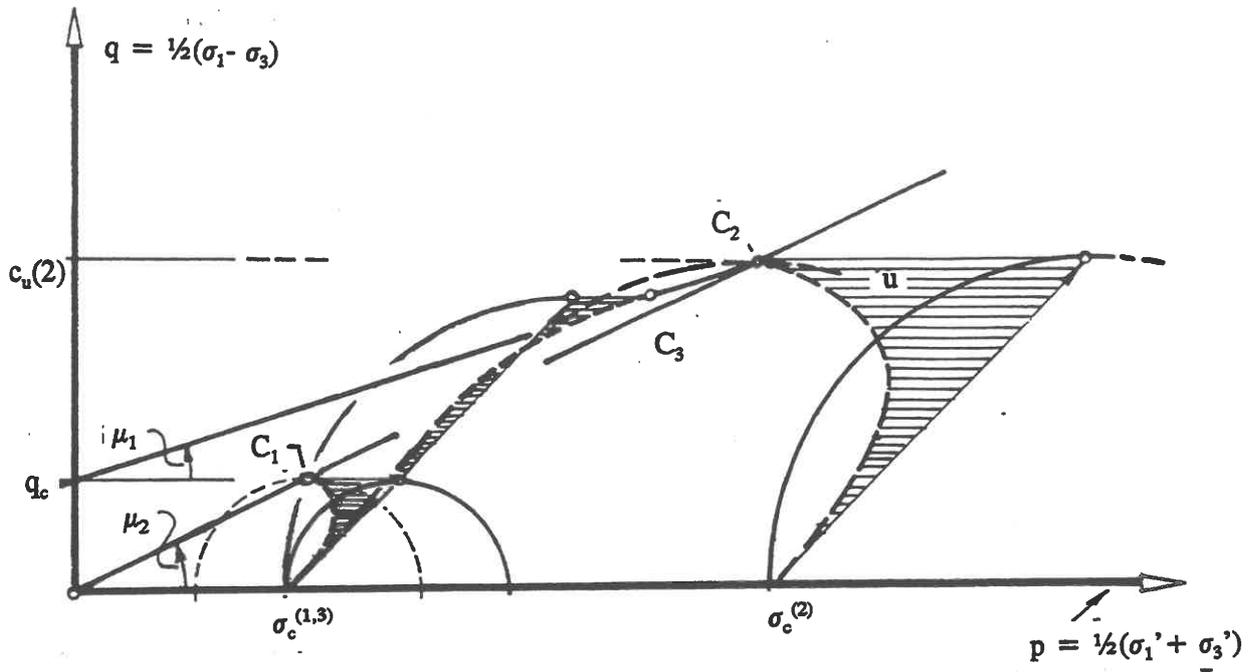


Bild D6.20

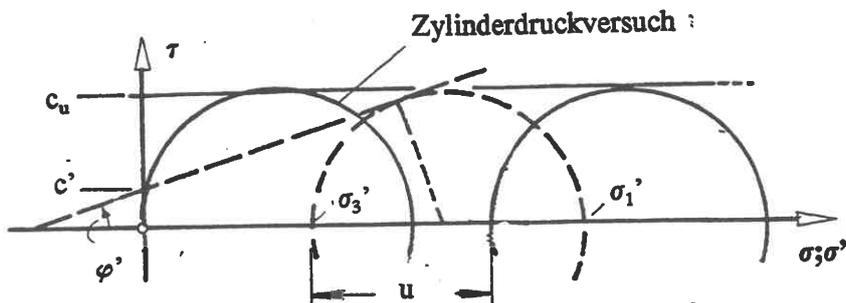


Bild D6.21:

Triaxialversuche bei wasser- gesättigtem, bindigem Boden, undrännert, variable Normal- spannungen

Aus den geometrischen Beziehungen in Bild D6.21 folgt der Zusammenhang zwischen effektiven und totalen Scherparametern: $c_u = c' \cos \varphi' + \sin \varphi' [\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) - u]$ (D6/05)

Bei Erstbelastung ($c' = 0$) ist also $c_u / \sigma_m = \text{const.}$

.10 Porenwasserdruck als Funktion

Wie Bild D6.15 zeigt, ist die Scherverformung eines Partikelsystems mit Volumenänderungen verbunden, die von der Ausgangs-Lagerungsdichte und vom Scherweg abhängen. Dem entsprechen bei verhinderter Volumenänderung (CU-Versuch) Porenwasserdrücke, die bei voller Wassersättigung der Probe die gleichen Abhängigkeiten zeigen.

Nach der in D6.01 genannten Regel muß mit zwei Ursachen für Porenwasserdrücke in einem geschlossenen System gerechnet werden: 1. Änderung des Kugeltensors, 2. Änderung des Deviators. Eine dritte mögliche Ursache ergibt sich daraus, daß in einem Partikelsystem selbst dann mit Volumenänderungen bzw. Porenwasserdrücken zu rechnen ist, wenn sich bei konstantem Spannungszustand nur die Hauptspannungsrichtungen ändern, Bild D6.22. Wenn Θ der Richtungswinkel ist, lautet die formale Gleichung für die Änderung du des Porenwasserdrucks in einem geschlossenen System:

$$du = \frac{\partial u}{\partial \sigma_m} d\sigma_m + \frac{\partial u}{\partial \tau_{oc}} d\tau_{oc} + \frac{\partial u}{\partial \Theta} d\Theta \quad (\text{D6/06})$$

Hierin bedeuten:

$$\sigma_m = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$$

$$\tau_{oc} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_1)^2}$$

$$\cos 3\Theta = \sqrt{2} \cdot \frac{J'_3}{\tau_{oc}^3} \quad (\text{s.a. Bild D6.19b})$$

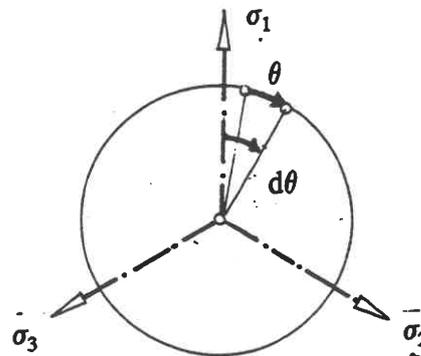


Bild D6.22

Die Gl. D6/06 kann abgekürzt geschrieben werden als $du = A_1 d\tau_{oc} + B_1 d\sigma_m + C_1 d\Theta$. A_1 , B_1 , C_1 heißen Porenwasserdruckparameter. Da über C_1 noch zu wenig bekannt ist, beschränkt man sich in der Praxis auf die beiden ersten Terme. Für den Dreiaxialversuch ist

$$\tau_{oc} = \frac{\sqrt{2}}{3} \cdot (\sigma_1 - \sigma_3) \quad \sigma_m = \frac{1}{3} (\Delta\sigma_1 + 2\Delta\sigma_3)$$

In Differenzen geschrieben, lautet dann die Gleichung für die Änderung des Porenwasserdrucks:

$$\Delta u = A_1 \frac{\sqrt{2}}{3} (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) + B_1 \frac{1}{3} (\Delta\sigma_1 + 2\Delta\sigma_3) \quad (\text{D6/07})$$

In anderer Form, mit $B_1 = B$ und $A = \frac{1}{3}[1 + \sqrt{2}(A_1/B_1)]$ erhält man die Gleichung von SKEMPTON (1954):

$$\Delta u = B \{ \Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \} \quad (\text{D6/08}),$$

die sich für den Fall, daß der Zelldruck konstant bleibt, vereinfacht zu

$$\Delta u = AB \cdot \Delta\sigma_1 \quad (\text{D6/09}).$$

Wenn man also, wie es häufig geschieht, Δu durch $\Delta\sigma_1$ normiert, erhält man eine Parameterfunktion, in der sowohl ein Anteil infolge Änderung des hydrostatischen Druckes als auch ein Anteil infolge Änderung des Deviators enthalten ist.

Porenwasserdruck bei Steigerung nur des hydrostatischen Druckes:

Für den Sonderfall $\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3 = \Delta\sigma_m$ ist die Porenwasserdruckänderung (K_w - Kompressionsmodul des Wassers; $n \cdot \Delta u / K_w$ - Volumenänderung des Wassers; K - Kompressionsmodul des Korngerüsts):

$$\frac{n \cdot \Delta u}{K_w} = \frac{1}{K} \Delta\sigma'_m = \frac{1}{K} (\Delta\sigma_m - \Delta u), \quad \text{d.h.} \quad \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_m} = \frac{1}{1 + \frac{nK}{K_w}} \cong 1 \quad (\text{D6/10}),$$

weil $K_w \cong 30 \cdot K$ ist. Durch Koeffizientenvergleich mit Gl.D6/09 sieht man, daß man bei wasser- gesättigten Verhältnissen $B = 1$ setzen kann, so daß sich

$$\Delta u = A \cdot \Delta\sigma_1 \quad (\text{D6/11})$$

ergibt. Bild D6.23 zeigt die Anfangstangente des effektiven Spannungsweges für verschiedene Werte von A.

A ist keine Konstante, sondern eine Funktion. Bild D6.24 zeigt die Entwicklung von A in Abhängigkeit vom Scherweg für erstbelastete ($m=1$) und vorbelastete Tone ($m = \sigma_c/\sigma_m > 1$). Wenn man die Werte von A im Bruchzustand aufträgt ("A_f"), erhält man Diagramme in der Art von Bild D6.25 (BLIGHT 1965).

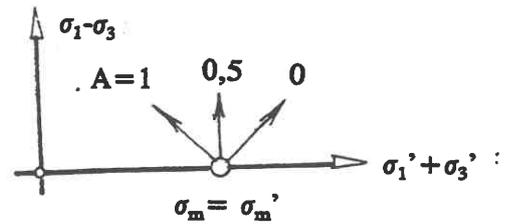


Bild D6.23

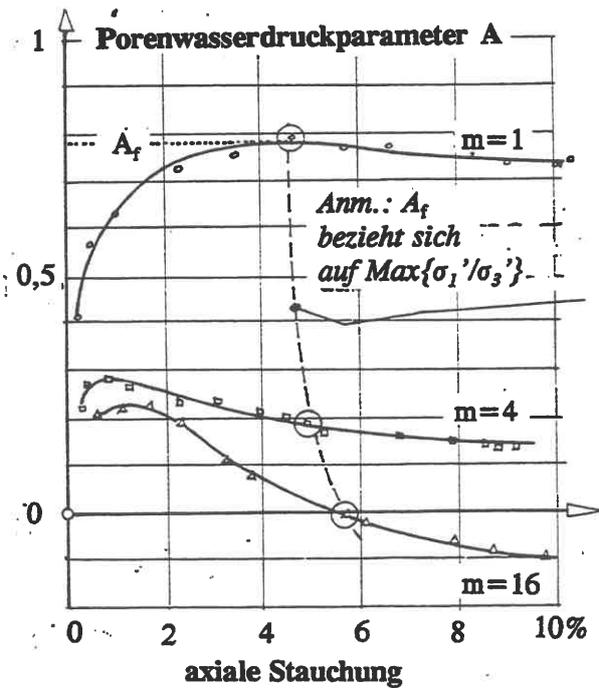


Bild D6.24: schluff. Ton, $I_L=43\%$, $I_p=23\%$, $I_A=0,61$, Tonanteil 38%.

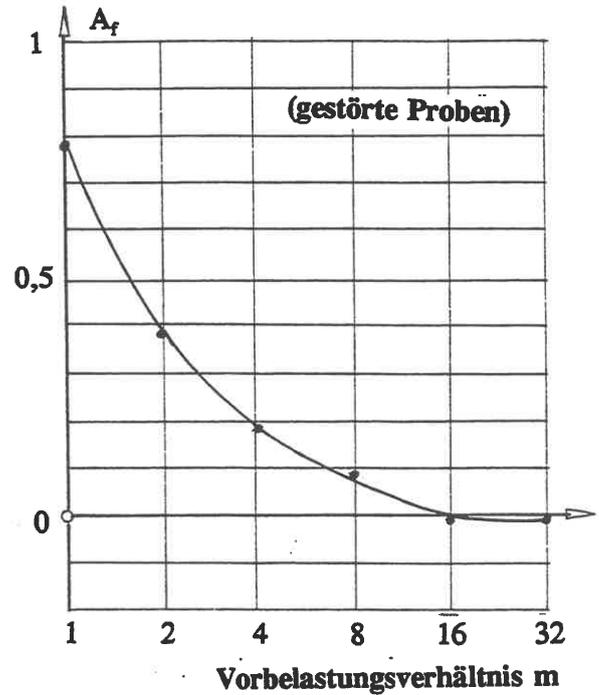


Bild D6.25

.11 Dilatanzwinkel

Beim Scherbruch entwickelt sich im Boden eine Bruchfläche, d.h. Unstetigkeit des Verschiebungsfeldes, bis zur Dicke von etwa 6 Teilchendurchmessern. Damit ist in dieser Zone ein Zustand des nahezu volumenkonstanten Abscherens erreicht, der nach Bild D6.15 erst nach dem kritischen Spannungszustand eintritt. Wenn man für den kritischen Spannungszustand, dargestellt durch Punkt T der Mohrschen Spannungsebene in Bild D6.26, die Koaxialität des Spannungstensors und des Dehnungsänderungstensors unterstellt, gilt die Bruchbedingung D6/O1 - also $\sigma_{zx} = \sigma_{zz} \tan \varphi$ -, und im Mohrschen Diagramm der Dehnungsänderungen ergibt sich eine Volumendilatation, die durch den Dilatanzwinkel $\bar{\nu}$ gemessen werden kann, der in diesem Zustand bei kohäsionslosem Material ($c = 0$) seinen Maximalwert φ annimmt. Er wurde von ROSCOE et al. 1970 definiert durch

$$\sin \bar{\nu} = -(\dot{\epsilon}_1 + \dot{\epsilon}_3)/(\dot{\epsilon}_1 - \dot{\epsilon}_3) \quad (D6/12)$$

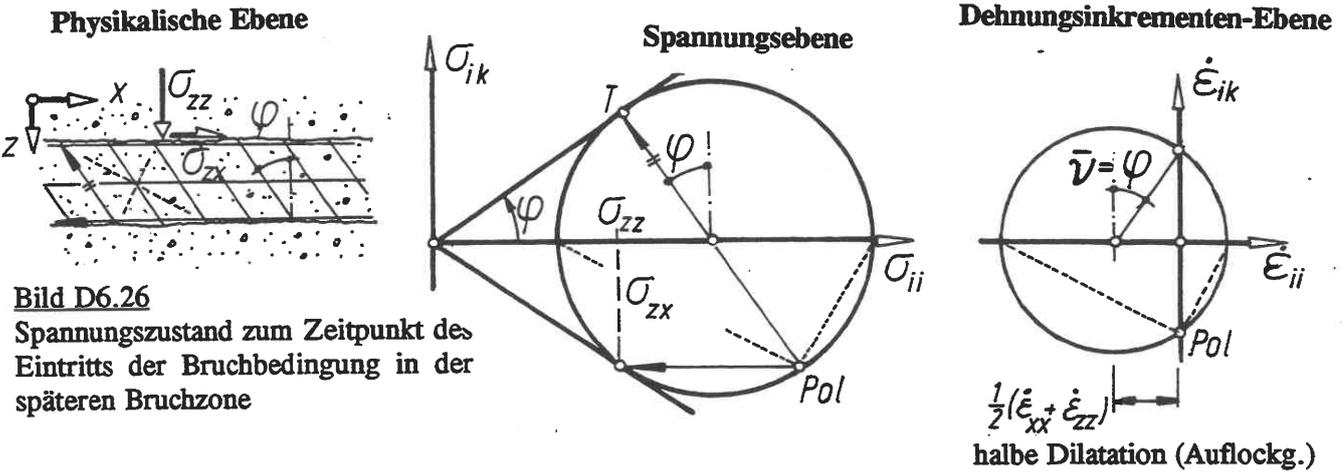


Bild D6.26
Spannungszustand zum Zeitpunkt des Eintritts der Bruchbedingung in der späteren Bruchzone

Der Dilatanzwinkel nimmt nach dem Überschreiten des Bruchpunktes ab, bis innerhalb des Gefüges ein Zustand volumenkonstanten Abscherens möglich wird und damit eine sichtbare Bruchzone (Linienbruch, B.HANSEN 1958). Man hat dann die in Bild D6.27 dargestellten Verhältnisse:

$\sigma_{zx} = \sigma_{zz} \sin \varphi_r$, wo $\varphi_r < \varphi$ der Restscherwinkel (s.a.D6.12) bei großen Verformungen ist.

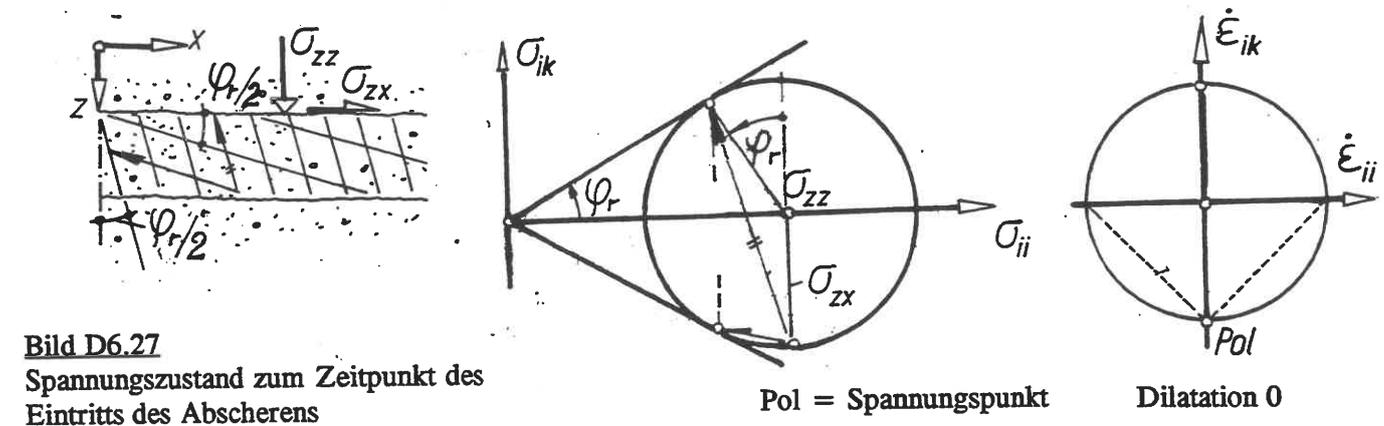


Bild D6.27
Spannungszustand zum Zeitpunkt des Eintritts des Abscherens

.12 Scherfestigkeit des gestörten Bodens

Die in Scherversuchen nach D6.06 bei monotoner Laststeigerung gemessenen Werte der Scherfestigkeit eines Bodens können durch Gefüge- oder Strukturstörungen erheblich verändert werden. Ursachen hierfür:

- (1) Große Scherverformungen bei monotoner Belastungssteigerung:
Absinken der Scherfestigkeit auf die Restscherfestigkeit mit $c_r \rightarrow 0$ und $\varphi_r < \varphi$, s.z.B. Bild D6.15. Erfassung durch $I_B = (\tau_f - \tau_r) / \tau_f$ (Sprödheitszahl nach BISHOP 1967). Typische Werte von φ_r zeigt Bild D6.28.

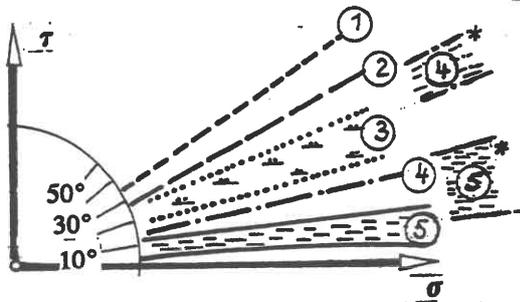


Bild D6.28: Bereiche zu erwartender Restscherfestigkeiten (KENNEY 1967)

- (1) Quarz, Feldspat, Kalzit
- (2) SiO₂
- (3) Glimmer
- (4) Kaolinit
- (5) Montmorillonit

Die Bereiche (*) rechts geben Vergleichswerte für ungestörtes Material an (nach: OLSON 1974).

- (2) Große Scherverformungen infolge irregulärer Belastung:
Da die Kohäsion durch den in B10.06 erläuterten Gleichgewichtszustand zwischen Anziehungs- und Abstoßungskräften oder eine Verkittung der Partikel (Beispiel: Kalkbrücken in Löß) zustandekommt, vermindert jede Störung der Anordnung der Teilchen die Scherfestigkeit des Systems, und zwar um so mehr, je größer der Wassergehalt und der Gehalt an echten Tonmineralien sind. Erfassung durch die Sensitivitätszahl $S_t = \tau_f(\text{ungestört}) / \tau_f(\text{gestört})$ (TERZAGHI 1944). S_t geht für große Wassergehalte $\rightarrow \infty$; der Ton wird dann zur Tonsuspension, die beim Anstoßen schlagartig flüssig wird (Thixotropie). Wenn die Störung (= Energiezufuhr) aufhört, versuchen die Partikel, durch viskoses Fließen wieder eine Miniallage einzunehmen. Ein mit der Zeit langsam zunehmender Teil der verlorenen Festigkeit wird so wiedergewonnen, wobei die Festigkeit vor der Störung nur bei Tonsuspensionen rekonsolidiert werden kann. Der bleibende Festigkeitsverlust steigt mit w , d.h. dem für das viskose Fließen notwendigen Porenwasser; ebenso die Rekonsolidationszeit.

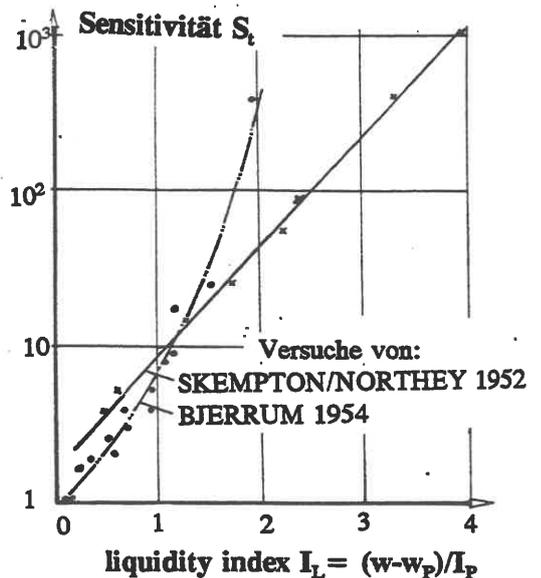


Bild D6.29: Beispiel für die Sensitivitätszahl eines reinen Tons mit hoher Aktivitätszahl I_a (vgl. D1.05)

Das Verhältnis der wiedergewonnenen zur Festigkeit im gestörten Zustand heißt Thixotropiezahl I_T . Sie ändert sich nicht stetig mit w , sondern steigt beim Erreichen des Proctor-Optimums (s.a.D9) plötzlich stark an, Bild D6.30 (MITCHELL 1960), wobei das Maß der Wiederverfestigung durch große Verformungen (Störeffekt 1) wieder abgebaut wird.

(3) Kornzerkleinerung:

Beim Abscheren einer Partikel-Struktur unter hoher Normalspannung nimmt die Tendenz zur Kornzerkleinerung zu, s. D6.08. Daher verhalten sich z.B. Keupermergel bei den üblichen Gebrauchsspannungen, Bild D6.31, wie hoch-vorbelastete Tone und zeigen mit zunehmender Normalspannung duktileres Verhalten wie erstbelastete Tone. (CHANDLER 1967).

In die gleiche Richtung geht auch die Kornzerkleinerung durch Verwitterung: Bild D6.32. Würde w bei der Verwitterung erhalten bleiben, ergäbe sich infolge chemischer Verwitterung durch Oxydation eine Verfestigung (Oberflächenkruste). Da aber w in der Regel ansteigt (Niederschläge; aber auch Wasserabgabe aus Gipseinschlüssen im Zuge der chemischen Verwitterung von Gipsmergelstein), nimmt die Scherfestigkeit ab, CHANDLER (1972).

Anmerkung: Nach SKEMPTON (1964) nimmt φ_r mit zunehmendem Verwitterungsgrad deutlich ab. Wahrscheinlich sinkt das Spannungsniveau mit der Verwitterung ab, von dem an der Ton sich duktil verhält.

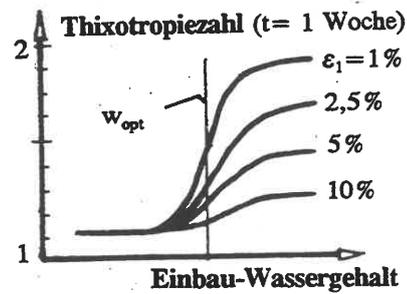


Bild D6.30

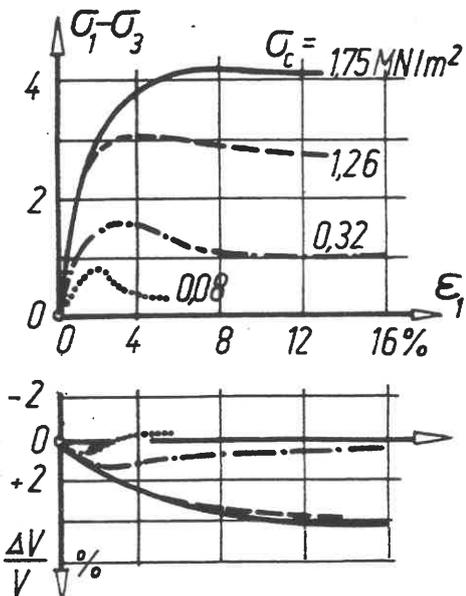
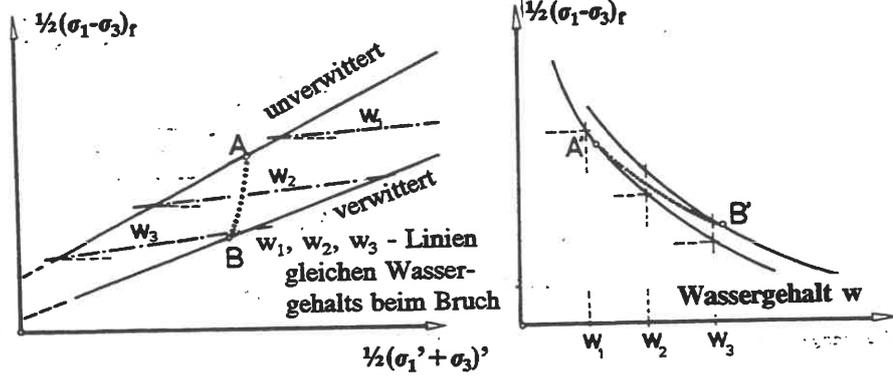


Bild D6.31

Bild D6.32:

Effektive Scherfestigkeit von Keuper-ton bei variablem Verwitterungsgrad (CHANDLER 1972)

A-B: Wirkung der Verwitterung auf ein Bodenelement in einer bestimmten Tiefe



(4) Unregelmäßiger Spannungsweg:

In Routine-Scherversuchen wird nur eine monotone Steigerung der Schubspannung bis zum Versagen untersucht. Davon abweichende Spannungswege, insbesondere Wechsel zwischen Be- und Entlastung, ergeben auch abweichende Scherverformungen: (Bild D6.33)

- a. Im kohäsionslosen Material führt jede Vorspannung (ausgedrückt in der hydrostatischen Spannung σ_m) zur Verringerung der Dehnungen. Die in Bild D6.33 gezeigten Versuchsergebnisse von BRETH/CHAMBOSSÉ (1978) belegen das am Beispiel von Sand für Zustände unterhalb des Bruches ($K = 0,5$). S.a. LADE/DUNCAN 1976.

- b. Spannungswege mit gleichem Start und Ziel ergeben in Sand ähnlich große Dehnungen unabhängig vom Verlauf dazwischen (LADE/DUNCAN 1976).
- c. Der Einfluß des Spannungsweges auf den Scherwinkel φ ist bei kohäsionslosem Material vernachlässigbar und verschwindet im übrigen nach wenigen Lastwechseln.
- d. In kohäsivem Material gibt es einen Einfluß der Spannungsgeschichte auf die effektive Kohäsion, der mit der Aktivitätszahl I_A wächst.

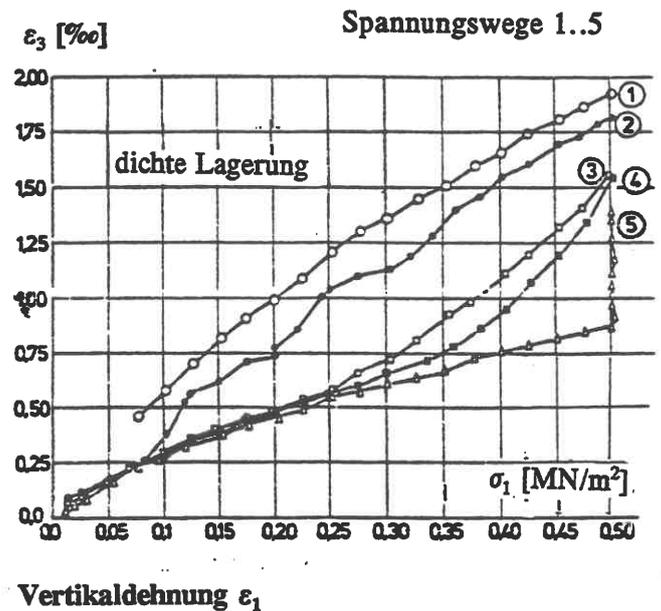
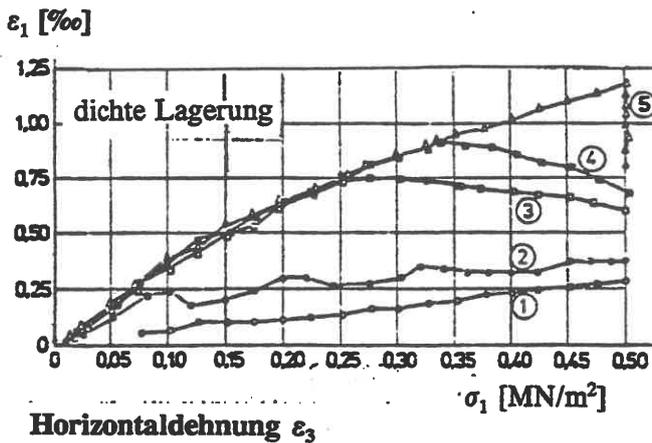
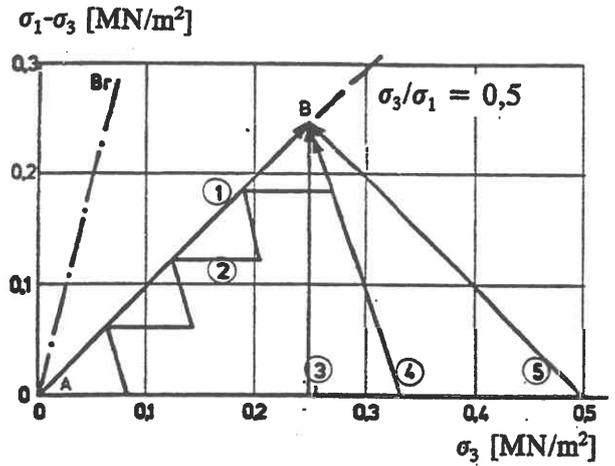


Bild D6.33: Beispiel Sand

.13 Scherfestigkeit im ebenen Verformungszustand

Wie in D6.07 gezeigt, kommt ein Schervorgang im Boden durch eine Gefügelockerung in der kritischen Richtung zustande. Umgekehrt erhöht sich der Gefügewiderstand und damit φ' , wenn man die Volumenvergrößerung verhindert.

Praktisch bemerkbar wird das, wenn das Ergebnis dreiaxialer Scherversuche, wo die Partikel 6 kinematische Freiheitsgrade haben, verglichen wird mit ebenen Scherversuchen, bei denen 1 Translation ausgeschaltet ist. Wie die Versuchsergebnisse von CORNFORTH 1964 zeigen, Bild D6.34, tritt dieser Effekt um so stärker hervor, je mehr mit zunehmender Dichte die Dilatanz eine Rolle spielt.

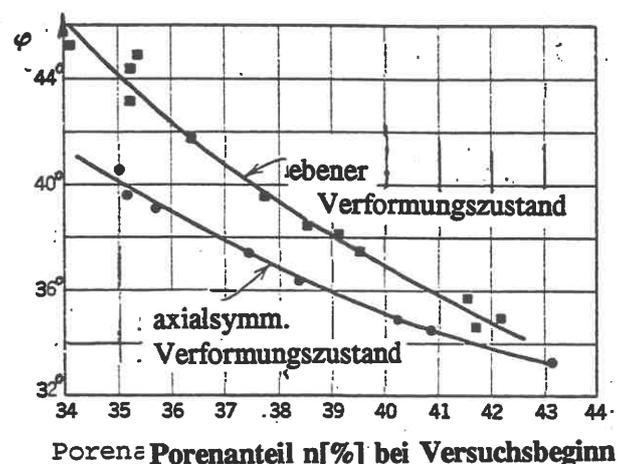


Bild D6.34

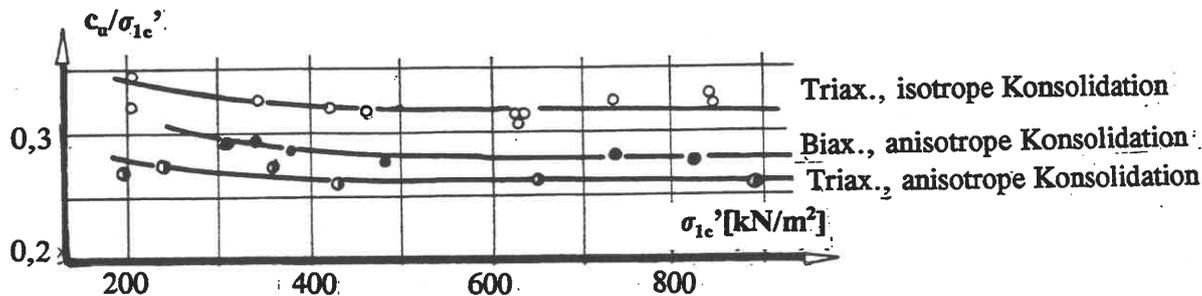


Bild D6.35: Undrännierter Zustand (HENKEL/WADE 1966)

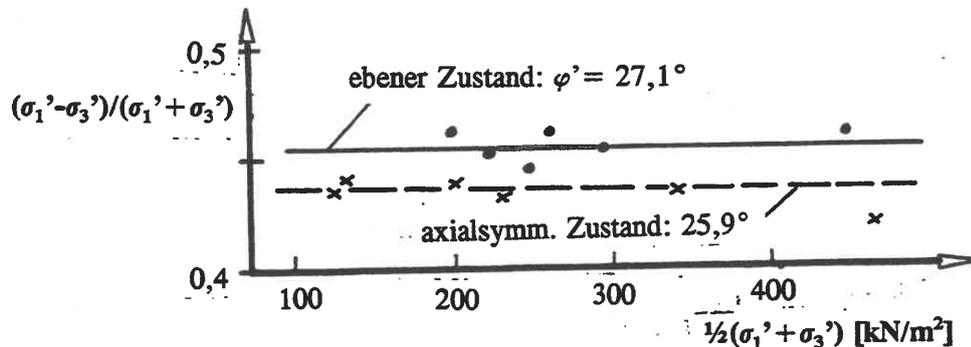


Bild D6.36: Drännierter Zustand (HENKEL/WADE 1966)

Entsprechende Untersuchungen an Tonproben wurden von HENKEL und WADE an quaderförmigen Probekörpern ausgeführt, wobei sich sowohl die größere Festigkeit beim Abscheren im biaxialen Zustand als auch eine deutliche Abhängigkeit der Scherfestigkeit von der Art der Konsolidierung nachweisen ließ, Bilder D6.35 und .36. Diese Unterschiede lassen sich nicht durch einen unterschiedlichen Porenwasserdruck im Bruchzustand erklären, da der Porenwasserdruckparameter A_r (Bild D6.25 in D6.10) im ebenen Zustand nur wenig niedriger war als im axialsymmetrischen: es handelt sich um einen echten Unterschied in der Scherfestigkeit.

Anmerkung: Der maximale Porenwasserüberdruck tritt im ebenen Verformungszustand bei wesentlich kleineren Stauchungen auf als im axialsymmetrischen.

.14 Einfluß der Kornform bei nichtbindigen Böden

Nach dem in D6.04 zum Gefügewiderstand Gesagten muß sich auch die Kornform - s.Bild D1. - auf die Scherfestigkeit solcher Bodenarten auswirken, bei denen die Partikel in festem Kontakt zueinander stehen.

Daher hat ein gebrochener Sand bei gleicher Porenzahl eine größere Scherfestigkeit als ein Natursand. Aus den in D6.03 genannten Gründen macht sich das bei feinkörnigen Sanden stärker bemerkbar als bei groben. Der Einfluß kann nach VALLERGA et al. 1957 unter sonst vergleichbaren Bedingungen $\Delta\varphi = 7^\circ$ ausmachen.

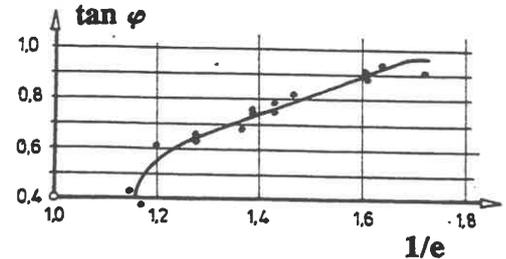
.15 Einfluß der Ungleichkörnigkeit bei nichtbindigen Böden

Nach D6.04 hängt der Gefügewiderstand nichtbindiger Böden vom Korndurchmesser ab, d.h. bei gemischtkörnigen Böden muß φ eine Funktion des Ungleichförmigkeitsgrades C_u sein. Ein zuver-

lässiger quantifizierbarer Zusammenhang derart, daß φ mit C_u stetig wächst, läßt sich aber schwer experimentell nachweisen. Nach den Untersuchungen von VALLERGA et al. 1957 ist die besser geeignete Bezugsgröße die mechanische Verdichtungsarbeit, die man benötigt, um eine bestimmte Porenzahl zu erreichen: 2 Böden haben annähernd die gleiche Scherfestigkeit, wenn man bei ihnen mit einem bestimmten Verdichtungsaufwand dieselbe Porenzahl erzielt.

.16 Einfluß der Lagerungsdichte bei nichtbindigen Böden

Wie in D6.07 allgemein erläutert (s.dort Bild D6.15), ändert sich φ mit der Lagerungsdichte bzw. Ausgangs-Porenzahl. Speziell bei nichtbindigen Bodenarten ist von zahlreichen Autoren ein über einen großen Wertebereich von e linearer Zusammenhang zwischen dem Scherwinkel und der Dichte des Sandes festgestellt worden. Bild D6.37 zeigt ein solches



Beispiel. SCHULTZE (1968) schlägt deswegen die Gleichung D6/13 vor:

Bild D6.37

$$e \cdot \tan \varphi = \text{const} \tag{D6/13}$$

Da es schwierig ist, ungestörte Sandproben unter dem Grundwasserspiegel zu entnehmen, bestimmt man $\varphi(e)$ für eine gestörte Probe in mitteldichter Lagerung und rechnet nach Gl.D6/13 den Wert auf andere Lagerungsdichten um, die durch Sondierungen ermittelt worden sind, vgl. Bild C3.07.

.17 Einfluß des Wassergehalts auf φ'

Nachdem die Kornreibung, vgl.D6.02, unabhängig von w ist und das Wasser zur Verhakung der Partikel nichts beisteuert, gilt das auch für den Gefügewiderstand insgesamt und damit für φ' , wenn alle anderen Parameter (Bodenart, e , Vorbelastung) gleich sind.

.18 Fließkurve (volumetrische Teilbedingung)

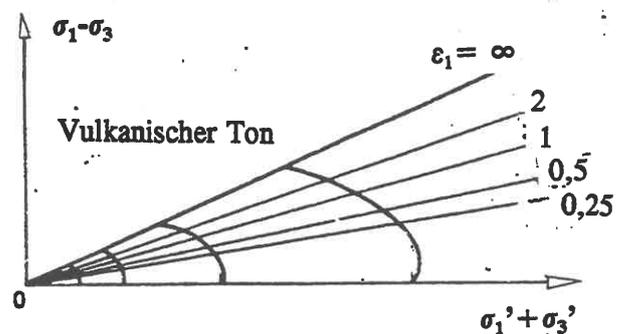
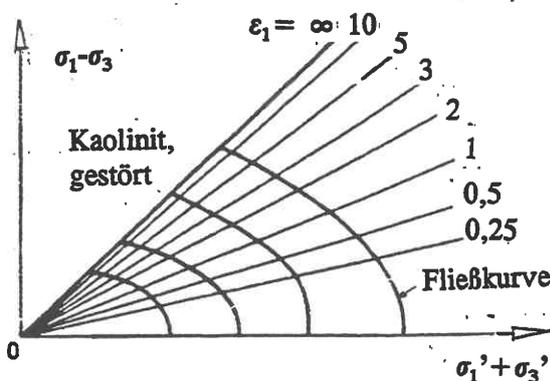


Bild D6.38: (s.a. LEE 1968, S.204)

In D6.09 wurde gezeigt, daß die vom Boden aufnehmbare maximale Hauptschubspannung $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ von der Größe der vorausgegangenen Konsolidierung abhängt. Wenn man z.B. die Ergebnisse von D- und CU-Versuchen vergleichen will, muß die im Verlauf des D-Versuches beim Abscheren auftretende Volumenänderung als zusätzlich geleistete Arbeit vom Ergebnis des D-Tests abgezogen werden (Energie-Korrektur). Die in CU-Versuchen bei wachsender Erstbelastung gemessenen effektiven

Spannungswege - Bild D6.38 zeigt 2 typische Beispiele für einen gestörten Ton (ROSCOE/POOR-OOSHASB 1963) und einen ungestörten (LAMBE 1964) - markieren also jeweils den geometrischen Ort, für den der Versuch ohne Volumenänderung fortschreitet: es sind im mechanischen Sinne Fließkurven, d.h. Grenzbedingungen $f=0$ des plastischen Volumenfließens, s.a.D6.19.

Anmerkung: Die Bezeichnung "Fließgrenze" wäre an sich hier passend; sie ist aber in der Bodenmechanik bereits für den Grenzwassergehalt, s.D1.05, verbraucht.

Der Übergang zu einer höheren Fließkurve ist eine bleibende Verfestigung; der Bereich mit geringer mittlerer Normalspannung $\sigma_m' = \frac{1}{3}(\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3')$ verhält sich quasi elastisch. Die Fließkurven sind einander geometrisch ähnlich. Ihre Form hängt nach BURLAND 1971) davon ab, ob die Konsolidation vor dem Scheren isotrop oder anisotrop erfolgt.

Anmerkung: Diese Aussagen gelten selbstverständlich unabhängig von der Wahl der Koordinaten. In der Literatur findet man sowohl die Verwendung von $p; q$ für die halbe Summe bzw. Differenz der Hauptspannungen $\sigma_1; \sigma_3$ als auch für die Summe bzw. Differenz selbst. Einige Autoren verwenden $s; t$ für die halbe Summe bzw. Differenz, andere bezeichnen $p = \sigma_m$.

Bei der Erweiterung der Betrachtung auf räumliche Spannungszustände im Sinne von Bild D6.18 ergeben sich Fließflächen, Bild D6.39. Der Schnittpunkt von Fließkurve und Bruchgrenze ist die absolute Festigkeitsgrenze des Materials, weil über diesen Punkt hinaus ohne Verfestigung kein plastisches Fließen möglich ist und das Material instabil wird.

ROSCOE/SCHOFIELD/WROTH (1958) haben diese Tatsache zum Anlaß genommen, am Beispiel des Londoner Tons zu prüfen, ob dieser kritische Punkt unabhängig vom Vorbelastungsverhältnis m (s.Bild D6.25) gilt. Bei einer sehr weiten Variation von m von 1 bis 126, Bild D6.40, ergaben sich effektive Spannungswege, die tatsächlich sämtlich in C auslaufen.

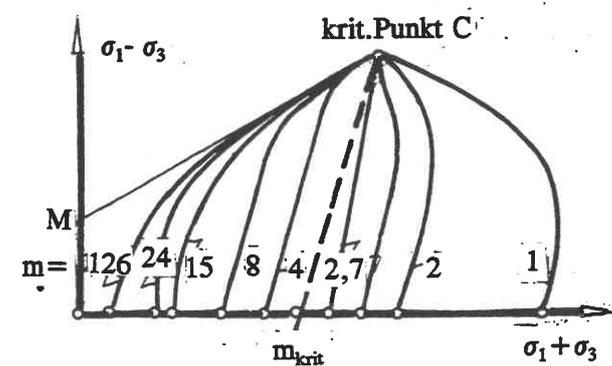


Bild D6.40

Dieses Diagramm gilt für eine bestimmte Dichte des Bodens. Wenn man die Abhängigkeit von e (bzw. w bei $S_r = 1$) in die Darstellung mit aufnimmt, ergibt sich die dreidimensionale Darstellung in Bild D6.41, die bereits HVORSLEV 1937 empfohlen hat. Die Ebene FHLK ist die

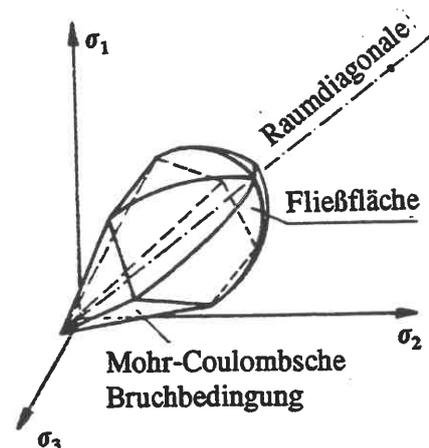


Bild D6.39: (LAUMANS 1977)

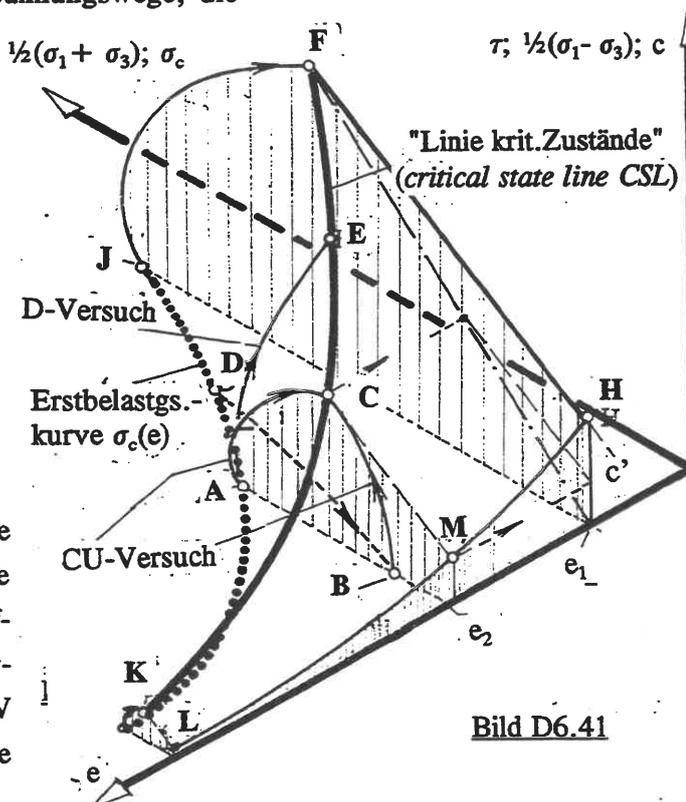


Bild D6.41

Bruchbedingung D6/01 mit dem konstanten Anstieg φ' . $K \rightarrow F$ ist die Linie der kritischen Zustände, d.h. der geometrische Ort des Punktes C in Bild D6.40 bei variabler Porenzahl e . Man beachte, daß die gestrichelt markierten Ebenen $e = \text{const}$ sich in Triaxialversuchen nicht realisieren lassen, weil die Entlastung bei offenem System, d.h. mit Änderung von e , erfolgt entsprechend $D \rightarrow B$. Die Projektion von $K..F$ auf die Ebene $(\tau; e)$ ist die totale Scherfestigkeit $c_u(e)$, d.h. $c_u(w)$ bei voller Wassersättigung. Da die Flächen $e = \text{const}$ geometrisch ähnlich sind, folgen auch die Funktionen $c_u(e)$ und $c'(e)$ dem logarithmischen Bildungsgesetz der Erstbelastungskurve (s.D5.0): $c_u \sim \sigma_c \sim c'$. (σ_c - Vorbelastung). Eine statistische Auswertung von Versuchsergebnissen an erstbelasteten Tonen aus England, Norwegen, Dänemark und Brasilien von Skempton (BJERRUM 1954) ergab die Abschätzung

$$c_u / \sigma_c \approx 0,11 + 0,0037 \cdot I_p \quad (I_p \text{ in } \%) \quad (D6/14).$$

Den Nachweis, daß $\ln c'$ linear proportional zum Wassergehalt im Bruch ist, erbrachte BJERRUM bereits 1951 für eine ganze Reihe von Tonen; die einzige Ausnahme war der hochaktive Bentonit.

.19 Plastische Verformung

Zur Berechnung der im Grenzzustand eintretenden plastischen Verformungen wird eine "Fließregel" benötigt, die eine Funktion zwischen den Formänderungsgeschwindigkeiten $\dot{\epsilon}_{ij}$ und den Spannungen σ_{ij} herstellt und so die Richtung der ϵ_{ij} angibt. Wenn man diese Richtungen als Vektoren an der Fließkurve einträgt, stehen sie senkrecht auf ihr, Bild D6.42: man sagt die Fließregel ist "assoziiert", und es existiert ein plastisches Potential Ω , so daß

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \text{const} \cdot (\partial \Omega / \partial \sigma_{ij}) \quad (D6/15)$$

bis auf einen konstanten Proportionalitätsfaktor bestimmt ist. Dagegen kommt es, vgl. D6.11, wegen der variablen Dilatanz der Böden im Coulomb-Bereich 2, Bild D6.42, erst bei größeren Verformungswegen bzw. Störungen zu einer assoziierten Fließregel ("Normalitätsbedingung").

Anmerkung: Da eine nicht-assoziierte Fließregel die in E13 angesprochenen numerischen Berechnungen erheblich kompliziert, wird auch im Coulomb-Bereich vereinfachend oft mit einer assoziierten Fließregel gerechnet, zumal der Fehler sich nicht sehr auswirkt.

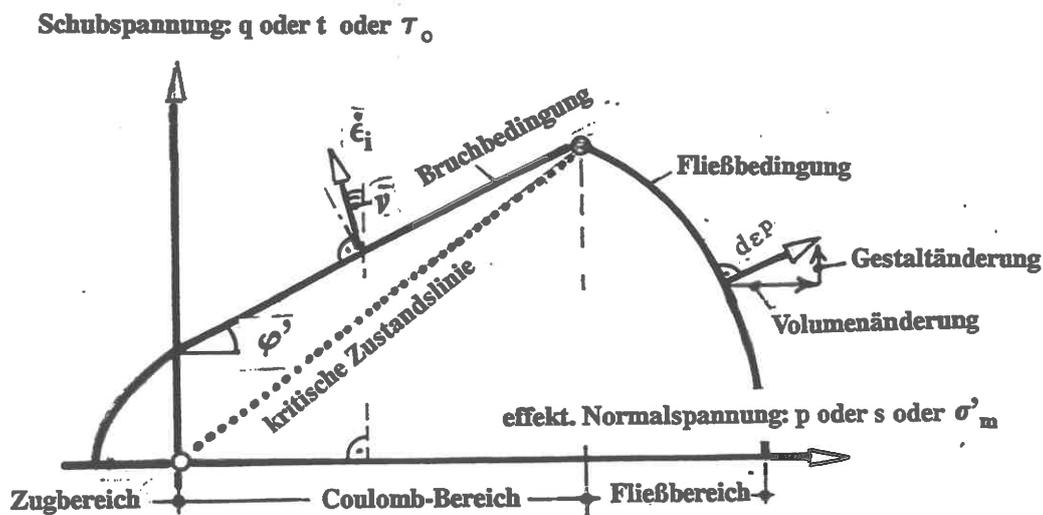


Bild D6.42

Koordinaten: bei Axialsymmetrie: $p = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)$; $q = \sigma_1 - \sigma_3$
 bei ebener Verformung: $s = \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)$; $t = \frac{1}{2} \cdot q$

Die bei zunehmender mittlerer Hauptspannung eintretende Verfestigung (mit den Bezeichnungen in E0.11)

$$de = \frac{de}{1+e} \quad (D6.16)$$

Mit der Fließbedingung $f(\tau_0/\sigma'_m; e) = 0$ (oft als Ellipse oder Kreis angenähert) und der Verträglichkeitsbedingung

$$\frac{\partial f}{\partial \sigma'_m} d\sigma'_m + \frac{\partial f}{\partial \tau_0} d\tau_0 + \frac{\partial f}{\partial e} de = 0 \quad (D6.17)$$

ergeben sich bei Zunahme der Spannungen die plastischen Dehnungszinkremente, z.B. bei Zugrundelegung von p;q-Koordinaten:

$$\begin{aligned} \text{Volumenänderung } d\varepsilon^p &= d(\varepsilon_1^p + \varepsilon_2 + \varepsilon_3)^p = -\frac{1+\varepsilon}{\partial f / \partial e} \left(\frac{\partial f}{\partial p} dp + \frac{\partial f}{\partial q} dq \right) \\ \text{Gestaltänderung } d\varepsilon_{13}^p &= d(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^p = -d\varepsilon^p \cdot \frac{\partial f / \partial p}{\partial f / \partial q} \end{aligned} \quad (D6.18)$$

(s.a. GUDEHUS 1990, S.195; dort jedoch andere Symbole für die Dehnungszinkremente).

.20 Elastische Verformung

Bei Spannungsminderung wird vereinfachend von elastischem Verhalten des Bodens ausgegangen, wobei z.B. ein spannungsabhängiger Kompressionsmodul K nach Gl.(D5/08) und ein spannungsabhängiger Schubmodul G anzusetzen ist. Wenn man bei kohäsionslosem Boden die elastischen Gleitungen, die sich bei einem Scherversuch bei Entlastungen auf verschiedenem Spannungsniveau ergeben, für sich aufträgt, Bild D6.43, und dann den Tangentenmodul $G(\tau)$ daraus ableitet, ergibt sich der von SMOLTCZYK (1960) an einem Sand gemessene monotone Abfall von einem Anfangswert G_0 bis auf 0 im Grenzzustand, d.h. der Grenzzustand kann auch dadurch definiert werden, daß das elastische Potential dort verschwindet, Bild D6.44. Eine neuere dynamische Messung von W.HAUPT (1983) deutet darauf hin, daß diese monotone Abnahme sich erst einstellt, wenn die Verzerrung einen gewissen Schwellenwert überschreitet, Bild D6.45.

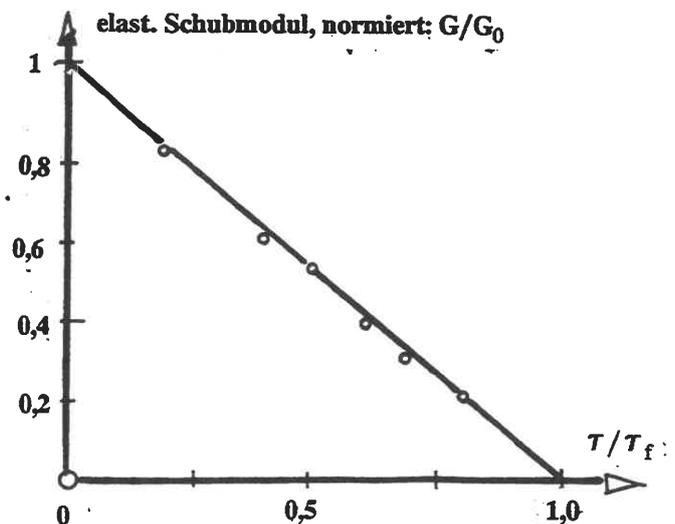


Bild D6.43: Abnahme des Schubmoduls bei zunehmender Scherbeanspruchung, gemessen an einem Sand ($\varphi = 39^\circ$)

Bild D6.44:
Elastische Gleitungen des Sandes von Bild D6(43) (Kastenscherversuch)

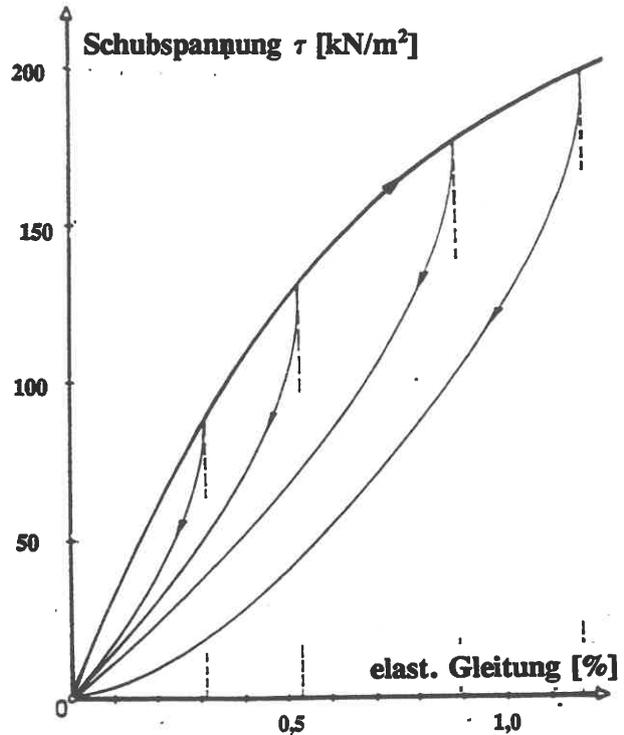
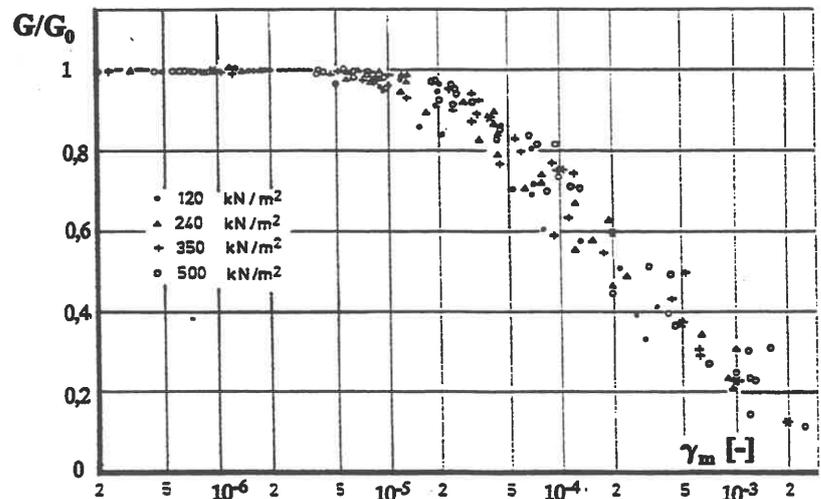


Bild D6.45
 G/G_0 in Abhängigkeit von der Scherdehnungsamplitude γ_m für einen stark schluffigen Sand, dynamisch gemessen (HAUPT 1983)



.21 Pseudo-elastische Verformung

FEM-Berechnungen nach E13 verwenden in der Praxis häufig das von DUNCAN/CHANG (1970) auf der Grundlage des Triaxialversuchs eingeführte, auf OHDE (1939) und KONDNER (1963) zurückgehende hyperbolische Stoffgesetz, bei dem die plastischen Formänderungen und die elastischen zusammen ermittelt werden. der dabei verwendete "pseudo-elastische" Elastizitätsmodul ist

$$E = Kp_a(\sigma_3/p_a)^n \{1 - [R_f (1-\sin\phi)(\sigma_1 - \sigma_3)] / [2c \cos\phi + 2\sigma_3 \sin\phi]\}^2 \quad (D6.19)$$

und muß dann für Be- und Entlastung getrennt formuliert werden.

Schrifttum zu D6

- BENT HANSEN (1958): Line ruptures regarded as narrow rupture zones; basic equations based on kinematic considerations. Proc.Conf.Earth Pressure Problems Brussels, vol.1, p.39-49. Siehe dazu auch (1961): Shear Box Tests on Sand, Proc.5.ICSMFE Paris I, S.127-131.
- BISHOP,A.W.(1967): Progressive Failure with special reference to the mechanism causing it. Proc. Geotechn.Conf.Oslo 2, S.142-150.
- BISHOP,A.W.(1971): Shear Strength Parameters for Undisturbed and Remoulded Soil specimens. Proc.Roscoe Memorial Symposium Cambridge, S.3 -58.
- BISHOP,A.W./HENKEL,D.J.(1962) : The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test. Ed.E.Arnold Ltd. London.
- BJERRUM,L.(1951): Fundamental considerations on the shear strength of soils. Géotechnique 2, S.209-218.
- BJERRUM,L.(1954): The Properties of Norwegian Marine Clays. Géotechnique 4,S.49
- BJERRUM,L./Kringstad,S./Kummeneje,O. (1961): The Shear Strength of a Fine Sand. Proc.S.ICSMFE Paris I, S.i9-37.
- BLIGHT,G.E.(1965): Shear Stress and Pore Pressure in Triaxial Testing. Journal SMFE Div. Proc.ASCE 91, S.25-39
- BRACE,W.F. (1963): Behaviour of Quartz During Indentation. Journal Geology 71, S.581 - 595.
- BRETH,H./Chambosse,G./Arslan,U.(1978): Einfluß des Spannungsweges auf das Verformungsverhalten des Sandes. GEOTECHNIK 1,S.2 - 20.
- BRONWELL,L.G.(1966): The Friction of Quartz in High Vacuum. Sc.D.thesis MIT.
- BURLAND,J.B.(1971):A method of estimating the pore pressures and displacements beneath embankments on soft, natural clay deposits. Proc.Roscoe Memorial Symposium Cambridge, S.505 - 536.
- CHANDLER,R.J.(1967): The strength of a stiff silty clay. Proc.Geotechn.Conf.Oslo I, S.103 - 108.
- CHANDLER,R.J.(1972): Lias Clay: weathering processes and their effect on shear strength. Géotechnique 22, S. 403 - 431.
- CORNFORTH,D.H.(1964): Some Experiments on the Influence of Strain Conditions on the Strength of Sand. Géotechnique 14, S.143 - 167.
- COULOMB,C.A.(1773): Essai sur une application des règles de Maximis et Minimis a quelques Problemes de Statique, relatifs á l'Architecture. Mémoires de Mathématique et de Physique Paris, Imprim.Royale.
- DICKEY,J.W.(1966): Frictional Characteristics of Quartz. S.B.thesis MIT.
- DUNCAN, J.M./CHANG,C.-Y. (1970): Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils. Proc. ASCE, SM Div. 96, S.1629-1654.
- GREEN,G.E./BISHOP,A.W.(1969): A note on the drained strength of sand under generalised strain conditions. Géotechnique 19, S.144 - 249.
- GOLDSCHIEDER,M./GUDEHUS,G.(1973): Rectilinear Extension of Dry Sand: Testing Apparatus and Experimental Results. Proc.8.ICSMFE Moskau I,S.143-149.
- GUDEHUS, G. (1990): Stoffgesetze. In: Grundbautaschenbuch Teil 1, 4.Auflage, Kap.1.6. Verlag Ernst & Sohn Berlin.
- HAUPT,W. (1983): Dynamische Eigenschaften von stark verwitterten Residualböden. VII. Donaueuropäische Konferenz SMFE Kishinow, Bd.1, S.163-170.
- HENKEL,D.J./WADE,N.H.(1966): Plane Strain Tests on a Saturated Remolded Clay. Journal SMF Div. Proc.ASCE 92, S.67 - 80.

- HVORSLEV, M.J. (1937): Über die Festigkeitseigenschaften gestörter bindiger Böden.
Ingvidensk. Skr. A, Nr. 45, Kopenhagen.
- KENNEY, T.C. (1967): The influence of mineral composition on the residual strength of natural soils.
Proc. Geotechn. Conf. Oslo I, S. 123 - 129.
- KIRKPATRICK, W.M. (1957): The Condition of Failure for Sands. Proc. 4. ICSMFE London, I, S. 172 - 178.
- KONDNER, R.L. (1963): Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils.
- LADE, P.V. (1972): The Stress-Strain and Strength Characteristics of Cohesionless Soil.
Ph.D. thesis, Univ. California, Berkeley.
- LADE, P.V. (1979): Cubical Triaxial Apparatus for Soil Testing. Geotechnical Testing Journal 1, S. 93 - 101.
- LAMBE, T.W. (1964): Methods of Estimating Settlement. Journal SMF Div. ASCE, 90, S. 43
- LAMBE, T.W./Whitman, R.V. (1969): Soil Mechanics. Ed. J. Wiley & Sons Inc. New York.
- LAUMANS, Q. (1977): Verhalten einer ebenen, in Sand eingespannten Wand bei nichtlinearen Stoffeigenschaften des Bodens. Mitt. Baugrundinstitut Stuttgart Nr. 8.
- LEE, I.K. (1968): Soil Mechanics, Selected Topics. Ed. Butterworths London.
- MITCHELL, J.K. (1960): Fundamental Aspects of Thixotropy in Soils. Journal SMF Div. ASCE 86, S. 19 - 52.
- MOHR, O. (1882): Über die Darstellung des Spannungszustandes und des Deformationszustandes eines Körperelements. Zivilingenieur, S. 113
- OHDE, J. (1939): Zur Theorie der Druckverteilung im Baugrund. Der Bauing. 20, S. 451-459.
- OLSON, R.E. (1974): Shearing Strengths of Kaolinite, Illite, an Montmorillonite.
Journal Geotechn. Div. ASCE 100, S. 1215 - 1229.
- PEARCE, J.A. (1971): A new true triaxial apparatus. Stress-strain behaviour of soils.
Roscoe Memorial Symposium, S. 330 - 339.
- ROSCOE, K.H. (1953): An apparatus for the application of simple shear to soil samples.
Proc. 3. ICSMFE Zürich 1, S. 186 - 191.
- ROSCOE, K.H./BURLAND, J.B. (1968): On the generalised stress-strain behaviour of 'wet' clay.
In: Engineering Plasticity. Cambridge University Press.
- ROSCOE, K.H./POOROOSHASB, H.B. (1963): A Theoretical and Experimental Study of Strains in Triaxial Tests on Normally Consolidated Clays. Géotechnique 13, S. 12 - 38.
- ROSCOE, K.H./SCHOFIELD, A.N./WROTH, C.P. (1958): On the Yielding of Soils. Géotechnique 8, S. 22 - 53.
- ROWE, P.W. (1962): The Stress-Dilatancy Relation for Static Equilibrium of an Assembly of Particles in Contact. Proc. Royal Soc., A269, S. 500 - 527.
- SCHULTZE, E. (1968): Der Reibungswinkel nichtbindiger Böden. Der Bauing. 43, 313-320.
- SKEMPTON, A.W. (1954): The Pore Pressure Coefficients A and B. Géotechnique 4, S. 143 - 147.
- SKEMPTON, A.W. (1964): Long-Term Stability of Clay Slopes. Géotechnique 14, 77-101.
- SKEMPTON, A.W./Northey, R.D. (1952): The Sensitivity of Clays. Géotechnique 3, S. 30 - 53.
- SMOLTCZYK, H.-U. (1960): Ermittlung eingeschränkt plastischer Verformungen im Sand unter Flachfundamenten. Verlag von W. Ernst & Sohn Berlin
- SMOLTCZYK, H.-U. (1968): Zum bodenmechanischen Begriff der Kohäsion.
Veröff. Inst. Bodenm. Felsmech. Univ. Karlsruhe Heft 35, S. 57 - 86.
- TAYLOR, D.W. (1948): Fundamentals of Soil Mechanics. Ed. J. Wiley & Sons Inc. New York
- TERZAGHI, K.v. (1944): Ends and means in soil mechanics. Eng. Journ. (Can) 27, S. 608.
- VAID, Y.P./CANNANELLA, R.G. (1974): Triaxial and Plane Strain Behaviour of Natural Clay.
Journ. Geotechn. Div. ASCE 100, S. 207 - 224.
- VALLERGA, B.A. et al. (1956): Effect of Shape, Size and Surface Roughness of Aggregate Particles on the Strength of Granular Materials. Paper to the 2. Pacific Area National Meeting ASTM, Los Angeles.

D7 Dynamische Eigenschaften

.01 Begriff

Lockergesteine verändern ihre mechanischen Eigenschaften, wenn sie dynamisch belastet werden, d.h. wenn die Wirkungen so kurzzeitig sind, daß die Trägheitskräfte der Partikel das mechanische Verhalten beeinflussen. Die dynamischen Eigenschaften eines Bodens werden sich daher mehr oder weniger stark von den statischen unterscheiden. Eigenschaften wie Scherfestigkeit oder Druckfestigkeit müssen daher daraufhin geprüft werden, ob sie von a. der Beschleunigung,

b. der Frequenz, oder

c. dem Verhältnis statischer/dynamischer Kraftamplitude

abhängig sind.

Da die plastische Dehnung des Bodens sich innerhalb einer gewissen Zeitspanne entwickelt, reduziert sich die Dehnung $\varepsilon = \varepsilon_{e1} + \varepsilon_{p1}$ bei sehr schnell ablaufenden Wirkungen auf ihre elastische Komponente: der Boden verhält sich wie ein elastischer Körper, dessen elastische Moduln, siehe E8, aus der Ausbreitungsgeschwindigkeit der elastischen Wellen abgeleitet werden können.

.02 Einfluß der Beschleunigung

Sobald die Beschleunigung eines Partikelsystems größer wird als die Erdbeschleunigung g , gehen die Kornkontakte innerhalb des Zeitintervalls, wo die Beschleunigungsamplitude nach oben gerichtet ist, verloren (bzw. werden kräftefrei). Wenn keine Kohäsion wirkt, ordnen sich die Körner so um, daß sich die Lagerungsdichte des Gefüges der kritischen Porenzahl nähert: ein überkritisch dichter Sand lockert sich auf, ein lockerer verdichtet sich.

Bild D7.01 (D'APPOLONIA/D'APPOLONIA 1967) zeigt, daß die größte Wirkung im Korngefüge bei $2g$ erreicht ist, während darüberhinaus die Massenträgheit stetig zur Stabilisierung des Systems gegen Kornumordnung beiträgt.- Bild D7.02 zeigt, daß die Scherfestigkeit dagegen monoton mit der Beschleunigung auf den halben Wert abzunehmen scheint. Diese bei trockenen Sanden beobachteten Abminderungen der Festigkeit wirken sich bei wassergesättigten Systemen entsprechend aus; weil in dem Porenwasser Druckschwingungen verursacht werden, die sich unmittelbar auf die effektiven Normalspannungen auswirken. Auch hier sind diejenigen Bodenarten am stärksten betroffen, die die geringste Plastizität haben, d.h. Schluffe stärker als Tone, Feinsande stärker als Lehme usw.

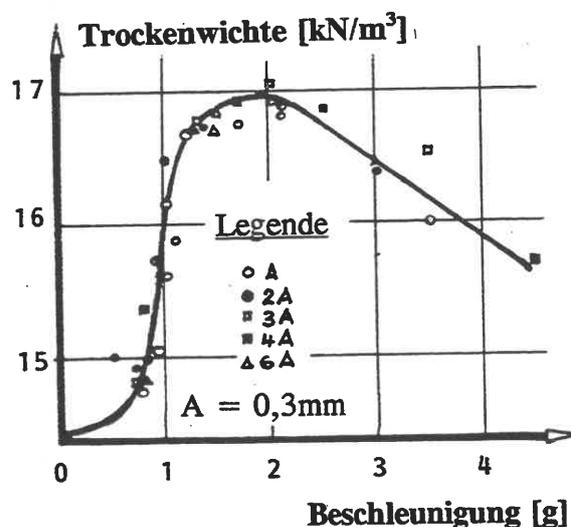


Bild D7.01

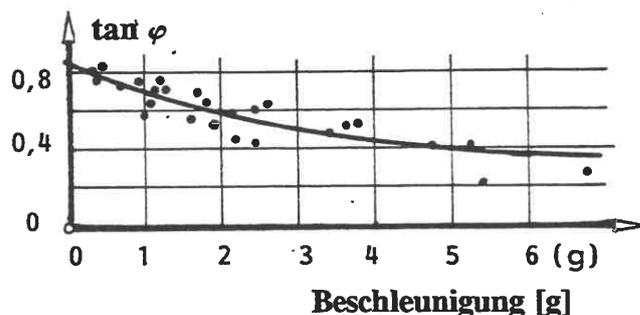


Bild D7.02: (BARKAN 1957)

Ob es im Einzelfall zur "Verflüssigung" (liquefaction) kommt, hängt außer von I_p auch von der vorhandenen Scherzahl ab: je größer die latente Scherbeanspruchung eines Systems ist, desto größer ist dieses Risiko.

.03 Einfluß der Frequenz

Der Einfluß der Frequenz beschränkt sich, wenn überhaupt, auf die niedrigen Frequenzbereiche um 1 Hz und dürfte selbst dort praktisch vernachlässigbar sein. Der experimentelle Nachweis, siehe etwa HODJERA 1979, ist schwierig, weil sich die Frequenzabhängigkeit nicht von der Abstimmung des Meßsystems (Betriebsfrequenz zu Eigenfrequenz) getrennt messen läßt.

.04 Einfluß der Kombination von dynamischer und großer statischer Wirkung

Das unter D7.02 Gesagte läßt sich sinngemäß auch auf den Fall übertragen, daß neben den Eigengewichtslasten auch andere statische Vorbelastungszustände im Boden wirken. Der maßgebende Parameter ist, s.o., jedenfalls die Scherzahl S . Unabhängig davon ist bei plastischen Böden wie Tonen der unter D6.12 genannte Festigkeitsverlust zu beachten. Hier scheinen relativ große Energieeinspeisungen z.B. durch mechanische Schläge das elektrochemische Gleichgewicht der Bodenstruktur aufzuheben.

.05 Dynamischer Triaxialversuch

Beim dynamischen Triaxialversuch wird die dynamische Kraft in der Regel axial eingeleitet (s. HODJERA 1979); grundsätzlich ist aber auch eine Oszillation des Zelldrucks oder des Porenwasserdrucks ausführbar. Obwohl Untersuchungen dieser Art seit rund 30 Jahren bereits in verschiedenen Instituten angestellt wurden, ist diese Versuchstechnik bisher noch nicht aus dem wissenschaftlichen Untersuchungsstadium herausgekommen, da sich die apparativen von den bodenphysikalischen Einflüssen nur schwer trennen lassen.

.06 Messung der Resonanzfrequenz

An einer zylindrischen Bodenprobe (säulenförmig) wird eine Torsions- oder Longitudinalschwingung mit variabler Frequenz erzeugt, bis sich Resonanz einstellt (Resonant Column Method). Die damit ermittelte n -te Eigenfrequenz f_n dient auf Grund der Theorie des eindimensional schwingenden Zylinders zur Berechnung der Scherwellengeschwindigkeit gemäß

$$v_s = \frac{2\pi f_n}{\lambda_s} \cdot L \quad (\text{D7/01})$$

wo L die Länge der Probe und λ_s die Lösung der Frequenzgleichung sind:

$$\lambda_s \cdot \tan \lambda_s = I/I_0 \quad (\text{D7/02})$$

Hierin ist I das Trägheitsmoment der Probe und I_0 das des Laststempels. Mit Hilfe der Gl. (E8/09) folgt daraus der Schubmodul G . Außerdem

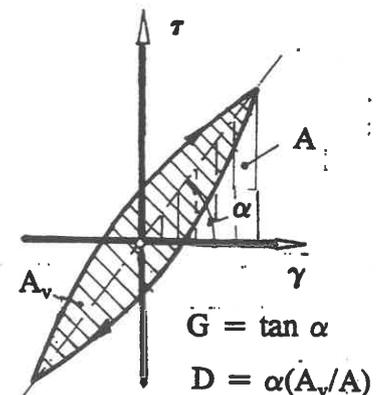


Bild D7.03

läßt sich mittels Ausschwingversuch auch das logarithmische Dekrement und damit die Dämpfung bestimmen, die proportional zum Verhältnis der Verlustfläche A zur Arbeitsfläche A, Bild D7.03, ist. In den USA gibt es 7 verschiedene Gerätetypen für diesen Versuch, die sich im Verformungsniveau (Torsionswinkelgröße γ), Frequenzbereich und in der Art des Antriebs unterscheiden (WOODS 1978)

.07 Dynamische Feldversuche

Dynamische Feldversuche werden in der Weise ausgeführt, daß im Untergrund oder auf der Oberfläche ein Stoßimpuls (Schlag, Explosion o.ä.: Geoseismik) oder eine erzwungene Schwingung (Geodynamik, s.E8) erzeugt wird und die Amplituden in verschiedenen Abständen vom Erregerzentrum gemessen werden. Falls z.B. die Beschleunigungsamplituden über eine träge Masse gemessen werden, erhält man daraus die Wegamplituden durch doppelte Zeitintegration.

Die Wegamplituden sind sehr klein ($\gamma = 10^{-5}..10^{-7}$) und stör anfällig (jede Inhomogenität verzerrt das Wellenfeld), wodurch eine schlüssige Deutung der Meßdaten erschwert ist. Andererseits bieten Feldversuche den Vorteil, daß ein größeres Bodenvolumen erfaßt wird. Durch Messung der Geschwindigkeiten v_s und v_k (s.E8) kann man die elastischen Konstanten bestimmen, wenn die Dichte des Bodens aus den üblichen bodenmechanischen Versuchen bekannt ist.

Refraktionsseismik

Falls die Festigkeit des Bodens mit der Tiefe schichtweise zunimmt, kann man den Meßpunkt-Abstand M von E steigern und die in der festeren Schicht größere Geschwindigkeit v_k zu einer verbesserten Messung von v_k nutzen. Die festere untere Schicht wirkt als Körperschall-Sender (Bild D7.04).

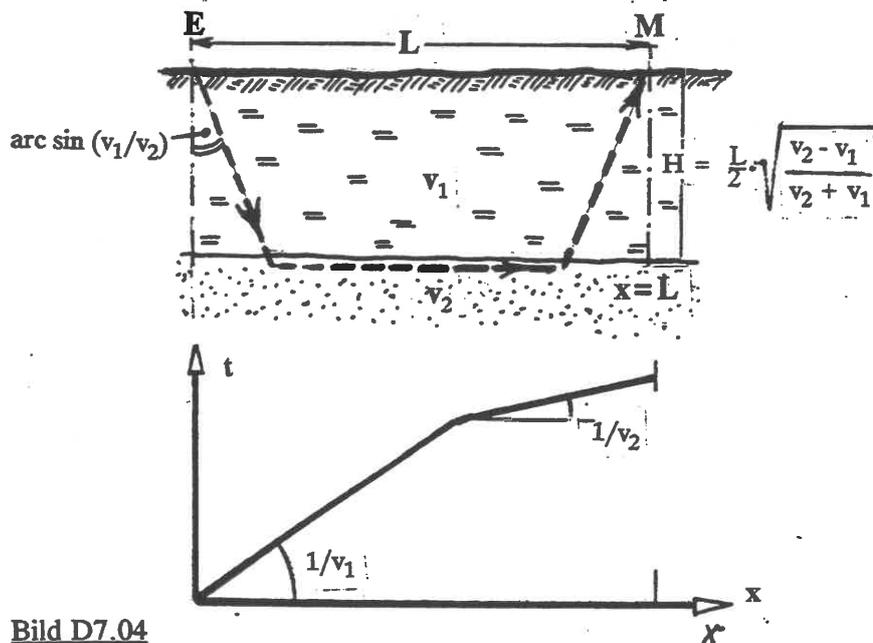


Bild D7.04

Bohrloch-Seismik

Auslösung des Stoßimpulses in einem Bohrloch und Messung der Wellen-Laufzeiten entweder in einem zweiten oder anderen Bohrlöchern (Bild D7.05a) oder an der Oberfläche (Bild D7.05b): cross-hole; up-hole.

Ausmessung künstlicher Schwingungen

Mittels eines frequenzvariablen Schwingungserregers wird ein stationäres Wellenfeld im Boden erzwungen und nach seinen Wellenlängen ausgemessen (Frequenz · Wellenlänge = Geschwindigkeit). Das Verfahren hat sich wegen seines größeren apparativen Aufwands in der Praxis gegenüber den seismischen Verfahren nicht durchsetzen können. Näheres bei HAUPT (1986).

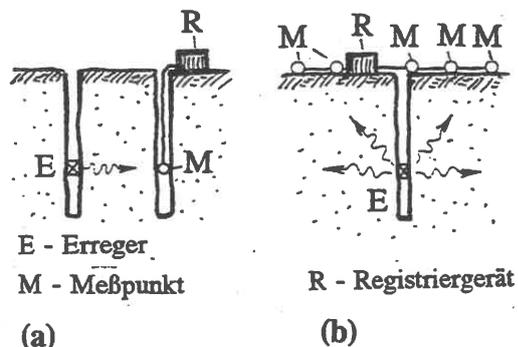


Bild D7.05: (HAUPT 1986)

.08 Dynamischer E-Modul

Bezogen auf den statischen Elastizitätsmodul E_{stat} oder den Steifemodul E_s ist der dynamische Elastizitätsmodul E_{dyn} um einen Faktor größer. Bild D7.06 gibt eine gewisse Abschätzung dafür (ALPAN 1970).

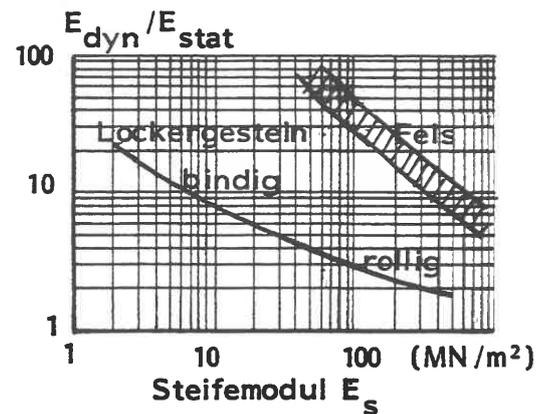


Bild D7.06

Schrifttum zu D7

- ALPAN, I. (1970): The geotechnical properties of soils. Earth-Science Proceed.
- BARKAN, D. D. (1957): Foundation Engineering and Drilling by the Vibration Method. Proc. 4th. ICSMFE London, II, S.3-7.
- D'APPOLONIA, D. J./D'APPOLONIA, E. (1967): Determination of the Maximum Density of Cohesionless Soils. Proc. 3rd Asian CSMFE, I.
- HAUPT, W. (1986): Bodendynamik, Grundlagen und Anwendung. Verlag F. Vieweg & Sohn, Braunschweig/Wiesbaden
- HODJERA, B. (1979): Das Verhalten von Böden unter dynamischer Dauerbelastung. Geotechnik 2, S.84-97.
- WOODS, R. D. (1978): Measurement of dynamic soil properties. State-of-the-Art Reports, Proc. Conf. Earthquake Engineering & Soil Dynamics, Geotechn. Div. ASCE, Pasadena, CA, S.91 - 178.

D8. Thermische Eigenschaften

.01 Begriffe

(GERTHSEN/KNESER 1969; JESSBERGER 1990)

Die Ausbreitung von Wärme in der Materie erfolgt durch Wärmeleitung und setzt ein Temperaturgefälle ΔT voraus. Dabei fließt eine Wärmemenge Q (in Joule [J]) über eine Entfernung x [m] durch einen Querschnitt A [m²] proportional zur Zeit t [s] ab:

$$Q = K \frac{A \cdot t \cdot \Delta T}{x} \quad (\text{D8/01}).$$

ΔT wird in Grad Celsius [°C] gemessen. Die Wärmemenge je Zeiteinheit heißt Wärmestrom [Watt = J/s]. Die Proportionalitätskonstante K heißt Wärmeleitfähigkeit [W/m · °C] oder Wärmeleitvermögen.

Anmerkung: Man beachte die formale Gleichartigkeit mit dem Filtergesetz der Grundwasserströmung.

Wenn Q zwischen zwei Grenzflächen von der Größe A gemessen wird, bezeichnet man K/x auch als Wärmedurchgangszahl.

Wenn zwei Körper mit konstanter, aber unterschiedlicher Temperatur mit der Fläche A aneinander grenzen ist

$$Q = \bar{K} \cdot A \cdot t \cdot \Delta T \quad (\text{D8/02})$$

und \bar{K} heißt Wärmeübergangszahl.

Die auf die Masse m (g) des trockenen Bodens und $\Delta T = 1^\circ\text{C}$ bezogene spezifische Wärmemenge heißt Wärmekapazität C_m :

$$C_m = \frac{Q}{m \cdot \Delta T} \left[\frac{\text{J}}{\text{g} \cdot ^\circ\text{C}} \right] = \frac{C_v}{\rho} \quad (\text{D8/03})$$

Hierin ist C_v die auf das Volumen [cm³] bezogene Wärmekapazität und ρ [g/cm³] die Dichte des Bodens. Wenn man die Wärmeleitfähigkeit auf die Wärmekapazität C_v bezieht, erhält man die Temperaturleitzahl a :

$$a = \frac{K}{100C_v} \left[\frac{\text{cm}^2}{\text{s}} \right] \quad (\text{D8/04})$$

Die Temperaturleitzahl ist entscheidend für die Zeit, die zum Temperatenausgleich erforderlich ist.

.02 Werte der Wärmekapazität

Feste mineralische Bestandteile:	C_{ms}	= 0,70..0,84	J/g · °C	
Porenwasser	C_{mw}	= 4,2	J/g · °C	
Feuchter Boden:	C_{vu}	= $\rho_d (C_{ms} + 0,01 \cdot w \cdot C_{mw})$	J/g · °C	(D8/05)
Gefrorener Boden:	C_{vf}	= $\rho_d (C_{ms} + 0,01 \cdot w \cdot C_{mc})$	J/g · °C	(D8/06)

Die Wärmekapazität wird in einem Kalorimeter gemessen.

.03 Werte der Wärmeleitfähigkeit

Die Wärmeleitfähigkeit von Bodenproben wird nach JESSBERGER (1990) in einem Vergleichsversuch (Bild D8.01) gemessen.

Bild D8.02 zeigt typische Meßergebnisse, die in der gleichen Quelle zitiert werden.

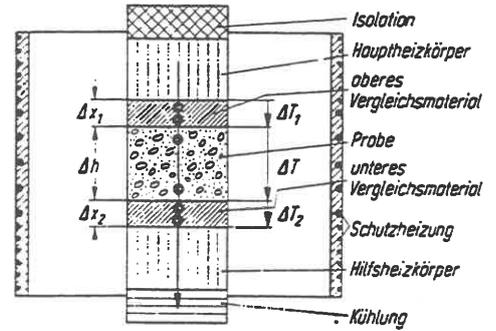
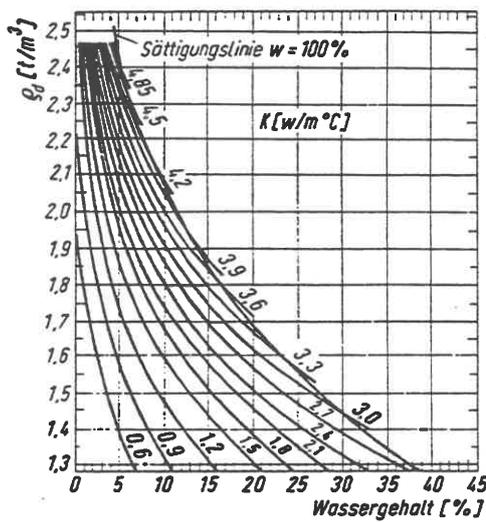


Bild D8.01

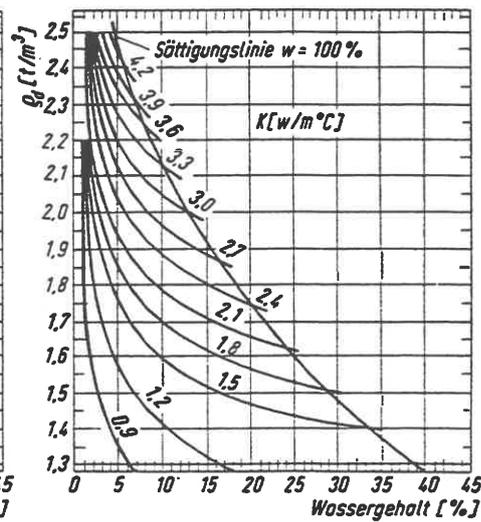
• Thermoelemente

$$K_{\text{Probe}} = \frac{1}{2} \left(\frac{\Delta h}{\Delta T} \right) \left[\left(K_1 \frac{\Delta T_1}{\Delta x_1} \right) + \left(K_2 \frac{\Delta T_2}{\Delta x_2} \right) \right]$$

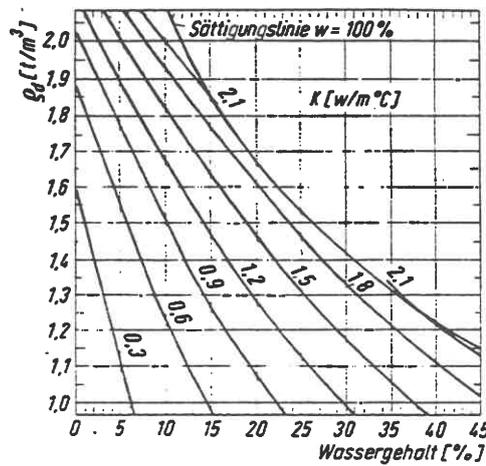
Probe oberes unteres
Vergleichsmaterial Vergleichsmaterial



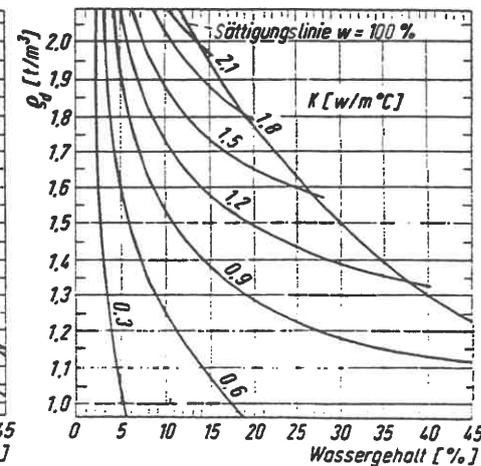
a) Grobkörniger Boden - gefroren



b) Grobkörniger Boden - ungefroren



c) Feinkörniger Boden - gefroren



d) Feinkörniger Boden - ungefroren

Bild D8.02: Typische Werte für die Wärmeleitfähigkeit K (zusammengestellt von JESSBERGER 1990)

.04 Thermische Beeinflussung der mechanischen Eigenschaften

Da die Viskosität des Porenwassers temperaturabhängig ist, gilt dasselbe für alle davon abhängenden Vorgänge des plastischen Fließens.

Wie MITCHELL (1976, S.274) nachgewiesen hat, können Temperaturänderungen bei wassergesättigten Tonböden zu erheblichen Volumenänderungen bzw. Porenwasserdruckänderungen führen, Bild D8.03. Da alle Tonminerale etwa denselben Wärmeausdehnungskoeffizienten α haben, gibt das Bild einen Eindruck von dem Fehler, den man z.B. begeht, wenn man eine Bodenprobe im Labor bei

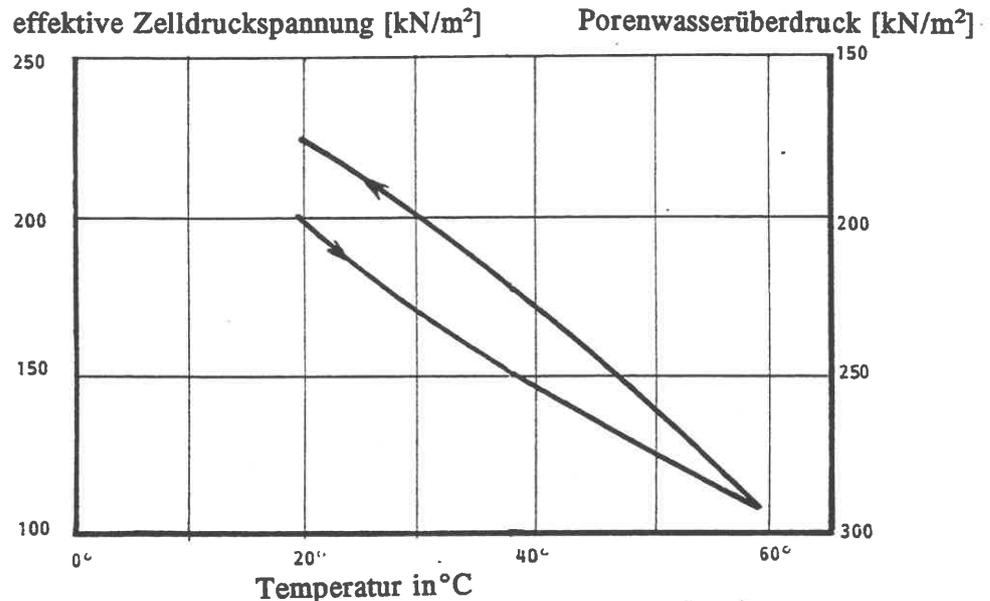


Bild D8.03: Versuch mit wassergesättigtem Illit bei 400 kN/m² Zelldruck im Triaxialgerät (hydrostat. Spannungszustand)

einer um rd. 10° höheren Temperatur konsolidiert als in der Natur. Bei sensitiven Böden (z.B. Montmorillonit) ergibt sich neben der Volumenänderung der festen und der flüssigen Phase auch noch eine Änderung durch eine strukturelle Anpassung des Teilchensystems an die veränderte effektive Spannung. Da der α -Wert des Porenwassers größer als der der Festsubstanz ist, ergibt sich die dargestellte Erhöhung des Porenwasserdrucks bei Temperaturzunahme. Dieser Überdruck muß dann ebenso durch eine Konsolidierung abgebaut werden wie der Überdruck infolge Steigerung der äußeren Last. Umgekehrt führt eine Temperaturabnahme zu einem Porenwasserunterdruck und nachfolgender Wasseraufnahme, wenn dieser Unterdruck dissipiert wird. Insgesamt ergibt sich analog zum Drucksetzungsverhalten ein Temperatursetzungsverhalten mit Ersterwärmung und Wiedererwärmung, aus dem der α -Wert des Dreiphasensystems abgelesen werden kann (ca. $-0,5 \cdot 10^{-4}$ je °C).

Verhalten bei Erhitzung

Das Verhalten von Tonböden bei Erhitzung bis auf etwa 1000°C wird durch ein "Thermogramm" Bild D8.04, gekennzeichnet: man bestimmt in einem Ofen bei konstanter Temperaturzunahme die Temperaturen der Tonprobe und eines Vergleichsmaterials, das seine Eigenschaften in diesem Temperaturbereich nicht ändert (Metall z.B.). Die waagerechten Abschnitte der Kennlinien zeigen gleiche Temperatur in Probe und Vergleichsmuster an. Abweichungen sind endotherme oder exotherme Reaktionen:

- zwischen 100° und 300° wird das gebundene Porenwasser ausgetrieben (endoth.)
- zwischen 250° und 400° verbrennen organische Anteile und Fe^{2+} oxidiert zu Fe^{3+} (exoth.)
- zwischen 500° und 800° wird das Kristallwasser ausgetrieben, wodurch die Kristallstruktur verloren geht (endoth., nicht reversibel).

- oberhalb von 800° können Kristall-Neubildungen eintreten, wobei Energie abgegeben wird (exotherm).

Es findet also eine erste Art von Sintern statt, wobei wesentliche Merkmale der Tone verloren gehen, weil mit der Dehydrierung die Struktur des Tones verschwindet und damit insbesondere seine Plastizität erheblich reduziert wird bis auf Werte, die einem Schluff entsprechen, siehe z.B.

Bild D8.05.

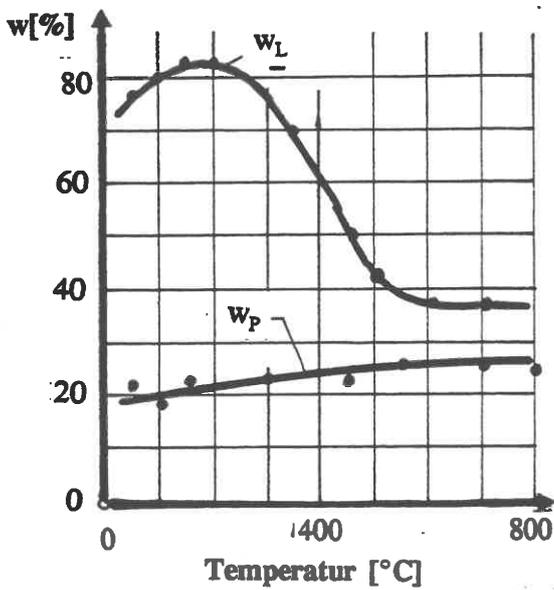


Bild D8.05: Abnahme der Plastizität bei zunehmender Temperatur (nach BELES/-STANCULESCU 1958)

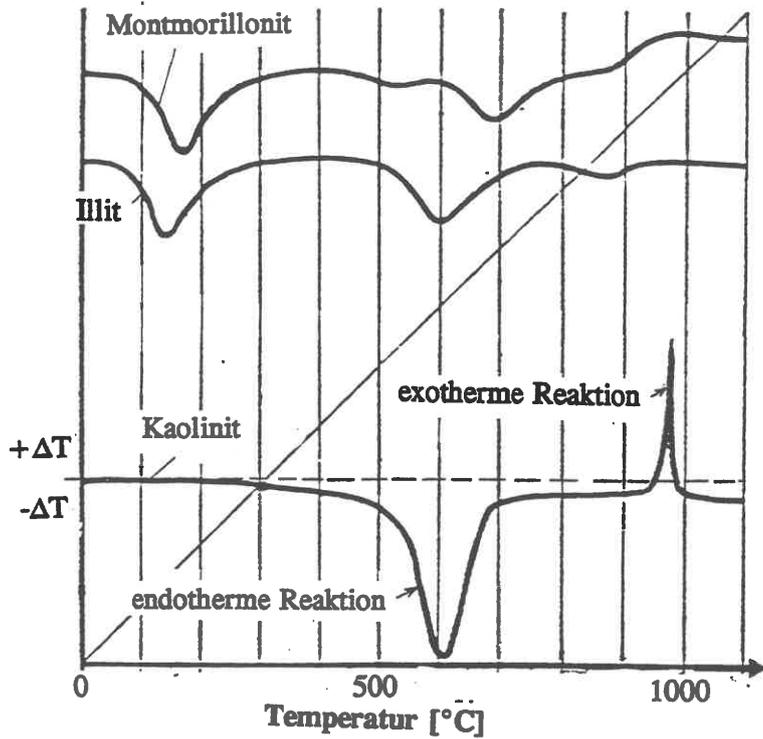


Bild D8.04: Thermogramme von Tonmineralien (DTA: Differentialthermoanalyse)

.05 Bodenfrost

Durch eine exotherme Reaktion geht das freie Porenwasser des Bodens bei 0°C in einen kristallisierten Zustand - Eis - über, weil dann die kinetische Energie der Wassermoleküle unter einen kritischen Wert absinkt, so daß die vorhandenen Feldkräfte der Wassermoleküle eine stabile räumliche Struktur bilden können. Es entsteht ein räumliches Gitter aus Tetraedern, deren Sauerstoffatome voneinander einen Abstand von 2,76 Å haben (JESSBERGER 1990). Der geordnete, kristallisierte Zustand hat einen geringeren Energieinhalt als der ungeordnete, flüssige, so daß beim Gefrieren Wärme freigesetzt wird; diese heißt Latente Umwandlungswärme L und beträgt $L = 335 \cdot w \cdot \rho_d (\text{J/cm}^3)$. Im Porenwasser vorhandene freie Ionen vergrößern den Energieinhalt des Wassers und verzögern dementsprechend die Kristallisation.

Das in D4.02 zitierte Gesetz von Laplace gilt auch für die Grenzfläche zwischen Eiskristall und ungefrorenem Wasser. Durch die Grenzflächenzugspannung ist der Druck im Kristall (Kristallkeim vereinfacht als Kugel gedacht) größer als im umgebenden Wasser, so daß ein Kristallisationsdruck entsteht, der freies Wasser aus dem Umgebung ansaugt, so daß sich eine Eislinse im Boden entwickelt. Entsprechend entsteht ein Gefrierdruck, wenn die Volumenausdehnung des Bodens beim Gefrieren behindert ist.

Anmerkung: Die Eislinnenbildung beruht also auf einem Massetransport und erfordert somit eine gewisse Zeit. Daher entstehen beim Schockgefrieren keine Eislinnen, sondern eine amorphe Eisstruktur.

Der Gefrierdruck ist im wassergesättigten Zustand am ausgeprägtesten und hängt im übrigen von der Porengröße des Bodens ab: im Grobsand ist er 0 und steigt im Ton auf Werte über 200 kN/m² an. Dem Kristallisationsdruck entspricht im nicht gefrorenen Porenwasser ein Porenwasserunterdruck, wenn der Boden wenig wasserdurchlässig ist. Er nimmt ab, wenn der Boden durch eine Auflast vorgespannt ist, und nimmt zu, wenn die Lagerungsdichte steigt.

Anmerkung: Da auch im gefrorenen Tonboden ein Teil des Porenwassers, nämlich der bereits an den Tonpartikeloberflächen gebundene, für eine Eisbildung nicht zur Verfügung steht, geht der Gehalt an ungefrorenem Wasser asymptotisch auf einen Restwassergehalt w_u zurück. Damit hat aber auch gefrorener Boden eine gewisse Wasserdurchlässigkeit.

Um die Frosteindringung zu bestimmen, die in DIN 1054 pauschal zu 0,8 m angegeben ist, wird der Frostindex FI zugrundegelegt, Bild D8.06, das ist die Summe der Kältegrade aus den mittleren Tageslufttemperaturen in einem Zeitintervall, der aber nur ein statistischer meteorologischer Richtwert ist.

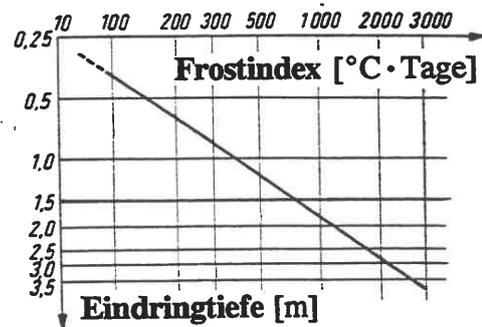


Bild D8.06: Frosttiefe nach BROWN (1964)

Festigkeit des gefrorenen Bodens

Die Festigkeit des gefrorenen Bodens wird in einaxialen und dreiaxialen Scherversuchen bei i.d.R. -10°C Temperatur des Prüfkörpers ausgeführt. Die axiale Vorschubgeschwindigkeit ist bei einaxialen

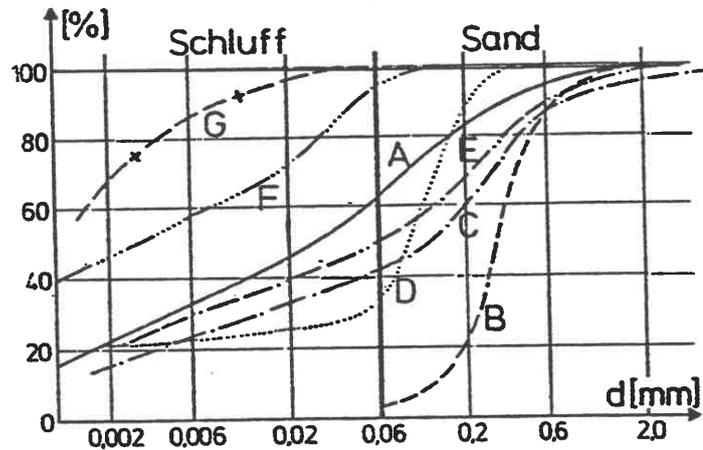
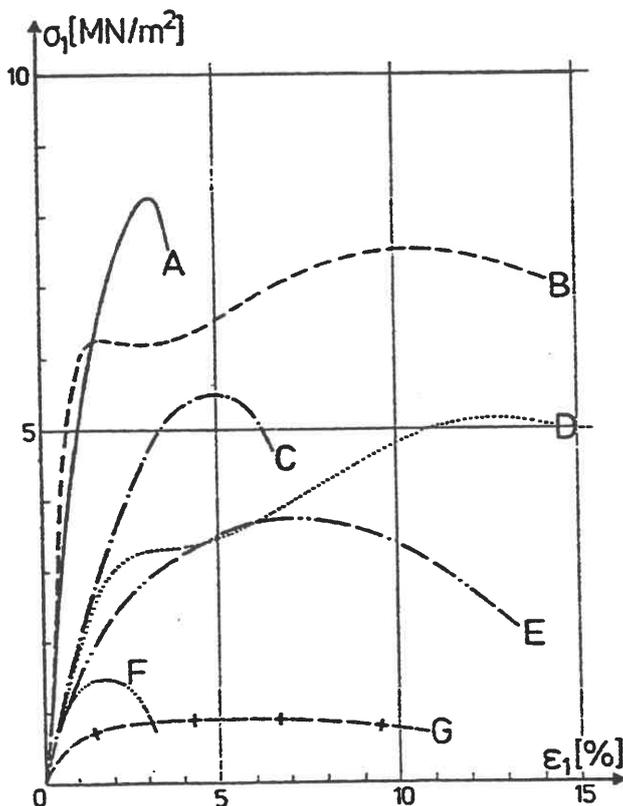


Bild D8.07: Einaxiale Druckversuche an gefrorenen Bodenproben:
($T = -10^\circ\text{C}$; $\dot{\epsilon}_1 = 1\%/min$)
links: Scherwegkurven
oben: Körnungskurven
(JESSBERGER 1984)

Scherversuchen 1%/min, bei dreiaxialen Versuchen 0,1%/min. Die Langzeitfestigkeit ist wegen des Kriechverhaltens von Eis niedriger und kann mit Hilfe von Kriechparametern recht gut abgeschätzt werden - Beispiele s. Bild D8.07.

Bei der Auftragung im Mohrschen Spannungsdiagramm ergeben sich ausgeprägt nichtlineare Bruchgrenzen, Bild D8.08. Bei Dehnungen unterhalb der Bruchdehnung ergeben sich nur unwesentlich kleinere Scherwinkel; der Zuwachs an Festigkeit bis zum Bruch äußert sich praktisch in Form einer Kohäsion. Bei dieser Belastungsgeschwindigkeit (Dreiaxialversuch) trägt also das Eis bei kleinen Dehnungen noch nichts bei; die gestrichelte Linie "1%" dürfte die Festigkeit des ungefrorenen Sandes kennzeichnen. Man geht - was an sich nur bei nichtbindigen Böden und Schluffen zutreffen kann - näherungsweise davon aus, daß der Scherwinkel temperatur- und zeitunabhängig ist, so daß es für die Erfassung der mit der Zeit abnehmenden und mit abnehmender Temperatur zunehmenden Festigkeit genügt, die beiden Parameter q_g und c_g zu berücksichtigen.

Zur quantitativen Abschätzung des Kriechverhaltens wird gewöhnlich ein Potenzgesetz benutzt, z.B. nach KLEIN 1978:

$$\varepsilon_1 = A \cdot \sigma_1^B \cdot t^C \quad (\text{D8/07})$$

(A,B,C - Versuchswerte). Für die Böden in Bild D8.07 sind das z.B. folgende:

Boden	A	B	C
		[-]	[-]
A	$1,2 \cdot 10^{-3}$	1,70	0,16
B	$3,4 \cdot 10^{-3}$	2,10	0,25
C	$4,2 \cdot 10^{-3}$	2,20	0,072
D	$8,2 \cdot 10^{-3}$	2,25	0,24
E	$5,0 \cdot 10^{-3}$	2,15	0,095
F	$2,0 \cdot 10^{-2}$	2,14	0,20
G	$5,8 \cdot 10^{-2}$	3,40	0,48

Ein theoretisch fundierter Ansatz wurde von Schad (1992) entwickelt auf der Grundlage eines Elastizitätsmoduls, der mit der Dehnung linear abfällt. Man erhält dann eine kritische Last, von der an das Kriechen zum Versagen führt.

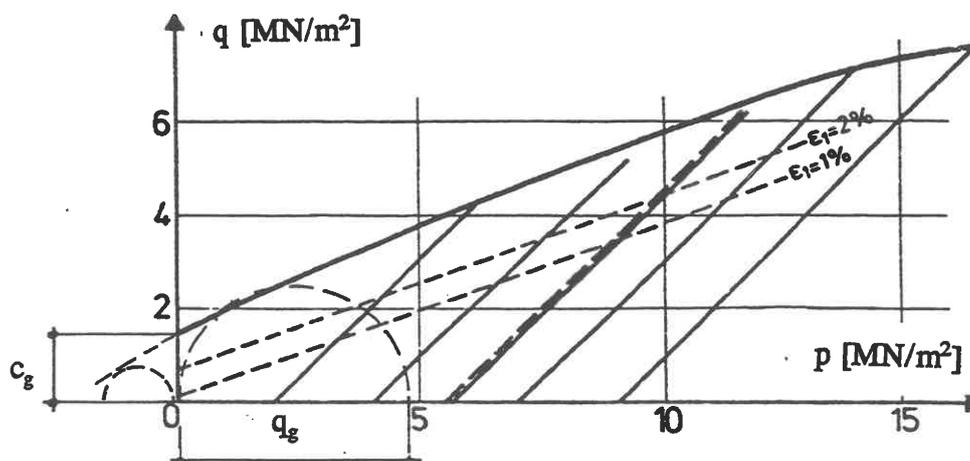


Bild D8.08: Scherdiagramm für gefrorenen Sand ($T = -10^\circ\text{C}$, $\dot{\varepsilon}_1 = 0,1\%/min$) (nach JESSBERGER 1984)

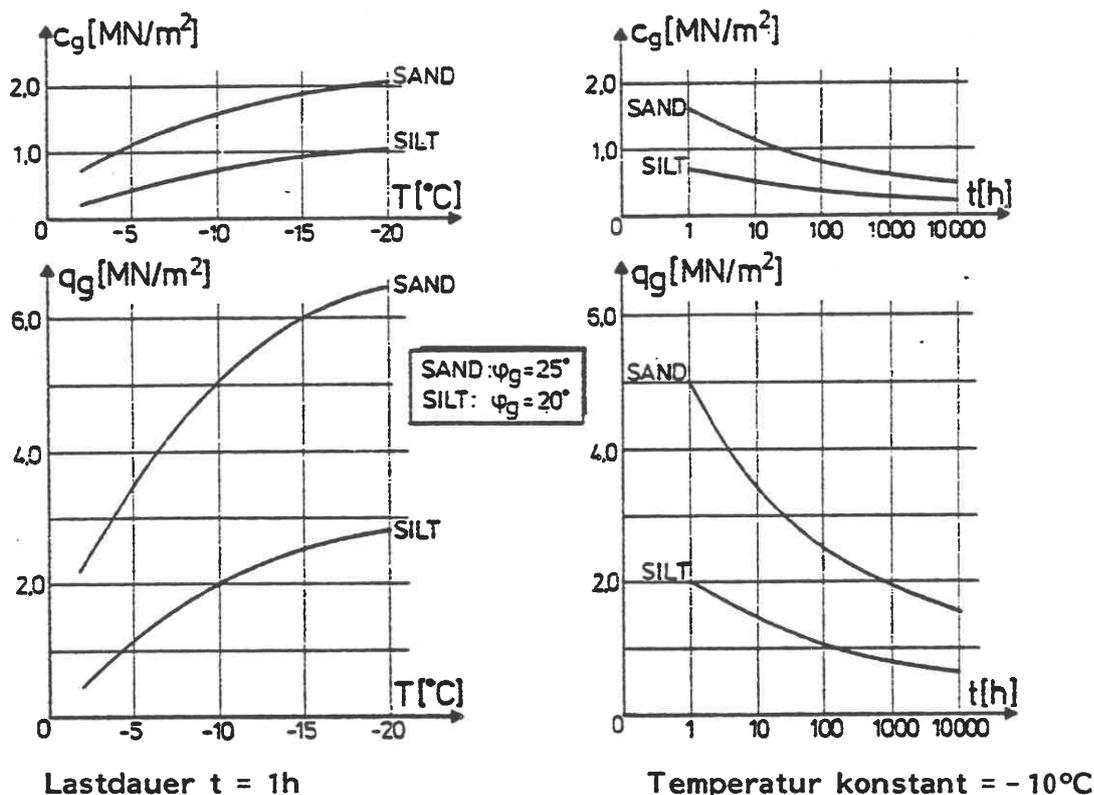


Bild D8.09: Näherungswerte für die Zeit- und Temperaturabhängigkeit von q_g und c_g (JESSBERGER/NUSSBAUMER 1973)

Schrifttum zu D8

- BELES, A.A./ STANCULESCU, I.I. (1958): Thermal Treatment as a Means of Improving the Stability of Earth Masses. Géotechnique 8, S.158-165.
- GERTHSEN, C./ KNESER, H.O. (1969): Physik. 10.Auflage. Springer-Verlag Berlin-Heidelberg-New York.
- JESSBERGER, H.-L./ NUSSBAUMER, M. (1973): Anwendung des Gefrierverfahrens. Bautechnik 50, S. 414-420.
- JESSBERGER, H.-L. (1990): Frost im Baugrund. In: Grundbautaschenbuch Teil 1, 4.Auflage, Abschnitt 1.13. Verlag W.Ernst & Sohn Berlin-München.
- JESSBERGER, H.-L. (1984): Festigkeitsverhalten gefrorener Böden. Seminar "Gefrierverfahren im Bauwesen und Bergbau", Haus der Technik Essen.
- KLEIN, J./ JESSBERGER, H.-L. (1978): Creep Stress Analysis of Frozen Soils Under Multiaxial States of Stress. Int.Symp.Ground Freezing, Ruhr University Bochum, Session III, S.217-226.
- MITCHELL, J.K. (1976): Fundamentals of Soil Behavior. John Wiley & Sons, Inc. New York-London-Sydney-Toronto.
- SCHAD, H. (1992): Zeit- und geschwindigkeitsabhängiges Materialverhalten in der Geotechnik - Experimentelle Erfassung und numerische Analyse. Mitt. 36 Baugrundinstitut Stuttgart.

D9. Verdichtungsfähigkeit

.01 Einfluß des Wassergehalts

Die Verdichtungsfähigkeit eines trockenen Bodens D_f ist, siehe D3.04, durch die Grenzen der Lagerungsdichte gegeben. Die statische oder dynamische Verdichtung erfordert eine Verdichtungsarbeit, weil sich die Bodenteilchen in eine neue, dichtere Lage umordnen müssen und dieser Bewegung die innere Reibung entgegenwirkt. Der Wassergehalt wirkt sich unterschiedlich aus:

- in gut wasserdurchlässigem Boden beeinflusst w die Verdichtung praktisch nicht, weil keine Porenwasserüberdrücke auftreten und die innere Reibung von w so gut wie nicht abhängt, s. D6.17.
- in Böden mit geringerer Wasserdurchlässigkeit begünstigt das Porenwasser im teilgesättigten Zustand durch die Entwicklung von Porenwasserdrücken den oben genannten Umordnungsvorgang. Dies setzt jedoch voraus, daß für eine Volumenverringerng noch ein genügend großer Porenlufttraum verfügbar ist.

.02 Einfluß des Sättigungsgrads

Mit der in D3.03 definierten Sättigungszahl S_r läßt sich die überhaupt mögliche Trockendichte eines Bodens (s.a. D3.05) wie folgt ausdrücken:

$$\rho_d = \frac{\rho_s}{1 + \frac{w \cdot \rho_s}{S_r \rho_w}} \quad (\text{D9/01})$$

Man erhält, Bild D9.01, eine Hyperbelschar $\rho_d(w)$ mit dem Scharparameter S_r .

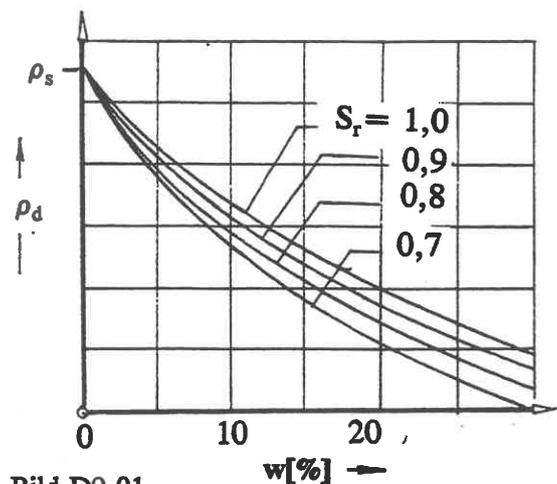


Bild D9.01

.03 Proctorversuch

Aus den Feststellungen in D9.01 und D9.02 folgt die Existenz eines Maximums der Funktion $\rho_d(w)$. Es wird als der optimale Wassergehalt w_{pr} nach PROCTOR (1933) bezeichnet; die zugehörige Dichte heißt Proctordichte ρ_{pr} . Sie wird für eine standardisierte Verdichtungsarbeit in einem von Proctor entwickelten und inzwischen genormten Laborversuch bestimmt, s. DIN 18127 und v. SOOS (1990). In einen Prüfzylinder, Durchmesser 10 cm, 12 cm Höhe, verlängert durch einen 5 cm hohen Aufsatzring, siehe Bild D9.02, bringt man gut durchmischte Proben eines Bodenmaterials mit unterschiedlichen Wassergehalten jeweils in 3 Lagen ein und verdichtet sie mit einem 2,5 kg schweren Fallgewicht bei 30 cm Fallhöhe durch 25 Schläge. Diese Verdichtungsarbeit entspricht in ihrer Wirkung dem, was normal schwere Verdichtungsgeräte in der Baupraxis leisten können. Danach werden der Aufsatzring abgenommen, die Probe an der Oberseite des Zylinders glatt abgestrichen und dann ihr Gewicht und ihr Wassergehalt gemessen.

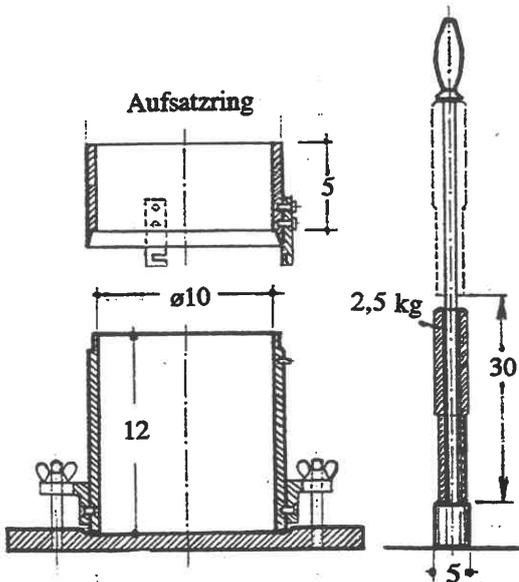


Bild D9.02: Proctor-Gerät

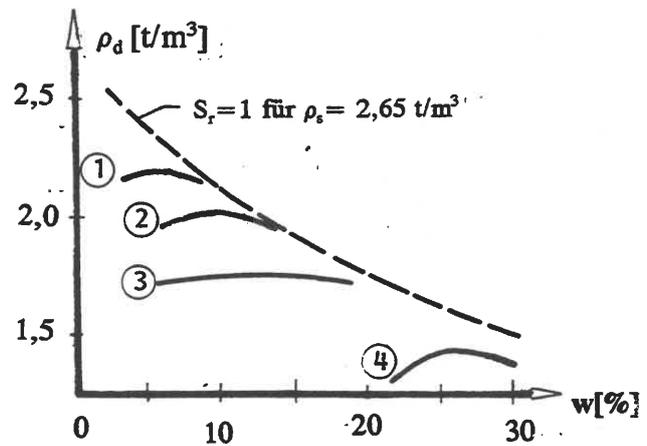


Bild D9.03: Proctorkurven für unterschiedliche Bodenarten

- (1) toniger Sand, weitgestuft
- (2) schluffiger Sand
- (3) Sand, gleichkörnig
- (4) Ton, stark plastisch

Bei Einsatz sehr schwerer Verdichtungsgeräte legt man auch dem Laborversuch eine größere Verdichtungsarbeit zugrunde: 4,5 kg Gewicht, 45 cm Fallhöhe. Zur Unterscheidung spricht man beim Versuch mit normaler Verdichtungsarbeit von der "einfachen Proctordichte", beim Versuch mit erhöhter Arbeit von der "verbesserten Proctordichte". Gewöhnlich werden in den obersten 0,5 m der verdichteten Schicht 100 - 103% der einfachen Proctordichte verlangt; darunter 95 - 97% (ZTVE-StB, BM FÜR VERKEHR 1976). Die verbesserte Proctordichte liegt um 5-10% höher. Zu den Verdichtungsanforderungen siehe auch SMOLTCZYK/HILMER (1992). Die Auftragung der Proctorergebnisse ergibt nur für bindige Böden Kurven mit einem ausgeprägten Maximum, Bild D9.03. Reiner Sand wird deswegen nicht bei einem bestimmten Wassergehalt, sondern in gut durchnäßigem Zustand verdichtet (SCHULTZE/MUHS 1967).

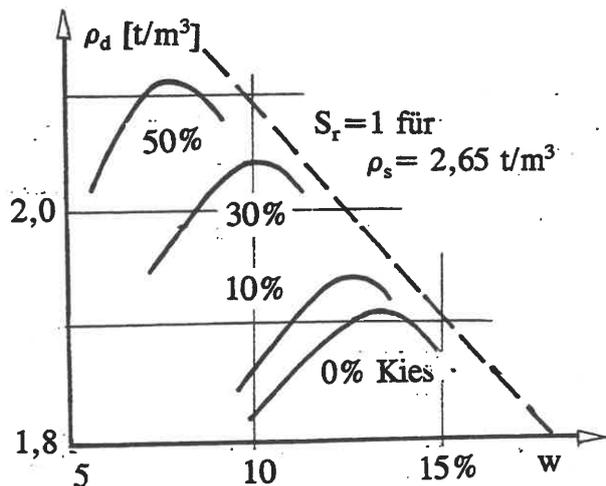


Bild D9.04

Bild D9.04 zeigt an einem Beispiel den Einfluß zunehmenden Kiesanteils auf die Proctorkurve eines schluffigen Sandes (entnommen aus: BRAND/FLOSS 1965).

.04 Überkorn

Der Versuch mit dem Proctorgerät nach Bild D9.02 ist nur ausführbar, wenn der Boden keine Korngrößen über 20 mm enthält. Größere Bestandteile müssen deswegen bei der Vorbereitung der Proben ausgeschieden werden: Überkorn. Sie können aber, wie das in Bild D9.04 gezeigte Beispiel verdeutlicht, das Ergebnis erheblich zum Günstigen hin beeinflussen, so daß ein wirtschaftliches Interesse besteht, diesen Einfluß auch quantitativ zu erfassen.

Bei einem Gewichtsanteil bis zu 30% kann man nach GIBBS (1950) die Proctordichte nach folgender Formel umrechnen:

$$\rho_{Pr}(\text{korr.}) = \frac{\rho_{Pr}}{1 - P(1 - \frac{\rho_{Pr}}{\rho_s})} \quad (\text{D9/02})$$

wobei P der Gewichtsanteil des Überkorns ist. Ab $P = 0,25$ empfiehlt sich die Verwendung größerer Versuchsbehälter.

.05 Abschätzung der Proctorwerte

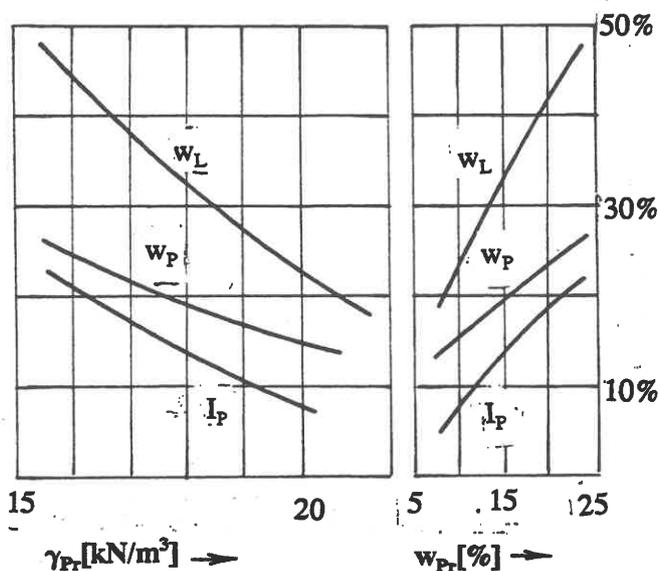


Bild D9.05

Statistische Untersuchungen in den USA (zitiert von BRAND/FLOSS 1965) haben einen recht zuverlässigen Zusammenhang zwischen den Konsistenzgrenzen und den Proctorwerten bindiger Böden ergeben. Bild D9.05 zeigt das Ergebnis einer Auswertung von 1367 Bodenproben: der optimale Wassergehalt liegt kurz oberhalb des Wertes von I_P .

Durch künstliche Veränderung der Konsistenzgrenzen wie z.B. durch Kalk-Zusatz kann man also auch die Verdichtungsfähigkeit verbessern, weil der Kalk freies Porenwasser bindet, so daß w_L und damit auch w_{Pr} steigen.

.06 Einbaukriterien bei Ton

Bei der Entscheidung, ob man toniges Material trockener oder nasser als w_{Pr} einbauen soll, ist zu beachten, daß unterhalb w_{Pr} die Zellstruktur (Bild B10.06.a), oberhalb die disperse (Bild B10.06.c) überwiegt. Beim Einbau eines Tons mit $w > w_{Pr}$ ist die Verdichtung rasch geleistet, die Durchlässigkeit gering, die Volumenänderung im Gebrauchszustand klein, dafür aber jede Scherverformung groß. Das Umgekehrte gilt für den trockenen Einbau. Dabei tritt meist die Schwierigkeit auf, daß der Boden wegen seiner großen scheinbaren Kohäsion und dementsprechenden Brockenstruktur einen hohen Luftporengehalt behält, der nach der ZTVE-StB 76 unter 12% bleiben muß. Im Grundbau wird man sich allerdings mit etwas höheren Werten begnügen können, da die Lasten flächenhafter übertragen werden. Es gilt:

$$n_a = 1 - w \cdot \rho_d - \rho_d / \rho_s \quad (\text{D9/03}).$$

.07 Einbau-Kontrollen

In den Empfehlungen der Bundesanstalt für Straßenwesen zur Prüfung der Verdichtung bei Erdarbeiten im Straßenbau (BUNDESANSTALT FÜR STRASSENWESEN 1972) werden in Abhängigkeit von der Art der zu prüfenden Schicht innerhalb des Straßenaufbaus und in Abhängigkeit von der Bodenart eine Reihe von Verfahren genannt, die weitgehend auch im Grundbau verwendet werden. Hierzu gehören die Entnahme von Proben mittels Ausstechzylinder (vorzugsweise bei bindigen Böden), die Volumenersatzverfahren (mittels Ballon oder Gips wird in einer Eintiefung an der Oberfläche des Bodens eine

Volumenbestimmung durchgeführt und das entnommene Material gewogen. - insbesondere bei nichtbindigen Böden geeignet), die Sondierverfahren nach C3 und der Plattendruckversuch, der in DIN 18134 genormt ist: mit einer stählernen Kreisplatte von 30, 60 oder 76,2 cm Durchmesser wird ein Last-Setzungs-Versuch ausgeführt und dabei der Verformungsmodul E_{v1} aus der Erstbelastung und E_{v2} aus der Zweitbelastung für einen festgelegten Spannungsbereich bestimmt:

$$E_v = 1,5 \cdot r(\sigma_{zz}/s) \quad (D9/04)$$

(r - Radius der Lastplatte, s - Setzung, σ_{zz} - Druckspannung).

Schrifttum zu D9

- BRAND, W./FLOSS, R. (1965): Der Proctorversuch als Eignungsprüfung und Maßstab für die Güteprüfung. Straße u. Autobahn 16, S.16 - 23
- BUNDESMINISTER für Verkehr (1978): Zusätzliche Technische Vorschriften und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau (ZTVE-StB 76, berichtigte Fassung 1978)
- BUNDESANSTALT für Straßenwesen (1972): Prüfung der Verdichtung bei Erdarbeiten im Straßenbau (BAST-E 10)
- FORSCHUNGSGESELLSCHAFT für das Straßenwesen e.V.:
- (1963): Merkblatt für bodenphysikalische Prüfverfahren im Straßenbau
- (1968): Vorläufiges Merkblatt für die Durchführung von Probeverdichtungen.
- (1972): Merkblatt für die Bodenverdichtung im Straßenbau.
- GIBBS, H.J. (1950): The effect of rock content and placement density on consolidation. Proc. ASTM 50, S.1343.
- PROCTOR (1933): Design and construction of rolled earth dams. Engineering News Record 111, S.254
- SCHULTZE, E./MUHS, H. (1967): Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten. Springer-Verlag Berlin, 2. Auflage.
- SMOLTCZYK, U./HILMER, K. (1992): Baugrundverbesserung. In: Grundbtschb. Teil 2, 4. Aufl., Kap.2.1. Verlag W.Ernst u. Sohn Berlin.
- v.SOOS, P. (1980): Eigenschaften von Boden und Fels; ihre Ermittlung im Labor. In: Grundbtschb. Teil 1, 4. Aufl., Kap.1.5. Verlag W.Ernst u.Sohn Berlin.
- VOSS, R./FLOSS, R. (1968): Die Bodenverdichtung im Straßenbau. Werner-Verlag Düsseldorf, 5. Auflage.

E0 Allgemeine Hinweise zum Spannungs- und Dehnungstensor

.01 Spannungsbegriff

Um die Kräfte im Innern eines Körpers zu beschreiben, denkt man sich den betrachteten Punkt von einer geschlossenen Fläche umgeben und untersucht die auf die Oberfläche des so definierten Volumenelements wirkenden Kräfte. Ist dF irgendeine Teilfläche des polyedrisch gedachten Volumenelements, dann ist $\{n\}$ der dazu gehörige, nach außen gerichtete Normalen-Vektor.

In der Fläche ΔA möge eine Kraft ΔP wirken. Als Spannung p wird der Grenzwert

$$p = \lim_{\Delta A \rightarrow 0} \frac{\Delta P}{\Delta A} = \frac{dP}{dA} \quad (E0/01)$$

bezeichnet. Die Größe der Spannung hängt also einmal von der Orientierung $\{n\}$ der Fläche, zweitens von der Größe und Richtung von P ab. Die Spannung ist daher eine Funktion zwischen den Vektoren $\{n\}$ und $\{p\}$. Ihre funktionale Verknüpfung stellt eine Matrix her, die als Spannungstensor S bezeichnet wird:

$$\{p_{nk}\} = S \cdot \{n_{ni}\} \quad (i,k = x,y,z). \quad (E0/02)$$

Ihre Koeffizienten sind, wie die Gleichgewichtsbetrachtung am Volumenelement zeigt, die Spannungskomponenten σ_{ik} , die auf ein orthogonales Bezugssystem x,y,z bezogen werden. Ausführlich geschrieben lautet G1.(E0/02):

$$\begin{Bmatrix} p_{nx} \\ p_{ny} \\ p_{nz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{yx} & \sigma_{zx} \\ \sigma_{xy} & \sigma_{yy} & \sigma_{zy} \\ \sigma_{xz} & \sigma_{yz} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} n_{nx} \\ n_{ny} \\ n_{nz} \end{Bmatrix} \quad (E0/03)$$

Anmerkung: Mit Rücksicht auf die Matrixschreibweise erhalten alle Spannungskomponenten einheitlich das Symbol σ mit Doppel-Indices; also auch die sonst in der Technik mit τ bezeichneten Schubspannungen.

.02 Vorzeichenregelung am Volumenelement

Da der Boden ein Material mit keiner oder nur geringer Zugfestigkeit ist, werden in der Bodenmechanik die Normalspannungen meist als Druckspannungen positiv definiert. Bei σ_{ik} bedeutet i die Flächen- und k die Krafrichtung. Eine positive Normalspannungskomponente ($i=k$) stellt man daher (Bild E0.01) als positive Krafrichtung auf einer negativen Fläche (oder umgekehrt) dar. Da das auch für die Schubspannungen gilt, verursachen die zugeordneten positiven Schubspannungen einmal ein Drehmoment im Uhrzeigersinn und einmal im Gegenuhrzeigersinn, d.h. $\sigma_{ik} = \sigma_{ki}$. Aus der Erfüllung der Momenten-Gleichgewichtsbedingung folgt somit die Symmetrie des Spannungstensors zu seiner Hauptdiagonalen.

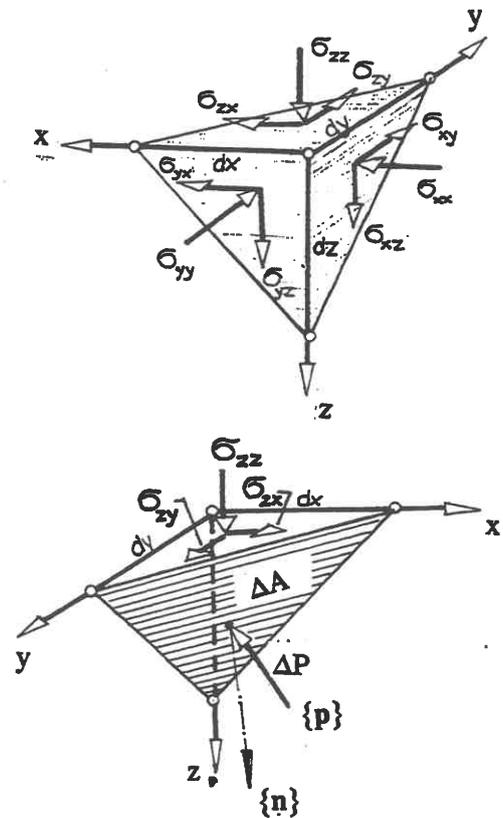


Bild E0.01

.03 Transformation des Spannungstensors

Wenn man das Bezugssystem ändert, d.h. den Spannungszustand aus einem System x,y,z in ein neues System x',y',z' transformiert, ändern sich die Koeffizienten des Spannungstensors mit den Produkten der Richtungskosinus: (Bild E0.02)

$$\sigma_{i'k'} = (n_{k'i}) \cdot \sigma_{ik} (n_{i'k}) \quad (E0/04)$$

Anmerkung: Man beachte den Unterschied zu einem Vektor, der sich nur mit der einfachen Winkelfunktion transformiert.

Beispiel: Ebener Zustand

Die Ebene $x;z$ sei Hauptspannungsebene; das Bezugssystem wird um den Winkel α (Bild E0.03) gedreht:

$$\begin{aligned} n_{x'x} &= \cos(x',x) = \cos\alpha \\ n_{x'z} &= \cos(x',z) = \sin\alpha \\ n_{z'x} &= \cos(z',x) = -\sin\alpha \\ n_{z'z} &= \cos(z',z) = \cos\alpha \end{aligned}$$

Damit erhält man die Spannungskomponenten

$$\begin{aligned} \sigma_{x'x'} &= \sigma_{xx} \cos^2\alpha + 2 \cdot \sigma_{xz} \cos\alpha \cdot \sin\alpha + \sigma_{zz} \sin^2\alpha = \\ &= \frac{1}{2}(\sigma_{xx} + \sigma_{zz}) + \frac{1}{2}(\sigma_{xx} - \sigma_{zz}) \cos 2\alpha + \sigma_{xz} \sin 2\alpha \\ \sigma_{z'z'} &= \dots = \frac{1}{2}(\sigma_{xx} + \sigma_{zz}) - \frac{1}{2}(\sigma_{xx} - \sigma_{zz}) \cos 2\alpha - \sigma_{xz} \sin 2\alpha \\ \sigma_{x'z'} &= \sigma_{xx} \cos\alpha (-\sin\alpha) + \sigma_{zx} (-\sin^2\alpha) + \sigma_{xz} \cos^2\alpha + \sigma_{zz} \sin\alpha \cdot \cos\alpha \\ &= -\frac{1}{2}(\sigma_{xx} - \sigma_{zz}) \sin 2\alpha + \sigma_{xz} \cos 2\alpha \end{aligned}$$

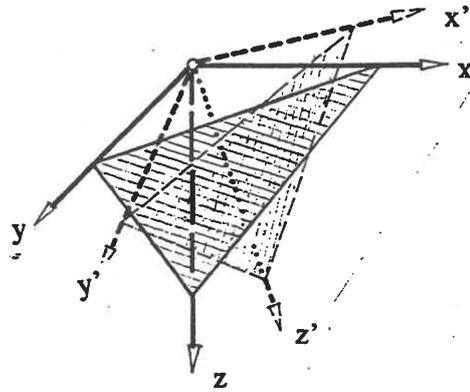


Bild E0.02

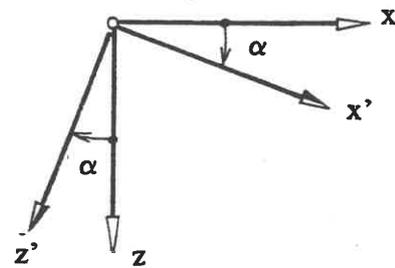


Bild E0.03

.04 Hauptspannungen; Invarianten

Für jeden Spannungszustand lassen sich 3 zueinander orthogonale, Flächen finden, in denen keine Schubspannungen auftreten: die Hauptspannungsflächen. Die auf diese Flächen wirkenden Normalspannungen heißen Hauptspannungen $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ (Bild E0.04). Die Indices 1,2,3 werden so gewählt, daß $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ ist.

Der Spannungstensor in Gl. (E0/03) läßt sich damit auch in folgender Form schreiben:

$$S = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix} \quad (E0/05)$$

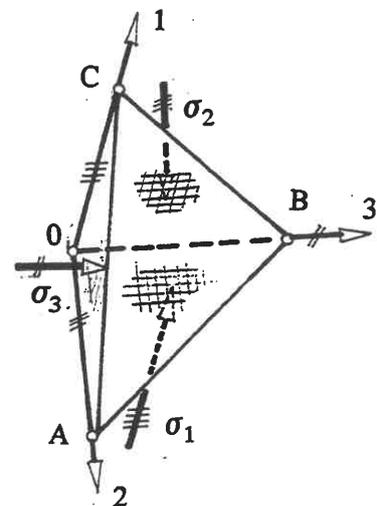


Bild E0.04

Die zu einer Hauptspannung mit Index i gehörige Schnittfläche habe die Richtung $\{n_i\}$. Mit $\sigma_{ik} = 0$ ($i \neq k$) ergibt Gl. (E0/03):

$$\begin{aligned}
 \sigma_i n_{ix} &= \sigma_{xx} n_{ix} + \sigma_{yx} n_{iy} + \sigma_{zx} n_{iz} \\
 \sigma_i n_{iy} &= \sigma_{xy} n_{ix} + \sigma_{yy} n_{iy} + \sigma_{zy} n_{iz} \\
 \sigma_i n_{iz} &= \sigma_{xz} n_{ix} + \sigma_{yz} n_{iy} + \sigma_{zz} n_{iz}
 \end{aligned}
 \tag{E0/05}$$

oder in Matrixschreibweise:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} - \sigma_i & \sigma_{yx} & \sigma_{zx} \\ \sigma_{xy} & \sigma_{yy} - \sigma_i & \sigma_{zy} \\ \sigma_{xz} & \sigma_{yz} & \sigma_{zz} - \sigma_i \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} n_{ix} \\ n_{iy} \\ n_{iz} \end{Bmatrix} = 0$$
(E0/05a)

Da wegen der Bedingung $n_{ix}^2 + n_{iy}^2 + n_{iz}^2 = 1$ die Komponenten von $\{n_i\}$ nicht alle = 0 sein können, ist Gl.E0/05a nur dadurch zu erfüllen, daß die Determinante der Matrix = 0 gesetzt wird. Daraus erhält man eine Bestimmungsgleichung für die Hauptspannungen σ_i :

$$\sigma_i^3 - I_1 \sigma_i^2 + I_2 \sigma_i - I_3 = 0$$
(E0/06)

mit den Koeffizienten

$$\left. \begin{aligned}
 I_1 &= \sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz} \\
 I_2 &= \sigma_{xx} \sigma_{yy} + \sigma_{yy} \sigma_{zz} + \sigma_{zz} \sigma_{xx} - (\sigma_{xy} \sigma_{yx} + \sigma_{yz} \sigma_{zy} + \sigma_{zx} \sigma_{xz}) \\
 I_3 &= \det \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{yx} & \sigma_{zx} \\ \sigma_{xy} & \sigma_{yy} & \sigma_{zy} \\ \sigma_{xz} & \sigma_{yz} & \sigma_{zz} \end{bmatrix}
 \end{aligned} \right\}$$
(E0/07)

Aus der Forderung, daß sich unabhängig von der Wahl des Koordinatensystems stets dieselben Hauptspannungen σ_i ergeben müssen, folgt, daß die Koeffizienten der charakteristischen Gleichung E0/06 unabhängig von der Wahl des Koordinatensystems sein müssen. Sie heißen deswegen Invarianten des Spannungstensors. Wenn man sie durch die Hauptspannungen ausdrückt, erhält man

$$\begin{aligned}
 I_1 &= \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \\
 I_2 &= \sigma_1 \sigma_2 + \sigma_2 \sigma_3 + \sigma_3 \sigma_1 \\
 I_3 &= \sigma_1 \sigma_2 \sigma_3
 \end{aligned}$$
(E0/07a)

Anmerkung: Man verifiziert Gl.E0/07a, indem man die Bestimmungsgleichung E0/06 in der Form schreibt: $(\sigma_1 - \sigma_j)(\sigma_2 - \sigma_j)(\sigma_3 - \sigma_j) = 0$.

Jede Kombination der 3 Invarianten (einschließlich der 3 Hauptspannungen selbst) ist ebenfalls invariant, doch gibt es nur 3 voneinander unabhängige Invarianten. Nach der Berechnung von σ_i werden aus 2 der Gln. E0/05 die Verhältnswerte n_{ix}/n_{iz} und n_{iy}/n_{iz} ermittelt. Wenn man diese in die Nebenbedingung $\sum n_{ik}^2 = 1$ einsetzt, kann man daraus n_{iz} berechnen.

Beispiel: Ebener Zustand

Die unbekanntenen Richtungswinkel lassen sich hier auf einen Winkel α reduzieren, Bild E0.05:

$$\alpha_{1z} = \alpha = \text{Winkel von } +z \text{ nach } 1 \text{ im Uhrzeigersinn}$$

$$\alpha_{1x} = \alpha + 90^\circ; \alpha_{2z} = \alpha - 90^\circ; \alpha_{2x} = \alpha$$

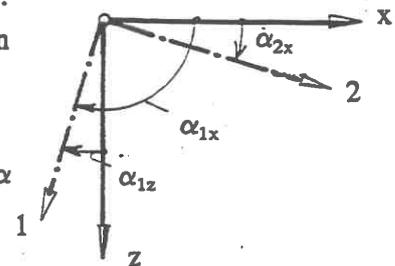


Bild E0.05

Da $I_3 = 0$ ist, kann in Gl.E0/06 die Lösung $\sigma_i = \sigma_3$ abgespalten werden, d.h. es bleibt die quadratische Gleichung $\sigma_i^2 - (\sigma_{xx} + \sigma_{zz})\sigma_i + \sigma_{xx}\sigma_{zz} - \sigma_{xz}^2 = 0$ zu lösen.

Die Lösungen lauten für den ebenen Spannungszustand wie für den ebenen Verformungszustand:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_{xx} + \sigma_{zz}}{2} \pm \sqrt{\frac{1}{4}(\sigma_{xx} - \sigma_{zz})^2 + \sigma_{xz}^2} \quad (E0/08)$$

Die Richtung α der Hauptspannungen ergibt sich aus den Gleichungen in E0.03 für das ebene Beispiel, wenn, vgl. Bild E0.03 mit Bild E0.05, x' durch 2 und z' durch 1 ersetzt wird. Dann ist

$$\sigma_{x'z'} = \sigma_{21} = 0 = -\frac{1}{2}(\sigma_{xx} - \sigma_{zz}) \sin 2\alpha + \sigma_{xz} \cos 2\alpha$$

also $\tan 2\alpha = 2\sigma_{xz}/(\sigma_{xx} - \sigma_{zz}) \quad (E0/09).$

.05 Mohrsche Darstellung des Spannungszustands

Wenn ein Spannungszustand berechnet ist, kann man ihn nach einem Vorschlag von O.MOHR grafisch durch Abbildung in einer "Spannungsebene" darstellen, die man sich von der Normalspannungskomponente σ_n und der resultierenden Schubspannungskomponente τ_n der in irgendeiner Fläche $\{n\}$ wirkenden Spannung $\{p\}$ aufgespannt denkt, Bild E0.06. Die skalare Größe des Spannungsvektors ist

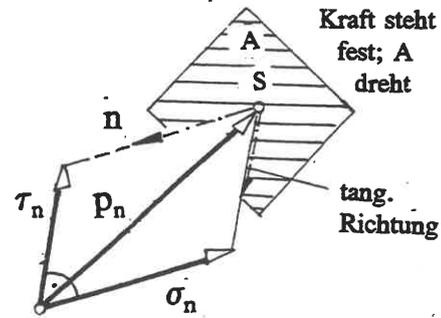


Bild E0.06

$$p_n^2 = \sigma_n^2 + \tau_n^2 \quad (E0/10).$$

Der Spannungstensor erscheint in der Abbildungsebene als Vektor. Damit geht auch die tensorielle Vorzeichen-Festlegung (E0.02) verloren und muß durch eine vektorielle Definition ersetzt werden, die sich an dem von der Spannungskomponente (= Kraftkomponente in der Bildebene) bewirkten Verschiebungszustand orientiert: Druckspannungen sind im Bild positive Kräfte, und Schubspannungen sind im Bild dann positive Kräfte, wenn sie im Gegenuhrzeigersinn drehen. Um die Spannungsvektoren für alle möglichen Flächenrichtungen $\{n\}$ in der Spannungsebene darzustellen, ermittelt man den geometrischen Ort der Spannungspunkte S bei Variation von $\{n\}$, und zwar der Einfachheit halber in Abhängigkeit von den Hauptspannungen σ_i , die als bekannt vorausgesetzt werden (s.E0.04). Ersetzt man dementsprechend in Gl.(E0/03) x,y,z durch $1,2,3$, so folgt

$$p_1 = \sigma_1 n_{n1}; p_2 = \sigma_2 n_{n2}; p_3 = \sigma_3 n_{n3} \quad (E0/11)$$

für die Komponenten von p_n , d.h. es ist

$$p_n^2 = p_1^2 + p_2^2 + p_3^2 = \sigma_1^2 n_{n1}^2 + \sigma_2^2 n_{n2}^2 + \sigma_3^2 n_{n3}^2 \quad (E0/12).$$

Für die Normalspannungskomponente σ_n ergibt sich aus der Transformationsregel E0/04:

$$\sigma_n = \sigma_1 n_{n1}^2 + \sigma_2 n_{n2}^2 + \sigma_3 n_{n3}^2 \quad (E0/13).$$

Die Gleichungen E0/12, E0/13 sowie die Bedingung $\sum n_{nk}^2 = 1$ erlauben die Berechnung der n_{nk}^2 in folgender Form:

$$n_{n1}^2 = \frac{\sigma_n^2 + \tau_n^2 - \sigma_n(\sigma_2 + \sigma_3) + \sigma_2\sigma_3}{(\sigma_2 - \sigma_1)(\sigma_3 - \sigma_1)} \quad (E0/14)$$

usw. in zyklischer Vertauschung. Durch Umformen erhält man Gleichungen der Art

$$\left[\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right]^2 + (\sigma_2 - \sigma_1)(\sigma_3 - \sigma_1)n_{n1}^2 - \sigma_2\sigma_3 = \tau_n^2 + \left[\sigma_n - \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right]^2 \quad (E0/15).$$

Gl. E0/15 beschreibt einen Kreis in der Spannungsebene ($\tau_n; \sigma_n$), dessen Mittelpunkt die Koordinaten $\{ \frac{1}{2}(\sigma_2 + \sigma_3); 0 \}$ hat. Der Radius ist gleich der Wurzel aus dem linksstehenden Ausdruck, d.h. er ändert sich je nachdem, welchen Wert n_{n1} annimmt. Da n_{n1} nur Werte zwischen 0 und 1 haben kann, gibt es einen größten und kleinsten Radius:

$$\max R = \sigma_1 - \frac{1}{2}(\sigma_2 + \sigma_3); \quad \min R = \frac{1}{2}(\sigma_2 - \sigma_3) \quad (E0/16)$$

Da die relative Größe der Hauptspannungen in E0.04 qualitativ festgelegt wurde, ergeben die Grenzen nach Gl. E0/16 in der Spannungsebene den schraffierten Bereich für die überhaupt möglichen Spannungspunkte S bei Variation der Richtung $\{n\}$, Bild E0.07.

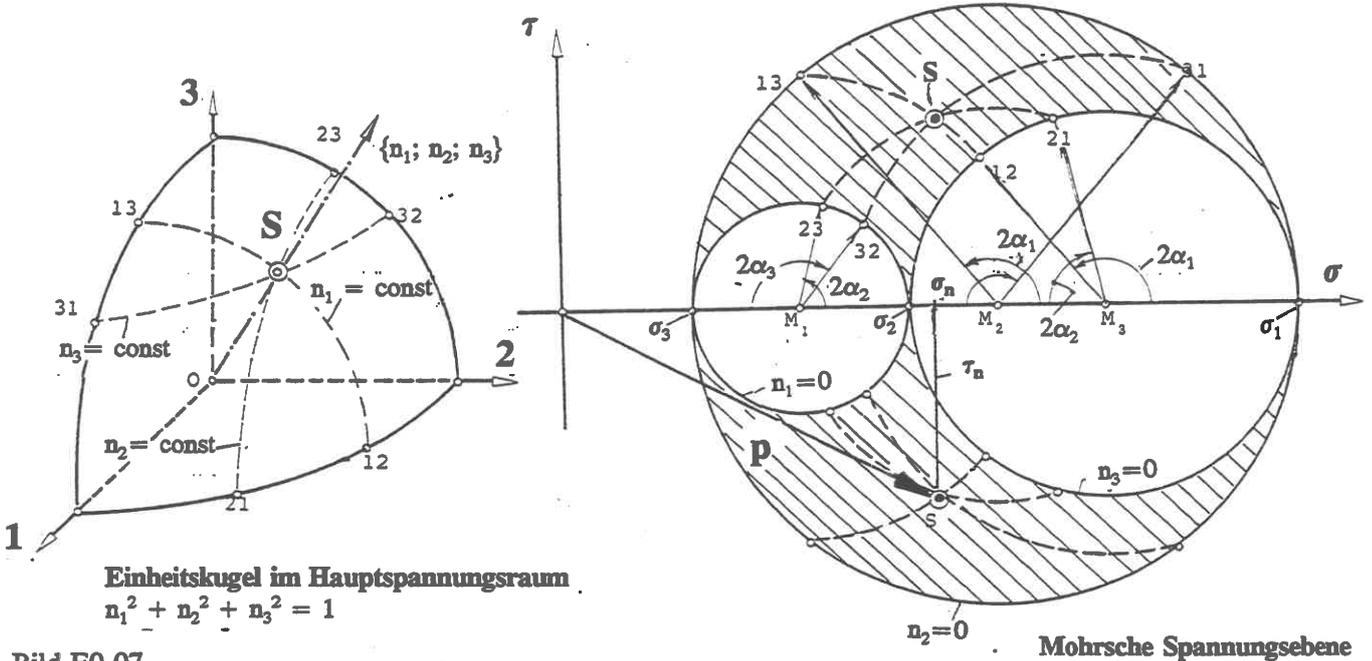


Bild E0.07

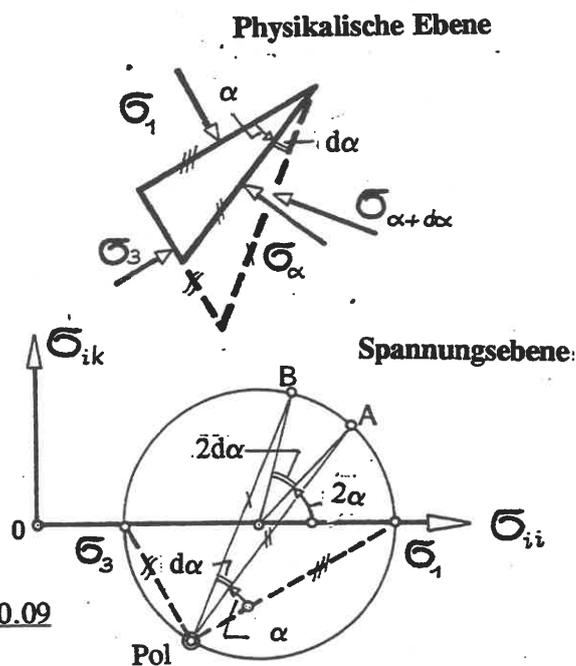
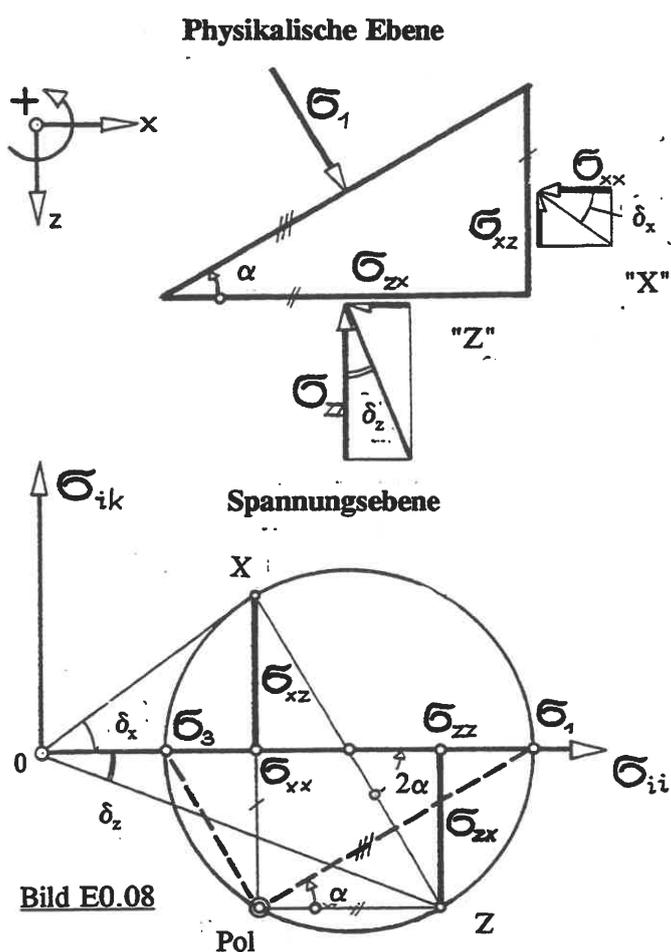
Die zugehörigen Mittelpunktswinkel $2\alpha_k$ sind wegen Gl. E0/09 doppelt so groß wie die Richtungswinkel α_k selbst, s.a.E0.06.

.06 Mohrsche Darstellung des ebenen Zustands; Polkonstruktion

Die in Bild E0.07 durch Doppelindices gekennzeichneten Spannungspunkte stellen ebene Zustände dar. Bild E0.08 zeigt die umkehrbar eindeutige Zuordnung zwischen der physikalischen Ebene und der Spannungsebene als Bildebene. Aus den in E0.05 genannten Gründen muß das Vorzeichen der Schubspannungen als Drehsinn definiert werden: positiv im Gegenuhrzeigersinn. Der Richtungswinkel α erscheint in beiden Ebenen mit demselben Drehsinn. Da die Spannungskomponenten in der Bildebene Vektoren sind, sind OX und OZ gleich den resultierenden Spannungen p_x und p_z , d.h. auch die Winkel δ_x und δ_z stimmen in beiden Ebenen dem Betrag nach überein.

Wenn man von den einzelnen Spannungs-Bildpunkten wie X, Z, σ_1 oder σ_3 die Flächenrichtungen zieht, schneiden sie sich sämtlich in einem Punkt P des Spannungskreises, der als Pol bezeichnet wird. Zum Beweis betrachte man, Bild E0.09, eine kleine Richtungsänderung $d\alpha$ in der physikalischen Ebene. Überträgt man sie in das Spannungsdiagramm, nachdem man mit Hilfe der bekannten Richtungen von σ_1 oder σ_3 den Pol bestimmt hat, dann wandert der Spannungspunkt von A nach B, wobei der Mittelpunktswinkel nach einem Satz der Geometrie doppelt so groß ist wie der Umfangswinkel über dem gleichen Bogen.

Diese Polkonstruktion läßt sich daher bequem zur grafischen Transformation ebener Zustände benutzen.



Anmerkung: Die Gleichung des Spannungskreises läßt sich aus Bild E0.08 unmittelbar ablesen:

$$\left[\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right]^2 = \left[\sigma - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right]^2 + \tau^2$$

.07 Kugeltensor und Deviator (Spannung)

Für das Verständnis des Stoffverhaltens ist es zweckmäßig, den Spannungstensor S zu zerlegen in einen hydrostatischen Teilzustand S_m , den Kugeltensor, und einen Restzustand S' , den Deviator:

$$S = S_m + S' \tag{E0/17}$$

oder, ausführlich geschrieben: ($\sigma_m = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$) (zu unterscheiden von der algebraisch mittleren Hauptspannung σ_2 !)

$$S_m = \begin{bmatrix} \sigma_m & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_m & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_m \end{bmatrix} \quad S' = \begin{bmatrix} (\sigma_1 - \sigma_m) & 0 & 0 \\ 0 & (\sigma_2 - \sigma_m) & 0 \\ 0 & 0 & (\sigma_3 - \sigma_m) \end{bmatrix} \tag{E0/17a}$$

Die zugehörigen Invarianten sind

$$I_{m1} = 3 \cdot \sigma_m \quad I_{m2} = 3 \cdot \sigma_m^2 \quad I_{m3} = \sigma_m^3 \tag{E0/18}$$

$$I'_1 = 0$$

$$I'_2 = -(1/6) \cdot [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] \tag{E0/19}$$

$$I'_3 = (1/27) \cdot (2\sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3) \cdot (2\sigma_2 - \sigma_1 - \sigma_3) \cdot (2\sigma_3 - \sigma_1 - \sigma_2)$$

.08 Oktaederspannungen

Die in E0.07 definierten Teil-Tensoren lassen sich anschaulich in einem von den 3 Hauptspannungen aufgespannten Raum darstellen, **Bild E0.10**. In diesem Bild-Raum erscheinen die Tensoren als Vektoren, und zwar fällt S_m in die Richtung der ersten Raumdiagonalen, S' in die dazu senkrechte Ebene.

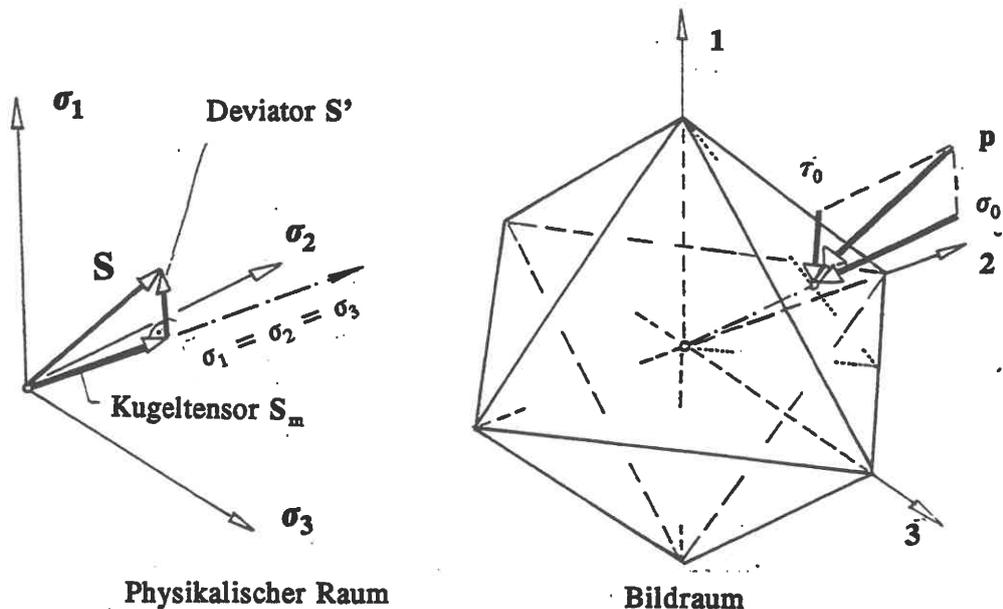


Bild E0.10

Auch im physikalischen Raum läßt sich der räumliche Spannungszustand durch einen einfachen Vergleichsspannungszustand ersetzen, wenn man - wie rechts in **Bild E0.10** - als Volumenelement ein regelmäßigen und zu 0 symmetrischen Oktaeder nimmt. Die Flächennormale des Oktaeders ist wiederum die Raumdiagonale $\{\pm \frac{1}{\sqrt{3}}; \pm \frac{1}{\sqrt{3}}; \pm \frac{1}{\sqrt{3}}\}$, und die Normalspannungs-Komponente des in dieser Fläche wirksamen "Oktaeder-Spannungszustands" ist nach Gl.(E0/13):

$$\sigma_0 = \sigma_m \quad (\text{E0/20}).$$

Ferner ist nach Gl.(E0/12)

$$p^2 = \frac{1}{3} (\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2),$$

so daß sich nach Gl.(E0/10) die Oktaeder-Schubspannung wie folgt ergibt:

$$\tau_0 = \sqrt{p^2 - \sigma_0^2} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \quad (\text{E0/21})$$

Die Oktaeder-Schubspannung läßt sich durch I_2' (s. Gl.E0/19) ausdrücken, d.h. die Oktaederspannungen sind selbst auch Invarianten:

$$\sigma_0 = \frac{1}{3} \cdot I_{m1} \quad \tau_0^2 = -\frac{2}{3} \cdot I_2' \quad (\text{E0/22}).$$

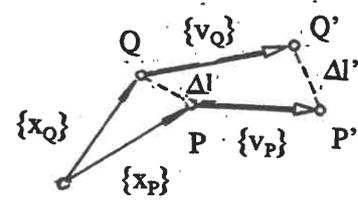
.09 Verschiebungszustand

Infolge äußerer Einflüsse bewegt und verformt sich ein Körper so, daß jeder innere Punkt P mit den Lagekoordinaten $\{x_P\}$ eine um $\{v_P\}$ verschobene neue Lage P' einnimmt. Ein um das Längenelement

$\Delta l = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2 + \Delta z^2}$ von P entfernter Punkt Q verschiebt sich entsprechend in eine neue Lage Q'.

Verbindet man P' und Q', dann hat, Bild E0.11, die Verbindungsstrecke

- (1) ihre Lage geändert (Translation)
- (2) ihre Richtung (Rotation) und
- (3) ihre Länge (Dehnung)



(HELMHOLTZ 1858, zitiert von SOMMERFELD 1949). Wenn der Körper bei dieser Bewegung zwischen P und Q weder aufreißt noch abscherf, ist der Verschiebungszustand stetig (bei diskontinuierlichen Bild E0.11 Stoffen wie z.B. Sand genügt eine Stetigkeit im statistischen Sinne),

d.h. $\{v_Q\}$ kann durch $\{v_P\}$ und die dazu gehörigen Ableitungen mittels einer Taylorschen Reihe ausgedrückt werden: Da die Abstandskomponenten als sehr klein anzusehen sind, kann man ihre quadratischen und folgenden Glieder vernachlässigen und bekommt mit $\Delta x = n_x \Delta l$; $\Delta y = n_y \Delta l$ und $\Delta z = n_z \Delta l$ die lineare Vektorfunktion $\{dv_i\} = (v_{i,j})\{n_j\} \cdot dl$. (E0/22)

Die Matrix

$$(v_{i,j}) = \begin{pmatrix} \partial v_x / \partial x & \partial v_x / \partial y & \partial v_x / \partial z \\ \partial v_y / \partial x & \partial v_y / \partial y & \partial v_y / \partial z \\ \partial v_z / \partial x & \partial v_z / \partial y & \partial v_z / \partial z \end{pmatrix} \quad (E0/23)$$

ist ein Tensor. Da $\{dv\}$ nicht den absoluten Verschiebungsweg, sondern nur seine Änderung angibt, enthält dieser Tensor noch die Anteile (2) und (3), d.h. eine Rotation und eine Dehnung, bzw. Gleitung (s.E0.11). Er ist deswegen nicht symmetrisch zur Hauptdiagonalen und wird wie folgt aufgespalten:

$$(v_{i,j}) = \frac{1}{2} (v_{i,j} + v_{j,i}) + (v_{i,j} - v_{j,i}) \quad (E0/24).$$

Der allgemeine Verschiebungszustand wird somit in einen symmetrischen (1.Klammer) und einen antisymmetrischen Tensor zerlegt. Für diejenigen Tensorkomponenten, für die $i=j$ ist, d.h. die Komponenten der Hauptdiagonalen, ergeben sich in der rechtsstehenden Klammer von Gl.(E0/24) die Werte 0. Außerdem sind die zur Hauptdiagonalen symmetrisch stehenden Komponenten entgegengesetzt gleich: $A_{ik} = -A_{ki}$. Der Tensor hat also nur 3 verschiedene Komponenten und reduziert sich auf den axialen Vektor

$$(v_{i,j} - v_{j,i}) = \{rot(v)\} = \left\{ \left[\frac{\partial v_x}{\partial y} - \frac{\partial v_y}{\partial x} \right]; \left[\frac{\partial v_y}{\partial z} - \frac{\partial v_z}{\partial y} \right]; \left[\frac{\partial v_z}{\partial x} - \frac{\partial v_x}{\partial z} \right] \right\} \quad (E0/25)$$

.10 Verzerrungstensor

Der symmetrische Anteil des Tensors nach Gl.(E0/23) wird als Verzerrungstensor bezeichnet, weil er nach dem Satz von Helmholtz (s.E0.09) physikalisch die Bedeutung einer Dehnung, also allgemein einer Gestaltänderung hat. Um das zu verifizieren, berechnet man nach KAUDERER (1958) die Länge P'Q' nach der Verschiebung:

$$\Delta l'^2 = (\Delta x + \Delta v_x)^2 + (\Delta y + \Delta v_y)^2 + (\Delta z + \Delta v_z)^2 \quad (E0/26).$$

Mit

$$\Delta v_x = (v_{x,x})\Delta x + (v_{x,y})\Delta y + (v_{x,z})\Delta z$$

$$\Delta v_y = (v_{y,x})\Delta x + (v_{y,y})\Delta y + (v_{y,z})\Delta z$$

$$\Delta v_z = (v_{z,x})\Delta x + (v_{z,y})\Delta y + (v_{z,z})\Delta z$$

erhält man

$$\Delta l'^2 = (1 + \lambda_{xx})\Delta x^2 + (1 + \lambda_{yy})\Delta y^2 + (1 + \lambda_{zz})\Delta z^2 + 2\lambda_{xy}\Delta x\Delta y + 2\lambda_{yz}\Delta y\Delta z + 2\lambda_{zx}\Delta z\Delta x$$

worin bedeuten:

$$\left. \begin{aligned}
 \lambda_{xx} &= 2\frac{\partial v_x}{\partial x} + \left(\frac{\partial v_x}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial v_y}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial v_z}{\partial x}\right)^2 \\
 \lambda_{yy} &= 2\frac{\partial v_y}{\partial y} + \left(\frac{\partial v_x}{\partial y}\right)^2 + \left(\frac{\partial v_y}{\partial y}\right)^2 + \left(\frac{\partial v_z}{\partial y}\right)^2 \\
 \lambda_{zz} &= 2\frac{\partial v_z}{\partial z} + \left(\frac{\partial v_x}{\partial z}\right)^2 + \left(\frac{\partial v_y}{\partial z}\right)^2 + \left(\frac{\partial v_z}{\partial z}\right)^2 \\
 \lambda_{xy} &= \frac{\partial v_x}{\partial y} + \frac{\partial v_y}{\partial x} + \frac{\partial v_x}{\partial x} \cdot \frac{\partial v_x}{\partial y} + \frac{\partial v_y}{\partial x} \cdot \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial x} \cdot \frac{\partial v_z}{\partial y} \\
 \lambda_{yz} &= \frac{\partial v_y}{\partial z} + \frac{\partial v_z}{\partial y} + \frac{\partial v_x}{\partial y} \cdot \frac{\partial v_x}{\partial z} + \frac{\partial v_y}{\partial y} \cdot \frac{\partial v_y}{\partial z} + \frac{\partial v_z}{\partial y} \cdot \frac{\partial v_z}{\partial z} \\
 \lambda_{zx} &= \frac{\partial v_z}{\partial x} + \frac{\partial v_x}{\partial z} + \frac{\partial v_x}{\partial z} \cdot \frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial z} \cdot \frac{\partial v_y}{\partial x} + \frac{\partial v_z}{\partial z} \cdot \frac{\partial v_z}{\partial x}
 \end{aligned} \right\} \text{(E0/28)}$$

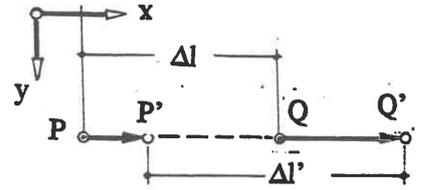


Bild E0.12

Wenn man den Sonderfall nimmt, daß z.B. (Bild E0.12) Q die Koordinaten $(x + \Delta x; y; z)$ hat, ist $\Delta l'^2 = (1 + \lambda_{xx})\Delta x^2$, d.h. die λ_{ii} -Werte geben den Längenzuwachs an. Analog läßt sich an einem Dreieck zeigen, daß die λ_{ik} -Werte ($i \neq k$) die Winkeländerungen angeben. Wenn die Änderungen $v_{i,j}$ genügend klein gegenüber 1 sind, kann man ihre Quadrate in der $\lambda_{i,k}$ -Matrix vernachlässigen und erhält aus (E0/28) den Tensor der kleinen Verzerrungen. Diese Vernachlässigung heißt geometrische Linearisierung (KAUDERER 1958).

.11 Dehnungen und Gleitungen

Als Dehnung in x-Richtung an der Stelle P(x;y;z) definiert man:

$$\epsilon_{xx} = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \left[\frac{\Delta l' - \Delta l}{\Delta l} \right] \quad \text{(E0/29)}$$

und erhält durch Einsetzen von Gl.(E0/27) und (E0/28):

$$\epsilon_{xx} = \sqrt{1 + \lambda_{xx}} - 1 = \frac{1}{2}\lambda_{xx} - \frac{1}{8}\lambda_{xx}^2 + \dots$$

Analog erhält man als Dehnungen in y- und z-Richtung:

$$\begin{aligned}
 \epsilon_{yy} &= \sqrt{1 + \lambda_{yy}} - 1 \\
 \epsilon_{zz} &= \sqrt{1 + \lambda_{zz}} - 1
 \end{aligned}$$

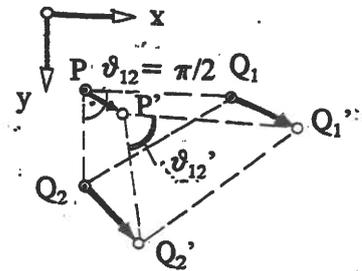


Bild E0.13

Als Gleitung parallel zur x;y-Ebene an der Stelle P(x;y;z) definiert man (Bild E0.13):

$$\epsilon_{xy} = \frac{1}{2} \cdot \lim_{\substack{\Delta x \rightarrow 0 \\ \Delta y \rightarrow 0}} \cos \vartheta'_{12} \quad \text{(E0/30)}$$

Durch Einsetzen der Längen $P'Q'_1 = \Delta x \sqrt{1 + \lambda_{xx}}$ und $P'Q'_2 = \Delta y \sqrt{1 + \lambda_{yy}}$ erhält man

$$\epsilon_{xy} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\lambda_{xy}}{\sqrt{1 + \lambda_{xx}} \cdot \sqrt{1 + \lambda_{yy}}}$$

und analoge Ausdrücke für ϵ_{yz} und ϵ_{zx} . Falls die in E0.10 erläuterte geometrische Linearisierung des Verschiebungszustands zulässig ist, die Verzerrungen also hinreichend klein sind, folgt aus (E0/29) und (E0/30) der Dehnungstensor.

$$\mathbf{E} = \begin{pmatrix} \epsilon_{xx} & \epsilon_{yx} & \epsilon_{zx} \\ \epsilon_{xy} & \epsilon_{yy} & \epsilon_{zy} \\ \epsilon_{xz} & \epsilon_{yz} & \epsilon_{zz} \end{pmatrix} \quad \text{(E0/31)}$$

Seine mathematischen Eigenschaften entsprechen denen des Spannungstensors, d.h. es gibt 3 Hauptdehnungsebenen, in denen die Gleitungen 0 werden und die Dehnungen Maximalwerte ε_1 ; ε_2 ; ε_3 annehmen. Die Invarianten sind:

$$I_{\varepsilon_1} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 ; I_{\varepsilon_2} = \varepsilon_1\varepsilon_2 + \varepsilon_2\varepsilon_3 + \varepsilon_3\varepsilon_1 ; I_{\varepsilon_3} = \varepsilon_1\varepsilon_2\varepsilon_3 \quad (\text{E0/32}).$$

Anmerkung: Für die 1. Invariante ist die Abkürzung ε gebräuchlich.

Die 1. Invariante hat bei geometrischer Linearisierung die Bedeutung der Volumenänderung, (kubische Dilatation). Der Kugeltensor von \mathbf{E} heißt gestalttreue Volumenänderung, der deviatorische Anteil volumentreue Gestaltänderung.

.12 Verträglichkeitsbedingungen

Nur die 3 Komponenten des Verschiebungsvektors $\{v\}$ sind voneinander unabhängige Funktionen. Für die 6 Komponenten des Dehnungstensors, dargestellt durch die Ableitungen von $\{v\}$, gibt es daher noch folgende geometrische Bedingungen:

$$2 \cdot \varepsilon_{xx,xy} = \varepsilon_{xx,yy} + \varepsilon_{yy,xx}$$

$$\text{bzw. } \varepsilon_{xx,yz} = (-\varepsilon_{yz,x} + \varepsilon_{zx,y} + \varepsilon_{xy,z}),_x \quad (\text{E0/33})$$

usw., in zyklischer Vertauschung.

Schrifttum zu E0

- BUFLER, H. (1972): Technische Mechanik II. Vorlesungsumdruck Universität Stuttgart.
 KAUDERER, H. (1958): Nichtlineare Mechanik. Springer-Verlag Berlin.
 SOMMERFELD, A. (1949): Mechanik der deformierbaren Medien. Bd. II der Vorlesungen über theoretische Physik. Teubner-Verlag Leipzig
 SZABO, I. (1960): Höhere Technische Mechanik. Springer-Verlag Berlin.

E1 Spannungsberechnung im Baugrund

.01 Allgemeine Hinweise

Wenn man die Druckausbreitung in einem ebenen, regelmäßig geschichteten Haufen starrer Kugeln, Bild E1.01, rechnerisch verfolgt, erhält man für die senkrecht erforderlichen Reaktions-Druckkräfte in irgendeiner Schicht eine Binomial-Verteilung auf $k+1$ Kugeln, die für $k \rightarrow \infty$ in eine Gaußsche Normalverteilung übergeht (Linienlast "1"):

$$\sigma_{zz} = \frac{h}{z \cdot \sqrt{\pi}} \cdot \exp\left(-h^2 \frac{x^2}{z^2}\right) \quad (E1/01)$$

(h - Häufigkeitsparameter). Bei wirklichen Schüttungen aus unregelmäßig geformten Körnern mit unterschiedlichen Durchmessern weichen die Druckverteilungen infolge der Schubkräfte zwischen den Partikeln zwar von der (statisch bestimmten) Normalverteilung ab, doch gelten unverändert folgende Aussagen:

- (1) Infolge einer senkrecht auf eine Schüttung wirkenden äußeren Kraft stellt sich im Innern eine Druckverteilung ein, die überwiegend durch die von Korn zu Korn weitergegebenen Druckkräfte, zum geringeren Teil durch Schubkräfte zwischen den Körnern bestimmt ist.
- (2) Die Druckausbreitung im Innern einer Schüttung ist auf einen kegelförmigen, nach der Tiefe zu sich ausbreitenden Teilbereich des Halbraums beschränkt.

Die 2. Aussage folgt aus der 1. Ein experimenteller Nachweis stammt von KÖGLER/SCHEIDIG 1927/29. KÖGLER hat schon 1926 darauf hingewiesen, daß ein elastisch isotroper Halbraum im Sinne der Festigkeitslehre im Boden erst in genügend großem Tiefenabstand von der freien Oberfläche erwartet werden kann.

Anmerkung: Mit Gl. (E1/01) läßt sich der räumliche Spannungszustand bei symmetrischen Randbedingungen recht bequem abschätzen, aber keine Verformung berechnen (SMOLTCZYK 1966, 1967). Beispiel: Einzellast 1, lotrecht auf dem Halbraum:

$$\sigma_{ik} = \frac{h^2}{\pi z^4} (i \cdot k) \cdot \exp\left(-h^2 \frac{x^2 + y^2}{z^2}\right) \quad (i, k = x, y, z) \quad (E1/02)$$

.02 Senkrechte Einzellast auf elastisch-isotropem Halbraum

Die in der Bodenmechanik übliche Spannungsberechnung ersetzt den wirklichen Baugrund durch einen elastisch-isotropen Halbraum. Von besonderer Bedeutung ist die Lösung von BOUSSI-

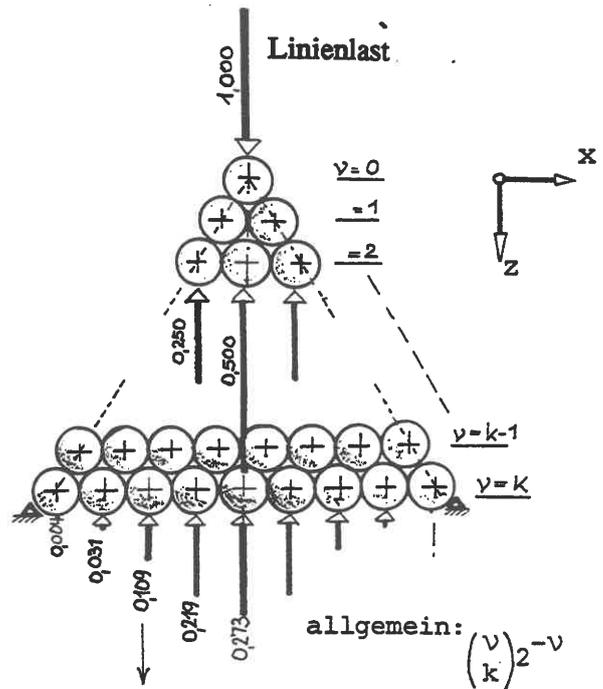


Bild E1.01: (Zahlenwerte für $\nu=8$)

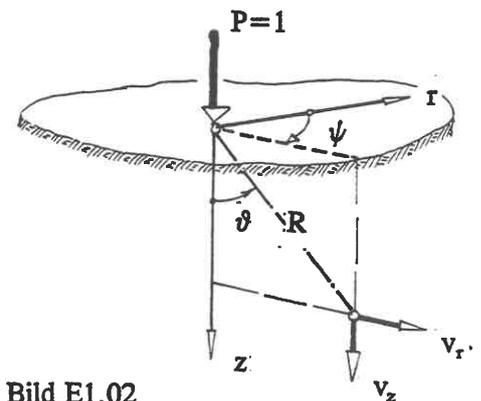


Bild E1.02

NESQ (1885) für die Belastung des Halbraums durch eine senkrechte Einzelkraft. Die nachstehend verkürzt dargestellte Ableitung findet sich z.B. bei SZABO (1956).

Mit den Bezeichnungen nach Bild E1.02 und für den Fall, daß keine eingepprägten Kräfte (Eigengewicht, Strömungskraft, Erdbebenkraft) berücksichtigt werden sollen, lauten die Gleichgewichtsbedingungen für den achsensymmetrischen Spannungszustand

$$\frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_{rz}}{\partial z} + \frac{\sigma_{rr} - \sigma_{\psi\psi}}{r} = 0 \quad \text{und} \quad \frac{\partial \sigma_{rz}}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} + \frac{\sigma_{zr}}{r} = 0 \quad (\text{E1/03}).$$

Wenn man die Hookeschen Elastizitätsgleichungen (E-Elastizitätsmodul; $\nu = |\epsilon_3/\epsilon_1| \leq 0,5$ - Poissonzahl)

$$\begin{aligned} E\epsilon_{rr} &= \sigma_{rr} - \nu(\sigma_{zz} + \sigma_{\psi\psi}) = E \cdot (\partial v_r / \partial r) \\ &: \\ E\epsilon_{zz} &= 2(1+\nu)\sigma_{zz} = E \cdot (\partial v_r / \partial z + \partial v_z / \partial r) \end{aligned} \quad (\text{E1/04})$$

nach den Spannungen auflöst und diese in Gl. (E1/03) einsetzt, folgt mit der Bezeichnung $\epsilon = \epsilon_{rr} + \epsilon_{zz} + \epsilon_{\psi\psi}$ für die Volumendilatation

$$\Delta v_r - \frac{v_r}{r} + \frac{1}{1-2\nu} \cdot \frac{\partial \epsilon}{\partial r} = 0 \quad \text{und} \quad \Delta v_z + \frac{1}{1-2\nu} \cdot \frac{\partial \epsilon}{\partial z} \quad (\text{E1/05})$$

Um die Differentialgleichungen (E1/05) zu lösen, führt man zwei Funktionen A(r;z) und B(r;z) so ein, daß die gesuchten Verschiebungen aus ihnen durch partielle Ableitung gewonnen werden können:

$$v_r = \frac{\partial A}{\partial r} + \frac{2(1-\nu)}{1-2\nu} \cdot \frac{\partial B}{\partial z} \quad \text{und} \quad v_z = \frac{\partial A}{\partial z} - \frac{2(1-\nu)}{1-2\nu} \cdot \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial (r \cdot B)}{\partial r} \quad (\text{E1/06})$$

Verknüpft man außerdem A und B durch die LOVEsche Verschiebungsfunktion Θ

$$A = \frac{\partial \Theta}{\partial z}; \quad B = -\frac{\partial \Theta}{\partial r},$$

dann ergibt sich die Bipotentialgleichung

$$\Delta \left[\frac{\partial^2 \Theta}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 \Theta}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial \Theta}{\partial r} \right] = \Delta \Delta \Theta = 0 \quad (\text{E1/07}).$$

Mit den Randbedingungen $\sigma_{rz}(r \neq 0; 0) = 0$ und $\sigma_{zz}(r \neq 0; 0) = 0$ und der Gleichgewichtsbedingung

$2\pi \int_0^\infty r \cdot \sigma_{zz} dr = 1$ erhält man die Gleichungen von BOUSSINESQ

$$\left. \begin{aligned} (R^2 &= z^2 + r^2; G = E/\{2(1+\nu)\}): \\ v_r &= \frac{1}{4\pi G} \cdot \left[\frac{rz}{R^3} - (1-2\nu) \frac{r}{R(z+R)} \right] \\ v_z &= \frac{1}{4\pi G} \cdot \left[2(1-\nu) \cdot \frac{1}{R} + \frac{z^2}{R^3} \right] \\ \sigma_{rr} &= \frac{1}{2\pi} \cdot \left[3 \frac{z \cdot r^2}{R^5} - (1-2\nu) \frac{1}{R(z+R)} \right] \\ \sigma_{zz} &= \frac{3 \cdot z^3}{2\pi R^5} = \frac{3}{2\pi z^2} \cos^5 \vartheta \\ \sigma_{\psi\psi} &= \frac{1-2\nu}{2\pi} \cdot \left[\frac{1}{R(z+R)} - \frac{z}{R^3} \right] \\ \sigma_{rz} &= \frac{3}{2\pi z^2} \cdot \sin \vartheta \cdot \cos^4 \vartheta \end{aligned} \right\} \quad (\text{E1/08}).$$

An der Oberfläche ist

$$v_r = -\frac{1-2\nu}{4\pi G} \cdot \frac{1}{r}; \quad v_z = +\frac{1-\nu}{2\pi G} \cdot \frac{1}{r}; \quad \sigma_{rr} = -\frac{1-2\nu}{2\pi r^2}; \quad \sigma_{\psi\psi} = \frac{1-2\nu}{2\pi r^2} \quad (\text{E1/09}).$$

Die Verschiebungskomponenten haben also an der Oberfläche eine hyperbolische Verteilung. v_z wird in der Bodenmechanik als Setzung bezeichnet, s.E2.01. Der Spannungszustand hängt empfindlich von ν ab. Da man z.B. bei nichtbindigem Baugrund fordern muß, daß an der Oberfläche alle Spannungskomponenten 0 sind (s.D6), würde die Anwendung der Hookeschen Stoffgesetze auf einen solchen Baugrund bedingen, daß man $\nu=0,5$, also Volumenbeständigkeit, unterstellt. Die Gln.(E1/08) würden dann lauten:

$$\left. \begin{aligned} v_r &= \frac{1}{4\pi R G} \sin\vartheta \cdot \cos\vartheta; & v_z &= \frac{1}{4\pi R G} (1 + \cos^2\vartheta) \\ \sigma_{rr} &= \frac{3}{2\pi z^2} \cos^3\vartheta \cdot \sin^2\vartheta \\ \sigma_{rz} &= \frac{3}{2\pi z^2} \cos^4\vartheta \cdot \sin\vartheta \\ \sigma_{zz} &= \frac{3}{2\pi z^2} \cos^5\vartheta \\ \sigma_{\psi\psi} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (\text{E1/10})$$

Durch eine Spannungstransformation läßt sich zeigen, daß die Normalspannung

$$\sigma_{RR} = \frac{3}{2\pi R^2} \cos^5\vartheta$$

in Richtung des Radiusvektors $\{R\}$ die 1.Hauptspannung ist, während die 2.Hauptspannung 0 ist. Dies ist nur dann kein Widerspruch zur Bruchbedingung (s.D6) des Bodens, wenn der Spannungszustand aus äußerer Last durch eingeprägte Spannungen aus z.B. dem Eigengewicht überdrückt wird oder der Baugrund dank einer Kohäsion gewisse Zugspannungen aufnehmen kann.

Anmerkung: Man beachte, daß die Komponenten σ_{zz} und σ_{rz} als einzige von den Materialkonstanten unabhängig sind.

Bild E1.03 stellt den geometrischen Ort für die Punkte gleicher Vertikalspannung σ_{zz} infolge einer Einzellast $P=1$ am Rand dar (Isobaren). Dieses Isobaren-Bild wird oft anschaulich als Druckzwiebel bezeichnet.

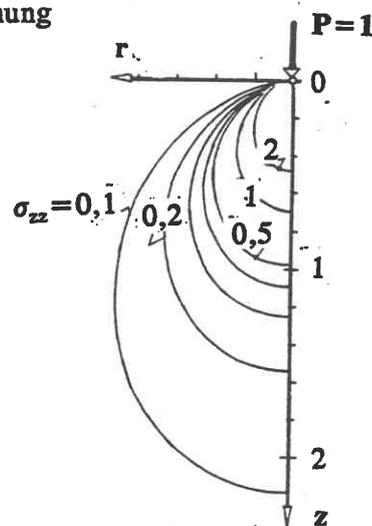


Bild E1.03

.03 Waagerechte Einzellast auf elastisch isotropem Halbraum

Auch für eine waagerechte Einzellast kann man auf dem in E1.02 gezeigten Weg, aber unter Verwendung kartesischer Koordinaten x, y, z , eine Lösung für den Verschiebungs- und Spannungszustand im elastisch-isotropen Halbraum berechnen (CERRUTI 1888), Bild E1.04.

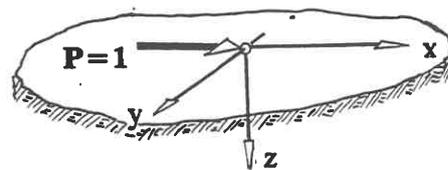


Bild E1.04

Auch bei den folgenden Gleichungen sind, wie bei Gl.(E1/08), die vertikalen Spannungskomponenten unabhängig von den elastischen Konstanten. Da der Spannungszustand antisymmetrisch in x -Richtung ist, sind für $x < 0$ alle Normalspannungen Zugspannungen. Daher ist dieser Spannungszustand nur selten auf bodenmechanische Probleme anwendbar.

$$\begin{aligned}
 4\pi G \cdot v_x &= \frac{1}{R} + \frac{x^2}{R^3} + \frac{1-2\nu}{z+R} \cdot \left[1 - \frac{x^2}{R(z+R)^2} \right] \\
 4\pi G \cdot v_y &= \frac{xy}{R^3} - (1-2\nu) \frac{xy}{R(z+R)^2} \\
 4\pi G \cdot v_z &= \frac{xz}{R^3} + (1-2\nu) \frac{x}{R(z+R)} \\
 2\pi R^2 \cdot \sigma_{xx} &= 3 \cdot \frac{x^3}{R^3} - (1-2\nu) \cdot \frac{x}{R} \left[1 - \frac{3R^2}{(z+R)^2} + \frac{x^2(z+3R)}{(z+R)^3} \right] \\
 2\pi R^2 \cdot \sigma_{yy} &= 3 \cdot \frac{xy^2}{R^3} - (1-2\nu) \cdot \frac{x}{R} \left[1 - \frac{R^2}{(z+R)^2} + \frac{y^2(z+3R)}{(z+R)^3} \right] \\
 2\pi R^2 \cdot \sigma_{zz} &= 3 \cdot \frac{xz^2}{R^3} \\
 2\pi R^2 \cdot \sigma_{xy} &= 3 \cdot \frac{x^2z}{R^3} + (1-2\nu) \cdot \frac{zR}{(z+R)^2} \left[1 - \frac{x^2(z+3R)}{(z+R)^2 R^2} \right] \\
 2\pi R^2 \cdot \sigma_{yz} &= 3 \cdot \frac{xyz}{R^3} \\
 2\pi R^2 \cdot \sigma_{xz} &= 3 \cdot \frac{x^2z}{R^3}
 \end{aligned} \tag{E1/11}$$

.04 Senkrechte Linienlast

Mit den Bezeichnungen in Bild E1.04 ist eine Linienlast durch eine von $y=-\infty$ bis $y=+\infty$ reichende Folge unendlich dicht benachbarter Einzelkräfte definiert. Die Linienlast habe die konstante Größe 1 kN/m; sie erzeugt einen ebenen Verformungszustand. Die Berechnung des Spannungszustands erfolgt am einfachsten mittels der AIRYSchen Spannungsfunktion (Bipotentialfunktion) F durch Lösen der Differentialgleichung

$$\Delta \Delta F = \left(\frac{\partial^2}{\partial R^2} + \frac{1}{R} \frac{\partial}{\partial R} + \frac{1}{R^2} \frac{\partial^2}{\partial \vartheta^2} \right)^2 F = 0$$

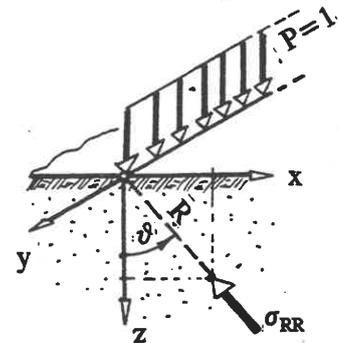


Bild E1.05

für den Zustand ohne eingeprägte Kräfte. Die Spannungen ergeben sich bei diesem Ansatz aus:

$$\sigma_{RR} = \frac{1}{R} \cdot \frac{\partial F}{\partial R} + \frac{1}{R^2} \cdot \frac{\partial^2 F}{\partial \vartheta^2}; \quad \sigma_{\vartheta\vartheta} = \frac{\partial^2 F}{\partial R^2}; \quad \sigma_{R\vartheta} = -\frac{\partial}{\partial R} \left[\frac{1}{R} \cdot \frac{\partial F}{\partial \vartheta} \right]$$

Den Randspannungen genügt die Lösung

$$F = C \cdot R \cdot \vartheta \cdot \sin \vartheta$$

$$\sigma_{RR} = (2C/R) \cdot \cos \vartheta; \quad \sigma_{\vartheta\vartheta} = 0; \quad \sigma_{R\vartheta} = 0.$$

Wie im Fall der Einzellast, s.Gl.(E1/11), ist σ_{RR} die 1.Hauptspannung. Die Konstante C ist aus der Gleichgewichtsbedingung

$$2 \cdot \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sigma_{RR} \cos \vartheta \cdot R \cdot d\vartheta = C \cdot \pi = 1$$

(Bild E1.05) zu bestimmen. Damit wird

$$\sigma_{RR} = \frac{2}{\pi \cdot R} \cos \vartheta \quad (\text{E1/12})$$

In kartesischen Koordinaten lautet die Lösung

$$\sigma_{zz} = \frac{2}{\pi \cdot R} \cos^3 \vartheta ; \quad \sigma_{xz} = \frac{2}{\pi \cdot R} \cos^2 \vartheta \cdot \sin \vartheta ; \quad \sigma_{xx} = \frac{2}{\pi \cdot R} \cos \vartheta \cdot \sin^2 \vartheta \quad (\text{E1/13})$$

Anmerkung:

Auf dieser Lösung beruht das sog. "Spiegelungsprinzip" von MINDLIN, bei dem der waagerechte Druck gegen eine starre vertikale Wand im Boden durch Verdoppelung von σ_{xx} gewonnen wird, um die Bedingung "waagerechte Verschiebung = 0 an der Wand" zu erfüllen. Diese Art von Erddruckberechnung hat sich in der Praxis nicht bestätigen lassen.

.05 Flächenlasten; Allgemeines

Einzelkräfte und Linienlasten sind unreal: in Wirklichkeit werden äußere Kräfte über Einzelfundamente, Balken oder Platten in den Halbraum eingeleitet. Unbekannt sind zwei Spannungs- und Verschiebungszustände: der Zustand F in dem als Fundament dienenden Bauelement und der Zustand B im Halbraum. F und B sind durch die Bedingung miteinander verknüpft, daß in der Kontaktfläche $\{v\}_F = \{v\}_B$ sein muß (Interaktionsproblem). Die Anzahl der unbekannt Zustände erhöht sich noch, wenn der Baugrund nicht homogen, sondern geschichtet ist.

Analytische Lösungen gibt es nur für sehr spezielle Fälle wie z.B. die elastische Kreisplatte auf elastischem Halbraum (SZABO 1959) oder die Einzelkraft auf mehrschichtigem Halbraum (BUFLER 1961).

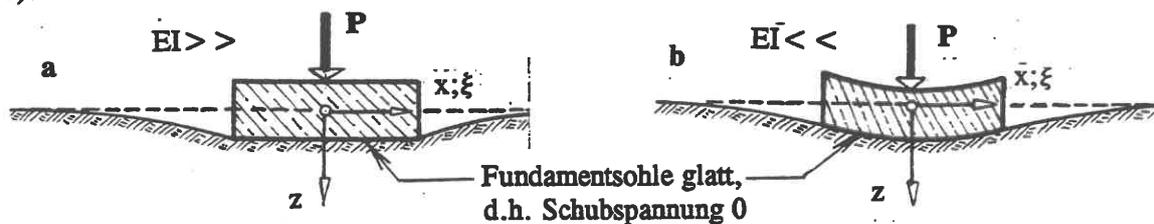


Bild E1.06: Grenzfälle der Interaktion von Fundament und Boden

Nur bei den in Bild E1.06 skizzierten Grenzfällen der Fundamentsteifigkeit gibt es analytische Lösungen:

- (a) Starres Fundament: im Lastbereich ist die Randbedingung $dv_z/dx = 0$ zu erfüllen; außerhalb des Lastbereichs die Randbedingung $\sigma_{iz} = 0$ ($i = x, y, z$).
Unbekannt ist die Sohldruckverteilung, aus der dann der Zustand B über die unter (b) genannten Verfahren mittelbar berechnet werden kann.
- (b) Schlaffes Fundament: im Lastbereich ist eine Sohlschubspannung vorgegeben; außerhalb des Lastbereichs stimmt die Randbedingung mit der unter (a) genannten überein. Unbekannt ist die Verteilung der Verschiebungen $\{v\}_B$.

Der Spannungszustand infolge einer beliebigen Flächenlast wird durch Integration der Grundlösungen nach E1.02 bzw. E1.04 entwickelt, da bei linear-elastischem Stoffverhalten das Superpositionsprinzip gilt.

.06 Starres Streifenfundament

Hier werden nur die Sohldruckverteilungen für ein lotrecht belastetes, starres Streifenfundament wiedergegeben. Den dazu gehörigen Spannungszustand im Halbraum findet man bei HRUBAN (1942). Normierung: $\xi = 2x/B_x$; B_x - Streifenbreite.

Mittige Belastung: (BOUSSINESQ 1885)

$$\sigma_{zz}(0) = \frac{2\bar{P}}{\pi B_x} \cdot \frac{1}{\sqrt{1-\xi^2}} \quad (\text{E1/14})$$

Ausmittige Last: (BOROWICKA 1943)

$$\begin{aligned} \sigma_{zz}(0) &= \frac{2\bar{P}}{\pi B_x} \cdot \frac{1+4e\xi/B_x}{\sqrt{1-\xi^2}} && \text{für } e \leq \frac{B_x}{4} \\ \text{bzw.} &= \frac{2\bar{P}}{\pi B_x} \cdot \frac{1+\xi_1}{\sqrt{1-\xi_1^2}} && \text{für } e \geq \frac{B_x}{4} \end{aligned} \quad (\text{E1/15})$$

(Bild E1.07). Hierin bedeutet

$$\xi_1 = \frac{2x + B_x - 4e}{2B_x - 4e}$$

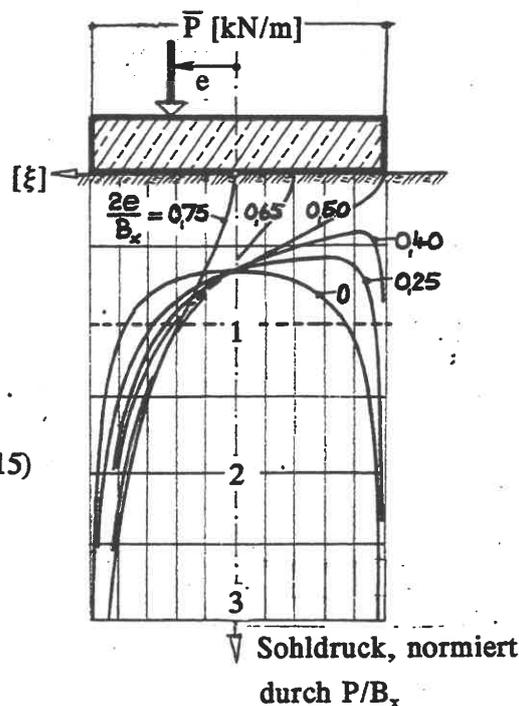


Bild E1.07

.07 Starre Kreis- und Rechteckplatte

Kreisplatte, mittig belastet (BOUSSINESQ 1885):

$$\sigma_{zz}(0) = \frac{P}{2\pi R\sqrt{R^2-r^2}} \quad (\text{E1/16})$$

(R-Plattenradius). Den dazu gehörigen Spannungszustand innerhalb des Halbraums findet man bei MUKI 1960.

Elliptische Platte, ausmittige Last: (FISCHER 1965)

$$\sigma_{zz}(x,y,0) = \frac{2P}{\pi B_x B_y} \cdot \left[1 + \frac{12e \cdot x}{B_x^2} \right] \cdot \frac{1}{\sqrt{1-\xi^2-\eta^2}} \quad (\text{E1/17})$$

wo B_x die größere Breite (doppelte Halbachse) der Ellipse ist und $\xi = 2x/B_x$; $\eta = 2y/B_y$. e = Exzentrizität in x-Richtung $\leq 1/3 B_x$. Für $B_x = B_y$ hat man die Lösung für eine Kreisplatte.

Rechteckplatte, mittig belastet:

$$\sigma_{zz}(x,y,0) = \frac{4P}{\pi^2 B_x B_y} \cdot \frac{1}{\sqrt{1-\xi^2} \cdot \sqrt{1-\eta^2}} \quad (\text{E1/18})$$

Rechteckplatte, ausmittig belastet: (BOROWICKA 1943)

Eine geschlossene analytische Lösung gibt es nicht. Als Näherung: ($e=e_x$)

$$\sigma_{zz}(x,y,0) = \frac{4P}{\pi^2 B_x B_y} \cdot \frac{1}{\sqrt{1-\xi^2} \cdot \sqrt{1-\eta^2}} \left(1 + 4\xi \cdot \frac{e}{B_x} \right) \quad \left(e \leq \frac{B_x}{4} \right) \quad (\text{E1/19})$$

SOVINC (1955) hat das Problem mit einem Differenzenverfahren gelöst. Heute empfiehlt sich die Anwendung der FEM, siehe E13.

.08 Gleichmäßige Last unter einem Streifenfundament

Die Last $\bar{P} = \bar{p} \cdot B_x$ wird in Last-Elemente $\bar{p} \cdot dx$ aufgeteilt gedacht. Auf jedes Last-Element wird dann die Lösung (E1/13), s.E1.04, angewendet und diese über x integriert. Mit $dx = z \cdot d\vartheta / \cos^2\vartheta$ und den Abkürzungen (Bild E1.08)

$$\vartheta_m = \frac{1}{2}(\vartheta_1 + \vartheta_2)$$

$$\vartheta_0 = \frac{1}{2}|\vartheta_1 - \vartheta_2| \quad (\vartheta \text{ im Bogenmaß})$$

ergibt sich nach der Integration zwischen den Grenzen $\vartheta_m - \vartheta_0$ und $\vartheta_m + \vartheta_0$:

$$\begin{pmatrix} \sigma_{zz} = (2\vartheta_0 + \cos 2\vartheta_m \cdot \sin 2\vartheta_0) \\ \sigma_{xz} = \sin 2\vartheta_m \cdot \sin 2\vartheta_0 \\ \sigma_{xx} = (2\vartheta_0 - \cos 2\vartheta_m \cdot \sin 2\vartheta_0) \\ \sigma_{1,3} = (2\vartheta_0 \pm \sin 2\vartheta_0) \end{pmatrix} \cdot \frac{\bar{p}}{\pi} \quad (\text{E1/20})$$

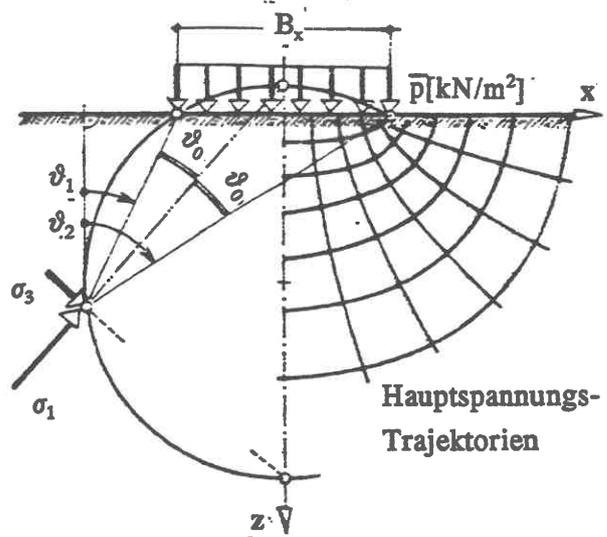
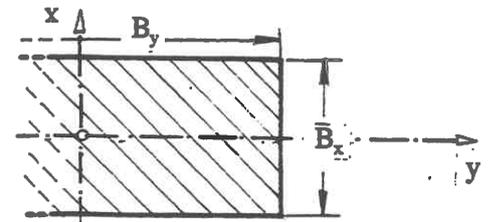


Bild E1.08

Aus der Gleichung für die Hauptspannung folgt, daß der geometrische Ort für $\sigma_{1,3} = \text{const}$ ein Kreis durch die Kantenpunkte des Fundamentstreifens ist (Bild E1.08). Der größte Kreis entsteht für $2\vartheta_0 = \pi$, d.h. in der Fundamentsohle herrscht ein hydrostatischer Spannungszustand $\sigma_1 = \sigma_3 = p$.



.09 Gleichmäßige Last unter einem Rechteckfundament

Der allgemeine Spannungs- und Verschiebungszustand infolge einer mittigen Last $P = p \cdot B_x \cdot B_y$ wurde von LOVE (1928) berechnet. In der Bodenmechanik wird nur die Vertikalspannung σ_{zz} verwendet ($R_i^2 = (x + x_i)^2 + (y + y_i)^2 + z^2$):

$$\sigma_{zz} = \frac{P}{2\pi} \cdot \sum_{i=1}^4 (-1)^i \left[\frac{(x+x_i)(y+y_i)z}{R_i} \cdot \left[\frac{1}{(x+x_i)^2+z^2} + \dots \right] + \arctan \frac{(x+x_i)(y+y_i)}{z \cdot R_i} \right] + \frac{1}{(y+y_i)^2+z^2}$$

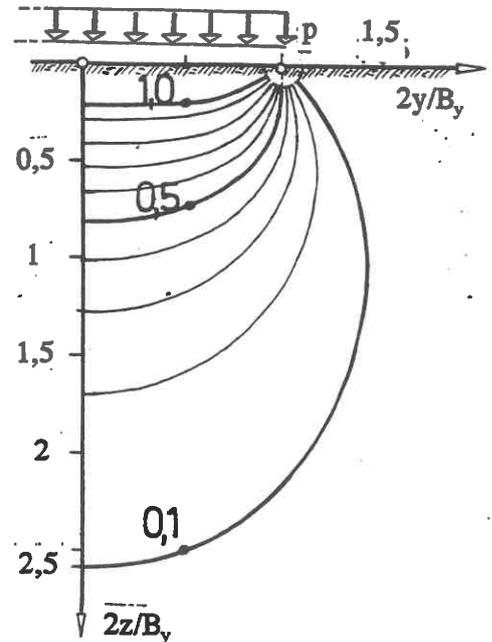


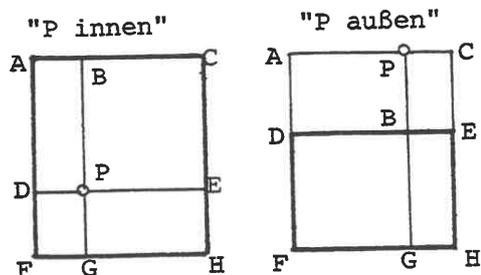
Bild E1.09

wobei einzusetzen ist für

i=	1	2	3	4
$2x_i=$	$-B_x$	$-B_x$	$+B_x$	$+B_x$
$2y_i=$	$-B_y$	$+B_y$	$+B_y$	$-B_y$

Ein Beispiel mit dem Seitenverhältnis $B_x/B_y = 0,4$ zeigt Bild E1.09. STEIN-BRENNER (1934) wertete die Lösung (E1/21) für beliebige Seitenverhältnisse und für die Vertikalspannung unter einer Ecke des Rechtecks aus, s. Bild E1.10.

Den Spannungszustand unter einem beliebigen Punkt bekommt man, indem man die belastete Grundrißfläche so in Teil-Rechtecke zerlegt, daß der gewünschte Punkt jeweils Eckpunkt von Teil-Rechtecken ist, deren Wirkungen dann zu superponieren sind:



1. "P innen" (Lastfläche ACFH)
ABDP + DPGF + BPCE + PEGH
2. "P außen" (Lastfläche DEFH)
APFG + PCGH - APDB - PCBE

Anmerkung: Die normierte Sohldruckordinate hat an der Lastflächen-Ecke den Wert 0,25, weil sich die Last hier unstetig ändert: man denke sich den Punkt durch einen kleinen Kreis ersetzt, dessen Radius $\rightarrow 0$ geht; dann ist diese Kreisfläche nur zu 1/4 belastet.

.10 Einfluß der Einbindetiefe auf die Spannung σ_{zz}

Wenn man die aus dem Grundfall nach BOUSSINESQ (s.E1.02) abgeleiteten Gleichungen für σ_{zz} auf in den Boden einbindende Fundamente anwendet, vernachlässigt man die mittragende Wirkung der im elastischen

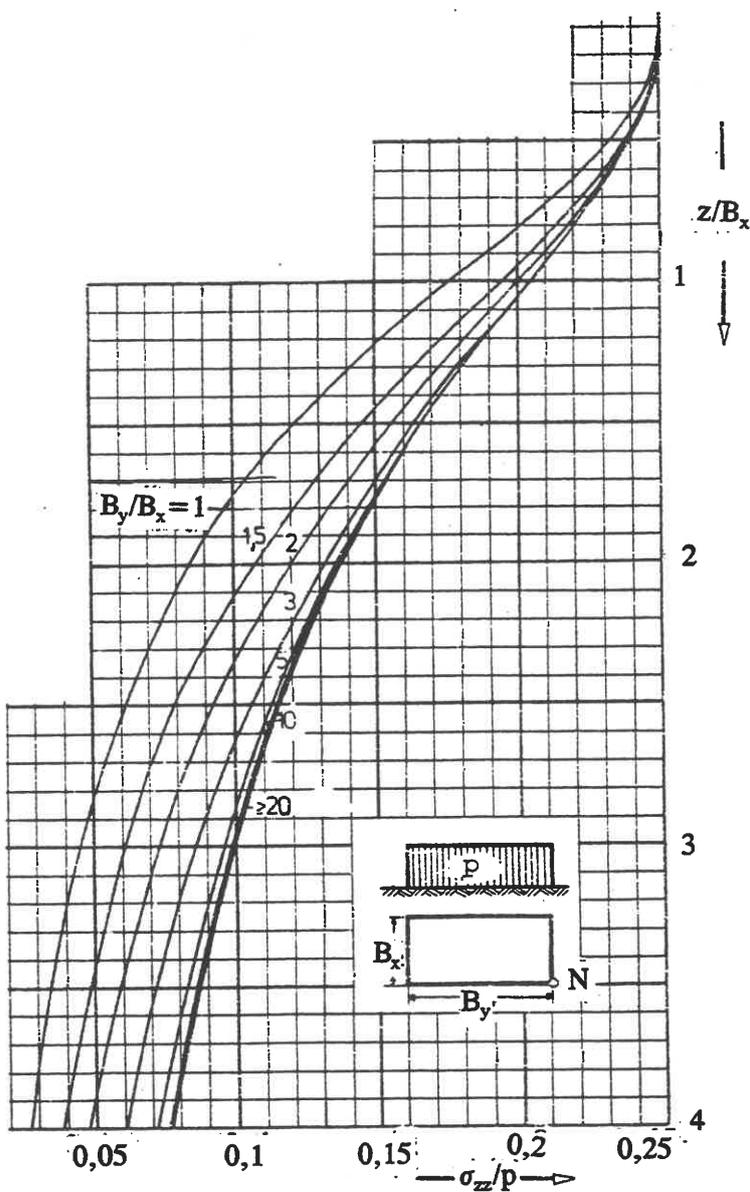


Bild E1.10

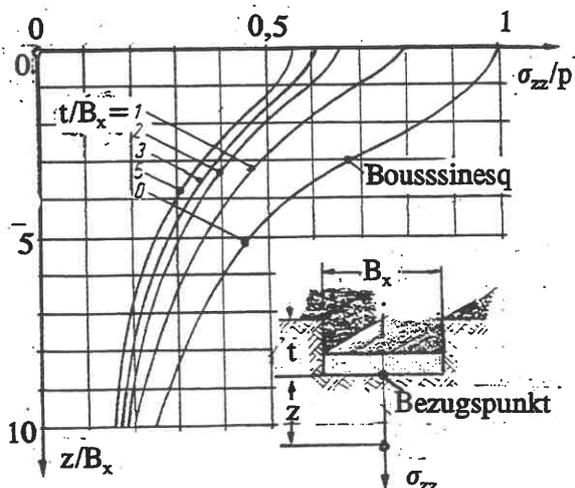


Bild E1.11

Halbraum neben dem Fundament vorhandenen Zugspannungen.

Bild E1.11 nach KEZDI (1958) zeigt die dadurch bedingte Verringerung der Spannung σ_{zz} bei wachsender Einbindetiefe t für einen unendlich langen Fundamentstreifen von der Breite B_x bei konstanter Last p . Weitere Angaben bei SCHULTZE (1980).

.11 Vertikalspannung unter der Kante einer Trapezlast

Für die Berechnung der durch eine Dammschüttung verursachten zusätzlichen Vertikalspannungen empfiehlt sich die Verwendung der Gleichung (Bild E1.12):

$$\sigma_{zz} = I \cdot \bar{p} = \frac{\bar{p}}{\pi} \cdot \left[\left(1 + \frac{B}{A} \right) \vartheta_A - \frac{B}{A} \cdot \vartheta_B \right] \quad (\text{E1/23}).$$

von OSTERBERG (1957), die sich ebenfalls durch eine Integration der Grundgleichung von BOUSSINESQ (E1.02) ergibt. Für die Werte unter der Ecke eines halb-unendlichen Streifens halbiert man die Einflußzahlen I .

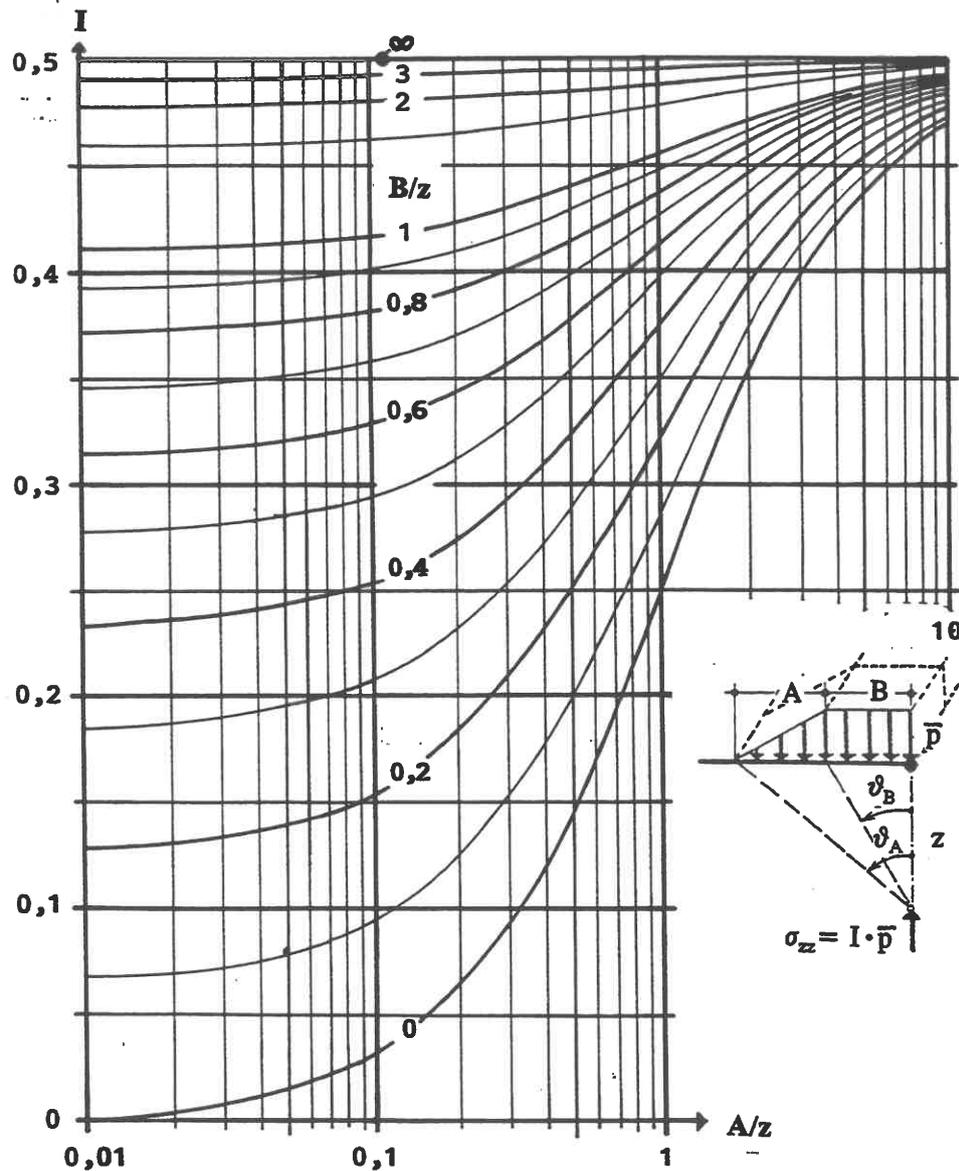


Bild E1.12: (nach: OSTERBERG 1957)

.12 Vertikalspannung unter einer Kreisplatte

Bild E1.13 stellt für 10 verschiedene Radialabstände vom Mittelpunkt einer gleichmäßig mit p belasteten Kreisplatte (Radius R) die Vertikalspannung σ_{zz} als Funktion der auf R bezogenen Tiefe z dar (GRASSHOFF 1959).

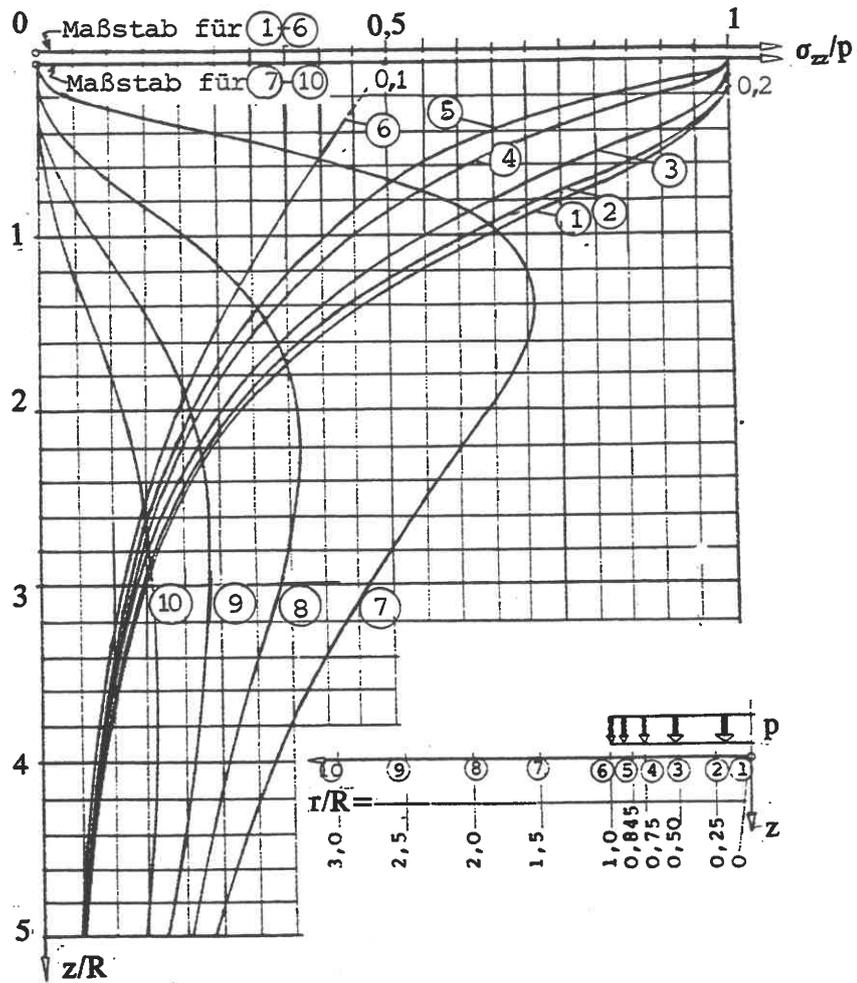


Bild E1.13

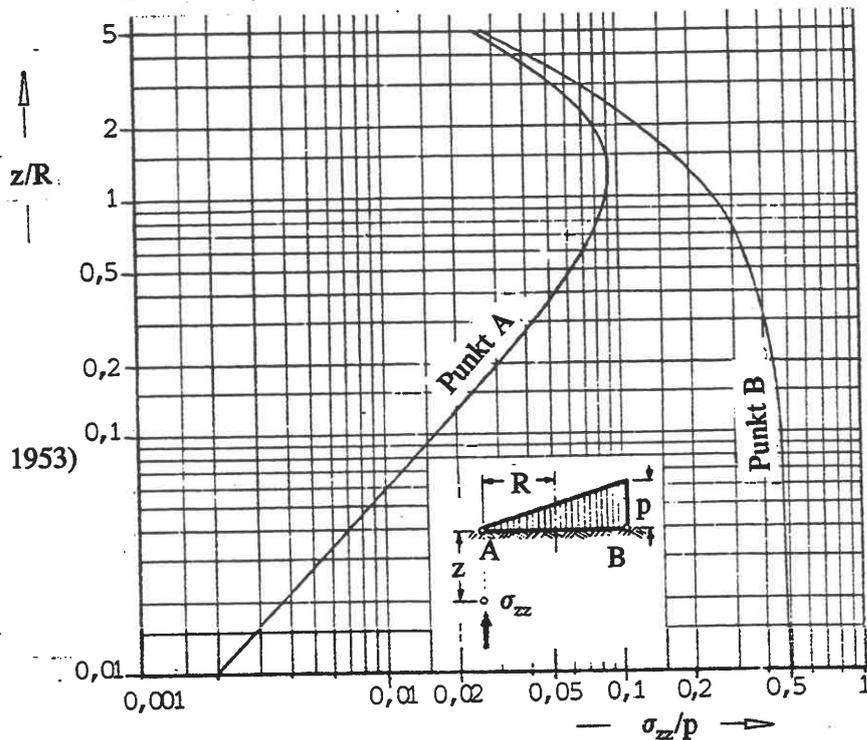


Bild E1.14
(LORENZ/ NEUMEUER 1953)

Anmerkung:
Bei dieser Darstellung
ist der Fundamentrand
unten!

Für eine linear von 0 auf p über den Durchmesser zunehmende Lastverteilung gibt Bild E1.14 - allerdings nur für $r = R$, und zwar sowohl (A) auf der unbelasteten wie (B) auf der belasteten Seite - die entsprechenden Werte (LORENZ/NEUMEUER 1953). Damit ist es dann auch möglich, trapezförmige Lastverteilungen zu erfassen, nicht jedoch (anders als beim Rechteck) Lastverteilungen bei klaffender Fuge.

.13 Vertikalspannung infolge Dreieck-Last unter der Ecke eines Rechteckfundaments

Bei linear veränderlicher Last müssen 4 Fälle unterschieden werden, je nachdem ob die Last über der kürzeren Seite B_x oder der längeren Seite B_y ansteigt und ob der Punkt unter der belasteten oder unter der unbelasteten Ecke untersucht werden soll. Die nachstehenden Diagramme wurden von JELINEK (1949) veröffentlicht (Bilder E1.15, .16, .17, .18).

Bild E1.15:

Last wächst über der kürzeren Seite; unbelastete Seite

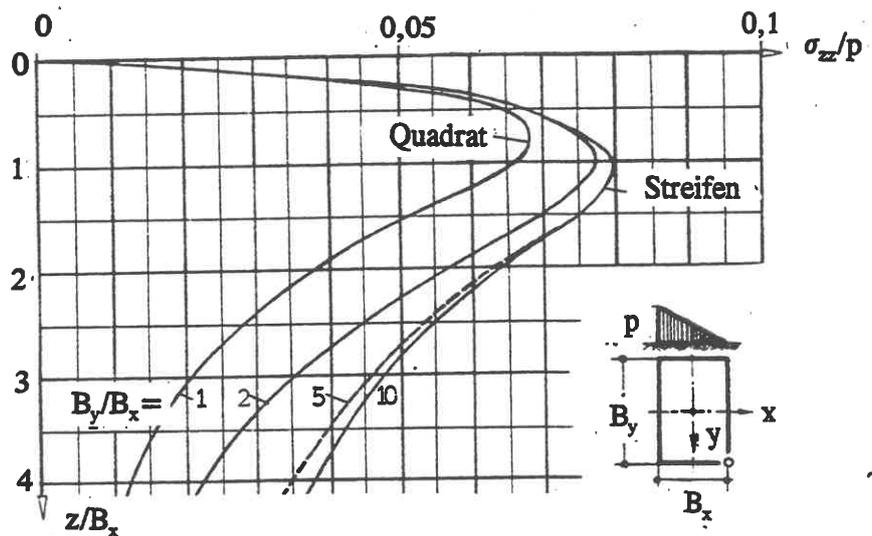


Bild E1.16:

Last wächst über der kürzeren Seite; belastete Seite

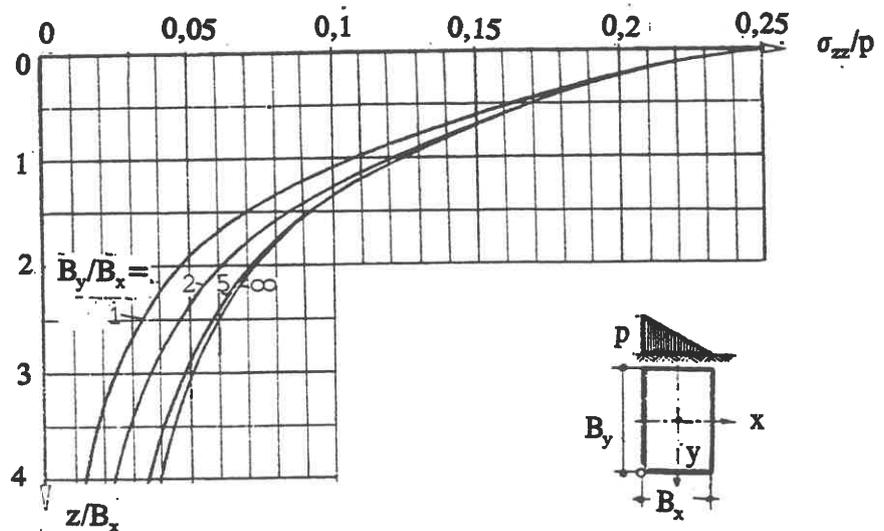


Bild E1.17:

Last wächst über der längeren Seite; unbelastete Seite

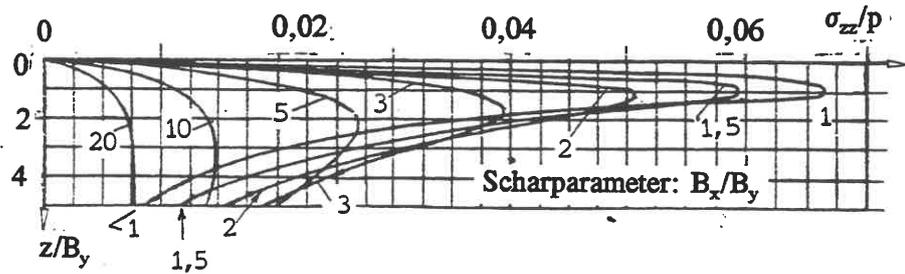
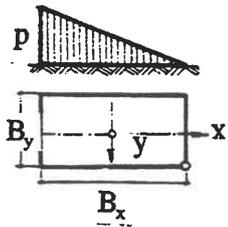
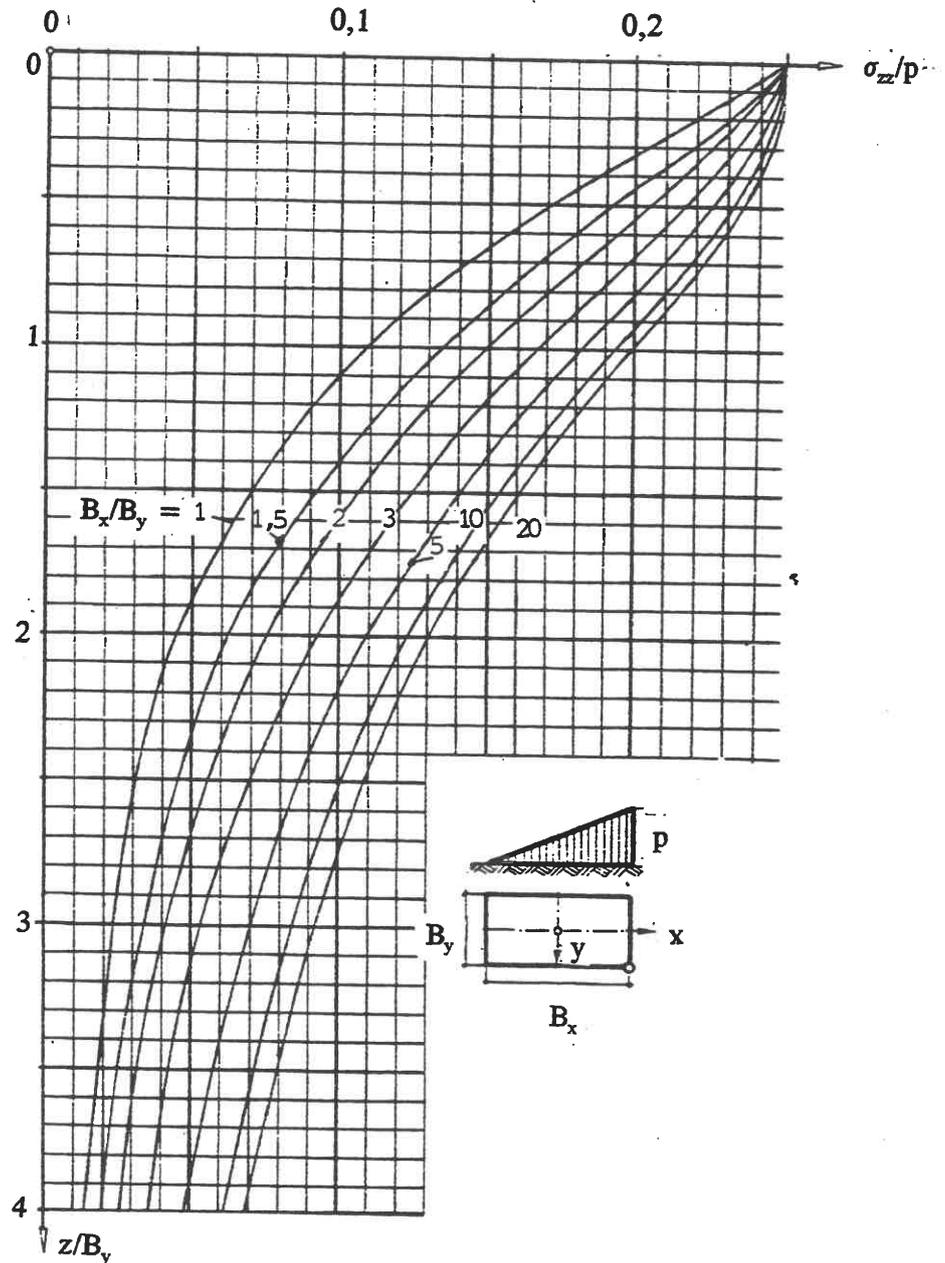


Bild E1.18:

Last wächst über der längeren Seite; belastete Seite

Mit diesem Diagramm kann man durch Superponieren alle Sohldruckverteilungen mit linearer Variation gewinnen.

Anmerkung: Man beachte dabei die wechselnden Seitenverhältnisse (häufige Fehlerquelle!)



Schrifttum zu E1

- BOROWICKA, H. (1943): Über ausmittig belastete, starre Platten auf elastisch-isotropem Baugrund. Ingenieur-Archiv 14, S.1-8.
- BOUSSINESQ, J. (1885): Application des Potentiels á l'Etude de l'Equilibre et du Mouvement des Solides Elastiques. Ed. Gauthier-Villard, Paris.
- BUFLER, H. (1961): Der Spannungszustand in einem geschichteten Körper bei axialsymmetrischer Belastung. Ingenieur-Archiv 30, S.417 - 430.
- CERRUTI, (1888): Sulla deformazione di un corpo elastico isotropo per alcune speciali condizioni ai limiti. Rendiconti Reale Accademia dei Lincei Roma, S.785
- FISCHER, K. (1965): Beispiele zur Bodenmechanik. Verlag W.Ernst u. Sohn Berlin München.
- GRASSHOFF, H. (1959) in: Flächengründungen und Fundamentsetzungen. Verlag W.Ernst u. Sohn Berlin München.
- HORN, A. (1990): Spannungsberechnung. Grundbautaschenbuch 4. Aufl., Teil 1, Kap. 1.7. Verlag W. Ernst u. Sohn Berlin
- HRUBAN, K. (1944): Fließgrenze bei örtlicher Belastung des Halbraums. Publ. Int. Ass. Bridge Struct. Engng. 7, S.179-213.
- JELINEK, R. (1949): Setzungsberechnung ausmittig belasteter Fundamente. Bauplanung und Bautechnik 3, S.157
- KÉZDI, A. (1958): Beitrag zur Berechnung der Spannungsverteilung im Boden. Der Bauingenieur 33, S.54 - 58
- KÖGLER, A. (1926) in: Verhandlungen des 2. Int. Kongr. f. Techn. Mech. Zürich, S.342.
- KÖGLER, A./SCHEIDIG, A. (1927/29): Druckverteilung im Baugrunde. Bautechnik 4, S.418-421 und 445-447; 5, S.205-209; 6, (1938) als Buch erschienen: Baugrund und Bauwerk. Verlag W.Ernst u. Sohn, Berlin.
- LORENZ, H./NEUMEUER, H. (1953): Spannungsberechnung infolge Kreislasten unter beliebigen Punkten innerhalb und außerhalb der Kreisfläche. Bautechnik 30, S.127
- LOVE, A.E.H. (1928): The stress produced in a semi-infinite solid by pressure on part of the boundary. Phil. Trans. Royal Soc. London, ser. A, S.377-420.
- MUKI, R. (1960): Asymmetric Problems of the theory of elasticity for a semi-infinite solid and a thick plate. In: Sneddon/Hill: Progress in solid mechanics. Verlag North Holl. Publish. Comp. Amsterdam 1964, S.410 - 419.
- NEWMARK, N.M. (1935): Simplified computation of vertical pressures in elastic foundations. University of Illinois Engng. Exper. Stat., Bericht 24.
- OSTERBERG, J.O. (1957): Influence values for vertical stresses in a semi-infinite mass due to an embankment loading. Proc. 4. ICSMFE London I, S.393-394.
- SMOLTCZYK, U. (1966): Deutung großmaßstäblicher Grundbruchversuche durch statistische Spannungszustände. Vorträge Baugrundtagung München, S.57 - 85.
- SMOLTCZYK, U. (1967): Stress computation in soil media. Proc. ASCE 93, S.101 - 124. Sovinc, I. (1955): Calculus of contact pressures, displacements and inclinations of centrally or excentrically loaded rectangular shape foundations. Yugosl. Soc. Soil Mechanics and Foundation Engineering Ljubljana, no. 10, S.1
- STEINBRENNER, W. (1934): Tafeln zur Setzungsberechnung. Die Straße H.1, S.121-124.
- SZABO I. (1956): Höhere Technische Mechanik. Springer-Verlag Berlin Göttingen Heidelberg.
- SZABO, I. (1959): Beitrag zur rechnerischen und spannungsoptischen Behandlung der dicken, achsen-symmetrisch belasteten Kreisplatte auf elastischer Unterlage. Konstruktion 11, Heft 1.

E2 Verformungen und Setzungen

.01 Allgemeines

Infolge von Spannungsänderungen im Baugrund kommt es zu Verschiebungen $\{v\} = \{v_x; v_y; v_z\}$, s.E0.09. Dieser Verschiebungsvektor ist eine Orts- und Zeitfunktion. Stabil ist der neue Spannungszustand, sobald zu einem auf die Spannungsänderung folgenden Zeitpunkt $\partial v / \partial t = 0$ wird.

Da ein Bauwerk möglichst verformungsarm, jedenfalls aber so gegründet werden muß, daß die waagerechten Verschiebungskomponenten v_x und v_y vernachlässigbar klein sind, berechnet der Bauingenieur fast ausschließlich v_z und geht in der Regel davon aus, daß die seitliche Ausdehnung der Volumenelemente unterhalb eines Fundaments vollständig behindert ist, s.a. D5.

Phänomenologisch tritt v_z auf als

- **Senkung:** das ist die Vertikalverschiebung einer ganzen Bodenschicht infolge eines tiefliegenden untertägigen Hohlraums, s.a.B3;
- **Sackung:** Vertikalverschiebung der Oberfläche durch Zusammenbrechen des Korngerüsts in einem Teilbereich, dessen Struktur gegenüber Änderungen des Spannungszustands oder Grundwasser-Sättigung instabil ist.

Anmerkung: Beispiele sind der erdfeucht geschüttete Sand, der bei Durchnässung seine scheinbare Kohäsion verliert, oder der Löß mit makroporösem Gefüge, der unter Last nachgibt.

Diese Volumenverringerung läßt sich in etwa abschätzen, indem der Porenanteil n bei lockerster Lagerung mit dem Porenanteil der natürlichen Lagerung im nicht gesackten Zustand verglichen wird.

- **Setzung:** Räumlich stetige Vertikalverschiebung der freien Oberfläche des Kontinuums oder eines Punktes im Innern als Folge einer Spannungsänderung. Dieser Teil von v_z wird in der Geotechnik als Setzung s bezeichnet.

Bei den Setzungen unterscheidet man im einzelnen:

- Gleichmäßige bzw. ungleichmäßige Setzung je nachdem, ob sich benachbarte Punkte eines Bauwerks-Grundrisses oder einer Fundamentfläche um das gleiche Maß setzen oder nicht.
- Sofortsetzungen und Nachsetzungen, wobei in letzteren die Konsolidations- oder Primärsetzungen und auch Kriech- oder Sekundärsetzungen enthalten sind, s.a. E2.03 (Bild D5.05).
- Zeitsetzung $s(t)$, daß ist der zeitliche Verlauf einer Setzung, der bei Erreichen eines stationären Zustands in die Endsetzung mündet.

Bei der Berechnung von Setzungen unterscheidet man zwischen der direkten Setzungsberechnung durch Anwendung der linearen Elastizitätstheorie oder einer Theorie mit differenzierteren Stoffgesetzen und der indirekten Setzungsberechnung, bei der die Spannungen mittels der linearen Elastizitätstheorie, s.E1, in ausgewählten senkrechten Schnitten bestimmt und die zugehörigen Setzungsanteile aus dem (nicht-linearen! Vgl.D5) Druck-Setzungs-Diagramm entnommen werden. Die in der Praxis gebräuchlichen Rechenprogramme für die Ermittlung von s beruhen auf der direkten Methode.

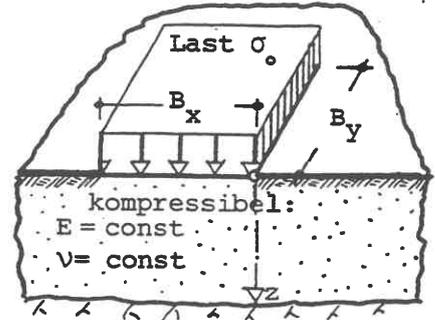
.02 Direkte Setzungsberechnung nach der linearen Elastizitätstheorie

Der in seinem Drucksetzungsverhalten nicht-lineare Baugrund wird hier durch einen elastisch-isotropen Halbraum mit konstanten Elastizitätsmoduln (Bild E2.01) ersetzt. Dann läßt sich

$$s = \int_0^{\infty} \epsilon_{zz} dz \quad (E2/02)$$

in Sonderfällen analytisch berechnen. Für ein gleichmäßig belastetes Rechteck mit den Seitenlängen B_x und $B_y \geq B_x$ hat SCHLEICHER (1926) auf diesem Wege die Setzung einer Fundamentecke ermittelt:

$$s = (1-\nu^2) \frac{\sigma_0}{\pi \cdot E} \cdot \left[B_x \cdot \ln \frac{B_y + \sqrt{B_x^2 + B_y^2}}{B_x} + B_y \cdot \ln \frac{B_x + \sqrt{B_x^2 + B_y^2}}{B_y} \right] \quad (E2/02).$$



praktisch verformungsfrei
Bild E2.01

STEINBRENNER (1934, zit. in E1) hat die Abhängigkeit der Setzung vom Seitenverhältnis B_y/B_x berechnet, Bild E2.02. Es zeigt sich, daß sich für den Laststreifen keine endliche Setzung ergibt, wenn die Integration gemäß Gl.(E2/01) bis $z \rightarrow \infty$ vorgenommen wird, d.h. für eine "unendlich dicke" kompressible Schicht wirkt der Laststreifen wie eine Schneide. Dieses der Wirklichkeit widersprechende Ergebnis ist eine Folge des Ansatzes $E = \text{const}$ bei gleichzeitig unbegrenzt tiefer Integrationsgrenze.

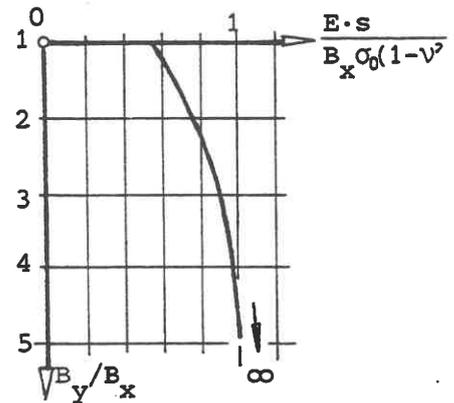


Bild E2.02

GIBSON (1967) hat nachgewiesen, daß die Setzung eines Laststreifens einen endlichen Berechnungswert hat, wenn der Elastizitätsmodul als mit z linear zunehmende Funktion $E = E' \cdot z$ angesetzt wird:

$$s = \sigma_0 \cdot \frac{2(1+\nu)}{\pi \cdot E'} \cdot \arctan \frac{B}{z}$$

Die Setzung in Fundamentmitte erhält man bei konstanter Last durch Addition der Setzungen der 4 hier zusammenstoßenden Teil-Rechtecke, d.h. nach dieser Berechnung ist die Setzung der Fundamentmitte 2-mal so groß wie die Ecksetzung (*N.B. Teil-Rechtecke haben nur die halbe Breite!*). Die Berücksichtigung der wirklichen Fundamentsteifigkeit ist überschläglich auf zwei Wegen möglich:

- a. einfache Mittelbildung zwischen Rand- und Mittensetzung
- b. nach VAN HAMME (1938) berechnet man die Setzung in demjenigen Punkt, in dem sich sowohl für das ganz starre wie das ganz schlaffe Fundament der gleiche rechnerische Wert s ergibt: kennzeichnender Punkt. Beim Rechteck liegt dieser Punkt, Bild E2.03, bei 0,74 der halben Fundamentbreite von der Mitte entfernt.

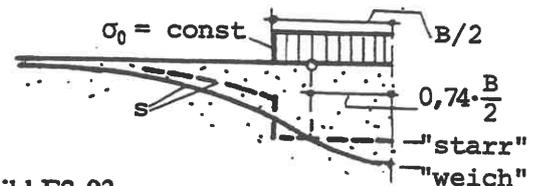
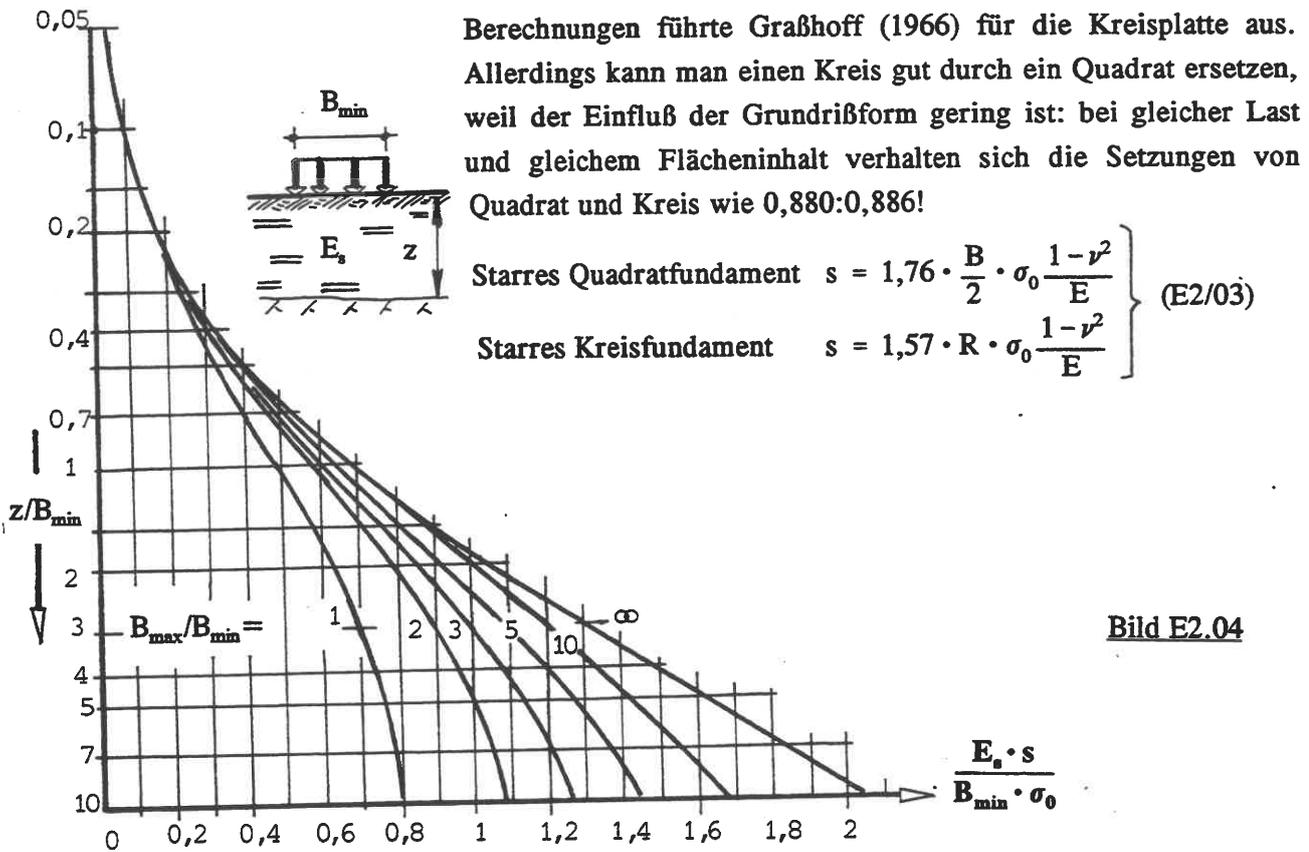


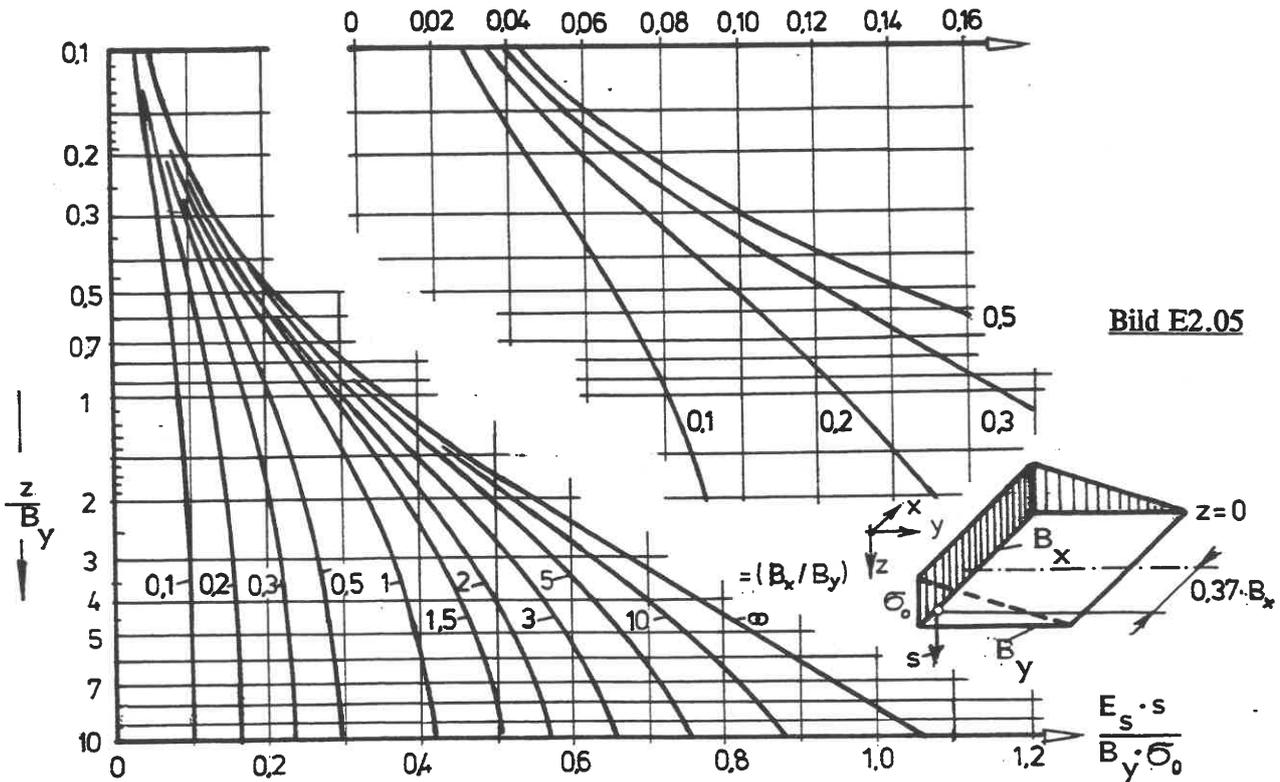
Bild E2.03

Anmerkung: dieser kennzeichnende Punkt existiert nur für konstante Last mit diesem Wert!

Nach dem Verfahren (b) wurde von KANY (1974) für variable Tiefen z (Unterseite der kompressiblen Schicht), Bild E2.04, die Setzung des kennzeichnenden Punktes berechnet (Rechteck). Ähnliche



Maßgebend für die Setzung eines Fundaments ist also das Produkt aus der Sohlspannung und der Fundamentbreite: Modellgesetz für den Vergleich verschieden großer Lastflächen. Daher eignet sich der Lastplattenversuch nicht für eine Setzungsprognose! Als Ergänzung zu **Bild E2.04** zeigt **Bild E2.05** nach SCHAAK (1972) das entsprechende Diagramm für einer Dreiecklast.



Durch Superposition der Fälle nach Bild E2.04 und E2.05 kann man auch die Setzung auf der Seite der unbelasteten Kante bestimmen und daraus dann weiter das Verkantungsmaß $\tan \alpha$ ableiten, das z.B. für die Berechnung von Brückenpfeilern notwendig ist. Eine Untersuchung von GUSSMANN, BUCHMAIER und VOGT (SMOLTCZYK 1981) hat jedoch ergeben, daß dieses Vorgehen zu sehr ungenauen Ergebnissen führt.

Eine analytische Lösung für $\tan \alpha$ gibt es nur für den unendlich langen Streifen auf dem elastisch-isotropen Halbraum. Es sei, Bild E2.06, $\{R\} = \{V;H\}$ der resultierende Lastvektor, der ein Moment $V \cdot e$ verursacht. Es sei \bar{M} das auf den lfd m bezogene Moment. Dann läßt sich die Verkantung (näherungsweise mit $V = 0$) für alle B_y/B_x in der Form

$$\tan \alpha = \frac{\bar{M}}{B_x^2 \cdot E_s} \cdot f_\alpha \quad (E2/04)$$

ausdrücken. Für den Streifen muß (BOROWICKA 1943, zit.in E1) $f_\alpha = 16/\pi \approx 5,09$ sein.

Bei Rechteckfundamenten muß f_α numerisch ermittelt werden. Die zuverlässigste Lösung dürfte die von SHERIF/KÖNIG (1975) sein, Bild E2.07. Sie gilt für den Halbraum (z unbegrenzt). Bei begrenzter Schichtdicke z steht $f_\alpha(z)$ nur für den Streifen zur Verfügung, Bild E2.08 (GUSSMANN, s.a.o., 1981). Es wird vorläufig empfohlen, bei anderen Breitenverhältnissen B_y/B_x dieses Diagramm zur Anpassung von f_α zu benutzen.

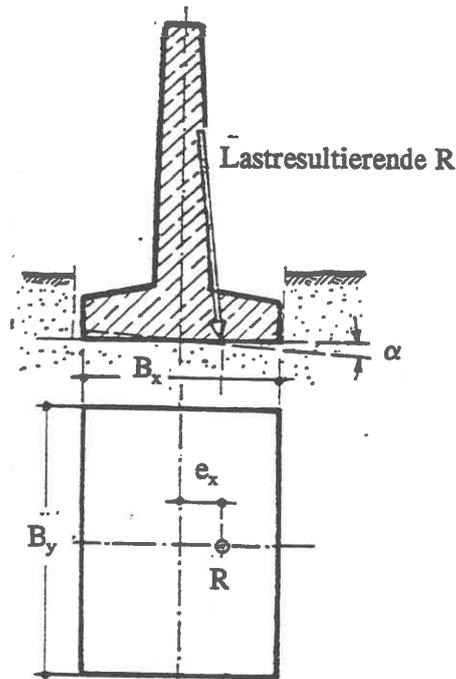


Bild E2.06

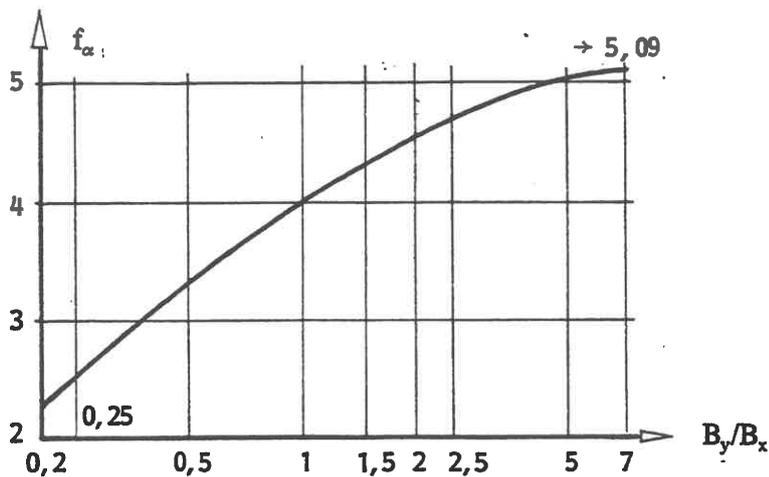


Bild E2.07

Verkantungsfaktor f_α für das starre Rechteck

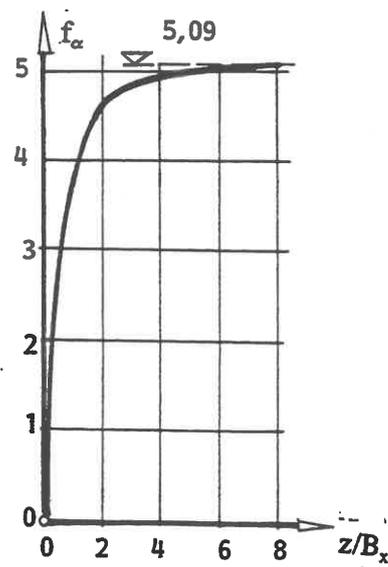


Bild E2.08

f_α für den streifenförmigen Fundament bei variabler Schichtdicke z

.03 Indirekte Setzungsberechnung

Bei der indirekten Methode wird hilfswise angenommen, daß die Verteilung von σ_{zz} von den Materialeigenschaften des Bodens unabhängig ist und in etwa den Verteilungsfunktionen entspricht, wie sie die lineare Elastizitätstheorie, s.a. E1, angibt. Diese Spannungsverteilungen spielen also nur die Rolle des "plausiblen Ansatzes".

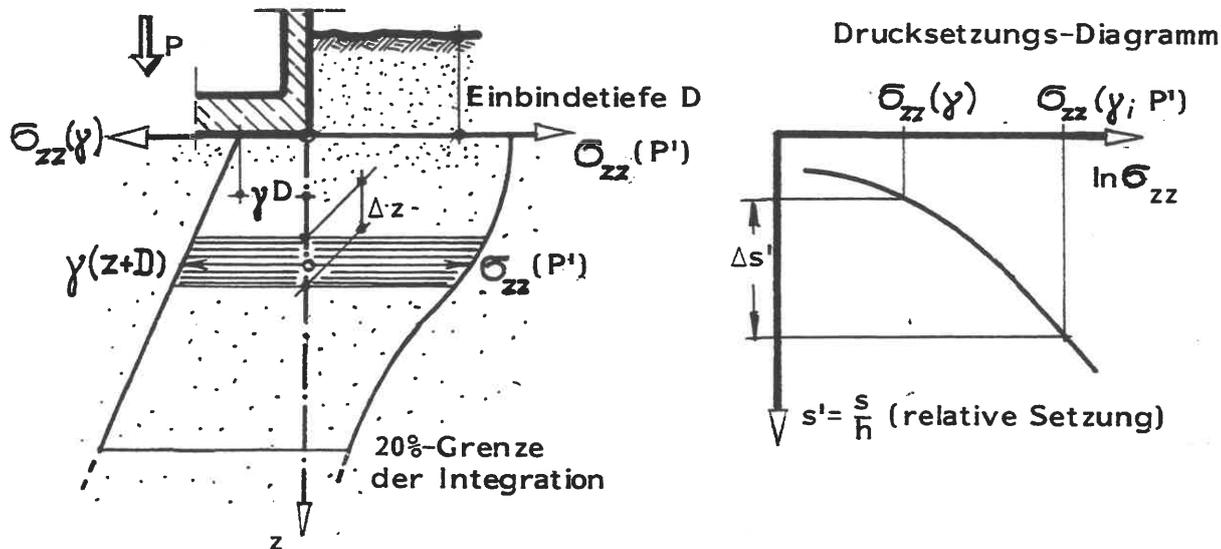


Bild E2.09

In Wirklichkeit hängt der Spannungszustand natürlich vom nicht-linearen Stoffverhalten ab. Daß die indirekte Setzungsberechnung trotzdem brauchbare Ergebnisse liefert, hängt damit zusammen, daß die Spannungskomponente σ_{zz} "fast statisch bestimmt" ist, also ganz wenig vom Stoffgesetz abhängt (SMOLTCZYK 1966, zit.in E1).

Die indirekte Setzungsberechnung ist im Eurocode 7 standardisiert.

Der Baugrund unter der Fundamentsohle, Bild E2.09, wird in Schicht-Elemente von der Dicke Δz unterteilt. Im Schwerpunkt des Schicht-Elements wird sowohl die in dieser Tiefe bereits vorhandene Eigengewichtsspannung $\sigma_{zz}(\gamma) = \gamma(D+z)$ als auch die Zusatzspannung σ_{zz} infolge der Fundamentlast P, abzüglich des Gewichts des Baugrubenaushubs ($B \cdot D \cdot \gamma$), d.h. also infolge der effektiven Last P' , berechnet. Der Beitrag Δs , den Δz zur Gesamtsetzung liefert, erhält man, indem man entweder

- (a) im Drucksetzungs-Diagramm die zu dem Spannungszuwachs gehörende relative Setzung $\Delta s'$ abgreift und mit Δz multipliziert; oder
- (b) $\Delta s = \Delta z / E_s \cdot \sigma_{zz}(P')$ errechnet.

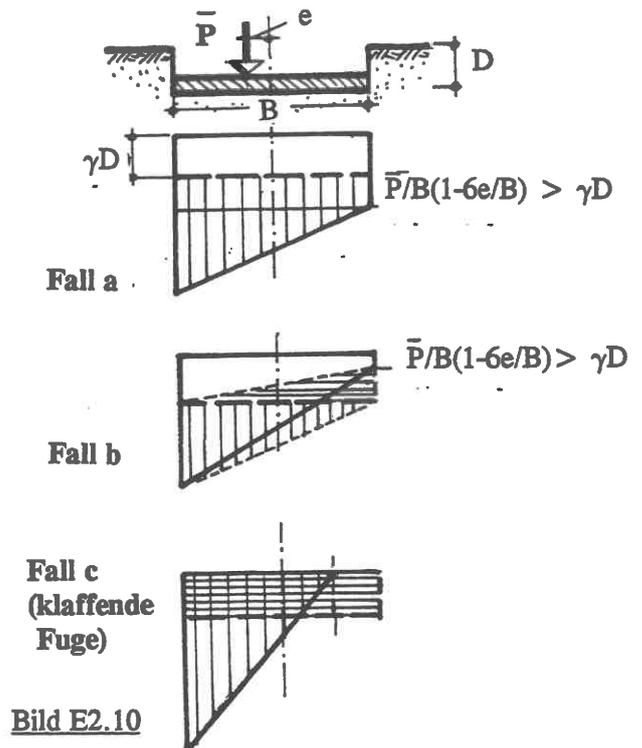
Im Fall (b) muß der Steifemodul E_s wegen seiner Spannungsabhängigkeit für das untersuchte Spannungsintervall genommen und außerdem entschieden werden, ob der Modul für Erst- oder der für Wiederbelastung zu nehmen ist. Auch bei (a) muß, wenn der Boden vorbelastet ist, die relative Setzung am Wiederbelastungsast des Drucksetzungs-Diagramms entnommen werden (oder gegebenenfalls auch unter Berücksichtigung beider Äste des Diagramms, falls der Vorbelastungspunkt bekannt ist und gerade innerhalb des betrachteten Spannungsintervalls liegt). Die Gesamtsetzung s ergibt sich schließlich durch Summation über alle Schichten.

Die rechnerisch erfaßte Tiefe wird in der Praxis durch die in Bild E2.09 eingetragene "20%-Grenze" begrenzt, d.i. die Tiefe, in der der Spannungszuwachs nur noch 20% der vorhandenen Eigengewichtsspannung

spannung beträgt.

Bei der indirekten Setzungsberechnung wird also das nicht-lineare Druck-Setzungs-Verhalten des Bodens näherungsweise erfasst, wobei die im Ödometer-Versuch gemessene Stauchung des Volumens bei vollständig behinderter Querverformung zugrundegelegt wird. Die Setzungsberechnung kann also in dieser Form nur solange als zulässig angesehen werden, wie auch im Baugrund unter dem Fundament noch keine plastischen Horizontalverschiebungen auftreten.

Das Abziehen der Aushub-Last in Form eines Rechtecks führt bei exzentrischer Last zu den 3 in Bild E2.10 skizzierten Fällen: positiv anzusetzende Lastflächen sind senkrecht, negative Lastflächen waagrecht schraffiert. Das schematische Abziehen der Aushub-Last ist aber fragwürdig, da dabei die Rückverformung der Baugrubensohle bei Wegnahme der Aushub-Last unberücksichtigt bleibt. Das erklärt (SMOLTCZYK 1979), warum sich bei Setzungsmessungen an ausgeführten Bauwerken kein Knick im Setzungs-Diagramm feststellen lässt, wenn die Bauwerkslast wieder das Maß der Aushublast erreicht.



.04 Zeitsetzung, Allgemeines

Die Zeitsetzung $s(t)$ kann sich in 3 Stufen vollziehen, Bild E2.11:
Stufe 1

Nach der Lastaufbringung tritt innerhalb sehr kurzer Zeit eine Sofortsetzung s_0 ein, die nur bei teilgesättigten Bodenarten auf eine Volumenverringerung beruht, im übrigen aber und bei wassergesättigten Böden ausschließlich auf Gestaltänderungen durch Scherverformungen beruht. Die Spannungsänderungen werden nur anteilig von der festen Phase übernommen.

Die Berechnung von s_0 kann nach E2.02 erfolgen, wobei Bild E2.11 für E der Elastizitätsmodul E_u für den undränierten Zustand einzusetzen ist, der bei wassergesättigten bindigen Böden in einem festen Verhältnis zur totalen Scherfestigkeit c_u (s.D6) steht: $E_u = (300 \dots 1000) \cdot c_u$ (E2/05)

Der obere Wert geht auf HÖEG (1969) zurück und trifft bei behinderter Gleitung des Bodens zu (z.B. infolge einer Oberflächen-Sandlast); der untere bei unbehinderter Gleitung (Aufwölbung der Oberfläche).

Die Anwendung eines Moduls $E_u = \text{const}$ ist hier gerechtfertigt, wenn eine 2-fache Grundbruchsicherheit vorhanden ist: der Boden reagiert rein kohäsiv. Ferner $\nu_u = 0,5$.

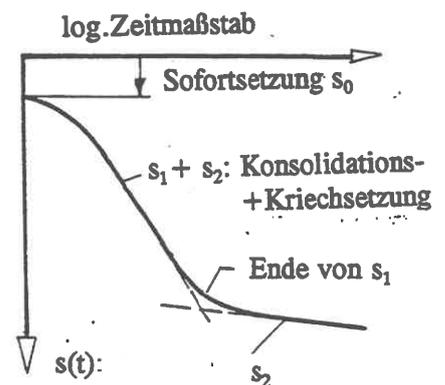


Bild E2.11 Zeitsetzung $s(t)$, Schema

Stufe 2

Der Druckanstieg verdrängt das nicht durch Van-der-Waals-Kräfte an die feste Phase gebundene Porenwasser. Wenn der Durchlässigkeitsbeiwert k (s.D4) klein ist, entsteht ein Porenwasserüberdruck $u(t)$, der mit der Zeit t abgebaut wird (Relaxation); der Boden konsolidiert, und es tritt eine Konsolidations- oder Primärsetzung s_1 ein. Die ebenfalls mitlaufenden zeitveränderlichen Verzerrungen der festen Phase (Kriechsetzung s_2) sind auf dieser Stufe nur von untergeordneter Bedeutung.

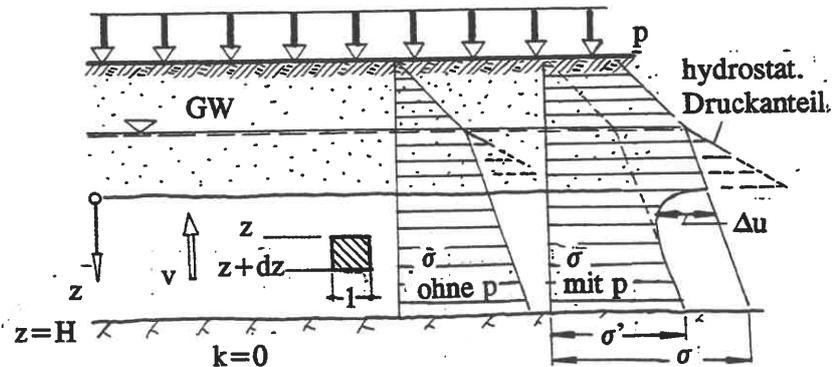
Stufe 3

Bei tonigen Bodenarten bewirkt der Druckanstieg auch im gebundenen Porenwasser Lageveränderungen der Bodenteilchen zur Verbesserung der inneren Kraftübertragung: Kriechsetzung oder Sekundärsetzung s_2 , die solange anhält, bis die in den deformierten Wasserhüllen der Tonteilchen verursachten Schubspannungen genügend weit abgebaut sind (Relaxation). Hierbei tritt kein meßbarer Porenwasserüberdruck mehr auf.

In der Regel ist s_2 linear von $\log t$ abhängig, Bild E2.11, und sehr langfristig (BUISMAN 1936: "säkulare Setzung"). Es gibt Böden, die allein unter der Wirkung des Eigengewichts auch noch in der geologischen Gegenwart einen derartigen Verfestigungsprozeß durchlaufen ("unterkonsolidiert"). Dabei bleibt $s_1/l_n\sigma_{zz} = \text{const.}$

.05 Zeitsetzung, eindimensional

Eine kompressible, wenig wasser-durchlässige Schicht von der Dicke H , Bild E2.12, wird zum Zeitpunkt $t=0$ gleichmäßig mit der Last p belastet. Von einem eindimensionalen Problem kann man sprechen, wenn die seitliche Ausdehnung der Last groß ist im Vergleich zu H .

Bild E2.12

In $z = H$ stehe undurchlässiger Boden an, so daß eine Entwässerung nur in die obere Sandschicht hinein erfolgen kann. Im Bild ist die vertikale Spannung σ (Indices "zz" hier überflüssig, da das Problem eindimensional ist) vor und unmittelbar nach dem Aufbringen der Last p dargestellt: während die effektive Spannung (Def.s.D6) σ' im Sand sofort um p ansteigt, ändert sie sich in der bindigen Schicht nur allmählich in dem Maße, in dem der Porenwasserüberdruck $u(z;t)$ abgebaut wird:

Änderung der effektiven Spannung	$\Delta\sigma' = \sigma'(t) - \sigma'(0)$
Änderung des Porenwasserdrucks	$\Delta u = u(t) - u(0)$
Änderung der totalen Spannung	$\Delta\sigma = p = \text{const.}$

$u(0)$ ist der hydrostatische Wasserdruck, der für den Konsolidationsvorgang $u(t)$ ohne Einfluß ist und daher im folgenden außer acht gelassen wird.

Aufstellen der Differentialgleichung:

$$\text{Potentialgefälle } \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{u(z;t)}{\gamma_w} \right] \quad (\text{E2/06})$$

$$\text{Darcysches Filtergesetz (D4.01): } v = -\frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial z} \quad (\text{E2/07}).$$

Anmerkung: Einem positiven Gefälle entspricht eine nach oben (negativ) gerichtete Strömung.

Da keine Quellen im Boden sind, nimmt der Wassergehalt w des bindigen Bodens bei diesem Drainagevorgang ab: bei einem Volumenelement von der Dicke dz strömt nach oben ab: (Querschnittsfl. $A=1$)

$$dq = A \cdot dv = 1 \cdot dv = \frac{\partial v}{\partial z} \cdot dz \quad (\text{E2/08}),$$

d.h. die Änderung der Filtergeschwindigkeit v über dz ist ein Maß für die verdrängte Wassermenge. Durch Hinzunahme des Filtergesetzes (E2/07) folgt aus (E2/08):

$$dq = -\frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \cdot dz \quad (\text{E2/09}).$$

Gleichzeitig vermindert sich das Volumen des Bodenelements um $A \cdot ds = 1 \cdot ds$. Bei Anwendung der linearen Elastizitätstheorie (näherungsweise) hängt ds linear von der Änderung der effektiven Spannung ab: (zur Definition von E_s , vgl. D5.04)

$$\text{Hookesches Gesetz } ds = \frac{1}{E_s} \cdot (p-u) \cdot dz \quad (\text{E2/10}).$$

Da es hier um die zeitliche Änderung geht, wird nach t differenziert:

$$\frac{\partial}{\partial t} (ds) = -\frac{1}{E_s} \frac{\partial u}{\partial t} \cdot dz \quad (\text{E2/10a}),$$

und dies muß dq sein (Volumenänderung = verdrängte Wassermenge), falls der Boden wassergesättigt ist. Aus Gln. (E2/09) und (E2/10a) erhält man die Diff.Gl.:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\gamma_w}{kE_s} \cdot \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{1}{c_v} \cdot \frac{\partial u}{\partial t} \quad (\text{E2/11}).$$

c_v heißt Konsolidierungsbeiwert (Dimension m^2/s). Um zu einer dimensionslosen Gleichung zu kommen, werden die Längen z auf die Schichtdicke bezogen:

$$\frac{z}{H} = \zeta.$$

Auch die Zeit wird normiert, indem sie auf H^2/c_v bezogen wird:

$$\frac{t \cdot c_v}{H^2} = T_v$$

Damit wird aus Gl. (E2/11):

$$\frac{\partial^2 u}{\partial \zeta^2} = \frac{\partial u}{\partial T_v} \quad (\text{E2/11a}).$$

Diese Differentialgleichung steuert in der Physik alle Ausbreitungsvorgänge, denen lineare Konstitutionsgleichungen zugrundeliegen wie hier das Darcysche und das Hookesche Gesetz, sofern die Stoffparameter während des Vorgangs unverändert bleiben (was bei der Konsolidation natürlich nicht zutrifft). Ein Beispiel ist die Wärmeausbreitung in einem festen Körper. Daher können die auf anderen physikalischen Gebieten entwickelten Lösungen für die Differentialgleichung bei vergleichbaren

Randbedingungen und Anfangsbedingungen auch für den Konsolidationsvorgang benutzt werden. Die auf dieser Basis entwickelte Konsolidationstheorie verdankt man TERZAGHI (1925) und FRÖHLICH (TERZAGHI/ FRÖHLICH 1936).

An Hand der normierten Gleichung (E2/11a) ergibt sich als Modellgesetz der Zeitsetzung:

(Index "M" - Modell; Index "N" - Natur)

$$t_M : t_N = H^2_M : H^2_N \quad (\text{E2/12}).$$

Die Konsolidationszeiten wachsen danach mit dem Quadrat des Dränageweges (d.h. hier der Schichtdicke H) an, was aber voraussetzungsgemäß nur in dem ungünstigen Sonderfall zutrifft, daß das Porenwasser nur eindimensional verdrängt werden kann.

Lösung der Differentialgleichung (E2/11a)

$$\text{Produktansatz } u(\zeta; T_v) = F(\zeta) \cdot G(T_v) \quad (\text{E2/13}),$$

$$\text{d.h. es muß } \frac{F''}{F} = \frac{\dot{G}}{G} \quad (\text{E2/14})$$

sein. Beide Seiten der Gl.(E2/14) müssen gleich einer Konstanten sein, wenn F nur eine Funktion von ζ und G eine Funktion nur von T_v sein soll. Das heißt:

$$\begin{aligned} F'' + A^2 F &= 0 \\ \dot{G} + A^2 G &= 0 \end{aligned} \quad (\text{E2/14})$$

Daher lautet die allgemeine Lösung

$$u = (C_1 \cos A\zeta + C_2 \sin A\zeta) \cdot \exp(-A^2 T_v) \quad (\text{E2/15}).$$

An der oberen Schichtgrenze ist $u(0; T_v) = 0$, s.Bild E2.12. Daher muß $C_1 = 0$ sein. An der unteren Schichtgrenze muß umgekehrt u seinen Maximalwert für alle Zeiten T_v haben. Die vollständige Lösung ist deswegen mit dem Eigenwert $A = n \cdot \pi/2$ die Summe

$$u = \sum_1^{\infty} C_n \sin(n \cdot \frac{\pi}{2} \cdot \zeta) \cdot \exp\{-\frac{n^2}{4} \cdot \pi^2 T_v\} \quad (\text{E2/16})$$

Die Anfangsbedingung ist $u(\zeta; 0) = p$. Daraus folgt die Forderung, daß

$$\sum_1^{\infty} C_n \sin(n \cdot \frac{\pi}{2} \cdot \zeta) = p \quad (\text{E2/17})$$

sein muß, die mit Hilfe der Fourier-Transformation erfüllt werden kann. Dazu werden beide Seiten der Gl. (E2/17) mit $H \cdot \sin(n \cdot \pi/2 \cdot \zeta) \cdot d\zeta$ multipliziert und in den Grenzen von 0 bis 2 gliedweise integriert:

$$H \cdot \sum_1^{\infty} \left[\int_0^2 C_n \sin \frac{n\pi\zeta}{2} \cdot \sin \frac{m\pi\zeta}{2} \cdot d\zeta \right] = H \cdot \int_0^2 p \cdot \sin \frac{n\pi\zeta}{2} \cdot d\zeta$$

Für die Zahlen $m = 1, 2, 3, \dots, (n-1)$, also für $m < n$, verschwindet das linke Integral, d.h. von der Summe bleibt nur das n-te Glied übrig:

$$C_n \cdot \underbrace{\int_0^2 \sin^2 \frac{n\pi\zeta}{2} d\zeta}_{=1} = \int_0^2 p \cdot \sin \frac{n\pi\zeta}{2} \cdot d\zeta \quad (\text{E2/18})$$

Damit lautet die Lösung

$$u(\zeta; T_v) = \sum_1^{\infty} \left[\int_0^z p \cdot \sin \frac{n\pi\zeta}{2} \cdot d\zeta \right] \cdot \sin \frac{n\pi\zeta}{2} \cdot \exp\left\{-\frac{n^2\pi^2}{4} T_v\right\} \quad (E2/19)$$

Im vorliegenden Fall ist $p = \text{const.}$ Man kann also die Integration ausführen und erhält

$$u = \sum_1^{\infty} \frac{2p}{\pi n} (1 - \cos n\pi) \cdot \sin \frac{n\pi\zeta}{2} \cdot \exp\left\{-\frac{n^2\pi^2}{4} T_v\right\} \quad (E2/20)$$

Für gerade Zahlen n verschwindet $1 - \cos n\pi$, für ungerade Werte wird der Ausdruck = 2. Es ist deswegen zweckmäßig, die Summe über $m = (n-1)/2$, d.h. von 0 bis ∞ laufen zu lassen, wodurch sich Gl. (E2/20) vereinfacht zu

$$u = p \cdot \sum_0^{\infty} \frac{4}{\pi(2m+1)} \sin\left[\frac{2m+1}{2}\pi\zeta\right] \cdot \exp\left\{-\left[\frac{2m+1}{2}\pi\right]^2 T_v\right\} \quad (E2/21)$$

Als Konsolidierungsgrad U_z definiert man

$$U_z(z,t) = 1 - \frac{u(z,t)}{u(z,0)} \quad (E2/22)$$

Nützlich ist die Auftragung der Linien gleicher Konsolidierungszeit als Funktion der Tiefe ζ , wie es Bild E2.13 für den Fall $p = \text{const.}$ zeigt (Isochronen).

In der Praxis interessiert eher das Verhältnis der Zeitsetzung $s(t)$ zur Endsetzung, das als Verdichtungsgrad oder Verfestigungsgrad U bezeichnet wird: $U = s(t) : s(\infty)$.

Die Zeitsetzung ist

$$s(t) = \frac{1}{E_s} \int_0^1 \Delta\sigma^H \cdot d\zeta = \frac{1}{E_s} \int_0^1 (p-u)H \cdot d\zeta = H \frac{p}{E_s} \left[1 - \int_0^1 \sum_0^{\infty} \frac{4}{\pi(2m+1)} \cdot \sin\left[\frac{2m+1}{2}\pi\zeta\right] \exp\{-\dots\} \right]$$

Nach Vertauschung der Operationen \int und \sum und Integration erhält man mit $s(\infty) = (pH)/E_s$

$$U = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_0^{\infty} \frac{2}{(2m+1)^2} \exp\left\{-\left[\frac{2m+1}{2}\pi\right]^2 T_v\right\} \quad (E2/23)$$

Für einen über die Schichtdicke anfangs konstanten Porenwasserdruck $u = p$ zeigt Bild E2.14 (TAYLOR 1948) den Verlauf der Funktion $U(T_v)$. Der Bereich $T_v < 0,4$ läßt sich annähern durch

$$U^2 = (4/\pi) \cdot T_v \quad (E2/24).$$

Zur Kontrolle: Auftragung der Meßwerte in einem Diagramm mit den Koordinaten $s(t)$ und $t/s(t)$ muß eine Gerade ergeben.

Wenn man $s(t)/H$ über $\sqrt{T_v}$ beim Ödometerversuch aufträgt, kann man erfahrungsgemäß den Durchlässigkeitsbeiwert k aus $T_{v,50}$ bzw. $T_{v,90}$ (d.h. 50 % bzw. 90 %) bestimmen, der bei

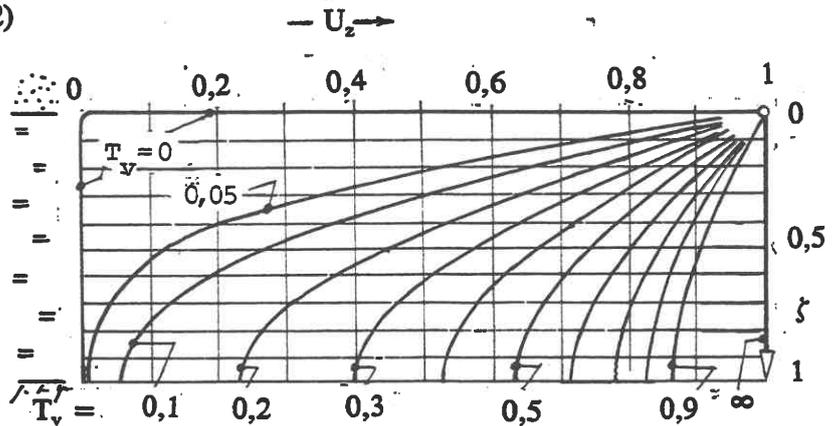


Bild E2.13

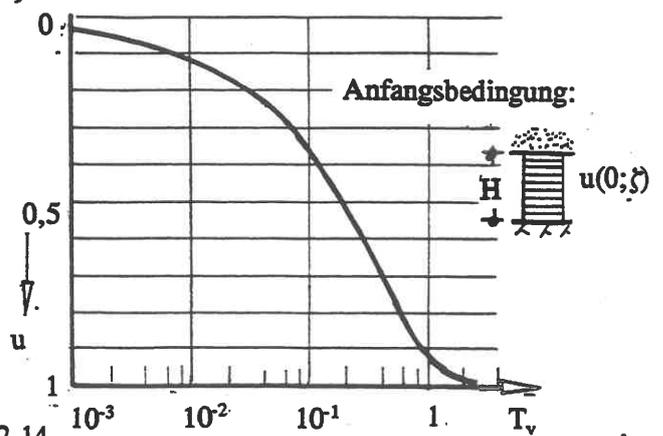


Bild E2.14

beidseitiger Entwässerung $T_{v,50} = 0,05$ bzw. $T_{v,90} = 0,212$ ist.

Falls die bindige Schicht nach oben und unten entwässern kann, rückt das Maximum von $u(t)$ in die Schichtmitte, d.h. man benutzt die o.g. Lösung, indem man sie nach unten spiegelbildlich ergänzt und H durch $H/2$ ersetzt. Nach dem Modellgesetz (E2/12) bedeutet das, daß die Konsolidationszeit auf $1/4$ absinkt.

Anmerkung: Wenn die Steifigkeit des Bodens mit der Tiefe zunimmt, verkürzt sich die Endsetzungszeit erheblich, weil der längere Sickerweg der tieferen Schichten, der bei konstantem E die lange Konsolidierung verursacht, in seinem Einfluß teilweise kompensiert wird.

.06 Zeitsetzung, mehrdimensional

Nach E0.11 ist $\varepsilon = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 = \sum_1^3 \varepsilon_i$. Ferner sei $\varepsilon_m = \varepsilon/3$ und entsprechend

$$\sigma' = \sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3 = \sum_1^3 \sigma'_i \quad \text{und} \quad \sigma'_m = \sigma'/3 \quad (\text{E2/25}).$$

Das Potential ist $\bar{u} = u/\gamma_w$, wenn mit u wieder der Porenwasserüberdruck bezeichnet wird.

Hookesches Gesetz für das Korngerüst: $\sigma'_m = K \cdot \varepsilon$ (E2/26)

$$\sigma'_i - \sigma'_m = 2G \cdot (\varepsilon_i - \varepsilon_m) \quad \text{mit } i=1,2,3 \quad (\text{E2/27}).$$

bzw. in kartesischen Komponenten (δ_{ik} - Kronecker-Symbol):

$$\sigma_{ik} = 2G \left[\varepsilon_{ik} + \delta_{ik} \cdot \varepsilon_m \cdot \frac{3\nu}{1-2\nu} \right] \quad (\text{E2/28})$$

Als Dimensions-Anzeiger wird $j = 1,2,3$ eingeführt. Aus Gl.(E2/27) erhält man durch Summation

$$\sum_{i=1}^j \sigma'_i = 2G \cdot \sum_{i=1}^j \varepsilon_i - 2G \cdot j \cdot \varepsilon_m + j \cdot \sigma'_m \quad (\text{E2/29})$$

$$\text{mit } \sum_{i=1}^j \varepsilon_i = \varepsilon :$$

Nach ε aufgelöst:

$$\varepsilon = \frac{\sum_{i=1}^j \sigma'_i}{j \cdot K + 2G(1 - \frac{j}{3})} = \frac{j(u + \gamma_w z) - \sum_{i=1}^j \sigma_i}{j \cdot K + 2G(1 - \frac{j}{3})} \quad (\text{E2/30}).$$

Das Darcysche Gesetz für den räumlichen Fall lautet

$$\{v\} = -k \cdot \text{grad } \bar{u} \quad (\text{E2/31}).$$

Die Kontinuitätsgleichung ist

$$\text{div } \{v\} = \partial \varepsilon / \partial t \quad (\text{E2/32}).$$

Wenn man wie im ebenen Fall die zeitliche Änderung der Wassermenge gleich der Volumenänderung $\dot{\varepsilon}$ (Wassersättigung!) setzt, d.h. Gl.(E2/30) und (E2/31) in die Kontinuitätsgleichung einsetzt, erhält man die allgemeine Differentialgleichung für den j -dimensionalen Fall:

$$\nabla \nabla u = \frac{\gamma_w}{k \cdot K_j} \cdot \frac{\partial}{\partial t} \left(u - \frac{1}{j} \cdot \sum_{i=1}^j \sigma_i \right) \quad (\text{E2/33})$$

worin $K_j = K + 2G(1/j - 1/3)$ ein verallgemeinerter Modul ist. Auch für den Konsolidierungsbeiwert läßt sich eine solche Verallgemeinerung schreiben: $c_{vj} = k \cdot K_j / \gamma_w$ (E2/34).

Anmerkung: Die Diff.-Gl. (E2/33) reicht ohne Hinzunahme einer Aussage über σ , nicht zur Lösung aus. Wenn man aber näherungsweise die zeitliche Ableitung der totalen Spannungen σ vernachlässigt, läßt sich das zeitliche Abklingen von u als reiner Diffusionsvorgang genügend genau berechnen (SCHIFFMAN et al. 1967), während sich die Größe von u nicht zutreffend berechnen läßt: es gibt unter dem Fundament im mehrdimensionalen Fall Punkte, wo u zunächst ansteigt, ehe die eigentliche Konsolidation einsetzt ("Mandel-Cryer-Effekt", s.a. GUSSMANN 1990).

Anwendung:

Eindimensionaler Fall $j=1$: $K_1 = K + \frac{4}{3} \cdot G = \frac{1-\nu'}{(1+\nu')(1-2\nu')} E' = E_s$

Zweidimensionaler Fall $j=2$: $K_2 = K + \frac{1}{3} \cdot G = \frac{1}{2(1+\nu')(1-2\nu')} E'$

Dreidimensionaler Fall $j=3$: $K_3 = \frac{1}{3(1-2\nu')} E' = K$

Somit ist $K_1 = 2(1-\nu')K_2 = 3 \frac{1-\nu'}{1+\nu'} K_3$, d.h. man erhält für $\nu'=0$: $K_1=2K_2=3K_3$, und im volumenkonstanten Sonderfall $\nu'=0,5$: $K_1=K_2=K_3=\infty$.

Anmerkung: In diesem letzteren Sonderfall wird das Wasser nicht mehr verdrängt, sondern fließt nur durch das Volumen hindurch.

.07 Verfestigungsgrad im ebenen Zustand

Da die Lasten meist räumlich begrenzt in den Boden eingeleitet werden, ist es oft sehr unwirtschaftlich, von den stark auf der sicheren Seite liegenden Konsolidationszeiten nach der eindimensionalen Theorie E2.05 auszugehen. Eine wesentliche Verbesserung der Aussage ist bereits durch den Fall $j=2$ zu erreichen, den die Diagramme in Bild E2.15 nach DAVIS/POULOS (1972), zitiert bei GUSSMANN(1990), für verschiedene Verhältnisse H/B und Drainagebedingungen dokumentieren.

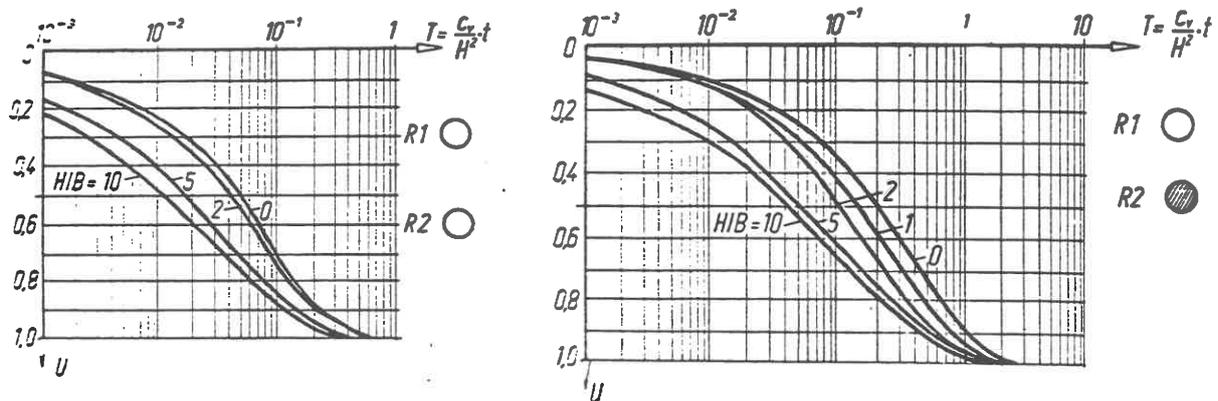
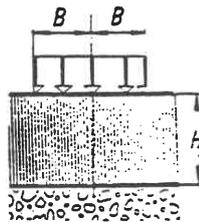
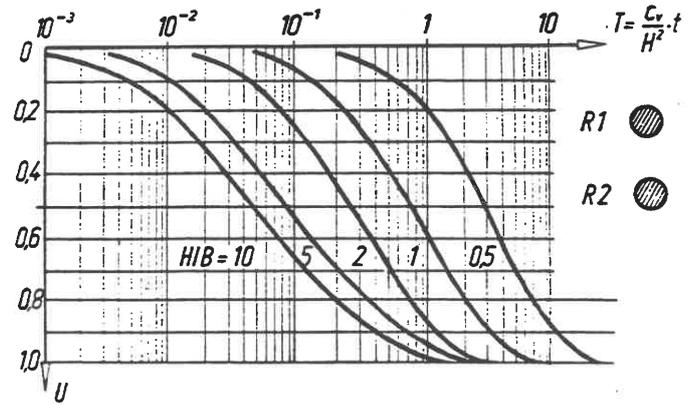
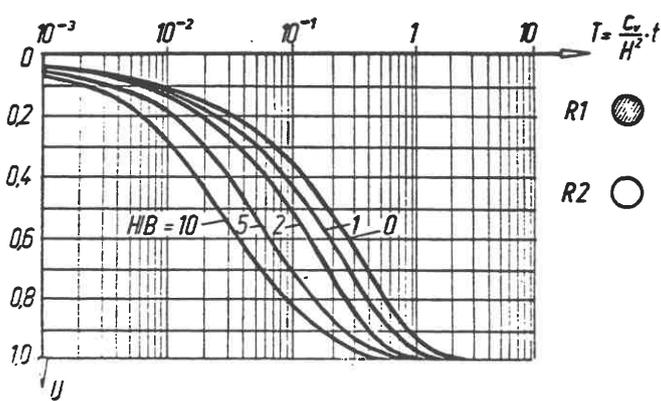


Bild E2.15 (Teil 1)



- R1 - oberer Rand
- R2 - unterer Rand
- durchlässig
- undurchlässig

Bild E2.15 (DAVIS/POULOS 1972)

.08 Geschichteter Baugrund, eindimensional

Bei einem Baugrund aus bindigen Schichten unterschiedlicher Zusammensetzung, führt eine Mittelbildung k_m gemäß (2 Schichten)

$$\frac{2H}{k_m} = \frac{H_1}{k_1} + \frac{H_2}{k_2} \quad (E2/35)$$

nach GUSSMANN/SPOTKA (1973) zu überhöhten Konsolidationszeiten. Bild E2.16 zeigt das an einem Beispiel: eine Schicht mit der Dicke $2H$ wird in 2 Schichten mit $(H_1; k_1)$ und $(H_2; k_2)$ unterteilt ($H_1 + H_2 = 2H$).

Würde man das Problem mit einem nach Gl. (E2/35) gemitteltem Wert k_m durchrechnen, erhielte man die Kurve " k_m " bei senkrechter Durchströmung. In Wirklichkeit entspricht dagegen, z.B. für $k_1 = 7 \cdot k_2$, der zeitliche Ablauf der gestrichelten Kurve. Eine Mittelbildung nach Gl. (E2/35) ist nur bis zu $k_1/k_2 = 5$ vertretbar.

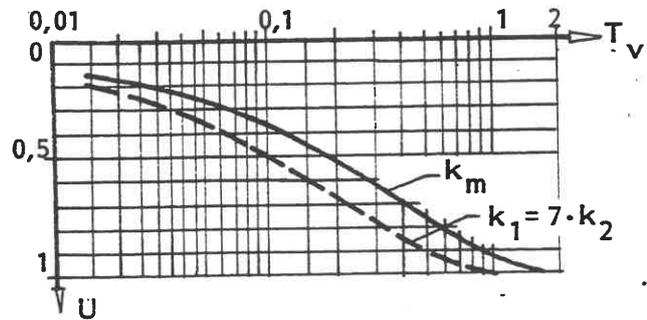


Bild E2.16

Schrifttum zu E2

- BUISMAN, A.S.K.(1936): Results of Long-Duration Settlement Tests. Proc. 1st ICSMFE Cambridge, Mass., vol.1
- DAVIS, E.H./POULOS, H.G.(1972): Rate of settlement under two- and three-dimensional conditions. Géotechnique 22, S.95-114.
- GIBSON, R.E.(1967): Some results concerning displacements and stresses in a nonhomogenous elastic half-space. Géotechnique 17, 5.58 - 67.
- GUSSMANN, P.(1990): Berechnung von Zeitsetzungen. In: Grundbautaschenbuch 4.Aufl. Teil 1, Abschnitt 1.9. Verlag W.Ernst u.Sohn Berlin.
- GUSSMANN, P./SPOTKA, H.(1973): Eindimensionale Konsolidation mehrschichtiger Tonböden. Die Bautechnik 50, S.265 - 272.
- HÖEG, K.et al.(1969): Undrained behaviour of quick clay under load tests at Asrum. Géotechnique 19, S.101 - 115.
- KANY, M.(1974): Berechnung von Flächengründungen. 2.Aufl. Verlag W.Ernst u.Sohn Berlin.
- SCHAAK, H.(1972): Setzung eines Gründungskörpers unter dreieckförmiger Belastung mit konstanter, bzw. schichtweise konstanter Steifenzahl E_s . Bauing.47, S.220.
- SCHIFFMAN, R.L.et al.(1967): The Consolidation of a Half Plane. Univ. Illinois MATE Report 67-3.
- SCHLEICHER, F.(1926): Zur Theorie des Baugrundes. Der Bauing.7, S.931 u. 949.
- SHERIF, G./KÖNIG, G.(1975): Platten und Balken auf nachgiebigem Untergrund. Springer-Verlag Berlin Göttingen Heidelberg.
- SMOLTCZYK, U.(1979): Influence of foundation depth on raft analyses. Proc.3.Int. Conf. Numer.Meth.Geomech, 4, S.1503 - 1512.
- SMOLTCZYK, U.(1981): Verkantung von Pfeilern und Türmen infolge Baugrundnachgiebigkeit. DFG Abschlußbericht Sm 3/18 (Manuskript).
- TAYLOR, D.W.(1948): Fundamentals of Soil Mechanics. Verlag J.Wiley & Sons New York.
- TERZAGHI, K.v.(1925): Erdbaumechanik. Verlag F.Deuticke Wien.
- TERZAGHI, K.v./Fröhlich, O.K.(1936): Theorie der Setzung von Tonschichten. Verlag F.Deuticke Wien.
- VAN HAMME, V.(1938): Beschouwingen over de spanningsverdeeling in den bodem als gevolg van het aanbrengen van een belasting. Manuskript, Laboratorium voor Grondmechanica, Delft.

E3 Tragvermögen der Böden

.01 Begriff "Traglast" in der Bodenmechanik

Im Massivbau bezeichnet "Traglast" diejenige Kraft, bei der ein Körper plastisch zu fließen beginnt, d.h. in Teilstücke zerbricht oder zerfließt.

Da der Baugrund ein unendlich ausgedehnter Körper ist, kann man den Begriff "Traglast" nur auf einen örtlich begrenzten Teilbereich des Baugrunds anwenden: es ist diejenige Kraft, bei der der Boden unter einem Fundament oder einer anderen Druckplatte durch plastisches Fließen ausweicht, also zur Seite und zur freien Oberfläche hin verdrängt wird.

Das Versagen des Bodens kann auf zweierlei Art eintreten: sowohl durch plastisches Fließen eines zusammenhängenden Teilbereichs als auch durch Herausbrechen von Bruchstücken oberhalb einer Bruchfläche.

Durch Kombination der Coulombschen Bruchbedingung nach D6.08 mit den beiden Gleichgewichtsbedingungen des ebenen Verformungszustands ergibt sich im ebenen Fall die Möglichkeit, einen statisch bestimmten Spannungszustand zu berechnen - allerdings mit der entsprechenden Einschränkung, daß am Rand ausschließlich der Spannungszustand als Randbedingung vorgegeben sein darf (1.Randwertproblem). Soweit bisher geschlossene Lösungen in der Bodenmechanik formuliert und einsatzfähig vorliegen, beschränken sie sich auf die Lösung der 1.Randwertaufgabe des ebenen Zustands. Die Normalspannung orthogonal zur Ebene des plastischen Fließens ist dabei mittlere Hauptspannung, so daß der Grenzzustand auf diese Ebene beschränkt bleibt, während senkrecht dazu ein ebener Gleichgewichtszustand herrscht.

Das Problem ist durch die Annahme idealisiert, daß in allen Punkten des plastifizierten Bereiches gleichzeitig der Grenzzustand erreicht wird, was allenfalls bei einem wassergesättigten bindigen Boden möglich ist.

Die beiden Differentialgleichungen des ebenen Grenzspannungszustands stammen von KÖTTER (1903) und H.REISSNER (1924). Analytische Lösungen existieren nur für den Rankineschen Sonderfall des Eigengewichtszustands und das Flachfundament auf gewichtslosem Boden ($\gamma=0$). Im übrigen muß man zu graphischen (DE JOSSE-LIN DE JONG 1959) oder Differenzenverfahren (V.KARMAN 1926, SOKOLOVSKI 1955, SMOLTCZYK 1960 u.a.m.) übergehen.

.02 Ebener Grenzzustand nach PRANDTL

In den Gleichgewichtsbedingungen des ebenen Zustands:

$$\frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} + \frac{\partial \sigma_{zx}}{\partial x} = \gamma \quad \text{und} \quad \frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial z} + \frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} = 0 \quad (\text{E3/01})$$

eliminiert man die Spannungskomponenten durch eine Spannungsfunktion f (PRANDTL 1920/22):

$$\sigma_{xx} = \frac{\partial^2 f}{\partial z^2} = f_{,zz}; \quad \sigma_{zx} = \sigma_{xz} = -f_{,xz}; \quad \sigma_{zz} = f_{,xx} + \gamma z \quad (\text{E3/02})$$

und setzt diese Ableitungen von f in die Bruchbedingung (D6/03) ein:

$$(f_{,xx} + \gamma z - f_{,zz})^2 - \sin^2 \varphi' (c' \cot \varphi' + f_{,xx} + \gamma z + f_{,zz})^2 + 4f_{,xz}^2 = 0 \quad (\text{E3/03}).$$

Diese Differentialgleichung hat - im Gegensatz zur Diff.Gl. des elastischen Zustands - keine im ganzen Halbraum stetige Lösung, sondern ihre Lösung ist nur eindeutig innerhalb von Teilbereichen ("Bruchstücken"), die von Unstetigkeitslinien begrenzt sind. Dazu das Beispiel nach Bild E3.01: Zwischen A und B des Randes wirkt eine schlaife Last. Wenn infolge dieser Last der Boden darunter plastisch wird, bedeutet das, daß sich diese "Störung" längs der durch A und B laufenden Linien ins Innere fortpflanzt. Umgekehrt ist auch das mechanische Verhalten eines Punktes P eindeutig bestimmt durch nur diejenigen Teillasten, die auf dem Rand zwischen den Punkten B und C wirken. B und C sind durch die Bestimmungs- (Charakteristiken) des Problems definiert, die durch P gehen und die in der Bodenmechanik als Gleitlinien bezeichnet werden.

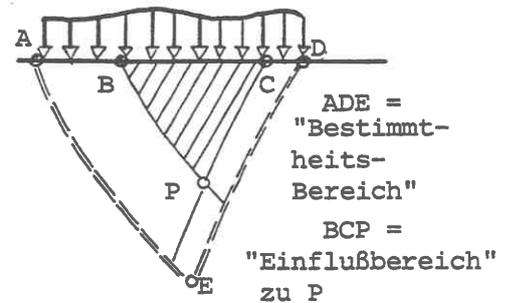


Bild E3.01

Die Lösung der Dgl. (E3/03) ist also nicht im ganzen Halbraum stetig, sondern nur in Teilbereichen und muß über deren Grenzen hinweg mittels Übergangsbedingungen fortgesetzt werden. Die Unstetigkeitslinien, die die Grenzen bilden, sind entweder selbst auch Gleitlinien oder Einhüllende von Gleitlinienscharen.

Beispiel: Vertikal belastetes Fundament auf gewichtslosem Boden.

Der Boden habe die Scherparameter φ und c ; die Wichte sei $\gamma = 0$. Die Einbindetiefe sei t . Die Wichte des Bodens oberhalb der Sohle wird nicht $= 0$ gesetzt. Es gibt also eine Randbelastung $\bar{\sigma} = \gamma t$ beiderseits des Fundaments. Gesucht ist die Fundamentlast σ_0 . Da der Bereich unter (Bild E3.02) \overline{AB} gewichtslos sein soll und der Randabschnitt schubspannungsfrei nur mit der Vertikallast $\sigma_0 = \text{const}$ belastet wird, ist eine Plastifizierung dieses Bereiches nur durch einen homogenen Spannungszustand denkbar, wo $\sigma_1 = \sigma_2$ und wegen der Bruchbedingung (D6/02)

$$\sigma_3 = \sigma_1 \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} - 2c \frac{\cos \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (\text{E3/04})$$

ist. Die zugehörigen Gleitlinien sind zwei Geraden-Scharen. Aus dem Spannungsdiagramm in Bild E3.03 entnimmt man ihren Anstiegswinkel

$$\vartheta_{1,2} = \pm(45^\circ + \frac{1}{2}\varphi) \quad (\text{E3/05})$$

$$\text{d.h. } \angle ACB = 90^\circ - \varphi \quad (\text{E3/06}).$$

Das Dreieck ABC ist der Bestimmtheitsbereich.

Aus den gleichen Gründen ist

auch der Spannungszustand unter den Randlasten homogen; nur daß hier die 1. Hauptspannung waagrecht gerichtet ist, weil sie Reaktions-Spannung (Stützspannung) für das Fundament ist. Im Bestimmtheitsbereich BDE ergibt sich somit das gleiche Gleitlinienfeld wie in ABC, nur um 90° gedreht.

Damit reduziert sich die Aufgabe auf die Berechnung des Spannungszustands im Übergangsbereich BCD, damit die logische

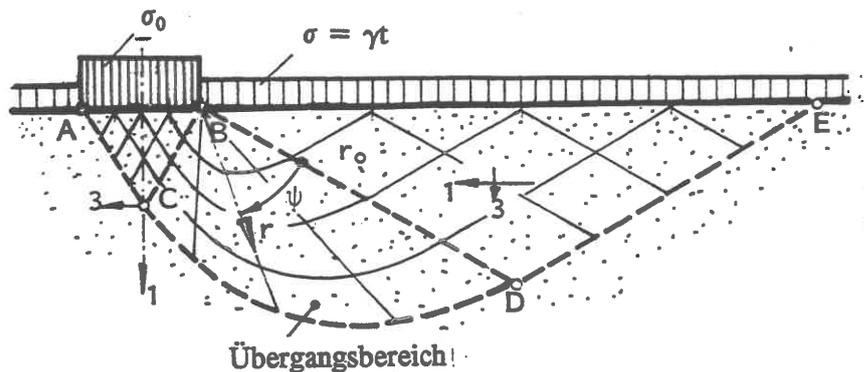


Bild E3.02

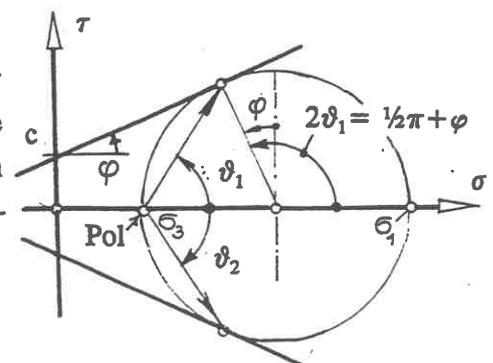


Bild E3.03

Verknüpfung zwischen $\bar{\sigma}$ und σ_0 hergestellt wird (PRANDTL 1920/22). Da die beiden Grenzgleitlinien BC und BD der zu verknüpfenden Bruchstücke beide durch B laufen, sind auch alle dazwischen liegenden Gleitlinien in B zentriert. Man führt daher Polarkoordinaten r, ψ ein (ψ positiv im Uhrzeigersinn von BD aus). Da die Spannungen über r konstant sein müssen (Randbedingungen!), kann die Spannungsfunktion f von höchstens 2. Grade in r sein:

$$f = \frac{r^2}{2} \cdot q(\psi) \quad (\text{E3/07}).$$

Daraus ergeben sich die Spannungskomponenten

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{rr} &= \frac{1}{r^2} f_{,\psi\psi} + \frac{1}{r} \cdot f_{,r} = \frac{1}{2} \cdot q_{,\psi\psi} + q \\ \sigma_{r\psi} &= -\left(\frac{1}{r} \cdot f_{,\psi}\right)_{,r} = -\frac{1}{2} \cdot q_{,\psi} \\ \sigma_{\psi\psi} &= f_{,rr} = q \end{aligned} \right\} \quad (\text{E3/08}).$$

Eingesetzt in die Bruchbedingung (D6/03, wenn die Hauptspannungen durch die Spannungskomponenten ersetzt werden):

$$\frac{1}{2} \sqrt{\frac{1}{4} \cdot q_{,\psi\psi}^2 + q_{,\psi}^2} = +c \cdot \cos\varphi + \left(\frac{1}{4} \cdot q_{,\psi\psi} + q\right) \sin\psi \quad (\text{E3/09}).$$

Die Lösung dieser Differentialgleichung lautet nach PRANDTL (1920/22):

$$q = c \cdot \exp\{\beta\psi\} - c \cdot \cot\varphi \quad (\text{E3/10})$$

Setzt man nämlich (E3/10) in (E3/09) ein, so ergibt sich als Bestimmungsgleichung für β :

$$\left[\frac{\beta^2}{4} - \left(1 + \frac{\beta^2}{4}\right) \cdot \sin^2\varphi \right] \left[1 + \frac{\beta^2}{4} \right] = 0 \quad (\text{E3/11})$$

Der zweite Faktor kann nicht 0 sein, denn dann wäre $\beta = \pm 2i$ und $q = a_1 \cos 2\psi + a_2 \sin 2\psi$ und die mittlere Hauptspannung 0, was nicht sein kann. Daher muß der erste Faktor 0 sein: $\beta = 2 \cdot \tan\varphi$ und

$$q = C \cdot \exp\{2\psi \cdot \tan\varphi\} - c \cdot \cot\varphi \quad (\text{E3/12})$$

Die Hauptspannungen sind

$$\sigma_{1,3} = \frac{C \cdot \exp\{2\psi \cdot \tan\varphi\}}{1 \mp \sin\varphi} - c \cdot \cot\varphi$$

Die Integrationskonstante C berechnet man aus der Randbedingung, daß $\sigma_3(0) = \bar{\sigma}$ ist:

$$C = (1 + \sin\varphi) \cdot (\bar{\sigma} + c \cdot \cot\varphi). \text{ Damit ist:}$$

$$\sigma_{1,3} = (\bar{\sigma} + c \cdot \cot\varphi) \cdot \exp\{2\psi \cdot \tan\varphi\} \cdot \frac{1 + \sin\varphi}{1 \mp \sin\varphi} - c \cdot \cot\varphi \quad (\text{E3/13})$$

Speziell ist im Randabschnitt \overline{BC} ($\psi = \pi/2$):

$$\sigma_1 = \sigma_0 = (\bar{\sigma} + c \cdot \cot\varphi) \cdot \exp\{\pi \cdot \tan\varphi\} \cdot \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} - c \cdot \cot\varphi \quad (\text{E3/14}).$$

Hieraus lassen sich die beiden Tragfähigkeitsbeiwerte N_d und N_c der DIN 4017,1 ablesen:

$$N_d = \exp\{\pi \cdot \tan\varphi\} \cdot \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \quad N_c = (N_d - 1) \cdot \cot\varphi \quad (\text{E3/15}).$$

Hier sei auch die Formel für den Tragfähigkeitsbeiwert N_b ("Breitenglied") der DIN 4017 zitiert:

$$N_b = (N_d - 1) \cdot \tan\varphi.$$

Sie wurde allerdings nicht analytisch abgeleitet, sondern ist empirisch belegt. In der Literatur findet man ähnliche Abschätzungen, die sich vor allem dadurch unterscheiden, daß der 2. Summand in der

Klammer von 1 verschieden ist.

Da die Spannungen von r unabhängig sind, gilt dasselbe für die 1. Gleitlinien, die deswegen einen in B zentrierten Fächer von Geraden bilden. Der geometrische Ort für die konjugierte 2. Schar von Gleitlinien liegt dann durch die Bedingung fest, daß sie mit der 1. Schar den Winkel $90^\circ - \varphi$ einschließen müssen (Bild E3.03):

Aus Bild E3.04 liest man unmittelbar ab:

$$\tan \varphi = \frac{dr}{r \cdot d\psi}$$

Diese Diff.Gl. läßt sich durch Trennung der Variablen integrieren zu

$$r = r_0 \exp\{-\psi \cdot \tan \varphi\} \quad (E3/16).$$

Das ist eine Schar logarithmischer Spiralen ($r_0 = \overline{BD}$).

Anmerkung: Man beachte, daß sich die Spannungen innerhalb des Übergangsbereichs wie die Quadrate der Längen r verändern.

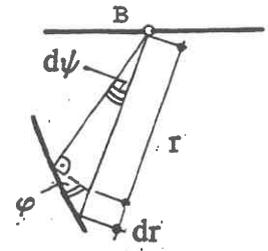


Bild E3.04

Schräg belastetes Fundament auf gewichtslosem Boden

Der Gedankengang von PRANDTL läßt sich auch auf das mit einer unter Θ geneigten Kraft p belastete Fundament übertragen (s.z.B. SMOLTCZYK 1960). Ergebnis:

$$\frac{p}{\sigma} = \frac{\cos \Theta + \sqrt{\cos^2 \Theta - \cos^2 \varphi}}{1 - \sin \Theta} \cdot \exp\left\{\left(\frac{3}{4}\pi + \varphi - 2\vartheta_1\right)\right\} \tan \varphi$$

$$\tan \vartheta_{1,r} = \frac{\cos^2 \varphi - \cos^2 \Theta - \cos \Theta \cdot \sqrt{\cos^2 \Theta - \cos^2 \varphi}}{\pm \cos \Theta \cdot \sin \Theta \pm \sin \Theta \cdot \sqrt{\cos^2 \Theta - \cos^2 \varphi} - \sin \varphi \cdot \cos \varphi} \quad (E3/17)$$

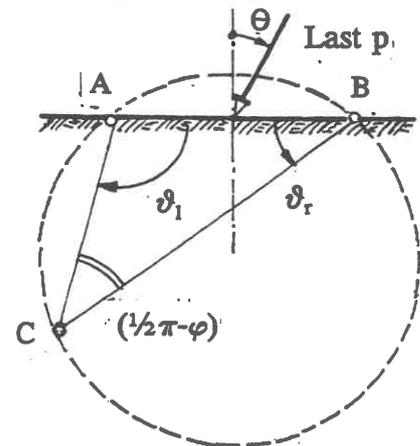


Bild E3.05

Da der Winkel zwischen konjugierten Gleitlinien auch hier $= 90^\circ - \varphi$ sein muß, wandert der Punkt C mit zunehmender Lastneigung auf dem Ortskreis über der Basis AB zum Fundament-Eckpunkt, s. Bild E3.05. Gleichzeitig nimmt das Volumen des plastifizierten Bodens rasch ab, d.h. die Grundbruchlast verringert sich stark mit $\Theta \rightarrow \varphi$, vgl. Neigungsbeiwerte in DIN 4017 Teil 2.

.03 Verfahren von Sokolovski

Wenn man in den Gleichgewichtsbedingungen (E3/01) mit Hilfe der Bruchbedingung eine Spannungskomponente eliminiert, ist der unbekannte Spannungszustand im plastifizierten Bereich durch 2 unabhängige Variable festgelegt. Es ist üblich, eine Spannungskomponente und einen Richtungswinkel als unabhängige Variable zu benutzen. SOKOLOVSKI (1955) arbeitet mit der dimensionslosen Spannungsvariablen

$$\chi = \frac{\cot \varphi}{2} \cdot \ln \left[\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2c} + \cot \varphi \right] \quad (E3/18)$$

und den von χ und α_z (Bild E3.06) abhängigen Variablen

$$\xi = \chi + \alpha_z \quad \eta = \chi - \alpha_z \quad (E3/19).$$

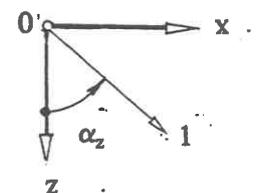


Bild E3.06

Die Differentialgleichungen des ebenen plastischen Zustands lauten damit (X und Z sind die Massenkraft in x - und in z -Richtung, z.B. $Z = \gamma$):

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \eta}{\partial z} + \tan(\alpha_z - \vartheta_a) \frac{\partial \eta}{\partial x} &= a = + \frac{Z \sin(\alpha_z + \vartheta_a) - X \cos(\alpha_z + \vartheta_a)}{2\sigma \cdot \sin \varphi \cdot \cos(\alpha_z - \vartheta_a)} \\ \frac{\partial \xi}{\partial z} + \tan(\alpha_z + \vartheta_a) \frac{\partial \xi}{\partial x} &= b = - \frac{Z \sin(\alpha_z - \vartheta_a) - X \cos(\alpha_z - \vartheta_a)}{2\sigma \cdot \sin \varphi \cdot \cos(\alpha_z + \vartheta_a)} \\ \text{Hierin ist } \vartheta_a &= \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}; \quad \sigma = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + c \cdot \cot \varphi \end{aligned} \right\} \quad (\text{E3/20})$$

Mit Hilfe der allgemeinen Differentialbeziehungen

$$d\xi = \frac{\partial \xi}{\partial z} \cdot dz + \frac{\partial \xi}{\partial x} \cdot dx \quad \text{und entsprechend } d\eta = \dots$$

lassen sich die partiellen Ableitungen der unbekanntenen Funktionen ξ und η eliminieren, und man erhält beispielsweise

$$\frac{\partial \xi}{\partial z} = \frac{\tan(\alpha_z + \vartheta_a) \cdot d\xi - b \cdot dx}{\tan(\alpha_z + \vartheta_a) \cdot dz - dx} \quad (\text{E3/21})$$

und analog die 3 weiteren partiellen Ableitungen. Betrachtet man irgendeine Kurve $z(x)$ innerhalb des plastifizierten Gebiets, dann ist festzustellen:

- (1) Wenn für diese Kurve die Nenner der partiellen Ableitungen nicht 0 sind, lassen sich die Ableitungen eindeutig berechnen;
- (2) Wenn der Nenner einer partiellen Ableitung 0 ist, der Zähler aber nicht, dann ist die Kurve hinsichtlich dieser Ableitung eine Unstetigkeitslinie des Spannungszustands;
- (3) Wenn Zähler und Nenner beide 0 werden, sind die partiellen Ableitungen nicht eindeutig bestimmbar. Derartige Kurven sind die Charakteristiken des Problems (s.a.E3.02).

Somit lauten die Differentialgleichungen für die Charakteristiken

$$\frac{dx}{dz} = \tan(\alpha_z + \vartheta_a); \quad \frac{d\xi}{dz} = b \quad \text{oder:} \quad \frac{dx}{dz} = \tan(\alpha_z - \vartheta_a); \quad \frac{d\eta}{dz} = a \quad (\text{E3/22})$$

Die Gleichungen sind auch die Differentialgleichungen der Unstetigkeitslinien, d.h. die Unstetigkeitslinien sind entweder selbst Gleitlinien oder Einhüllende von Gleitlinien. Es sind Linien, an denen die Ableitungen der Spannungskomponenten ∞ werden, die Spannungen also eine Sprungstelle haben. Der Umstand, daß in dem plastifizierten Gebiet derartige Sprungstellen existieren können, weist auf die Unvereinbarkeit der Bruchbedingung mit einem stetigen Spannungsfeld hin. So ist z.B. der Übergang vom plastischen zum elastischen Gebiet durch eine Unstetigkeitsstelle markiert.

SOKOLOVSKI nennt die beiden Gleitlinienscharen α - und β -Linien.

.04 Differentialgleichungen von KÖTTER und REISSNER

Die Differentialgleichung für den Erddruck längs einer gekrümmten Gleitlinie wurde zum ersten Mal von dem Berliner Mathematiker KÖTTER (1903) abgeleitet. REISSNER (1924) verallgemeinerte dies, indem er nachwies, daß man zu einem System zweier nicht gekoppelter Differentialgleichungen des plastischen Grenzgleichgewichts kommt, wenn

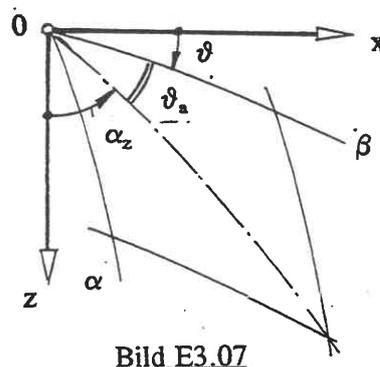


Bild E3.07

man die Gleitrichtungen α und β selbst als krummlinige Koordinaten benutzt (Es wird nur $c=0$ diskutiert). Als Richtungswinkel nimmt KÖTTER, Bild E3.07,

$$\vartheta = \frac{\pi}{2} - \alpha_z - \vartheta_a = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} - \alpha_z$$

und als Spannungsvariable den resultierenden Druck p auf die Gleitfläche, Bild E3.08 Die Differentialgleichungen lauten damit:

$$\left. \begin{aligned} \frac{dp}{d\alpha} + 2p \cdot \tan\varphi \cdot \frac{d\vartheta}{d\alpha} &= Z \cdot \cos\vartheta - X \cdot \sin\vartheta \\ \frac{dp}{d\beta} - 2p \cdot \tan\varphi \cdot \frac{d\vartheta}{d\beta} &= Z \cdot \sin(\vartheta - \varphi) + X \cdot \cos(\vartheta - \varphi) \end{aligned} \right\} \text{(E3/23).}$$

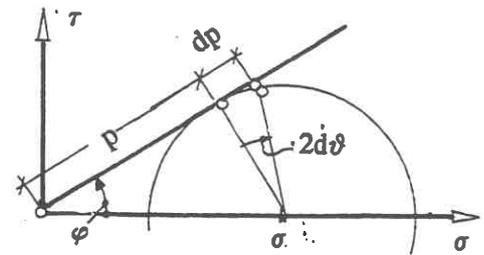


Bild E3.08

Die Druckänderung längs einer Gleitlinie hängt also ausschließlich von der Krümmung eben dieser Gleitlinie und im übrigen von den eingepprägten Kräften ab. Die Gln.(E3/23) lassen sich formal integrieren:

$$\left. \begin{aligned} p(\alpha) &= \exp\{-2 \cdot \tan\varphi \cdot \vartheta\} \cdot \int_{\alpha} \exp\{+2 \cdot \tan\varphi \cdot \vartheta\} (Z \cos\vartheta - X \sin\vartheta) d\alpha \\ p(\beta) &= \exp\{+2 \cdot \tan\varphi \cdot \vartheta\} \cdot \int_{\beta} \exp\{-2 \cdot \tan\varphi \cdot \vartheta\} (Z \sin(\vartheta - \varphi) + X \cos(\vartheta - \varphi)) d\beta \end{aligned} \right\} \text{(E3/24).}$$

Diese Gleichungen zeigen, daß man den Punkt C in Bild E3.05 von A und B aus dadurch konstruieren kann, daß man ϑ solange variiert, bis in C $p(\alpha) = p(\beta)$ ist. Wenn man die Gln.(E3/23) oben nach β und unten nach α differenziert und die Ableitungen von p eliminiert, erhält man eine Verträglichkeitsbedingung für die Krümmungsradien R_α und R_β der Gleitlinien:

$$\frac{d}{d\alpha} \left[\frac{1}{R_\beta} \right] = \frac{d}{d\beta} \left[\frac{1}{R_\alpha} \right] = \frac{1}{p} \left[\frac{Z \cos\vartheta - X \sin\vartheta}{R_\beta} + \frac{Z \sin(\vartheta - \varphi) + X \cos(\vartheta - \varphi)}{R_\alpha} \right] \quad \text{(E3/25).}$$

Daran sieht man: Entweder sind beide Gleitlinienscharen gekrümmt oder beide sind gerade. Der Fall, daß eine Schar gekrümmt, die andere gerade ist, kann nur für $Z=0=X$ auftreten wie im Fall E3.02. In diesem Sonderfall ist $p = p_0 \exp\{\pm 2 \cdot \tan\varphi \cdot \vartheta\}$, und die Druckänderung läßt sich, Bild E3.08, am Spannungskreis anschaulich deuten: $p \cdot \tan\varphi$ ist der Radius des Spannungskreises, und die zu einer Richtungsänderung $d\vartheta$ gehörige Druckänderung dp ist $2p \cdot \tan\varphi \cdot d\vartheta$ und wegen der in Bild E0.09 erläuterten geometrischen Bedingung gleich der Bogenlänge über dem Mittelpunktswinkel $2d\vartheta$, d.h. bei dieser Änderung rollt der Spannungskreis auf der Grenzgeraden ab.

Die Form (E3/23) hat den Nachteil, daß sie in den Winkelfunktionen unsymmetrisch ist. Sie wird deswegen für numerische Berechnungen besser umgeschrieben auf α_z .

.05 Lösung der Differentialgleichungen im Differenzenverfahren

Im folgenden wird nur der Fall $Z = \gamma$; $X = 0$ vorgeführt. Verwendet werden die Sokolovski-Variablen $\sigma = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + c \cdot \cot\varphi$ und α_z . Die Ausgangsgleichungen lauten dann mit $\vartheta_a = 45^\circ - \varphi/2$:

$$\left. \begin{aligned} dx &= dz \cdot \tan(\alpha_z - \vartheta_a) \\ d\sigma - 2\sigma \cdot \tan\varphi \cdot d\alpha_z &= \gamma(dz + dx \cdot \tan\varphi) \end{aligned} \right\} \text{(E3/26)}$$

für die 1. Charakteristik s_1 und

$$\left. \begin{aligned} dx &= dz \cdot \tan(\alpha_z + \vartheta_a) \\ d\sigma + 2\sigma \cdot \tan\varphi \cdot d\alpha_z &= \gamma(dz - dx \cdot \tan\varphi) \end{aligned} \right\} \text{(E3/27)}$$

für die 2. Charakteristik s_2 . Nach Einführen endlicher Differenzen läßt sich das Gleichungssystem (E3/26;27) durch numerische Integration lösen (Bild E3.09).

Mit (alle α_{ij} im Bogenmaß einsetzen)

$$\begin{aligned} \alpha_z &\hat{=} \alpha_{zm1} = \frac{1}{2}(\alpha_{z3} + \alpha_{z1}) \\ \sigma &\hat{=} \sigma_{m1} = \frac{1}{2}(\sigma_{(3)} + \sigma_{(1)}) \text{ entlang } s_1 \text{ und} \\ \alpha_z &\hat{=} \alpha_{zm2} = \frac{1}{2}(\alpha_{z3} + \alpha_{z2}) \\ \sigma &\hat{=} \sigma_{m2} = \frac{1}{2}(\sigma_{(3)} + \sigma_{(2)}) \text{ entlang } s_2 \end{aligned}$$

ergeben sich die Bestimmungsgleichungen für den neuen Punkt P_3 :

$$\left. \begin{aligned} z_3 &= \frac{x_1 - z_1 \tan(\alpha_{zm1} - \vartheta_a) - x_2 + z_2 \tan(\alpha_{zm2} + \vartheta_a)}{\tan(\alpha_{zm2} + \vartheta_a) - \tan(\alpha_{zm1} - \vartheta_a)} \\ x_3 &= x_2 + (z_3 - z_2) \tan(\alpha_{zm2} + \vartheta_a) \\ \sigma_{(3)} &= \frac{1}{\sigma_{m1} + \sigma_{m2}} [\sigma_{m1}(\gamma B + \sigma_{(2)}) + \sigma_{m2}(\gamma A + \sigma_{(1)}) + 2\sigma_{m1}\sigma_{m2}(\alpha_{z2} - \alpha_{z1})\tan\varphi] \\ \alpha_{z3} &= \frac{\sigma_{(2)} - \sigma_{(1)} + 2 \cdot \tan\varphi(\alpha_{z1}\sigma_{m1} + \alpha_{z2}\sigma_{m2}) + \gamma(B - A)}{2(\sigma_{m2} + \sigma_{m1})\tan\varphi} \end{aligned} \right\} \text{(E3/28)}$$

mit $A = z_3 - z_1 + (x_3 - x_1)\tan\varphi$ und $B = z_3 - z_2 - (x_3 - x_2)\tan\varphi$.

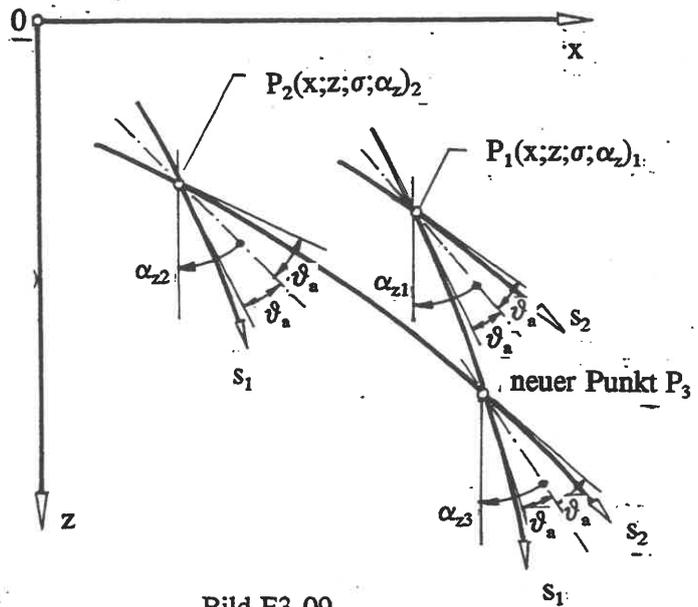


Bild E3.09

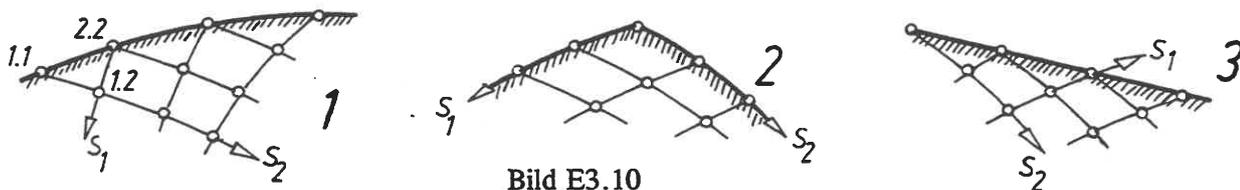


Bild E3.10

Bei der Konstruktion der Charakteristikenfelder wird zwischen folgenden Randwertproblemen unterschieden (Bild E3.10):

1. Randwertproblem (Cauchy-Problem)

Entlang eines Randes, der selbst keine Charakteristik ist, sind die Größen x, z, σ und α_z gegeben: an 2 bekannte Punkte 1.1 und 2.2 kann mit den Gln. (E3.27) und (E3.28) ein neuer Punkt 1.2 angeschlossen werden.

2. Randwertproblem (Goursat-Problem)

Die Größen x, z, σ und α_z sind entlang zweier Charakteristiken gegeben, Anschluß eines dritten Punktes wie bei 1.

3. Randwertproblem (gemischtes Randwertproblem)

Die Größen x, z, σ und α_z sind auf einer Charakteristik bekannt; auf einem weiteren Rand sind 2 der 4 Größen bekannt (z.B. x und z), Der dritte Punkt läßt sich mit Hilfe der Gleichungen für eine Charak-

teristik und den zwei zusätzlichen Bestimmungsgrößen auf deren Rand berechnen.

Wie in dem nachfolgenden Beispiel dargestellt, ist der bekannte mit dem unbekanntem Rand über einen singulären Punkt verbunden, in dem für σ und α_z Sprünge auftreten können. Da der Boden in der Nähe des singulären Punktes als annähernd gewichtslos angesehen werden kann, greift man hier auf den PRANDTLschen Sonderfall in Abschn.E3.02 (s_1 - logarithm. Spiralen; s_2 - Geraden; Spannungsänderung $\sigma_{i+1} = \sigma_i \exp\{2(\alpha_{z,i+1} - \alpha_{z,i})\tan\varphi\}$) zurück.

Beispiel:

Für den in **Bild E3.11** dargestellten Geländesprung wurde die Erddruck-Belastung für den aktiven Zustand mit dem Charakteristikenverfahren bestimmt. Aus der EDV-Rechnung ergibt sich das in **Bild E3.12** gezeichnete Netz mit den in nachstehender Tabelle zusammengestellten Bestimmungsgrößen für die Punkte 14.14, 15.15 und 15.14.

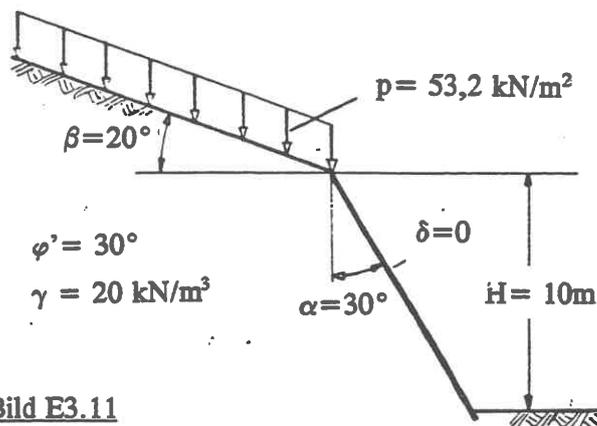


Bild E3.11

Aufgabe:

1. Berechnung der Bestimmungsgrößen der 3 angegebenen Punkte und Kontrolle durch Vergleich mit der EDV-Rechnung.
2. Vergleich mit der COULOMBSchen Berechnung

Punkt	15.15 (1)	14.14 (2)	15.14 (3)	Dim.
x	10,500	9,750	10,360	m
z	3,822	3,549	4,238	m
α_z	11,58	11,58	11,58	°
σ	40,79	40,79	47,51	kN/m ²

Anmerkung: Das hier verwendete EDV-Programm wurde einer Untersuchung von SALDEN (1980) entnommen, bei der die Traglast von Fundamenten mit geknickter Sohlenfläche experimentell und rechnerisch ermittelt und mit Versuchsergebnissen verglichen wurde.

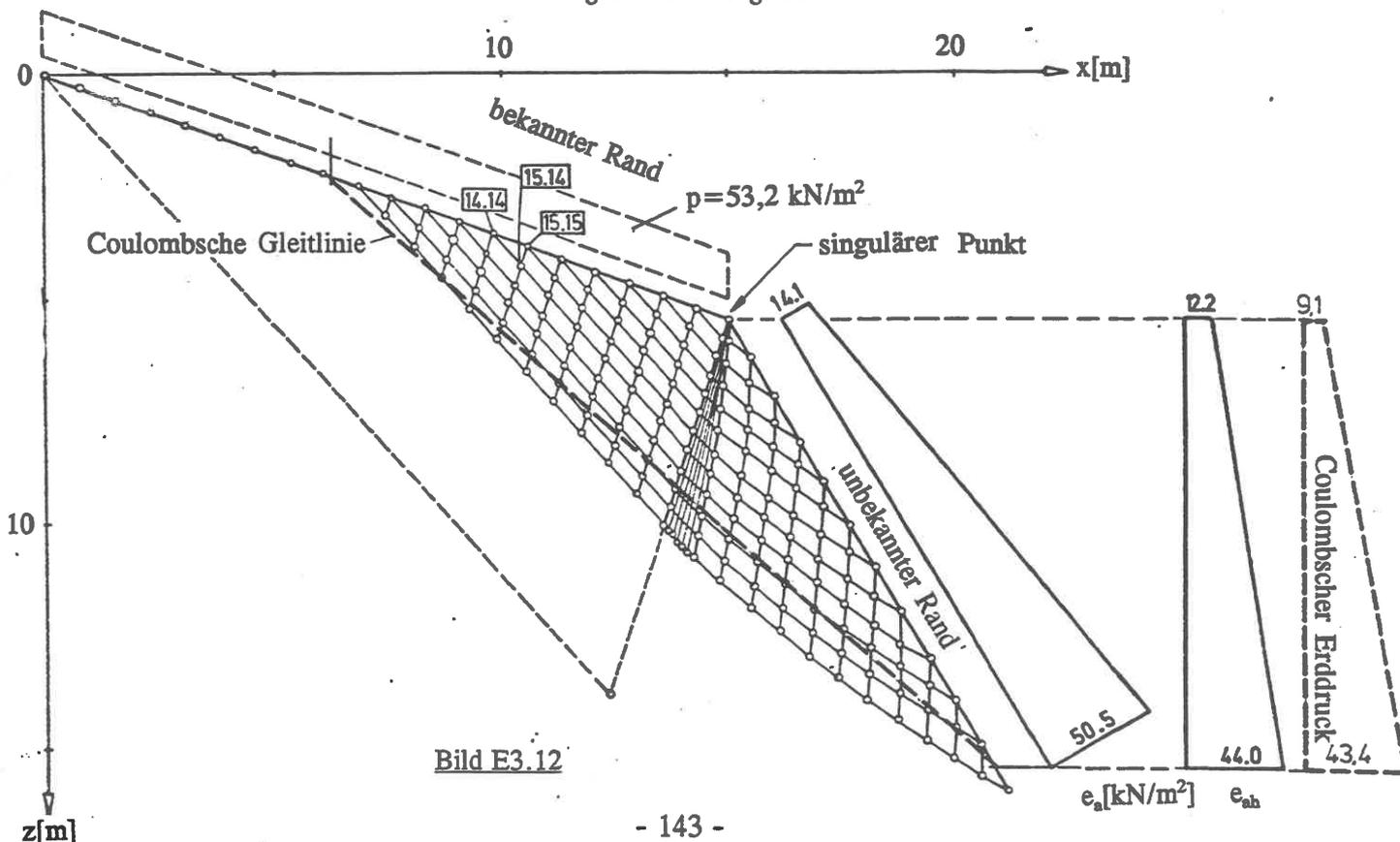


Bild E3.12

Außer den in E3.01..05 beschriebenen "statischen Methoden" zur Bestimmung der Traglast gibt es auch noch die sog. "kinematischen Methoden". Ausgehend von einem kinematisch zulässigen Verschiebungszustand, - das ist ein wählbarer, den kinematischen Randbedingungen des Problems angepaßter Bewegungsmechanismus, der mit der Fließregel des Bodens in Einklang steht, - wird hierbei unter Einhaltung der Bruchbedingung (s.D6.02) in den Bruchfugen entweder global das Gleichgewicht der Kräfte und Momente an jedem Bruchkörper oder die Energiebilanz zwischen kinetischer und dissipierter Energie betrachtet und daraus die Traglast abgeleitet. Sie enthält dann noch variable geometrische Parameter, die so variiert werden, daß sich für die Traglast, die Sicherheit oder die Energie ein Extremalwert ergibt. Die maßgebende Traglast des betrachteten Grundbauproblems ergibt sich aber erst als der ungünstigste Wert aller denkbaren zulässigen Bewegungsmechanismen. Wegen der meist unvollständigen Betrachtungsweise ("unvollständige Induktion") liegt die gefundene Lösung - im Zusammenhang mit der prinzipiellen Einordnung der kinematischen Verfahren - für den Ingenieur auf der "unsicheren Seite". Falls die Lösung identisch ist mit einer Lösung nach der statischen Methode, bei der das Gleichgewicht in jedem Punkt erfüllt sein muß, wird die Lösung "vollständig" genannt. Es gibt bis jetzt sehr wenige vollständige Lösungen; Beispiele sind der Rankinesche Sonderfall für $H \rightarrow \infty$ (E5.09) und das ebene Grundbruchproblem im Sonderfall $\varphi = 0$ (E3.02).

Als mögliche Bruchformen kommen in der Regel Linienbrüche in Frage; man kann allerdings (VOLLENWEIDER 1970) auch die Zonenbrüche als Grenzfall eines Systems von unendlich vielen, dicht benachbarten Linienbrüchen interpretieren. Wenn vereinfachend angenommen wird, daß der Dilatanzwinkel (s.D6.11) $\bar{\nu} = 0$ ist (Volumenkonstanz), sind bei ebenen Problemen nur gradlinige bzw. kreisförmige Bruchlinien zulässig. Falls dagegen angenommen wird, daß die Auflockerung beim Abscheren ihren Maximalwert erreicht ($|\bar{\nu}| \rightarrow \varphi$), sind statt des Kreises gewisse logarithmische Spiralen zulässig.

Die bisher schon bekannten kinematischen Lösungen sind: Gleitsicherheits-Nachweis; Böschungsbruch; aktiver und passiver Erddruck nach COULOMB.

Anmerkung: Bei gleichzeitigem Wirken von Kohäsion, Reibung und Oberflächenlasten ist die Lösung von COULOMB auch bei Ansatz ebener Bruchflächen nicht korrekt (GROSS 1981) siehe etwa die Bemerkung zu Gl. (E5/16).

0.7 Kinematische Elementmethode (KEM) nach Gußmann (1982,1992)

Im folgenden werden nur ebene Probleme behandelt. Ferner wird keine Dilatanz beim Gleiten in den Scherfugen (innere Elementränder) angenommen. Der Bruchmechanismus sei aus gradlinig begrenzten Bruchkörpern (den kinematischen Elementen) zusammengesetzt. Zu den kreisförmigen Bruchkörpern s. GUDEHUS 1972 und GOLDSCHIEDER 1974.

Geometrie und Kinematik:

Die Geometrie eines Elements wird durch seine Eckpunkte (Knotenpunkte) und eine Zuordnungsvorschrift beschrieben. Zweckmäßig ist die Einführung eines kartesischen Koordinatensystems und eine lokale Knotennummerierung gemäß Bild E3.14.

Der Elementrand s, welcher entweder

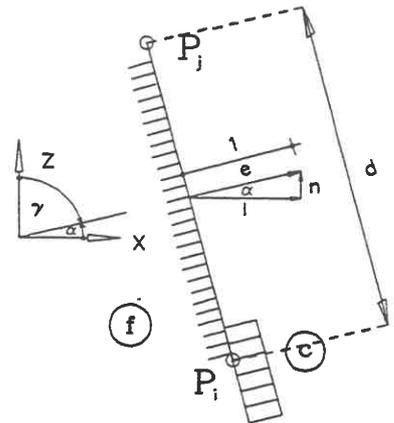
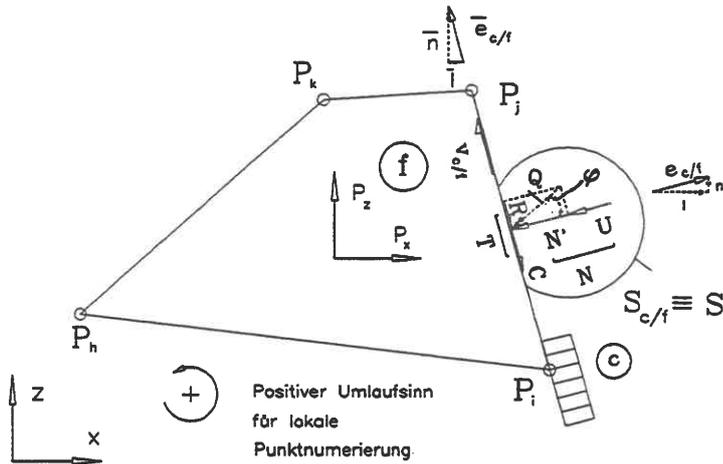


Bild E3.14. Lokale Numerierung eines 2D-Elements

Bild E3.15: Äußere Normale eines Elementrandes

- zwei benachbarte Elemente c und f
- die unverschiebliche, starre Umgebung (Element 0) und Element f
- das verschiebliche Randelement \hat{f} (Stützwand oder Fundament) und Element f
- die 'leere' Umgebung (Luft) und Oberflächenelement f

voneinander trennt, wird durch seine Länge d und seine äußere Normale nach Bild E3.15 vollständig beschrieben. Zusammen mit den Abkürzungen

$$\left. \begin{aligned} \alpha_s &= \alpha_{c/f} = \alpha_{i,j} ; \gamma_s = \gamma_{c/f} = \gamma_{i,j} \\ x_{i,j} &= x_j - x_i = -x_{j,i} ; z_{i,j} = z_j - z_i = -z_{j,i} \\ d_{i,j} &= \sqrt{(x_{i,j}^2 + z_{i,j}^2)} \end{aligned} \right\} \quad (E3/29)$$

ergeben sich die Komponenten des Einheitsvektors zu

$$\left. \begin{aligned} e_{c/f} &= \{e_x; e_z\} = \{l_{c/f}; n_{c/f}\} = -e_{f/c} ; l^2 + n^2 = 1 \\ e_x &= l_{c/f} = \cos \alpha_{c/f} = \frac{z_{i,j}}{d_{i,j}} ; e_z = n_{c/f} = \cos \gamma_{c/f} = -\frac{x_{i,j}}{d_{i,j}} \end{aligned} \right\} \quad (E3/30)$$

Üblicherweise wird ein Bruchzustand durch

- Bruchlinien
- starre Bereiche
- elastische Bereiche
- plastische Bereiche
- elastoplastische Bereiche

beschrieben. Die KEM reduziert diese Idealisierungen auf starre Bereiche, die Elemente, die durch Bruchlinien voneinander getrennt sind. Ein plastischer Bereich wird durch viele kleine Elemente simuliert.

Als Kinematik wird zunächst angenommen, daß sich die Elemente nur durch Gleiten in den geraden Bruchrändern nach Bild E3.16 verschieben können. (Bezüglich der Erweiterung auf normal zum Elementrand gerichtetes Öffnen sei auf GUSSMANN 1992 verwiesen). Die kinematische Verträglichkeitsbedingung für eine zulässige Bewegung von zwei benachbarten Elementen c und f wird abgeleitet aus

der Bedingung des Gleitens: die Normalkomponente des Vektors der Relativverschiebung $v_{c/f}$ muß gleich Null sein. Dies ergibt

$$\left. \begin{aligned} v_{c/f,normal} &= l_{c/f} v_{c/f,x} + n_{c/f} v_{c/f,z} = 0 \\ v_{c/f,x} &= v_{f,x} - v_{c,x} \\ v_{c/f,z} &= v_{f,z} - v_{c,z} \end{aligned} \right\} \quad (E3/31)$$

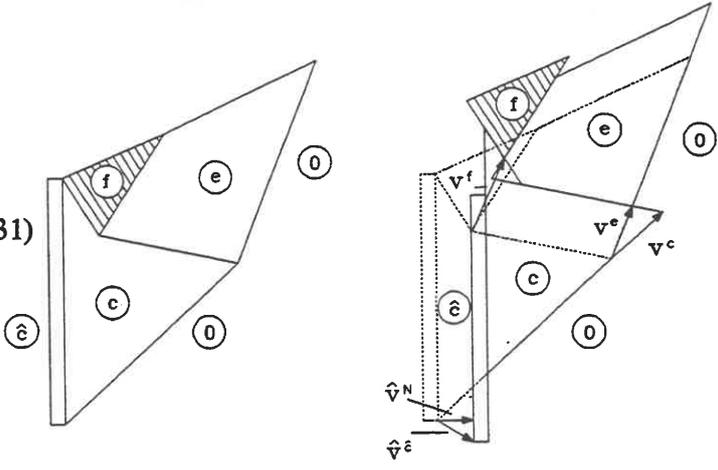


Bild E3.16: Kinematik: Gleiten

Anmerkung: Die singulären Verletzungen der Kompatibilität in den Knotenpunkten, wo sich die Elemente "durchdringen", werden zugelassen.

Da jedes gradlinig begrenzte Element f durch die Lage von genau zwei Nachbarelementen c und e (bei nicht parallelen Rändern) eindeutig festgelegt ist, ergeben sich die Absolutverschiebungskomponenten des Elements f durch Auflösen der beiden linearen Gleichungen (Verträglichkeitsbedingungen)

$$\left. \begin{aligned} l_{c/f} v_{f,x} + n_{c/f} v_{f,z} &= l_{c/f} v_{c,x} + n_{c/f} v_{c,z} \\ l_{e/f} v_{f,x} + n_{e/f} v_{f,z} &= l_{e/f} v_{e,x} + n_{e/f} v_{e,z} \end{aligned} \right\} \quad (E3/32)$$

Bei geeigneter Elementfolge (beginnend mit dem Element, das sowohl einen verschieblichen Rand mit bekannter Randverschiebung $\hat{v}_{f,x}, \hat{v}_{f,z}$ als auch einen unverschieblichen Rand besitzt) lassen sich somit alle Absolutverschiebungen und weiter alle Relativverschiebungen bestimmen. Voraussetzung für eine eindeutige Kinematik bei einem aus m Elementen bestehenden Bruchmechanismus ist, daß genau $n=2m$ innere Ränder existieren, für die Gleiten gilt.

Im Hinblick auf die Statik des Problems werden aus der Kinematik lediglich die Richtungskosinus der Relativverschiebungen gemäß

$$\left. \begin{aligned} \bar{e}_{c/f} = \{\bar{e}_x, \bar{e}_z\} &= \{\bar{l}_{c/f}; \bar{n}_{c/f}\}; \quad \bar{l}^2 + \bar{n}^2 = 1 \\ \bar{e}_x = \bar{l}_{c/f} &= \cos \bar{\alpha}_{c/f} = \frac{v_{c/f,x}}{|v_{c/f}|} \\ \bar{e}_z = \bar{n}_{c/f} &= \cos \bar{\gamma}_{c/f} = \frac{v_{c/f,z}}{|v_{c/f}|} \end{aligned} \right\} \quad (E3/33)$$

benötigt. Da bei 2D-Problemen die beiden Einheitsvektoren e und \bar{e} senkrecht aufeinander stehen, läßt sich der Einheitsvektor der Relativverschiebungen über ein Vorzeichen δ gemäß

$$\delta_{c/f} = \text{sign}(v_{c/f}); \quad \bar{l}_{c/f} = -\delta_{c/f} \cdot n_{c/f}; \quad \bar{n}_{c/f} = \delta_{c/f} \cdot l_{c/f} \quad (E3/34)$$

durch die Komponenten des Normalenvektors ausdrücken.

Für die zeichnerische Lösung eines Problems kann somit auf eine exakte Ermittlung der Kinematik verzichtet werden, da nur das jeweilige Richtungsvorzeichen bekannt sein muß: δ ist positiv definiert, wenn die Relativverschiebung im Uhrzeigersinn wirkt.

Statik:

Zur Lösung der Statik wird zunächst die auf einen Elementrand wirkende Einzelkraft S in ihre Normal- und Tangentialkomponenten zerlegt. Da die Normalkräfte als Druckkräfte dem Normalenvektor e entgegen gerichtet sind, die Tangentialkräfte als Scherkräfte dem Relativverschiebungsvektor - und somit auch seinem Einheitsvektor \bar{e} - können die kartesischen Komponenten nach Bild E3.17 sofort zu

$$\left. \begin{aligned} S &= \{N; T\} \text{ oder} \\ S &= \{S_x; S_z\} \\ &= \{N_x + T_x; N_z + T_z\} \\ N &= N' + U \\ T &= R + C \\ R &= N' \cdot \tan\varphi \\ C &= c \cdot d; \quad U = u \cdot d \\ N_x &= -l \cdot N; \quad T_x = -\bar{l} \cdot T \\ N_z &= -n \cdot N; \quad T_z = -\bar{n} \cdot T \end{aligned} \right\}$$

(E3/35)

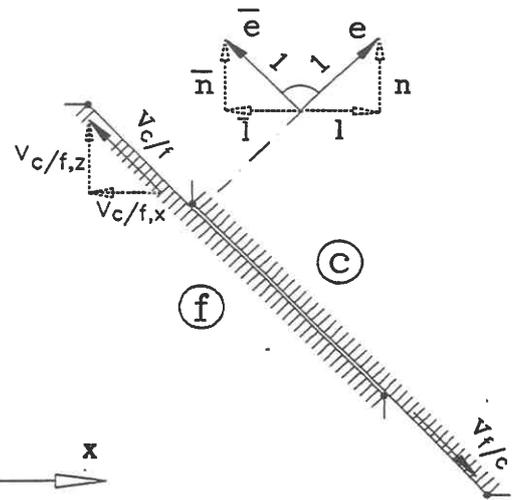


Bild E3.17 Relativverschiebungskomponenten

angegeben werden. Durch Einsetzen ergeben sich die Komponenten der Randkraft als linear abhängig von der noch unbekannt, effektiven Normalkraft N' mit den Abkürzungen

$$\left. \begin{aligned} \bar{l}_{c/f} &= l_{c/f} + \bar{l}_{c/f} \tan\varphi_{c/f} = l_{c/f} - \delta_{c/f} n_{c/f} \tan\varphi_{c/f} \\ \bar{n}_{c/f} &= n_{c/f} + \bar{n}_{c/f} \tan\varphi_{c/f} = n_{c/f} + \delta_{c/f} l_{c/f} \tan\varphi_{c/f} \end{aligned} \right\} \quad (E3/36)$$

zu

$$\left. \begin{aligned} S_{c/f,x} &= - (\bar{l}_{c/f} N'_{c/f} + \bar{l}_{c/f} C_{c/f} + l_{c/f} U_{c/f}) \\ S_{c/f,z} &= - (\bar{n}_{c/f} N'_{c/f} + \bar{n}_{c/f} C_{c/f} + n_{c/f} U_{c/f}) \end{aligned} \right\} \quad (E3/37)$$

Faßt man die äußeren Kräfte eines Elements in der Resultierenden P_f zusammen, so erhält man aus den beiden Gleichgewichtsbedingungen pro Element f (hier als Viereck angenommen)

$$P_{f,x} + \sum_{s=1}^4 S_{s,x} = 0; \quad P_{f,z} + \sum_{s=1}^4 S_{s,z} = 0 \quad (E3/38)$$

genau zwei unbekannte Kräfte N'_{2f-1} und N'_{2f} durch zwei lineare Gleichungen. Durch eine geeignete Elementfolge (genau umgekehrt wie bei der Kinematik) läßt sich so die gesamte Statik elementweise lösen. Voraussetzung hierfür ist wieder die Abzählregel, daß es bei m Elementen genau $n=2m$ unbekannte Normalkräfte N' gibt. Die einschränkenden Nebenbedingungen für eine zulässige Statik ergeben sich aus der Forderung nach ausschließlich Druckkräften für die Kräfte N' .

Anmerkung: Für eine rein grafische Lösung ist die Einführung der Resultierenden Q aus N' und R zweckmäßig. Der Auflösung der beiden Gleichungen nach den beiden unbekannt Kräfte entspricht die zeichnerische Lösung im Kräfteck pro Element.

Unabhängig von der elementweise vorgenommenen Betrachtung läßt sich die gesamte Statik, ebenso die Kinematik, durch je ein globales, lineares Gleichungssystem lösen (GUSSMANN 1986).

Anmerkung: Die Momentenbedingung liefert keine Information, da die Kräfte N'_i stets in solchen Punkten wirkend gedacht werden können, daß diese stets erfüllt ist. Nur wenn eine Elementseite extrem klein ist im Verhältnis zu einer anderen, ist hierbei Vorsicht geboten, s. E6.08.

Zielfunktion, Nebenbedingungen und Optimierung

Die Arbeit \hat{E} der äußeren Kräfte \hat{S} mit den vorgegebenen Verschiebungen \hat{v} am verschieblichen Rand gemäß

$$f_{\text{obj}} = \hat{E} = \hat{v}^t \hat{S} = (v_p)^t T_s - (v_f)^t P_f = D - E \quad (\text{E3/39})$$

kann bei vielen Problemen als geeignete Zielfunktion f_{obj} angesehen werden, die minimiert werden muß durch Variation der Geometrie und der Bruchmechanismen. (Sie ist identisch zu der Summe der inneren Arbeit/Energie, die einen kinetischen (E) und einen dissipativen Anteil D besitzt).

Im Falle von freien Böschungsproblemen ist diese Zielfunktion jedoch meist ungeeignet. An ihre Stelle tritt z.B. die Sicherheit nach FELLENIUS 1926

$$f = F_s = \frac{\tau}{\tau_{\text{mob}}} = \frac{\tan \varphi}{\tan \varphi_{\text{mob}}} = \frac{c}{c_{\text{mob}}} \quad (\text{E3/40})$$

d.h. eine gleichmäßige Reduktion aller Scherkräfte derart, daß für die so reduzierten Scherkräfte gerade das Gleichgewicht (ohne zusätzliche, fiktive Kräfte) eingehalten ist. Mathematisch entspricht diese Aufgabe einer i.a. schnell konvergierenden Nullstellensuche.

Bezeichnet man für einen vorgegebenen Bruchmechanismus den Vektor der die Geometrie beschreibenden, variablen Größen (z.B. die variablen Knotenpunktkoordinaten) mit X , so lautet die Optimierungsaufgabe

$$\left. \begin{aligned} f &= f_{\min} = \hat{E}_{\min}(X^*) \\ N'_i &\geq 0; \quad i = 1 \text{ (1) } 2m \end{aligned} \right\} \quad (\text{E3/41})$$

Sie kann unter Beachtung der Nebenbedingungen (Vermeidung von Zugkräften N'_i) mit unterschiedlichen Optimierungsprogrammen, siehe z.B. KÜNZI/ KRELLE/ v.RANDOW (1979) gelöst werden, wobei sich eine interaktive Optimierung (bildschirmorientierte, manuelle Koordinatenänderung mit Hilfe einer 'Maus') im Zusammenhang mit einem Quasi-Newton-Verfahren nach DAVIDON (1975) als effizient erwiesen hat.

Schrifttum zu E3

- DAVIDON, W.C.(1975): Optimally conditioned optimization algorithms without line searches. Math.Programming 9, S.1 - 30.
- DE JOSSELIN DE JONG, G.(1959): Statics and kinematics in the failable zone of a granular material. Verlag Waltman, Delft.
- GOLDSCHIEDER, M./GUDEHUS, G.(1974): Verbesserte Standsicherheitsnachweise. Vorträge Baugrundtagung Frankfurt, S.99-127.
- GROSS, H.(1981): Korrekte Berechnung des aktiven und passiven Erddrucks mit ebener Gleitfläche bei Böden mit Reibung, Kohäsion und Auflast. GEOTECHNIK 4, S.66-69.
- GUDEHUS, G.(1972): Lower and upper bounds for stability of earth retaining structures. Proc. 5th ECSMFE Madrid, 1, 5.21-28.
- GUSSMANN, P.(1982): Kinematical Elements for Soils and Rocks. Proc.4th IC Numerical Methods in Geomechanics, Edmonton, Canada.
- GUSSMANN, P.(1986): Die Methode der kinematischen Elemente. Mitteilungsheft 25 des Instituts für Geotechnik, Stuttgart.
- GUSSMANN, P.(1992): Die Methode der kinematischen Elemente und adaptive Optimierung, Bauingenieur (zur Zeit im Druck befindlich).
- v.KARMAN, T.(1926): Über elastische Grenzzustände. Proc.Int.Congr.Appl.Mech.Zürich, S.23.
- KÖTTER, F.(1903): Die Bestimmung des Drucks an gekrümmten Gleitflächen, eine Aufgabe aus der Lehre vom Erddruck. Berliner Akadem. Berichte, Sitzg. Physikal,-Mathem.Klasse, S.229.
- KÜNZI/KRELLE/V.RANDOW (1979): Nichtlineare Programmierung. Springer-Verlag Berlin Göttingen Heidelberg. 2.Auflage.
- PRANDTL, L.(1920/22): Über die Härte plastischer Körper. Nachrichten Ges.Wiss. Göttingen, Math.-Physikal.Klasse, S.74.
- REISSNER, H.(1924): Zum Erddruckproblem. Sitzungsberichte Berliner Math.Ges. XXIII, S.14.
- SALDEN, D.(1980): Der Einfluß der Sohlenform auf die Traglast von Fundamenten. Mitt.Baugrundinstitut Stuttgart Nr.12.
- SMOLTCZYK, H.-U.(1960): Ermittlung eingeschränkt plastischer Verformungen im Sand unter Flachfundamenten. Verlag W.Ernst u.Sohn Berlin.
- SOKOLOVSKI, V.V.(1955): Theorie der Plastizität. VEB Verlag Technik Berlin. Übersetzung einer russischen Buchausgabe (1.Aufl.1946, 2:Aufl.1950).
- VOLLENWEIDER, U.G.(1970): Beitrag zur Behandlung bodenmechanischer Grenzwertprobleme nach der Plastizitätstheorie. Diss.4333 ETH Zürich, Julius Druck + Verlag Zürich.

E4 Tragverhalten der Pfähle

.01 Begriffe

Ein Pfahl ist ein stützender Stab, durch den eine Bauwerkslast in den Baugrund eingeleitet wird, wenn die tragfähige Bodenschicht von den Fundamenten des Bauwerks nicht unmittelbar erreicht wird. Pfahlgründungen gehören deswegen zu den Tiefgründungen.

Anmerkung: Im Sinne der Statik ist ein Pfahl ein "Fesselstab".

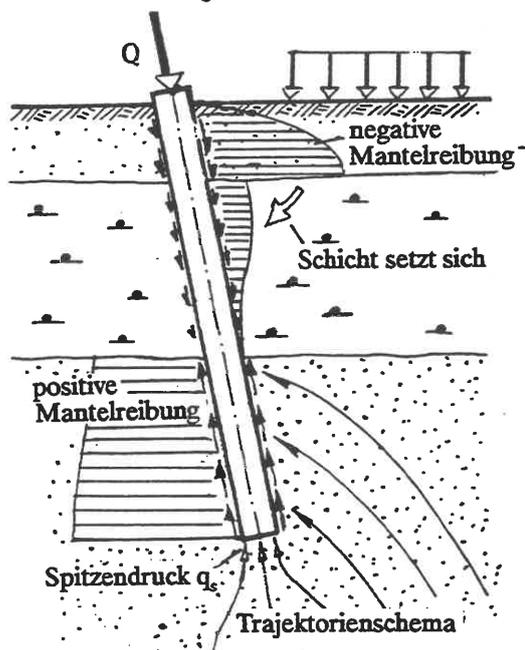


Bild E4.01

Damit ist nicht ausgeschlossen, daß auch eine an sich tragfähige Flachgründung durch eine Pfahlgründung ersetzt werden kann, falls das wirtschaftlicher ist.

Der Pfahl, Bild E4.01, übernimmt am Kopf die Last Q und über seine Länge gegebenenfalls auch noch durch Bodenverschiebungen infolge seitlicher Flächenlasten verursachte Seitendrücke. Als Reaktionskräfte können der Spitzendruck Q_s am Pfahlfuß und die Mantelreibung Q_r als Kräfte, oder bezogen auf die Wirkungsfläche als Spannungen vorhanden sein: σ_s und τ_m .

Die Mantelreibung wird als positiv definiert, wenn sie den Pfahl stützt, als negativ, wenn sie den Pfahl belastet, weil sich der Boden relativ zum Pfahl setzt (negative Mantelreibung).

Die Pfahlkraft Q ist meist eine Druckkraft, seltener eine Zugkraft oder eine zwischen Druck und Zug wechselnde Last. Ein Pfahl versagt, wenn seine Setzungen bzw. Hebungen stark überproportional anwachsen oder unbestimmt werden:

- Bruchlast: Q_P - Last, die erforderlich ist, um das Versagen des Pfahles herbeizuführen;
- Grenzlasterlast: Q_L - Last, bei der die Pfahlkopfbewegungen deutlich überproportional zuzunehmen beginnen;
- Kriechlast: Q_C - kritische Versuchslast, bei der deutliche Kriechverformungen des Pfahles unter konstanter Last meßbar werden;
- Bemessungslast: Q_d - Last, die auf einen einzeln stehenden Pfahl unter Einhaltung einer ausreichenden Sicherheit unter Berücksichtigung aller Einwirkungen (auch negative Mantelreibung, Setzung infolge benachbarter Pfähle usw.) aufgebracht werden kann.

Bei der Festlegung der Partialsicherheit γ_m wird von charakteristischen Werten ausgegangen. Sie werden wie folgt ermittelt (EC7):

- a. entweder aus Probelastungen (s. E4.03);
- b. oder aus empirisch gesicherten Werten für Spitzendruck und Mantelreibung (s.E4.02).

Die Partialsicherheitswerte sind dann

- für Druckpfähle: $\gamma_m = 1,3$
- für Zugpfähle: $\gamma_m = 1,6$.

Bei Pfählen großen Durchmessers ist für die Festlegung der Bemessungslast in der Regel nicht mehr Q_L , sondern die Setzung in den Grenzzuständen 1 und 2 maßgebend, s.a. DIN 4014. Dabei muß berücksichtigt werden, daß die Setzung des Pfahles innerhalb einer Pfahlgruppe (Gruppenwirkung) größer ist als die Setzung des einzeln stehenden Pfahles.

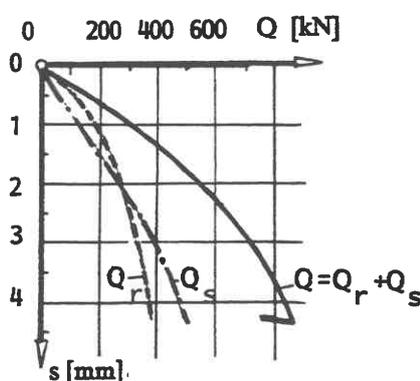


Bild E4.02 (SCHENCK 1951)

.02 Tragverhalten bei axialer Belastung

Wenn die axiale Last auf einen Pfahl wirkt, entwickelt sich im tragenden Baugrund ein Verschiebungsfeld, das aus 2 Anteilen besteht:

- 1. Gleitung an der Mantelfläche, bis der kraftschlüssige Verbund zwischen Pfahl und Boden hergestellt ist;
- 2. Stauchungen und Gleitungen in dem durch die Kraftübertragung, Bild E4.01, beanspruchten Bodenvolumen.

Die für (1) nötige Relativverschiebung ist klein. Daher stellt man unabhängig von der Pfahlart fest, daß sich der Maximalwert der

Mantelreibungskraft bei kleineren Setzungen einstellt als der Maximalwert des Spitzendrucks, siehe Bild E4.02, das dies am Beispiel eines Stahlrammpfahls zeigt. Die Größe der Mantelreibung hängt von der Scherfestigkeit des Baugrunds und damit neben der Kohäsion auch von der senkrecht zur Pfahloberfläche wirkenden effektiven Normalspannung ab. Diese hängt aber ausgeprägt von der Herstellungsart des Pfahls ab. Abgesehen von sehr kurzen Pfählen ist es deswegen aussichtslos, die Mantelreibung aus einer waagerechten Normalspannung ableiten zu wollen, die etwa nach E5 berechnet wird.

Anmerkung:

Das ist allenfalls für eine grobe Abschätzung der negativen Mantelreibung zulässig, da diese sich meist in den oberen Pfahlabschnitten entwickelt. Man berechnet dann die Vertikalspannung an einer mittleren Stelle des betroffenen Pfahlmantels und multipliziert sie mit dem Beiwert $K_0 \cdot \tan \varphi$, der wegen der gegenläufigen Abhängigkeit der Faktoren K_0 und $\tan \varphi$ von φ relativ unempfindlich gegenüber φ ist.

Zu beachten ist auch, daß die Setzung des Bodens um den Pfahl mit der Tiefe rasch abklingt, während die Setzung des Pfahles selbst im wesentlichen die Setzung des Pfahlfußes ist. Somit existiert ein "neutraler Punkt", in dem die Relativverschiebung 0 ist, d.h. die negative Mantelreibung kann nur oberhalb dieses Punktes auftreten.

Dasselbe gilt für den Spitzendruck σ_s . Man kann zwar, siehe etwa MEISSNER (1982), für homogenen Baugrund und genau definierte Ausgangszustände mit Hilfe numerischer Verfahren heute Parameterstudien über z.B. den Einfluß des Durchmessers auf die Traglast ausführen, die Pfahlsetzung läßt sich aber auf rechnerischem Wege nicht zuverlässig voraussagen.

Deswegen wird in Deutschland die Tragfähigkeit der häufigsten Pfahlarten, das sind Rammpfähle aus Holz, Stahl oder Stahlbeton und Bohrpfähle, als zulässige Kraft in den Normen DIN 4014 (Bohrpfähle) und DIN 4026 (Rammpfähle) unter bestimmten geotechnischen Voraussetzungen angegeben, also auf

der Grundlage von Erfahrungen mit Probelastungen. Diese Werte liegen teilweise sehr auf der sicheren Seite, so daß es sich bei größeren Pfahlgründungen immer wirtschaftlich lohnen wird, die Tragfähigkeit im Einzelfall durch mindestens 2 Probelastungen auf der Baustelle nachzuweisen.

Bodenart	Bereich unter OK. der tragfähigen Schicht ^{a)} (m)	mittlere Mantelreibung (für abgewinkelten Umfang) τ_{mf} (kN/m ²)				Spitzendruck (umrissener Umfang des Pfahlfußes) σ_{sf} (MN/m ²)			
		Holzpfähle	Stahlbetonpfähle	Stahlrohrpfähle Kastenpfähle offen	I	Holzpfähle	Stahlbetonpfähle	Stahlrohrpfähle ³⁾ Kastenpfähle offen ¹⁾	I ²⁾
nichtbindige Böden	bis 5	20-45	20-45	20-35	20-30	2-3,5	2-5	1,5-4	1,5-3
	5-10	40-65	40-65	35-55	30-50	3-7,5	3,5-6,5	3-6	2,5-5
	> 10		60	50-75	40-75		4-8	3,5-7,5	3-6
I _c nach DIN 18122	I _c = 0,5-0,75	5-20				-			
	I _c = 0,75-1	20-45				0-2			
Geschiebemergel halbfest bis fest ⁵⁾	bis 5 5-10 > 10		50-80 60-90 80-100	40-70 60-90 80-100	30-50 40-70 50-80		2-6 5-9 8-10	1,5-5 4-9 8-10	1,5-4 3-7,5 6-9

- 1) Für Kastenweiten oder Rohrdurchmesser ≤ 500 mm
- 2) Für Profilweiten < 350 mm; bei höheren Profilen Stege einschweißen
- 3) Für Stahlkastenpfähle mit geschlossenem Fuß siehe Stahlbetonpfähle
- 4) Für τ_{mf} ist das die Einbindetiefe t, für σ_{sf} die Rammtiefe in der tragfähigen Schicht (siehe DIN 4026)
- 5) Für norddeutschen Geschiebemergel kann i. d. R. die Konsistenzzahl I_c wegen zu hohem Überkornanteils nicht mehr nach DIN 18122 bestimmt werden und ist auf der Grundlage örtlicher Erfahrungen einzuschätzen.

Bild E4.03 Tabelle der τ_{mf} und σ_{sf} -Werte (FRANKE 1992 nach SCHENCK 1966)

Für Rammpfähle liegt in den Küstenländern inzwischen so viel an Erfahrungsmaterial vor, daß man sich z.B. in den Niederlanden damit begnügt, Drucksondierungen mit dem in Bild C3.10 dargestellten Gerät zu machen und damit Spitzendruck und Mantelreibung, Bild C3.09, zu messen. Die Sonde dient gewissermaßen als Modellversuch für einen Rammpfahl.

Anmerkung:

Das mit der Sonde im Sand festgestellte Verhältnis $q_s/q_r = 100$ hat sich auch bei den Rammpfählen als gute erste Schätzung erwiesen.

Auch der nichtlineare Verlauf der Last-Setzung variiert bei Rammpfählen in Sand in relativ engen Grenzen, wie Bild E4.04 zeigt (SKEMPTON et al. 1953).

Anmerkung:

Bei FRANKE 1992, S.207, werden Daten zur Berechnung der Arbeitslinie angegeben.

Aus diesen Gründen hat sich, besonders für die Vorbemessung von Rammpfählen und den Vergleich verschiedener Rammpfahl-Typen,

die Berechnung auf der Grundlage empirisch gesicherter Mittelwerte für σ_{sf} (Spitzendruck im Grenzzustand) und τ_{mf} (Mantelreibung im Grenzzustand) eingebürgert, siehe die Tabelle in Bild E4.03:

$$Q_d = (1/\gamma_m)[\sigma_{sf}A_s + \tau_{mf}A_m] \quad (E4/01),$$

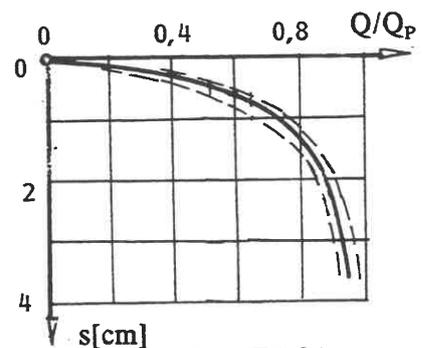


Bild E4.04

wo A_s die effektive Spitzendruckfläche und A_m die effektive Abwicklungsfläche der Mantelreibung sind, Bild E4.05.

Anmerkung:

Das Einrechnen ganz oder teilweise eingeschlossener Flächen in A_s , s. Bild E4.05, rechte Beispiele, beruht darauf, daß sich der Boden zwischen starren Rändern verspannt und wie ein Teil des Pfahles mitwirkt. Die Verspannung stellt sich ein, solange der Durchmesser des verspannten Bodens unter etwa 60 cm bleibt.

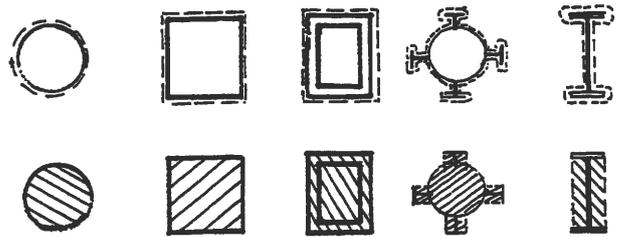


Bild E4.05 Beispiele zur Bestimmung von A_m (obere Reihe) und A_s (untere Reihe)

Wenn bei einem Pfahl, der auf Fels steht, nur mit einem Spitzendruck zu rechnen ist, spricht man von einem Spitzendruckpfahl. Wenn sich umgekehrt mit der Pfahlspitze kein genügend fester Grund erreichen läßt, spricht man von einem Reibungspfahl bzw. von einer schwimmenden oder schwebenden Pfahlgründung. Schwimmende Pfahlgründungen sind ohne die planmäßige Mitwirkung einer Sohlplatte (Pfahlplatten-Gründung) immer nur ein Notbehelf, weil ihre Setzungen nur sehr ungenau vorhersehbar sind. Einen Hinweis auf die Größe der Mantelreibung bei in Ton gerammten Stahlrohrpfählen gibt eine Veröffentlichung von VIJAYVERGIYA/FOCHT 1972, zit. von FRANKE 1992. Die Werte wurden aus Probelastungen von Offshore-Rammpfählen abgeleitet und setzen voraus, daß man c_u zutreffend bestimmen kann, was meist nicht der Fall ist.

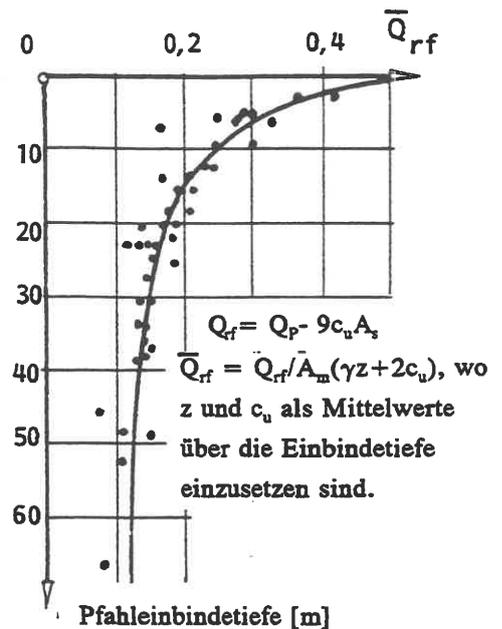


Bild E4.06 Mantelreibung im Ton

Die Tragfähigkeit von Bohrpfählen setzt sich ebenfalls aus Spitzendruck und Mantelreibung zusammen. Dazu bietet die DIN 4014 eine am Setzungsverhalten orientierte Berechnungsmethode an, deren Materialwerte allerdings sehr sicher festgelegt wurden und jedenfalls als charakteristische Werte anzusehen sind. Bei diesem Vorgehen wird eine rechnerische Arbeitslinie konstruiert, Bild E4.07.

Bei vorbelasteten bindigen Böden haben sich die Werte der Tabellen 2 und 5, Bild E4.07, nicht bewährt (RUMPELT et al. 1992); die in Probelastungen ermittelten Werte lagen durchweg sehr viel höher. Es ist daher ein Gebot der Wirtschaftlichkeit, bei der endgültigen Bemessung von Pfahlgründungen in halbfestem bis festem bindigen Boden von regionalen Erfahrungswerten oder Probelastungs-Ergebnissen auszugehen.

Zugpfähle

Bei Zugpfählen entfällt der Spitzendruck; außerdem ist die Mantelreibung kleiner als die am Druckpfahl wirkende. Wenn man sie im Zugversuch bestimmt, liegt man also auf der sicheren Seite.

Tabelle 1. Pfahlspitzenwiderstand σ_s in MN/m² in Abhängigkeit von der auf den Pfahl(fuß)durchmesser bezogenen Pfahlkopfsetzung s/D bzw. s/D_F und dem mittleren Sondierspitzenwiderstand in nichtbindigen Böden

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

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

Tabelle 2. Pfahlspitzenwiderstand σ_s in Abhängigkeit von der auf den Pfahl(fuß)durchmesser bezogenen Pfahlkopfsetzung s/D bzw. s/D_F in bindigen Böden ($w_L < 80\%$)

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

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

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

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

*) Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.

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

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

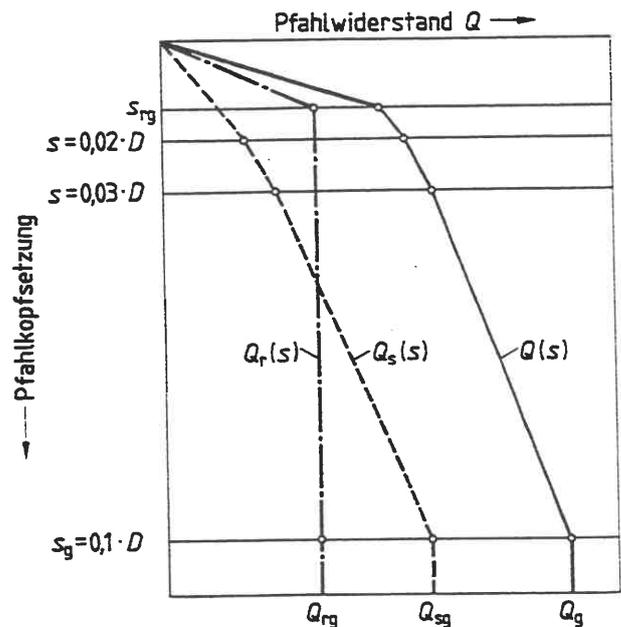
*) Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.

Grenzsetzungen s_g : (D_F - Fußdurchmesser)

- bei Spitzendruck: $s_g = 0,1 D_F$
- bei Mantelreibung (Q_{rg} in MN):

$$s_{rg} = 0,5(1 + Q_{rg}) \leq 3 \text{ cm}$$

Bild E4.07 Rechnerische Festlegung der Arbeitslinie von Bohrpfählen nach DIN 4014



Der Zugpfahl versagt entweder, weil der Verbund zwischen Pfahlmantel und Boden reißt oder dadurch, daß sich im Boden ein Aufbruchkörper bildet, **Bild E4.08**. Mit den Werten der Tabellen 4 und 5 der DIN 4014 (Bild E4.07) kann man auch für Zugpfähle eine Arbeitslinie bei Vorbemessungen aufstellen, wobei DIN 4014 empfiehlt, s_{rg} um 30% zu erhöhen. Keinesfalls sollte aber auf der Baustelle auf Zugversuche verzichtet werden. Der Verbundbruch läßt sich bodenmechanisch nur nachweisen, wenn für

den Boden ein Stoffgesetz mit Berücksichtigung der behinderten Dilatanz zugrundegelegt würde; in der Praxis muß also ein Zugversuch als Beweis dienen. Der Aufbruchkörper muß erdstatisch nachgewiesen werden. Die Grenzzustandsgleichung lautet: $Z_d \leq G$ (Bild E4.08), wobei die Sicherheit dadurch gegeben ist, daß die Zuglast als Bemessungswert, also unter Einrechnung einer Partialsicherheit, anzusetzen ist und G aus dem unteren charakteristischen Wert der Bodendichte zu berechnen ist. Bei der Berechnung von G geht man von einem durch den Umriß "a" gekennzeichneten rechnerischen Volumen aus und vernachlässigt den Scherwiderstand an dieser Mantelfläche. Die wirkliche Bruchfläche hat eher den mit "b" skizzierten gekrümmten Verlauf - hat also ein kleineres Gewicht, aber dafür einen größeren Scherwiderstand, der bei einsetzender Hebungsbewegung nicht sofort aufgehoben ist.

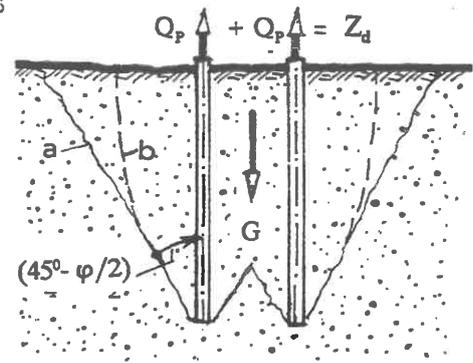


Bild E4.08

.03 Axiale Pfahlprobelastung

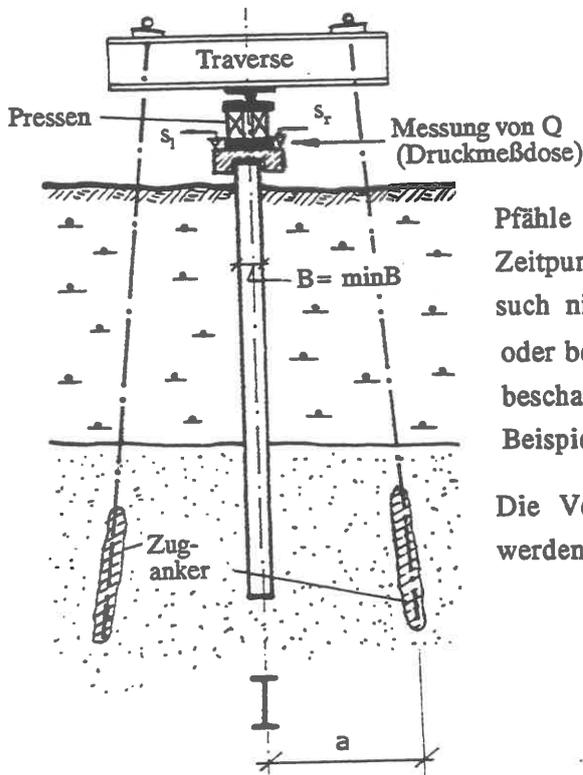


Bild E4.09

N.B. $a \geq 4B$ bzw. 2,5 m.

Axiale Probelastungen werden ausgeführt, um die Last-Setzungs-Linie $Q(s)$ für eine aktuelle Baugrundsituation zu messen. Dabei werden möglichst wenigstens zwei

Pfähle untersucht: entweder Bauwerkspfähle, falls sie zum Zeitpunkt des Versuchs verfügbar sind und durch den Versuch nicht in ihrem Tragverhalten beeinträchtigt werden, oder besondere Prüfpfähle an Stellen, die für die Baugrundbeschaffenheit ein eher ungünstiges als durchschnittliches Beispiel geben.

Die Versuchseinrichtung, Bild E4.09, soll so ausgelegt werden, daß möglichst die 2,2-fache Gebrauchslast, minde-

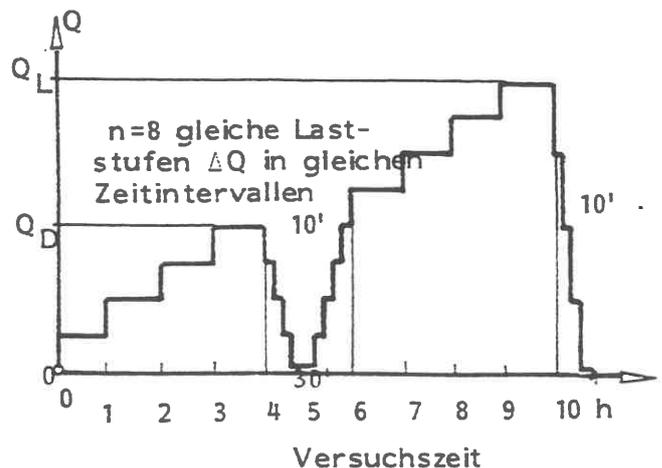


Bild E4.10

stens aber die 1,5-fache, aufgebracht werden kann. Die Kraftmessung soll durch eine Druck- oder Zugmeßzelle zwischen Pfahlkopf und hydraulischer Presse erfolgen. Die Verschiebung

wird an 3 Punkten gemessen, um ein Abweichen von der axialen Richtung beim Pressen sofort zu bemerken (Gefahr für die Pressen!). Ebenso wird die Bewegung der Reaktionslagerpunkte geodätisch kontrolliert. Bild E4.10 zeigt das empfohlene Belastungsprogramm, das allerdings bei Reibungspfählen zeitlich erweitert werden muß.

Für jede Laststufe wird die Endsetzung ermittelt und in ein Diagramm $Q(s)$ eingetragen. Außerdem wird das Kriechverhalten kontrolliert, indem die Setzungszunahme $\Delta s_{i,30}$ innerhalb der letzten 30 min des i -ten Lastintervalls protokolliert und Q als Funktion dieser Wertefolge aufgetragen wird, Bild E4.11 (HOUSEL 1966). Das auf diese Weise entwickelte Diagramm zeigt eine Kurve mit einer ziemlich abrupten Krümmungsänderung, aus der eine Kriechlast Q_C abgeleitet werden kann. Als rechnerische Grenzlast Q_L nimmt man entweder die Last, bei der der Pfahl versagt (z.B. im Zugversuch), die im Versuch erreichte Last oder die Last, bei der die Setzung s so groß ist wie 10% des Pfahldurchmessers. Bei der Abnahmekontrolle auf der Baustelle soll, wenn dazu Probelastungen an Bauwerkspfählen ausgeführt werden, die Versuchslast folgende Werte nicht überschreiten:

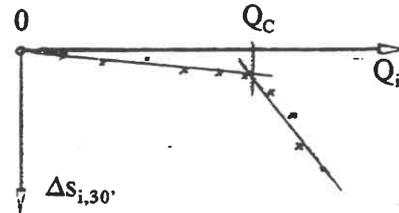


Bild E4.11

entwickelte Diagramm zeigt eine Kurve mit einer ziemlich abrupten Krümmungsänderung, aus der eine Kriechlast Q_C abgeleitet werden kann. Als rechnerische Grenzlast Q_L nimmt man entweder die Last, bei der der Pfahl versagt (z.B. im Zugversuch), die im Versuch erreichte Last oder die Last, bei der die Setzung s so groß ist wie 10% des Pfahldurchmessers. Bei der Abnahmekontrolle auf der Baustelle soll, wenn dazu Probelastungen an Bauwerkspfählen ausgeführt werden, die Versuchslast folgende Werte nicht überschreiten:

- Zugpfähle: 1,25 der Bemessungslast bzw. Q_C
- Druckpfähle: 1,50 der Bemessungslast bzw. Q_C .

Wenn Probelastungen an Pfählen mit einem kleineren (mindestens: halben) Durchmesser als dem der Bauwerkspfähle durchgeführt werden müssen, darf die rechnerische Grenzlast im Verhältnis der Durchmesser umgerechnet werden, obwohl diese Modellähnlichkeit nur für die Mantelreibungsanteile ausreichend abgesichert ist.

Anmerkung:

Im Eurocode 7 werden im Abschnitt 7.6.2.2 Festlegungen getroffen, wie aus den in mehreren Probelastungen gemessenen Grenzlast-Werten die charakteristischen Werte der Pfahltragfähigkeit abzuleiten sind. Dies geschieht über folgende Abminderungsfaktoren:

Anzahl der Probelastungen	1	2	> 2
a. Faktor für den Mittelwert	1,5	1,35	1,3
b. Faktor für den Minimalwert	1,5	1,25	1,1

.04 Tragverhalten bei nicht-axialer Last (Biegung)

Gründungspfähle sollen überwiegend axial beansprucht werden, weil die meisten Pfähle nach Abmessung und Baustoff gar nicht in der Lage sind, nennenswerte Biegemomente aufzunehmen. Ihre Biegesteifigkeit wird in der Regel als Tragreserve angesehen, mit der Momente aus z.B. unplanmäßigen Exzentrizitäten oder Baugrundbewegungen abgedeckt werden. Sinngemäß werden Horizontalkräfte, die wenige Prozent der Axialkräfte nicht überschreiten, ohne eine besondere Bemessung in Kauf genommen.

Anmerkung:

Ausnahmen sind der Dalbenpfahl, s.a. E5.10, der als eingespannte Biegefeder wirken und einen großen Federweg (d.h. ein großes Arbeitsvermögen) haben soll, und der Trägerpfahl bei Baugrubenwänden, siehe H2.

Die heute in der Praxis eingesetzten Schwerlastpfähle, s. K7, haben aber so große Querschnittsabmessungen, daß sie auch planmäßig zur Abtragung von Querkräften herangezogen werden, zumal die Materialfestigkeit der Pfähle allein durch axiale Kräfte in der Regel gar nicht ausgenutzt werden kann.

Das Tragverhalten kann nach der Theorie des elastisch gebetteten Balkens (Bodenreaktion proportional zur Auslenkung) geschätzt werden, s. DIN 4014, 7.4.2. Man setzt - sehr vorsichtig - näherungsweise als "linearen Bettungsmodul" $k_s D$ den Steifemodul $E_s = k_s D$ an und errechnet daraus die "elastische Länge"

$$L^* \approx 4(EI)_p / E_s \quad (E4/02),$$

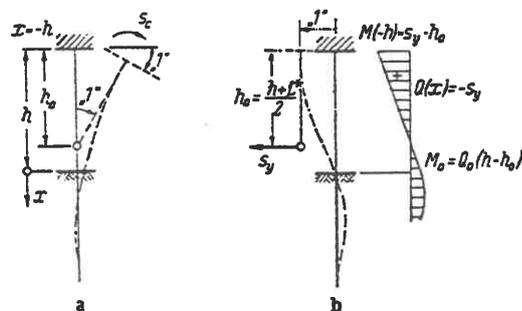


Bild E4.12 (aus: SCHIEL 1970)

worin $(EI)_p$ die Biegesteifigkeit des Pfahles ist. Um eine sichere Einspannung zu gewährleisten, sollte der Pfahl im tragenden Boden mit etwa $2L^*$ einbinden. Mit den Bezeichnungen von Bild E4.12 a bzw. b lauten nach SCHIEL (1970) die am Pfahlkopf angreifenden Kräfte und Momente, die eine Einheitsverdrehung bzw. eine Einheits-Verschiebung erzeugen ("Federkonstanten"):

$$\text{Pfahlkopf gelenkig angeschlossen: } s_y = 3(EI)_p / [(h + L^*)^3 + 0,5L^{*3}] \quad [\text{kN/m}] \quad (E4/03)$$

$$\text{Pfahlkopf eingespannt: } s_y = 12(EI)_p / [(h + L^*)^3 + 2L^{*3}] \quad [\text{kN/m}] \quad (E4/04)$$

$$s_c = (EI)_p / [h + L^*] \quad [\text{kNm}] \quad (E4/05).$$

Der Punkt, der um das Maß h_0 unter dem Pfahlkopf liegt, ist der elastische Schwerpunkt des Pfahles. Eine am Pfahlkopf angreifende Kraft s muß daher um h_0 nach unten versetzt angebracht gedacht werden (Modellvorstellung "starrer Hebel"), wenn sie eine verdrehungsfreie Verschiebung hervorrufen soll.

Meist ist die äußere H-Kraft bzw. ein Pfahlkopfmoment vorgegeben:

$$M_0 = M(0); \quad Q_0 = \{dM/dx\}_{x=0}.$$

Mit diesen Randbedingungen läßt sich bei einheitlichem Boden der Momentenverlauf im Boden in der Form

$$M(x) = - [M_0 \cos(x/L^*) + (M_0 + Q_0 L^*) \sin(x/L^*)] \cdot \exp\{-x/L^*\} \quad (E4/06)$$

berechnen.

.05 Knickung von Pfählen

Pfähle, die teilweise frei stehen, z.B. Gerüstpfähle im Wasser, müssen auf Knicken untersucht werden. Dabei sind die in Bild E4.13 (SCHIEL 1970) skizzierten unterschiedlichen Lagerungsbedingungen der Pfahlköpfe zu prüfen. Da der Einspannpunkt eines Pfahles unterhalb der Bodenoberfläche liegt, schätzt man nach SCHIEL (1960) die Lage dieses Punktes mit Hilfe der elastischen Länge L^* nach Gl.

(E4/02) wie folgt ab (Bild E4.14):

<u>Fall a</u> : Kopf gegen Verschiebung und Verdrehung gehalten:	$l_k = \frac{1}{2}(h+L^*)$	} (E4/07).
<u>Fall b</u> : Kopf nur gegen Verschiebung gehalten:	$l_k = (h+L^*)\sqrt{2}$	
<u>Fall c</u> : Kopf nur gegen Verdrehung gehalten:	$l_k = h+L^*$	
<u>Fall d</u> : Kopf frei beweglich:	$l_k = 2(h+L^*)$	

Damit ergibt sich die Knicklast: $Q_k = (\pi^2/l_k^2)(EI)_p$ (E4/08).

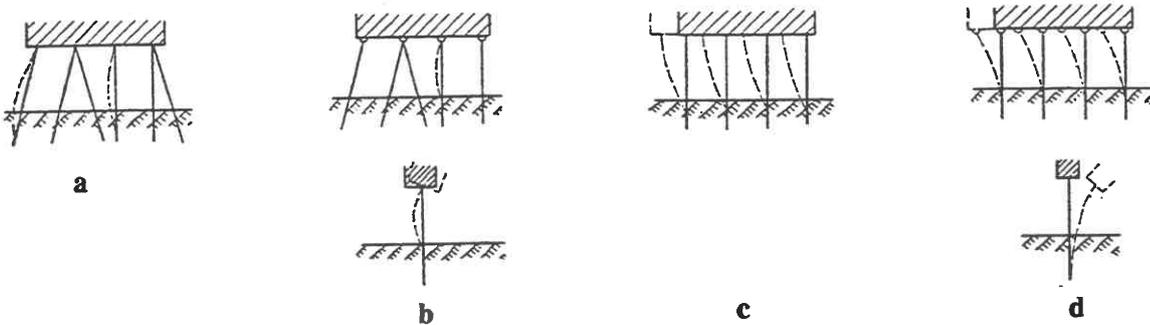


Bild E4.13 Knickfälle

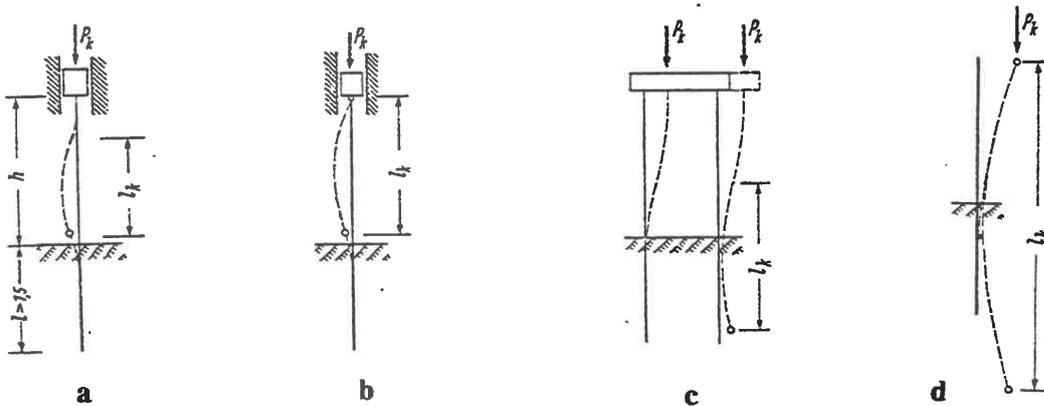


Bild E4.14 Knicklängen

.06 Pfahl als Dübel

In E5.33 wird die Ermittlung des Seitendrucks auf Pfähle behandelt, die zu einer unerwünschten Beanspruchung führt. Umgekehrt können Pfähle aber auch daraufhin bemessen werden, planmäßig derartige Einwirkungen aufzufangen, um eine Bodenmasse zu stabilisieren. Bodenmechanisch ergeben sich zwei Fragen:

1. Wie dicht müssen Pfähle eines bestimmten Profils gesetzt werden, damit die gewünschte Wirkung erzielt wird, ohne daß die Pfähle im Material versagen?
2. Kann die Verdübelungskraft in den tragenden Boden eingeleitet werden, ohne daß dieser versagt?

In beiden Fällen darf nicht vergessen werden, daß die Pfähle unter Umständen schon durch andere Einwirkungen teilweise ausgelastet sein können und deswegen nur noch beschränkt zusätzliche Spannungen aufnehmen können.

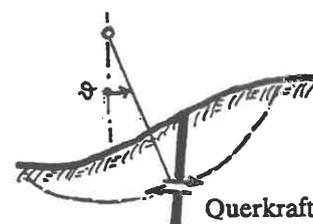


Bild E4.15

Das Problem wird im folgenden als ebenes Böschungsbruch-Problem behandelt, Bild E4.15.

Zu 1

Fall 1.1: Eine Böschung soll im Zuge einer Baumaßnahme hergestellt werden.

Zunächst wird eine Böschungsbruchuntersuchung ohne Dübel nach E6 (bzw. DIN 4084.100) durchgeführt, um die Lage der ungünstigsten Bruchfläche zu ermitteln. Dabei möge sich ergeben, daß der Ausnutzungsgrad $1/f > 1$ ist; die Grenzzustandsgleichung also nicht erfüllt ist. Zur Stabilisierung werden daher im aktiven Teil des Rutschkörpers, möglichst im Tiefpunkt der Rutschfläche, die zur Erfüllung des Gleichgewichts nötigen Querkraften angebracht.

Anmerkung:

Eine Böschungsbruchuntersuchung unter Einbeziehung dieser Querkraft ist nur dann erforderlich, wenn nicht ausgeschlossen werden kann, daß die Böschung mitsamt den Dübeln auf einer tieferen Bruchfläche versagt ($1/f > 1$).

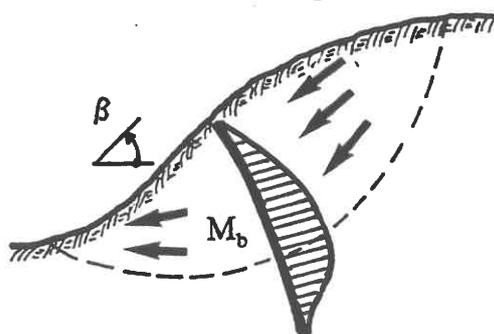
Fall 1.2: Eine vorhandene Böschung zeigt Kriechbewegungen und soll daher stabilisiert werden.

Die vorhandene Kriechgeschwindigkeit v_0 soll auf ein zulässiges Maß v_1 reduziert werden. Nach SCHWARZ (1987) berechnet man das Gewicht G [kN/m] des Rutschkörpers (Begrenzung ist in diesen Fällen meist geologisch vorgegeben) und erhält die Bemessungs-Querkraft

$$Q_d = I_{v\alpha} G \cdot \sin\vartheta \cdot \ln(v_0/v_1) \quad (\text{E4/09})$$

Die Proportionalitätskonstante $I_{v\alpha}$ wird von den Autoren als Viskositätsindex bezeichnet und hat bodenspezifische Werte von 0,01 für Lehme ($w_F < 30\%$) bis 0,06 für hochaktive Tone. ϑ ist der Neigungswinkel der Rutschfläche; entspricht also bei oberflächennahen Verschiebungen in etwa dem Böschungswinkel β .

a Rutschmasse voll plastifiziert



b Rutschmasse bewegt sich als starrer Körper

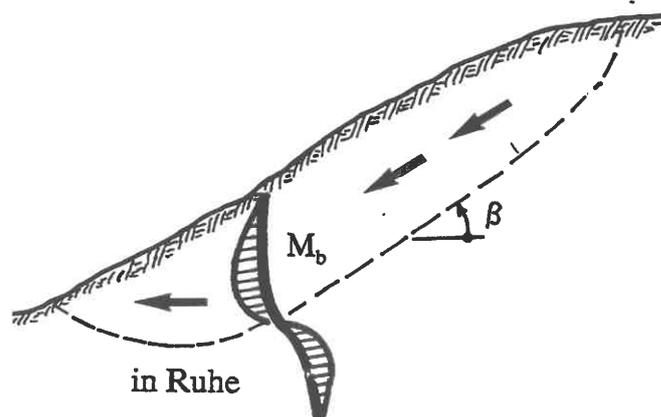


Bild E4.16

Zu 2:

Bild E4.16 zeigt, daß die Bemessung der Dübel sehr davon abhängt, ob sie den rutschenden Boden als Kragarm bremsen (a) oder ob der rutschende Boden eine so hohe Konsistenz hat, daß er den Pfahl mindestens teilweise einspannt und sich auf der Rutschfläche wie ein starrer Körper bewegt (b).

Im Fall a wird die unter (1) ermittelte Querkraft auf n Pfähle verteilt und die Kraft Q_d/n in eine Lastfläche $e_1(x)$ oder $e_2(x)$ umgerechnet. Mit dem in E4.04 erläuterten Rechenmodell der elastischen Bettung ergibt sich das Bemessungsmoment

$$M_d = (Q_d/n)[L^* + (\frac{1}{2} \text{ bzw. } \frac{1}{3})h] \quad (\text{E4/10}).$$

Im Fall b rechnet man den Stab mit M_0 als Unbekannter und $Q_0 = Q_d/n$ elastisch gebettet in x_o und x_u . Im unteren Teil wird Gl.E4/06 angewendet. Im oberen Teil kann der Pfahl jedoch nicht als "halbunendlich" idealisiert werden, so daß dort die vollständige Lösung für den elastisch gebetteten Balken genommen werden muß, also Gl.E4/06 ergänzt um den Lösungsanteil mit dem Faktor $\exp\{+x/L^*\}$. Die beiden zusätzlichen Integrationskonstanten werden aus den Bedingungen am Pfahlkopf berechnet: $M(x_o=h) = 0$ und $Q(x_o=h) = 0$ oder $v'(h) = 0$. Aus $M(x_u=0) = M(x_o=0)$ ergibt sich dann das Bemessungsmoment $M_d = M_0$.

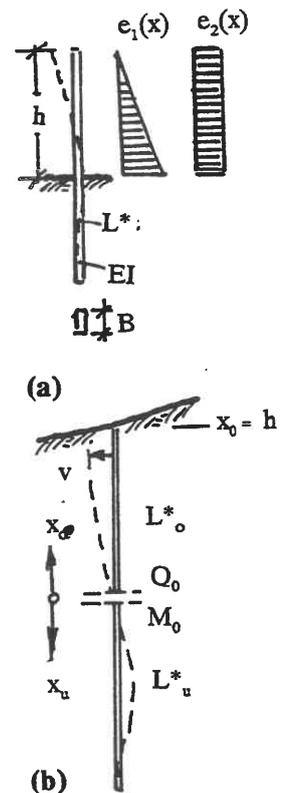


Bild E4.17

Schrifttum zu E4

FRANKE, E. (1992): Pfähle. In: Grundbtschb. 4. Aufl., Teil 3, Kap. 3.3.

Verlag von Ernst & Sohn Berlin.

HOUSEL (1966): Pile Load Capacity: Estimates and Test Results. Journ.SMF Div., Proc.ASCE 93, S.1 - 30.

SCHENCK, W. (1951): Der Rammpfahl. Verlag W.Ernst und Sohn Berlin.

SCHIEL, F. (1960): Statik der Pfahlwerke. Springer-Verlag Berlin/Göttingen/Heidelberg (1. Aufl. - die 2. Aufl. 1970 wurde gegenüber der 1. in den hier verwendeten Punkten gekürzt).

SCHWARZ, W. (1987): Verdübelung toniger Böden. Mitt. Inst. Bodenmechanik u. Felsmechanik Univ. Karlsruhe, Heft 105.

VIJAYVERGIYA/FOCHT (1972): A new way to predict capacity of piles in clay. 4. Annual Offshore Technology Conference Houston, Texas, II, S. 865.

E5 Erddruck

.01 Definitionen

Die Erddruckkraft E_0 bzw. E_a (kN/m) ist, Bild E5.01, historisch die zur seitlichen Stützung eines Erdkörpers erforderliche Kraft, wenn dieser steiler abgeböschet ist, als es seinem natürlichen Böschungswinkel β entspricht. Sie ist also eine Aktionskraft des Bodens, die durch die aus Gleichgewichtsgründen erforderliche Reaktionskraft definiert ist.

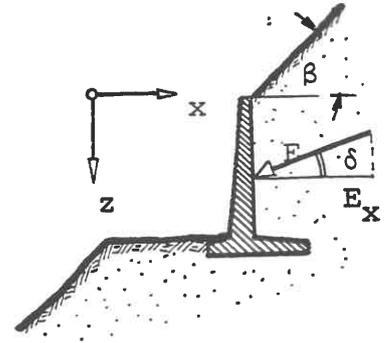


Bild E5.01

Wenn mit den Koordinaten $x; z$ ein Volumenelement ($dx; dz; 1$) im ebenen Verformungszustand definiert wird, ergibt sich die Erddruckspannung σ_{xx} durch Bezug der x -Komponente von E auf das Flächenelement $dz \cdot 1$:

$$\sigma_{xx} = e = \partial E_x / \partial z \quad [\text{kN/m}^2] \quad (\text{E5/01}) .$$

Anmerkung:

In der Baupraxis bezeichnet man häufig sowohl die Erddruckkraft als auch die Erddruckspannung als "Erddruck", wobei die Bedeutung aber aus dem Zusammenhang bzw. aus der Dimensionsangabe ersichtlich ist.

3 Sonderfälle des Erddrucks werden unterschieden:

- Erdruehdruk E_0 - Erddruckkraft eines ungestörten Erdkörpers, wobei der ungestörte Zustand dadurch definiert ist, daß die Bodenteilchen nach ihrer Sedimentation im Halbraum keine Relativverschiebungen zueinander mehr erlitten haben.
- Erddruckkraft E_a - "aktiver Erddruck": Aktionskraft bei nachgebender Stützfläche.
- Erdwiderstandskraft E_p - "passiver Erddruck": Reaktionskraft eines Erdkörpers bei Zusammendrückung.

In der Regel stehen E_a und E_p nicht orthogonal auf der betrachteten Stützfläche, sondern bilden mit der Flächennormalen einen Wandreibungswinkel δ_a bzw. δ_p .

.02 Physikalische Ursache (s.a. D6)

Lockergesteine sind Systeme von Partikeln mit relativ schwachen Kohäsionskräften (Gegensatz: Festkörper), deren innere Kräfte durch Druck- und Schubkräfte in einzelnen Kontaktpunkten übertragen werden. Für das Beispiel des trockenen Sandes zeigt Bild E5.02 das Gedankenmodell "Kugelschüttung": bei alleiniger Wirkung der Eigengewichtskräfte ist ein Gleichgewicht nur bei Ansatz von Stützkraften E möglich - falls nicht zufällig die Kugelschwerpunkte lotrecht über Kontaktpunkten stehen. Bild E5.03 zeigt, wie eine bei

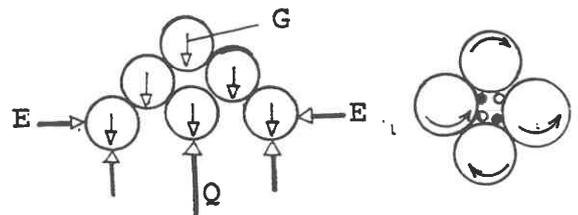


Bild E5.02

Bild E5.03

gleich großen Kugeln an sich kinematisch mögliche Drehung behindert wird durch (a) die Kontaktreibung (D6.02), (b) die Sperrwirkung kleinerer Teilchen (D6.04). In Wirklichkeit sind daher kleinere Stützkkräfte als im Gedankenmodell erforderlich: der Erddruck ist eine Funktion des Scherwiderstands aus (a) und (b).

.03 Erdruhedruck im Halbraum

Der eingeprägte Spannungszustand infolge der Bodenwichte γ allein läßt sich in einem geologisch ungestörten Korngefüge aus den Gleichgewichtsbedingungen nicht vollständig berechnen.

Beispiel: ebener Verformungszustand:

$$\partial\sigma_{zz}/\partial z + \partial\sigma_{xz}/\partial x = \gamma$$

$$\partial\sigma_{zx}/\partial z + \partial\sigma_{xx}/\partial x = 0$$

Aus Symmetriegründen sind im Halbraum σ_{zz} und σ_{xx} nicht von x abhängig. Daraus folgt, daß z und x Hauptspannungsrichtungen sind, d.h. $\sigma_{xz} = \sigma_{zx} = 0$ und

$$\sigma_{zz} = \gamma z + \text{const} \quad (\text{E5/02}).$$

Aus den Gleichgewichtsbedingungen läßt sich keine Aussage über $\sigma_{xx}(z)$ ableiten. Es ist aber vernünftig anzunehmen, daß auch die "Bruchsicherheit" des ungestörten Bodens konstant über x und z ist, d.h. daß $\sigma_{xx}/\sigma_{zz} = K_0$ für eine bestimmte Bodenart eine Konstante ist, die als Ruhedruckbeiwert bezeichnet wird. Er ist nur über eine Materialbedingung zu bestimmen. Sie lautet gemäß Definition:

$$\varepsilon_{xx} = \varepsilon_{xx}^{el} + \varepsilon_{xx}^{pl} = 0 \quad (\text{E5/03}).$$

Bei Bodenarten mit einer großen Kohäsion und vernachlässigbar kleiner Relativverschiebung der Partikel ist die plastische Dehnung $\varepsilon_{xx}^{pl} = 0$ und demgemäß

$$\sigma_{xx} = \varepsilon_{xx}^{el} = 0 = \{\sigma_{xx} - \nu(\sigma_{yy} + \sigma_{zz})\}/E,$$

$$\text{d.h.} \quad K_0 = \nu/(1-\nu) \quad (\text{E5/04a}).$$

Bei Bodenarten mit geringer Kohäsion und ausgeprägter innerer Relativverschiebung der Partikel, wenn die Stützung entfällt, ist K_0 von φ' abhängig:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' \quad (\text{E5/04b}).$$

Anmerkung:

Es handelt sich um eine bewährte Näherungsformel, vgl. die Zusammenstellung der verschiedenen in der Fachliteratur veröffentlichten Ansätze bei MADER (1989).

Da sich die Ruhedruck-Aussage definitionsgemäß auf das Korngerüst des Bodens bezieht, muß K_0 in effektiven Spannungen definiert werden:

$$K_0 = \sigma_{xx}'/\sigma_{zz}' \quad (\text{E5/05}).$$

Anmerkung:

Daraus resultiert die zunächst überraschende Schlußfolgerung, daß die Kohäsion in die Berechnung des Erdruhedrucks nicht eingeht. Tatsächlich tritt sie - sofern es sich um eine wirkliche und nicht nur um eine scheinbare Kohäsion handelt - nur indirekt in Erscheinung, wenn die Anwendung der Gl. (E5/04a) für einen Boden gerechtfertigt ist.

Waagerechte Schichtgrenze: (Bild E5.04)

Eine Schichtgrenze ist für einen eingepprägten Spannungszustand eine natürliche Unstetigkeitsfläche. Aus Gleichgewichtsgründen ändert sich σ_{zz} an der Schichtgrenze nicht, wohl aber σ_{xx} :

$$\begin{aligned} \sigma'_{xx}(1) &= \sigma'_{zz}(1 - \sin\varphi_1') \\ \sigma'_{xx}(2) &= \sigma'_{zz}(1 - \sin\varphi_2') \end{aligned} \quad (E5/06),$$

wenn $\varphi_1' \neq \varphi_2'$ ist.

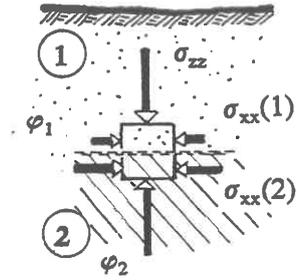


Bild E5.04

.04 Erdruhedruck bei geneigter Oberfläche

Bei ansteigendem Gelände (Geländeneigung β , positiv im Sinne von Bild E5.01) wächst der Erdruhedruck. Die waagerechte Ruhedruckspannung läßt sich (NISSEN 1969, FRANKE 1974) angenähert beschreiben durch *

$$\sigma'_{xx} = (\gamma z + p)(1 - \sin\varphi')(1 + \sin\beta) \quad (E5/07).$$

Anmerkung:

Da x und z hierbei nicht mehr Hauptspannungsrichtungen sind, ist auch $\sigma'_3/\sigma'_1 \neq \sigma'_{xx}/\sigma'_{zz}$. Die Frage, ob K_0 als Hauptspannungsverhältnis (FRANKE 1974) oder wie in Gl. (E5/07) definiert werden soll, ist unentschieden und führt oft zu Verwechslungen.

Bei fallendem Gelände stimmt der waagerechte Ruhedruck nur dann mit Gl.(E5/07) überein, wenn die Wechselwirkung von Stützwand und Boden zwängungsfrei wäre. In der Praxis wird aber die Wand stehen bleiben und der Boden vor ihr ausweichen, so daß ein Übergang zum aktiven Erddruck bei fallendem Gelände eintritt.

.05 Erdruhedruck auf geneigte Stützfläche

Aus der Abbildung des Spannungszustands in der Spannungsebene, Bild E5.05, liest man ab:

$$\begin{aligned} \sigma_\alpha &= \frac{1}{2} \sigma'_{zz} \{ (1 + K_0) - (1 - K_0) \cdot \cos 2\alpha \} \\ \tau_\alpha &= \frac{1}{2} \sigma'_{zz} (1 - K_0) \cdot \sin 2\alpha \end{aligned} \quad (E5/08)$$

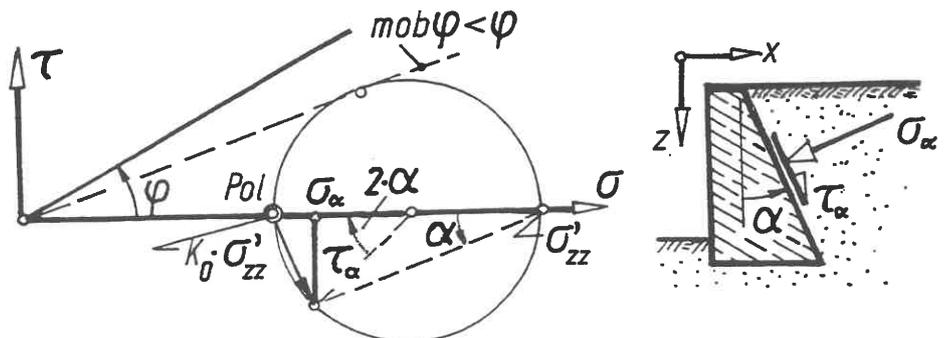


Bild E5.05

Anmerkung: Für $\alpha < 0$ unbrauchbar, weil dann $\sigma'_{zz} \neq \gamma z$ ist.

* Eine andere Näherungsformel zitiert GUDEHUS (1990), S.347, Gln. 4.14-4.16.

Aus dem Bild ist erkennbar, daß es eine Fläche α gibt, in der der Boden im Ruhespannungszustand seine maximale Scherbeanspruchung $\text{Max}\{\tau/\sigma\}$ erhält. Aus $\partial(\tau_\alpha/\sigma_\alpha)/\partial\alpha = 0$ folgt $\cos 2\alpha_m = (1-K_0)/(1+K_0)$. So ist z.B. für $\varphi = 30^\circ$ $\alpha_m = 35^\circ$.

.06 Ruhedruck im wassergesättigten Boden

Im wassergesättigten Boden ist die totale Spannung in waagerechter Richtung:

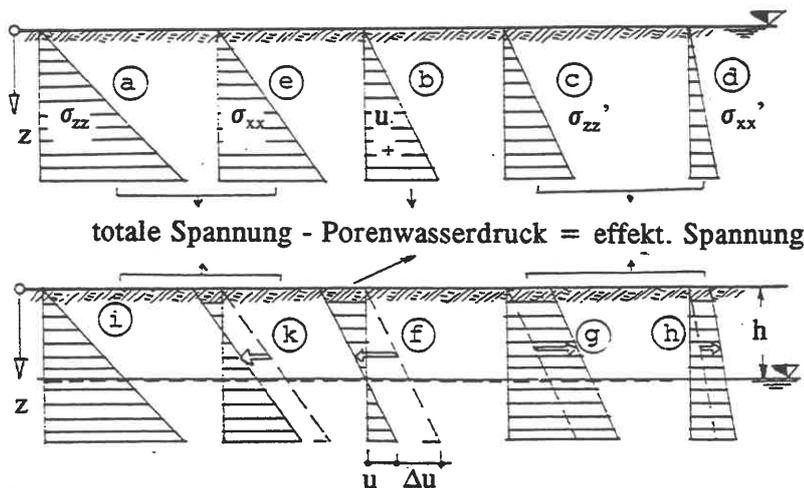
$$\sigma_{xx} = K_0 \cdot \sigma'_{zz} + u = K_0 \cdot \sigma_{zz} + (1 - K_0) \cdot u \quad (\text{E5/09}).$$

In nichtbindigen Böden ist, da φ' praktisch unabhängig vom natürlichen Wassergehalt w ist, K_0 oberhalb und unterhalb des Grundwasserspiegels gleich, wenn der Porenanteil n gleich ist.

Bei bindigen, voll wassergesättigten Böden wirkt sich der Grundwasserspiegel ebenfalls nicht auf K_0 aus. Bei Teilsättigung ($S_r < 1$) muß der Einfluß von S_r auf den Scherwinkel im Versuch geprüft werden. Bei einer plötzlichen Spannungsänderung σ_{zz} kann in wassergesättigten Böden der dabei auftretende Porenwasserüberdruck u um den gleichen Betrag ansteigen, so daß dann

$$\Delta\sigma_{xx} = K_0 \cdot \Delta\sigma_{zz} + (1 - K_0) \cdot \Delta u \approx \Delta\sigma_{zz} \quad (\text{E5/10})$$

ist (KEZDI 1962). In Bild E5.06 sind die totalen und effektiven Spannungsbilder für den Fall gezeigt, daß in einem gesättigten, bindigen Boden eine GW-Druck-Entspannung um die Druckhöhe h vorgenommen wird. Die obere Zeile zeigt den Ausgangszustand ($\gamma' = \gamma - \gamma_w$); die untere Zeile den konsolidierten Endzustand (ausgezogene Linien) und den nicht-konsolidierten Zustand nach der Druckänderung (gestrichelte Linien); die Differenz zwischen diesen Linien ist der Porenwasserdruck u , der durch den Konsolidationsvorgang abgebaut wird.



Ausgangszustand:

$$\begin{aligned} \sigma_{zz} &= \gamma z = (\gamma' + \gamma_w)z \\ \sigma_{xx} &= K_0 \gamma z + (1 - K_0) \gamma_w z \\ u &= \gamma_w z \end{aligned}$$

Endzustand:

$$\begin{aligned} \sigma_{zz} &= \gamma z \\ \sigma_{xx} &= K_0 \gamma z + (1 - K_0) \gamma_w (z - h) \\ u &= \gamma_w (z - h) \end{aligned}$$

Bild E5.06

Anmerkung:

In Wirklichkeit ist $K_0 \neq \text{const}$, da φ' durch die Konsolidation größer wird, K_0 also kleiner. Die Vereinfachung $\varphi' = \text{const}$ liegt auf der sicheren Seite.

.07 Ruhedruck im vorbelasteten Boden

Durch eine geologische Vorbelastung entsteht eine Querverspannung im Boden, die sich in einem erhöhten Wert K_{0v} äußert. Dazu Bild E5.07: "0" sei der Zustand vor, "1" während und "2" nach der

Vorbelastung. Durch die Laststeigerung von $\sigma_{zz}(0)$ auf $\sigma_{zz}(1)$ entsteht ein Ruhespannungsbeiwert

$$K_0 \leq K_{0v} \leq K_p.$$

Neuere Untersuchungen von BRETH et al. (1978) für nichtbindige und von BELLOTTI et al. (1975) für bindige Böden deuten darauf hin, daß K_{0v} mit der Wurzel aus dem Vorbelastungsverhältnis $OCR = \sigma_v/\sigma$ zunimmt:

$$K_{0v} = K_0 \sqrt{OCR} \tag{E5/11}.$$

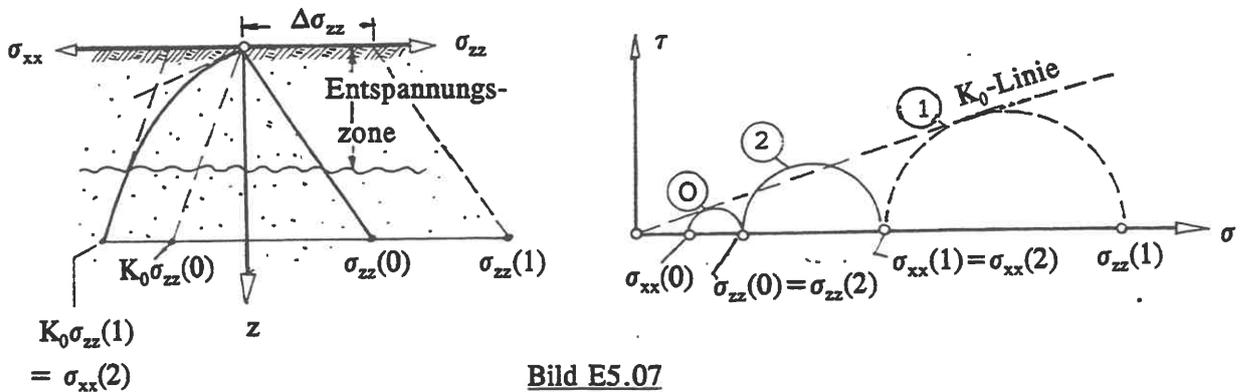


Bild E5.07

.08 Erddruck bei nachgiebiger Stützung, Allgemeines

Bei nachgebender Stützwand lagern sich die Bodenteilchen um, wobei die innere Reibung zwischen ihnen mobilisiert wird (s.D6). Dementsprechend nimmt die erforderliche Stützkraft ab, und der Erddruckbeiwert K sinkt, Bild E5.08, auf einen Grenzwert K_a ab. Er deutet darauf hin, daß nun die inneren Reaktionskräfte des Haufwerks ausgeschöpft sind und bei weiterem Ausweichen der Stützung mit einem Versagen des Haufwerks durch Bruch zu rechnen ist. Das Versagen kann auf zweierlei Weise eintreten:

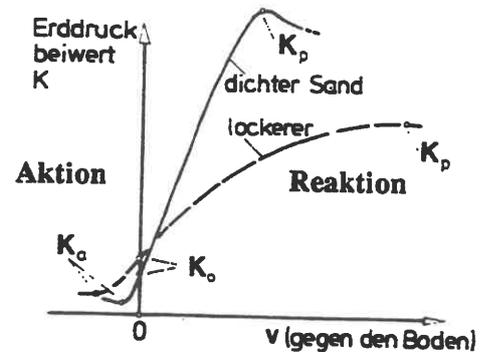


Bild E5.08

- a. wenn keine kinematischen Zwangsbedingungen dem entgegenstehen, entwickelt sich im Innern des Bodens bis zur freien Oberfläche eine dünne Bruchfuge, und ein quasi monolithischer Bruchkörper gleitet auf dem Restkörper ab (Linienbruch);
- b. es entsteht ein in sich vollständig plastifizierter Bruchkörper mit den in E3 abgeleiteten Merkmalen (Flächen- oder Zonenbruch).

.09 Flächenbruch nach RANKINE 1856

Nach der o.g. Definition des Flächenbruchs ist im ganzen versagenden Bereich die Bruchbedingung D6/02 gerade erfüllt (homogene Verhältnisse; Verschiebung $v = \text{const}$ für alle Punkte). Der Erddruckbeiwert für den aktiven Zustand K_a (Bild E5.08) muß also gleich dem reziproken Wert des kritischen Hauptspannungsverhältnisses in Gl.(D6/02) sein:

$$\sigma_{xx} = \sigma_3 = K_a \sigma_1 = [(1 - \sin\varphi)/(1 + \sin\varphi)] \sigma_1 = \tan^2(45^\circ - \varphi/2) \cdot \sigma_1 \tag{E5/12}.$$

Die Flächen, in denen das Verhältnis Schubspannung/ Normalspannung kritisch wird, haben, s. Bild E5.09, bezüglich der Flächenrichtung x und positiv im Uhrzeigersinn gemessen, die Richtungswinkel

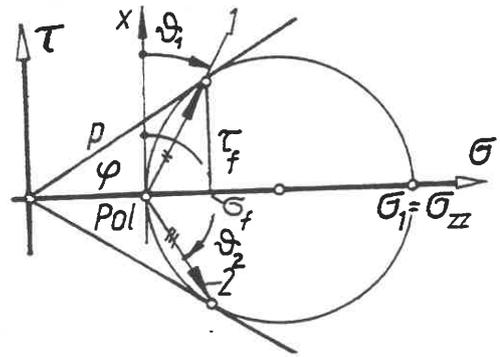
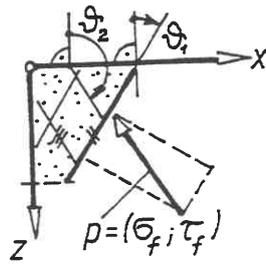
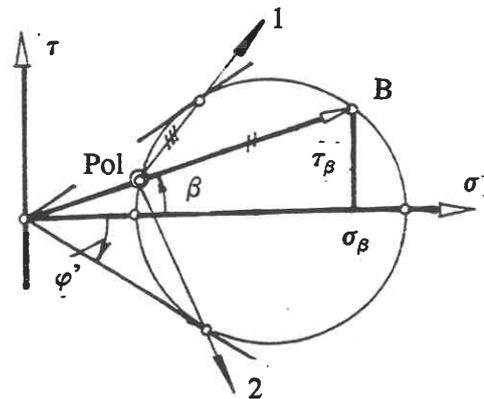


Bild E5.09

$$\vartheta_{1,2} = 90^\circ \mp (45^\circ + \varphi/2) \quad (E5/13).$$

Diese aus dem Spannungsdiagramm grafisch abzulesenden Beziehungen gehen auf RANKINE 1856 zurück. Man bezeichnete die kritischen Richtungen als "Gleitrichtungen" in der Annahme, daß dies auch die kinematischen Richtungen des Gleitens seien. Siehe dagegen D6.11.

Die Rankinesche Lösung ist die einzige analytische Lösung der Differentialgleichungen (E3/23), bei der beide Gleitlinienscharen Geraden sind. Sie läßt sich auch analog für den Fall eines unter β geneigten Geländes bestimmen (siehe z.B. TERZAGHI, K./JELINEK, R. 1954), Bild E5.10. Man zerlegt die Eigengewichtskraft $\gamma z \cdot 1$ eines Raumelements in ihre Komponenten normal und tangential zur Fläche β und dividiert diese Kräfte durch die zugehörige Fläche $1/\cos \beta$. So ergeben sich die beiden Spannungen $\sigma_\beta = \gamma z \cdot \cos^2 \beta$ und $\tau_\beta = \gamma z \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta$, die im Spannungsdiagramm als Spannungspunkt B eingetragen werden.



Dann konstruiert man den Spannungskreis durch B, der die Grenzgeraden tangiert, zieht von B aus die Richtung β , um den Pol zu bekommen und kann vom Pol aus die gesuchten Gleitrichtungen eintragen.

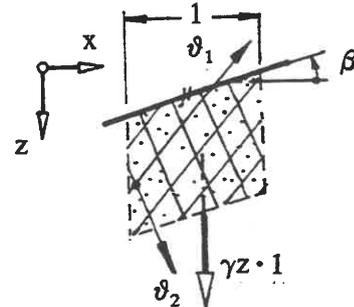


Bild E5.10

10 Flächenbruch im bindigen Boden

Die in E5.09 dargestellten Überlegungen lassen sich sinngemäß auch auf den Fall des bindigen Bodens übertragen. Aus den geometrischen Beziehungen am Spannungskreis, Bild E5.11, folgt

$$\sin \varphi = (\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 + \sigma_3 + 2c' \cdot \cot \varphi'),$$

d.h. es ist

$$\begin{aligned} \sigma_3 &= K_a \sigma_1 - 2c' \cdot \cos \varphi' / (1 + \sin \varphi') \\ &= K_a \sigma_1 - 2c' \sqrt{K_a} \end{aligned} \quad (E5/14).$$

Es gibt somit eine Tiefe $z_0 = 2c' / \gamma \sqrt{K_a}$ (mit $\sigma_1 = \gamma z$), bis zu der Zugspannungen durch die Kohäsion

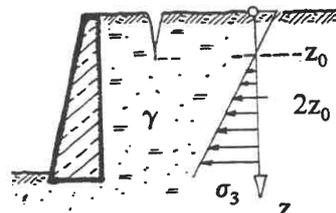
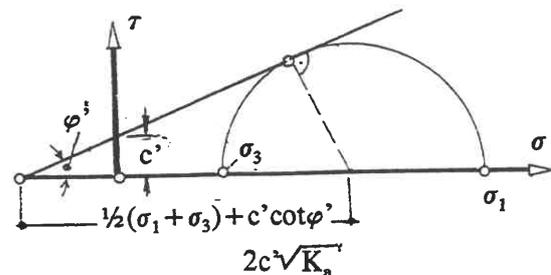


Bild E5.11

sion aufgenommen werden können, so daß man theoretisch unterhalb z_0 auch die Druckspannung entsprechend dem Inhalt der Zugspannungsfläche (= Zugkraft) abmindern könnte, d.h. den Erddruck erst unterhalb von $2z_0$ überhaupt ansetzen müßte. In der Praxis muß aber mit gerissener Zugzone gerechnet werden, d.h. der Erddruck beginnt schon bei $z = z_0$.

Wenn man die Polkonstruktion nach Bild E5.10 auf den Fall nach Bild E5.11 überträgt, ergeben sich bei geneigtem bindigem Gelände gekrümmte Gleitlinienscharen.

.11 Aktiver Erddruck nach COULOMB 1776 - Linienbruch

Die Rankinesche Theorie befaßt sich mit einem seltenen Sonderfall des Erddrucks, d.h. der homogene Spannungszustand. Auch die verallgemeinerte Bruchtheorie zur Berechnung von Flächenbrüchen nach E3 hat für die praktische Erddruckberechnung nur insoweit Bedeutung, als ihre numerisch ermittelten Ergebnisse in Form von Tafeln verfügbar sind wie z.B. die VSS-Tafeln 1966.

In der Praxis genügt es meist, die Erddruckkraft E , also das Spannungsintegral, zu kennen: man erfüllt

also die Gleichgewichtsbedingungen nicht an jedem Volumenelement, sondern im Mittel über das Gesamtvolumen, wobei ein Linienbruch vorausgesetzt wird. Als Bruchfuge wird eine mathematisch einfach zu handhabende Figur, d.h. eine Gerade, ein Polygonzug aus Geraden, ein Kreis o.ä. zugrundegelegt, deren Bestimmungsstücke solange variiert werden, bis der Maximalwert des Erddrucks E_a gefunden ist. Bild E5.12 zeigt den einfachsten Fall mit einer Ebene, bei der nur der Anstiegswinkel unbekannt ist. Der Bruch kommt hier, anders als bei einem Flächenbruch, durch eine Parallelverschiebung der Stützwand zustande.

Diese Art der Erddruckberechnung geht auf COULOMB 1776 zurück. Bild E5.13 zeigt die Berechnungselemente für den Grundfall mit lotrecht Wandrücken und ebenem Gelände. Wenn man (die Spannungsverteilung ist bei dieser Betrachtungsweise unbekannt!) annimmt, daß alle an dem Erdkeil angreifenden Kräfte Integrale von linear mit der Tiefe anwachsenden Spannungen sind, schneiden sich G , Q und E_a in einem Punkt (Drittelpunkt der Bruchfuge), und es ist, falls $\delta_a = 0$ ist (Vereinfachung): $G = \frac{1}{2}\gamma H^2 \cdot \cot\vartheta_a$ und $E = G \cdot \tan(\vartheta_a - \varphi)$.

Die Extremalbedingung $dE/d\vartheta_a = 0$ führt auf $\vartheta_a = 45^\circ + \varphi/2$ und $E_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 \cdot \tan^2(45^\circ - \varphi/2) = \frac{1}{2}K_a \cdot \gamma \cdot H^2$.

Der K_a -Wert ist also derselbe wie nach E5.09, da dieselben Voraussetzungen gemacht werden (Bruchfläche eben; Spannungsverteilung linear; Hauptspannung waagrecht: $\delta_a = 0$). Man beachte, daß die

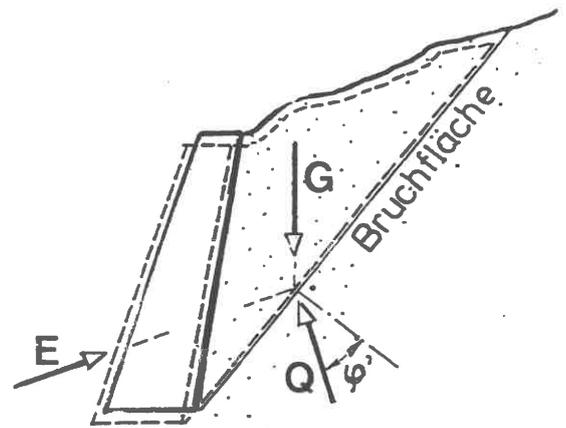


Bild E5.12

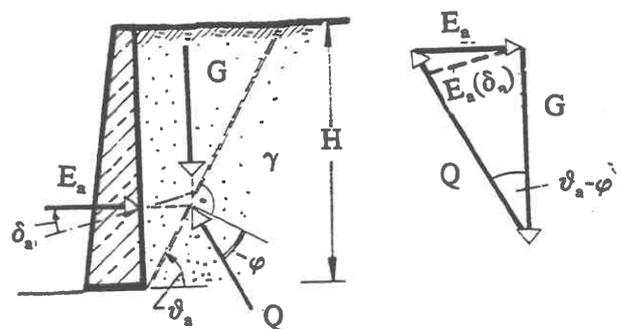


Bild E5.13

kinematische Voraussetzung bei COULOMB anders ist als bei RANKINE: die Stützwand bremst den abrutschenden Erdkeil. Dagegen gleitet der Boden bei RANKINE reibungsfrei an der Wand ab, und die für die Ausbildung des aktiven Zustands erforderliche Verschiebung v muß - bezogen auf die Keilbreite $H \cdot \cot\varphi$ von 0 an unten bis zu einem Maximalwert oben zunehmen, damit sich der Erddruck zwangsfrei einstellen kann (Fußpunktdrehung der Wand).

Einfluß der Wandschubspannung: (ohne Kohäsion, $\varphi' = \varphi$)

Da die Coulombsche Theorie eine raue Wandrückseite voraussetzt, muß die o.g. Berechnung durch Berücksichtigung eines Wandreibungswinkels δ_a modifiziert werden (in Bild E5.13 gestrichelt eingezeichnet). Er ist positiv, wenn er das Abgleiten des Bodens verhindert.

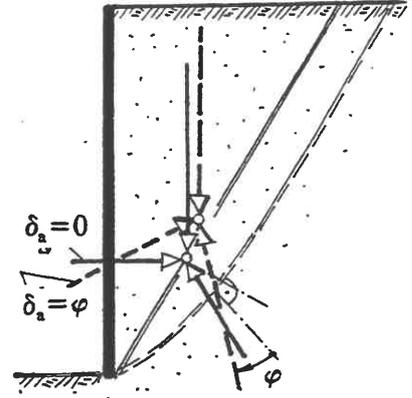


Bild E5.14

Überträgt man diese geneigte Erddruckrichtung ins Krafteck, dann wird E_a kleiner als für $\delta_a = 0$. Aber das Momentengleichgewicht ist jetzt etwas verletzt. Die Erfüllung der Gleichgewichtsbedingungen erzwingt daher in Wirklichkeit eine leichte Krümmung der

Bruchfläche im Fußbereich der Wand, die aber vernachlässigt werden kann (Bild E5.14). Voller Verbund würde $\delta_a \leq \varphi$ verlangen. Da für die Größe der Wandreibung das Verhältnis der mittleren Rauigkeitserhebung der Wandoberfläche zur Teilchengröße des Bodens ist, wäre das auch physikalisch vertretbar. Aus Gründen der Gleitsicherheit (die hier nie nachgewiesen wird, aber gewährleistet sein muß) setzt man in der Praxis, siehe DIN 1055 Teil 2, für alle Bodenarten $\delta_a = \frac{2}{3}\varphi$.

Einfluß der Kohäsion:

Wenn in der Bruchfläche zusätzlich eine Kohäsionskraft C wirkt, kann sie im Krafteck nach Größe und Richtung mit eingetragen werden, ohne das Prinzip der Ableitung zu stören. Sie verletzt auch nicht das Momentengleichgewicht, weil sie durch den gemeinsamen Angriffspunkt der übrigen 3 Kräfte auch hindurchgeht.

Erddruckbeiwerte für den allgemeinen Fall

Zahlenwerte $K_{ah}(\varphi', \delta_a, \alpha=0, \beta=0)$

Wenn man die Extremalberechnung auf den allgemeinen Fall mit geneigter Wand (α) und geneigter Oberfläche (β) anwendet, Bild E5.15, erhält man als resultierende Erddruckkraft

$$E_a \text{ [kN/m]} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_a(\varphi', \delta_a, \alpha, \beta)$$

(E5/15)

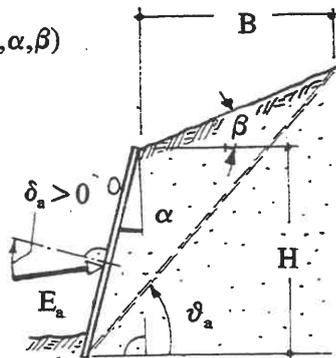


Bild E5.15

φ'	$\delta_a = 0$	$\delta_a = \frac{2}{3}\varphi'$
10°	0,70	0,65
15°	0,59	0,52
20°	0,49	0,43
22,5°	0,45	0,38
25°	0,41	0,35
27,5°	0,37	0,31
30°	0,33	0,28
32,5°	0,30	0,25
35°	0,27	0,22
37,5°	0,24	0,20
40°	0,22	0,18

bei unbelasteter Erdoberfläche, bzw.

$$E_a = \left(\gamma \frac{H^2}{2} + p H \frac{\cos \alpha \cos \beta}{\cos(\alpha + \beta)} \right) K_a \quad (\text{E5/16})$$

bei gleichförmig mit p belasteter Oberfläche (GUDEHUS 1990). Der Faktor von $p \cdot H$ ist erforderlich, da B als $B(\varphi', \delta_a, \alpha, \beta)$ in $P = p \cdot B$ anders variabel eingeht als in G . Der Erddruckbeiwert K_a bzw. der Beiwert $K_{ah} = K_a \cdot \cos(\alpha - \delta_a)$ wurde von KREY 1926 tabuliert und lautet:

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi' + \alpha)}{\left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta_a) \sin(\varphi' - \beta)}{\cos(\alpha - \delta_a) \cos(\alpha + \beta)}} \right)^2 \cos^2 \alpha} \quad (\text{E5/17})$$

Der Winkel ϑ_a ist gegeben durch

$$\tan \vartheta_a = [H/B + \tan \beta] / [1 + (H/B) \cdot \tan \alpha] \quad (\text{E5/18}),$$

d.h. für $\beta \rightarrow \varphi$ geht $H \rightarrow 0$ und wird $\vartheta_a = \beta = \varphi'$ und damit $K_{ah} = \cos^2 \varphi'$.

In Gl. (E5/18) bedeutet:

$$\frac{H}{B} = \frac{\sqrt{(1 + \tan^2 \varphi') (1 + \tan \delta_a \tan \alpha) \left(\frac{\tan \varphi' - \tan \beta}{\tan \varphi' + \tan \delta_a} \right) \left(\frac{1 - \tan \alpha \tan \beta}{1 + \tan^2 \alpha} \right) + \tan \varphi' - \tan \beta}{(1 - \tan \varphi' \tan \alpha)} \quad (\text{E5/18a}).$$

Eine andere Fassung gibt GUDEHUS (a.a.o.) an:

$$\vartheta_a = \varphi' + \operatorname{arccot} \left(\tan(\alpha + \varphi') + \frac{1}{\cos(\alpha + \varphi')} \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta_a) \cos(\alpha + \beta)}{\sin(\varphi' - \beta) \cos(\delta_a - \alpha)}} \right) \quad (\text{E5/18b}).$$

Die Aussagen (E5/18+ /18a) und (E5/18b) sind identisch. Für $\alpha = \beta = 0$ ist $\vartheta_a = 45^\circ + \varphi'/2$.

Normalerweise wird der Boden am Mauerrücken abrutschen, wenn dieser sich vom Boden wegbewegt. Falls sich jedoch die Wand setzt, muß $\delta_a < 0$ eingesetzt werden. Dabei kann die Wandschubspannung so groß werden, daß sich der Boden gar nicht mehr ent- sondern verspannt und $E_a > E_0$ wird.

Einfluß der Kohäsion

Sobald $0 < \alpha \leq \varphi'$ und $0 < \beta \leq \varphi'$ sind, beeinflusst die Kohäsion die Berechnung der ungünstigsten Bruchfläche (SCHMIDT 1966). In der Praxis wird aber vereinfacht mit dem für $\alpha \neq 0$; $\beta = 0$ und $\alpha - \delta_a = 0$ korrekten Wert (GUDEHUS, a.a.o.)

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma \cdot H^2 - 2c'H \cdot \sqrt{K_a} \quad (\text{E5/19})$$

auch in den übrigen Fällen gerechnet, das heißt die waagerechte Erddruckspannung um den Betrag $2c'\sqrt{K_{ah}} \cdot \cos(\alpha - \delta_a)$ verringert. Das bedeutet, daß der Kohäsionseinfluß zu allen Erddruckkräften infolge des Reibungswinkels φ' (belastete wie unbelastete Oberfläche) additiv hinzukommt. Genauere Untersuchungen mit der Methode der kinematischen Elemente (s.E6) zeigen, daß bei Böden mit relativ großem Kohäsions-Anteil geknickte Bruchfugen mit einer deutlichen Steigerung von E_a maßgebend werden, was in der Praxis aber wegen der Ungenauigkeit von c' bzw. c_u vernachlässigt wird.

.12 Angriffspunkt der Erddruckkraft

Bei der Berechnung von Flächenbrüchen nach E5.09 oder E3 erhält man aus den Spannungsintegralen die Kräfte und Momente. Dagegen liefert die Erddruckberechnung nach E5.11 weder eine Spannungsverteilung noch einen Kraftangriffspunkt. Eine einfache Abschätzung besteht, Bild E5.16, darin, den Schwerpunkt S des Bruchkeils zu bestimmen und durch ihn die Krafrichtung als Parallele zur Bruchfläche zu ziehen.

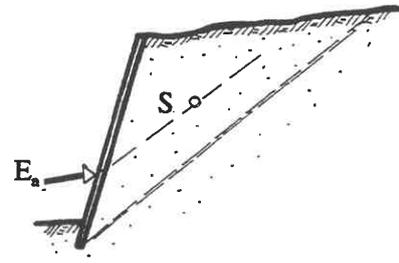


Bild E5.16

.13 Grafische Erddruckermittlung bei beliebig gestalteter Oberfläche

Das Extremalverfahren nach E5.11 läßt sich auch bei beliebig gestalteter Oberfläche anwenden, indem man E_a durch Probieren bestimmt.

Zur Rationalisierung des damit verbundenen Aufwands wurden im 19. Jahrhundert verschiedene grafische Verfahren entwickelt, z.B. von CULMANN (1866).

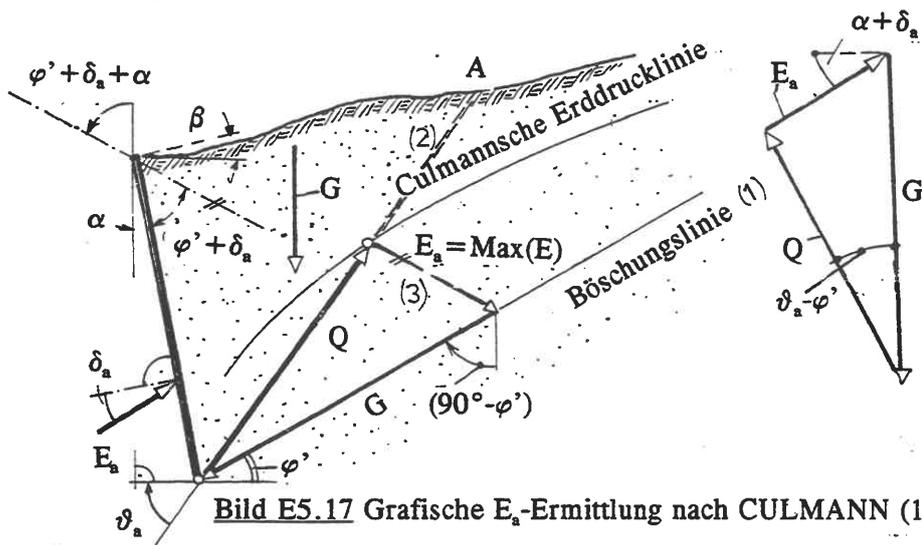


Bild E5.17 Grafische E_a -Ermittlung nach CULMANN (1866)

Dabei wird, Bild E5.17, das Krafteck um den Winkel $(90^\circ - \varphi')$ im Uhrzeigersinn gedreht und in den Querschnitt hineinverlegt. Damit fällt der Vektor G in die Böschungslinie, Q in die gewählte Bruchlinie und E_a steht unter $\varphi' + \delta_a$ zum Mauerrücken.

Berücksichtigung einer Kohäsion:

Wie Bild E5.18 zeigt, kann auch eine Kohäsionskraft C' beim Verfahren von CULMANN im gedrehten Krafteck sinngemäß berücksichtigt werden.

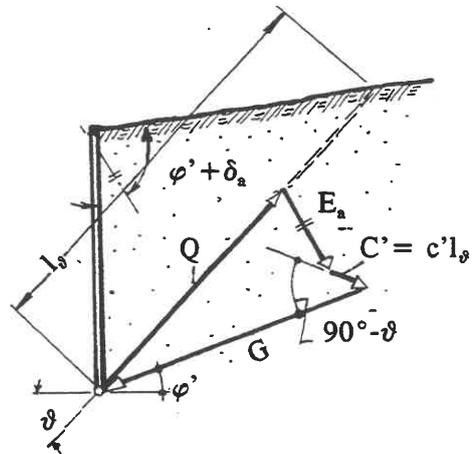


Bild E5.18

.14 Geschichteter Baugrund

Ein häufiger Fall ist die horizontale oder annähernd horizontale Schichtung des Baugrunds, siehe Bild E5.19. Bei horizontaler Oberfläche ist es statisch möglich, daß in der Grenzfläche keine Schubspannung auftritt und der Erddruck σ_{xx} eine Sprungstelle hat. Daher wendet man die Erddruck-

theorie Schicht für Schicht mit den jeweiligen Scherparametern und Wichten an. Da ϑ_a in jeder Schicht einen anderen Wert hat, entsteht ein geknickter Bruchlinienzug.

Bei geneigter Oberfläche treten in der Schichtgrenze Schubspannungen auf, die den Erddruck in der schiebenden oberen Schicht etwas verringern, in der geschobenen unteren etwas vergrößern. Dieser Effekt tritt im übrigen auch bei waagrechtem Gelände auf, wenn die Wandschubspannung berücksichtigt wird (sehr schwacher Einfluß).

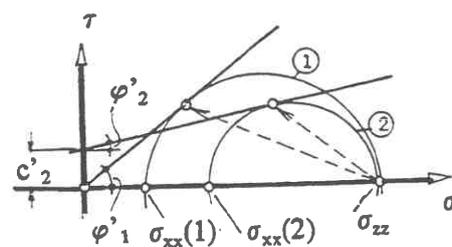
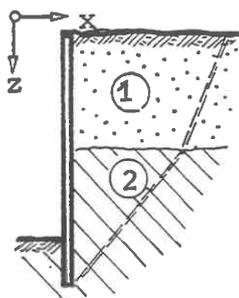


Bild E5.19

Anmerkung: Daher wird in der Praxis die Erddruckspannung $e_{ah} = (P + \gamma H) \cdot K_{ah} - 2c \cdot \sqrt{K_{ah} \cos(\alpha - \delta_a)}$ schichtweise berechnet. Es darf aber nicht vergessen werden, daß die Grundlage dafür eine kräftemäßige Betrachtung nach COULOMB ist!

.15 Äußere und innere Horizontalkräfte

Bei der Erddruckkraftermittlung nach COULOMB lassen sich auch Horizontalkräfte im Krafteck mit eintragen. Die damit ermittelte ungünstigste Bruchfläche hat aber wenig Aussagewert, weil die bei diesem Verfahren nicht überprüfte Bedingung des Momentengleichgewichts dann auch nicht annähernd mehr erfüllt sein wird (je nach der relativen Größe der H-Kräfte). Daher ermittelt man in der Praxis E_a und die maßgebende Bruchfläche ohne Berücksichtigung der Horizontalkräfte und nimmt sie erst anschließend beim Standsicherheitsnachweis, bei dem dann auch das Momentengleichgewicht nachzuweisen ist, in die Berechnung hinein.

.16 Äußere Vertikalkräfte

Eine gleichmäßige Oberflächenlast beeinflusst (GROSS 1981) den Winkel ϑ_a beim Verfahren nach COULOMB, doch wird das in der Praxis meist vernachlässigt.

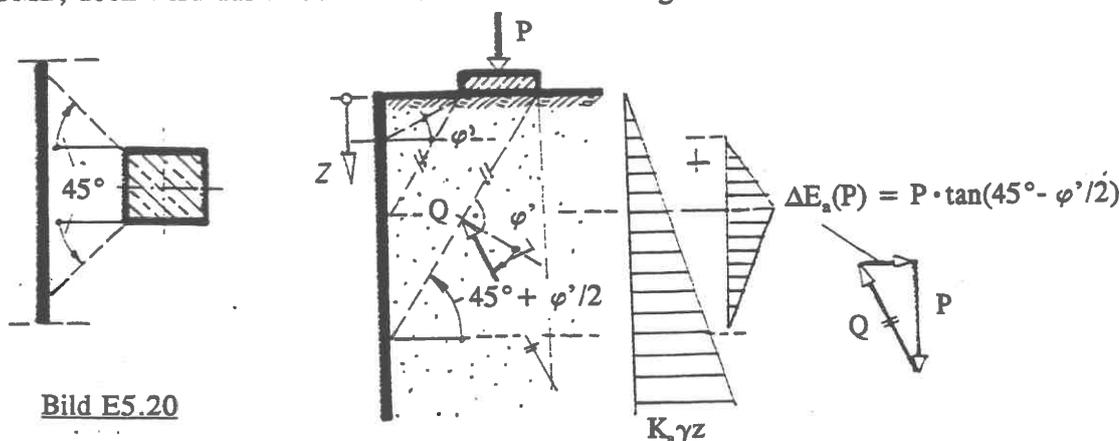


Bild E5.20

Bei Linienlasten und Einzellasten P ist in der Praxis die in Bild E5.20 gezeigte Abschätzung der Zusatzerdrukkraft ausreichend, aus der man die Verteilung rückrechnet. Auch bei dem Verfahren nach CULMANN können Linienlasten berücksichtigt werden, indem man sie an der Stelle, wo sie wirken, in die Gewichtskraft G einrechnet. Das bedeutet, daß P erst dann im Krafteck erscheint, wenn die Probe-Bruchfläche auf der Bergseite von P die Oberfläche schneidet. Die Erddrucklinie von CUL-

MANN ändert sich dabei unstetig längs der durch P gehenden Probe-Bruchfläche. Für den Zusatz-Erddruck $\Delta E_a(P)$ läßt sich auf diesem Wege eine Einflußlinie ermitteln, s. Bild E5.21.

.17 Interpolation zwischen E_0 und E_a

Die zur Weckung des vollen inneren Scherwiderstands erforderliche Fußpunktdrehung einer hohen Versuchswand beschreibt TERZAGHI (1934) für Sand auf Grund eigener Messungen vereinfachend wie folgt:

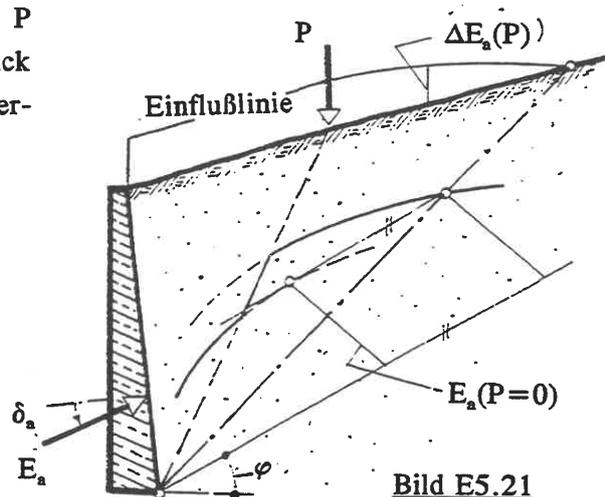


Bild E5.21

1.Phase - noch ohne relative Teilchenbewegung eine von der Lagerungsdichte unabhängige elastische Entspannung des Korngerüsts durch Drehwinkel 0,0005. Spannungsverteilung nichtlinear, Angriffspunkt zwischen $H/2$ und $H/3$.

2.Phase - Beginn der relativen Teilchenbewegung im dichten Sand bei 0,003, im lockeren bei 0,008, lineare Spannungsverteilung bei etwa 0,0025 erreicht. Bei einer 10m hohen Wand genügen danach also schon 5mm zur Entspannung!

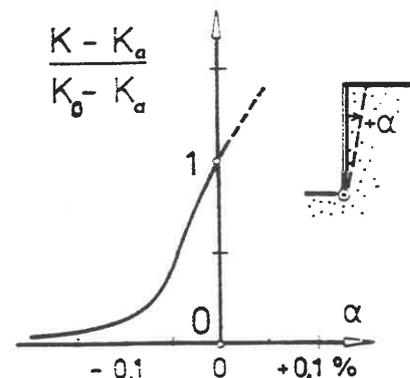


Bild E5.22

Über Versuche an der TH München berichtete v.SOOS (1977): Bild E5.22 zeigt das von dort empfohlene Interpolationsdiagramm, aus dem der nichtlineare Übergang zum Grenzzustand deutlich wird.

.18 Zusatz-Erddruck infolge Verdichtung

Seit TERZAGHI (1934) ist bekannt, daß die Verdichtung von Schüttungen zu zusätzlichen Erddrücken auf Stützwände führt. SPOTKA (1977) referiert den Stand der Technik und kommt auf Grund eigener großmaßstäblicher Versuche mit Sand zu folgenden Ergebnissen:

1. Der Verdichtungserddruck erreicht innerhalb der Tiefenwirkung z_t des Rüttlers ein Maximum und verschwindet mit zunehmender Tiefe.
2. Er wächst mit zunehmender Verdichtungsarbeit, erreicht aber für ein bestimmtes Gerät einen Grenzwert.
3. Er ist unabhängig von der Arbeitsraumbreite.
4. Er tritt sowohl beim Erdruhedruck wie beim aktiven Erddruck auf.

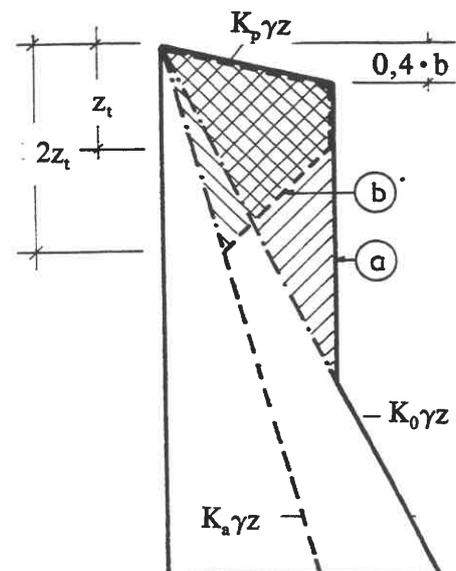


Bild E5.23

b - Breite, z_t - Wirkungstiefe des Rüttlers

6. Mit zunehmender Verdichtung nimmt der Einfluß einer Auflast auf den Erddruck ab. Die Erddruck-erhöhung infolge Auflast geht nach Wegnahme der Auflast nicht vollständig zurück.

Für die Praxis schlägt SPOTKA das in Bild E5.23 gezeichnete vereinfachte Lastbild zur angenäherten Erfassung des Verdichtungs-Erddrucks vor. Dabei bezieht sich die Linie "a" auf den Ansatz des Erd-ruhedrucks, "b" auf den Ansatz des aktiven Erddrucks: $z_t \leq 0,35m$ bei Schwinglasten von $\leq 1,2$ kN, darüber: $z_t \leq 0,60$ m.

Anmerkung:

Der Zusatz-Erddruck kommt durch eine Verspannung des Sandes im unmittelbaren Einflußbereich eines dynamischen Rüttlers zustande. Wenn eine Schüttung lagenweise dynamisch verdichtet wird, tritt dieser Effekt bleibend aber nur in der letzten, d.h. der obersten Schüttlage auf, weil die Verspannungen in den tieferen Lagen durch den Rüttelvorgang darüber wieder gelöst werden. Eine Akkumulierung der lagenweise erzeugten Zusatzdrücke findet deswegen nicht statt.

.19 Wirkung von Setzungen auf den aktiven Erddruck

Setzung der Stützwand bei stehen bleibendem Boden:

In diesem Fall werden die stützenden Wandschubkräfte, vgl. E5.11, abgebaut.

Setzung des Bodens bei stehen bleibender Stützwand:

Durch großmaßstäbliche Versuche von SCHMIDT (1981) am Baugrundinstitut Stuttgart wurde festgestellt, daß bei Sand mit einer Verringerung der Wandschubspannung und damit des Wandreibungswinkels

auch in diesem Fall gerechnet werden muß - schon, weil die Scherfestigkeit des Sandes auf die Restscherfestigkeit absinkt. Der Erddruck erhöhte sich bei unnachgiebiger Wand, Bild E5.24, auf ungefähr das Doppelte, behielt aber seine Angriffshöhe bei.

Auf die Möglichkeit einer derartigen Erddruckerhöhung muß vor allem bei starr gegründeten Brückenwiderlagern vor geschütteten Dämmen geachtet werden, wenn die Schüttung sich setzen kann.

.20 Waagerechte kinematische Zwangsbedingungen

Nach E5.09 und E5.11 gibt es sowohl für den Flächen- wie für den Linienbruch eine bestimmte Verschiebungs-Randbedingung, bei der sich zwängungsfrei der mit der Tiefe linear

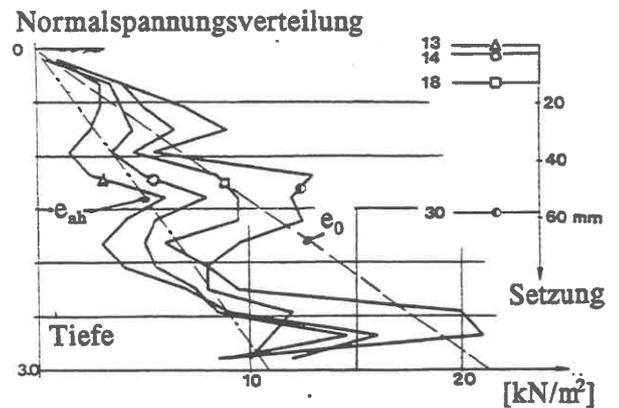


Bild E5.24

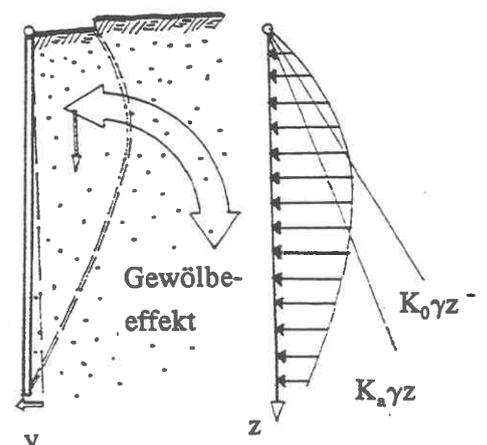


Bild E5.25

zunehmende Erddruck einstellt. In allen anderen Fällen kommt es zu statisch unbestimmten Veränderungen des einfachen Erddruckbildes. Ein Beispiel ist die Kopfpunktdrehung des Stützelements, Bild E5.25, bei der ein Gewölbeeffekt eintritt: oben steigt die Horizontalspannung bei wegsackendem Boden an, unten nimmt sie ab. Gleichzeitig ist auch die Vertikalspannung kleiner als γz . Derartige Verspannungen sind nur möglich, wenn der Boden nicht zu locker gelagert ist; sie sind außerdem empfindlich gegen dynamische Kräfte. Man beachte, daß auch eine waagerechte Parallelverschiebung wegen des erzwungenen Scherbruchs zwischen Wand und Boden zu einem veränderten Erddruckverlauf führt.

Kinematische Zwangsbedingungen dieser Art führen bei biegsamen Wänden (s.a. H2), die im Kopfbereich unverschieblich gestützt sind, zu Lasterhöhungen im Stützen- und Lastminderungen im Feldbereich.

Anmerkung:

Wie Bild E5.24 beweist, treten Erddruck-Umlagerungen auch bei starren Stützwänden auf, möglicherweise bedingt durch die Art der Hinterfüllung in Lagen, vielleicht aber auch unabhängig davon, weil sich die durch die Wandreibung möglichen Verspannungen bei hohen Wänden in zyklischer Folge entwickeln (SMOLTCZYK 1979).

.21 Erdwiderstand, allgemein

Nach Bild E5.08 steigt der Erddruck, wenn eine Stützwand gegen den Boden gedrückt wird, bis auf einen Grenzwert E_p , den passiven Erddruck oder Erdwiderstand, an. SCHMIDT (1981) hat am Baugrundinstitut Stuttgart in großmaßstäblichen Versuchen mit Sand starre Wandelemente gegen den Boden gedreht und dabei die in Bild E5.26 wiedergegebenen Druckverteilungen gemessen: schon bei einem Drehwinkel von 0,0005 springt die Resultierende von $H/3$ hoch auf $H/2$. Bei Drehungen um 0,004 wird nahe der Oberfläche der o.g. passive Grenz Zustand erreicht.

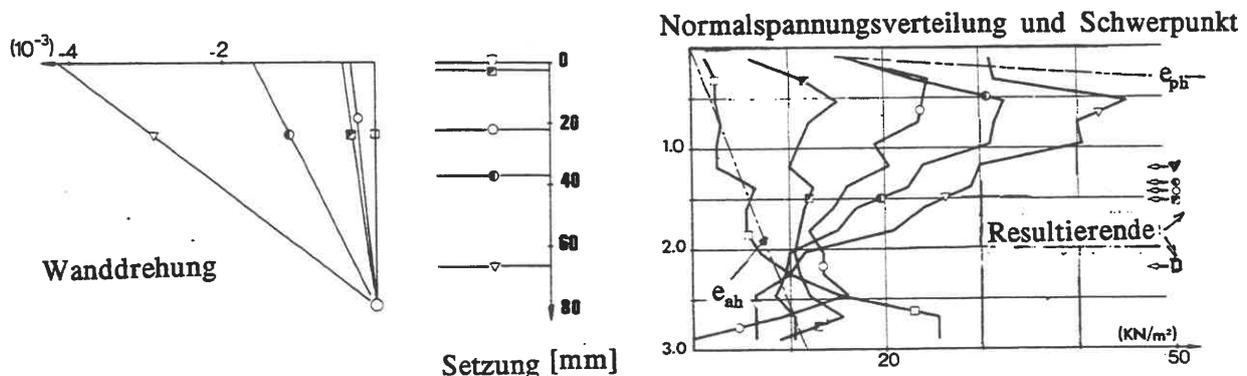


Bild E5.26

Mit dem Übergang vom aktiven zum passiven Erddruckzustand sind erhebliche Kornumlagerungen verbunden, weil sich die Richtung der 1. Hauptspannung zur Waagerechten hin dreht. Deswegen ist die Weckung des Erdwiderstands in Reibungsböden mit wesentlich größeren Wandverschiebungen verbunden als die Entspannung auf den aktiven Grenz Zustand. Überwiegend bindige Böden verhalten sich

dagegen mit zunehmender Kohäsion wie elastische Körper, deren Verschiebung im aktiven und passiven Zustand annähernd gleich sind.

Auch im passiven Fall sind Flächen- und Linienbrüche zu unterscheiden, wobei erstere nur bei sehr speziellen Verschiebungs-Randbedingungen auftreten.

.22 Erdwiderstand nach RANKINE (1856) als Flächenbruch

Wie in E5.09 gesagt, ist die RANKINE-Theorie ein Sonderfall der allgemeinen Bruchtheorie (E3). Da es für einen gegebenen Spannungszustand, als Punkt der Mohrschen Spannungsebene betrachtet, stets zwei Grenzspannungszustände gibt - d.h. Kreise, die die Bruchgeraden berühren - ist der passive Flächenbruch der zum aktiven Flächenbruch korrespondierende Fall, und man erhält alle Lösungen einfach dadurch, daß man in den Gleichungen in E5.09 bzw. .10 $+\varphi$ durch $-\varphi$ ersetzt.

.23 Erdwiderstand bei geraden Bruchflächen und Linienbruch

Auch das Berechnungsverfahren von COULOMB, siehe E5.11, liefert bei der Variation von ϑ einen 2. Extremwert, die Erdwiderstandskraft E_p . Ihre horizontale Komponente ist bei unbelasteter Oberfläche, Bild E5.27:

$$E_{ph} = \frac{1}{2} K_{ph} H^2 \quad [\text{kN/m}] \quad (\text{E5/20})$$

mit dem Erddruckbeiwert

$$K_{ph} = \frac{\cos^2(\varphi' - \alpha)}{\left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta_p) \sin(\varphi' + \beta)}{\cos(\alpha + \delta_p) \cos(\alpha + \beta)}}\right)^2 \cos^2 \alpha}$$

bzw. ist $K_p = K_{ph} / \cos(\alpha + \delta_p)$.

Bei belasteter Oberfläche gilt die in E5.11 angegebene Beziehung.

Auch die Gl. für den Bruchflächenwinkel kann von dort übernommen werden, indem man δ_a durch $-\delta_p$ und φ' durch $-\varphi'$ ersetzt.

Die nebenstehende Tabelle gibt einige K_{ph} -Werte nach COULOMB für den Sonderfall $\alpha = \beta = 0$ bei glatter und rauher Wand an.

Einfluß der Kohäsion

Unter den in E5.11 genannten vereinfachenden Annahmen erhöht sich die waagerechte Reaktions-Erddruckspannung um

$$2c' \cdot \sqrt{K_{ph} \cdot \cos(\alpha + \delta_p)} \quad (\text{E5/21}).$$

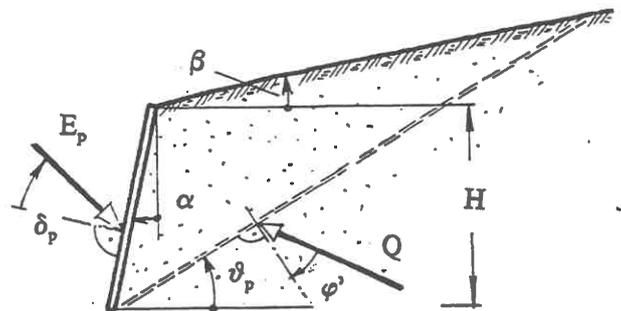


Bild E5.27 Zahlenwerte für $\alpha = \beta = 0$:

φ'	K_{ph} ($\delta_p = 0$)	K_{ph} ($\delta_p = \frac{2}{3}\varphi'$)
10°	1,42	1,61
12,5°	1,55	1,83
15°	1,70	2,12
17,5°	1,86	2,41
20°	2,04	2,79
22,5°	2,24	3,30
25°	2,46	3,89
27,5°	2,72	4,65
30°	3,00	5,74
32,5°	3,32	7,10
35°	3,69	9,23
37,5°	4,11	12,07
40°	4,60	16,53

.24 Erdwiderstand bei gekrümmter Bruchfläche und Linienbruch

Auf KREY 1926 geht die Berechnung von Erdwiderstandsbeiwerten unter Zugrundelegung einer kreisförmigen Bruchfigur zurück. Tatsächlich verlangt die Extremalmethode, daß auch die Form der Bruchfigur variiert wird, nicht nur ihre geometrischen Bestimmungsstücke. Für den Erdwiderstand ist die ebene Bruchfläche im allgemeinen nicht maßgebend. Man geht dann richtiger zu gekrümmten Bruchflächen wie in Bild E5.28 über. Numerische Berechnungen auf der Basis der Plastizitätstheorie (CAQUOT/KERISEL 1948) lassen sich im Ergebnis durch folgende Näherungsgleichungen für den Fall der unter α geneigten Wand und des unter β ansteigenden Geländes bei homogenem Boden angeben:

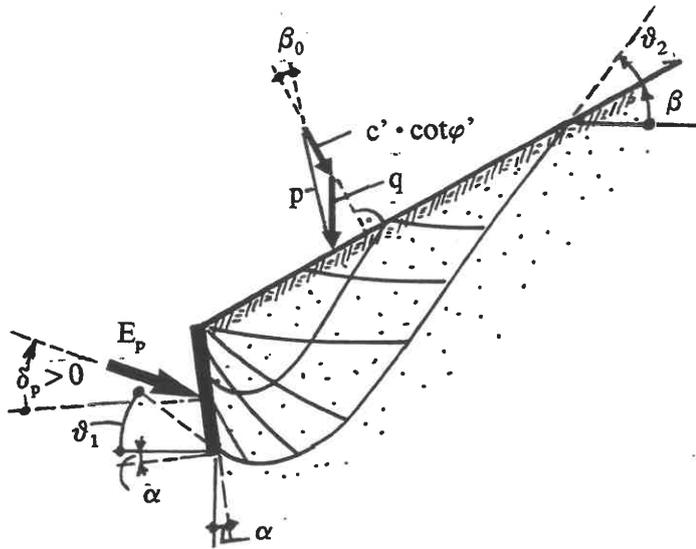


Bild E5.28

1. Berechnung einer Vergleichslast p aus der Vektorsumme der Auflast q und der sich aus dem Abszissenabschnitt des Mohrschen Spannungsdiagramms ergebenden Normalspannung $c' \cdot \cot \varphi'$, daraus folgt der Winkel β_0 .
2. Unter der Annahme, daß das Verhältnis von Adhäsion a an der Wand zur Kohäsion c des Bodens dasselbe ist wie $\tan \delta / \tan \varphi'$, errechnen sich die Randwinkel:

$$\left. \begin{aligned} \cos(2\vartheta_1 + \varphi' + \delta_p) &= \sin \delta_p / \sin \varphi' \\ \cos(2\vartheta_2 + \varphi' + \beta_0) &= -\sin \beta_0 / \sin \varphi' \end{aligned} \right\} \quad (\text{E5/22})$$

3. Die Spreizung der Bruchfigur wird durch

$$\Theta = \vartheta_2 + \beta - \vartheta_1 - \alpha \quad [\text{rad}] \geq 0 \quad (\text{E5/23})$$

erfaßt.

4. Mit

$$K_n = \exp\{2\Theta \cdot \tan \varphi'\} [1 + \sin \varphi' \cdot \sin(2\vartheta_1 + \varphi')] / [1 - \sin \varphi' \cdot \sin(2\vartheta_2 + \varphi')] \quad (\text{E5/24})$$

lauten die Erdwiderstandsbeiwerte für die Spannung normal zur Wand:

- infolge q (lotrechte Last, bezogen auf die Horizontalprojektion der Geländeoberfläche):

$$K_q = K_n \cdot \cos^2 \beta \quad (\text{E5/25a})$$

- infolge Kohäsion:

$$K_c = (K_n - 1) \cdot \cot \varphi' \quad (\text{E5/25b})$$

- infolge Bodeneigengewicht:

$$K_\gamma = K_n \cdot \cos \beta \cdot \cos(\beta - \alpha) \quad (\text{E5/25c}).$$

Bei geschichtetem Baugrund und komplexeren Randbedingungen muß der Erdwiderstand durch Ansatz kinematischer Elemente ermittelt werden (s. Kap. E6.08).

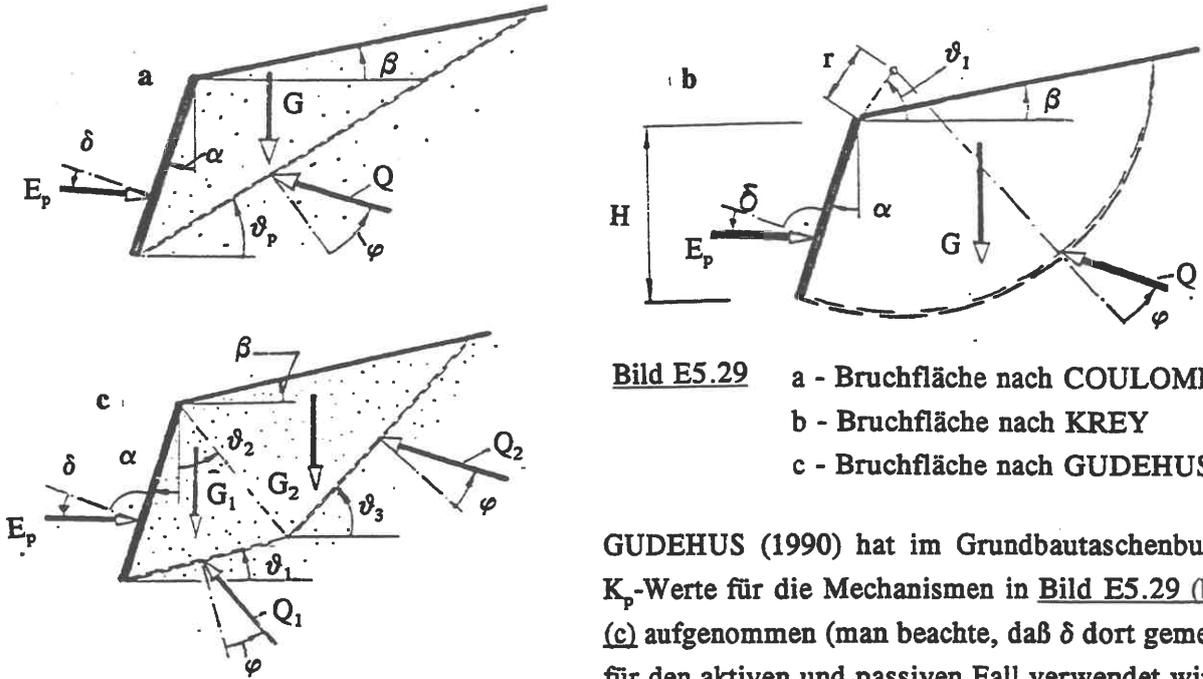


Bild E5.29 a - Bruchfläche nach COULOMB
 b - Bruchfläche nach KREY
 c - Bruchfläche nach GUDEHUS

GUDEHUS (1990) hat im Grundbautaschenbuch die K_p -Werte für die Mechanismen in Bild E5.29 (b) und (c) aufgenommen (man beachte, daß δ dort gemeinsam für den aktiven und passiven Fall verwendet wird, so

daß man z.B. in Bild E5.29 $\delta = -\delta_p$ zu setzen hat, vgl. Bild E5.27).

Die Forderung nach ausreichend geringer Bodenverformung beim Ansatz des Erdwiderstands wird dadurch erfüllt, daß δ_p auf $\frac{2}{3}\varphi$ beschränkt wird. Für φ wird der Bemessungswert eingesetzt.

.25 Einfluß des Porenwasserdrucks

Bei der Berechnung mit totalen Scherparametern $\varphi_u = 0$, $c = c_u$ wird $K_p = 1$ unabhängig von α oder β . Bei der Berechnung mit effektiven Scherparametern φ' und c' darf auch für die Wichte nur der effektive Wert γ' eingesetzt werden.

.26 Mobilisierungsfunktion für E_p

Nach Messungen von SCHULTZE/HORN 1966 genügen Verschiebungen in der Größenordnung der E_a -Verschiebungen, um den erforderlichen Bemessungs-Erdwiderstand zu wecken, s. Bild E5.30 für $D = 0,5$ (Lagerungsdichte mitteldicht).

So wird überschläglich gewährleistet, daß die bei erdstatischen Berechnungen nicht nachgewiesenen Verschiebungen kompatibel bleiben.

Die Anwendung von Bild E5.30 setzt aber voraus, daß die Stützwand den Erdwiderstand über ihre volle Höhe mobilisiert. Im Gegensatz dazu entwickelt sich bei den in Bild E5.26 dargestellten Wanddrehungen der Erdwiderstand nur

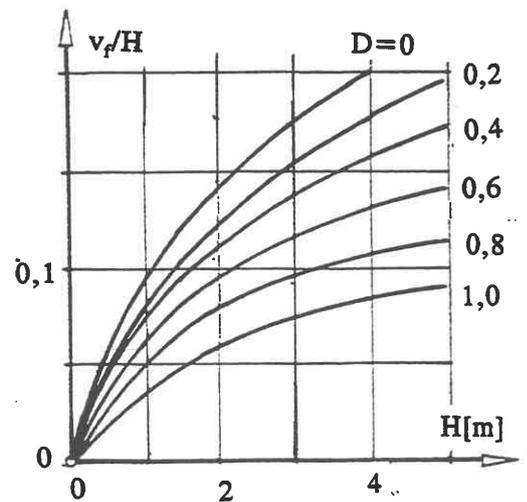


Bild E5.30

im oberflächennahen Bereich. Wenn man diese mobilisierte Kraft auch wieder auf die volle Wandhöhe bezieht, ergeben sich naturgemäß sehr viel kleinere Werte. Bild E5.31 zeigt eine aus der Arbeit von SCHMIDT 1981 für diese Wandrehung abgeleitete Mobilisierungsfunktion für mitteldicht (gestrichelt) und dicht (ausgezogen) gelagerten Sand.

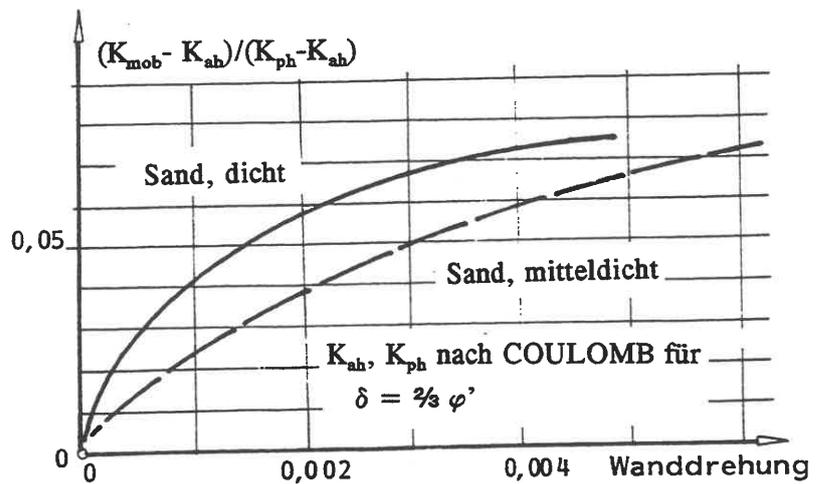


Bild E5.31

Neuere Versuche von VOGT (1984) haben zu einem Vorschlag für die Ermittlung der örtlichen Mobilisierung der Erdwiderstandsspannung im Sand hinter hohen flexiblen Wänden geführt (senkrechte Wand, waagrechtes Gelände):

$$K_h = K_0 + (K_{ph} - K_0)[v/(v + az)] \quad (E5/26),$$

wo z [m] die betrachtete Tiefe unterhalb der Wandkrone ist. a ist ein Wert, der bei lockerem Sand etwa 0,11 und bei dichtem Sand etwa 0,03 ist. v [mm] ist die örtliche Verschiebung der Wand gegen den Boden.

.27 Einspannung im Baugrund

Im Gegensatz zur Einspannung eines Stabes in einem festen Körper mit der maximalen Biegebeanspruchung im Einspannpunkt muß der Gleichgewichtszustand im Boden durch eine Drehung des Stabes oder Baukörpers im Boden bewirkt werden, durch die der anteilige oder volle Erdwiderstand geweckt wird: im Kopfbereich entgegen der ursächlichen Horizontalkraft; im tieferen Bereich, falls der Baukörper tief genug einbindet, im Sinne der H-Kraft. Der obere Bereich dient also der Aufnahme der H-Kraft, der untere der Aufnahme des Momentes. Auf 3 typische Fälle wird hingewiesen (Bild E5.32): im Fall a ist der Fundamentkörper so flach, daß die Momentenaufnahme ausschließlich über die exzentrische Sohlkraft erfolgen muß. Fall c ist das andere Extrem - der Pfahl - wo die Momentenaufnahme ausschließlich durch die seitliche Bodenreaktion erfolgt, so daß die V-Kraft oder ihr noch zu übertragender Rest am Fuß mittig in den Boden eingeleitet wird.

Fall a (Bild E5.33)

Gegeben ist eine Kraft H , die in der Höhe z_H über der Bodenoberfläche angreift, d.h. es tritt ein Moment $M_H = H \cdot z_H$ auf. Die Abmessungen des Fundaments: (t ; b_x ; b_y) sind wählbar.

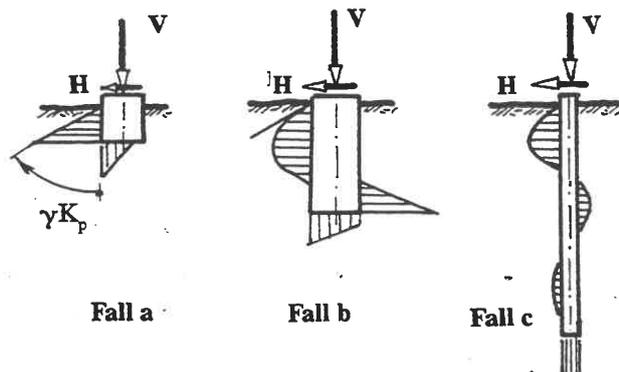


Bild E5.32

Annahme:

$b_x = b_y = b$. Das Stabgewicht über $z=0$ möge vernachlässigbar sein. Dann liegt

$$V = \gamma_c b^2 t \quad (\gamma_c - \text{Wichte des Fundamentbaustoffs})$$

fest. Das rückdrehende Moment der Sohlkraft V

darf höchstens sein:

$$M_s = \frac{1}{3} V \cdot b \quad (\text{E5/27})$$

Das Restmoment $M_H - M_s$ muß von E ausgeglichen werden. 3 Forderungen sind zu beachten:

1. Für die Gleitsicherheit muß der Bemessungswert

$$\tan \varphi'_d = \tan \varphi'_k / \gamma_m \quad \text{mit } \gamma_m = 1,5 \text{ genommen werden, d.h.}$$

(φ' - effekt. Sohlreibungswinkel)

$$S \leq \frac{2}{3} V \cdot \tan \varphi' \quad (\text{E5/28}).$$

2. Der Erdwiderstand soll z.B. höchstens zur Hälfte ausgenutzt werden (Verformungsbedingung):

$$E_p \leq \frac{1}{2} K_p \gamma b t^2 / 2 \quad (\text{E5/29}).$$

3. Die beiden Gleichgewichtsbedingungen müssen erfüllt werden:

$$3.1 \text{ Momentensumme um } z=t: \quad M_H - M_s + H \cdot t = \frac{1}{3} E_p \cdot t \quad (\text{E5/30}),$$

$$3.2 \text{ Summe der H-Kräfte:} \quad E_p - S = H \quad (\text{E5/31}).$$

Um die Tragfähigkeit des Fundamentes zu berechnen, ist es zweckmäßig, die Abmessungen festzulegen und dann H und z_H als freie Variable zu betrachten, um das aufnehmbare Moment M_{Hd} zu bekommen.

$$H = \frac{1}{4} K_p \gamma b t^2 - \frac{2}{3} \gamma_c b^2 t \cdot \tan \varphi'$$

$$M_H = \frac{1}{3} V b - H t + \frac{1}{3} E_p t$$

$$z_H + t = (M_H / H) + t = [\frac{1}{3} \gamma_c b^2 + K_p \gamma t^2 / 12] : [\frac{1}{4} K_p \gamma t - \frac{2}{3} \gamma_c b \cdot \tan \varphi'] \quad (\text{E5/32}).$$

Mit $\alpha = \gamma_c / \gamma$ und $\beta = t/b$; $\zeta = z_H/t$ folgt daraus

$$1 + \zeta = [4\alpha + K_p \cdot \beta^2] : [3K_p \cdot \beta^2 - 8 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \tan \varphi'] \quad (\text{E5/33}).$$

Zahlenbeispiel

$$\alpha = 2,5/1,8 = 1,4; \quad b = 1,0 \text{ m}; \quad \varphi' = 32,5^\circ;$$

$$\tan \varphi' = 0,64; \quad K_p = 3,32.$$

Daraus folgt $H = 14,9 \cdot t(t - 0,75)$, d.h. t muß jedenfalls größer als 0,75m sein. Ist z.B. $H = 5 \text{ kN}$, dann muß $t \geq 0,95 \text{ m}$ sein. Damit liegt $\beta = 0,95$ fest und Gl.(E5/33) liefert einen möglichen Wert $\zeta = 2,93$ oder $z_H = 2,78 \text{ m}$. Wenn der gegebene Hebelarm größer ist, muß neu dimensioniert werden. Bild E5.34 stellt Gl.E5/33 dar.

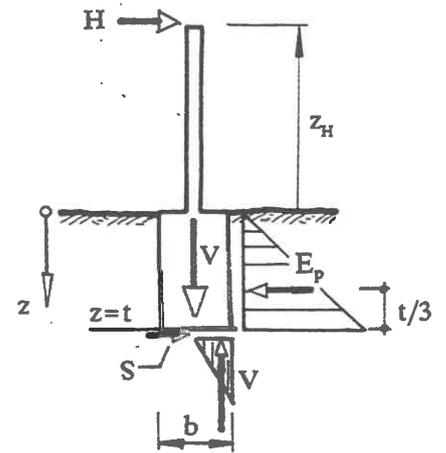


Bild E5.33

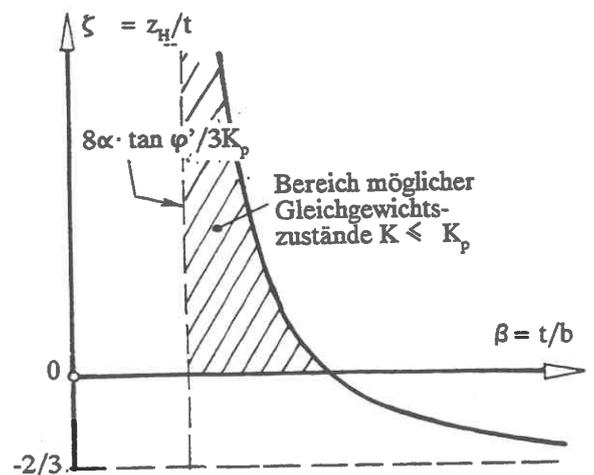


Bild E5.34

Fall b:

Wenn die Einbindetiefe t wächst, wird die bei Fall (a) ange-setzte Erdwiderstandsfigur fragwürdig. Tatsächlich ergibt sich eine Verteilung etwa in der Art, wie in Bild E5.35:

im oberen Bereich parabolisch, im unteren vereinfacht line-ar. Damit folgt

$$E_1 = \frac{2}{3} \left(\frac{3}{4} t \right) \cdot \left(\frac{1}{2} b \right) \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \frac{3}{4} K_p \gamma t \right) = \frac{3}{32} K_p \gamma b t^2 \quad (\text{E5/34}).$$

E_2 und S (Sohlschubkraft) werden überschläglich zu einer Resultierenden R_s in Höhe der Sohle zusammengefaßt. Auch kann jetzt das Moment M_s aus der Exzentrizität von V statisch vernachlässigt werden. Dann gehen nur noch H und E_1 in die Momentenbedingung ein:

$$H(z_H + t) = E_1 t \left(\frac{1}{4} + \frac{3}{8} \zeta \right) = \frac{5}{8} E_1 t$$

oder

$$H(1 + \zeta) = \frac{15}{256} \cdot K_p \gamma b t^2 = 0,0585 \cdot K_p \gamma b t^2 \quad (\text{E5/35}),$$

woraus sich die zulässige H -Kraft bei gegebenem Hebelarm, oder umgekehrt, ergibt.

Gleichgewicht der horizontalen Kräfte:

$$E_2 + S = E_1 - H = K_p \gamma b t^2 [0,094 - 0,0585 / (1 + \zeta)] \quad (\text{E5/36}).$$

Wenn man $\zeta \rightarrow 0$ oder $\rightarrow \infty$ gehen läßt, erkennt man, daß der verfügbare Erdwiderstand immer ausreichen wird, das Gleichgewicht der H -Kräfte herzustellen. Maßgebend ist daher stets Gl. E05/35.

Dieser Ansatz vereinfacht das statische Problem also erheblich, indem er die Lage des Drehpunktes fest annimmt und auch die Erdwiderstandsverteilung festlegt. Es läßt sich zeigen, daß die Verteilung nur zweitrangig in das Problem eingeht und daß der Drehpunkt nicht höher als $\frac{3}{4}t$ liegen kann und um so tiefer liegt, je stärker der Einfluß des Sohlschubes ist.

Anmerkung:

Eine ähnliche Methode ist die Dalbenberechnung von Blum, die in den Handbüchern der Spundwandhersteller wiedergegeben ist. Dabei wird allerdings der Erdwiderstand räumlich angesetzt, d.h. unter Berücksichtigung einer mitwirkenden Breite $3b$.

Merkmal der Dalbenberechnung ist die Bemessung nach dem erforderlichen Arbeitsvermögen = Kraft \times Kopfauslenkung. Die Kopfauslenkung wird an einem Ersatzbalken ermittelt, dessen rechnerischer Einspannpunkt dort liegt, wo das Integral der Erdwiderstandskräfte die Größe von H erreicht hat.

Fall c:

Der Fall c ist dadurch gekennzeichnet, daß sich die Biegelinie des Baukörpers auf die Verteilung der seitlichen Reaktionskräfte maßgebend auswirkt (Pfahlproblem). Die Berechnung erfolgt dann gewöhnlich nach der Theorie des elastisch gebetteten Balkens, s.E4.04.

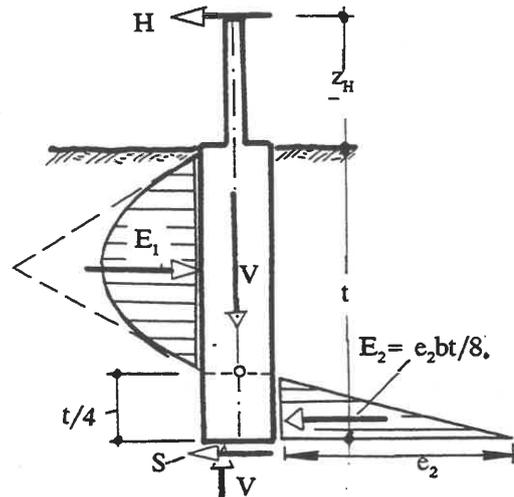


Bild E5.35

.28 Räumlicher Erddruck, Vorbemerkung

Ein räumlicher Erddruck entsteht, wenn in einem zusammenhängenden Bodenbereich die vorhandenen Schubspannungen durch Änderung der Randbedingungen so weit erhöht werden, daß die Bruchbedingung (D06/02) in allen Punkten eines Teilvolumens Boden erfüllt ist. In Bild E5.36 ist ein Spannungszustand $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ vor der Änderung skizziert. Solange σ_2 die Rolle der mittleren Hauptspannung behält, wird für das Versagen des Bodens eine kritische Hauptspannungsdifferenz maßgebend werden und die zugehörige Bruchbedingung

$$(\sigma_1 - \sigma_3) \leq (\sigma_1' + \sigma_3' + 2c' \cot \varphi') \cdot \sin \varphi'$$

sein.

Die Hauptrichtungen 1 und 3 definieren dann Flächen, auf denen die räumlich gekrümmten Gleitflächen senkrecht stehen (Bild E5.37): der Bruchvorgang ist auch im räumlichen Fall zweidimensional und läßt sich in Sonderfällen statisch bestimmt berechnen, falls es möglich ist, über die mittlere Hauptspannung eine Aussage zu machen. Da in der Regel der Ruhespannungszustand Ausgangszustand ist ($\sigma_2 = K_0 \gamma z$) und die Richtung des plastischen Fließens aus den Randbedingungen geschlossen werden kann, läßt sich eine solche Aussage oft dadurch gewinnen, daß man überlegt, ob die Breite ds_2 der plastischen "Stromröhre" in Fließrichtung zunimmt (Auflockerung) oder abnimmt (Verdichtung) oder konstant bleibt. σ_2 kann definitionsgemäß äußerstenfalls gleich der kleineren oder größeren Hauptspannung werden.

Rechenverfahren:

Wie bei der Behandlung der ebenen Erddruckaufgaben sind bisher zwei Wege zur Berechnung räumlicher Aufgaben begangen worden:

- (1) Kinematische Methode: Annahme einer Grenzfläche, Berechnung der Erddruckkraft als Extremwert;
- (2) Charakteristikenverfahren (s.a. E3): Einführung der Bruchbedingung in die Differentialgleichungen des Gleichgewichts und numerische Lösung des Systems zweier Differentialgleichungen des Grenzgleichgewichts.

Dazu kommen in neuerer Zeit die numerischen FE-Verfahren, s.E13, auf der Grundlage elasto-plastischer Stoffgesetze.

Anmerkung:

Für räumliche Anwendungsfälle sind die numerischen Verfahren allerdings wegen ihres Rechenaufwands nur wissenschaftlich von Bedeutung.

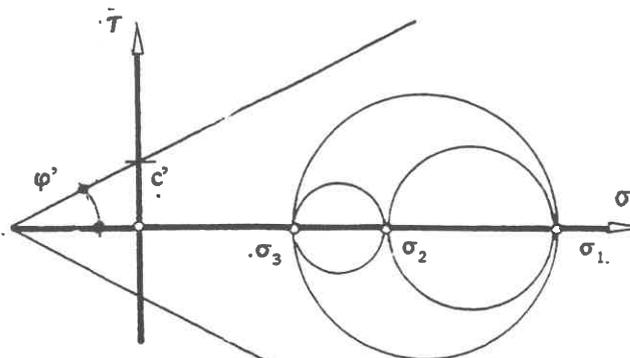


Bild E5.36

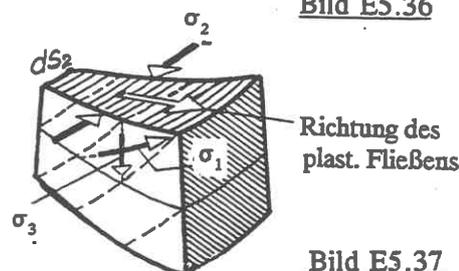


Bild E5.37

.29 Räumlicher Erddruck; axialsymm.Zustand; $c=0$: Extremalmethode

Berechnet wird der Erddruck E_a als Kraft je lfdm, der auf eine zylindrische Wand mit dem Krümmungsradius r_0 und der Wandhöhe h entsteht, wenn diese nachgibt (STEINFELD 1958 und 1972). Als

Begrenzung des Bruchkörpers wird ein Kegelstumpf angenommen, Bild E5.38. Aus Bild E5.39 sind die beiden Gleichgewichtsbedingungen abzulesen.

Horizontales Gleichgewicht ist gegeben, wenn

$$dE + 2S \cdot \frac{1}{2}d\psi = dG \cdot \tan(\vartheta - \varphi)$$

ist. Mit $dE = \sigma_{rr} r_0 d\psi dz$, $S = \sigma_{\psi\psi}(r-r_0)dz$, $dG = \gamma z r d\psi |dr|$ und dem Ansatz $\sigma_{\psi\psi} = K \cdot \gamma \cdot z$ erhält man

$$\sigma_{rr} \cdot r_0 \cdot d\psi \cdot dz = \gamma z r \cdot d\psi \cdot |dr| \cdot \tan(\vartheta - \varphi) - \sigma_{\psi\psi} \cdot (r-r_0) \cdot d\psi \cdot dz$$

und nach Einsetzen von r , $|dr|$ und $d\psi$

$$\sigma_{rr} = \gamma z \cdot \cot\vartheta \cdot \left[\left\{ 1 + \frac{(h-z)}{r_0 \tan\vartheta} \right\} \tan(\vartheta - \varphi) - \left(\frac{K}{r_0} \right) \cdot (h-z) \right]$$

(E5/37)

Die gesamte Erddruckkraft E je Einheit des Umfangs ergibt sich durch Integration der Ringspannung von $z=0$ bis $z=h$ zu:

$$\bar{E} = \frac{1}{2} \gamma h^2 \cot\vartheta \left\{ \left[1 + \frac{(h/3r_0) \cot\vartheta} \right] \tan(\vartheta - \varphi) - \frac{Kh}{3r_0} \right\}$$

(E5/38).

Ein positiver Scherwinkel φ behindert das Abrutschen des Bodens und gehört somit zum aktiven Grenzzustand; umgekehrt ein negativer Scherwinkel zum Erdwiderstandsfall. Extremalberechnung von ϑ_a nach Coulomb aus der Bedingung $d\bar{E}/d\vartheta = 0$. Mit der Abkürzung $\tan\vartheta = x$ ergibt sich - da immer $x > 0$ ist - daraus die Bedingung $d\bar{E}/dx = 0$. Mit der Abkürzung $\tan\varphi = a$ führt sie auf die kubische Gleichung:

$$x^3(K \cdot a \cdot h/r_0 - 3) + x^2[6a - (2h/r_0) \cdot (1-K)] + \dots \\ \dots + x \cdot [(h/ar_0)(K-1) + 3(1+ha/r_0)] + 2h/r_0 = 0$$

(E5/39).

Bild E5.40 gibt einige Lösungen der Gleichung an, und zwar einmal für eine nicht aktivierte Ringdruckkraft ($K=K_0$), zum anderen für eine um 25%, 50% oder 100% über den Ruhedruckwert hinaus angestiegene Kraft. Bild E05.41 zeigt zwei daraus resultierende Erddruckverteilungen für einen Scherwinkel $\varphi = 30^\circ$. Danach führt die Ringverspannung im oberen Teil des Zylinders zu negativen Erdspannungen, d.h. die Reaktionskräfte sind dort größer als die Aktionskräfte. Die damit errechnete Erddruckkraft \bar{E} wäre dann erdstatisch falsch, weil zu klein.

Man müßte deswegen mit einem tiefenvariablen Aktivierungsgrad K/K_0 rechnen, z.B. mit $K/K_0 = 1+z/h$. Außerdem muß die Berechnung noch um den Einfluß der Kohäsion und der Wandreibung

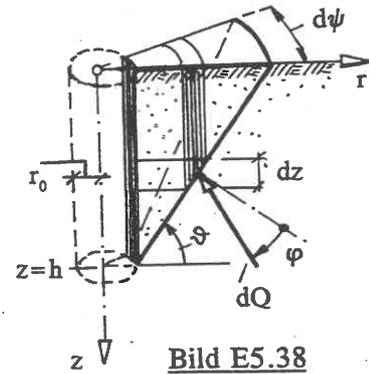


Bild E5.38

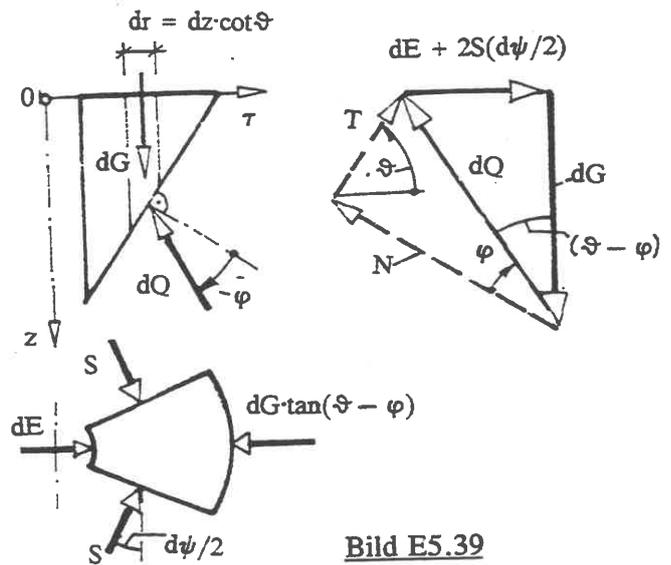


Bild E5.39

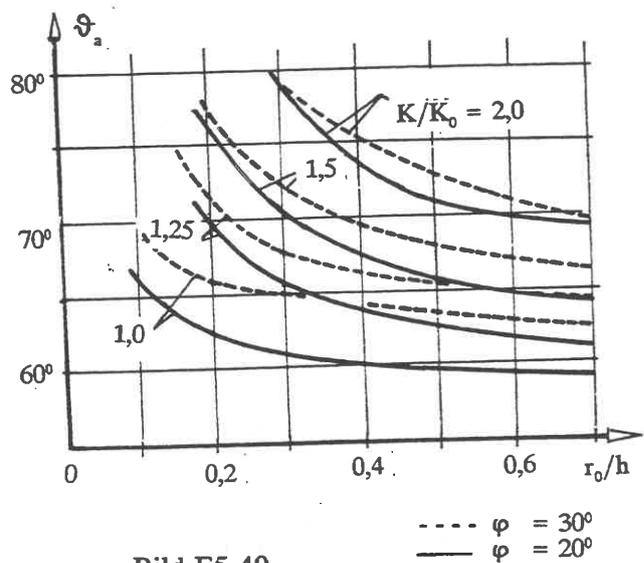


Bild E5.40

--- $\varphi = 30^\circ$
— $\varphi = 20^\circ$

erweitert werden. Eine Diskussion der Anwendung dieses Ansatzes auf das Problem der Bodenverdrängung durch Rammfähle findet man bei STEINFELD (1972). In diesem Fall wird der Ringdruck durch die Radialverschiebung des Bodens abgebaut, wobei K seinen Kleinstwert K_a annehmen kann. Da der Spielraum zwischen K_0 und K_a klein ist, setzen wir $K = K_a$ und erhalten die Gleichungen:

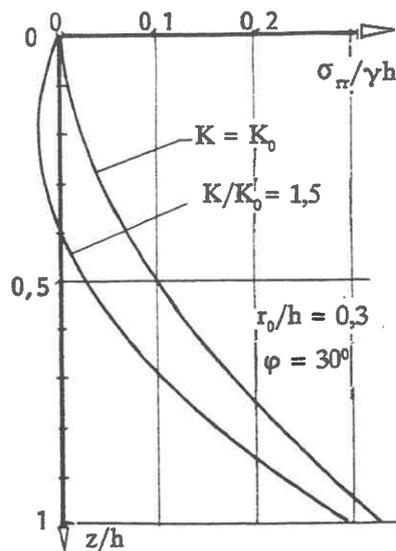
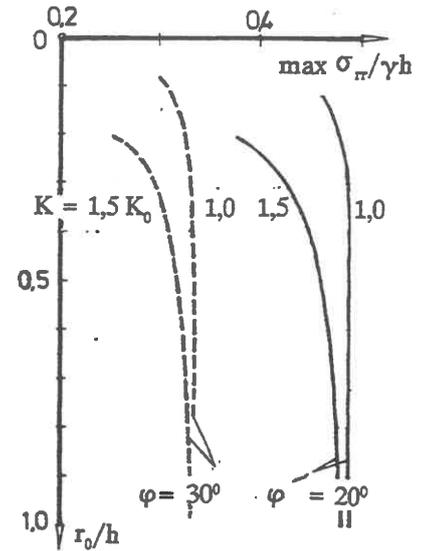


Bild E5.41



$$\sigma_{rr} = (\gamma z/r_0) \cdot [\{(h-z) \cdot \cot \vartheta_p + r_0\} \cdot \tan(\vartheta_p + \varphi) \cdot \cot \vartheta_p - K_a \cdot (h-z) \cdot \cot \vartheta_p] \quad (\text{E5/40})$$

$$\bar{E} = \frac{1}{2} \gamma h^2 \cdot \cot \vartheta_p \cdot \left\{ \frac{h}{3r_0 \tan \vartheta_p} + 1 \right\} \cdot \tan(\vartheta_p + \varphi) - K_a h / 3r_0 \quad (\text{E5/41}).$$

$$x^3 \cdot [K_a \cdot a \cdot h / r_0 + 3] + x^2 \cdot [6a + 2h/r_0(1-K_a)] - x \cdot [h(1-K_a)/a \cdot r_0 + 3(1-h \cdot a/r_0)] - 2 \cdot h/r_0 = 0 \quad (\text{E5/42}).$$

Im Erdwiderstandsfall muß - wie STEINFELD zu Recht betont - geprüft werden, ob die Radialverschiebung des Bodens überhaupt ausreicht, um den Grenzzustand des Erdwiderstands über die volle Höhe zu aktivieren: bei kleinen Werten von r_0/h ist das ganz unwahrscheinlich.

.30 Räumlicher Erddruck; axialsymmetrischer Zustand; Bruchtheorie

Bei schlanken Zylindern (r_0/h klein) ist die Annahme einer geraden Erzeugenden für die axialsymmetrische Bruchfläche nicht mehr sachgemäß, wie man an den Winkeln ϑ_a in E5.29 erkennt. BERESANTZEW (1952) hat eine plastizitätstheoretische Berechnung nach dem in E3.03 beschriebenen Verfahren von SOKOLOVSKI durchgeführt.

Die Differentialgleichungen des statischen Gleichgewichts lauten hier:

$$\partial \sigma_{rr} / \partial r + \partial \sigma_{zz} / \partial z + (1/r) [\sigma_{rr} - \sigma_{\psi\psi}] = 0$$

$$\partial \sigma_{zr} / \partial r + \partial \sigma_{zz} / \partial z + \sigma_{zr} / r = \gamma \quad (\text{E5/43}).$$

$\sigma_{\psi\psi}$ ist wieder die mittlere (zweite) Hauptspannung.

Anmerkung:

Der Ruhespannungszustand ist eine triviale Lösung des Gleichungssystems.

Als Richtungswinkel wird hier (s. Bild E0.03), um Verwechslungen mit der Bezeichnung der 1. Gleitlinienschar zu vermeiden, der Winkel ϑ_1 zwischen r und der 1. Hauptspannungsrichtung eingeführt. Mit Hilfe der in E0 behandelten Transformationsregeln und mit der Abkürzung $\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) = \sigma \cdot \sin \varphi$ erhält man die Spannungskomponenten in der Form (σ wie in E3.03):

$$\sigma_1 = \sigma(1 + \sin \varphi) - c \cdot \cot \varphi$$

$$\sigma_3 = \sigma(1 - \sin \varphi) - c \cdot \cot \varphi$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\pi} &= \sigma \cdot (1 + \sin\varphi \cdot \cos 2\vartheta_1) - c \cdot \cot\varphi \\ \sigma_{zz} &= \sigma \cdot (1 - \sin\varphi \cdot \cos 2\vartheta_1) - c \cdot \cot\varphi \\ \sigma_{\tau z} &= \sigma \cdot \sin\varphi \cdot \sin 2\vartheta_1 \\ \sigma_{\psi\psi} &= ? \end{aligned} \right\} \quad (E5/44).$$

Die auch hier wieder fehlende Aussage zur Festlegung von $\sigma_{\psi\psi} = \sigma_2$ ersetzt BERESANTZEW durch die für die Rechnung bequeme, bodenmechanisch aber keineswegs zwingende Annahme, daß σ_2 bis auf den Wert von σ_1 anwächst. Statt also mit $\sigma_2 = K \cdot \sigma_1$ zu rechnen und dann den Einfluß von K zu diskutieren, wird

$$\sigma_{\psi\psi} = \sigma_1 = \sigma \cdot (1 + \sin\varphi) - c \cdot \cot\varphi \quad (E5/44a)$$

angenommen. Durch Einsetzen von (E5/44) in die Gln.(E5/43) erhält man 2 partielle Differentialgleichungen für den unbekanntem Gleitflächendruck p und den Richtungswinkel ϑ_1 :

$$\left. \begin{aligned} \partial p / \partial \alpha + 2p \cdot \tan\varphi \cdot (\partial \vartheta_1 / \partial \alpha) + (p/r) \cdot \tan\varphi \cdot [\cos(\vartheta_1 - \vartheta_a) + \cos(\vartheta_1 + \vartheta_a)] \cdot \{(1 - \sin\varphi) / \cos\varphi\} &= \gamma \cdot \cos(\vartheta_1 - \vartheta_a) \\ \partial p / \partial \beta - 2p \cdot \tan\varphi \cdot (\partial \vartheta_1 / \partial \beta) + (p/r) \cdot \tan\varphi \cdot [\cos(\vartheta_1 - \vartheta_a) + \cos(\vartheta_1 + \vartheta_a)] \cdot \{(1 - \sin\varphi) / \cos\varphi\} &= \gamma \cdot \cos(\vartheta_1 - \vartheta_a) \end{aligned} \right\} \quad (E5/45).$$

Anmerkung:

Man vergleiche (E5/45) mit (E3/23), die als Sonderfall in diesen enthalten sind, wenn $r \rightarrow \infty$ geht.

Bild E5.42 zeigt einen von BERESANTZEW berechneten Fall: mindestens in diesem Beispiel könnten die schwach gekrümmten Gleitlinien gut durch Geraden approximiert werden.

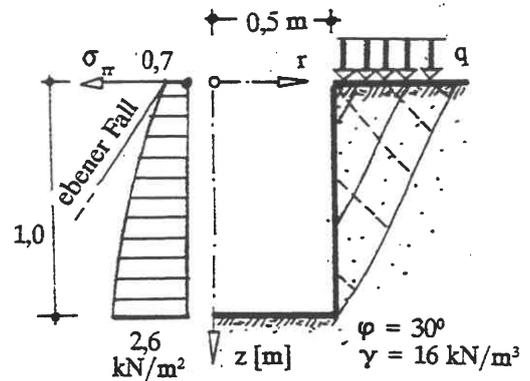


Bild E5.42

3.1 Räumlicher Erddruck; allgemeiner Fall; Extremalmethode (Verfasser: P. Gußmann)

Wenn eine Platte von begrenzter Länge im Boden einen Grenzzustand verursacht, indem sie beispielsweise um den Fußpunkt gedreht wird (Bild E5.43) lockert sich der Boden hinter der Platte auf und rutscht nach (E_a). Bei weiterer Bewegung wird vor der Platte ein muschelförmiger Erdwiderstandskörper herausgebrochen. Infolge der seitlichen Schubkräfte wird E_a kleiner und E_p größer als im ebenen Fall sein. Nach KREY (1932) wird der Seitendruck meist als Inhalt des in Bild E5.44 skizzierten Tetraeders zur Ordinate σ_{yy} , multipliziert mit $\tan\varphi'$, identifiziert:

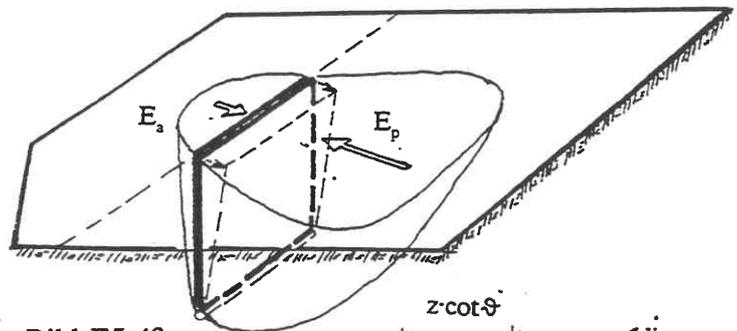


Bild E5.43

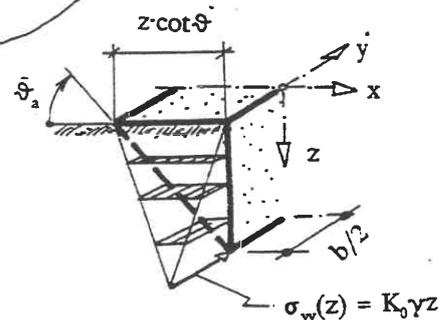


Bild E5.44

$$E_a = E_{a,eben} - 2 \int \sigma_{yy} \cdot dF \cdot \tan\varphi' \quad (E5/46)$$

$$\int \sigma_{yy} \cdot dF = \frac{1}{2} z^2 \cdot \cot\vartheta \cdot \frac{1}{3} K_0 \cdot \gamma \cdot z$$

$$E_a(z) = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma \cdot b \cdot z^2 \cdot [1 - \frac{2}{3} K_0 \cdot z \cdot \tan\varphi' / (K_a \cdot b \cdot \tan\vartheta_a)] \quad (E5/47).$$

Diese sehr vereinfachte Bruchfigur führt also in einer gewissen Tiefe z/b zu einem Erddruck 0 und damit zum Widerspruch zur Bruchbedingung. Die Berechnung enthält außerdem den Fehler, daß der Bruchflächenwinkel nicht variiert, sondern gleich dem des ebenen Zustandes fest vorgegeben wird.

Die Anwendung des Extremalprinzips ist aber (PRATER 1973) ohne Schwierigkeit möglich. In der von GUSSMANN/LUTZ 1981 verbesserten Form ergibt sich folgender Gedankengang für das Schlitzwand-Problem:

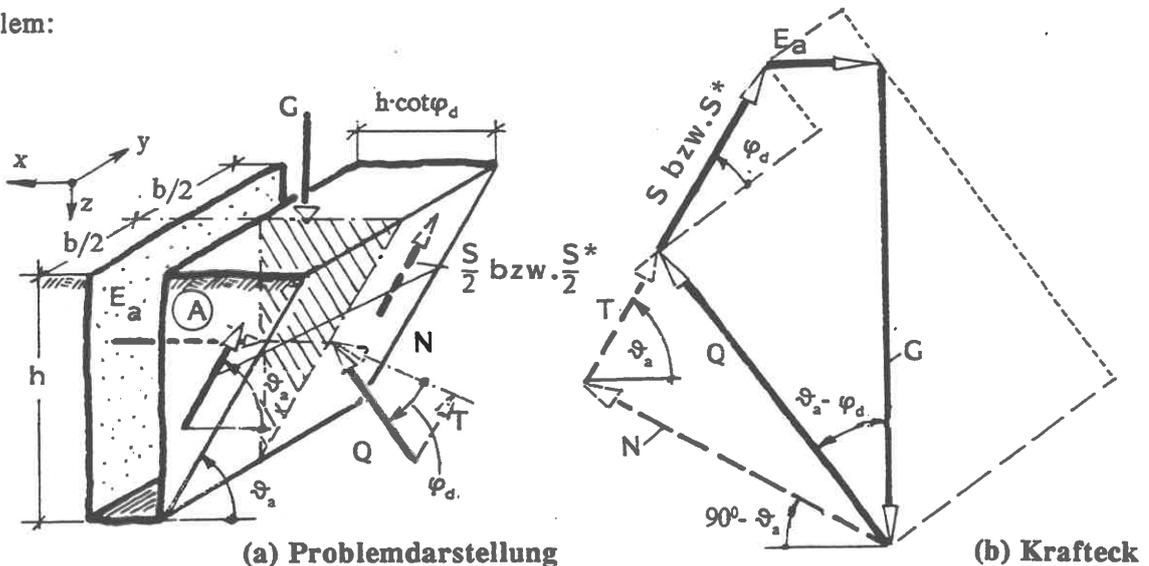


Bild E5.45

Aus dem Krafteck folgt: ($\varphi_{mob} = \varphi_m \leq \varphi_d$)

$$S \cdot \cos\varphi_m + E_a \cdot \cos(\vartheta_a - \varphi_m) = G \cdot \sin(\vartheta_a - \varphi_m)$$

$$E_a = G \cdot \tan(\vartheta_a - \varphi_m) - S \cdot [\cos\varphi_m / \cos(\vartheta_a - \varphi_m)] \quad (E5/48).$$

Mit den Abkürzungen $\tan\varphi_m = a$ und $\tan\vartheta_a = x$ läßt sich die untere Gl. (E5/48) umformen in:

$$E_a = G \cdot (x-a)/(1+ax) - S \cdot (1+x^2)/[(1+ax) \cdot \sqrt{1+x^2}] \quad (E5/49).$$

S wird aus $\sigma_{yy} = K\gamma z$ mit der Annahme berechnet, daß die Reibung in den Seitenflächen A gleichmäßig mobilisiert ist: ($G = A \cdot b \cdot \gamma = \gamma \cdot h^2 \cdot b/2x$)

$$S = 2 \int \sigma_{yy} \cdot \tan\varphi_m \cdot dA = 2K \cdot \tan\varphi_m \cdot (h \cdot G/3b) \quad (E5/50).$$

Hierbei ist zu beachten, daß G durch die Vertikalkomponente von S reduziert wird, Bild E5.46. Zu dessen Berücksichtigung wird mit einem reduzierten Gewicht $G^* = G - S^* \cdot \sin\vartheta_a$ gerechnet sowie entsprechend mit

$$S^* = \frac{2}{3} K \cdot a \cdot (h/b) \cdot G^* = \frac{2}{3} K \cdot a \cdot (h/b) \cdot [G - S^*(x/\sqrt{1+x^2})]$$

oder

$$S^* \cdot [1 + 2Kahx/3b\sqrt{1+x^2}] = 2K \cdot a \cdot h \cdot G/3b \quad (E5/51).$$

Damit kann S in Gl.(E5/49) eliminiert werden:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 b [(x-a)/(x+ax^2) - 2Kah(1+x^2)/\{3bx(1+ax)\sqrt{1+x^2} + \frac{2}{3} Kahx/b\}] \quad (E5/52).$$

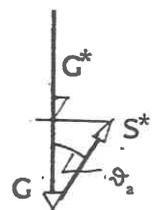


Bild E5.46

Der maßgebende Wert von x bzw. ϑ_a ergibt sich aus $dE_a/dx = 0$. Die Durchführung dieser Rechnung

dar, wobei eine Normierung auf die erforderliche Suspensions-Stützdruckkraft

$$E_{ad} = \frac{1}{2} \gamma_F \cdot b \cdot h^2$$

vorgenommen ist (γ_F - Wichte der Suspension im Schlitz). Wenn man als Sonderfall $h/b = 0$ setzt, wird $S^* = 0$, d.h. es ergibt sich der ebene Erd-druckzustand mit den in E5.11 genannten Beziehungen

$$E_{a,eben}/b = (G/b) \cdot \tan(\vartheta_a - \varphi) = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_a$$

($\vartheta_a = 45^\circ + \varphi/2$). Somit ist im Lastfall "Eigen-gewicht" das räumliche Problem auf den ebenen Sonderfall des E_a mit der maßgebenden Bruch-körpertiefe $h=0$ zurückgeführt: der Beginn des Schlitz-aushubs ist der eigentlich kritische Zu-stand. Bei anderen Lastfällen (Auflast, anstehendes Grundwasser, Leitwand) oder bei ge-schichtetem Baugrund ist das Ergebnis aber anders: hier ist die kritische Tiefe h meist ver-schieden von der maximalen Schlitz-tiefe und außerdem $\neq 0$.

Diese Lastfälle (GUSSMANN/LUTZ 1981) lassen sich mit demselben Gedankengang lösen, und erst dabei zeigt sich die Auswirkung der reduzierten Vertikalkomponente auf den räumlichen Erddruck.

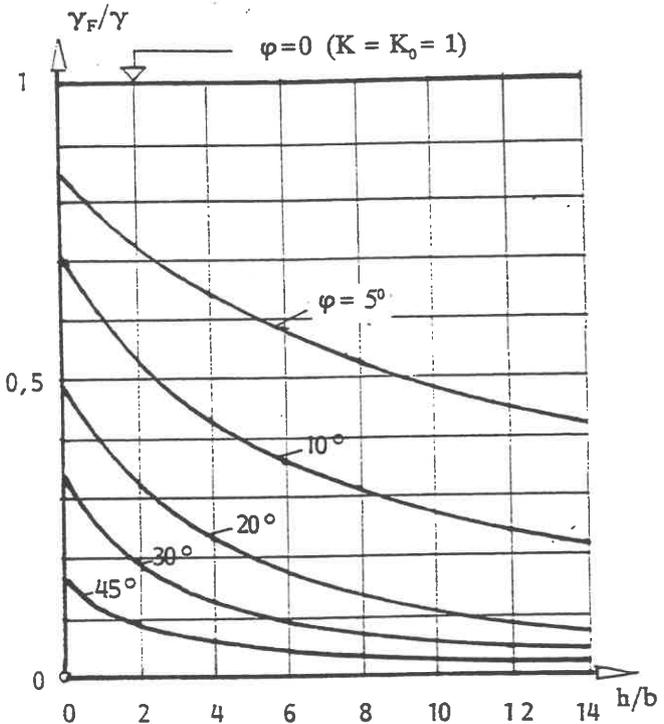


Bild E5.47

.32 Räumlicher Erdwiderstand vor schmalen Druckflächen

Wie bei dem in E5.31 diskutierten räumlichen Erddruckproblem ist auch der Erdwiderstand vor einer schmalen Druckfläche durch die Mitwirkung der Seitenreibung gekennzeichnet. Bild E5.48 zeigt den für den Grundbau wichtigsten Anwendungsfall: den Fuß eines Baugrubenträgers (s.a. H2).

Aufgrund von Versuchen hat WEISSENBACH (1962) den Ansatz

$$E_{ph} = \frac{1}{2} \gamma \cdot D^3 \cdot \omega_R + 2c \cdot D^2 \cdot \omega_K \quad (E5/54)$$

vorgeschlagen. Die Reaktionskraft wächst aber nicht ganz um eine Potenz von D stärker als im ebenen Fall; die Beiwerte $\omega_{R,K}$ sind deswegen tiefenabhängig (s. dazu WEISSEN-BACH 1982).

Einige Beispiele

B_0/D	ω_R	ω_K	ω_R	ω_K
	$\varphi = 30^\circ$	$\varphi = 30^\circ$	$\varphi = 35^\circ$	$\varphi = 35^\circ$
0,1	2,0	2,7	3,0	3,4
0,2	2,9	3,9	4,2	4,8

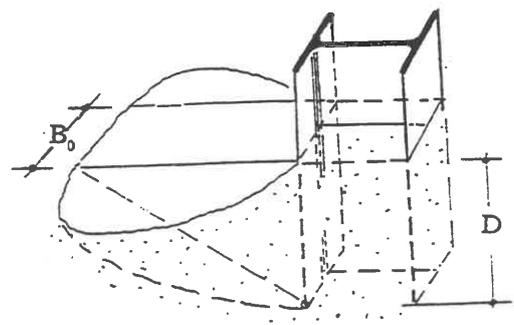


Bild E5.48

.33 Seitendruck auf Pfähle

Wenn die Geländeoberfläche neben bestehenden Pfahlgründungen belastet wird, wie z.B. bei der Dammschüttung hinter einem Brückenwiderlager, Bild E5.49, kommt es bei Böden mit geringer Scherfestigkeit und hohem Wassersättigungsgrad zu seitlichen Verschiebungen, durch die der einzelne Pfahl unmittelbar auf Biegung beansprucht wird. Zur Beurteilung dieses Risikos müssen die Scherparameter des weichen Bodens nach D6 bekannt sein. Dann kann eine Ermittlung der Böschungs- bzw. Geländebruchsicherheit nach E6 (s.a. DIN 4084) für den Zustand ohne die Verdübelungswirkung der Pfähle angestellt werden.

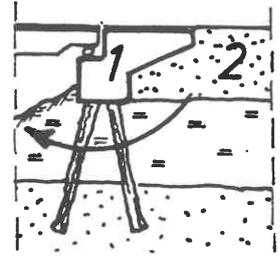


Bild E5.49

1 - Widerlager
2 - späterer Damm

Anmerkung:

Beim Geländebruchnachweis für den in Bild E5.49 dargestellten Fall muß dabei aber die Stützkraft des Widerlagers auf den Sandkörper angesetzt werden.

Falls sich bei Ansatz charakteristischer Werte für die Scherparameter (EC7, 7.9) der Fall ergibt, daß die Grenzzustandsgleichung knapp erfüllt ist - insbesondere bei Böden mit $V_{g1} > 15\%$ und $w \geq 75\%$ -, muß der Seitendruck statisch nachgewiesen werden. Bei Böden mit einer Konsistenzzahl $I_c \leq 0,25$ ist der Nachweis immer zu führen, FEDDERS (1978).

Je nachdem, ob es im Boden zur vollen Plastifizierung (kein statisches Gleichgewicht) oder zu nur eingeschränkt plastischen Verschiebungen kommt, unterscheidet man:

- 1. Der Pfahl "durchpflügt" den Boden, der an ihm plastisch vorbeifließt.
- 2. Verschiebung des weichen Bodens bis zu einem Ruhezustand, wobei der Pfahl je nach seiner Steifigkeit ganz oder teilweise mitgenommen wird.

Fall 1:

BRINCH HANSEN/LUNDGREN 1960 schlugen als erste vor, diesen Fall als einen horizontalen Grundbruch anzusehen und den Fließdruck p proportional zu c_u anzusetzen. Mit dem Grundbruchbeiwert $N_c = 2 + \pi \approx 5$ für einen wassergesättigten, erstbelasteten Boden und einem "Tiefenbeiwert" 1,5 empfahl er

$$p = 5 \times 1,5 c_u = 7,5 \cdot c_u \quad (E5/55).$$

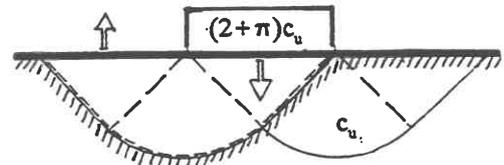


Bild E5.50

Bei diesem Denkmodell blieb die Mitwirkung des Bodens neben und hinter der Lastplatte unberücksichtigt, Bild E5.50. WENZ 1963 ging prinzipiell auch von der Vorstellung des Grundbruchs aus, verlängerte aber das Gleitlinienfeld um den Pfahl herum (Bild E5.51) und verwendete die Lösung für den ideal glatten Pfahlmantel (2 symmetrische Dreiecke vor der Lastplatte). Beiträge zum Druck liefern nur die dreieckigen und die Kreissektor-Bereiche. Bei Ansatz des Gleitlinienfeldes (b) in Bild E5.51 erhält dann der Pfahl, unabhängig von seiner Länge in Anströmrichtung den Druck

$$p = (1 + 1,5\pi + 0,5\pi + 1) \cdot c_u = 8,3 \cdot c_u \quad (E5/56).$$

Bewegungsrichtg.

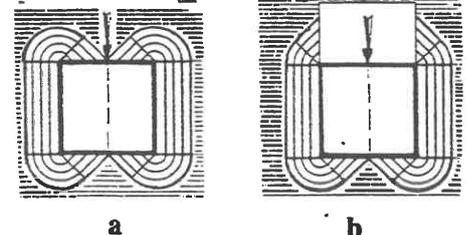


Bild E5.51

Die von WENZ gemessenen Verschiebungsbilder, s.z.B. das nach dem Foto umgezeichnete Bild E5.52, zeigen dagegen, daß es sich in Wirklichkeit nicht um lokales plastisches Fließen, sondern einen globalen viskosen Fließvorgang handelt. Den wirklichen Zustand des Bodens kann man sich aus zwei Teilzuständen zusammengesetzt denken: a. befindet sich der ganze weiche Boden im Fließzustand (vgl. z.B. dazu

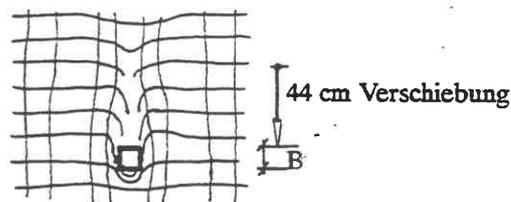


Bild E5.52

die Lösung von PRANDTL für den zwischen zwei Platten gepreßten plastischen Körper), wobei die Auflast entgegen der Auffassung von DE BEER/ WALLAYS 1972 nur die Fließgeschwindigkeit, nicht aber die Druckspannung erhöht. Dem überlagert sich b. ein lokaler, durch den Pfahl verursachter Spannungszustand in der Art von Bild E5.53. Er erfüllt die Gleichgewichtsbedingungen und klingt mit dem Pfahlabstand rasch ab. Durch die Bedingung, daß die Schubspannung an den Flanken des Pfahls

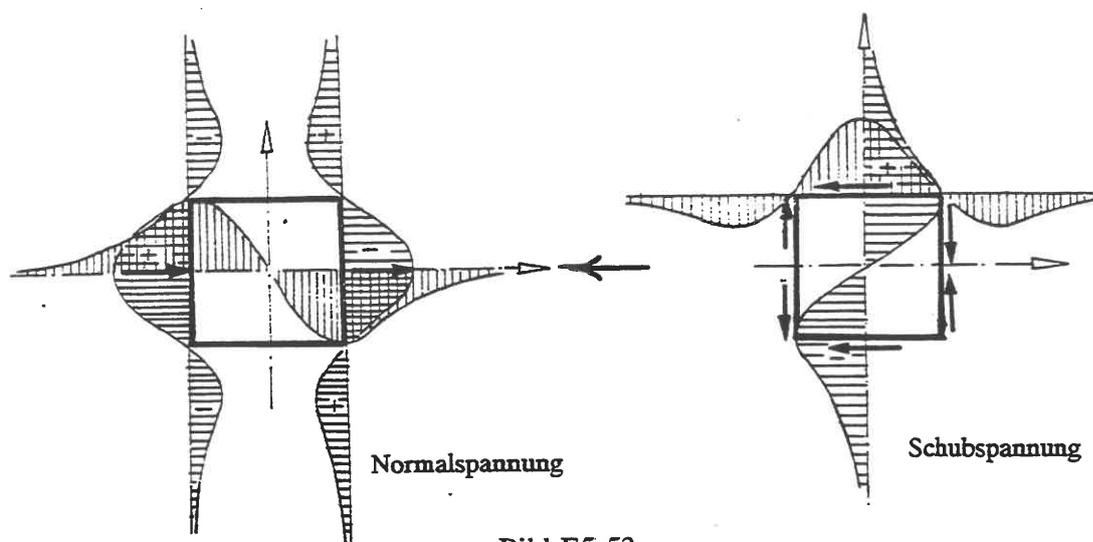


Bild E5.53

nicht größer als c_u werden kann, ist er statisch bestimmt (s.E3). An der Stirnseite tritt eine Normaldruckspannung, an der Rückseite eine entsprechende Zugspannung auf. Ihnen entsprechen neben dem Pfahl jeweils die Spannungen mit dem umgekehrten Vorzeichen, wie sie sich aus der Spannungsumlagerung zwangsläufig ergeben müssen. Bei dieser Betrachtungsweise wird der Pfahl nur durch die lokalen Spannungsänderungen (Zwänge) belastet, nicht durch die quer zum Pfahl homogene allgemeine Normalspannung aus dem Teilzustand a. Je nach Völligkeit des Schubspannungsverlaufs längs der Flanken erhält man beim quadratischen Pfahl einen Druck

$$p = (2,4 \dots 3,0) \cdot c_u \quad (E5/57).$$

Die "Empfehlungen des Arbeitskreises Seitendruck auf Pfähle" (FEDDERS 1978; SCHMIEDEL 1984) gehen dagegen jetzt von $p = 7c_u$ (früher: 10) aus. Eine erhebliche Unsicherheit liegt darin, daß der c_u -Wert von der Anströmgeschwindigkeit abhängt (LEINENKUGEL/NAHRGANG 1974), also bei langfristigen Vorgängen viel kleiner sein dürfte als bei der Messung im Labor oder mit der Flügelsonde (vgl. C3.04) im Feld. Dem trägt im übrigen auch der in Bild C3.12 wiedergegebene Korrekturbeiwert von BJERRUM Rechnung.

Fall 2:

Kennzeichnend ist hierbei, daß der Pfahl als Feder weicher ist als der Boden, d.h. der wesentliche

Anteil an der Verformungsarbeit wird vom Boden, nicht vom Pfahl geleistet.

Anmerkung:

Die Größe der Verformung läßt sich numerisch unter Ansatz eines hyperbolischen Stoffgesetzes, s.E13, in etwa berechnen.

Wenn keine Verformungsberechnungen verfügbar sind, behilft man sich mit einer Erddruckberechnung und setzt (Bild E5.54)

$$p = e_a(q) - e_p \quad (\text{E5/58}).$$

Ein anderer Weg, der die Eigensteifigkeit des Pfahles berücksichtigt, besteht darin, e_a als Last zu nehmen und den Pfahl als elastisch gebettet zu rechnen. Maßgebend ist der kleinste ermittelte Wert p , weil nur er physikalisch möglich ist.

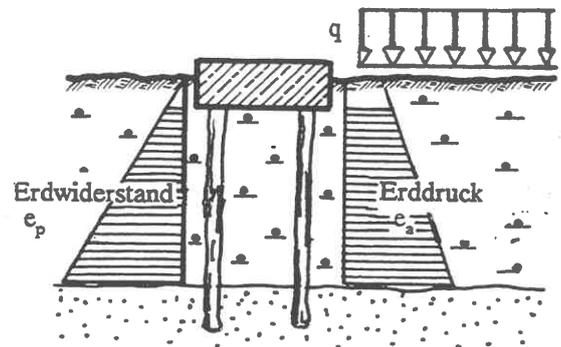


Bild E5.54

Die Kraft je stgdm ist beim alleinstehenden Pfahl $\bar{P} = p\bar{B}$, wo die wirksame Breite entweder

- der Pfahlabstand a ; oder
- die 3-fache Pfahlbreite $3b$; oder
- die Gesamtbreite des Pfahlrostes, geteilt durch die Anzahl der quer zur Krafrichtung stehenden Pfähle ist.

Wenn der Pfahl in einer Gruppe steht, erhöht sich nach WENZ (1963) der Druck in Abhängigkeit vom Verbauverhältnis, wie es Bild E5.55

zeigt. Das Diagramm gilt für quadratische wie runde Pfähle; bei letzteren ist die Breite b gleich dem Pfahldurchmesser.

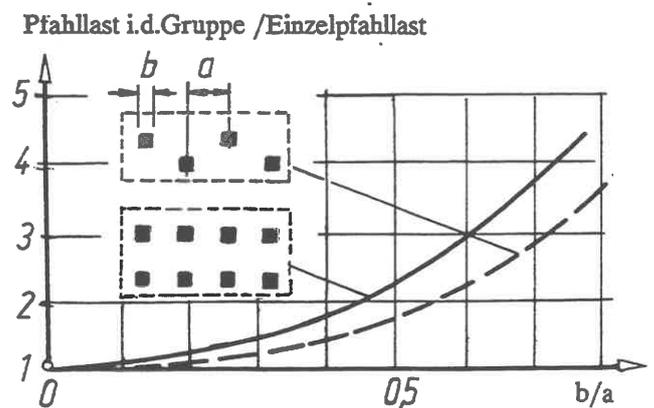


Bild E5.55

Anmerkung:

Die Auswirkung des Seitendrucks auf benachbarte Gründungen wird u.a. auch von LEUSSINK/WENZ (1969) und DE BEER/ WALLAYS (1972) beschrieben.

Schrifttum zu E5

BELLOTTI, R./FORMIGONI, G./JAMIOLKOWSKI, M. (1975): Remarks on the effect of overconsolidation on the coefficient of earth pressure at rest. Proc. 1st Baltic CSMFE Gdansk, vol. 2, S. 59 - 71.

BERESANTZEW, V. G. (1952): Achsensymmetrische Aufgabe des Grenzgleichgewichtes von körnigen Materialien (russ.). Geostechteoridat Moskau. Siehe in: KEZDI, A. (1962): Erddrucktheorien. Springer-Verlag Berlin, S. 291-299.

BRETH, H./CHAMBOSSE, G./ARSLAN, U. (1978): Einfluß des Spannungsweges auf das Verformungsverhalten von Sand. GEOTECHNIK 1, S. 2-9.

- BRINCH HANSEN, J./LUNDGREN, H. (1960): Hauptprobleme der Bodenmechanik. Springer-Verlag Berlin - Göttingen - Heidelberg.
- CAQUOT, A./KÉRISEL, J. (1948): Tables for the Calculation of Passive Pressure, Active Pressure and Bearing Capacity of Foundations. Verlag Gauthier-Villars, 120 S.
- COULOMB, C.A. (1776): Essai sur une application des règles des maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture. Mém.acad.royal pres.divers savants 7, Paris.
- CULMANN, K. (1866): Die graphische Statik. Abschnitt XIII. Nachdruck von Teilen der 1.Auflage: Schweiz. Ges. für Boden- und Felsmechanik Zürich, 1982.
- DE BEER, E./WALLAYS, M. (1972): Forces Induced in Piles by Unsymmetrical Surcharges on the Soil Around the Piles. Proc. 5th ECSMFE Madrid, 1, S.325 - 332.
- FEDDERS, H. (1978): Seitendruck auf Pfähle durch Bewegungen von weichen, bindigen Böden, Empfehlungen für Entwurf und Bemessung. GEOTECHNIK 1, S.100-103.
- FRANKE, E. (1974): Ruhedruck in kohäsionslosen Böden. Die Bautechnik 51, S.18-24.
- GROSS, H. (1981): Korrekte Berechnung des aktiven und passiven Erddruckes mit ebener Gleitfläche. GEOTECHNIK 4, S.66 - 69.
- GUDEHUS, G. (1974): Konstruktion statisch möglicher Spannungsfelder in Erdkörpern. Straße/Brücke/Tunnel 6, S.157 - 161.
- GUDEHUS, G. (1990): Erddruckermittlung. In: Grundbtschb. 4.Auflage, Teil 1, Kap.1.10. Verlag W.Ernst & Sohn Berlin.
- GUSSMANN, P./LUTZ, W. (1981): Schlitzstabilität bei anstehendem Grundwasser. GEOTECHNIK 4, S.70 - 81.
- KEZDI, A. (1962): Erddrucktheorien. Springer-Verlag Berlin.
- KREY, H.D. (1932): Erddruck, Erdwiderstand. 4.Aufl. Verlag W.Ernst u.Sohn Berlin.
- LEINENKUGEL, H.J. (1976): Deformations- und Festigkeitsverhalten bindiger Erdstoffe. Experimentelle Ergebnisse und ihre physikalische Deutung. Veröff.Inst.Bodenmech.Felsmechanik Universität Karlsruhe H.66.
- LEUSSINK, H./WENZ, K.-P. (1969): Storage Yard Foundations on Soft Cohesive Soils. Proc. 7th ICSMFE Mexico City, II, S.149-155.
- MADER, H. (1989): Untersuchungen über den Primärspannungszustand in bindigen überkonsolidierten Böden am Beispiel des Frankfurter Untergrundes. Mitt.29 Inst.f.Grundbau, Boden- u.Felsmechanik TH Darmstadt.
- NISSEN, P. (1969): Zuschrift zu Franke, E. (1967) "Ruhedruck in kohäsionslosen Böden im ebenen Fall". Die Bautechnik 46, S.323.
- PRATER, E.G. (1973): Die Gewölbewirkung der Schlitzwände. Der Bauing.48, S.125-131.
- RANKINE, W.J.M. (1856): On the stability of loose earth. Transact. Royal Society London, S.147.
- SCHMIDT, H. (1966): Culmannsche E-Linie bei Ansatz von Reibung und Kohäsion. Die Bautechnik 43, S.80-82.
- SCHMIDT, H.-H. (1981): Beitrag zur Ermittlung des Erddrucks auf Stützwände bei nachgiebigem Baugrund. Mitt.Baugrundinstitut Stuttgart Nr.14.
- SCHMIEDEL, U. (1984): Seitendruck auf Pfähle. Bauingenieur 59, S.61-66.
- SCHULTZE, E./HORN, A. (1966): Der Zugwiderstand von Hängebrücken-Widerlagern. Vorträge Baugrundtagung München, S.125-186.
- SCHWEIKERT, O. (1984): Der Einfluß des Böschungswinkels β auf die Berechnung des aktiven Erddrucks. Mitt. Baugrundinstitut Stuttgart Nr.22.
- SMOLTCZYK, U. (1979): Influence of foundation depth on raft analyses. Proc.3d Int.Conf.Num.Methods in Geomechanics 4, S.1503 - 1512.
- v.SOOS, P. (1977): Mündliche Mitteilung
- SPOTKA, H. (1977): Einfluß der Bodenverdichtung mittels Oberflächen-Rüttelgeräten auf den Erddruck einer Stützwand bei Sand. Mitt.Baugrundinstitut Stuttgart, Nr.9.

- STEINFELD, K. (1958): Über den Erddruck auf Schacht- und Brunnenwandungen. Vorträge Baugrundtagung Hamburg, S.111-126.
- STEINFELD, K. (1972): Über die Wechselwirkung tangentialer und radialer Erdspannungen vor einem zylindrischen Verdrängungskörper (ohne Wandreibung). Sammelveröff. anlässlich des 75. Geburtstags von Prof. Streck, Hannover, S.210-246.
- TERZAGHI, K. (1934): Large Retaining Wall Tests. Engineering News Record 112.
- TERZAGHI, K./JELINEK, R. (1954): Theoretische Bodenmechanik. Springer-Verlag Berlin.
- VEREINIGUNG SCHWEIZERISCHER STRASSENFACHMÄNNER (VSS) (1966): Stützmauern. Selbstverlag Zürich.
- VOGT, N. (1984): Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand. Mitt. Baugrundinstitut Stuttgart Nr.21.
- WEISSENBACH, A. (1962): Der Erdwiderstand vor schmalen Druckflächen. Die Bautechnik 39, S.204-211.
- WENZ, K.-P. (1963): Über die Größe des Seitendrucks auf Pfähle. Veröff. Inst. Bodenmechanik u. Grundbau TH Karlsruhe, Heft 12.

E6 Standsicherheit von Böschungen bei Dämmen und Einschnitten

Verfasser: P. Gußmann, U. Smolczyk

.01 Begriffe

Unter einer standsicheren (standfesten) Böschung wird ein natürlicher oder künstlicher Geländeknick oder Geländesprung verstanden, der durch geomorphologische Vorgänge (z.B. Erosion, Bodenhebung, Sedimentation) oder bauliche Maßnahmen (z.B. Dammschüttungen, Einschnitte, Baugruben) entstanden ist und infolge der wirkenden Lasten keine die Standsicherheit vermindernenden bleibenden Scherverformungen erleidet.

Anmerkung:

Gelegentlich wird zwischen dem "Hang" = natürliche Böschung und der "Böschung" = Böschung einer künstlich hergestellten Aufschüttung unterschieden, ohne daß es dafür aber einen zwingenden Grund bei Fragen der Standsicherheit gibt.

Wenn eine Böschung in diesem Sinne nicht standsicher ist, wird sie früher oder später durch eine Rutschung versagen, die je nach Art der Randbedingungen als Böschungsbruch, Geländebruch oder aber auch als Grundbruch auftreten wird. Hierbei wird der Verformungsvorgang nach zwei Kriterien unterschieden, und zwar einmal nach dem Materialverhalten - plastisches Versagen bei geschwindigkeitsunabhängiger Scherfestigkeit (für nichtbindige Böden typisch) oder viskoses Versagen bei geschwindigkeitsabhängiger Scherfestigkeit (für bindige Böden, insbesondere bei Wassersättigung, typisch) - und zweitens nach der Kinematik und Bruchform. Mischformen sind möglich.

.02 Kinematik und Bruchform

Wie bei der Behandlung des Erddruckproblems, s. E5.08, ist bei der Kinematik einer versagenden Böschung zwischen dem

- Linienbruch: Rotations- und Translationsbewegungen eines oder eines aus mehreren großen Teilen bestehenden Rutschkörpers, der sich im wesentlichen wie ein starrer Körper verhält, und dem
 - Zonenbruch: Rutschkörper befindet sich im Zustand des Versagens mit einem insgesamt oder in Teilbereichen stetigen Verschiebungsfeld, sowie, als Sonderfall des Zonenbruchs, dem
 - Oberflächenfließen (Beispiele: Schutt- oder Schlammströme, Muren)
- zu unterscheiden. Ein Sonderfall des Linienbruchs sind die Felsstürze.

Der klassische Fall des Böschungsbruchs wird dadurch ausgelöst, daß die Lasten wie z.B. das Gewicht G des Bruchkörpers oder eine Oberflächenlast P nicht mehr mit den Reaktionskräften N (Normalkraft) und T (Tangentialkraft) im Gleichgewicht stehen, die - Bild E6.01 - längs der ungünstigsten Bruchfuge A..B (hier speziell als Kreisform) maximal verfügbar sind.

Für die Kinematik wird hierbei Gleiten einer starren Rutschmasse auf einer dünnen Scherfuge aus plastischem Material angenommen.

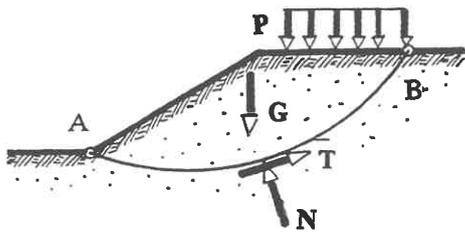


Bild E6.01 Böschungsbruch

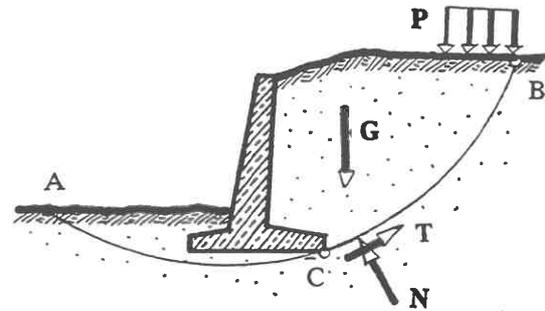


Bild E6.02 Geländebruch

Als Geländebruch bezeichnet man das Versagen eines Geländesprungs auf Grund der gleichen Ursachen. Es handelt sich also bodenmechanisch um den gleichen Sachverhalt. Der Geländesprung unterscheidet sich von der Böschung nur durch das Stützbauwerk, Bild E6.02, das die Böschung ganz oder teilweise abfängt.

Anmerkung:

Die begriffliche Unterscheidung von Böschung und Geländesprung beim Nachweis des Versagens durch einen Bruch ist historisch bedingt: alle Rechenverfahren wurden zunächst für die Böschung entwickelt und erst später auch auf Geländesprünge angewandt, als man erkannte, daß es nicht genügt, eine Stützmauer nur nach der Erddrucktheorie zu bemessen.

Böschungs- und Geländebruch sind im Sinne von E5.08 Linienbrüche, d.h. ihr Nachweis erfolgt nach kinematischen Verfahren. Er muß unabhängig vom erdstatischen Nachweis des einzelnen Bauelements - etwa einer Erddruckberechnung oder Grundbruchberechnung - für die Gesamtheit (oder Teile) eines auf solche Weise gefährdeten Systems geführt werden. Da die wirkliche Form einer Bruchfläche nur bei sehr einfachen Randbedingungen und Baugrundverhältnissen vorhergesagt werden kann, bzw. sich sowohl theoretisch als auch meßtechnisch nur mit beträchtlichem Aufwand ermitteln läßt, wählt man für praktische Nachweise oft den Kreis als Bruchfuge, Bild E6.04; gegebenenfalls auch eine Gerade mit anschließenden Kreisen, Bild E6.05.

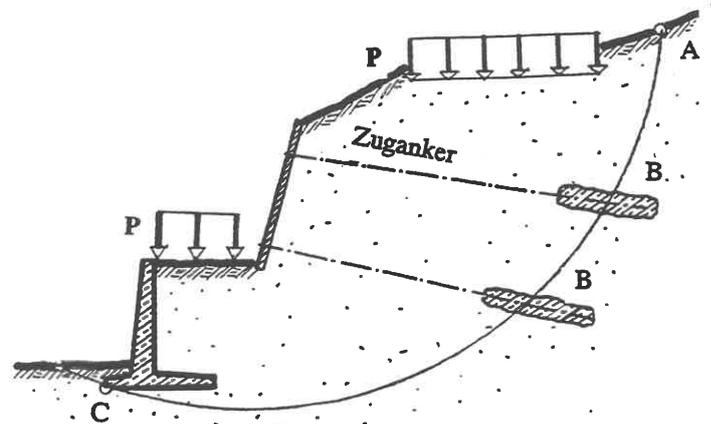


Bild E6.03

Anmerkung:

Die Bruchfuge, die Spur der Bruchfläche in der Querschnittsebene, ist eine wenige mm dicke plastifizierte Zone, die sich in der Natur oft nur an den Anriß- oder Austrittsstellen nachweisen läßt.

Falls im Baugrund bereits geologisch vorgegebene Schwächezonen vorhanden sind - möglicherweise sogar alte (fossile) Bruchflächen - bestimmen diese weitgehend die Kinematik des Versagens. Geländesprünge mit der Vielfalt der zu ihrer Sicherung verwendeten Bauelemente lassen sich oft nicht gut

durch Kreise als Bruchflächen erfassen, siehe etwa den Nachweis der Sicherheit von rückverhängten Wänden auf der tiefen Gleitfuge (K11.09). Hier bieten sich neuerdings die Verfahren mit der Verwendung zusammengesetzter Bruchkörper mit jeweils gerader Bruchfläche als geeigneter an (siehe E6.08). Auch natürliche Böschungsbrüche lassen sich u.U. damit rekonstruieren, siehe das Beispiel von WICHTER (1980).

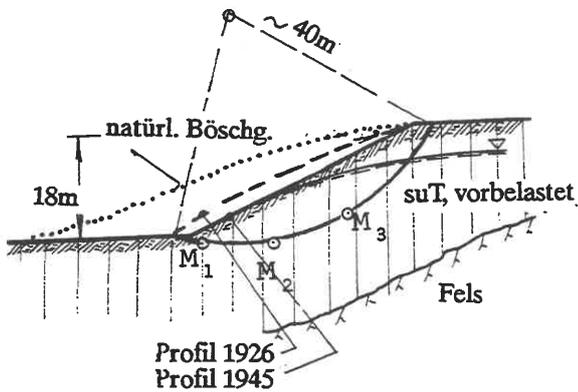


Bild E6.04 (SEVALDSON 1956)
M_{1,2,3} Meßpunkte

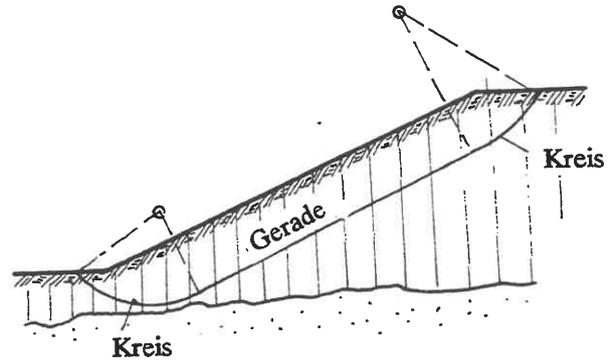


Bild E6.05 Flach abrutschender Bodenkörper

.03 Zeitliche Entwicklung natürlicher Rutschungen

Natürliche Rutschungen treten entweder plötzlich oder als Endstadium einer progressiven, u.U. sehr langfristigen Kriechbewegung auf je nachdem, ob das Versagen durch plastisches Materialverhalten (Erreichen der totalen Scherfestigkeit in wassergesättigten Tonen z.B., siehe die große Rutschung in Tuve, Schweden 1979 (TORSTENSSON 1982)), oder durch Erreichen der effektiven Scherfestigkeitsgrenze ausgelöst wird. In der Regel kündigen sich aber Rutschungen durch sehr langfristig vorauslaufende Hangbewegungen an, was sich z.B. an dem säbelförmigen Wuchs von Bäumen ablesen läßt. **Bild E6.06** zeigt eine über 29 Jahre beobachtete Rutschung in Ton (SKEMPTON 1964).

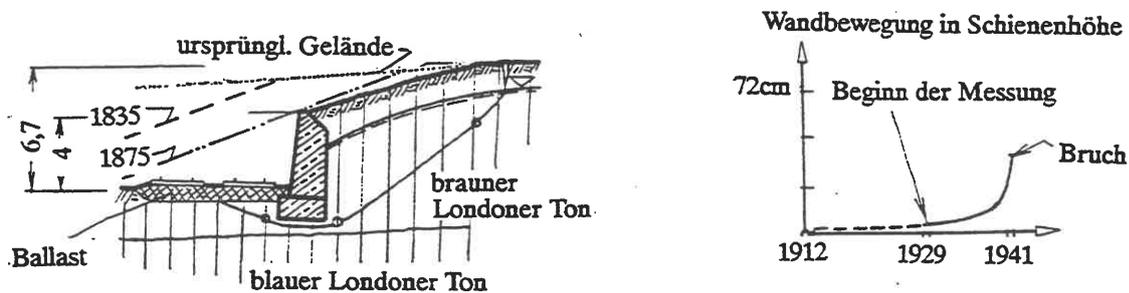


Bild E6.06

Die Bruchzonen entwickeln sich hier progressiv: nahe dem Böschungsfuß treten große Scherspannungen, am Böschungskopf große Zugspannungen auf, die Anrisse verursachen. Darin sammelt und staut sich Niederschlagswasser. Die Kriechbewegung ist deswegen auch saisonal schwankend. Die Geschwindigkeit der Talbewegung eines Kriechhanges hängt vom Gefälle und im übrigen davon ab, wie weit durch das bereits eingetretene Verschiebungsmaß die effektive Scherfestigkeit bereits bis auf die Restscherfestigkeit abgebaut ist (s.D6.12).

Die Tabelle in Bild E6.07 gibt Anhaltspunkte für Hangbewegungen, die vor Rutschungen gemessen wurden. Daraus kann man folgern: Verschiebungen von über 2 cm je Jahr erfordern eine regelmäßige Überwachung der Hangbewegung, von 2 cm/Woche sofortige Sicherungsmaßnahmen. Siehe dazu H9. Bild E6.07 Tabelle nach SKEMPTON/HUTCHINSON 1969

Zeit vor der Rutschung		7a	2a	6mt	8d	1d	0	Gesamtbewegung vor d. Rutschung
Ort	Kurzbeschreibung	mittlere Verschiebung über eine Periode von						
		5a	18 mt	6 mt	7d	1d		
Kensal Green	kl. Stützwand und Böschung	2	9	16	-	-		35 cm
Ooigawa	gr. Stützwand	-	-	5 cm/a	1 cm/d	10cm/d		20 cm
Dosan	mittelgr. Rutschg.	-	-	-	3 cm/d	30cm/d		40 cm
Gradot Ridge	große Rutschung	-	-	-	-	-		130 cm
Vajont	sehr gr. Rutschg.	-	70	3 mm/d	6 cm/d	20cm/d		250 cm
				cm/a				

.04 Berechnung mit kreisförmigen Bruchfugen

Für den Standsicherheitsnachweis von Böschungen und Geländesprüngen muß man in der Praxis auf vereinfachte Verfahren zurückgreifen, da es schon aus Kostengründen nicht möglich ist, den allgemeinen Spannungs- und Verformungszustand eines solchen Erdkörpers und den Verlauf der Bruchfuge darin rechnerisch zu ermitteln. Die hauptsächlichen Vereinfachungen sind:

- der Bruchkörper wird als starre Scheibe idealisiert, an der das Gleichgewicht der Kräfte und Momente bei einfachen Annahmen über deren Verteilung nachgewiesen wird;
- die Bruchfuge ist ein Kreis.

In Analogie zur Coulombschen Erddruckberechnung (E5.11) wird durch Variation der geometrischen Parameter (Mittelpunkt-Koordinaten, Radius) der Bruchkreis mit der kleinsten Sicherheit aufgesucht. Dazu ist eine Definition erforderlich, was bei dieser Aufgabe unter "Sicherheit" verstanden werden soll. Sicherheit könnte nämlich sowohl bedeuten:

- In welchem Maß können die Lasten zunehmen, damit die Böschung gerade versagt? oder
- In welchem Maß kann die Scherfestigkeit des Bodens abnehmen, bis sie gerade versagt?

Durchgesetzt hat sich die Fellenius-Regel (FELLENIUS 1927):

Sicherheit = vorhandene Scherfestigkeit / erforderliche Scherfestigkeit (E6/01), die auch dem Partialsicherheitskonzept entspricht. Das Gleichgewicht wird also unter der Voraussetzung nachgewiesen, daß die Reaktionskräfte des Bodens nur in einem um die Sicherheit verminderten Maß in Anspruch genommen werden. Der Nachweis kann auf zwei Wegen geführt werden:

Um ein allgemein verwendbares Verfahren zu bekommen, muß es so entwickelt werden, daß es sowohl mit effektiven als auch mit totalen Scherparametern funktioniert. Nachstehend sind die logischen Schritte für den Fall angegeben, daß mit effektiven Spannungen gerechnet werden soll (vgl.D6.09); der Berechnungsfall mit totalen Spannungen ist darin als Sonderfall enthalten.

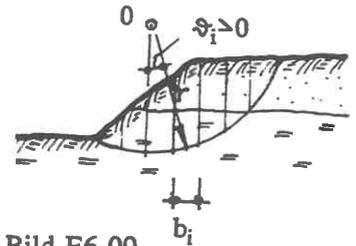


Bild E6.09

1. Schritt

Mittelpunkt 0 und Radius r des Bruchkreises werden gewählt. Der dadurch festgelegte Bruchkörper wird, Bild E6.09, in senkrechte Lamellen 1,2...i...n eingeteilt. Jede Lamelle ist durch einen Richtungswinkel ϑ_i (positiv in Richtung der ansteigenden Böschung) und eine Breite b_i definiert. Die Lamelleneinteilung stimmt man zweckmäßigerweise auf die Bodenschichten ab; es genügt i.a., etwa 10 Lamellen zu nehmen.

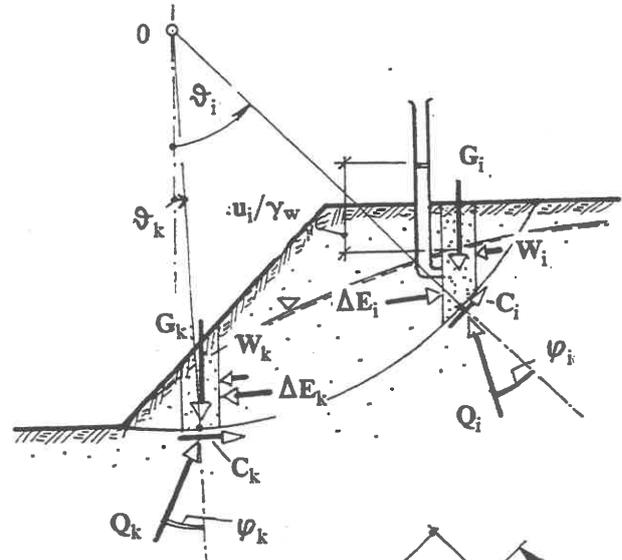


Bild E6.10

2. Schritt

Die im Punkt i der Bruchfuge aufnehmbare Scherspannung ist, ausgedrückt in Bemessungswerten (Index "d"),

$$\tau_i = \sigma'_i \cdot \tan\varphi'_{id} + c'_{id} \quad (E6/03),$$

bzw. die aufnehmbare Schubkraft

$$T_{fi} = N'_i \cdot \tan\varphi'_{id} + c'_{id} b_i / \cos\vartheta_i \quad (E6/04).$$

Für den Fall, daß die aufnehmbare Schubkraft nicht voll ausgenutzt zu werden braucht, um im Grenzzustand Gleichgewicht zu haben, wird in DIN 4084.100 ein "Ausnutzungsgrad" $1/f \leq 1$ definiert, der an sich von Lamelle zu Lamelle variieren kann: $f_i \neq \text{const.}$ Somit ist die mobilisierte Schubkraft

$$T_i = T_{fi} / f_i \quad (E6/05).$$

In Bild E6.10 sind die Reaktionskräfte Q und C aufgrund der Parameter der mobilisierten Schubspannung eingetragen, also z.B. für die Lamelle i:

$$\tan\varphi'_i = (1/f_i) \cdot \tan\varphi'_{id} \quad \text{und} \quad c'_i = (1/f_i) \cdot c'_{id} \quad (E6/05a).$$

Bild E6.11 stellt die Kräftecke für den aktiven (i) und den passiven (k) Bereich dar.

3. Schritt:

Falls mit einem Porenwasserüberdruck u zu rechnen ist, muß seine Größe längs der Bruchfuge abgeschätzt werden: er verringert die Normalkraft N auf den effektiven Wert N'. Dagegen bleibt die Wirkung einer Strömungskraft W_i auf N und damit auch auf T außer Ansatz; Strömungskräfte werden der Einfachheit halber nur als Lasten in die Berechnung eingesetzt (Vereinfachung auf der sicheren Seite), siehe unten.

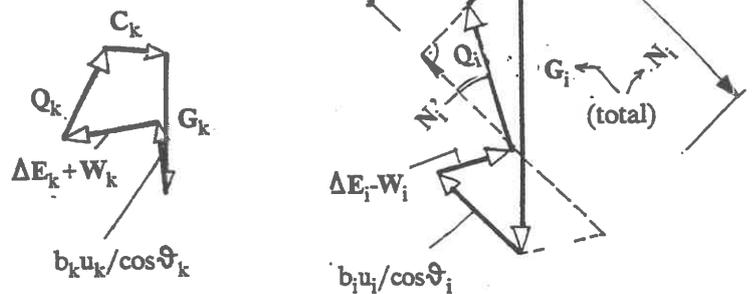


Bild E6.11

4.Schritt:

Da über die Verteilung der Reaktionskräfte längs der Bruchfuge bei dieser vereinfachten Betrachtung nichts ausgesagt werden kann, muß angenommen werden, daß die Scherfestigkeit in allen Punkten im gleichen Maß mobilisiert ist, d.h. man setzt

$$f_i = \text{const} = f \quad (\text{E6/06})$$

und hat dann

$$T_i = (1/f) \cdot [c'_{id} b_i / \cos \vartheta_i + N'_i \cdot \tan \varphi'_{id}] \quad (\text{E6/07}).$$

Im weiteren Rechengang wird der Index 'd' weggelassen; bei Einwirkungen und Widerständen handelt es sich stets um die Bemessungswerte.

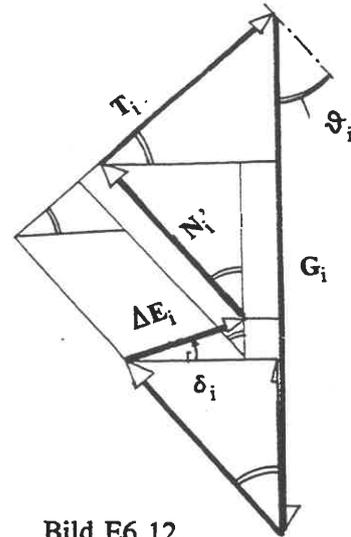


Bild E6.12

5.Schritt:

Man denkt sich nun für die Lamelle i das Kräfteck gezeichnet, Bild

E6.12. G_i (einschließlich eventuell auf der Lamelle stehender Oberflächenlasten, da deren räumliche Ausbreitung bei diesem Näherungsverfahren unberücksichtigt bleibt), die Porenwasserdruckkraft und die Kohäsionskraft sind nach Größe und Richtung bekannt; von Q_i nur die Richtung. Man muß also die Richtung von ΔE_i , dessen Größe und Winkel δ_i gegen die Horizontale unbekannt sind, abschätzen, um über das Kräftegleichgewicht an der Lamelle etwas aussagen zu können: man könnte z.B. ein festes Verhältnis δ_i/φ_i annehmen. Aus dem Kräfteck lassen sich zwei Kräftegleichgewichtsbedingungen ablesen, wobei es für den Rechengang zweckmäßig ist, die senkrechten und die tangentialen Kräfte zu betrachten (Oberflächenlasten werden anteilig in G_i eingerechnet):

$$\left. \begin{aligned} \text{senkrecht: } G_i - b_i \cdot u_i - \Delta E_i \cdot \sin \delta_i - T_i \cdot \sin \vartheta_i - N'_i \cdot \cos \vartheta_i &= 0 \\ \text{tangential: } G_i \cdot \sin \vartheta_i - \Delta E_i \cdot \sin \delta_i \cdot \sin \vartheta_i - \Delta E_i \cdot \cos \delta_i \cdot \cos \vartheta_i - T_i &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (\text{E6/08}).$$

Es läßt sich zeigen, daß hier die Vertikalanteile von ΔE_i ohne großen Verlust an Genauigkeit vernachlässigt werden können, d.h. man setzt $\delta_i = 0$:

$$\left. \begin{aligned} G_i - b_i u_i &= T_i \cdot \sin \vartheta_i + N'_i \cdot \cos \vartheta_i \\ G_i \cdot \sin \vartheta_i &= T_i + \Delta E_i \cdot \cos \vartheta_i \end{aligned} \right\} \quad (\text{E6/09}).$$

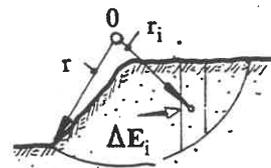


Bild E6.13

Wenn man in den Gln.(E6/09) T_i mittels Gl.(E6/07) eliminiert, bleiben als unbekannte Berechnungsgrößen die Kräfte N_i und ΔE_i und der Ausnutzungsgrad $1/f$.

6.Schritt:

Die zur Berechnung der 3 Unbekannten fehlende Bedingung wird bei diesem Näherungsverfahren durch eine Gleichgewichtsbetrachtung am gesamten Bruchkörper gewonnen, und zwar nimmt man dazu die Momenten-Gleichgewichtsbedingung:

$$r \cdot \Sigma G_i \cdot \sin \vartheta_i = (r/f) \cdot \Sigma \{c'_i b_i / \cos \vartheta_i + N'_i \cdot \tan \varphi'_i\} + \Sigma r_i \cdot \Delta E_i \cdot \cos \vartheta_i \quad (\text{E6/10}).$$

Die notwendige Unterscheidung von r und r_i veranschaulicht Bild E6.13. Die von BISHOP empfohlene Vereinfachung besteht darin, die letzte Teilsumme = 0 zu setzen. Darin - wie auch in der Vereinfachung $\delta_i = 0$ - liegt ein statischer Fehler, denn genau genommen ist damit nicht mehr gewährleistet, daß die vektorielle Summe der Erddruckkräfte $\Sigma(\Delta E_i) = 0$ ist, wie es sein muß, weil es innere Kräfte sind. Mit dieser Vereinfachung ergibt sich aus Gl.(E6/10):

$$\Sigma G_i \sin \vartheta_i = (1/f) \Sigma \{c'_i b_i / \cos \vartheta_i + N'_i \tan \varphi'_i\} \quad (\text{E6/11}).$$

7.Schritt:

N'_i wird mit Hilfe der vertikalen Gleichgewichtsbedingung, d.i. die obere Gl.(E6/09) eliminiert. Dann bleibt eine Bestimmungsgleichung für f , die sich nach längerer Rechnung auf folgende implizite Form bringen läßt:

$$f = \frac{\Sigma[(G_i - b_i u_i) \cdot \tan \varphi'_i + b_i c'_i] / [\cos \vartheta_i + (1/f) \cdot \sin \vartheta_i \cdot \tan \varphi'_i]}{\Sigma G_i \cdot \sin \vartheta_i} \quad (\text{E6/12}).$$

Bei der Berechnung mit totalen Scherparametern φ_u, c_u werden diese anstelle der effektiven Parameter eingesetzt. Im Sonderfall $\varphi_u = 0$ vereinfacht sich Gl.(E6/12) zu

$$f = \frac{\Sigma c_{ui} b_i / \cos \vartheta_i}{\Sigma G_i \cdot \sin \vartheta_i} \quad (\text{E6/13}).$$

8.Schritt

Die Gl.(E6/12) läßt sich mit einer einfachen Iteration in 2 Schritten lösen: man setzt auf der rechten Seite $f=1$, errechnet damit einen ersten Näherungswert von f und wiederholt mit diesem Ergebnis, auf der rechten Seite eingesetzt, die Berechnung. Da f auf der rechten Seite die Zähler-Summe nur schwach beeinflusst, erübrigt sich meist eine weitergehende Iteration.

9.Schritt:

Die Berechnungsschritte (1) - (8) werden für verschiedene Werte r bei festem Mittelpunkt O wiederholt, bis der Kleinstwert von f gefunden ist.

10. Schritt (und folgende):

Die Berechnungsschritte (1) - (9) werden für verschiedene Mittelpunkt-Koordinaten durchgeführt, weil die Variation zweckmäßigerweise auf der Basis eines regelmäßigen Rasters vorgenommen wird. Das Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart erarbeitete auf der älteren Grundlage des Globalsicherheits-Konzeptes im Auftrag des Bundesministers für Forschung und Technologie hierzu eine Programm-Dokumentation (DU THINH 1976), die seinerzeit zur Grundlage der Böschungsbruchnachweise mittels EDV in der Bundesrepublik Deutschland wurde, nun aber durch das Partialsicherheitskonzept in der Neufassung der DIN 4084.100 überholt ist.

Durch die Variation der Bruchkreise erhält man eine Ergebniskarte mit Werten f , in der sich Kurven $f = \text{const}$ einzeichnen lassen: Isoasphalien. Bei homogenen Böschungen haben die Isoasphalien die Form einer schmalen Ellipse, Bild E6.14. Danach ist es zweckmäßig, den Punkt O zuerst parallel zur Böschung zu variieren und dann erst in der Richtung der Böschungsnormalen. Falls sich bei der Variation $f < 1$ ergibt, müssen zusätzliche rückhaltende Kräfte (z.B. Anker) eingesetzt oder die Geometrie geändert werden.

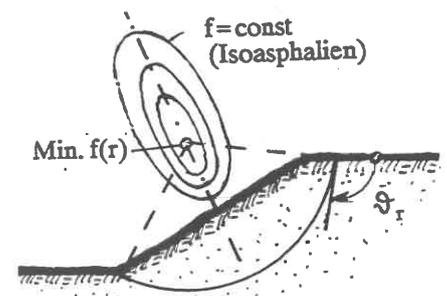


Bild E6.14

Eine Begrenzung der Variation ergibt sich aus folgenden Regeln:

1. Der ungünstigste Bruchkreis geht durch den Böschungsfuß, solange $\varphi' > 5^\circ$ ist (TAYLOR 1948).
2. Überkippende Böschungskanten brauchen nicht untersucht zu werden: $\vartheta_r \leq 90^\circ$.
3. Wenn eine weiche über einer festen Schicht liegt, bildet die Schichtgrenze eine natürliche Grenztangente für die in Frage kommenden Bruchkreise, **Bild E6.15**. Im Bild ist eine geometrische Näherungskonstruktion für die Lage des ungünstigsten Bruchkreises bei sehr weichen Deckschichten mit eingetragen.

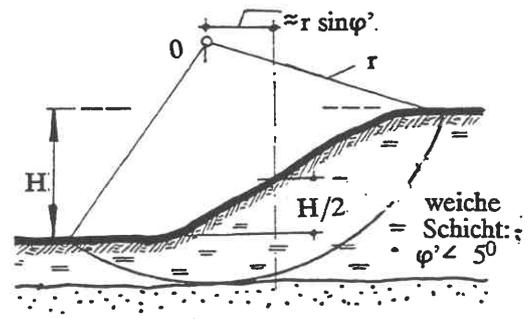


Bild E6.15

Darüberhinaus gibt es aber kaum Regeln, die es gestattet, auf die Variationsrechnung zu verzichten. Es kann hingegen sogar vorkommen, daß ein relatives Minimum irrtümlich für das absolute Minimum gehalten wird, insbesondere bei Geländebruch-Nachweisen. Einfache, homogene Böschungen, in denen kein Strömungsdruck oder Porenwasserüberdruck auftritt, können nach **Bild E6.16** (TAYLOR 1948) bemessen werden. Dabei ergibt sich für $f=1$ die mögliche Böschungshöhe H (β) in Abhängigkeit von der Wichte γ und den effektiven Scherparametern.

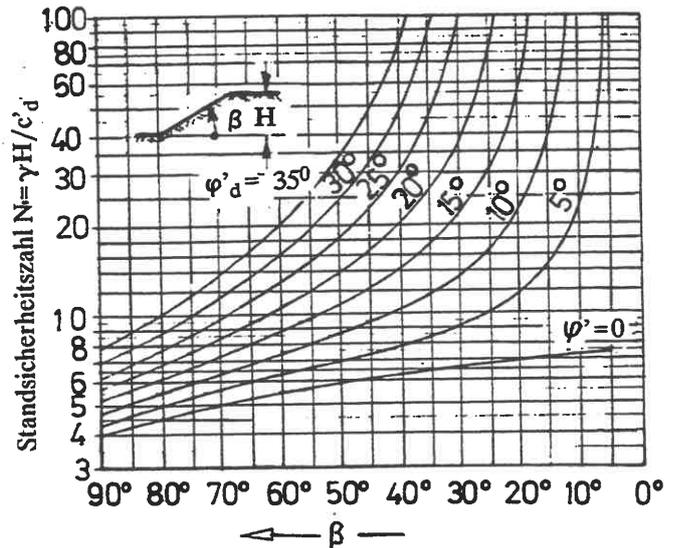


Bild E6.16

.05 Wasserdruck-Ansätze

Die Sicherheit einer Böschung bzw. eines Geländesprungs wird durch die Wirkung eines Wasserüberdrucks herabgesetzt, wenn er im Sinne der Aktionskräfte wirkt. **Bild E6.17** zeigt vergleichshalber den Fall mit ausgeglichenem Wasserspiegel innerhalb und außerhalb der Böschung: kein Überdruck. Berechnung mit γ oberhalb und γ' unterhalb des Spiegels.

Anmerkung:

Bei homogenem Boden ist die Sicherheit bei voll eingetauchter und vollständig wasserfreier Böschung gleich groß; dazwischen hat sie einen Kleinstwert.

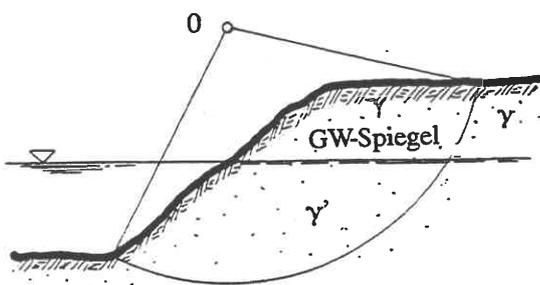


Bild E6.17

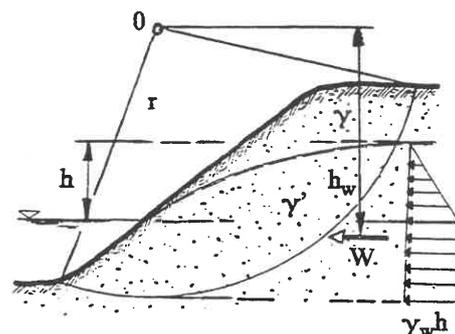


Bild E6.18

Wenn das Außenwasser niedriger steht als das Grundwasser, Bild E6.18, strömt das Wasser seinem Gefälle nach ab und belastet das Korngerüst des Böschungsbodens mit einem Strömungsdruck. Eine einfache, aber unter Umständen sehr auf der sicheren Seite liegende Abschätzung besteht darin, den hydrostatischen Wasserüberdruck als äußere Horizontalkraft W anzusetzen. Das daraus resultierende antreibende Moment $M = W \cdot h_w$ wird dann im Nenner der Sicherheitsgleichung (E6/12) - dividiert durch r - addiert:

$$f = \frac{\Sigma \dots}{(\Sigma G_i \cdot \sin \vartheta_i + M/r)} \quad (E6/12a).$$

Einen besseren Näherungsansatz zeigt Bild E6.19: Aus dem durchströmten Volumen V ergibt sich das Wasserüberdruck-Moment $M = V \gamma_w x$. Dieser Ansatz ist am zutreffendsten, wenn die Strömungskraft senkrecht zum Radiusvektor steht, der durch den Schwerpunkt von V geht (Richtungswinkel ϑ_s). Auch dann aber ist es eine Näherung, weil die Wirkung der Strömungskraft auf die Reaktionskräfte in der Bruchfuge unberücksichtigt bleibt. Die genaueste Berechnung bekommt man

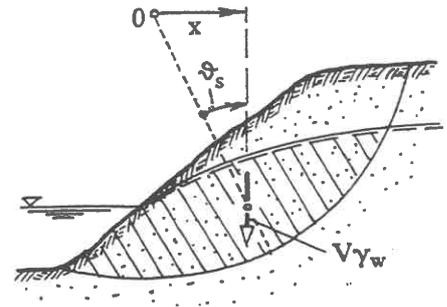


Bild E6.19 (FRANKE 1974)

durch Zeichnen eines Stromliniennetzes, Bild E6.20, aus dem alle am Bruchkörper angreifenden Wasserdruckkräfte abgeleitet werden können, wobei die vollen Wasserdrücke, nicht etwa nur die Differenzdrücke, anzusetzen sind. Entsprechend muß auch der durchströmte Teil des Bruchkörpers mit seinem vollen Gewicht, d.h. ohne Auftrieb, angesetzt werden, also mit $\gamma_r = \gamma_s \cdot (1-n) + n \cdot \gamma_w$.

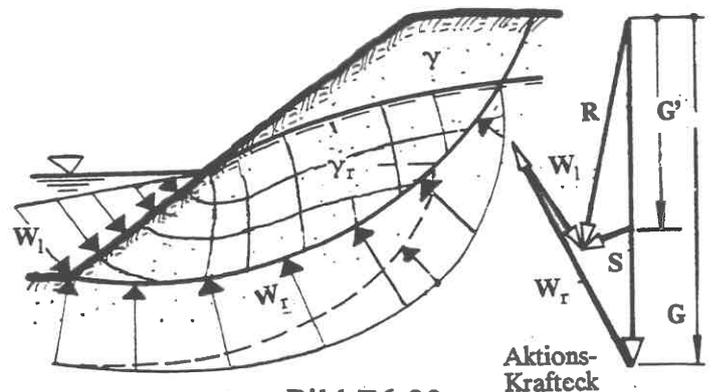


Bild E6.20

Dieser Ansatz läßt sich ohne großen Genauigkeitsverlust dadurch vereinfachen, daß die Krümmung der Potentiallinien vernachlässigt wird, d.h. in jeder Lamelle die durch die Sickerlinie gegebene hydrostatische Wasserdruckhöhe angesetzt wird. Ein besonderes Risiko stellt der rasche Abfall des Außenwasserspiegels dar. Die dadurch bedingte Minderung der rechnerischen Sicherheit erfaßt man am einfachsten dadurch, daß die in Bild E6.20 eingetragene widerstehende Wasserdruckkraft $W_1 = 0$ gesetzt wird, woraus sich ein Zusatzmoment ΔM in Gl.(E6/12a) ergibt.

Böschungstafeln unter Einrechnung eines Porenwasserüberdrucks

Während sich die Böschungstafel in Bild E6.16 auf totale Spannungen bezieht, stellten BISHOP/MORGENSTERN (1960) Tafeln auf, aus denen bei homogenen Böschungen und einem eventuellen Porenwasserüberdruck die globale Standsicherheit F bzw. analog auch f abgelesen werden können. Dazu wird, Bild E6.21, das Verhältnis $A_i = \{u/(\gamma h_i)\}_i$ des Porenwasserüberdrucks zum Lamellengewicht G_i (Bild E6.11)

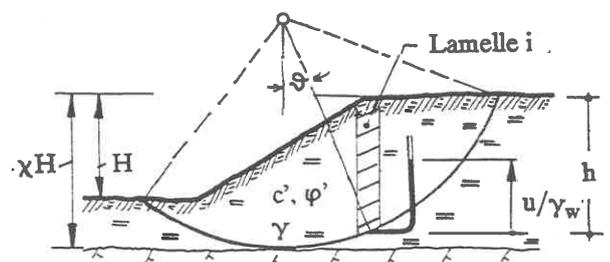


Bild E6.21

Tafel 1: Beiwerte m, n für den Fall $c'/\gamma H = 0$

Böschung:		1:2		1:3		1:4		1:5	
φ'	m	n	m	n	m	n	m	n	
10-0	0-353	0-441	0-529	0-588	0-705	0-749	0-882	0-917	
12-5	0-443	0-554	0-665	0-739	0-887	0-943	1-109	1-153	
15-0	0-536	0-670	0-804	0-893	1-072	1-139	1-340	1-393	
17-5	0-631	0-789	0-946	1-051	1-261	1-340	1-577	1-639	
20-0	0-728	0-910	1-092	1-213	1-456	1-547	1-820	1-892	
22-5	0-828	1-035	1-243	1-381	1-657	1-761	2-071	2-153	
25-0	0-933	1-166	1-399	1-554	1-865	1-982	2-332	2-424	
27-5	1-041	1-301	1-562	1-736	2-082	2-213	2-603	2-706	
30-0	1-155	1-444	1-732	1-924	2-309	2-454	2-887	3-001	
32-5	1-274	1-593	1-911	2-123	2-548	2-708	3-185	3-311	
35-0	1-400	1-750	2-101	2-334	2-801	2-977	3-501	3-639	
37-5	1-535	1-919	2-302	2-558	3-069	3-261	3-837	3-989	
40-0	1-678	2-098	2-517	2-797	3-356	3-566	4-196	4-362	

Tafel 2: Beiwerte m, n für den Fall $c'/\gamma H = 0,025$ und $\chi = 1,0$

Böschung:		1:2		1:3		1:4		1:5	
φ'	m	n	m	n	m	n	m	n	
10-0	0-678	0-534	0-906	0-683	1-130	0-846	1-365	1-031	
12-5	0-790	0-655	1-066	0-849	1-337	1-061	1-620	1-282	
15-0	0-901	0-776	1-224	1-014	1-544	1-273	1-868	1-534	
17-5	1-012	0-898	1-380	1-179	1-751	1-485	2-121	1-789	
20-0	1-124	1-022	1-542	1-347	1-962	1-698	2-380	2-050	
22-5	1-239	1-150	1-705	1-518	2-177	1-916	2-646	2-317	
25-0	1-356	1-282	1-875	1-696	2-400	2-141	2-921	2-596	
27-5	1-478	1-421	2-050	1-882	2-631	2-375	3-207	2-886	
30-0	1-606	1-567	2-235	2-078	2-873	2-622	3-508	3-191	
32-5	1-739	1-721	2-431	2-285	3-127	2-883	3-823	3-511	
35-0	1-880	1-885	2-635	2-505	3-396	3-160	4-156	3-849	
37-5	2-030	2-060	2-855	2-741	3-681	3-458	4-510	4-209	
40-0	2-190	2-247	3-090	2-993	3-984	3-778	4-885	4-592	

Tafel 3: Beiwerte m, n für den Fall $c'/\gamma H = 0,050$ und $\chi = 1,0$

Böschung:		1:2		1:3		1:4		1:5	
φ'	m	n	m	n	m	n	m	n	
10-0	0-913	0-563	1-181	0-717	1-469	0-910	1-733	1-069	
12-5	1-030	0-690	1-343	0-878	1-688	1-136	1-995	1-316	
15-0	1-145	0-816	1-506	1-043	1-904	1-353	2-256	1-567	
17-5	1-262	0-942	1-671	1-212	2-117	1-565	2-517	1-825	
20-0	1-380	1-071	1-840	1-387	2-333	1-776	2-783	2-091	
22-5	1-500	1-202	2-014	1-568	2-551	1-989	3-055	2-365	
25-0	1-624	1-338	2-193	1-757	2-778	2-211	3-336	2-651	
27-5	1-753	1-480	2-380	1-952	3-013	2-444	3-628	2-948	
30-0	1-888	1-630	2-574	2-157	3-261	2-693	3-934	3-259	
32-5	2-029	1-789	2-777	2-370	3-523	2-961	4-256	3-585	
35-0	2-178	1-958	2-990	2-592	3-803	3-253	4-597	3-927	
37-5	2-336	2-138	3-215	2-826	4-103	3-574	4-959	4-288	
40-0	2-505	2-332	3-451	3-071	4-425	3-926	5-344	4-668	

Tafel 4: Beiwerte m, n für den Fall $c'/\gamma H = 0,025$ und $\chi = 1,25$

Böschung: φ'	1:2		1:3		1:4		1:5	
	m	n	m	n	m	n	m	n
10-0	0-737	0-614	0-901	0-726	1-085	0-867	1-285	1-014
12-5	0-878	0-759	1-076	0-908	1-299	1-089	1-543	1-278
15-0	1-019	0-907	1-253	1-093	1-515	1-312	1-803	1-545
17-5	1-162	1-059	1-433	1-282	1-736	1-541	2-065	1-814
20-0	1-309	1-216	1-618	1-478	1-961	1-775	2-334	2-090
22-5	1-461	1-379	1-808	1-680	2-194	2-017	2-610	2-373
25-0	1-619	1-547	2-007	1-891	2-437	2-269	2-897	2-669
27-5	1-783	1-728	2-213	2-111	2-689	2-531	3-196	2-976
30-0	1-956	1-915	2-431	2-342	2-953	2-806	3-511	3-299
32-5	2-139	2-112	2-659	2-585	3-231	3-095	3-841	3-638
35-0	2-331	2-321	2-901	2-841	3-524	3-400	4-191	3-998
37-5	2-536	2-541	3-158	3-112	3-835	3-723	4-563	4-379
40-0	2-753	2-775	3-431	3-399	4-164	4-064	4-958	4-784

Tafel 5: Beiwerte m, n für den Fall $c'/\gamma H = 0,050$ und $\chi = 1,25$

Böschung: φ'	1:2		1:3		1:4		1:5	
	m	n	m	n	m	n	m	n
10-0	0-919	0-633	1-119	0-766	1-344	0-886	1-594	1-042
12-5	1-065	0-792	1-294	0-941	1-563	1-112	1-850	1-300
15-0	1-211	0-950	1-471	1-119	1-782	1-338	2-109	1-562
17-5	1-359	1-108	1-650	1-303	2-004	1-567	2-373	1-831
20-0	1-509	1-266	1-834	1-493	2-230	1-799	2-643	2-107
22-5	1-663	1-428	2-024	1-690	2-463	2-038	2-921	2-392
25-0	1-822	1-595	2-222	1-897	2-705	2-287	3-211	2-690
27-5	1-988	1-769	2-428	2-113	2-957	2-546	3-513	2-999
30-0	2-161	1-950	2-645	2-342	3-221	2-819	3-829	3-324
32-5	2-343	2-141	2-873	2-583	3-500	3-107	4-161	3-665
35-0	2-535	2-344	3-114	2-839	3-795	3-413	4-511	4-025
37-5	2-738	2-560	3-370	3-111	4-109	3-740	4-881	4-405
40-0	2-953	2-791	3-642	3-400	4-442	4-090	5-273	4-806

Tafel 6: Beiwerte m, n für den Fall $c'/\gamma H = 0,050$ und $\chi = 1,50$

Böschung: φ'	1:2		1:3		1:4		1:5	
	m	n	m	n	m	n	m	n
10-0	1-022	0-751	1-170	0-828	1-343	0-974	1-547	1-108
12-5	1-202	0-936	1-376	1-043	1-589	1-227	1-829	1-399
15-0	1-383	1-122	1-583	1-260	1-835	1-480	2-112	1-690
17-5	1-565	1-309	1-795	1-480	2-084	1-734	2-398	1-983
20-0	1-752	1-501	2-011	1-705	2-337	1-993	2-690	2-280
22-5	1-943	1-698	2-234	1-937	2-597	2-258	2-990	2-585
25-0	2-143	1-903	2-467	2-179	2-867	2-534	3-302	2-902
27-5	2-350	2-117	2-709	2-431	3-148	2-820	3-626	3-231
30-0	2-568	2-342	2-964	2-696	3-443	3-120	3-967	3-577
32-5	2-798	2-580	3-232	2-975	3-753	3-436	4-326	3-940
35-0	3-041	2-832	3-515	3-269	4-082	3-771	4-707	4-325
37-5	3-299	3-102	3-817	3-583	4-431	4-128	5-112	4-735
40-0	3-574	3-389	4-136	3-915	4-803	4-507	5-543	5-171

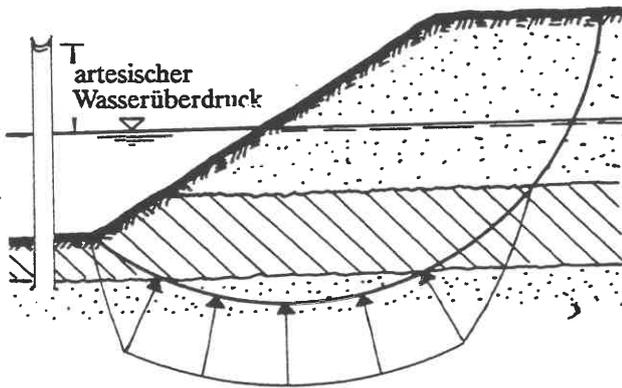


Bild E6.22

eingeführt. Die einfachste Annahme ist $A_i = \text{const} = A$ im ganzen Bereich ("homogene Verteilung"). F bzw. f sind dann von den 3 bodenmechanischen Parametern c' , φ' und γ , den geometrischen 3 Variablen H, χ, B und von A abhängig. Die Anzahl der Variablen kann um 1 reduziert werden, da es nicht auf c' selbst, sondern $c'/\gamma H$ ankommt. Falls die Scherfestigkeit wesentlich von c' abhängt, muß auf den Einfluß möglicher Zugrisse geachtet werden.

Vergleichsrechnungen ergaben, daß f praktisch linear von A abhängt, d.h. man kann ansetzen: $f = m - n \cdot A$, wo m, n Standsicherheitsbeiwerte sind. Dann kann Gl.(E6/12) praktisch unverändert übernommen werden; der einzige Unterschied besteht darin, daß in der Zählersumme im Zähler jetzt $(G_i - b_i \cdot u_i)$ durch $G_i \cdot (1 - A)$ ersetzt wird.

Im Sonderfall $c' = 0$ geht der kritische Kreis in eine böschungsparelle Ebene ($\vartheta = \text{const}$) über, und es ist

$$f = [\tan\varphi'/\tan\vartheta] \cdot [1 - A/\cos^2\vartheta] \quad (\text{E6/14}).$$

Dabei ist stillschweigend angenommen, daß die Böschung unendlich lang ist, d.h. die Einflüsse aus Böschungsfuß und Böschungskopf werden vernachlässigt. Wenn $f=1$ wird, d.h. wenn

$$\tan\vartheta = \tan\varphi' \{ (1 - A) \cdot (1 + \tan^2\vartheta) \}$$

ist, nimmt die Gefahr des Ausfließens der Böschung zu, je geringer die Partialsicherheit von $\tan\varphi'$ ist.

Anmerkung:

Wenn in einem Tonboden die Scherfestigkeit mit der Tiefe linear zunimmt, haben Böschungen in diesem Boden genau wie im nichtbindigen Boden eine kritische Neigung und nicht eine kritische Höhe (BOOKER/DAVIS 1972).

Artesischer Druck

Artesische Wasserdruckkräfte, Bild E6.22, können günstig oder ungünstig wirken, je nachdem wie der Bruchkreis die Sperrschicht schneidet. Die Druckabnahme innerhalb der Sperrschicht nach oben wird gradlinig angenommen - eine ausreichende Näherung.

.06 Kreisförmige Bruchfuge: Berücksichtigung äußerer Kräfte

Äußere Kräfte, die auf eine Böschung bzw. einen Geländesprung einwirken, werden näherungsweise in der Art berücksichtigt wie die Kraft W in Bild E6.18: die daraus resultierenden Momente werden mit $1/r$ als Reaktionsmomente im Zähler, als Aktionsmomente im Nenner von f eingerechnet (vgl. Gl. E6/12a). Dabei ist nach Bild E6.23 zu prüfen, ob es sich um innere Kräfte (E6.23 a-c) oder äußere (d-f) handelt: nur letztere können angesetzt werden.

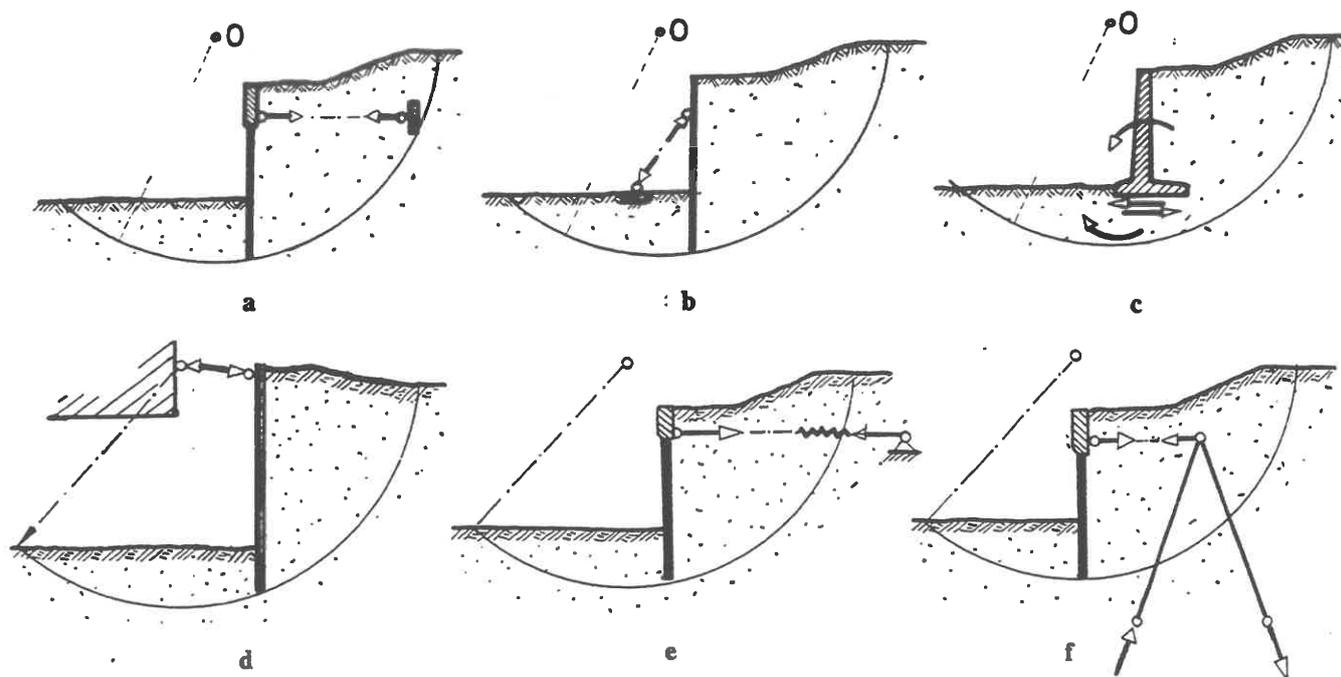


Bild E6.23

.07 Kinematisch und statisch korrekte Verfahren

Neben dem in E6.04 beschriebenen gibt es zahlreiche Berechnungsverfahren, da es unter den dort genannten Voraussetzungen und je nach der Art der Vereinfachung verschiedene statische Lösungen gibt. Insbesondere bleibt bei gekrümmter Bruchlinie die Normalspannungsverteilung unbestimmt und demzufolge - bei Reibungsböden - auch die Schubspannungsverteilung. Wenn dagegen die Bruchfläche eben ist, sind diese Verteilungen zwar auch unbestimmbar, aber die resultierende Krafrichtung ist eindeutig und ebenso die daraus resultierende Lösung. Wenn also das Materialverhalten im Innern des Bruchkörpers unberücksichtigt bleibt, lassen nur die aus Ebenen zusammengesetzten, kinematisch zulässigen Bruchkörper-Mechanismen (E3.07) statisch eindeutige Lösungen erwarten. Dagegen kann es für alle gekrümmten Bruchflächen stets mehrere, statisch korrekte Lösungen geben.

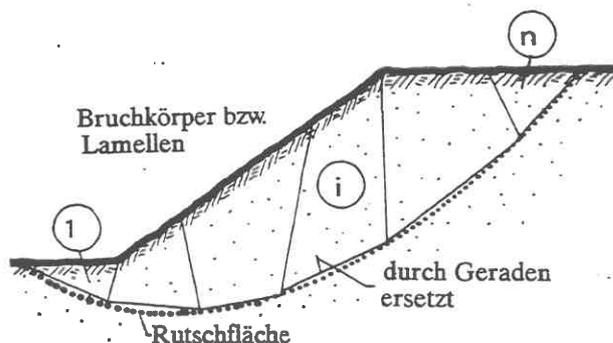


Bild E6.24

In diesem Abschnitt wird eine gemeinsame Betrachtung des erweiterten Lamellenverfahrens und des Verfahrens der zusammengesetzten Bruchmechanismen vorgenommen. Anschließend werden daraus die einfacheren Sonderfälle und auch die Näherungsverfahren abgeleitet.

Bild E6.24 zeigt einen gedachten, kinematisch möglichen Böschungsbruch, bestehend aus n

Elementen. Sie können entweder als Bruchkörper-Elemente oder als Lamellen mit fiktiven Schnittflächen interpretiert werden. Im ersten Fall gilt auch für die Element-Seitenflächen die Bedingung (E6/03), erweitert auf mobilisierte Kräfte gemäß Gl.(E6/05). Wenn man sie als Lamellen ansieht, ist die Bruchbedingung nur eine obere Grenze, da auch kleinere Spannungen bzw. Kräfte zulässig sind.

Formale Gegenüberstellung der Unbekannten und der verfügbaren Gleichungen:

1. Bruchkörper-Betrachtung:

Unbekannte	Gleichungen
3 je Unterkante..... $3n$	2 Gleichgewichtsbedingungen/Lamelle... $2n$
3 je Schnitt..... $3(n-1)$	1 Momentenbedingung je Lamelle n
Ausnutzungsgrad $1/f$ 1	1 Bruchbedingung je Unterkante n
(gilt für alle Seiten)	1 Bruchbedingung je Schnitt..... $(n-1)$
Summe: $6n-2$	Summe: $5n-1$

Anmerkung:

Es wird sich zeigen, daß aber hierbei die Kräftegleichungen von der Momentengleichung entkoppelt und für sich lösbar sind.

Durch die weitere willkürliche Annahme von 1 Angriffspunkt je Schnitt ergeben sich $n-1$ zusätzliche Gleichungen, so daß das Problem mathematisch eindeutig formuliert ist.

Anmerkung:

Diese Annahme wirkt sich nur auf die Angriffspunkte der Normalkräfte der Unterseite, aber nicht auf f aus (Entkopplung!).

2. Lamellen-Betrachtung:

Wenn die Bruchbedingung, mit der Reduktion auf Bemessungswerte und durch f , auch im fiktiven Lamellenschnitt als Gleichung und nicht nur als obere Schranke angesehen wird, gilt für die Lösbarkeit dasselbe wie bei der Bruchkörper-Betrachtung. Bei den Lamellenverfahren werden aber meist senkrechte Schnittflächen und - zur Annäherung an eine gekrümmte Bruchkurve - n groß (Grenzfall: ∞) gewählt. Dann ergibt sich folgende Gegenüberstellung:

Unbekannte	Gleichungen
2 je Unterkante..... $2n$	2 Gleichgewichtsbedingungen/Lamelle .. $2n$
3 je Schnitt..... $3(n-1)$	1 Momentenbedingung/Lamelle..... n
f 1	1 Bruchbedingung je Unterkante..... n
Summe: $5n-2$	Summe: $4n$

d.h. es fehlen noch $(n-2)$ Gleichungen. Das bedeutet, daß es nun nicht mehr möglich ist, für jeden Schnitt 1 Bedingung wie die Neigung der Seitenkraft oder wie bisher die Bruchbedingung anzunehmen, weil das Problem dann 1-mal überbestimmt wäre. Es ist daher notwendig, eine weitere Aussage (Neigung der Seitenkraft oder Bruchbedingung oder Angriffspunkt) mit 1 freien Parameter zu formulieren: die Anzahl der Unbekannten wächst um 1, die der Gln. um $(n-1)$. Damit sind für diese Betrachtungsweise die notwendigen und hinreichenden Bedingungen definiert, um das Problem ohne Aussage zum Materialverhalten lösen zu können.

Allgemeines Verfahren (GUSSMANN 1978)

Zugrundegelegt wird eine allgemeine Geometrie nach Bild E6.25. Gegenüber den bisher eingeführten Größen sind folgende Änderungen zu beachten:

1. Die Grenzflächen der Bruchkörper bzw. Lamellen sind eben, können aber geneigt sein.
2. Die angenommene Bruchlinie wird innerhalb eines betrachteten Bruchelements bzw. einer Lamelle durch eine Gerade ersetzt.
3. Die Eigengewichtskraft kann mit einer Horizontalkraft (Erdbeben, Anker o.ä.) zusammenwirken. Die Resultierende P hat die Neigung ω gegen das Lot. Sie kann mit der Normalkraft N ein Versatzmoment mit dem Hebelarm r_p bilden.
4. Die Geometrie wird mit einem beliebigen Polarkoordinaten-System r, ψ festgelegt. Die Lamellen-Unterkante ist um α gegen die Richtung $\psi = 90^\circ$ (meist waagrecht) geneigt.

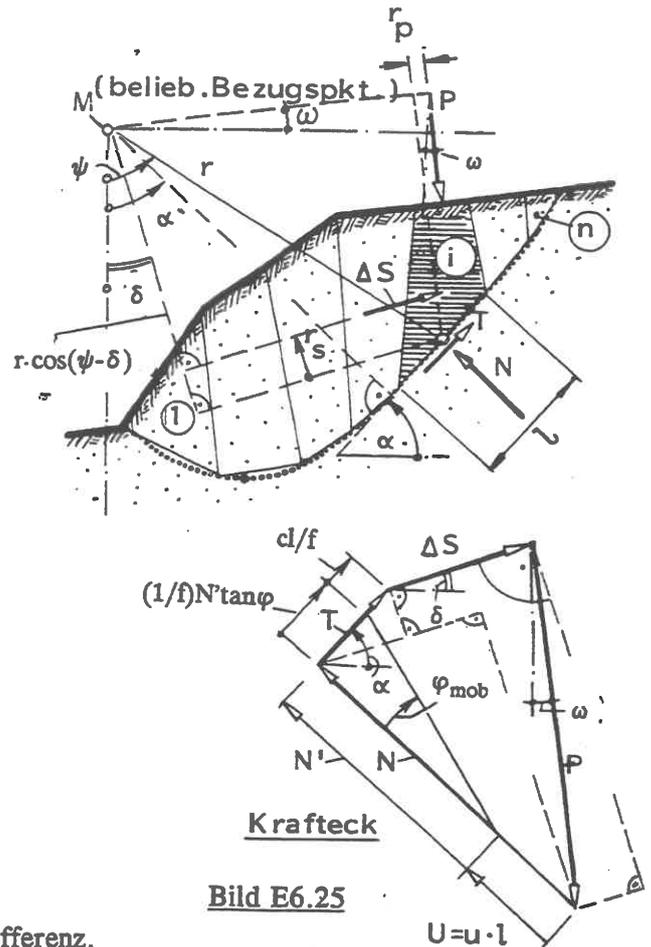


Bild E6.25

Anmerkung:

Beim Kreis mit M als Mittelpunkt wäre $r_i = r$ und $\psi_i = \alpha_i = \delta_i$.

5. S ist die totale Seitendruckkraft, d.h. die vektorielle Summe aus effektiver Erddruckkraft und Wasserdruckkraft W ; ΔS die entsprechende Differenz.

Nur wenn $r_{si} \neq 0$ ist, ergibt ΔS ein Moment mit dem Hebelarm r_{si} .

Im Krafteck werden die Kräfte in Komponenten senkrecht und parallel zur Richtung von ΔS zerlegt. Damit erhält man folgende beiden Gleichungen:

$$u_i l_i \cdot \cos(\alpha_i - \delta_i) + N'_i \cos(\alpha_i - \delta_i) + (N'_i / f) \cdot \tan \varphi_i \sin(\alpha_i - \delta_i) + (c_i l_i / f) \cdot \sin(\alpha_i - \delta_i) - P_i \cos(\delta_i - \omega_i) = 0 \quad (\text{E6/15})$$

$$\Delta S_i - P_i \sin(\delta_i - \omega_i) - u_i l_i \sin(\alpha_i - \delta_i) - N'_i \sin(\alpha_i - \delta_i) + (N'_i / f) \cdot \tan \varphi_i \cos(\alpha_i - \delta_i) - (c_i l_i / f) \cdot \cos(\alpha_i - \delta_i) = 0 \quad (\text{E6/16})$$

N'_i läßt sich in Gl.(E6/16) mittels Gl.(E6/15) eliminieren, und es ergibt sich

$$\Delta S_i = B_i - (1/f) \cdot A_i \quad (\text{E6/17})$$

mit $A_i = \{ [P_i \cdot \cos(\alpha_i - \omega_i) - u_i l_i] \cdot \tan \varphi_i + c_i l_i \} / \{ \cos(\alpha_i - \delta_i) + (1/f) \cdot \tan \varphi_i \cdot \sin(\alpha_i - \delta_i) \}$ (E6/17a)

$$B_i = P_i \cdot \sin(\alpha_i - \omega_i) / \{ \cos(\alpha_i - \delta_i) + (1/f) \cdot \tan \varphi_i \cdot \sin(\alpha_i - \delta_i) \} \quad (\text{E6/17b})$$

Die Momenten-Bedingung liefert

$$r_{si} \cdot \Delta S_i = - r_{pi} \cdot P_i \quad (\text{E6/18})$$

Bei der Summation über alle n Elemente müssen die horizontalen, vertikalen und Momentenwirkungen der inneren Schnittkräfte verschwinden, d.h. es muß sein:

$$\sum^n \Delta S_i \cdot \cos \delta_i = 0 \quad (\text{E6/19a}),$$

$$\sum^n \Delta S_i \cdot \sin \delta_i = 0 \quad (\text{E6/19b}),$$

$$\sum^n \Delta S_i \cdot [r_i \cos(\psi_i - \delta_i) - r_{si}] = 0, \text{ bzw. mit Gl. (E6/18).}$$

$$\sum^n [\Delta S_i \cdot r_i \cdot \cos(\psi_i - \delta_i) + P_i \cdot r_{pi}] = 0 \quad (\text{E6/19c}).$$

Die Gln.(E6/19) können nach f aufgelöst werden und ergeben dann:

$$f = \sum^n A_i \cdot \cos \delta_i / \sum^n B_i \cdot \cos \delta_i \quad (\text{E6/20a}),$$

$$f = \sum^n A_i \cdot \sin \delta_i / \sum^n B_i \cdot \sin \delta_i \quad (\text{E6/20b}),$$

$$f = \sum^n A_i \cdot r_i \cdot \cos(\psi_i - \delta_i) / \sum^n [B_i \cdot r_i \cdot \cos(\psi_i - \delta_i) + P_i \cdot r_{pi}] \quad (\text{E6/20c}).$$

Dabei bleibt allerdings f noch implizit in A_i und B_i enthalten; außerdem sind die Neigungswinkel δ_i und die Hebelarme r_{pi} unbekannt.

Da die Betrachtung senkrechter Lamellen- bzw. Bruchkörpergrenzen einfacher ist als die allgemeine Bruchkörperform, wird sie im folgenden vorangestellt. Voraussetzung soll zunächst sein, daß die Länge der Unterkante nicht extrem klein wird gegenüber der Seitenlänge. Mit der einfachen Annahme, daß die Kräfte S eine beliebige, aber konstante Neigung haben, folgt auch für die ΔS ein konstanter Winkel $\delta_i = \text{const} = \delta$. Damit lassen sich die Gln.(E6/20a) und (E6/20b) auf die gemeinsame Gleichung

$$f = \Sigma A_i / \Sigma B_i \quad (\text{E6/21})$$

zurückführen.

Anmerkung:

Diese Formel ist - in modifizierter Form und mit $\omega_i = 0$ - identisch mit der von NEUBER (1968) angegebenen Gleichung.

Die Momenten-Bedingung Gl.(E6/18) bzw.(E6/20c) kann für jede Lamelle und auch global durch geeignete Wahl der Hebelarme r_{pi} eingehalten werden: die Momentenbedingung liefert bei dieser Betrachtungsweise keine neue Information. Bei Wahl senkrechter Lamellengrenzen ist (GUSSMANN 1978) die Annahme

$$\delta = \varphi_m \text{ und } \tan \varphi_m = (1/f) \cdot \tan \varphi_d \quad (\text{E6/22})$$

zweckmäßig und physikalisch plausibel. Der Querstrich über φ weist darauf hin, daß bei geschichtetem Baugrund der über die Höhe gemittelte Wert $\bar{\varphi} \neq \varphi$ ist. Die Annahme liegt auf der sicheren Seite, da oft noch die Kohäsion als Reserve zur Verfügung steht. Die Gl.(E6/21) ist statisch korrekt und für beliebige Bruchlinien anwendbar.

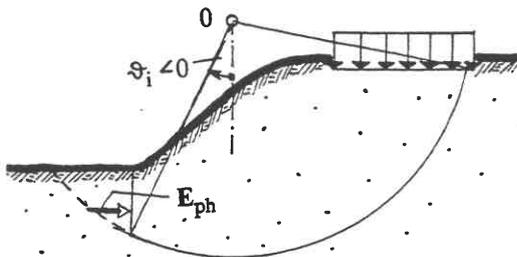


Bild E6.26

Anmerkung:

*Wenn der Anstieg der Bruchlinie nahe am Böschungsfuß zu steil wird ($\alpha_i < 0!$), durchläuft A_i eine Polstelle, und es ergeben sich negative Reaktionskräfte, was physikalisch unmöglich ist. Daher wird für diesen Fall der Ansatz des Erdwiderstands im Fußbereich empfohlen, **Bild E6.26**. Alternativ kann auch die angenommene Bruchfuge abgeändert werden. Die*

Lage der Polstelle ergibt sich mit der Umformung $\cos(\alpha_i - \bar{\varphi}_m) + \sin(\alpha_i - \bar{\varphi}_m) \tan \varphi_m = \cos(\alpha_i - \bar{\varphi}_m - \varphi_m) / \cos \varphi_m$ aus $\cos(\alpha_{pol} - \bar{\varphi}_m - \varphi_m) = 0$ zu

$$\alpha_{pol} = \bar{\varphi}_m + \varphi_m - \frac{1}{2}\pi \quad (\text{E6/23}).$$

Die von einigen Autoren vorgenommene Vereinfachung $\delta=0$ (s.a. E6.04, 5.Schritt) liegt noch weiter auf der sicheren Seite. Sie führt auf die von JANBU 1955 abgeleitete Formel. Wenn in Gl.(E6/21) $\omega_i = 0$ und $G_i = P_i$ gesetzt werden, folgt mit $\delta=0$ und $l_i = b_i / \cos \alpha_i$ sowie nach Erweiterung mit $\cos \alpha_i$ und Umformung

$$f \cdot \{\Sigma^n G_i \cdot \tan \alpha_i\} = \Sigma^n [(G_i - u_i b_i) \cdot \tan \varphi_i + c_i b_i] / [\cos \alpha_i \cdot (\cos \alpha_i + (1/f) \cdot \tan \varphi_i \cdot \sin \alpha_i)] \quad (\text{E6/24}).$$

Die Gleichung (E6/24) ist statisch korrekt. Die Polstelle liegt hier bei $\alpha_{pol} = \varphi - \pi/2$.

Die andere Gruppe der Lamellenverfahren geht von der Annahme $r_{pi} = 0$ bzw. beliebig kleiner Lamellenunterseite aus, und damit gewinnt die Momenten-Bedingung an Bedeutung. Wenn Gl.(E6/20c) auf kreisförmige Bruchflächen angewendet wird, ergibt sich mit $\delta = 0$, $\omega_i = 0$, $G_i = P_i$, $r_i = r$, $\psi_i = \alpha_i = \delta_i$ nach Umformungen die Gl.(E6/13) von KREY und BISHOP.

Anmerkung:

Man beachte, daß das Kräfte-Gleichgewicht - hier speziell das Gleichgewicht der horizontalen Kräfte - nicht erfüllt ist. Dies wird dadurch bestätigt, daß die Gl.(E6/24) bei der Anwendung auf Kreise ein anderes Ergebnis liefert.

Eine weitere Variante ergibt sich durch die ebenfalls denkbare Annahme $\delta_i = \alpha_i$. Dann folgt aus Gl.(E6/20c) bei Anwendung auf Kreise und bei den damit verbundenen Ansätzen

$\omega_i = 0$, $G_i = P_i$, $r_i = r$, $\psi_i = \alpha_i = \vartheta_i$:

$$\Sigma G_i \cdot \sin \Delta_i = f \cdot \{ \Sigma [(G_i \cdot \cos \vartheta_i - u_i b_i / \cos \vartheta_i) \cdot \tan \varphi_i + c_i b_i / \cos \vartheta_i] \} \quad (\text{E6/25}).$$

Das Kräftegleichgewicht ist so nicht erfüllbar. Die Gleichung (E6/25) stimmt mit der von FELLENIUS (1927) bzw. TERZAGHI (1950) überein, wurde allerdings dort anders abgeleitet.

Obwohl also die Annahme $\delta_i = \alpha_i$ physikalisch nicht haltbar ist, ist Gl.(E6/25) in der Praxis sehr verbreitet, weil sie den Vorteil hat, daß f explizit formuliert ist und keine Polstelle auftreten kann. Der damit berechnete Sicherheitswert ist meist kleiner als bei den anderen Verfahren (Ausnahme: große Kohäsion bei großem Reibungswinkel).

Auch die Annahme $r_{pi} = 0$ und $\delta \neq 0$ ist physikalisch vernünftig, steigert aber den Lösungsaufwand: wenn gleichzeitig die Gln.(E6/20c) mit $r_{pi} = 0$ und (E6/21) erfüllt werden sollen, ist $\delta = \text{const}$ nicht mehr frei wählbar. Man erhält aber eine Lösung, da für die Unbekannten f und δ auch 2 Gleichungen zur Verfügung stehen. Dies führt auf den wichtigsten Sonderfall der Verfahren nach MORGENSTERN/PRICE (1965) bzw. SPENCER (1973), siehe auch WOLDT (1977) und GUSSMANN (1978).

Das Verfahren hat den Vorteil, den Grenzübergang $n \rightarrow \infty$ mit stetiger Normalspannungsverteilung zu ermöglichen. Die Lösung ist statisch korrekt. Zur Vermeidung dieses Aufwands dient die Näherung $\delta = \varphi_m$, angewendet auf Gl.(E6/20c) mit $r_{pi} = 0$. Es wird für die Praxis empfohlen, f sowohl nach Gl.(E6/21) als auch nach Gl.(E6/20c) mit $r_{pi} = 0$ und $\delta = \varphi_m$ zu berechnen und den kleineren beider Werte als maßgebend anzusehen. Nur wenn sich dabei ein größerer Unterschied ergeben sollte, ist der höhere Rechenaufwand gerechtfertigt.

Reibungsloser Boden ($\varphi = 0$)

Die Bruchlinie sei ein Kreis mit dem Öffnungswinkel β . Dann ergibt Gl.(E6/20c) mit $\omega_i = 0$, $G_i = P_i$, $r_{pi} = 0$, $\alpha_i = \psi_i = \vartheta_i$, $r_i = r$, $c_i = c_u$ (s.D6):

$$f = \{ r \cdot \Sigma^\infty c_u \cdot l_i \} / \{ r \cdot \Sigma^\infty G_i \cdot \sin \vartheta_i \} = c_u \cdot \{ r^2 \beta / G \cdot x_s \} \quad (\text{E6/26})$$

(G - Gewicht des Bruchkörpers, x_s - Schwerpunktabstand vom Kreismittelpunkt), d.h. für einen monolithischen Bruchkörper ist die Sicherheit hier unabhängig vom beliebig anzunehmenden Winkel δ .

Vergleichsweise erhält man für $\delta = \text{const}$ aus Gl.(E6/21) nach Erweiterung mit r :

$$r \cdot \Sigma G_i \cdot \sin \Delta_i / \cos(\Delta_i - \delta) = f \cdot \{ r \cdot \Sigma c_u \cdot l_i / \cos(\vartheta_i - \delta) \} \quad (\text{E6/27}),$$

d.h. $f(\delta)$, so daß der Grenzübergang $n \rightarrow \infty$ hier unzulässig ist, weil die Näherung von der statisch richtigen Lösung abweicht.

Lösungsweg bei beliebigem kinematischem Bruchmechanismus

Der Lösungsweg bei einem allgemeinen Bruchkörper-Mechanismus mit inneren Gleitflächen wird am Beispiel eines mittleren Bruchelements gezeigt, Bild E6 27. Die Berechnung geht hier von "l"(links) nach "r"(rechts). Mit einem zunächst geschätzten Wert von f sind die Parameter der mobilisierten Scherfestigkeit φ_{mi}, c_{mi} für die Unterseite und $\bar{\varphi}_{mr}, c_{mr}$ für die rechte Flanke bekannt. Ebenso kennt man aus der vorausgegangenen Berechnung am Element $i-1$ die Seitenkraft S_1 und deren Richtung δ_1 (bei der 1.Lamelle ist $S_1=0$).

Physikalisches Element

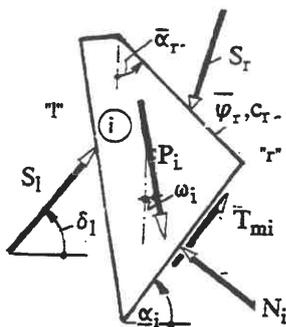
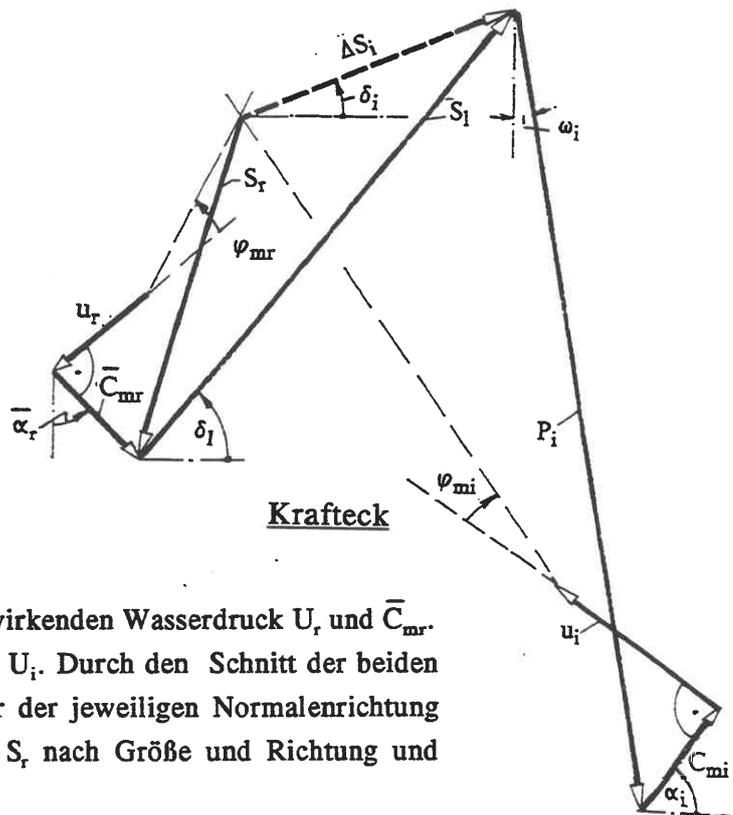


Bild E6.27



Krafteck

Man beginnt das Krafteck mit dem rechts wirkenden Wasserdruck U_r und \bar{C}_{mr} . Daran schließen die Kräfte S_1, P_i, C_{mi} und U_i . Durch den Schnitt der beiden Geraden, die unter $\bar{\varphi}_{mr}$ und φ_{mi} gegenüber der jeweiligen Normalenrichtung wirken, ergibt sich die totale Seitenkraft S_r nach Größe und Richtung und damit auch ΔS_1 mit dem Winkel δ_1 .

Wenn sich bei der letzten Lamelle n das Krafteck so schließt, daß $S_{nr} = 0$ ist, war die Schätzung von f richtig; andernfalls muß f solange korrigiert werden, bis S_{nr} ausreichend klein geworden ist.

Diese iterative Art des Vorgehens ist für eine numerische Programmrechnung sehr geeignet, sonst aber wenig effizient.

Die analytische Lösung geht zunächst von einer zweiten Gleichung für ΔS aus: wenn δ_i angenommen wird, ergibt sich die Größe von ΔS_i aus dem Krafteck (U_r, C_{mr}, S_1 , Richtungen $\delta_i, \bar{\varphi}_{mr}$):

$$\Delta S_i / Z_i = \cos \bar{\varphi}_{mr} / [\sin(\bar{\alpha}_r + \bar{\varphi}_{mr} - \delta_i)] \tag{E6/28}$$

mit $Z_i = C_{mr} - S_1 \sin(\delta_i - \bar{\alpha}_r) + [S_1 \cdot \cos(\delta_i - \bar{\alpha}_r) - \bar{U}_r] \cdot \tan \bar{\varphi}_{mr}$. Durch Gleichsetzen mit der umgeformten Gl.(E6/17):

$$\Delta S_i = Z_i \cdot \cos \varphi_{mi} / \cos(\alpha_i - \varphi_{mi} - \delta_i) \tag{E6/29}$$

mit $Z_i = P_i \cdot \sin(\alpha_i - \omega_i) - C_{mi} - [P_i \cdot \cos(\alpha_i - \omega_i) - U_i] \cdot \tan \varphi_{mi}$ kann aufgelöst werden nach

$$\tan \delta_i = \frac{[\sin(\bar{\alpha}_r + \bar{\varphi}_{mr}) / \cos \bar{\varphi}_{mr}] \cdot Z_i - [\cos(\alpha_i - \varphi_{mi}) / \cos \varphi_{mi}] \cdot Z_r}{[\cos(\bar{\alpha}_r + \bar{\varphi}_{mr}) / \cos \bar{\varphi}_{mr}] \cdot Z_i + [\sin(\alpha_i - \varphi_{mi}) / \cos \varphi_{mi}] \cdot Z_r} \quad (\text{E6/30}).$$

Für die letzte Lamelle gilt $\delta_n = \delta_{n-1,r}$.

Wenn sich bei Annahme eines Wertes f_0 nach Gl.(E6/20a) ein anderer Wert als nach Gl.(E6/20b) ergibt, ist das Kräftegleichgewicht noch nicht erreicht: man wiederholt dann die Rechnung mit dem Mittelwert der beiden Ergebnisse; das Verfahren konvergiert sehr schnell. Die Hauptschwierigkeit dieses Verfahrens liegt aber nicht in der Statik, sondern in der aufwendigen Variation der Kinematik, um das Minimum von f zu finden (E3.07).

.08 Blockgleiten

Bei der Standsicherheitsuntersuchung natürlicher Hänge kann man geologisch bestimmte und geologisch unbestimmte Bruchmechanismen unterscheiden. Während im letzteren Fall der maßgebende Mechanismus durch eine vollständige Variation der Geometrie des Bruchkörpers gesucht werden muß, kann man in gebirgigen Regionen oft aufgrund der geologischen Befunde entscheiden, wo kritische Bruchflächen - etwa an Schichtgrenzen - zu erwarten sind. Diese Fälle werden hier als "geologisch bestimmt" bezeichnet. Ein typischer Fall ist das in DIN 4084.100 behandelte Beispiel des Blockgleitens. Die Zielfunktion ist hierbei nicht ein Ausnutzungsgrad f der Scherfestigkeit in der Gleitfuge, sondern die notwendige Ankerkraft F_{A1} , um die Grenzzustandsgleichung mit $f=1$ zu erfüllen. Das Problem ist also "geologisch einfach unbestimmt". Der Gang der Rechnung ist dann folgender (Bild E6.28):

- a. Wahl eines kinematisch möglichen Bruchmechanismus (hier: 3 Körper);
- b. Ermittlung der Widerstandskräfte nach Größe und Richtung bzw. nur nach Richtung;
- c. Erfüllung des Grenzgleichgewichts am Körper 1;

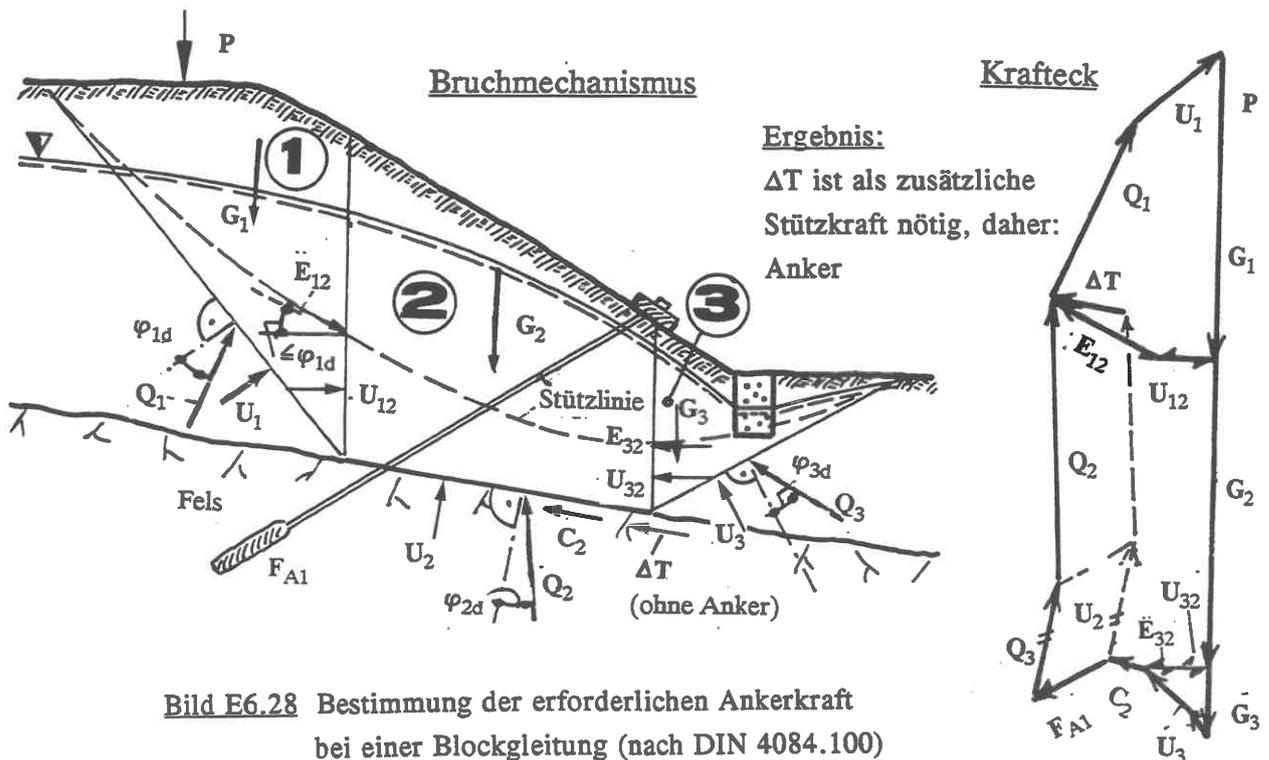


Bild E6.28 Bestimmung der erforderlichen Ankerkraft bei einer Blockgleitung (nach DIN 4084.100)

- d. Ergänzung des Kraftecks um die Einwirkungen G_2 und G_3 ;
- e. Erfüllung des Grenzgleichgewichts am Körper 3;
- f. Ergänzung des Kraftecks um die nach Größe und Richtung bekannten Kräfte C_2 (Kohäsionswiderstand in der Grundfläche) und U_2 (Sohlwasserdruck);
- g. Eintragung der Krafrichtung Q_2 und Feststellung des Gleichgewichtsfehlers ΔT :
ist ΔT als zusätzliche Stützkraft nötig, dann wird ein Anker erforderlich, dessen Kraft sich nach Wahl seiner Richtung betragmäßig aus dem Krafteck ergibt.

Wenn sich ΔT im antreibenden Richtungssinn ergibt, ist auch ohne Anker eine ausreichende Sicherheit gegen Versagen gewährleistet. Man könnte dann auch noch den Ausnutzungsgrad ermitteln, was aber für den Nachweis im Grunde genommen nicht nötig ist. Es könnte höchstens von Interesse sein, wenn man sich einen Eindruck von der Wahrscheinlichkeit des Auftretens kriechender Hangverformungen machen will (Grenzzustand 2 der Gebrauchstauglichkeit).

Schrifttum zu E6

- BISHOP, A.W. (1954): The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. Proc. Europ.C. Stability Earth Slopes Stockholm, 1, S.1-13.
- BISHOP, A.W./MORGENSTERN, N. (1960): Stability coefficients for earth slopes. Géotechnique 10, S.129-150.
- BOOKER, J.R./DAVIS, E.H. (1972): A note on a plasticity solution to the stability of slopes in inhomogenous clays. Géotechnique 22, S.509-513.
- BOROWICKA, H. (1970): Ein statisch einwandfreies Verfahren zur Ermittlung der Standsicherheit einer Böschung. Der Bauingenieur 45, S.307-313.
- DU THINH, K. (1976): Standsicherheit von Böschungen: Programm-Dokumentation. Mitt.Baugrundinstitut Stuttgart Nr.4.
- FELLENIUS, W. (1927): Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion (Adhäsion) und unter Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen. Verlag von W.Ernst und Sohn Berlin.
- FRANKE, E. (1974): Anmerkungen zur Anwendung von DIN 4017 und DIN 4084. Bautechnik 51, S. 225 - 227.
- GUSSMANN, P. (1978): Das allgemeine Lamellenverfahren unter besonderer Berücksichtigung von äußeren Kräften. GEOTECHNIK 1, S.68-74.
- JANBU, N. (1954): Application of Composite Slip Surfaces for Stability Analysis. Proc.Europ.C. Stability Earth Slopes Stockholm, 3, S.43.
- KREY, H.D. (1926): Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes. Verlag von W.Ernst und Sohn Berlin.
- MORGENSTERN, N./PRICE, V.E. (1965): The analysis of the stability of general slip surfaces. Géotechnique 15, S.79-93.
- NEUBER, H. (1968): Untersuchung der Standsicherheit hoher Böschungen nach der sogenannten Streifenmethode. Fortschritte Geologie Rheinl.-Westf.15, S.245- 262.
- SEVALDSON, R.A. (1956): The slide at Lodalen. Géotechnique 6, S.167-182.
- SKEMPTON, A.W. (1964): Long-term stability of clay slopes. Géotechnique 14, S.77-101.
- SKEMPTON, A.W./HUTCHINSON, J. (1969): Stability of natural slopes and embankment foundations. Proc.7th ICSMFE Mexico, State-of-the-Art Volume S.291-340.
- SPENCER, E. (1973): Thrust line criterion in embankment stability analysis. Géotechnique 23, S.85-100.
- TAYLOR, D.W. (1948): Fundamentals of Soil Mechanics. J.Wiley & Sons Inc. New York London Sidney.
- TERZAGHI, K.v. (1950): Mechanism of landslides, Application of Geology to Engineering Practice. Geol.Soc.Am., Berkeley Volume, Harvard Soil Mechanics Series, S.83-123.
- TORSTENSSON, B.A. (1982): The landslide at Tuve, Sweden. Ground Engineering 15, S.15-24.
- WICHTER, L. (1980): Festigkeitsuntersuchungen an Großbohrkernen von Keupermergel und Anwendung auf eine Böschungsruftung. Veröff.Inst.Bodermech, Felsmech. Universität Karlsruhe Heft 84.
- WOLDT, J. (1977): Beitrag zur Standsicherheitsberechnung von Erddämmen. Diss.Universität Stuttgart.

E7 Hydraulische Probleme

(Verfasser: P. Gußmann)

.01 Allgemeine Hinweise

Die für geotechnische Untersuchungen relevanten hydraulischen Probleme ergeben sich aus dem strömenden oder versickernden Grundwasser. In diesem Abschnitt werden einige Wirkungen des strömenden Grundwassers angesprochen; die in den übrigen - insbesondere E6 und K1 - nicht behandelt sind.

Das Wasser sickert auf Grund eines hydrostatischen Höhenunterschieds vom Oberwasser durch die Poren des Bodens zum Unterwasser. Diese Strömung wird Sickerströmung genannt. Neben der Wassermengen-Bestimmung ergeben sich folgende Probleme für den Grundbau:

1. Das Wasser, als "zähe Flüssigkeit", überträgt Reibungskräfte auf das Korngerüst, die Strömungskräfte genannt werden. Dabei besteht die Gefahr der (Bild E7.01)

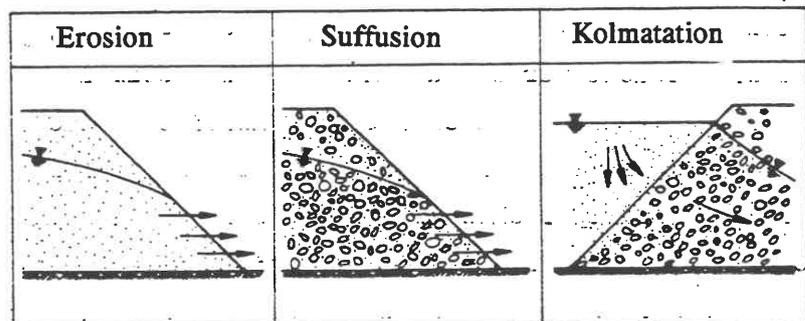


Bild E7.01 (WITTMANN)

- Erosion = Abtransport von Bodenmasse;
- Suffusion = Auswaschung der Feinanteile;

- Kolmatation = Anreicherung mit Feinanteilen (Filterwirkung).

2. Die Strömungskräfte setzen sich in Strömungsdrücke auf im Boden eingebundene Bauwerke um.

3. Die Strömungskräfte beeinträchtigen die Scherfestigkeit durch Verminderung der effektiven Spannungen (hierzu siehe E6).

.02 Lösungswege

Die Strömungskraft ist eine eingepägte, d.h. volumenbezogene Kraft j (kN/m^3), die in Abhängigkeit von den jeweiligen Randbedingungen auf experimentellem oder analytischem oder numerischem Wege bestimmt werden muß.

Anmerkung:

In Frage kommen hier

1. Versuche an kleinmaßstäblichen Modellen oder in der Natur;
2. Analog-Untersuchungen (elektrisches Analogiemodell);
3. Lösung der Differentialgleichung;
4. Lösung von Integralgleichungen;
5. Vergleich der Randbedingungen des untersuchten Falles mit Abbildungen von Lösungen der Potentialgleichung;
6. Lösung über Integraltransformationen;
7. Konforme Abbildung.

Hinsichtlich dieser Lösungswege wird auf das Fachschrifttum verwiesen. Im folgenden werden insbesondere behandelt:

8. Numerische Verfahren;
9. Zeichnerische Verfahren (Netzkonstruktion).

Nicht alle Verfahren sind auf alle Aufgabenstellungen anwendbar. Für sehr schwierige Randbedingungen, bei Böden mit unterschiedlichen Durchlässigkeiten, bei instationären Vorgängen und bei allgemeinen räumlichen Sickerströmungen sind fast ausschließlich die experimentellen Untersuchungen geeignet, eine zuverlässige Lösung zu finden.

Anmerkung:

Der Genauigkeitsanspruch braucht nicht übertrieben hoch angesetzt zu werden; die Erfahrung zeigt, daß man in vielen Fällen auch mit relativ ungenauen Aussagen in der Praxis auskommt. Daher wird die Methode der finiten Elemente (E13) eher in schwierigen Sonderfällen oder für Parameterstudien in Verbindung mit einem Kontrollversuch angewendet.

.03 Ebene, stationäre Sickerströmung: Theorie

Annahmen und Voraussetzungen

1. Wasser und Boden sind inkompressibel.
2. Durchlässigkeit, Zähigkeit, Dichte, Temperatur und Geometrie sind konstant.
3. Kapillar- und Oberflächenkräfte treten nicht auf.
4. Der Boden ist homogen und isotrop.
5. Das Kontinuum ist quellen- und wirbelfrei.
6. Der Strömungsvorgang ist eben und stationär.
7. Die Strömung kann im Großen als zähe, laminare Strömung angesehen werden, d.h. das Durchlässigkeitsgesetz von DARCY (siehe D4) ist streng gültig.
8. Die Geschwindigkeit v ist so klein, daß quadratische Glieder ($v^2/2g$) vernachlässigt werden können.

Bezeichnungen	Andere Symbole
$p = p(x, y)$ [kN/m ²] Wasserdruck-Funktion (Druck positiv)	p_w, u_w, u
γ [kN/m ³] Wichte des Wassers	γ_w
p/γ [m] Druckhöhe	
v_{res} [m/s] Resultierende Filtergeschwindigkeit	$ \vec{v} , v$
$v_{x,y}$ [m/s] Komponenten von v in x- bzw. y-Richtung	
\vec{v} [m/s] Geschwindigkeitsvektor	
$H_0, H_u, f, \Delta h, \Delta s, x, z$ [m] Längen	
$\bar{u} = \bar{u}(x, y)$ [m] Potential(funktion), physikalisch	$\Phi, \bar{\Phi}$

Nach Bild E7.02 wird ein Stromfaden einer Sickerströmung im Boden vom Punkt 1 ($x; y$) zum Punkt 2 ($x + \Delta x; z + \Delta z$) betrachtet, Zunächst ist $\bar{u}_1 = (p_1/\gamma) - z_1$ und $\bar{u}_2 = (p_2/\gamma) - z_2$, also allgemein

$$\bar{u}(x, z) = [p(x, z)/\gamma] - z \quad (E7/01).$$

Hierbei bedeutet \bar{u} die jeweilige Piezometerhöhe, bezogen auf das gewählte Koordinatensystem, $\bar{u}(x,z)$ stellt dann eine Potentialfunktion dar.

Anmerkung:

Wird die z-Achse z.B. nach oben positiv definiert, ändert sich in \bar{u} das Vorzeichen von z!

Falls der Durchlässigkeitsbeiwert (s. D4) $k_x = k_z = k$ [m/s] ist, gilt nach DARCY

$$v_{res} = k \cdot i = k \cdot \lim_{\Delta s \rightarrow 0} (\Delta h / \Delta s) \quad (E7/02),$$

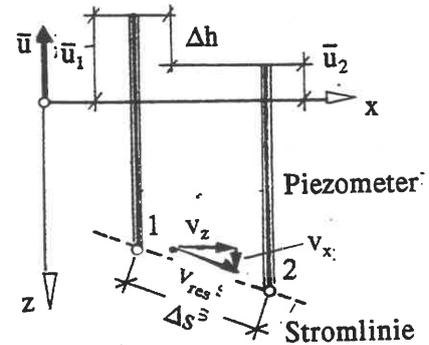


Bild E7.02

Anmerkung:

v_{res} ist kleiner als die tatsächliche Geschwindigkeit des Wassers in den Poren, und zwar im Mittel um den Faktor $1/n$ (n -Porenanteil).

$$\text{Dann folgt} \quad v_{res} = k \cdot \lim_{\Delta s \rightarrow 0} (\Delta \bar{u} / \Delta s) \quad (E7/03)$$

$$\text{und} \quad v = -k \cdot \text{grad } \bar{u} \quad \text{oder} \quad v_x = -k \cdot (\partial \bar{u} / \partial x) \quad (E7/04),$$

$$v_z = -k \cdot (\partial \bar{u} / \partial z)$$

Anmerkung:

Das negative Vorzeichen ist hier deswegen einzusetzen, weil das Wasser in Richtung des Potentialgefälles strömt, das - nach mathematischer Definition - einen negativen Gradienten hat.

Aus der Kontinuitätsgleichung $Q = v \cdot A \cdot dt = \text{const}$ (A -Querschnittsfläche) folgt bei Quellen- und Senkenfreiheit und konstanter Dichte

$$\text{div } \vec{v} = (\partial v_x / \partial x) + (\partial v_z / \partial z) = 0 \quad (E7/05).$$

Damit ergibt sich ($k \neq 0$) die Potentialgleichung in Form einer Laplaceschen Differentialgleichung

$$\text{div}(\text{grad } \bar{u}) = (\partial^2 \bar{u} / \partial x^2) + (\partial^2 \bar{u} / \partial z^2) = 0 \quad (E7/05).$$

Aus der Bedingung der Wirbelfreiheit folgt

$$\text{rot } \vec{v} = \partial v_x / \partial z - \partial v_z / \partial x = 0 \quad (E7/06),$$

$$\text{d.h.} \quad \text{rot}(\text{grad } \bar{u}) = 0 \quad (E7/07).$$

Strömungen, die mit Hilfe der Gl.(E7/05) beschrieben werden können, heißen Potentialströmungen.

Auf einige spezielle Randbedingungen wird hingewiesen (Bild E7.03):

1. Die seitlichen Begrenzungen von Grundwasserströmungen sind (meist) Stromlinien (Bauwerks-Umriss, wasserundurchlässige Schichten = "a").
2. Die unter Wasser liegenden Ein- und Austrittsflächen sind Potentiallinien (= "b").
- 3a. Die freie Spiegellinie (fälschlicherweise auch Sickerlinie genannt) ist eine Stromlinie (= "c"), d.h. dort ist $p = 0$. Sie kann nur näherungsweise bestimmt werden. Ihre Form ist von der Geometrie und von k abhängig.

Anmerkung:

Es gibt auch Spiegellinien, die keine Stromlinien sind.

- 3b. Wenn die Spiegellinie mit einer freien Oberfläche zusammenfällt, ist sie weder Strom- noch Potentiallinie (= "d").

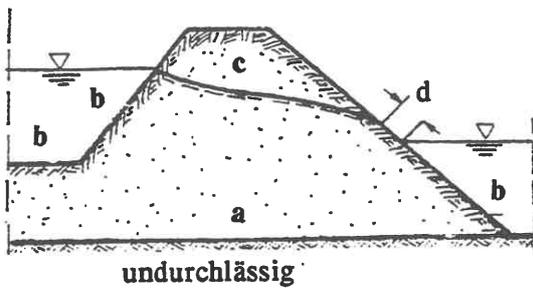
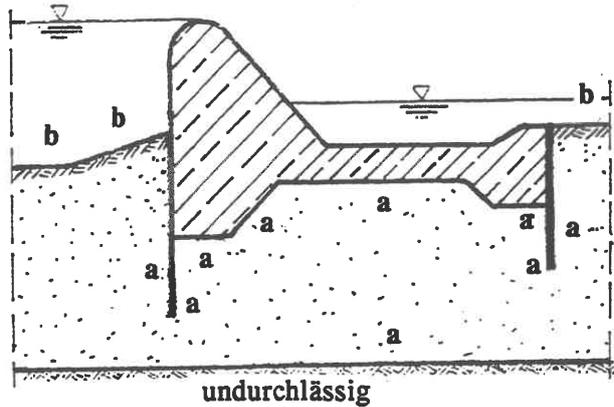


Bild E7.03



.04 Zeichnerisches Lösungsverfahren

Die Lösung der Potentialgleichung (E7/05) für bestimmte Randbedingungen kann zeichnerisch in folgenden Schritten erarbeitet werden:

1. Einzeichnen der Randbedingungen und von einigen weiteren, in ihrem Verlauf geschätzten Stromlinien.
2. Einzeichnen der Potentiallinien "b" orthogonal zu den Stromlinien, so daß sich angenähert Rechtecke ergeben (Bild E7.04). Der Sonderfall des Quadrats hat einige Vorteile.

Anmerkung:

In der Umgebung von Singularitäten oder spitzwinkligen Begrenzungen, scharfen Ecken lassen sich zeichnerisch keine Quadrate mehr konstruieren: die Krümmung der Stromlinien ist so stark, daß sich nur bei unendlich kleinen Differenzschritten so etwas erreichen ließe.

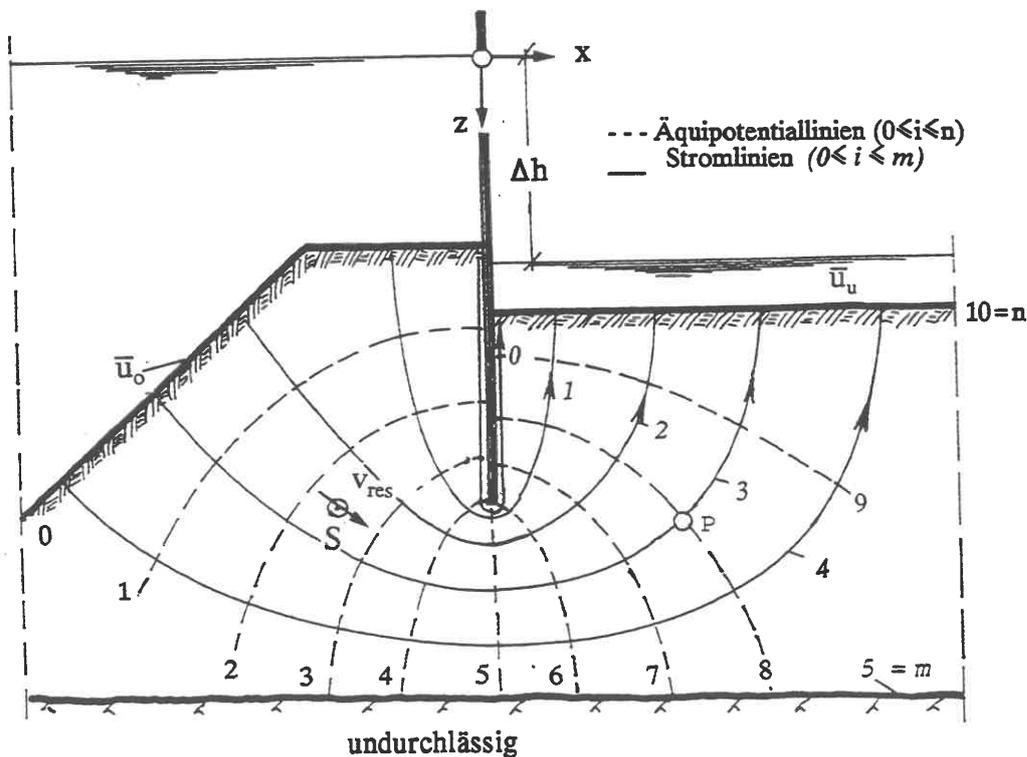


Bild E7.04

3. Überprüfung: es muß möglich sein, in die Netzmaschen eingeschriebene Kreise einzuzichnen, bzw. müssen sich beim Einzeichnen der Diagonalen senkrecht aufeinander stehende Linien ergeben, falls die Maschen Quadrate sind.
4. Verbesserung des Netzes, bis eine hinreichende Genauigkeit vorhanden ist.

Anmerkung:

Die Endreihe der Netzmaschen braucht keine Quadratform mehr zu haben, weil der Potentialunterschied gegen 0 geht.

Auswertung des Netzes:

Gezählt werden n Potentialdifferenzen $\Delta\bar{u} = (\bar{u}_o - \bar{u}_u)/n$ und m Stromröhren.

1. Gesucht: Druck in einem Punkt P. Der Einfachheit halber soll P ein Schnittpunkt einer Strom- und einer Potentiallinie sein.

Potential in P: $\bar{u}_p = \bar{u}_o - n' \cdot \Delta u = \bar{u}_o - (n'/n) \cdot (\bar{u}_o - \bar{u}_u)$.

Daraus folgt der Druck $p_p = \gamma \cdot (\bar{u}_p + z_p)$ (E7/08).

Anmerkung: Man beachte, daß dieses Ergebnis unabhängig von k ist!

2. Gesucht: Geschwindigkeit in einem Punkt S.

Es sei Δs die mittlere Stromfadenlänge der zu S gehörigen Netzmasche, Δl die Stromfadenbreite. Es ist $v_{res} = k \cdot |\Delta\bar{u}|/\Delta s$, wo $\Delta\bar{u} = (\bar{u}_o - \bar{u}_u)/n = \Delta h/n$ ist. Daraus folgt weiter

$v_{res} \sim 1/\Delta s$ oder $v_{1,res} : v_{2,res} = \Delta s_2 : \Delta s_1$ (E7/09),

3. Gesucht: Wassermenge je Stromröhre

$$\Delta Q = v \cdot \Delta A = v \cdot \Delta l \cdot 1 \text{ [m}^3/\text{s und m Breite]}$$

Speziell ist bei quadratischen Maschen $\Delta l \approx \Delta s$, d.h.

$$\Delta Q = v \cdot \Delta s = k \cdot |\Delta\bar{u}| = (k/n) \cdot |\bar{u}_o - \bar{u}_u| \quad (\text{E7/10}).$$

Wenn die Gesamtströmung begrenzt ist und aus m Stromröhren besteht, dann ist die Gesamt-Wassermenge je m Breite $Q = m \Delta Q$.

Anmerkung:

Man beachte, daß Q durch eine Verlängerung des Stromweges kleiner wird (mit zunehmendem Wert n).

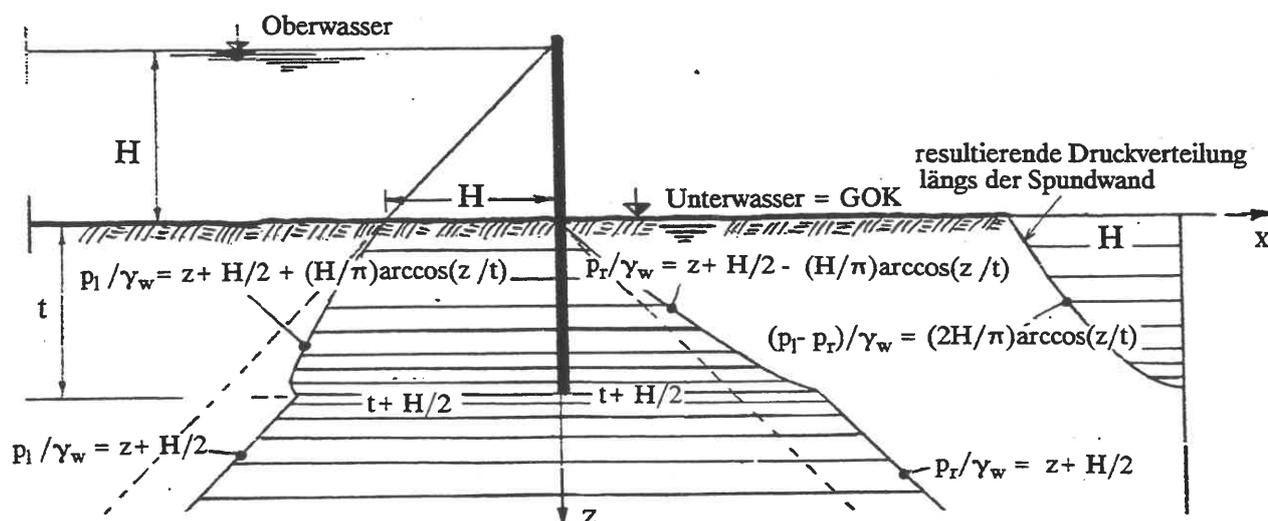


Bild E7.05 Druckverteilung

Bei einer in ebenem Gelände stehenden, mit einer Druckhöhe H belasteten Spundwand läßt sich eine analytische Lösung entwickeln; das Ergebnis ist die in Bild E7.05 gezeigte Druckverteilung.

.05 Sperrwirkung einer Spundwand

Eine Spundwand, die teilweise in eine Sickerströmung eintaucht, verändert in erster Linie den Stromlinienverlauf und nur in relativ geringem Maße q , solange der Fuß nicht sehr dicht an der Sperrschicht steht. Diesen sog. Sperrschieber-Effekt nach FORCHHEIMER zeigt Bild E7.06. Dabei ist vorausgesetzt, daß die Wand annähernd dicht ist. Der gleiche Effekt ergibt sich auch bei anderen Wandtypen.

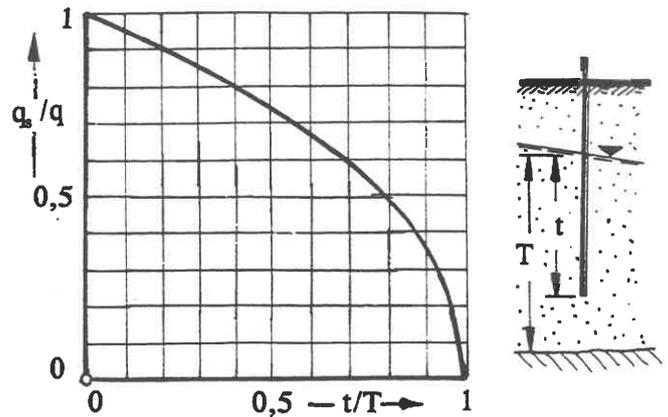


Bild E7.06 Wassermenge q_s bei Teilabsperzung t/T

.06 Filterregel

Zur Verhütung von Erosions- oder Suffusionserscheinungen schützt man den durch eine Sickerströmung gefährdeten Boden durch ein Filter. Für die Wahl der Körnung eines Filtermaterials haben sich in der Praxis die einfachen Filterregeln des US Corps of Engineers bewährt: (F-Filter, B.-Boden)

$$d_{15}(F) < 5d_{85}(B)$$

$$4 < d_{15}(F) / d_{15}(B) < 20$$

(E7/11).

.07 Hydraulischer Grundbruch

Beim Aushub einer Baugrube in einer Bodenschicht von geringer Wasserdurchlässigkeit muß geprüft werden, ob diese Schicht unter artesischem Wasserüberdruck $\gamma_w h_w$ steht, Bild E7.07. Einerlei, ob die Schicht durch den Überdruck angehoben und dadurch zerstört wird oder ob der Strömungsdruck auf der verkürzten Sickerlänge h kritisch wird und einen hydraulischen

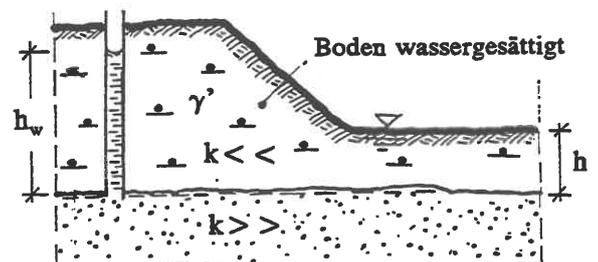


Bild E7.07

Grundbruch verursacht - in jedem Fall sollte dafür gesorgt werden, daß die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch $\gamma_G = \gamma' h / \gamma_w (h_w - h) \geq 1,4$

(E7/12)

bleibt, wobei für γ' der untere charakteristische Wert einzusetzen ist.

Schrifttum zu E7

WITTMANN, L. (1980): Filtrations- und Transportphänomene in porösen Medien.

Veröff. Inst. Bodenmech. Felsmech. Universität Karlsruhe, Heft 86.

E8 Dynamische Probleme

.01 Begriffe

Schwingung ist die Bewegung eines Körpers oder Masseteils um eine Bezugslage. Man unterscheidet

- (1) Harmonische Schwingungen (Bild E8.01)

$$\text{Schwingung } z = Z \cdot \sin(\omega \cdot t + \varphi) \quad (\text{E8/01}),$$

wo Z - Maximalamplitude (Wegamplitude)

$$\omega = 2\pi \cdot f \text{ - Kreisfrequenz}$$

$$f = 1/T \text{ - Frequenz}$$

T - Periode

φ - Phasenwinkel bedeuten.



Bild E8.01

- (2) Periodische Schwingungen (Bild E8.02)

Bewegungen, die sich periodisch wiederholen. Sie können mittels Fourier-Analyse als eine unendliche Reihe harmonischer Schwingungen mit diskreten Frequenzen dargestellt werden. Die Zusammenstellung der zu den einzelnen Frequenzen gehörigen Z -Werte heißt "Frequenz-Spektrum".

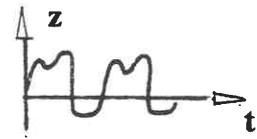


Bild E8.02

- (3) Transiente Schwingungen (Bild E8.03)

Einmalige, unregelmäßige Bewegungsvorgänge wie bei Erdbeben. Wendet man hierauf die Fourier-Analyse an, erhält man ein kontinuierliches Frequenz-Spektrum ("spektrale Leistungsdichte").



Bild E8.03

- (4) Stochastische Schwingungen (Bild E8.04)

Andauernde, unregelmäßige Bewegungsvorgänge (z.B. Windwirkung). Analyse mittels Wahrscheinlichkeitsrechnung.



Bild E8.04

Welle ist eine Schwingung mit der Besonderheit, sowohl zeitlich wie räumlich periodisch zu sein.

$$\text{Harmonische ebene Welle: } z(x,t) = Z \cdot \sin[(2\pi/cT) \cdot x - \omega \cdot t] \quad (\text{E8/02})$$

mit c - Wellengeschwindigkeit,

$c \cdot T$ - Wellenlänge,

x - von der Welle (ohne Massetransport: $c \neq \dot{z}$!) zurückgelegter Weg.

.02 Schwingungen im Halbraum

Der homogene, elastisch isotrope Halbraum ist ein für Schwingungsuntersuchungen im Boden im allgemeinen brauchbares Denkmodell, da die dynamischen Zusatzspannungen meist klein sind im Vergleich zu den statischen Spannungen. Kennzeichnung des Materials durch den dynamischen Kompressionsmodul K und den dynamischen Schubmodul G : ein im Halbraum auftretender dynamischer

Impuls verursacht die Ausbreitung elastischer Wellen. Mit dem Spannungstensor S nach (E0/02) lautet die dynamische Gleichgewichtsbedingung ($\{s\}$ - Verschiebungsvektor):

$$\text{DIV } S + \{P\} = \rho \cdot \partial^2 \{s\} / \partial t^2 \quad (\text{E8/03}).$$

ρ [t/m³] - Dichte des Halbraum-Materials; $\{P\}$ - äußere Kraft, die den dynamischen Vorgang auslöst.

$$\text{DIV } S = \begin{Bmatrix} \partial \sigma_{xx} / \partial x + \partial \sigma_{yx} / \partial y + \partial \sigma_{zx} / \partial z \\ \partial \sigma_{xy} / \partial x + \partial \sigma_{yy} / \partial y + \partial \sigma_{zy} / \partial z \\ \partial \sigma_{xz} / \partial x + \partial \sigma_{yz} / \partial y + \partial \sigma_{zz} / \partial z \end{Bmatrix}$$

ist der Vektor, den man erhält, wenn man die Operation div zeilenweise auf den Tensor anwendet.

Durch Elimination der Spannungskomponenten mittels der Hookeschen Elastizitätsgleichungen folgt:

$$[3K/(1+\nu)] \cdot \text{grad div}\{s\} + 2G \cdot \Delta\{s\} + \{P\} = 2\rho \cdot \{\ddot{s}\} \quad (\text{E8/04}).$$

(Volumenänderung) (Schub)

Wenn man einen Zeitpunkt t betrachtet, zu dem P nicht mehr wirkt, wenn sich also die elastischen Wellen kräftefrei im Halbraum ausbreiten, müssen nach Gl.(E8/04) im Innern des Halbraums, ungestört durch die Oberfläche, zwei verschiedene Arten von Wellen erwartet werden: "Kompressionswellen" durch elastische Volumenänderung (3K!) und "Transversalwellen" durch elastische Gestaltänderung (2G!). Bestimmung der Wellengeschwindigkeiten durch Trennung der Effekte:

(a) Anwendung der Operation div auf Gl.(E8/04):

$$[3K/(1+\nu)] \cdot \Delta \text{div}\{s\} + 2G \cdot \text{div} \Delta\{s\} = 2\rho \cdot \text{div}\{\ddot{s}\} \quad (\text{E8/05}),$$

bzw., da $\text{div} \Delta\{s\} = \Delta \text{div}\{s\}$ und $\text{div}\{s\} = \theta$ die Volumenänderung ist,

$$(3K/\rho) \cdot [(1-\nu)/(1+\nu)] \cdot \Delta \theta = \theta \quad (\text{E8/06}).$$

Die Kompressionswellengeschwindigkeit ist somit:

$$v_K^2 = (3K/\rho) \cdot [(1-\nu)/(1+\nu)] \quad (\text{E8/07}).$$

Bei Volumenkonstanz ergibt sich wegen $\nu = 0,5$: $v_K = \sqrt{K/\rho}$.

(b) Anwendung der Operation rot auf Gl.(E8/04):

Der Verdrehungswinkel des Volumenelements (s.Gl.E00/33) wird mit $\text{rot}\{s\} = \Gamma$ abgekürzt. Wegen $\text{rotgrad}\{s\} = 0$ folgt

$$(G/\rho) \cdot \Delta \Gamma = \ddot{\Gamma} \quad (\text{E8/08}).$$

Die Transversalwellengeschwindigkeit ist somit

$$v_S^2 = G/\rho \quad (\text{E8/09}).$$

Man kann die Bewegungsgleichungen deswegen auch folgendermaßen schreiben:

$$\begin{aligned} \Delta \theta - v_K^{-2} \cdot \theta &= 0 \\ \Delta \Gamma - v_S^{-2} \cdot \Gamma &= 0 \end{aligned} \quad (\text{E8/10}).$$

Rayleigh-Wellen:

Neben diesen Raumwellen erzwingt die freie Oberfläche durch ihre Randbedingungen (1 Verschiebungs- und 2 Verdrehungskomponenten = 0) einen dritten, oberflächennahen Wellentyp, der von RAYLEIGH mathematisch nachgewiesen wurde und daher Rayleigh-Welle heißt. Ihre Geschwindigkeit v_R liegt etwas unter v_S , während v_K erheblich größer als v_S und v_R ist. Die Eindringtiefe der Rayleighwelle ist nur ein Bruchteil der Wellenlänge, mit der sich die Welle in der Ebene ausbreitet. v_R hängt von ν ab; für $\nu = 0,25$ ist $v_R^2 = 0,845 \cdot (G/\rho)$ (E8/11).

Bild E8.05 zeigt eine Momentaufnahme der Wellenarten im Halbraum. Auch Schichtgrenzen im Halbraum sind Ursache besonderer Wellenfelder mit der Eigenschaft, daß deren Geschwindigkeiten frequenzabhängig sind, wenn die Schichtgrenze vollen Verbund gewährt. Solche Frequenzabhängigkeiten werden

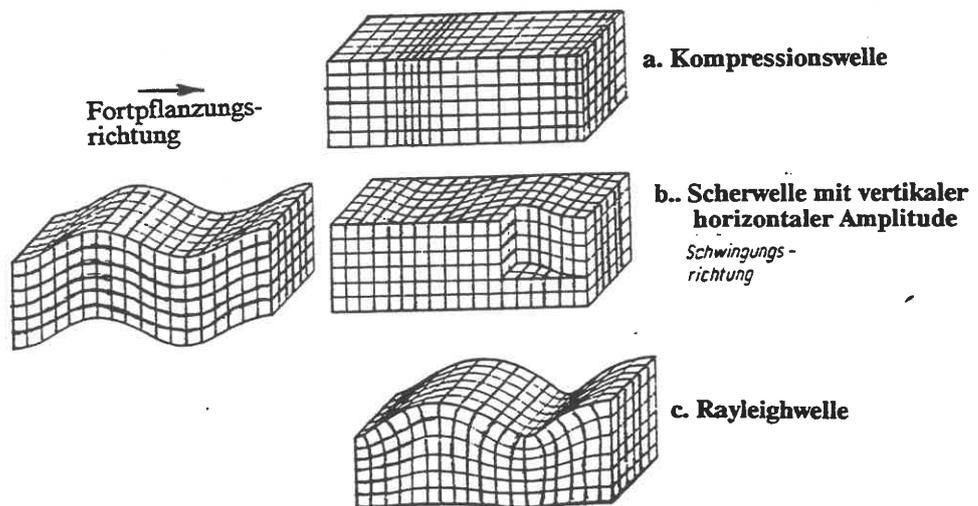


Bild E8.05 Wellen im Halbraum (KLEIN 1990)

in Anlehnung an die Optik als "Dispersion" bezeichnet.

.03 Schwingung eines Massenpunkts

Bei der Untersuchung der dynamischen Wechselwirkung zwischen Fundament und Baugrund wird letzterer in der Praxis meist als eindimensionaler gedämpfter Schwinger vereinfacht (c - Federkonstante; k - Dämpfungskonstante einer geschwindigkeitsproportionalen Dämpfung), auf dem das Fundament als Massenpunkt M steht.

Bewegungsgleichung:

$$M \cdot \ddot{z} + k \cdot \dot{z} + c \cdot z = P_0 \cdot \sin \Omega t \quad (\text{E8/12}),$$

wo Ω die Erregerfrequenz ist. Die Lösung der Differentialgleichung ist

$$z(t) = \underbrace{a_1 \cdot \exp(\lambda_1 \cdot t) + a_2 \cdot \exp(\lambda_2 \cdot t)}_{\text{homogene Lösung } z_h} + \underbrace{Z \cdot \sin(\Omega t - \varphi)}_{\text{partikuläre Lösung } z_p} \quad (\text{E8/13}).$$

z_h ist die Bewegung des kräftefrei schwingenden Massenpunkts, etwa durch einen Stoß realisierbar, nach dem dann M in seiner Eigenfrequenz ausschwingt:

$$\text{- ohne Dämpfung (} k=0 \text{): } \lambda_{1,2} = i \cdot \omega = i \cdot \sqrt{c/M} \quad (\text{E8/14})$$

$$\text{- mit Dämpfung: } \lambda_{1,2} = -k/2M \pm \sqrt{(k^2/4M^2) - \omega^2} \quad (\text{E8/15}).$$

Damit lautet der kräftefreie Anteil z_h aus Gl.(E8/13) mit $D^2 = k^2/4cM = k^2/k_k^2$ mit k_k als "kritische Dämpfung":

$$z_h(t) = \exp(-D\omega t) \cdot \{a_1 \cdot \exp(\sqrt{1-D^2} \cdot i\omega t) + a_2 \cdot \exp(-\sqrt{1-D^2} \cdot i\omega t)\} \quad (\text{E8/16}).$$

Das ist die Bewegungsgleichung einer gedämpften Schwingung. D heißt Dämpfungsgrad ($D=0$: ungedämpfte, periodische Schwingung, s. Gl.(E8/14); $D=1$: aperiodische Bewegung, bei der kein Pendeln um eine Ruhelage mehr eintritt). Die Eigenfrequenz des gedämpften Systems ist also durch die zweiten Zeitfaktoren in Gl.(E8/16) gegeben, d.h. es ist

$$\omega_D = \omega \cdot \sqrt{1 - D^2} \quad (\text{E8/17}).$$

Wenn man die Konstanten $a_{1,2}$ in Gl.(E8/16) mittels der Anfangswerte z_0, \dot{z}_0 eliminiert und für $\exp(i\omega t)$ die Winkelfunktionen einführt, erhält man

$$z_h(t) = \exp(-\omega D t) \cdot \{z_0 \cdot \cos \omega_D t + z_0 \cdot [(1 + \omega D) / \omega_D] \cdot \sin \omega_D t\} \quad (E8/18).$$

D kann im Ausschwingversuch durch Messung des logarithmischen Dekrements Λ (log des Verhältnisses zweier aufeinander folgender Amplitudenmaxima) bestimmt werden:

$$\Lambda = (2\pi\omega / \omega_D) \cdot D \quad (E8/19).$$

D ist im Bauwesen meist unter 0,2, so daß die Eigenfrequenz genügend genau auch ohne Berücksichtigung der Dämpfung nach Gl.(E8/14) abgeschätzt werden kann.

Erzwungene gedämpfte Schwingung

Der partikuläre Lösungsanteil z_p in Gl.(E8/13) beschreibt eine durch eine äußere Kraft $P \cdot \sin \Omega t$ erzwungene gedämpfte Schwingung und lautet

$$z_p(t) = P_0 \cdot \sin(\Omega t - \varphi) / \sqrt{[(c - M \cdot \Omega^2)^2 + k^2 \cdot \Omega^2]} \quad (E8/20),$$

wobei $\tan \varphi = k \cdot \Omega / (c - M \cdot \Omega^2)$ ist.

Wenn P_0 auf die Feder mit der Federkonstanten c wirkt, tritt eine statische Einsenkung der Masse M um den Federweg $\delta = P_0 / c$ ein. Es ist üblich, die Maximalamplitude Z durch den Federweg zu normieren und mit der dimensionslosen Vergrößerungsfunktion und dem Frequenzverhältnis $\eta = \Omega / \omega$ zu rechnen:

$$V = (Z / P_0) \cdot c = [(1 - \eta^2)^2 + 4D^2 \cdot \eta^2]^{-1/2} \quad (E8/21).$$

Hierbei ist eine konstante Erregerkraft P_0 vorausgesetzt. Wenn die Schwingung durch einen Schwinger mit umlaufenden Exzentermassen bewirkt wird, hängt die Erregerkraft (Fliehkraft) von Ω^2 ab ("quadratische Erregung"). Die Vergrößerungsfunktion ist dann $\bar{V} = \eta^2 \cdot V$. Bild E8.06 zeigt die Vergrößerungsfunktionen V (ausgezogene Linien) und \bar{V} (gestrichelt) und den Phasenwinkel φ .

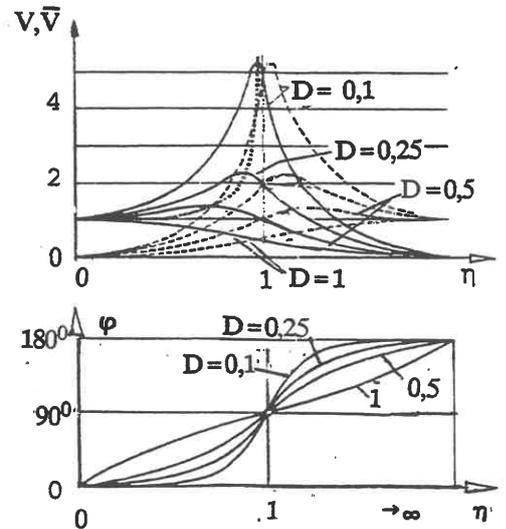


Bild E8.06

Kraftübertragung:

Die Kraftübertragung unterhalb des Feder-Dämpfer-Systems ist, unabhängig von der Art der Erregung:

$$V_D^F = \sqrt{[1 + 4D^2 \cdot \eta^2]} / \sqrt{[(1 - \eta^2)^2 + 4D^2 \cdot \eta^2]} \quad (E8/22).$$

Bild E8.07 zeigt, daß ab $\eta \geq \sqrt{2}$ diese Kraft kleiner ist als die Erregerkraft (Isolationseffekt). Man strebt $\eta \geq 3$ an.

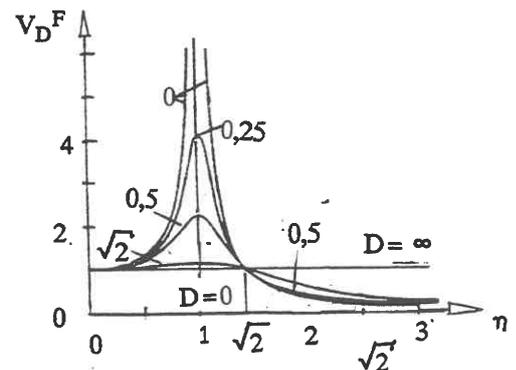


Bild E8.07

Nichtlineare Federcharakteristik

Wenn die Federkraft eine nicht-lineare Kennlinie hat ("über-

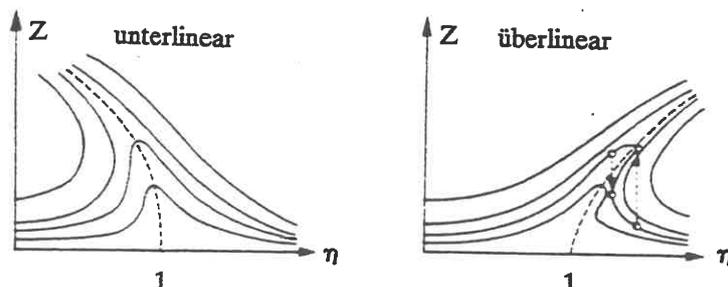


Bild E8.08

linear": Spannung wächst stärker als die Amplitude Z), bekommt man "pseudoharmonische Schwingungen". Ein Beispiel für eine überlineare Feder ist Gummi. Die Amplituden-Frequenz-Kurven solcher Schwinger haben den in Bild E8.08 gezeigten überkippenden Verlauf, bei dem gewisse Frequenzbereiche nicht stabil sind (Bild E8.08, rechts: Amplitudensprünge).

.04 Erschütterungsschutz

Aktiver Erschütterungsschutz:

Isolierung der Erschütterungsquelle durch Verringerung der Körperschallübertragung, durch Auseinanderrücken von Erregerfrequenz und Eigenfrequenz ("Abstimmung", z.B. Hochabstimmung durch $\Omega \ll \omega$) und geeignete Wahl der Fundamentabmessungen und Gründungstiefe. Da schwingungsfähige Systeme meist mehrere Eigenfrequenzen haben, gelingt es nicht immer, eine reine Tief- oder Hochabstimmung zu erzielen, so daß die Betriebsfrequenz ganz außerhalb des Eigenfrequenzbandes liegt. Man stimmt dann so ab, daß sie innerhalb der Bandbreite möglichst gleichmäßig weit von den nächstliegenden Eigenfrequenzen entfernt ist ("Mischabstimmung").

Passiver Erschütterungsschutz:

Objektschutz. Verlangt völlige Abtrennung vom Untergrund und ist nur bei besonders hochwertigen und empfindlichen Installationen gerechtfertigt (Beispiel: Gründung von Meßstationen). Teilerfolge sind durch Bodenschlitzungen oder Bohrlochreihen erreichbar, nähere Hinweise siehe KLEIN (1990).

Die Erschütterungs-Amplituden (Weg, Geschwindigkeit, Beschleunigung) nehmen mit dem Abstand R von der Quelle ab. Nahe der Quelle sind die Raumwellen, in der Entfernung die Rayleighwellen maßgebend. Nach DIN 4150 Teil 1, liegen die in der Praxis auftretenden Amplituden zwischen den in Bild E8.09 eingetragenen Grenzen.

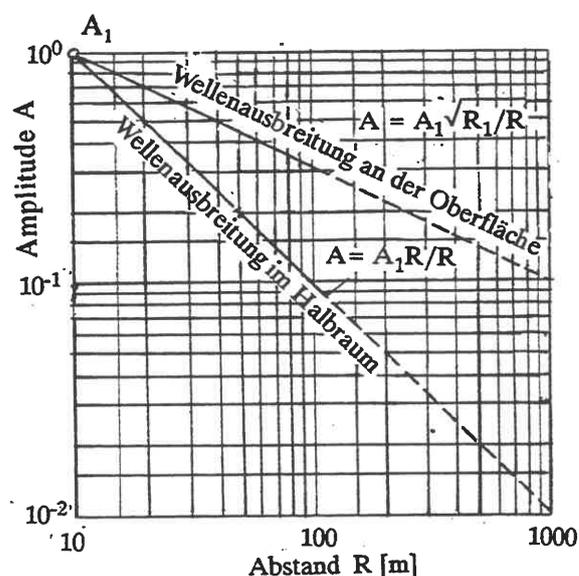


Bild E8.09

Bezugsabstand $R_1 = 10\text{m}$

.05 Erschütterungswirkung auf Bauwerke (ohne Erdbeben)

Die dynamischen Wirkungen des Baustellen- oder Straßenverkehrs können, vor allem an älteren Bauten, Schäden verursachen. Nach DIN 4150 T.3 (1986) sind kurzzeitige und stationäre Einwirkungen zu unterscheiden. Für erstere nimmt man den Größtwert der drei Einzelkomponenten der Schwinggeschwindigkeit als Kriterium: v_r . Für Werte ≤ 2 mm/s sind keine Schäden zu erwarten, falls das Bauwerk nicht schon beschädigt ist (Beweissicherung durchführen!). Die nachstehende Tabelle nach DIN 4150 Teil 3 gibt Anhaltspunkte für die Abschätzung einer unbedenklichen Geschwindigkeitsamplitude.

Tabelle 1. Anhaltswerte für die Schwinggeschwindigkeit v_z zur Beurteilung der Wirkung von kurzzeitigen Erschütterungen

Zeile	Gebäudeart	Anhaltswerte für die Schwinggeschwindigkeit v_z in mm/s			
		Fundament			Deckenebene des obersten Vollgeschosses
		Frequenzen			
< 10 Hz	10 bis 50 Hz	50 bis 100*) Hz	alle Frequenzen		
1	Gewerblich genutzte Bauten, Industriebauten und ähnlich strukturierte Bauten	20	20 bis 40	40 bis 50	40
2	Wohngebäude und in ihrer Konstruktion und/oder ihrer Nutzung gleichartige Bauten	5	5 bis 15	15 bis 20	15
3	Bauten, die wegen ihrer besonderen Erschütterungsempfindlichkeit nicht denen nach Zeile 1 und 2 entsprechen und besonders erhaltenswert (z. B. unter Denkmalschutz stehend) sind.	3	3 bis 8	8 bis 10	8

*) Bei Frequenzen über 100 Hz dürfen mindestens die Anhaltswerte für 100 Hz angesetzt werden.

Maßgebend sind oft die horizontalen Amplituden, was bei Messungen beachtet werden muß (Dreikomponentenmessung durchführen!). Man beachte auch, daß die Amplituden nicht unbedingt immer mit der Entfernung abnehmen müssen, weil im Boden eingebundene Massivbauteile die Energie des Wellenfeldes etwas fokussieren können. Kontrollmessungen vor allem an Decken in Bauwerken, die zu Resonanzen neigen können. Hinweise gibt DIN 4150 Teil 3.

Abschätzung der Wirkung auf Menschen nach DIN 4150 Teil 2 (1976, Neufassung in Vorbereitung) über die "Wahrnehmungsstärke KB" s. Bild E8.10. Siehe auch KLEIN (1990). $f_0 = 5,6$ Hz - Bezugsfrequenz

.06 Erschütterungswirkung auf Böschungen und bei Erddruckberechnungen

Böschungen und Geländesprünge können durch Erschütterungen - vor allem bei Erdbeben - gefährdet sein, weil sich die Scherfestigkeit (vgl. D7.02) verringert. Typisch ist das Ausfließen von nichtbindigen ($I_p < 10\%$) Böden oder stark thixotropen, wassergesättigten, breiigen Tonen bei Erdbeben.

Nach SEED/IDRISS (1971) ist bei nichtbindigen Bodenarten eine Verflüssigung (*liquefaction*) sehr unwahrscheinlich, wenn folgende Lagerungsdichten D vorhanden sind:

- > 54% bei Beschleunigungswerten von 0,10 g,
- > 73% bei 0,15 g,
- > 85% bei 0,20 g,
- > 92% bei 0,25 g.

Schwinggeschwindigkeit (Maximalwert) [mm/s]

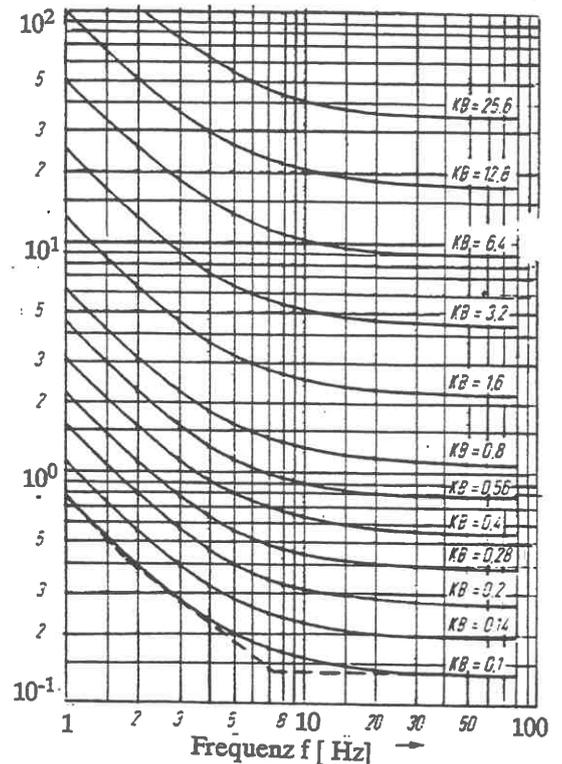


Bild E8.10 Wahrnehmungsstärke

$$KB = v \cdot (0,13 \cdot f) \sqrt{1 + (f/5,6)^2}$$

Die Verflüssigung sei sehr wahrscheinlich, wenn folgende Werte unterschritten werden:

- < 33% bei 0,10 g,
- < 48% bei 0,15 g,
- < 60% bei 0,20 g,
- < 70% bei 0,25 g.

Bei Lagerungsdichten zwischen diesen Werten hängt die Wahrscheinlichkeit einer Verflüssigung von der Bodenart und der Erdbebenintensität ab. Nach DIN 4149 sind in deutschen Erdbebengebieten folgende Werte anzusetzen:

- Zone 1: 0,35 m/s² oder 0,05 g,
- Zone 2: 0,56 m/s² oder 0,06 g,
- Zone 3: 0,91 m/s² oder 0,09 g,
- Zone 4: 1,40 m/s² oder 0,14 g.

Bei erdstatischen Nachweisen werden diese horizontalen Massenbeschleunigungen vereinfacht durch Neigung der Massenkraftrichtung um einen Winkel ε gegen das Lot berücksichtigt. Bei Erddruckberechnungen addiert man diesen Winkel zum Winkel der Wandneigung und zum Winkel der Oberflächenneigung und kann danach mit den gewohnten Formeln rechnen.

Bei Böschungen setzt man $G \cdot \tan \varepsilon$ als zusätzliche statische Horizontal-Ersatzlast im Schwerpunkt des Rutschkörpers an. Beim Gleitkreisverfahren ergibt sich dann mit dem Mittelpunkt-Abstand r_s :

$$f \cdot \{ \Sigma G \cdot \sin \vartheta + \Sigma G \cdot \tan \varepsilon \cdot (r_s/r) \cdot \cos \vartheta \} = \Sigma [(G - b \Delta u) \cdot \tan \varphi' + b \cdot c'] / [\cos \vartheta + (1/f) \cdot \sin \vartheta \cdot \tan \varphi']$$

(E8/23).

Schrifttum zu E8

KLEIN, G. (1990): Bodendynamik und Erdbeben. In: Grundbtschb. 4. Aufl., Teil 1, Kap. 11.12. Verlag Ernst & Sohn Berlin.

LUZ, E. (1977): Vorlesungen über Baudynamik, Teil 1. Selbstverlag Institut für Mechanik der Universität Stuttgart.

SEED, H.B. / IDRIS, I.M. (1971): A simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. Journal SMF Division ASCE 97, S. 249 - 274.

E12 Wechselwirkung Baugrund-Bauwerk

Verfasser: D.Netzel, U.Smoltczyk

.01 Allgemeine Hinweise

Eine Wechselwirkung zwischen Baugrund und Bauwerk (Interaktion) ergibt sich, wenn in der Kontaktzone (z.B. Fundamentsohle) die Übertragung der Lasten durch kinematische Übergangsbedingungen beeinflusst wird. Im Rahmen der Geotechnik wird nur der Fall behandelt, daß das Bauwerk steifer ist als der Baugrund, wodurch sich ein kinematischer Zwang von oben nach unten ergibt.

Diese Interaktion beeinflusst streng genommen jede Sohldruckverteilung unter einem Fundament. Die Berücksichtigung dieses Einflusses ist aber in der Baupraxis nur bei Plattengründungen notwendig. Für die Berechnung der Sohldruckverteilung stehen 4 Modelle zur Verfügung, geordnet nach dem Grad ihrer Wirklichkeitstreue:

1. Einfache Annahme:

Mit Hilfe der Gleichgewichtsbedingungen wird aus den Lasten die Sohldruckverteilung errechnet: keine Interaktion, d.h. statisch bestimmte Berechnung. Sohldruckverteilung gradlinig (Dreieck, Trapez, Rechteck). Zulässig für die Berechnung von Einzelfundamenten und Streifenfundamenten.

2. Annahme ungekoppelter Baugrundfedern (Bettungsmodulverfahren)

Der Baugrund wird durch kontinuierlich oder diskretisiert verteilte Federn mit linearer Charakteristik (Federkonstante) ersetzt: eindimensionale statisch unbestimmte Interaktions-Berechnung. Zulässig bei Platten, deren Abmessungen groß sind im Vergleich zur Dicke derjenigen Bodenschicht, die die größten Verformungen erwarten läßt. Anwendung vor allem beim Deckenbau (z.B. Flugplatz- und Straßendecken).

3. Annahme (elastisch isotroper Halbraum)

Der Baugrund wird durch einen linear-elastischen, isotropen und homogenen Halbraum (s.E2) ersetzt, dessen Materialverhalten aus dem Druck-Setzungs-Diagramm (s.D5.04) durch Auswahl eines passenden konstanten Moduls abgeleitet wird. Daraus ergibt sich eine Einflußfunktion nach E1.02 bzw.E2.02, die zur Grundlage der statisch unbestimmten Berechnung der Sohldruckkoordinaten gemacht wird, die sich aus einer Diskretisierung der Stützung ergeben.

Anmerkung:

Im deutschen Fachschrifttum findet man für dieses Verfahren häufig die Bezeichnung "Steifemodul-Verfahren". Da das Merkmal aber nicht der Steifemodul, sondern der Halbraum als Baugrundmodell ist, wird hier die Bezeichnung "Halbraum-Verfahren" bevorzugt.

Der Grad der statischen Unbestimmtheit ergibt sich hierbei aus der Anzahl der gewählten Reaktions-Stützpunkte; eine Finitisierung des Halbraums ist nicht erforderlich, solange die Mitwirkung des Bodens oberhalb der Sohle unberücksichtigt bleibt. Anwendung bei der Berechnung von Gründungsplatten von Flachgründungen empfohlen.

4. Annahme: Nicht-linear elastischer Halbraum (FE-Methode)

Statt einer Einflußfunktion wie bei der 3. Annahme wird hier ein Stoffgesetz für den Baugrund eingeführt, das die Spannungsabhängigkeit der Bodenverformung bereits im Ansatz berücksichtigt. Lösungen sind dann nur noch mit numerischen Verfahren, insbesondere mit der Methode der finiten Elemente (E13) erhältlich. Da die Bodenspannungen bei Plattengründungen gewöhnlich klein sind, ist eine Berechnung dieser Art in der Regel unnötig (SMOLTCZYK 1982); die Anwendung in der Praxis beschränkt sich auf Sonderfälle wie z.B. tief einbindende Plattengründungen, bei denen die Aushubentlastung eine nicht mehr zu vernachlässigende Rolle spielt, oder Plattengründungen neben Tunneln oder Baugruben, wo der Einfluß der Scherverformungen die Interaktion nachhaltig beeinflusst.

Lokale Interaktion

Ein spezielles, in E5 behandeltes bodenmechanisches Interaktionsproblem ist die Erddruckberechnung, siehe insbesondere E5.20.

Dabei können örtlich Verspannungen auftreten, die das Lastbild in der engeren Umgebung der Störstelle völlig verändern. Insbesondere wurden bei Erddruckmessungen an hohen Stützwänden über die Höhe in regelmäßiger Folge Spannungsspitzen gemessen (ein Beispiel zeigt Bild E5.24), die wahrscheinlich aus dem Hinterfüllungsvorgang und dem Verdichten in Schüttlagen herrühren, aber auch durch andere Unregelmäßigkeiten ausgelöst werden können - z.B. durch Knickstellen in der Kontaktfläche (SMOLTCZYK 1979). Derartige örtliche Interaktionen sind in der Regel für die Bemessung der Massivbau-Elemente ohne Bedeutung, müssen aber bei der Beurteilung von Meßergebnissen an Kontaktflächen berücksichtigt werden.

.02 Bettungsmodul-Verfahren

Wenn man den Boden mit einer Lastplatte belastet, zeigt sich bei ausreichender Sicherheit gegen Grundbruch eine lineare Proportionalität zwischen der Last P und der Setzung s der Platte:

$$P/s = \text{const} \quad (\text{E12/01})$$

Das Bettungsmodul-Verfahren geht über diese Erfahrungstatsache hinaus und unterstellt, daß auch (A - Plattenfläche)

$$P/(A \cdot s) = \sigma_0/s = \text{const} = k_s \text{ [kN/m}^3\text{]} \quad (\text{E12/02})$$

sei. Die Konstante k_s heißt Bettungsmodul.

Die Hypothese, daß k_s eine Bodenkonstante sei, wurde von WINKLER (1867) aufgestellt. Wie ein Vergleich mit Gl.(E2/03) zeigt, ist die Winklersche Hypothese noch nicht einmal für eine Platte auf einem ideal elastischen, isotropen Halbraum richtig, sondern s wächst proportional (Dimensionsanalyse!) zu \sqrt{A} . Nur beim ebenen Verformungszustand trifft sie zu.

Der Bettungsmodul kann also keine Bodenkonstante sein, weil er nicht nur vom Materialverhalten des Bodens, sondern auch von den Randbedingungen des jeweiligen Gründungsproblems abhängt. Er muß daher näherungsweise durch eine Setzungsberechnung für den Schwerpunkt der belasteten Fläche und eine Sohldruckverteilung nach der 1. Annahme (E12.01) in jedem Einzelfall ermittelt werden nach den

in E2 dargestellten Verfahren. Aus Gl.(E12/02) wird dann k_s berechnet.

Wie man an Gl.(E12/02) erkennt, versagt das Verfahren bei konstantem Sohldruck (Lastfall "Eigengewicht"), weil dann auch $s = \text{const}$ folgt und die Platte bzw. der Balken keinerlei Biegebeanspruchung erhält. Der Anwendungsbereich des Bettungsmodulverfahrens ist deswegen auf Fälle beschränkt, wo relativ weiche Platten oder Balken durch konzentrierte Lasten beansprucht werden (Beispiel: Fahrbahndecke). Das Verfahren wird im folgenden nur für den Balken vorgeführt. Er habe die Breite B quer zur betrachteten Ebene. Nach der Theorie der Balkenbiegung ist

$$\int \int \sigma_0 \cdot B \cdot dx \cdot dx = M(x) = -EI \cdot (d^2v_z/dx^2) \tag{E12/03},$$

oder, nach zweimaliger Differentiation, (x - Koordinate in Balkenrichtung)

$$B \cdot \sigma_0 = -EI \cdot (d^4v_z/dx^4) \tag{E12/04}.$$

Die Setzung des Fundamentbalkens besteht aus der mittleren Setzung im Sinne einer Starrkörperverschiebung (die keine Biegung verursacht) und einem ortsveränderlichen Anteil. Sie muß aus Gründen der Kontinuität gleich v_z sein. Mit Gl.(E12/02) folgt

$$B \cdot k_s \cdot v_z + EI \cdot (d^4v_z/dx^4) = 0$$

oder, mit der Abkürzung $4EI/Bk_s = L^*$,

$$4v_z + L^{*4} \cdot (d^4v_z/dx^4) = 0 \tag{E12/05}$$

bzw.

$$4M + L^{*4} \cdot (d^4M/dx^4) = 0 \tag{E12/05a}.$$

L^* heißt *elastische Länge*. Sie wird benutzt, um x zu normieren und mit der dimensionslosen Koordinate $\xi = x/L^*$ zu rechnen. Damit lautet die Lösung der Differentialgleichung (E12/05a):

$$M(\xi) = (A_1 \cos \xi + A_2 \sin \xi) \cdot \exp\{-\xi\} + (A_3 \cos \xi + A_4 \sin \xi) \cdot \exp\{+\xi\} \tag{E12/06}.$$

Durch Differentiation erhält man die übrigen 3 statischen Schnittgrößen: Querkraft Q , Sohldruck σ_0 (und damit die Biegelinie v_z) und den Drehwinkel dv_z/dx :

$$Q(\xi) = dM/dx = dM/L^* d\xi$$

$$\left. \begin{aligned} &= L^{*-1} \cdot \{[(A_2 - A_1) \cos \xi - (A_2 + A_1) \sin \xi] \cdot \exp(-\xi) + [(A_3 + A_4) \cos \xi + (A_4 - A_3) \sin \xi] \cdot \exp(+\xi)\} \\ \frac{1}{2}BL^{*2} \cdot \sigma_0 &= (2EI/L^{*2}) \cdot v_z = \{[-A_2 \cos \xi + A_1 \sin \xi] \cdot \exp(-\xi) + [(A_4) \cos \xi - A_3 \sin \xi] \cdot \exp(+\xi)\} \\ (2EI/L^*) \cdot dv_z/dx &= [(A_1 + A_2) \cos \xi - (A_1 - A_2) \sin \xi] \cdot \exp(-\xi) + [(A_4 - A_3) \cos \xi - (A_4 + A_3) \sin \xi] \cdot \exp(+\xi) \end{aligned} \right\} \tag{E12/07}.$$

Es genügt, einige Grundfälle zu betrachten, da für die praktische Berechnung zahlreiche Tabellenwerke veröffentlicht sind, bzw. diese Funktionen leicht zu programmieren sind.

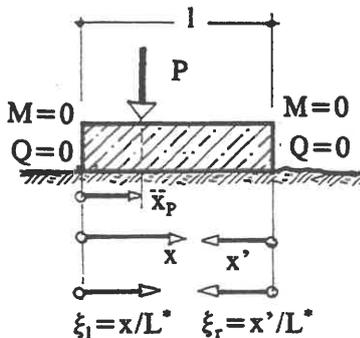


Bild E12.01

Bild E12.01 zeigt einen Balken von der Länge l mit einer Einzellast $P = 1$ an der Stelle $x_p < l$ ($\xi_p = x_p/L^*$; $\lambda = l/L^*$). Wegen der Last-Unstetigkeit sind die Gln.(E12/06) und (E12/07) für beide Balkenabschnitte getrennt anzuschreiben, wobei dann $2 \cdot 4 = 8$ Integrationskonstanten A_{ik} ($i = 1..4, k = 1,2$) zu bestimmen sind. Da M und Q an beiden Balkenenden 0 sein müssen, hat man 4 Bestimmungsgleichungen. 4 weitere Gleichungen ergeben sich aus der Notwendigkeit, daß in x_p alle 4 statischen Funktionen links und rechts denselben Wert haben müssen (Übergangsbedingungen). Allgemein muß bei jeder unstetigen Änderung des Balkenprofils, der Belastung oder des Bettungsmoduls jeweils ein neuer Integrationsbereich mit 4 Konstanten und Übergangsbedingungen angeschlossen werden.

Anmerkung:

Bei Programmrechnungen faßt man die 4 statischen Größen zweckmäßig zu einer Übertragungsmatrix zusammen, siehe z.B. die Berechnung von PETERSEN (1967) für den kreisförmigen Träger.

Bild E12.02 stellt vier Grundfälle dar, aus denen sich alle übrigen Lastfälle entwickeln lassen (PASTERNAK 1925). Insbesondere kann man aus dem Fall a die Berechnung einer elastisch gelagerten Gelenkkette ableiten.

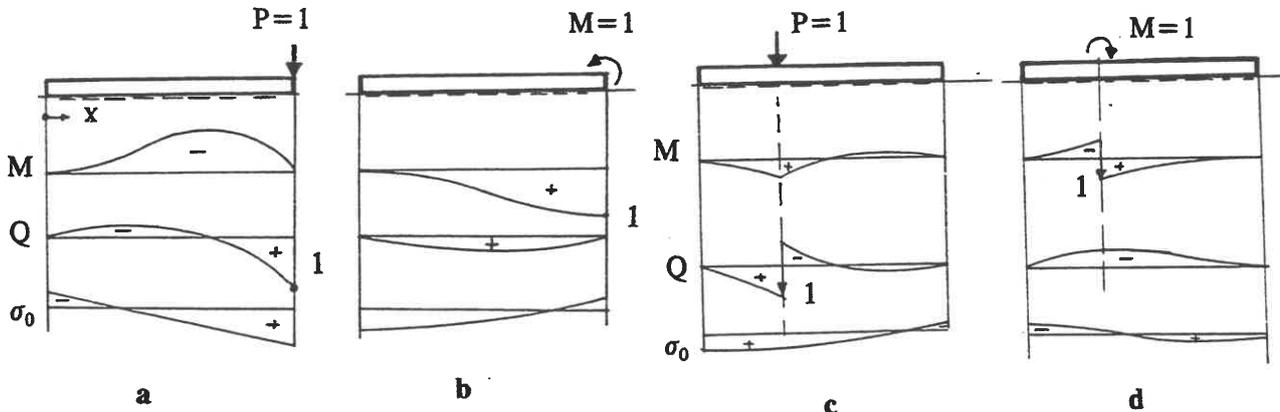


Bild E12.02

Wie man sieht, können sich negative Sohldrücke, also Zugspannungen, ergeben, die physikalisch unmöglich sind. Es ist dann zu prüfen, ob die Superposition des Eigengewichts-Spannungszustands des Bodens nicht doch zu einem Druckspannungszustand führt; andernfalls müssen die Zugspannungen umgelagert werden, indem man z.B. einen Teil des Balkens als "nicht-mitragend" in die Berechnung einführt.

Wenn die Balkenlänge 1 größer als $3L^*$ ist, kann man den Balken als halb-unendlich ansehen und die Integrationskonstanten $A_{3,4} = 0$ setzen. Für den in Bild E12.03 gezeichneten Lastfall, bei dem eine Last P zwischen zwei Plattenhälften steht, ist $\{dv_z/dx\}_{x=0} = 0$ und deswegen $A_2 = -A_1$. Ferner ist $L^* \cdot Q(0) = -1/2 P \cdot L^* = -2A_1$. Die statischen Gleichungen lauten somit hier:

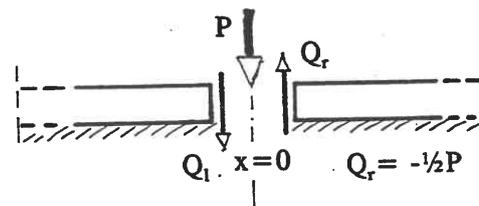


Bild E12.03

$$\left. \begin{aligned} M &= 1/4 PL^* \cdot \exp(-\xi) \cdot (\cos \xi - \sin \xi) \\ Q &= -1/2 P \cdot \exp(-\xi) \cdot \cos \xi \\ v_z &= 1/2 [P / (L^* \cdot B \cdot k_s)] \cdot \exp(-\xi) \cdot (\cos \xi + \sin \xi) \\ dv_z/dx &= -[P / (B \cdot k_s \cdot L^{*2})] \cdot \exp(-\xi) \cdot \sin \xi \end{aligned} \right\} \quad (E12/08).$$

Aus der Gl. für v_z ergibt sich $\sigma_0 = k_s \cdot v_z = 1/2 (P/BL^*) \cdot f(\xi)$.

Bild E12.04 stellt die normierte Sohldruckverteilung dar. Sie soll benutzt werden, um die Möglichkeiten zur Berechnung eines zutreffenden k_s -Wertes zu untersuchen.

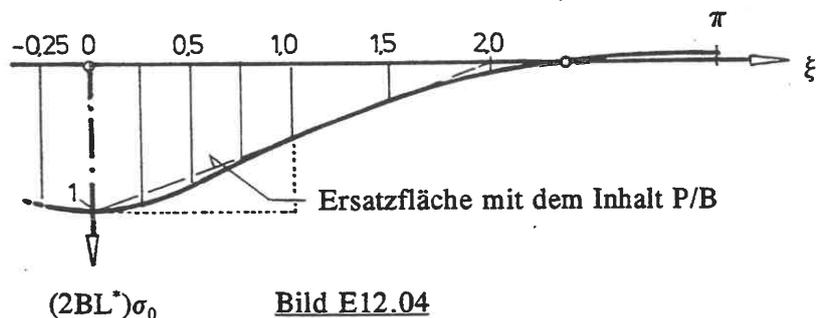


Bild E12.04

Dabei ist die Vorausberechnung um so zutreffender, je besser die zugrundegelegte Sohlspannungsfigur mit der später errechneten bereits übereinstimmt. Im vorliegenden Fall wäre das die in Bild E12.04 eingetragene dreieckige Ersatzfläche: es sei z.B. $B = 0,4 \cdot L^*$. Dann erhält man aus Bild E2.05 im kennzeichnenden Punkt mit $\xi=3$ die Setzung $s = 2\sigma_0 \cdot (2L^*/E_s) \cdot 0,15$ und somit $k_s = 0,67 \cdot (E_s / B)$.

Wertetabelle für $f(\xi) = \exp\{-\xi\} \cdot (\cos\xi + \sin\xi)$

ξ	0	0,25	0,50	0,75	1,0	1,5	2,0	2,36	π
$f(\xi)$	1	0,95	0,82	0,67	0,51	0,24	0,07	0	-0,04

Würde man stattdessen eine rechteckige Sohldruckverteilung gleichen Inhalts zugrundelegen, dann erhielte man wegen der stärkeren Lastkonzentration einen größeren Setzungsbeiwert und somit einen kleineren Bettungsmodul. Die rechteckige Sohldruckfläche stellt also den Baugrund weicher dar, als er wirklich ist. Der Fehler beeinflusst L^* wenig und ist um so kleiner, je dünner die kompressible Schicht unter dem Balken ist.

Halbunendlicher Balken mit Randlast P

Der vorher ermittelte Bettungsmodul ist sicher unbrauchbar, wenn die Last P am Balkenrand steht, ein Fall, der z.B. bei Kranbahnbalken an den Fugen auftreten wird: Grundfall "a" in Bild E12.02. Da $M(0) = 0$ ist, muß $A_1 = 0$ sein. Aus der bekannten Querkraft $Q(0) = -\frac{1}{2}P$ (Bild E12.03) folgt dann $A_2 = -\frac{1}{2}PL^*$ und weiter $\sigma_0 = k_s \cdot v_z = (P/BL^*) \cdot \exp(-\xi) \cdot \cos\xi$.

Die passende Ersatz-Sohl Druckfläche für eine Setzungsberechnung ist das im Bild gestrichelt eingetragene Dreieck mit der Nullstelle bei $\xi = +1$.

Beispiel: Es sei z.B. $B = 0,4 \cdot L^*$. Dann erhält man aus dem Diagramm in Bild E2.05 im kennzeichnenden Punkt mit $\xi=3$ die Setzung $s = 1 \cdot (\sigma_0 \cdot L^*/E_s) \cdot 0,27$ und $k_s = 1,48 \cdot (E_s/B)$.

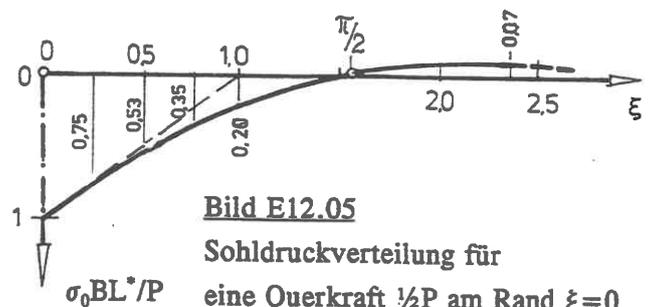


Bild E12.05
Sohl Druckverteilung für eine Querkraft $\frac{1}{2}P$ am Rand $\xi=0$

Beim halbunendlichen Balken ist also k_s größer und L^* kleiner als beim unendlich langen Balken. Man würde zu ungünstig rechnen, wenn man den für den unendlich langen Balken ermittelten Bettungsmodul auch für diesen Fall verwenden würde.

Berücksichtigung der Aushub-Entlastung bei der k_s -Ermittlung

Bei der Ermittlung von k_s durch eine Setzungsberechnung wird gewöhnlich die Aushub-Entlastung infolge einer Einbindetiefe t in Rechnung gestellt. Der rechnerische k_s -Wert ergibt sich dann aber aus dem so errechneten Wert s und der Gesamtspannung ohne Aushub-Abzug. Aus den in E2.03, letzter Absatz, genannten Gründen wird aber davon abgeraten, den Aushub γt abzuziehen.

.03 Halbraumverfahren

In der herkömmlichen Bodenmechanik kann der elastisch-isotrope, homogene Halbraum bei der Berechnung von Flächengründungen als ein Rechenmodell verwendet werden, mit dem das Verformungsverhalten des Baugrundes in der Praxis ausreichend genau beschrieben wird, und zwar vereinfachend auch bei geschichtetem Baugrund, da die Anwendung der Mehrschichtentheorie mit den unsicher formulierten Übergangsbedingungen an den Schichtgrenzen mit einem kaum vertretbaren mathematischen Aufwand verbunden ist.

Durch Integration der Grundgleichung (E1/08) ergibt sich die Vertikalverformung v_z eines beliebigen Halbraum-Punktes unter der Wirkung einer Sohlspannung $\sigma_0 = \text{const}$, verteilt über eine rechteckige Fläche $B_x B_y$ (Bild E1.09) nach TÖLKE (1969, zitiert von SCHULTZE/HORN 1990):

$$v_z = -\frac{\sigma_0}{4\pi G} \sum_{i=1}^4 (-1)^i \left\{ 2(1-\nu) \left[(x+x_i) \text{Arctan} \left(\frac{y+y_i}{R_i} \right) + \dots \right. \right. \\ \left. \left. \dots + (y+y_i) \text{Arctan} \left(\frac{x+x_i}{R_i} \right) \right] - (1-2\nu) z \arctan \left(\frac{(x+x_i)(y+y_i)}{zR_i} \right) \right\} \quad (\text{E12/09})$$

mit den Abkürzungen R_i, x_i, y_i nach E1.09.

Infolge Zusammendrückung einer beliebigen elastischen Teilschicht mit der Dicke $\Delta z = z_u - z_o$ ergibt sich die Setzung dieser Schicht in der Form ($2G = E_s(1-2\nu)/(1-\nu)$)

$$\Delta s = v_z(x, y, z_o) - v_z(x, y, z_u) = (\sigma_0/E) \Delta f_s \quad (\text{E12/10})$$

mit $\Delta f_s = -[(1-\nu)/2\pi(1-2\nu)] \times \{\Sigma^4 \dots (z=z_u) - \Sigma^4 \dots (z=z_o)\}$

und die Setzung der Schichtenfolge durch Summation der Anteile nach Gl. (E12/10), s.a. E2.02. Damit ist das elastische Baugrundverhalten beschrieben, das zur Formulierung der Kontinuitätsbedingungen in der statisch unbestimmten Berechnung ("Vertikalverschiebung des Bauwerks = Setzung des Baugrunds in allen Sohle-Punkten") benötigt wird.

Im Gegensatz zum Bettungsmodulverfahren E12.02 ist hier keine mathematisch geschlossene Lösung möglich, da beim Einsetzen von Gl. (E12/10) in die Differentialgleichung der Balkenbiegung (s. Gl. E12/04) komplizierte Integralgleichungen entstehen, deren Lösung nur in Sonderfällen möglich ist. Man ist daher gezwungen, die Kontinuität zwischen Bauwerk und Baugrund näherungsweise nur in diskreten Punkten finit zu formulieren und somit auf Summengleichungen überzugehen. Je feiner diese Diskretisierung ist, desto besser sind in der Regel die Ergebnisse, aber um so größer ist auch der Rechenaufwand: ohne EDV ist das Halbraumverfahren mit entsprechend feiner Intervallteilung des Gründungskörpers heute nicht mehr denkbar.

Die Herstellung der Kontinuität in diskreten Punkten kann nach verschiedenen Methoden erfolgen. So betrachtet z.B. OHDE (1942) den Gründungskörper als Durchlaufträger auf elastischen Stützen und formuliert die Kontinuitätsbedingung über die Clapeyronsche Dreimomentengleichung. Davon ausgehend, vereinfachte KANY (1954) den Berechnungsaufwand, indem er den Verlauf der Setzungsmulde durch einen empirischen Ansatz festlegte und daraus ein Tabellenwerk für die Ermittlung der Sohl-drücke und Momente entwickelte (KANY 1974). Die Verwendung derartiger Tabellen wurde durch die EDV-Entwicklung eingeholt, durch die die Lösung großer Gleichungssysteme zur Routine geworden ist. Damit ist man heute nicht mehr an die vereinfachenden Annahmen des KANY-Verfahrens gebunden.

Ein neueres Verfahren zur Herstellung der Kontinuität zwischen Bauwerk und Baugrund hat z.B. NETZEL (1972;1975) entwickelt. Mit Hilfe der Matrizen-Verschiebungsmethode wurde die Berechnung für den ebenen Verformungszustand (Balken; einachsig ausgesteifte Gründungsplatte) auf der Grundlage der Einflußfunktion (E12/10) EDV-gerecht aufbereitet. Hierbei können eine Baugrundsichtung, ein Gründungskörper mit variablen Abmessungen, ein mit der Gründung verbundener Überbau verschiedenster Form und beliebige Lasten berücksichtigt werden. Das Gesamtsystem Baugrund-Gründungskörper-Überbau wird als geschlossene Einheit behandelt, da erhebliche Wechselwirkungen möglich sind. Sohldruckspitzen, die in der Natur durch Plastifizierung des Bodens abgebaut werden, oder rechnerische Sohlzugspannungen werden iterativ eliminiert. Außerdem kann die Auswirkung des Steifigkeitsverlustes durch Ribbildung (Zustand II) iterativ erfaßt werden.

$$\text{Matrizengleichungen: } K_s \times \{r_s\} = \{R\} - \{P\} \tag{E12/11},$$

wobei bedeuten K_s - elastische Steifigkeitsmatrix des Bauwerks, zusammengesetzt aus den Einzelsteifigkeitsmatrizen aller Bauwerkselemente;

$\{r\}$ - Spaltenvektor der vertikalen Formänderungen der Knotenpunkte des Bauwerks;

$\{R\}$ - Vektor der Lasten, die von oben wirken;

$\{P\}$ - Vektor der Bodenreaktionen.

Das elastische Verhalten des Baugrundes wird beschrieben in der Form

$$F_B \times \{P\} = \{r_B\} \tag{E12/12}.$$

oder $\{P\} = F_B^{-1} \times \{r_B\} = K_B \times \{r_B\} \tag{E12/13}.$

F_B ist die Flexibilitätsmatrix des Baugrundes, die Inverse K_B heißt Steifigkeitsmatrix des Baugrundes, $\{r\}$ ist der Spaltenvektor der vertikalen Formänderungen des Baugrundes.

Bild E12.06 stellt ein vereinfachtes Rechenmodell dar. Durch Einsetzen von (E12/13) in (E12/11) lassen sich unter Beachtung der Kontinuitätsbedingung $\{r_s\} = \{r_B\}$ die Formänderungen berechnen, aus denen sich nach den Regeln der Stabstatik M und Q ableiten lassen.

Damit liegt dann nach Gl.(E12/13) auch die Sohldruckverteilung $\{P\}$ fest. Wegen der Einzelheiten des Verfahrens wird auf die o.g. Quellen verwiesen.

Einige wichtige qualitative Zusammenhänge, die sich aus einer Vielzahl durchgerechneter Beispiele herausgestellt haben, werden an dem in Bild E12.06 skizzierten System vorgeführt.

Einfluß der Intervallteilung

Der Einfluß der Intervallteilung kann für durchschnittliche Verhältnisse dem Bild E12.07 (SMOLT-CZYK/ NETZEL 1992) entnommen werden. Für das hier untersuchte Beispiel ändern sich die Verteilungen ab einer Intervallteilung von etwa 8 - 10 Elementen je Feld praktisch nicht mehr, während bei größerer Unterteilung mit erheblichen Verfälschungen zu rechnen ist.

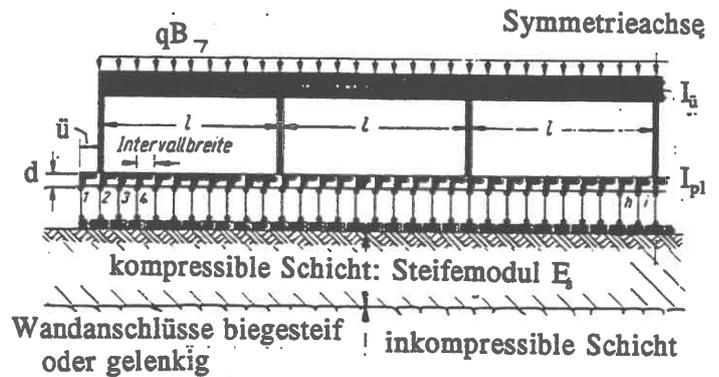
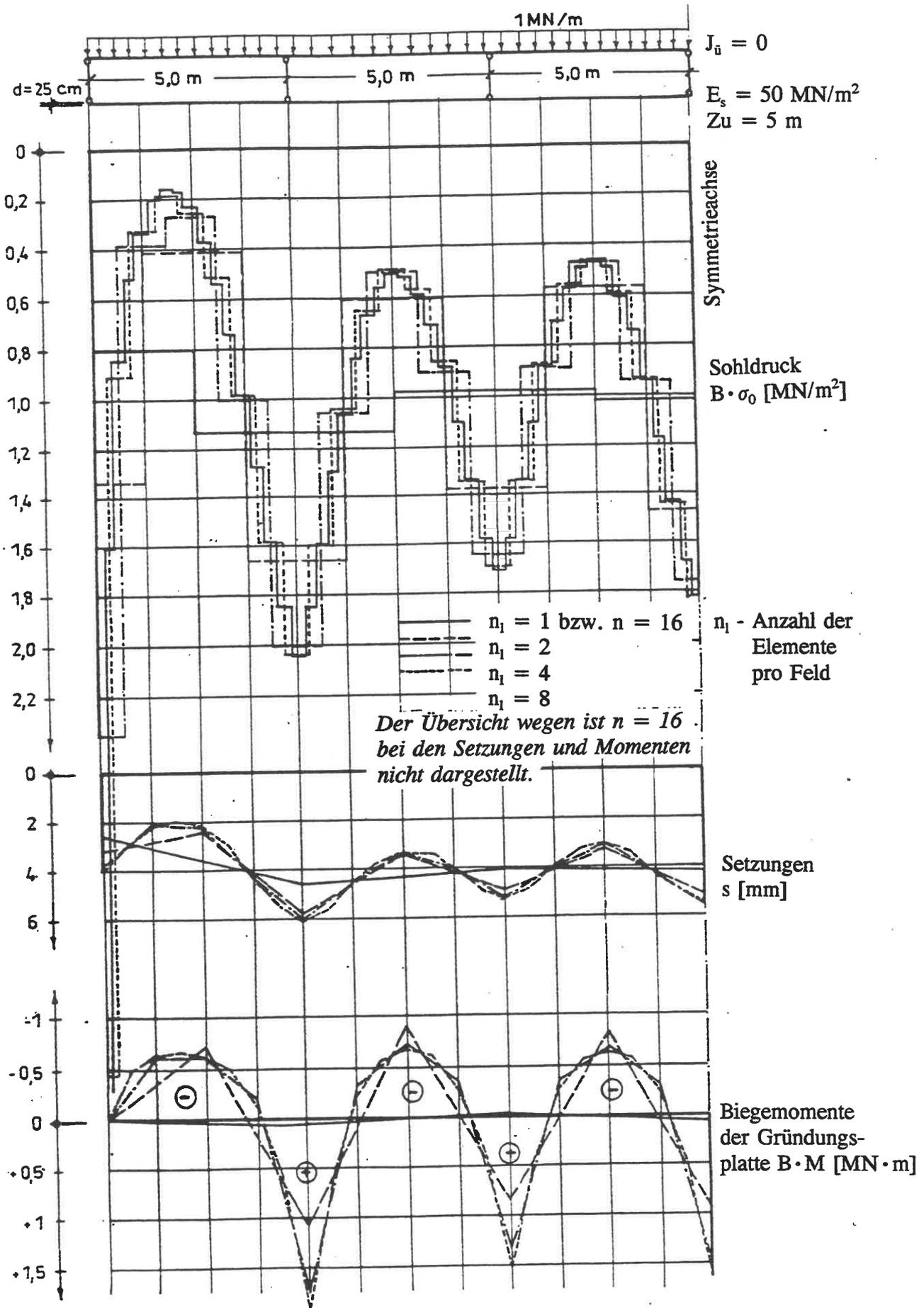


Bild E12.06



Sohldrücke

Die Konzentration der Sohldrücke ist grundsätzlich unter Wänden und Stützen um so stärker - und damit die Biegebeanspruchung der Platte um so kleiner - je weicher die Platte im Verhältnis zum Baugrund ist, d.h.

- je kleiner d ist;
- je größer l ist;
- je größer E_s ist;
- je dünner die zusammendrückbare Schicht ist.

Die Plattenmomente werden bereits im Zustand I (ungerissener Beton) in günstigen Fällen auf einen Bruchteil derjenigen Werte abgemindert, die sich bei gleichförmiger Sohldruckverteilung ergäben.

Einfluß der Überbausteifigkeit

Die Biegemomente der Gründungsplatte weichen für starren (z.B. Wandscheiben) und schlaffen (z.B. Fertigteilkonstruktion) Überbau um so mehr voneinander ab, je steifer die Platte im Verhältnis zum Baugrund ist. Vor allem die Dicke der zusammendrückbaren Schicht spielt hierbei eine große Rolle. Eine Momentenlinie mit nahezu gleichem Vorzeichen über die ganze Bauwerkslänge ist nur bei großer Schichtdicke, kleinem Steifemodul und weichem Überbau zu erwarten: Fall "a" in Bild E12.08. Ein steifer Überbau schiebt die M-Linie nach oben, so daß qualitativ das für einen Durchlaufträger typische Momentenbild entsteht: Fall "b" in Bild E12.08. Ursache hierfür ist die bei starrem Überbau erzwungene gleich große Setzung unter den Wänden.

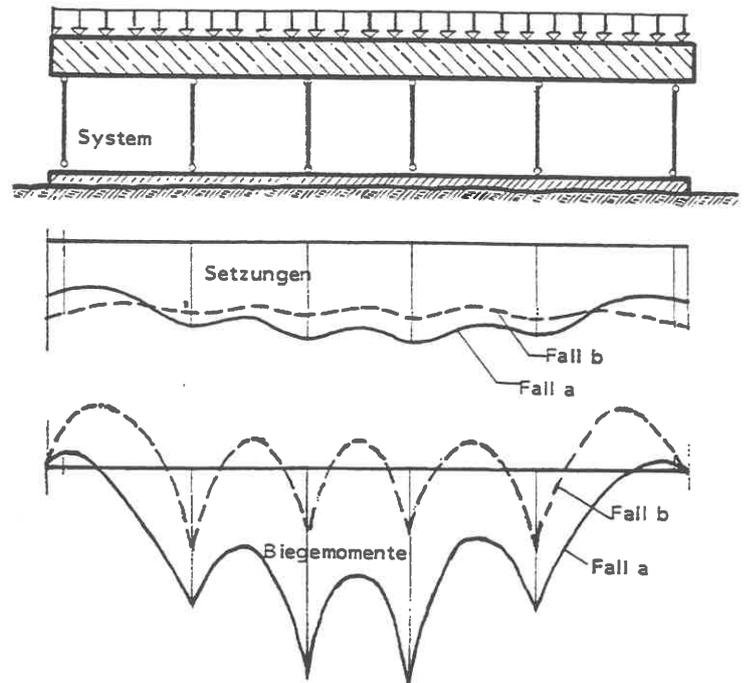


Bild E12.08

Ursache hierfür ist die bei starrem Überbau erzwungene gleich große Setzung unter den Wänden.

Die günstige, den Gründungskörper entlastende Wirkung eines steifen Überbaus muß als belastende Wirkung von den aufgehenden Wänden und vom Überbau selbst übernommen werden.

Einfluß biegesteifer Wandanschlüsse

Beim Vergleich biegesteifer und gelenkiger Wandanschlüsse ergeben sich im allgemeinen nur in den Endbereichen der Platte unterschiedliche Schnittgrößen. Biegesteife Wandanschlüsse sollten möglichst vermieden werden, weil die Entlastung der Platte in der Regel unerheblich ist, während die Wände erheblich auf Biegung beansprucht werden.

Vergleich mit dem Bettungsmodulverfahren

Nach beiden Verfahren gerechnete Beispiele lassen erkennen, daß die Biegemomente um so mehr von-

einander abweichen, je steifer die Platte und je weicher der Baugrund ist. Bei Abweichungen ist typisch, daß die nach dem Bettungsmodulverfahren gerechneten M-Linien zu weit oben liegen, Bild E12.09. Damit wird in der Regel auch der Stahlverbrauch bei einer Bemessung nach dem Bettungsmodulverfahren größer, da die größeren Feldmomente mit der oben durchlaufenden, kaum abgestuften Bewehrung mehr Gewicht bringen als die höheren Stützmomente nach dem Halbraumverfahren mit der dafür erforderlichen, stark abstuftbaren Bewehrung. Das Bettungsmodulverfahren sollte daher nur angewendet werden, wenn genügend weiche Gründungskörper mit Einzellasten in großen Abständen und hinreichend steifer Baugrund gegeben sind, s.E12.02.

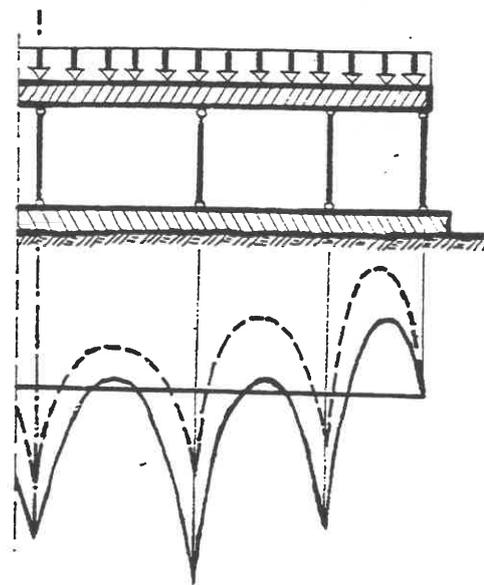


Bild E12.09

— Halbraumverfahren
 - - - Bettungsmodulverfahren

Elimination zu hoher Sohldruckwerte bzw. rechnerischer Sohlzugspannungen.

Wenn die elastische Berechnung unrealistische Sohldruckspitzen bzw. rechnerische Sohlzugspannungen ergibt, können diese durch Lastumlagerung unter Wahrung der Gleichgewichtsbedingungen auf die realistischen (Grundbruch-Nachweis z.B.) Werte begrenzt werden, s.z.B. NETZEL (1972; 1975). Häufig reicht es, derartige Abschätzungen nur qualitativ zu machen, wie es Bild E12.10 zeigt.

Man erkennt, daß der Abbau zu hoher Sohldruckwerte durch Umlagern zu einem "Auffüllen" der Sohldruckverteilung zwischen den Wänden führt und damit die Biegemomente der Platte vergrößert. Beim Abbau von Sohlzugspannungen im Feld muß der Sohldruck unter den Wänden entsprechend kleiner werden, wodurch die Feldmomente "geglättet" und die Stützmomente betragsmäßig verkleinert werden.

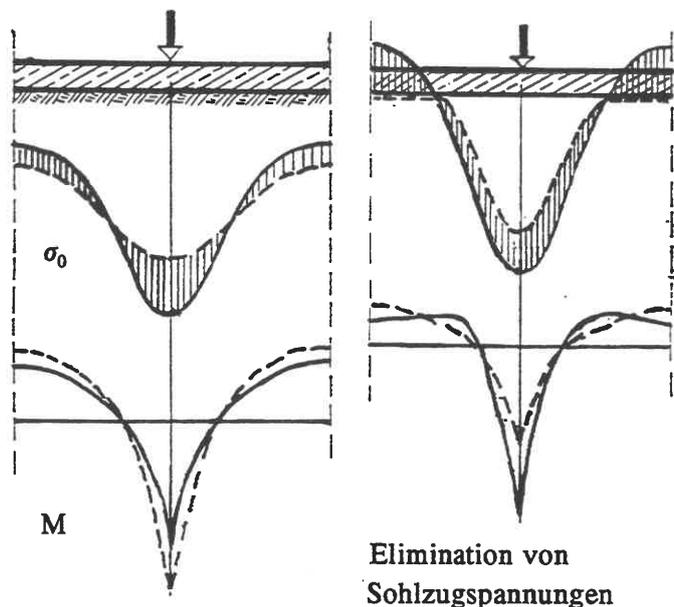
Elimination von
Sohldruckspitzen

Bild E12.10

— Ausgangsverteilung
 - - - umgelagert

Berücksichtigung der Steifigkeitsverminderung im Zustand II

Die im Zustand II verminderte Plattensteifigkeit reduziert die Biegemomente um so mehr, je steifer der Boden und je weicher die Platte ist.

Qualitativ kommt es durch die reduzierte Plattensteifigkeit zu Sohldruckkonzentrationen und damit zu verminderten Biegemomenten in der Platte. Berechnungen dieser Art werden allerdings auf Sonderfälle der Ingenieurpraxis beschränkt bleiben, insbesondere Nachtragsberechnungen in kontroversen Fällen.

Schrifttum zu E12

- KANY, M. (1954): Beitrag zur Berechnung von Gründungskörpern auf nachgiebiger Unterlage. Dissertation TH Darmstadt, D 17.
- KANY, M. (1974): Berechnung von Flächen Gründungen, 2 Bde. Verlag von W. Ernst und Sohn Berlin- München- Düsseldorf.
- NETZEL, D. (1972): Beitrag zur wirklichkeitsnahen Berechnung und Bemessung einachsig ausgesteifter, schlanker Gründungsplatten. Dissertation Universität Stuttgart.
- NETZEL, D. (1975): Beitrag zur wirklichkeitsnahen Berechnung und Bemessung einachsig ausgesteifter, schlanker Gründungsplatten. Die Bautechnik 52, S.209-213 und 337-343.
- OHDE, J. (1942): Die Berechnung der Sohldruckverteilung unter Gründungskörpern. Der Bauingenieur 23, S.99ff und 102 - 105.
- PASTERNAK, P. (1925): Die baustatische Theorie biege fester Balken und Platten auf elastischer Bettung. Beton und Eisen, S.163 und 178.
- PETERSEN, C. (1967): Die Übertragungsmatrix des kreisförmig gekrümmten Trägers auf elastischer Unterlage. Die Bautechnik 44, S.289 - 294.
- SCHULTZE, E./ HORN, A. (1990): Spannungsberechnung. In: Grundbtschb. 4.Aufl., Teil 1, Kapitel 1.7. Verlag Ernst & Sohn Berlin.
- SMOLTCZYK, U. (1979): Influence of foundation depth on raft analyses. Proc.3rd Int.Conf.Numeric.Methods Geomechanics Aachen, S.1503 - 1511.
- SMOLTCZYK, U. (1982): Use of non-linear constitutive soil models in engineering practice. Some personal experiences. Proc. Int. Symp. Num. Models Geomechanics Zürich, S.535 - 548.
- SMOLTCZYK, U./ NETZEL, D. (1992): Flachgründungen. In: Grundbtschb. 4.Aufl., Teil 3, Kap. 3.1. Verlag Ernst & Sohn Berlin.
- TÖLKE, F. (1969): Spannungs- und Verschiebungszustände im Halbraum nach der linearen Elastizitätstheorie. Unveröff.Manuskript Univ.Stuttgart.
- WINKLER (1867): Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit. Prag.

E13 EDV-Berechnungen

Anmerkung: Im Rahmen dieser Arbeitsunterlagen wird nur die Methode der finiten Elemente aufgenommen. Zur allgemeineren Information wird auf GUSSMANN/SCHAD 1990 verwiesen.

.01 Allgemeine Bemerkungen zur Methode der finiten Elemente im Grundbau

Die Methode der finiten Elemente (FEM) ist ein Verfahren, um Spannungs-Dehnungs-Probleme der Kontinuumsmechanik dann zu lösen, wenn

- a. die Randbedingungen nicht geschlossen darstellbar sind;
- b. die Oberfläche des untersuchten Körpers unregelmäßig ist;
- c. die Stoffeigenschaften des untersuchten Körpers inhomogen sind oder infolge der Beanspruchung werden.

In der Boden- und Felsmechanik sind diese Erschwernisse grundsätzlich immer gegeben.

Darüberhinaus muß die ursprünglich für Probleme der Festkörpermechanik entwickelte Methode für die Zwecke der Bodenmechanik so modifiziert werden, daß folgende weiteren Faktoren mit berücksichtigt werden können:

- d. das elastische Potential eines Bodens nimmt bis zum Bruch hin monoton ab;
- e. der Rechenprozeß muß die Belastungsgeschichte simulieren, indem die äußere Belastung stufenweise gesteigert wird und auf jeder Stufe die Spannungsvariation neu errechnet wird: Spannungen und ursächliche Kräfte sind nicht proportional;
- f. das Eigengewicht des Bodens muß auf jeder Belastungsstufe voll in die Betrachtung mit einbezogen werden;
- g. die Variation des Spannungszustandes verursacht Dichteänderungen, die ihrerseits die Abnahme des elastischen Potentials beschleunigen bzw. bremsen;
- h. die unter (g) erwähnten Dichteänderungen können Porenwasserdruckschwankungen auslösen.

Das Verfahren besteht darin, daß der zu untersuchende Körper in geometrisch reguläre Elemente, beispielsweise Tetraeder oder Quader, als Volumenelemente aufgeteilt gedacht wird, deren Knotenpunkt-Verschiebungen oder Knotenpunkt-Kräfte als statisch unbestimmte Größen eingeführt werden. Es handelt sich daher um die Übertragung des Formänderungs- bzw. Kraftgrößenverfahrens aus der Theorie der statisch unbestimmten Stabwerke auf ein Kontinuum oder auch Diskontinuum. Dadurch wird das "unendlich statisch unbestimmte" Kontinuumsproblem als ein endlich statisch unbestimmtes Problem formuliert. Es erfordert allerdings eine außerordentlich große Anzahl von statisch unbestimmten Größen und dadurch den Einsatz sehr leistungsfähiger Programmrechnergeräte. Das Verfahren hat den Vorteil großer Anpassungsfähigkeit; dafür muß in Kauf genommen werden, daß der Spannungs-Dehnungs-Zustand innerhalb des finiten Elements nur durch Interpolation zwischen den errechneten Knotenpunktgrößen beschrieben werden kann. Man gleicht das entweder dadurch aus, daß man die Elementgröße dem Spannungsgradienten anpaßt (je größer der Gradient vermutet wird, desto kleiner wählt man das Element) oder eine höhergradige Interpolation vornimmt (s.dazu auch .02). Für die Zwecke der Bodenmechanik werden die Knotenpunkt-Verschiebung als statisch unbestimmte Größen definiert.

.02 Ebener Zustand: Wahl des Elements und Verschiebungsansatzes

Das einfachste mögliche Element ist das Dreieck (Bild E13.01), das durch die 3 Eckpunkte i,j,k definiert ist, die im Uhrzeigersinn positiv abgezählt werden. Ihre Lage in der Ebene wird durch ein orthogonales Bezugssystem x;z festgelegt.

Die unbekannte Knotenpunktverschiebung werde durch den Vektor v bezeichnet:

Anmerkung: Vektoren werden durch Verwendung der Klammern gekennzeichnet.

$$\{v_i\}^T = \{v_{ix}; v_{iz}\} \quad (\text{E13/01}).$$

Analog die Verschiebung der Knoten j und k. Das Element hat

somit $2 \cdot 3 = 6$ Freiheitsgrade. Die 3 Knoten-Verschiebungsvektoren des Elements lassen sich zu einer Matrix zusammenschreiben, wobei der Index "e" Größen bezeichnet, die auf das Element bezogen sind:

$$\{v\}_e = \begin{Bmatrix} v_i \\ v_j \\ v_k \end{Bmatrix} \quad \text{oder, in transponierter Schreibweise} \quad \{v\}_e^T = \{v_i v_j v_k\} \quad (\text{E13/02}).$$

Der Verschiebungszustand im Innern des Dreiecks muß nun als Funktion von $\{v\}_e$ ausgedrückt werden. Stellt das Element einen hinreichend kleinen Teilbereich dar, dann kann man unterstellen, daß die Dehnungen (strains) im Element konstant sind (CST - constant strain triangle). Das bedeutet, daß sich die Dehnung beim Übergang von einem Dreieck zum nächsten sprunghaft ändert und der Verschiebungszustand dort eine Knickstelle hat.

Anmerkung: Bei höherwertigen Elementen verwendet man einen quadratischen Ansatz für die Verschiebungen (lineare Dehnungsverteilung). Dadurch erhält man größere Bereiche mit stetiger Spannungsverteilung, weil bei gleicher Anzahl von Unbekannten größere Elemente gewählt werden können als beim linearen Verschiebungsansatz.

Aus der Annahme "CST" folgt bei Zulässigkeit der geometrischen Linearisierung (s. E0.10) die Verschiebung $\{v_x; v_z\}$ innerhalb des Elements als eine lineare Funktion der Koordinaten:

$$v_x = a_{1x} + a_{2x}x + a_{3x}z \quad (\text{E13/03}).$$

$$v_z = a_{1z} + a_{2z}x + a_{3z}z$$

Wendet man diesen Ansatz speziell auf die 3 Knoten i,j,k an, dann folgt das Gleichungssystem

$$v_{ix} = a_{1x} + a_{2x}x_i + a_{3x}z_i$$

$$v_{jx} = a_{1x} + a_{2x}x_j + a_{3x}z_j$$

$$v_{kx} = a_{1x} + a_{2x}x_k + a_{3x}z_k$$

$$v_{iz} = a_{1z} + a_{2z}x_i + a_{3z}z_i$$

... usw.

(E13/04),

bzw., in Matrix-Schreibweise:

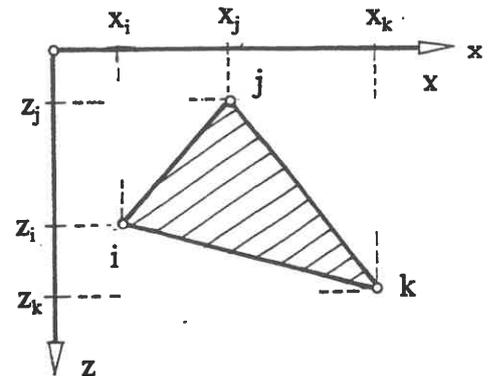


Bild E13.01

$$\begin{Bmatrix} v_{ix} \\ v_{jx} \\ v_{kx} \\ v_{iz} \\ v_{jz} \\ v_{kz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & x_i & z_i & & & \\ & 1 & x_j & z_j & & 0 \\ & & 1 & x_k & z_k & \\ & & & & 1 & x_i & z_i \\ & & & & & 0 & 1 & x_j & z_j \\ & & & & & & & 1 & x_k & z_k \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} a_{1x} \\ a_{2x} \\ a_{3x} \\ a_{1z} \\ a_{2z} \\ a_{3z} \end{Bmatrix} \quad (\text{E13/04a}).$$

Man erhält aus Gl.(E13/04a) wieder Gl. (E13/04), wenn man nach den Regeln der Matrix-Algebra jede Zeile mit der Spalte {a} multipliziert.

Die Schreibweise wird weiter verkürzt zu

$$\{v\}_e = \begin{bmatrix} L & 0 \\ 0 & L \end{bmatrix} \cdot \{a\} = Q \cdot \{a\} \quad (\text{E13/04b}),$$

wo L die Abkürzung für ein lineares Funktional ist. Um {a} explizit darzustellen, benötigt man die Inversion von Q und damit von L:

$$\{a\} = Q^{-1} \cdot \{v\}_e = \begin{bmatrix} L^{-1} & 0 \\ 0 & L^{-1} \end{bmatrix} \cdot \{v\}_e \quad (\text{E13/05})$$

und zwar ist

$$L^{-1} = \frac{L^{*T}}{L} \quad (\text{E13/05a}),$$

d.h.der Quotient aus der adjungierten Matrix (Adjunkte) L^{*T} und dem Betrag $|L|$ der zugehörigen Determinante:

$$L = \begin{bmatrix} 1 & x_i & z_i \\ 1 & x_j & z_j \\ 1 & x_k & z_k \end{bmatrix} = 2F_\Delta \quad (\text{E13/05b}).$$

Nach den Regeln der Differentialgeometrie ist F_Δ der Flächeninhalt des Element-Dreiecks i,j,k in Bild E13.01.

Es läßt sich zeigen, daß sich die Adjunkte durch die Differenzen der Koordinaten und ihrer Produkte darstellen läßt. Dazu ist eine Vorzeichenregelung zu vereinbaren. Sie besteht darin, daß das Element im Uhrzeigersinn umlaufen wird - also in der Reihenfolge i,j,k - und daß folgende Abkürzungen definiert werden:

$$\begin{array}{lll} x_{ij} = x_i - x_j & x_{jk} = x_j - x_k & x_{ki} = x_k - x_i \\ z_{ij} = z_i - z_j & z_{jk} = z_j - z_k & z_{ki} = z_k - z_i \\ c_{ij} = x_i z_j - x_j z_i & c_{jk} = x_j z_k - x_k z_j & c_{ki} = x_k z_i - x_i z_k \end{array} \quad (\text{E13/06})$$

Mit diesen Festlegungen ergibt sich die Adjunkte zu:

$$L^{*T} = \begin{bmatrix} c_{jk} & c_{ki} & c_{ij} \\ z_{jk} & z_{ki} & z_{ij} \\ x_{jk} & x_{ki} & x_{ij} \end{bmatrix} \quad (\text{E13/05c}).$$

Damit ist $\{a\}$ gemäß Gl (E13/05) numerisch aus den Knotenverschiebungen und Knotenkoordinaten ermittelt. Man kann nun den Verschiebungszustand $\{v\}$ irgendeines inneren Punktes (x,z) durch Einsetzen von (E13/05) in (E13/03) ausdrücken. Explizit:

$$\begin{Bmatrix} a_{1x} \\ a_{2x} \\ a_{3x} \\ a_{1z} \\ a_{2z} \\ a_{3z} \end{Bmatrix} = \frac{1}{2F_{\Delta}} \cdot \begin{Bmatrix} c_{jk} & c_{ki} & c_{ij} & & & \\ z_{jk} & z_{ki} & z_{ij} & 0 & & \\ x_{jk} & x_{ki} & x_{ij} & & & \\ & & & c_{jk} & c_{ki} & c_{ij} \\ & 0 & & z_{jk} & z_{ki} & z_{ij} \\ & & & x_{jk} & x_{ki} & x_{ij} \end{Bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} v_{ix} \\ v_{jx} \\ v_{kx} \\ v_{iz} \\ v_{jz} \\ v_{kz} \end{Bmatrix}$$

d.h.:

$$a_{1x} = \frac{c_{jk} v_{ix} + c_{ki} v_{jx} + c_{ij} v_{kx}}{2F_{\Delta}}$$

$$a_{2x} = \frac{z_{jk} v_{ix} + z_{ki} v_{jx} + z_{ij} v_{kx}}{2F_{\Delta}}$$

$$a_{3x} = \frac{x_{jk} v_{ix} + x_{ki} v_{jx} + x_{ij} v_{kx}}{2F_{\Delta}}$$

$$a_{1z} = \frac{c_{jk} v_{iz} + c_{ki} v_{jz} + c_{ij} v_{kz}}{2F_{\Delta}}$$

usw.

Dann lautet die Verschiebungskomponente v_x in (E13/03):

$$v_x = \frac{1}{2F_{\Delta}} \left([c_{jk} + z_{jk}x + x_{kj}z] \cdot v_{ix} + [c_{ki} + z_{ki}x + x_{ik}z] \cdot v_{jx} + [c_{ij} + z_{ij}x + x_{ji}z] \cdot v_{kx} \right)$$

abgekürzt: (E13/07) (E13/05a)

$$v_x = N_i v_{ix} + N_j v_{jx} + N_k v_{kx}$$

und analog die Komponente:

$$v_z = N_i v_{iz} + N_j v_{jz} + N_k v_{kz}$$

also in Matrixschreibweise: $\{v\} = N \cdot \{v\}_e$ (E13/07).

.03 Ebener Zustand: Dehnungen und Spannungen

Nachdem der innere Verschiebungszustand $\{v\}$ des Elements durch Gl. (E13/07) definiert ist, gewinnt man die Dehnungen $\{\varepsilon\}$ aus Gl. (E13/03) mit der in der Festkörpermechanik üblichen Annahme der geometrischen Linearisierung (s.E0.10) durch partielle Differentiation

$$2\varepsilon_{mn} = \frac{\partial v_m}{\partial n} + \frac{\partial v_n}{\partial m} \quad (E13/08),$$

so daß der Dehnungstensor lautet:

$$\{\varepsilon\} = \begin{array}{l} \varepsilon_{xx} = \\ 2\varepsilon_{xz} = \\ \varepsilon_{zz} = \end{array} \begin{array}{|c|c|c|c|c|c|} \hline & a_{1x} & a_{2x} & a_{3x} & a_{1z} & a_{2z} & a_{3z} \\ \hline & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \hline & 0 & 0 & 1 & 0 & 1 & 0 \\ \hline & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ \hline \end{array}$$

oder, in Matrixschreibweise,

$$\{\varepsilon\} = \mathbf{B} \cdot \{\mathbf{a}\}$$

bzw., in Verbindung mit Gl.(E13/05),

$$\{\varepsilon\} = \mathbf{B} \cdot \mathbf{Q}^{-1} \cdot \{\mathbf{v}\}_e \tag{E13/09}.$$

Anmerkung: Das Produkt $\mathbf{B} \cdot \mathbf{Q}^{-1}$ wird bei Zienkiewicz (1971) mit \mathbf{B} bezeichnet.

Aus den Dehnungen $\{\varepsilon\}$ müssen mittels der experimentell zu bestimmenden Materialgesetze die Spannungen $\{\sigma\}$ berechnet werden.

Annahme (Beispiel): Zwischen Dehnung und Spannung existiere eine eindeutige und lineare Beziehung (Hookesches Gesetz) von der Art

$$\{\sigma\} = \begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{xz} \\ \sigma_{zz} \end{Bmatrix} = \mathbf{D} \cdot \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ 2\varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{zz} \end{Bmatrix}$$

Bei Verwendung der elastischen Konstanten K (Kompressionsmodul) und G (Schubmodul) ist im ebenen Verformungszustand

$$\mathbf{D} = \begin{bmatrix} K + \frac{4}{3}G & 0 & K - \frac{2}{3}G \\ 0 & G & 0 \\ K - \frac{2}{3}G & 0 & K + \frac{4}{3}G \end{bmatrix} \tag{E13/10}.$$

.04 Elementsteifigkeitsmatrix

Die Elementsteifigkeit ist der innere Widerstand des einzelnen Elements gegen eine virtuelle Verschiebung, wie er sich aus der Arbeit der äußeren und inneren Kräfte ergibt.

Äußere Kräfte sind die Knotenkräfte $\{\mathbf{P}\}_e$, die wie die Verschiebungen bezeichnet werden:

$$\{\mathbf{P}\}_e^T = \{P_{ix} \ P_{jx} \ P_{kx} \ P_{iz} \ P_{jz} \ P_{kz}\} \tag{E13/11}.$$

Arbeit wird außerdem von den eingepprägten (volumenbezogenen) Lasten, wie beispielsweise den Eigengewichtslasten \mathbf{g} geleistet:

$$\{\mathbf{g}\}^T = \{g_x \ g_z\} \tag{E13/11a}.$$

Man erteilt den Knoten des Elements virtuelle Verschiebungen

$$\{\delta\mathbf{v}\}_e^T = \{\delta v_i \ \delta v_j \ \delta v_k\} \tag{E13/12},$$

die geometrisch verträglich sein, d.h. die Randbedingungen erfüllen müssen. Diesen Verschiebungen entsprechen gemäß Gl.(E13/09) folgende Dehnungen:

$$\{\delta\varepsilon\} = \mathbf{B} \cdot \mathbf{Q}^{-1} \cdot \{\delta v\}_e \quad (\text{E13/13}).$$

Damit folgt für die Arbeit A_a der äußeren Kräfte:

$$A_a = \{\delta v\}_e^T \cdot \{P\} + \int_V \{\delta v\}_e^T \cdot \mathbf{N}^T \cdot \{g\} \cdot dV \quad (\text{E13/14})$$

und für die Arbeit A_i der inneren Kräfte:

$$A_i = \int \{\delta\varepsilon\}^T \cdot \{\sigma\} \cdot dV \quad (\text{E13/15}).$$

Zu beachten ist, daß σ den gesamten Spannungszustand bedeutet, also einschließlich des vor der Belastung bereits vorhandenen.

Die Gl.(E13/15) enthält bei bodenmechanischen Problemen auch die nicht vernachlässigbare Dissipationsarbeit, da die Verschiebung einen irreversiblen Anteil enthält, der zwar nicht in die Berechnung von σ eingeht, wohl aber in die Arbeitsgleichung. Somit ist

$$\begin{aligned} A_a - A_i = 0 &= \{\delta v\}_e^T \cdot \{P\} + \int_V \{\delta v\}_e^T \cdot \mathbf{N}^T \cdot \{g\} dV - \int \{\delta\varepsilon\}^T \cdot \{\sigma\} dV = \\ &= \{\delta v\}_e^T \cdot \left[\{P\} + \int_V \mathbf{N}^T \{g\} dV \right] - \int \{\delta\varepsilon\}^T \{\sigma\} dV \end{aligned}$$

Die Knotenkräfte $\{P\}$ und die Integrale der eingepprägten Kräfte $\{g\}$ kann man komponentenweise addieren. Das Ergebnis möge durch $\{P_N\}$ versinnbildlicht werden. Mittels Gl.(E13/09) kann man die Dehnung eliminieren:

$$\{\delta v\}_e^T \{P_N\} = \int_V [\mathbf{B} \cdot \mathbf{Q}^{-1} \{\delta v\}_e]^T \{\sigma\} dV \quad (\text{E13/17})$$

Nach den Regeln der Matrizenrechnung ist $(\mathbf{A} \cdot \mathbf{B})^T = \mathbf{B}^T \cdot \mathbf{A}^T$. Angewandt auf Gl.(E13/17) folgt:

$$\begin{aligned} \text{oder} \quad \{\delta v\}_e^T \{P_N\} &= \{\delta v\}_e^T \cdot \int_V [\mathbf{B} \cdot \mathbf{Q}^{-1}]^T \{\sigma\} dV \\ \{P_N\} &= \int_V [\mathbf{B} \cdot \mathbf{Q}^{-1}]^T \{\sigma\} dV \end{aligned} \quad (\text{E13/18})$$

Drückt man nun noch die Spannung über die Materialgleichung $\{\sigma\} = \mathbf{D} \cdot \{\varepsilon\}$ durch die Dehnung und diese wiederum durch Gl.(E13/09), d.h. durch die Knotenverschiebung $\{v\}_e$ aus, so folgt

$$\begin{aligned} \{P_N\} &= \int_V [\mathbf{B} \cdot \mathbf{Q}^{-1}]^T \cdot \mathbf{D} \cdot [\mathbf{B} \cdot \mathbf{Q}^{-1}] \cdot dV \{v_e\} \\ \text{"Kraft"} &= \text{Elementsteifigkeit } K_e \cdot \text{Verschiebung.} \end{aligned} \quad (\text{E13/19}).$$

Die dadurch definierte Elementsteifigkeitsmatrix hat somit die Form

$$\mathbf{K}_e = \int_V \mathbf{Q}^{-1,T} \cdot \mathbf{B}^T \cdot \mathbf{D} \cdot \mathbf{B} \cdot \mathbf{Q}^{-1} \cdot dV \quad (\text{E13/20})$$

.05 Knotenlasten

Die Knotenlasten gehen in Gl.(E13/19) als bekannte Größen ein, obwohl die Knotenkräfte an den Rändern des betrachteten Bereichs nur bei der 1.Randwertaufgabe bekannt sind. Ist dieser Fall nicht gegeben, dann müssen die Verschiebungen der Randknoten als unbekannte Größen eingeführt werden. Man teilt deswegen das Gleichungssystem zweckmäßig auf in eine Gruppe, die die freien, d.h. unbekannt Komponenten der Knotenverschiebungen, und eine zweite mit den bekannten Komponenten der Knotenverschiebungen - das sind i.a. die gelagerten Knotenpunkte - enthält.

Zunächst müssen die bekannten Knotenlasten ermittelt werden. Sie setzen sich aus zwei Anteilen zusammen:

1. Äußere Lasten, und zwar 1.1 Einzelkräfte, 1.2 verteilte Lasten $\{p\}^T = \{p_x \ p_z\}$
2. Innere Lasten, und zwar 2.1 Einzelkräfte, 2.2 verteilte Lasten $\{g\}^T = \{g_x \ g_z\}$

Zu 1: Die Einzelkräfte werden ("Ersatzbalken") statisch bestimmt auf die benachbarten Knoten verteilt. - Bei verteilten Lasten erhält man die entsprechenden Knotenkräfte des Elements durch Anwendung der Arbeitsgleichung:

$$\{v\}_e^T \{P\}_e + \int_F \{v\}^T \{p\} dF = 0$$

bzw. mit Gl.(E13/07)

$$\{P\}_e + \int_F N^T \{p\} dF = 0 \quad (\text{E13/21}),$$

wobei über die Oberfläche des betrachteten Randelements zu integrieren ist.

Anmerkung: Für die Integration von Gl. (E13/21) bestehen mehrere Möglichkeiten:

- a. numerische Integration mit der Gaußschen Quadraturformel (s.z.B: ZIENKIEWICZ 1971);
- b. explizite Multiplikation und Integration der einzelnen Matrixkomponenten;
- c. angenäherte Lösung durch Entwicklung der $[N]$ - Matrix für den Mittelpunkt der Oberfläche des Elements;
- d. Ermittlung der Knotenlasten mit den Methoden der Statik.

Zu 2: Die Einzelkräfte werden statisch bestimmt auf die benachbarten Knoten verteilt. - Die verteilten Lasten werden, wie bei 1, mittels der Arbeitsgleichung in Knotenlasten umgewandelt. Das führt auf die Gleichung

$$\{G\}_e = - \int_V N^T \{g\} dV \quad (\text{E13/22}).$$

Für die Integration dieser Gleichung stehen die in der Anmerkung zu 1 genannten Verfahren zur Verfügung.

Die gesamte Matrix der Knotenlasten für ein Element ergibt sich durch Superposition von den aus den Gln.(E13/21) und (E13/22) berechneten Kräften:

$$\{P_N\} = \{P\}_e + \{G\}_e \quad (\text{E13} \blacksquare \text{23}).$$

.06 Gesamtsystem

Durch Summation in den Komponenten aller Elementsteifigkeitsmatrizen sowie der Knotenlastenvektoren und der Verschiebungsvektoren aller Einzelelemente erhält man

- die Gesamtsteifigkeitsmatrix K_0 ;
- den Gesamt-Knotenlastenvektor $\{P\}_0$;
- den Gesamt-Knotenverschiebungsvektor $\{v\}_0$.

Das Gleichungssystem hat die Form:

$$\{P\} = K_0 \cdot \{v_0\} \quad (\text{E13/24}).$$

Für die K_0 -Matrix müssen folgende Bedingungen erfüllt sein:

1. Die Summe der Spalten und Zeilen muß zur Erfüllung der Gleichgewichtsbedingungen 0 sein.
2. Bei Anwendung des Auflösungsverfahrens nach Gauss/Cholesky für das Gleichungssystem müssen die Koeffizienten in der Hauptdiagonalen positiv sein.

In Ergänzung zu 2 empfiehlt es sich, wenn diese Koeffizienten außerdem größer sind als der Absolutwert der Summe der übrigen Koeffizienten in der zugehörigen Zeile.

Anmerkung: Bei linear elastischen Systemen ist K_0 symmetrisch.

Mit Rücksicht auf die Randbedingungen wird das Gleichungssystem (E13/24) aufgespalten:

$$\begin{Bmatrix} P_f \\ P_b \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{ff} & K_{fb} \\ K_{bf} & K_{bb} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} v_f \\ v_b \end{Bmatrix}_0 \quad (\text{E13/25})$$

wobei der Index "f" die freien Knoten, der Index "b" ("boundary") die gelagerten Randknoten symbolisiert. Für festgehaltene Knoten wird $v_b = 0$ und damit P_b unbekannt (Auflagerknotenkräfte).

Die unbekanntenen Verschiebungen ergeben sich dann aus:

$$\{v\}_f = K_{ff}^{-1} \cdot \{P\}_f - K_{ff}^{-1} \cdot K_{fb} \cdot \{v\}_b \quad (\text{E13/26})$$

und die unbekanntenen Knotenkräfte aus:

$$\{P\}_b = K_{bf} \cdot \{v\}_f + K_{bb} \cdot \{v\}_b \quad (\text{E13/27}),$$

bzw. mit Gl. (E13/26)

$$\{P\}_b = K_{bf} \cdot K_{ff}^{-1} \cdot \{P\}_f - K_{bf} \cdot K_{ff}^{-1} \cdot K_{fb} \cdot \{v\}_b \quad (\text{E13/28}).$$

Wenn alle Knotenkräfte bekannt sind, erhält man die Knotenverschiebungen durch Inversion der Gl. (E13/24).

.07 Spannungen

Aus den Verschiebungen werden zunächst über Gl. (E13/09) die Dehnungen und daraus weiter über das durch D repräsentierte Materialgesetz die Spannungen $\{\sigma\} = D \cdot \{e\}$ berechnet.

Wenn für die Verschiebungen der lineare Ansatz Gl. (E13/03) verwendet wird, sind die Dehnungen und damit auch die Spannungen innerhalb des Einzelements konstant und ergeben sich aus

$$\{\sigma\}_e = D \cdot B \cdot Q^{-1} \cdot \{v\}_e \quad (\text{E13/29}).$$

Die Darstellung der Spannungen erfolgt entweder für die Mittelpunkte der Elemente oder in den Knotenpunkten durch die Mittelbildung aus den Spannungswerten der angrenzenden Elemente.

Literatur zu E13

GUSSMANN, P./SCHAD, H. (1990): Numerische Verfahren

In: Grundbautaschenbuch 4. Aufl., Teil 1, Abschn. 1.11. Verlag Ernst u. Sohn Berlin.

ZIENKIEWICZ, O.C. (1971): The Finite Element Method in Engineering Science.

2. Auflage, McGraw-Hill London. S.a. 3. Auflage 1977.

H0 Allgemeines

.01 Altes und neues Sicherheitskonzept

Die Sicherheit gegen das Versagen eines Bauwerks oder Bauteils wurde im Bauingenieurwesen traditionell "global" nachgewiesen, d. h. als Verhältnis minimaler günstiger zu maximalen ungünstigen Kräften oder Momenten. Dabei blieb die sehr unterschiedliche Varianz der beteiligten Größen unberücksichtigt. Die neue europaweit harmonisierte Regelung ("Eurocodes") führt daher ein Teilsicherheitskonzept ein, bei dem Teilsicherheitsbeiwerte γ_F auf die Einwirkungen (Kraft, Moment, Temperaturdehnung usw.) und auf die widerstehenden Materialkennwerte (Bruchspannung, Bruchlast, Scherparameter usw.) entsprechende Werte γ_m gerechnet werden.

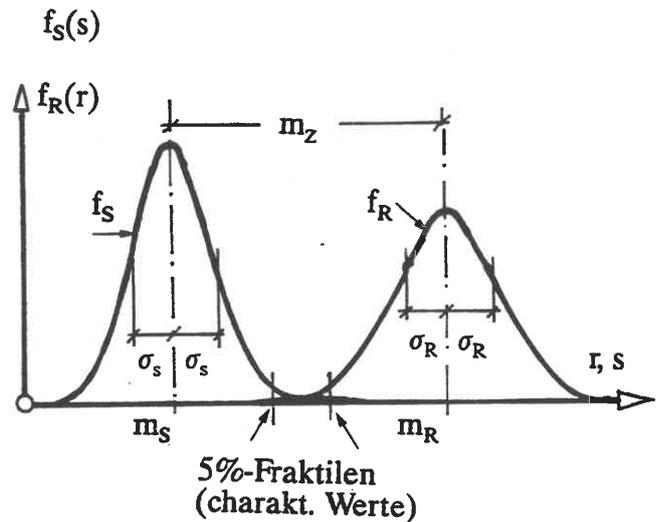


Bild H0.01

m - Mittelwert
 σ - Standardabweichung

Angenommen, die Verteilungen $f_s(s)$ der Einwirkungen und $f_R(r)$ der Materialwiderstände seien bekannt und normal verteilt (Bild H0.01), dann verlangt die Sicherheitstheorie, die Mittelwerte m_s und m_R soweit auseinanderzurücken, daß noch ein Sicherheitsabstand zwischen den 5 %-Fraktile verbleibt. Diese Fraktile heißen "charakteristische Werte" (Index "k").

Aus den charakteristischen Werten ergeben sich die "Bemessungswerte" (Index "d") durch Multiplikation bzw. Division der Teilsicherheitsbeiwerte. Falls die beteiligten Verteilungen - es können ja auch mehr als 2 sein - bekannt sind im Sinne der Statistik, ist auch die Differenz $f_R - f_s$ in ihrer Verteilung bekannt. Aus Bild H01.01 ergäbe sich wiederum eine Normalverteilung (Bild H0.02), deren Integral p_f des negativen Abschnittes die Versagenswahrscheinlichkeit angibt. Die p_f abgrenzende Fraktile wird mit β bezeichnet; die statistisch signifikante Berechnung von p_f heißt danach " β -Konzept". Da die Grundgesamtheit der Materialkennwerte bei Boden und Fels in der Regel nicht ausreicht, um deren Verteilung zuverlässig anzugeben, versucht man in der Geotechnik, mit festen Teilsicherheitsbeiwerten γ_m die Nachweise zu führen:

Scherparameter: $\tan \varphi_d = \tan \varphi_k / 1,25$; $c_d' = c_k' / 1,6$; $c_{ud} = c_{uk} / 1,4$.

Da die 5 %-Fraktile meist unbekannt ist, werden hilfsweise die in den früheren deutschen Grundbaunormen eingeführten "cal"-Werte als charakteristische Werte genommen. Wenn nicht anders möglich, können Bemessungswerte auch als "Nominalwerte" angegeben werden.

Anmerkung:

Die Streuung von Kennwerten im Sinne der Statistik setzt an sich die Gleichartigkeit der Proben voraus. Davon zu unterscheiden ist die Streuung, die sich im Baugrund von Punkt zu Punkt ergibt, weil die Proben z. B. in ihrer Konsistenz streuen.

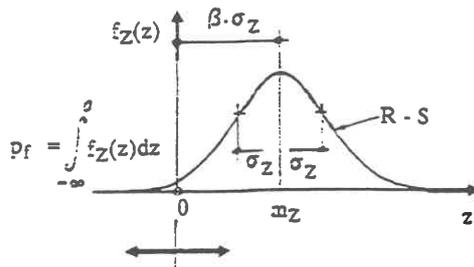


Bild H0.02

Versagenswahrscheinlichkeit p_f bei nur einer Basisvariablen

Diese Unterscheidung ist im Baugrund nicht möglich. Sie ist aber auch nicht nötig, weil sich die bodenphysikalische Streuung beim Widerstand des Baugrunds gegen z. B. Verformungen ausgleicht ("Parallelschaltung"). Der Baugrundgutachter kann deswegen hilfsweise auch so vorgehen, wie es Bild H0.03 anzeigt, d. h. aus der Varianz für $w \neq \text{const}$ auf die Varianz für $w = \text{const}$ schließen. Der charakteristische Wert liegt dann auf der sicheren Seite.

Wenn genügend viele Daten für eine als gleichartig bewertete Bodenschicht vorliegen, kann man die in Bild H0.03 gestrichelt eingetragenen Begrenzungslinien für die unteren und oberen charakteristischen Werte so legen, daß nur jeweils 1 Meßwert von 20 herausfällt. Auch damit kann der Zielvorstellung der 5 %-Fraktile praktisch entsprochen werden.

.02 Grenzzustände

Grenzzustände sind Zustände, die den Beanspruchungsbereich abgrenzen, bis zu dem ein Bauwerk noch seinen Anforderungen entspricht. Dabei werden unterschieden:

1. Grenzzustand der Tragfähigkeit: Zustand, bei dessen Eintreten ein Bauwerk bricht, einstürzt, instabil wird oder sonstwie so versagt, daß die Sicherheit von Menschen gefährdet wird. Dabei kann das Bauwerk oder ein Bauteil versagen, ohne daß der Baugrund versagt; der Baugrund kann versagen, ohne daß das Bauwerk gefährdet ist; und schließlich kann das Bauwerk infolge zu großer Baugrundverformungen versagen.

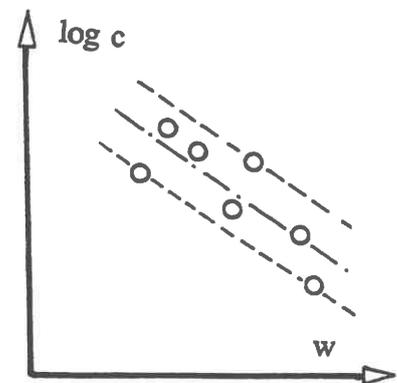


Bild H0.03

2. Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit: Zustand infolge von Baugrundverformungen, Erschütterungen, Vernässungen o. ä., bei dem der Gebrauch des Bauwerks nicht mehr oder nicht mehr vollständig möglich ist, obwohl es nicht versagt.

Der Grenzzustand 2 wird mit charakteristischen Werten (= Bemessungswerten) nachgewiesen.

.03 Lastfälle

Lastfälle (jetzt: "Entwurfssituationen") werden wie folgt unterschieden:

- Regelfall bei normalem Gebrauch des Bauwerks;
- seltener Lastfall, z. B. während des Baus oder bei Reparaturen;
- Unfall.

Außerdem werden die Einwirkungen klassifiziert:

- ständige Lasten aus Eigengewicht und langfristig wirkenden veränderlichen Einwirkungen;

- kurzfristig veränderliche Lasten wie Wind oder Verkehr;
- Unfall-Lasten.

Die Klassifizierung einer veränderlichen Einwirkung als ständige oder als kurzfristig veränderliche hängt davon ab, ob durch sie Verschiebungen im Korngerüst des Baugrunds verursacht werden.

Anmerkung:

Auch kurzfristig veränderliche Einwirkungen können bei größeren Lastwechsel-Zahlen zu bleibenden Verschiebungen im Boden führen.

In der Regel werden die für geotechnische Nachweise maßgebenden Entwurfssituationen durch die Lastfälle des zu gründenden Bauwerks bestimmt. Bei diesen Lastfällen werden die Einwirkungen auf das Bauwerk gewichtet: es wird durch sog. Kombinationswerte berücksichtigt, daß nicht alle ungünstigen Einwirkungen gleichzeitig maximal eintreten. Nur ständige Einwirkungen gehen in alle Lastfälle voll ein.

.04 Geotechnische Kategorien (GK)

Zwecks Festlegung von Mindestanforderungen an Baugrunduntersuchungen, rechnerische Nachweise und die Überwachung der Ausführung werden die geotechnischen Aufgaben in drei Klassen eingeteilt:

- Kategorie 1: Trivialfälle, bei denen die Planung und Ausführung nach Erfahrungsregeln erfolgt und wo keine schädlichen Rückwirkungen auf die Umgebung eintreten können.
- Kategorie 2: Fälle, die nicht in (1) einzuordnen sind, weil Grenzzustände 1 und 2 quantitativ nachzuweisen sind. Behandlung durch qualifizierte Bauingenieure ohne Spezialkenntnisse, da keine besonderen Baugrundrisiken zu erwarten sind, jedoch unter Berücksichtigung der Wechselwirkung mit Nachbarbauwerken und der Umgebung.
- Kategorie 3: Alle übrigen Fälle. Geologisches und Baugrundgutachten erforderlich.

Bei Planungsbeginn vorläufige Einstufung, die gegebenenfalls später an die vorgefundenen Verhältnisse anzupassen ist (z. B. nach Baugrubenaushub). Bei ausgedehnten Bauvorhaben können auf Teilbereiche unterschiedliche Kategorien angewendet werden.

.05 Beobachtungsmethode

Da es nicht immer möglich ist, die Eigenschaften des Baugrundes im voraus mit wirtschaftlichen Mitteln ausreichend genau zu ermitteln, kann man im Einvernehmen mit der Bauaufsicht und dem Bauherrn so planen, daß während der Bauausführung auf die dann angetroffenen Bedingungen angemessen reagiert werden kann: Beobachtungsmethode. Dazu muß bei Baubeginn vorliegen:

1. eine Festlegung von Kontrollmessungen und deren Grenzwerten, bei deren Erreichen reagiert werden muß;
2. eine Aufstellung denkbarer Situationen während der Bauausführung;
3. Planung und Vorhaltung von Maßnahmen, Geräten und Materialien für die nach (2) denkbaren Fälle.

Die Kontrollmessungen müssen so ausgelegt sein, daß die Meßdaten unverzüglich in die zum Nachweis der Grenzzustände verwendeten Rechenmodelle eingegeben werden können, damit so schnell wie möglich reagiert werden kann.

.06 Eigengewicht von Boden und Fels

Die Wichten von Boden und Fels sind wenig streuende Größen, siehe Tabellen 1 und 2 in H0.06. Sie dürfen deswegen mit folgenden Teilsicherheitsbeiwerten in erdstatische Berechnungen eingeführt werden:

- bei ungünstiger Einwirkung: $\gamma_F = 1,0$
- bei günstiger Einwirkung : 0,95.

.07 Erddrucklast in einfachen Fällen

Nach E5 hängt die Erddrucklast von der Wichte des Bodens und seiner Scherfestigkeit ab. Man müßte also zu jeder Lastermittlung eine bodenmechanische Laboruntersuchung anstellen. Dieser Aufwand würde bei Objekten der GK 1 in keinem vernünftigen Verhältnis zum Erfolg stehen. Deswegen werden in DIN 1054.100 für einfache Regelfälle Bodenkennwerte angegeben.

Spalte Zeile	1 Bodenart	2 Kurzzeichen nach DIN 18196	3 Lagerung	4 5 6 Wichte		
				erdfeucht	wasser- gesättigt	unter Auftrieb
				γ_k	γ_{rk}	γ_k
				kN/m^3	kN/m^3	kN/m^3
1	Sand, schwach schluffiger Sand Kies-Sand, eng gestuft	SE sowie SU mit $U \leq 6$	locker	17,0	19,0	9,0
2			mitteldicht	18,0	20,0	10,0
3			dicht	19,0	21,0	11,0
4	Kies, Geröll Stein, mit geringem Sand- anteil, eng gestuft	GE	locker	17,0	19,0	9,0
5			mitteldicht	18,0	20,0	10,0
6			dicht	19,0	21,0	11,0
7	Sand, Kies-Sand, Kies, weit oder intermittierend gestuft	SW, SI, SU, GW, GI mit $6 < U \leq 15$	locker	18,0	20,0	10,0
8			mitteldicht	19,0	21,0	11,0
9			dicht	20,0	22,0	12,0
10	Sand, Kies-Sand, Kies, schwach schluffiger Kies weit oder inter- mittierend gestuft	SW, SI, SU, GW, GI mit $U > 15$ sowie GU	locker	18,0	20,0	10,0
11			mitteldicht	20,0	22,0	12,0
12			dicht	22,0	24,0	14,0

Tabelle 1: Bodenkenngrößen für nichtbindige Böden (charakteristische Werte)

.08 Schwingbeiwerte

Nach DIN 1072 brauchen die Einwirkungen bei der Berechnung von Widerlagern, Pfeilern und Gründungskörpern nicht mit einem Schwingbeiwert vervielfacht zu werden. Ausnahme: Bei unmittelbar befahrenen Fundamenten müssen Stoßzahlen und Schwingbeiwerte in die Verkehrslasten eingerechnet werden.

Spalte Zeile	1 Bodenart	2 Kurz- zeichen nach DIN 18196	3 Zustands- form	4 5 Wichte			
				über Wasser		unter Wasser	
				γ_k		γ'_k	
				kN/m ³		kN/m ³	
1	Anorganische bindige Böden mit ausgeprägt plastischen Eigenschaften ($w_L > 50\%$)	TA	weich	18,0	8,0		
2			steif	19,0	9,0		
3			halbfest	20,0	10,0		
4	Anorganische bindige Böden mit mittelplas- tischen Eigen- schaften ($50\% > w_L > 35\%$)	TM und UM	weich	19,0	9,0		
5			steif	19,5	9,5		
6			halbfest	20,5	10,5		
7	Anorganische bindige Böden mit leicht plastischen Eigenschaften ($w_L < 35\%$)	TL und UL	weich	20,0	10,0		
8			steif	20,5	10,5		
9			halbfest	21,0	11,0		
10	Organischer Ton organischer Schluff	OT und OU	weich	14,0	4,0		
11			steif	17,0	7,0		
12	Torf ohne Vor- belastung	HN und HZ		11,0	1,0		
13	Torf (unter mäßi- ger Vorbelastung)			13,0	3,0		

Tabelle 2: Bodenkenngrößen für bindige Böden und organische Böden (charakteristische Werte)

Der Verzicht auf die Einrechnung dynamischer Beiwerte im Regelfall geht von der Überlegung aus, daß die dynamische Energie auf dem Wege vom Erregerort bis zum Fundament stark dissipiert wird (Dämpfung).

.09 Wasserdrücke

Bei Grundbauwerken, die im offenen oder im Grundwasser stehen, treten Wasserdrücke als Einwirkungen auf. Die Bemessungswerte von Wasserdrücken ergeben sich aus den nachfolgend genannten charakteristischen Drücken durch einen additiven Zuschlag bzw. Abschlag von 0,5 m.

a) Hydrostatischer Druck im offenen Wasser

Die Wasserstände variieren und werden wie folgt bezeichnet:

- MThw - mittleres Tidehochwasser
- MTnw - mittleres Tideniedrigwasser
- HHW - höchstes Hochwasser (je gemessen)
- MHW - mittleres Hochwasser (Mittelwert über einen Beobachtungszeitraum)
- HW - Hochwasser
- MW - Mittelwasser
- NW - Niedrigwasser
- MNW - mittleres Niedrigwasser (Mittelwert über einen Beobachtungszeitraum)
- NNW - niedrigstes Niedrigwasser (je gemessen)

und die Kombinationen extremer Wasserstände mit Gezeiteneinfluß:

HHThw - höchstes je beobachtetes Gezeitenhochwasser

NNTnw - niedrigstes je beobachtetes Gezeitenniedrigwasser.

Wegen der anzusetzenden Differenzwasserdrücke siehe die Empfehlung E19 aus EAU 1990. Beim Grundwasser, das in der Regel keine extremen Schwankungen zeigt, genügt die Angabe eines oberen und eines unteren charakteristischen Wertes.

b) Strömungsdruck

Wenn v die Relativgeschwindigkeit eines Tauchkörpers gegenüber dem Wasser ist, tritt ein Strömungsdruck q auf:

$$q = \frac{1}{2} c v^2 \rho \quad (\text{H0/01}).$$

Darin ist c ein Formbeiwert (s. z. B. HÜTTE I, 28. Auflage, S. 796). ρ (t/m^3) ist die Dichte des Wassers unter Berücksichtigung des Salzgehalts (Nordsee: $1,025 \text{ t/m}^3$). Der Strömungsdruck spielt statisch meist nur eine untergeordnete Rolle.

c) Wellendruck

Zu unterscheiden sind Oberflächenwellen im tiefen Wasser (Wellenenergie wird nur in einer Grenzschicht zur Atmosphäre transportiert; der tiefere Wasserbereich bleibt in Ruhe) von Flutwellen im seichten Wasser.

Wellengeschwindigkeit v_w variiert bei Oberflächenwellen mit der Wellenlänge. Dadurch Interferenzeffekte mit überhohen Wellen geringer Frequenz ("1000. Welle"). Bei Flutwellen ist konstant $v_w = C \cdot \sqrt{gd}$ bei konstanter Wassertiefe d . Da d zum Ufer hin abnimmt, werden auch v_w und die Vertikalamplitude der Welle zum Ufer hin kleiner. Gleichzeitig wird der tiefere Teil der Flutwelle durch Sohltreue so weit verzögert, daß der Wellenkamm schließlich überkippt (Brandung). Die Bedingung für das Eintreten der Brandung ist (Bild H0.04)

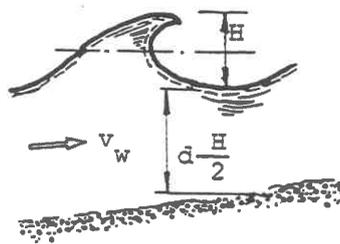
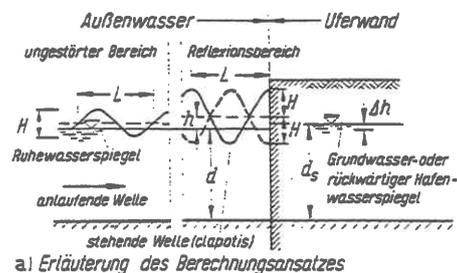


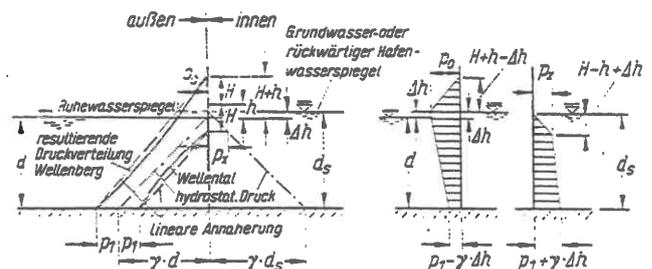
Bild H0.04

$$d - \frac{1}{2}H = 0,79 \cdot H \quad (\text{H0/02}).$$



a) Erläuterung des Berechnungsansatzes

Die von Flutwellen auf Bauwerke ausgeübten Kräfte setzen sich aus dem Wellendruck und, falls das Bauwerke gerade in einer brechenden Welle steht, dem Wellenstoß (dynamischer Impuls) zusammen:



b) Ansatz des hydrostatischen und des dynamischen Druckes

c) Maximaler Wasserüberdruck v. außen
d) Maximaler Wasserüberdruck v. innen

Bild H0.05

a. Flutwelle - nicht gebrochen, daher Wellenstoß vernachlässigbar. Druckberechnung angenähert nach dem Verfahren von SAINFLOU (EAU 1980, S. 86). Die folgenden Angaben sind der genannten Quelle entnommen (Bild H05):

Dort bedeuten:

H = Höhe der anlaufenden Welle [m],

L = Länge der anlaufenden Welle [m],

h = Wasserspiegelanhebung bei Wellenbewegung = Höhendifferenz zwischen dem Ruhewasserspiegel und der mittleren Spiegelhöhe im Reflexionsbereich vor der Wand =

$$= \frac{\pi \cdot H^2}{L} \cdot \coth \frac{2 \cdot \pi \cdot d}{L} \text{ [m]},$$

Δh = Differenzhöhe zwischen dem Ruhewasserspiegel vor der Wand und dem Grundwasser- bzw. rückwärtigen Hafengewässerspiegel [m],

d_s = Wassertiefe beim Grundwasser- bzw. rückwärtigen Hafengewässerspiegel [m],

γ = Wichte des Wassers [kN/m³],

p_1 = Druckerhöhung (Wellenberg) bzw. -verringern (Wellental) am Fußpunkt des Bauwerks infolge Wellenwirkung =

$$= \gamma \cdot H / \cosh \frac{2 \cdot \pi \cdot d}{L} \text{ [kN/m}^2\text{]},$$

p_0 = maximale Wasserüberdruckordinate in Höhe des landseitigen Wasserspiegels

$$= (p_1 + \gamma \cdot d) \cdot \frac{H + h - \Delta h}{H + h + d} \text{ [kN/m}^2\text{]},$$

p_x = Wasserüberdruckordinate in Höhe des Wellentales

$$= \gamma \cdot (H - h + \Delta h) \text{ [kN/m}^2\text{]}.$$

Das Verfahren geht von der Vorstellung der Total-Reflektion aus, die nur bei langgestreckten Ufermauern zutrifft: die Wellenspitze liegt dann um $H + h$ über dem Ruhewasserspiegel infolge der Trochoidenform der Wasserwelle.

b. Flutwelle - gebrochen, Wellenstoßkraft nicht vernachlässigbar, aber analytisch bisher nicht erfaßbar; daher meist Modelluntersuchungen. Für Vorberechnungen wird in EAU 1990 der Ansatz nach MINIKIN (1963) empfohlen, s. a. Empfehlung E135.

Sobald die Flutwelle gebrochen ist, läuft sie mit gleicher Höhe und Geschwindigkeit weiter, doch ohne eine Schwingungsbewegung der Wasserteilchen. Die Wellendrucklast ist dann geringer als vor dem Brechen; wegen der Berechnung wird a. a. O. verwiesen. Bei Pfählen (Durchmesser D) werden die Wellen nicht reflektiert, sondern nur etwas aufgestaut. Lastermittlung nach dem Verfahren von MORISON et al. (1950); Wellendruckkraft p_w ist danach für einen runden Pfahl:

$$P_w \text{ [kN/m]} = 0,6 \cdot \rho_w \cdot u \cdot |u| + 2 \rho_w \cdot A \cdot (\partial u / \partial t) = P_D + P_M \quad (\text{H0/03}),$$

wo A der Pfahldurchmesser,
 ρ_w die Dichte des Wassers,
 u die horizontale Geschwindigkeitskomponente der Wasserpartikelchen am Pfahlort [m/s] bedeuten.

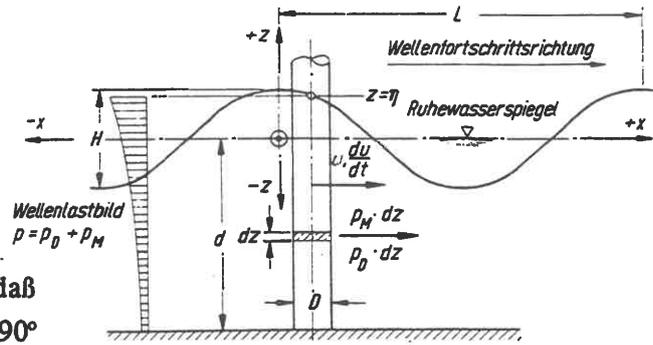


Bild H0.06

Näheres s.a. E 159 der EAU. Man beachte, daß die Anteile P_D und P_M (s.a. Bild H0.06) um 90° phasenverschoben sind. P_M ist eine Massenkraft infolge der Trägheit des verdrängten Wasservolumens.

.10 Eisdruck

Zum Eisdruck gibt HAGER (1990) die für den Grundbau notwendigen Hinweise.

Eine Auswertung des wenigen Schrifttums auf diesem Gebiet ergibt folgendes Bild: Abkühlendes Wasser kristallisiert - in einer zusammenhängenden Eisdecke; oder

- in Form suspendierter Kristalle, die im turbulent bewegten Wasser nicht zusammenwachsen; oder
- als Grundeis an Bauteilen unterhalb des Wasserspiegels.

Für den Eisdruck auf Bauwerke ist die Eisdecke oder die treibende Eismasse von Bedeutung. Bei Frost bildet sich eine Eisdecke, deren Dicke mit zunehmender Abkühlung wächst. Wie Bild H0.07 (ANDERSON 1960) zeigt, zieht sich die Eisdecke wie alle festen Körper bei Abkühlung zusammen. Dabei reißt sie wegen der geringen Zugfestigkeit des Eises auf (Zugrisse über die halbe Plattendicke). Die begrenzte Wärmeleitfähigkeit vermindert die zeitliche Zunahme der Dicke, wobei eine Schneedecke isolierend wirkt.

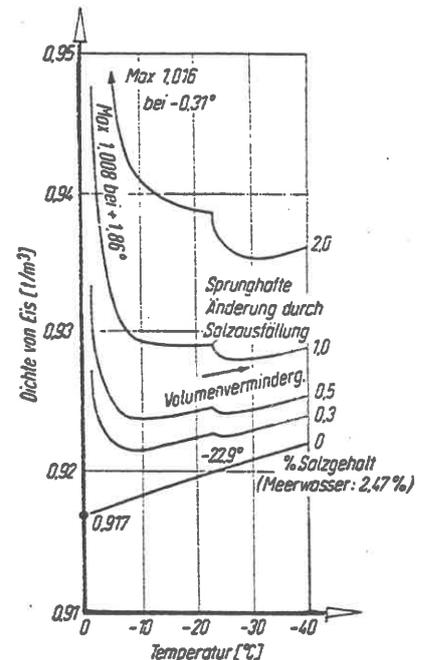


Bild H0.07

Bei wieder ansteigender Temperatur dehnt sich das Eis aus ($\alpha \approx 5 \cdot 10^{-5}$) und verspannt sich zwischen festen Rändern, wenn der Temperaturanstieg so schnell erfolgt, daß diese Zwangsspannungen nicht durch Kriechen relaxieren. Die Bilder H0.08 und H0.09 geben Hinweise auf die Abhängigkeit des statischen Eisdrucks von Temperatur, Temperaturänderung und Eisdicke (ROSE 1947; GAITHER 1968/69) bei unbehinderter Ausdehnung. Bei behinderter Ausdehnung empfiehlt sich ein Zuschlag von 50%.

Die Eisdicke korreliert mit der Summe der Frosttage (s. D8), s. a. HAGER (1990).

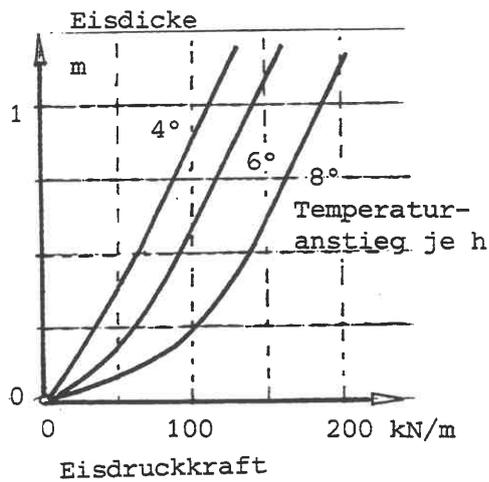


Bild H0.08

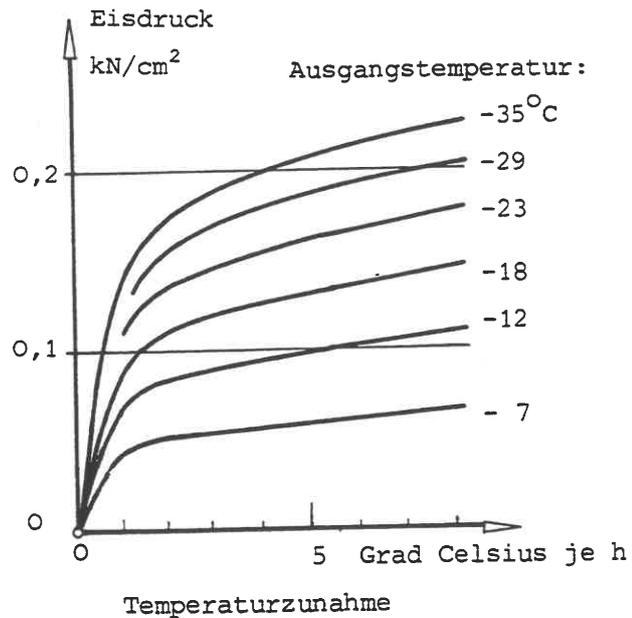


Bild H0.09

Treibeis

Treibeis tritt in Form von Bergen oder Schollen auf. Seine Bewegungsrichtung resultiert aus der Wind- und Strömungsrichtung. Wenn Treibeis auf ein Hindernis trifft, bricht es am Kontaktpunkt solange weg, bis die Kontaktspannung kleiner als die Fließspannung des Eises ist. Bauwerk wirkt als Eisbrecher. Eisstoßkräfte sind wie Schiffsstoßkräfte Massenkräfte, d. h. geschwindigkeitsabhängig. Geschwindigkeit bei langsamem Antreiben etwa 1 km/h. Treibrichtung unklar: Bauwerke, die mehr als 1 km vom Ufer entfernt sind, können allseitig beaufschlagt werden (TRYDE 1973).

Brechen des Eises nicht stetig, sondern rhythmisch mit Frequenz von 1-5 Hz ohne Rücksicht auf die Eigenfrequenz des Bauwerks. Abriebeffekt am Bauwerk durch mitgeschlepptes Geschiebe! Vertikallast durch Aufhängen am Bauwerk vor allem bei Pfählen beachtlich! - Maßgebend für Treibeislast ist die Eisfestigkeit. Sie hängt ab von

- Reinheit und Luftblasengehalt (Natureis ist weicher als Laboreis);
- Belastungsgeschwindigkeit (Fließgrenze nimmt mit der Geschw. ab);
- Eistemperatur (s. Bild H0.04)
- Eisdicke (LAUCHT 1963; RUCK/FREUND 1969)
- Salzgehalt.

Angaben zur Festigkeit bei HAGER (1990).

Eislasten müssen vom Bauherrn in den Ausschreibungsunterlagen genannt werden. Sie ergeben in der BRD nur im Bereich der Ostsee maßgebende Bemessungslasten, während in der Nordsee eher die Wellenlasten maßgebend sind.

.11 Winddruck

Maßgebend ist DIN 1055, Teil 4. Spitzenlasten werden durch eine durchziehende Bö erzeugt. Beim offenen Wasser ist die Wechselwirkung Wasser/Luft zu beachten: der von einem Sturm verursachte Wellengang klingt noch 1-2 Tage nach, wenn sich die Luft schon beruhigt hat (bei Versorgung von See- baustellen zu beachten).

.12 Kolke

Unter einem Kolk versteht man eine durch Wirbelströmungen verursachte trichterförmige Vertiefung einer Gewässersohle. Er entsteht deswegen insbesondere dann, wenn im strömenden Wasser ein strömungstechnisch ungünstig geformter Bauteil, z. B. ein Pfahl für ein Baugerüst, abgesetzt wird oder wenn Schiffsschrauben zu nahe an der Sohle arbeiten (s. E83 aus EAU 1980).

Bild H0.10, das sog. Hjulstrøm-Diagramm, gibt eine Beziehung zwischen dem für die Gewässersohle kennzeichnenden Korndurchmesser und der kritischen Geschwindigkeit v_w an, die diese Körner in Bewegung bringt.

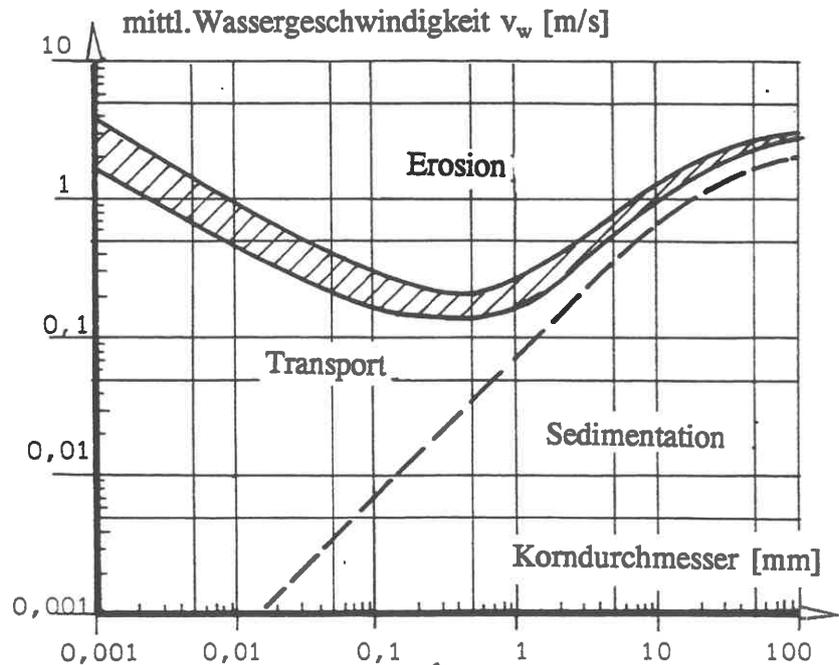


Bild H0.10
Hjulstrøm-Diagramm

Wenn man umgekehrt wissen will, welches Material als Sohlensicherung geschüttet werden muß, empfiehlt sich die Anwendung der Formel $d = 40 v_w^2 / (0,9 - \tan \beta)$ (H0/04),

wo d (mm) der erforderliche Korndurchmesser, v_w (m/s) die lokale Geschwindigkeit und β der Böschungswinkel sind. Wenn die Körner gut im Verbund verzahnt liegen, kann d bis auf die Hälfte vermindert werden. Zu beachten ist allerdings, daß das Hjulstrøm-Diagramm von dem Fall des gleichförmigen Anströmens ausgeht.

Kolk-tiefen lassen sich nicht vorausberechnen und müssen deswegen aufgrund von Erfahrung als Nominalwerte vorgegeben werden.

Anmerkung:

Zu kolkartigen Eintiefungen kommt es vor geschlossenen Kaimauerwänden, wenn Schiffe mittels eigener Seitenstrahlantriebe (Hilfsschrauben quer zur Achse des Schiffes) statt mit Schlepperhilfe anlegen. Siehe dazu die Beiträge zum 3. Internationalen Seminar "Renovation and improvements to existing quay structures" (1993) in Gdansk (Polen).

.13 Schiffsdruck, Schiffsstoß

Bei Uferanlagen empfiehlt die E38 (EAU 1990), den Anlegedruck eines Schiffes als Druckkraft in gleicher Größe anzusetzen wie die entsprechende Poller-Zugkraft nach der E12. Sie beträgt z. B. für ein Schiff von 5000 BRT 300 kN. Wenn Baukörper (Brückenpfeiler z. B.) jedoch unmittelbar an einer Fahrrinne stehen, muß auch eine Kollision als Unfall statisch berücksichtigt werden. So sind bei den Rheinbrücken folgende Lasten als Nominalwerte zu berücksichtigen:

- a) für Pfeiler im Bereich der dem Schiffsverkehr dienenden Wasserflächen
in Fahrtrichtung 30 MN, senkrecht zur Fahrtrichtung 15 MN;
- b) für Pfeiler auf den Vorländern
in Fahrtrichtung 0,6 MN, senkrecht zur Fahrtrichtung 0,3 MN,

jeweils 1,5 m über dem höchsten Schiffahrtswasserstand. Die Lasten wurden vom Bundesverkehrsministerium nach der Stoßkraftformel $\frac{1}{2} m \cdot v^2$ und unter Berücksichtigung der Energievernichtung durch die Eigenverformung des Schiffes und einer Fahrtverzögerung ab 50 m Abstand vom Pfeiler berechnet.

Schrifttum zu HO

- ANDERSON (1960): Physical Constants of Sea Ice. Research Applied in Industry 13, No. 8, London.
- ARBEITSKREIS UFEREINFASSUNGEN (1990): Empfehlungen. 8. Auflage. Verlag Ernst & Sohn, Berlin.
- GAITHER, W.S. (1968/69): Ice Forces on Marine Structures. AIPCN 1, S. 65-73.
- HAGER, M. (1990): Eisdruck. In: Grundbautaschenbuch Teil 1, 4. Auflage, Kap. 1.14. Verlag Ernst & Sohn, Berlin.
- LAUCHT, H. (1963): Von den Eigenschaften des Eises. Mitteilungen des Franzius-Instituts Hannover, Nr. 23, S. 196-225.
- ROSE, E. (1947): Thrust Exerted by Expanding Ice Sheet. Transactions ASCE 112, S. 895.
- RUCK, K.W./ FREUND, H. (1969): Ergebnisse und Untersuchungen über Festigkeiten von Ostsee- und Süßwassereis. Der Bauingenieur 44, S. 338-343.
- TRYDE, P. (1973): Beanspruchungen von Bauwerken durch Eisschollen. Verhandlungen des Internationalen Schiffahrtkongresses II-4.

H1 Gründungen

.01 Begriffe

Gründungen können nach der Tiefe unterschieden werden, in der die Lasten in den Baugrund eingeleitet werden. Man bezeichnet dann als

Flachgründung: das Absetzen der Fundamentlasten auf eine oberflächennahe tragfähige Bodenschicht, aber frostfrei (80 cm tief);

Tiefgründung: das Absetzen der Fundamentlasten in einer tieferen Bodenschicht, beispielsweise mit Hilfe von Pfählen.

Anmerkung:

Eine Mischform ist die Plattengründung auf Reibungspfählen zur Dämpfung der Setzungen.

Gründungen können aber auch nach der Art der Krafteinleitung unterschieden werden. Man bezeichnet dann als

Flächengründung: eine Gründungsart, die dadurch gekennzeichnet ist, daß in der Kontaktfläche zwischen Bauwerk und Baugrund, der Sohle oder Sohlfläche, exzentrische und schräg zum Lot wirkende Lasten übertragen werden können;

Pfahlgründung: eine Gründungsart, bei der die Lasten mit stützenden Stäben - die überwiegend durch Normalkräfte beansprucht werden - in den Baugrund eingeleitet werden.

Anmerkung:

Während eine Pfahlgründung gewöhnlich eine Tiefgründung ist, kann eine Flächengründung sowohl Flachgründung als auch Tiefgründung (Beispiel: Gründung auf Brunnen oder Pfeilern) sein.

.02 Bemessung von Flachgründungen nach zulässigen Sohlspannungen

Da bei Bauwerken von geringerer wirtschaftlicher Bedeutung allenfalls die Art des Baugrunds bekannt ist, nicht aber dessen Scher- und Druckfestigkeit, bietet die DIN 1054.100 die Möglichkeit, einfache Einzel- oder Streifenfundamente aufgrund zulässiger Sohlspannungen zu bemessen.

Bild H1.01 zeigt als Beispiel je eine Tafel mit zulässigen Sohlspannungen für einen nichtbindigen und für einen bindigen Boden. Voraussetzung für die Anwendung ist also eine zuverlässige Klassifizierung des tragenden Baugrunds bis in eine Tiefe gleich der 2-fachen Fundamentbreite. Außerdem muß die Geländeoberfläche nahezu eben sein, und die Lasten müssen überwiegend statisch sein.

Kleinste Einbindetiefe des Fundaments m	Zulässige Bodenpressung in kN/m ² bei Streifenfundamenten mit Breiten b bzw. b' von					
	0,5 m	1 m	1,5 m	2 m	2,5 m	3 m
0,5	200	300	330	280	250	220
1	270	370	360	310	270	240
1,5	340	440	390	340	290	260
2	400	500	420	360	310	280
bei Bauwerken mit Gründungstiefen f ab 0,3 m und mit Fundamentbreiten b ab 0,3 m	150					

Tabelle 1: Nichtbindiger Baugrund und setzungsempfindliches Bauwerk

Kleinste Einbindetiefe des Fundaments m	Zulässige Bodenpressung in kN/m ² bei Streifenfundamenten mit Breiten b bzw. b' von 0,5 bis 2 m und einer Konsistenz		
	steif	halbfest	fest
0,5	150	220	330
1	180	280	380
1,5	220	330	440
2	250	370	500
Entspricht den Bodengruppen SU, ST, ST, GU, G \ddot{T} nach DIN 18 196, Ausgabe Juni 1970.			

Tabelle 4: Gemischtkörniger Boden, der Korngrößen vom Ton bis in den Sand-, Kies- oder Steinbereich enthält (z.B. Geschiebemergel, Geschiebelehm)

Bild H1.01

Diese Tafelwerte wurden aufgrund großmaßstäblicher Versuche (s. z.B. MUHS 1968), Grundbruch- und Setzungsberechnungen und unter Berücksichtigung der bisherigen praktischen Erfahrungen so gewählt, daß auf die sonst notwendigen Nachweise einer ausreichenden Grundbruchsicherheit (vgl. H1.05) oder einer zulässigen Setzung (H1.06) verzichtet werden darf, wenn folgende Voraussetzung erfüllt ist: ein nichtbindiger Boden muß mindestens mitteldicht gelagert sein; ein bindiger Boden muß mindestens eine steife Konsistenz haben. Wenn die Qualität deutlich besser ist, können die zulässigen Sohlspannungen noch erhöht werden. Auch die Grundrißform wird überschlägig berücksichtigt, indem für gedrungene Querschnitte (Seitenverhältnis unter 2:1) eine Erhöhung um 20 % zugelassen wird.

Da die zulässige Vertikalkomponente V der Sohlkraft nach der Grundbruchtheorie abnimmt, wenn die Wichte des Bodens durch einen hohen Grundwasserstand vermindert wird oder gleichzeitig eine Horizontalkraft H wirkt, müssen die auf dieser Grundlage bestimmten Sohlspannungen in solchen Fällen abgemindert werden: das sind die mit der Fundamentbreite zunehmenden Tafelwerte (also speziell Tabelle 1, für $b' < 1,5$ m, Bild H1.01).

Die Tafelwerte gelten auch für Schüttungen und Aufspülungen, wenn diese ausreichend verdichtet sind und das Schüttmaterial beständig ist.

Die für Fels in DIN 1054 zugelassenen Sohlspannungen von 1 - 4 MN/m² dürfen nur angewendet werden, wenn der Fels nicht zu stark gestört, geklüftet oder verwittert ist; sie sind ein grober Anhalt für einfache Fälle.

Die Tafelwerte gelten für mittige Fundamentlasten. Wenn man sie auf den Fall ausmittiger Last anwenden will, muß wie beim Grundbruchnachweis die Sohlfläche A auf eine Teilfläche A' reduziert werden, deren Schwerpunkt der Lastangriffspunkt ist.

.03 Gleitsicherheit

Der Nachweis der ausreichenden Gleitsicherheit kann sich - s. Bild H1.02 - auf zwei Arten des Baugrundversagens beziehen: entweder gleitet der feste Fundamentkörper auf dem Boden ab oder Fundament und ein Teil des Bodens gleiten gemeinsam auf einer unter dem Fundament anstehenden Schicht geringerer Scherfestigkeit ab. Der letztere Fall stellt bereits den Übergang zum Grundbruch dar: die Bodenreaktion besteht aus einer Sohlschubkraft und dem durch eine Verschiebung geweckten Erdwiderstand.

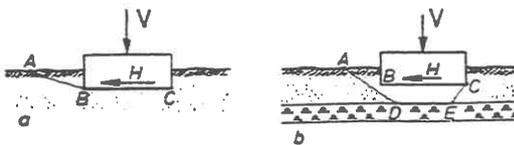


Bild H1.02

Bei Fundamenten in Ortbeton kann die Scherfestigkeit des Bodens (s. D6) voll angesetzt werden, um die maximal möglichen Reaktionskräfte zu berechnen. Gegebenenfalls muß auch ein Porenwasserüberdruck (Anfangszustand!) berücksichtigt werden.

Unabhängig davon sollte die Sohlfläche einwandfrei dräniert werden. Daher empfiehlt sich bei bindigen Böden eine Sauberkeitsschicht von etwa 10 cm aus nichtbindigem Material.

Heranziehung des Erdwiderstands:

Bei ausreichend tiefer Gründung wird die Gleitsicherheit durch die Erddruck-Reaktion auf die Stirnseite des Fundaments erhöht (Bereich AB in Bild H1.02a).

Wenn man den Erdwiderstand nur zur Hälfte ansetzt, genügen nach E5.26 geringe Verschiebungen, um ihn zu wecken, so daß man annehmen kann, daß Erdwiderstand und Sohlschubkraft annähernd gleichzeitig mobilisiert werden. Verschiebt sich das Fundament stärker, dann fällt die Sohlschubkraft ab und die Reaktion verlagert sich zum Erdwiderstand hin.

Bei Fundamenten von begrenzter Länge quer zur Gleitrichtung setzt man den Erdwiderstand nur über die tatsächliche Projektionsbreite des Fundaments an. Dabei wird die räumliche Mitwirkung des Bodens neben dem Fundament zur sicheren Seite hin vernachlässigt (Alternative bisher: Berechnung nach E 5.32).

Außerdem ist zu prüfen, ob der zur Stützung herangezogene Boden zum Zeitpunkt der Krafteinwirkung mit Sicherheit als dann vorhanden vorausgesetzt werden kann. M.a.W.: wenn man den Erdwiderstand für den Nachweis der ausreichenden Gleitsicherheit heranzieht, sind Aufgrabungen neben dem Fundament nur dann zulässig, wenn die Horizontalkräfte entweder nicht auftreten oder in geeigneter Weise vorher abgefangen werden.

Die Grenzzustandsgleichung lautet unter Einbeziehung des Erdwiderstands (δ_{sd} - Sohlreibungswinkel, i.a. = φ'):

$$H_d \leq V_d \tan \delta_{sd} + E_{pd} \quad (H1/01)$$

(Bild H1.03), wo E_{pd} der Bemessungswert des Erdwiderstandes ist.

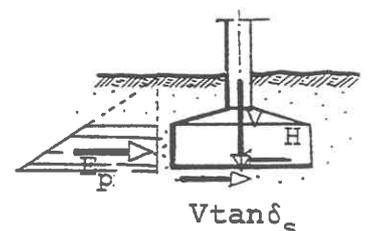


Bild H1.03

.04 Klaffende Fuge

Steht die Resultierende $\{R\} = \{H_x; H_y; V\}$ um das Maß (e_x, e_y) - s. Bild H1.05 - exzentrisch zum Schwerpunkt der Sohlfläche, dann muß kontrolliert werden, ob die Sohlfuge "klafft". Bei linearer Sohl-druckverteilung, d. i. die sog. "einfache" und übliche Annahme bei starren Fundamenten, muß e innerhalb des Kerns (1. Kernweite) bleiben, damit kein Klaffen auftritt. Als 2. Kernweite bezeichnet man denjenigen Abstand der Resultierenden vom Schwerpunkt der Sohlfläche, bei dem die Grenze des gedrückten Sohlflächenbereichs den Schwerpunkt erreicht. Es wird empfohlen, im GZ 1 die 2., im GZ 2 die 1. Kernweite einzuhalten. Damit soll dem Ausweichen des Bodens durch Kriechen unter ausmit-tiger Dauerlast vorgebeugt werden.

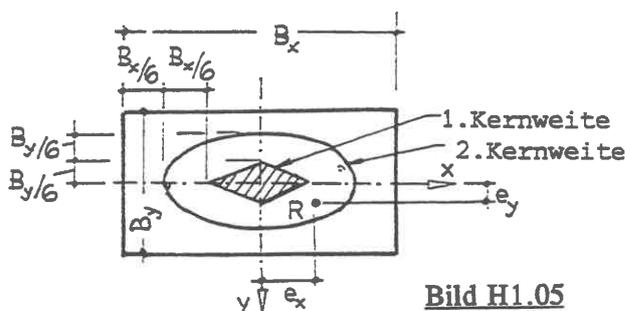


Bild H1.05

Anmerkung:

Durch den Nachweis der klaffenden Fuge wird, in Verbindung mit dem Grundbruchnachweis, im Regelfall für eine ausreichende Sicherheit gegen Kippen gesorgt und der vieldeutige Begriff der Kippsicherheit vermieden: hierzu wurde früher im Grundbau das Verhältnis "Standmoment: Kippmoment" benutzt, wobei die Momente auf die Fundamentkante bezogen wurden. Diese Definition läßt sich leicht ad absurdum führen, sobald nicht H-Kräfte, sondern exzentrisch angreifende V-Kräfte das Kippen auslösen. Auch die Definition "halbe Fundamentbreite : Exzentrizität" wäre unbefriedigend, da sich z.B. bei ständig einseitig exzentrischer Last durch Unterschneiden des Fundaments jede Sicherheitsforderung erfüllen ließe.

Angaben zur 2. Kernweite:

- a. Für den rechteckigen Vollquerschnitt ist die 2. Kernweite näherungsweise durch eine Ellipse gegeben, Bild H1.05:

$$(e_x/B_x)^2 + (e_y/B_y)^2 = 1/9 \quad (\text{H1/03}).$$

- b. Für den kreisförmigen Vollquerschnitt lautet die entsprechende Bedingung

$$e/R = 0,59 \quad (\text{H1/04}).$$

Anmerkung:

Bei großen Exzentrizitäten führen die Begrenzungen der Exzentrizität zu aufgelösten Fundamentformen, Bild H1.06, wobei allerdings große Biegebeanspruchungen in den verbindenden Baugliedern in Kauf genommen werden müssen.

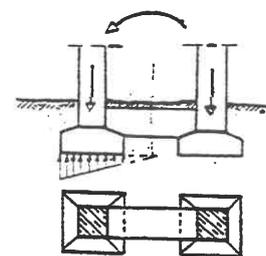
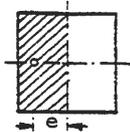


Bild H1.06

Der Einfluß der Fundamentform auf die unter diesen Voraussetzungen berechnete Tragfähigkeit zeigt sich an der folgenden Gegenüberstellung einiger Grundrisse (A - Flächeninhalt, V - Vertikalkraft, M = V · e - aufnehmbares äußeres Moment, ν - max. Randspannung nach der "einfachen Annahme", s. E12.01).

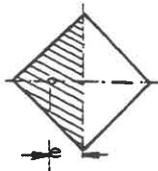
1



$$M = \frac{1}{3} V \cdot \sqrt{A} \quad \sigma = 4(V/A)$$

$$\sigma = 4V/A$$

2



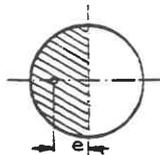
$$M = \frac{1}{4} \sqrt{2} \cdot V \cdot \sqrt{A} = 0,353 \cdot V \cdot \sqrt{A}$$

$$\sigma = 6V/A$$

Anmerkung:

Man sieht, daß die Abschätzung nach (H1/03) geringfügig auf der sicheren Seite liegt (0,333 statt 0,353).

3



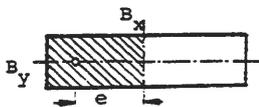
$$M = \frac{3}{16} \sqrt{\pi} \cdot V \sqrt{A} = 0,333 \cdot V \sqrt{A}$$

$$\sigma = \frac{3}{2} \pi (V/A) = 4,72 V/A$$

Anmerkung:

Das aufnehmbare Moment ist praktisch ebenso groß wie im Fall 1; die Randspannung liegt wegen der Massenverteilung zwischen denen der Fälle 1 und 2.

4



Mit der Abkürzung $\beta = B_y/B_x$ ergibt sich:

$$M = V \cdot \sqrt{A} / (3\sqrt{\beta})$$

$$\sigma = 4V/A$$

Bild H1.07

Mit Hilfe dieser Beispiele lassen sich auch zusammengesetzte Grundrisse beurteilen.

Sonderfälle:

In Sonderfällen muß eine zusätzliche Risikoermittlung durchgeführt werden, wenn durch eine geringfügige Änderung der Randbedingungen bereits die rechnerische Sicherheit gegen Kippen, ausgedrückt durch die Forderung nach Begrenzung der klaffenden Fuge, drastisch verringert wird. Beispiele dafür sind, Bild H1.08, der

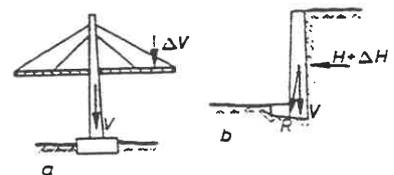


Bild H1.08

Pfeiler mit Freivorbau, die hohe und schlanke Stützmauer oder Baukörper, die plötzlich unter erhöhten Sohlwasserdruck geraten (Hochwasser!). Hier wird als zusätzliche Kontrolle empfohlen zu prüfen, wie sich die Anwendung eines angemessen gewählten Partialsicherheitsfaktors bei den ursächlichen Lasten auf die Standsicherheit des Systems auswirken könnte.

.05 Nachweis der Grundbruchsicherheit

"Grundbruch" ist das Ausweichen des tragenden Bodens unter einer Fundamentlast (s. a. E3.01). Bild H1.09 zeigt ein typisches Beispiel für ein gemessenes Last-Setzungs-Diagramm (LEUSSINK et al. 1966).

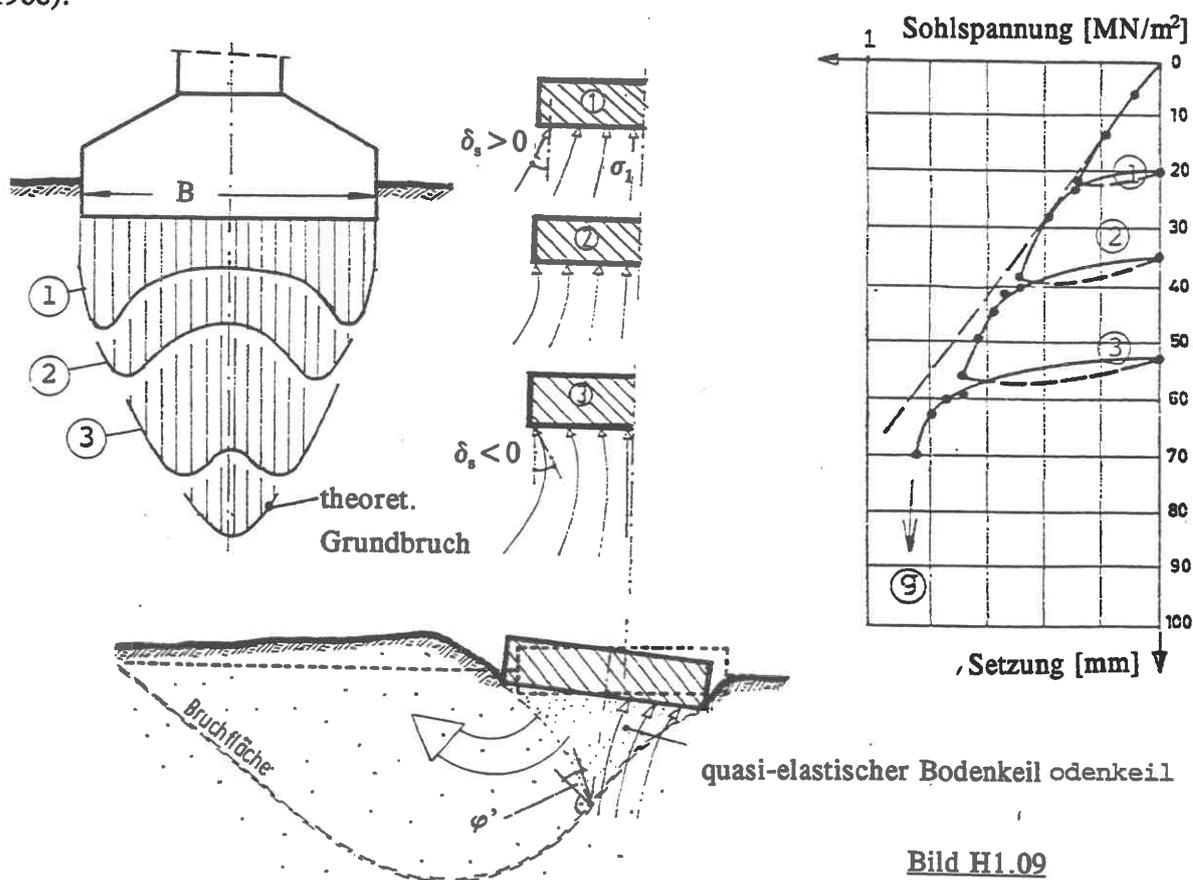


Bild H1.09

Der Baugrund bestand hier aus mitteldicht gelagertem Sand. Im Versuchsablauf sind folgende Phasen zu beobachten:

Phase 1: (Gebrauchslastzustand) In dieser Anfangsphase sind die Setzungen noch annähernd proportional zur Last.

Der Sohlldruck zeigt (Kerbwirkung der Kanten!) zwei außenliegende Maxima, die aber nicht exakt, s. Gl. E1/14, an den Kanten auftreten, weil durch die lokale Verdrängung des Bodens an diesen Stellen bereits eine Sohldruckumlagerung beginnt.

Der Boden behindert die Zugdehnung des Fundamentkörpers; die Trajektorien zeigen zur Fundamentachse.

Phase 2: Die Last-Setzungs-Kurve beginnt sich zu krümmen. Die Sohlspannungsmaxima wandern nach innen, da der von der Kante ausgehende Verdrängungsbereich sich ausweitet. Die Sohlspannungsfläche füllt sich im Mittelbereich auf, da nur dort noch Tragreserven sind.

Die Sohlschubspannungen werden von außen nach innen abgebaut und ändern in Randnähe schließlich ihr Vorzeichen (vgl. Richtungsänderung der Trajektorien).

Phase 3: Die Grenze der statisch möglichen Spannungumlagerung ist im Boden erreicht; der Zustand wird kritisch.

Phase 4: Der Bodenkern, auf den sich das Fundament abstützt, wird instabil und bricht einseitig weg → Grundbruch.

Anmerkung: Bei Belastungsversuchen kann man den Vorgang nur bis zur 3.Phase verfolgen.

Exzentrische und geneigte Last:

Aus dem oben beschriebenen Verhalten eines Korngerüsts unter einer Fundamentlast ergibt sich als allgemeine Regel, daß die Standsicherheit eines Fundaments um so größer ist, je gleichmäßiger die Stützung des mittleren, tragenden Bodenkerns durch die beiden seitlichen Bodenkörper ist.

Daher setzen sowohl eine Exzentrizität wie eine Lotabweichung der Lastresultierenden die Grundbruchlast herab, und zwar insbesondere dann, wenn die Resultierende parallel zur kürzeren Seite wirkt. Bild H1.10 zeigt im Grundriß das Verformungsbild nach einem großmaßstäblichen Grundbruchversuch mit exzentrischer, lotrechter Last auf Sand. Der Bruch trat hier im Gebiet A auf, kann aber auch in B erfolgen.

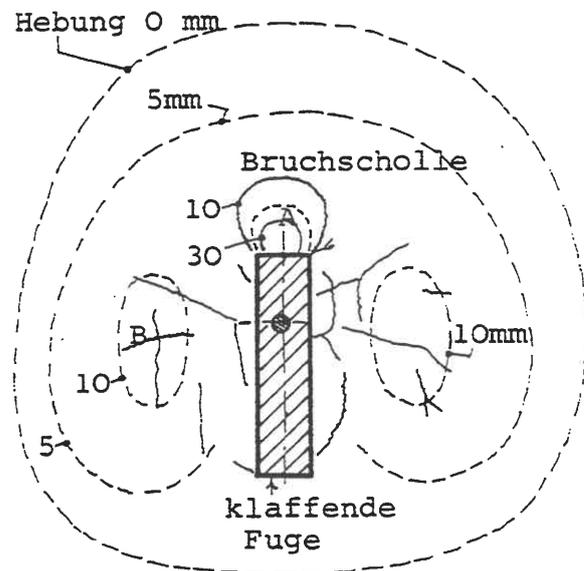


Bild H1.10 (MUHS/WEISS 1969)

Bei zunehmender Neigung der Last gegen das Lot verringert der Bruchkörper rasch sein Volumen und geht → 0, wenn die Lotabweichung den Wert φ bei nichtbindigem Boden erreicht. Das bestätigt sowohl der Versuch, Bild H1.11, als auch die Rechnung, Bild H1.12.

Ein sehr viel kleineres Risiko besteht, wenn H parallel zur langen Seite eines Fundaments wirkt: bei kleiner H- und großer V-Last bricht der Boden zuerst vor der Langseite, wenn die Resultierende zentrisch angreift, so daß H die Traglast nicht vermindert.

Anmerkung: Ein Beweis hierfür steht noch aus. Daher ist in DIN 1054.100 und DIN 4017 auch für diesen Fall eine Abminderung der Traglast vorgesehen, s.u..

Wo größere H-Lasten auftreten können (z.B. aus Windscheiben in Hochhäusern), ordnet man die Fundamente so an, daß ihre Langseite in die Richtung der größten H-Last fällt.

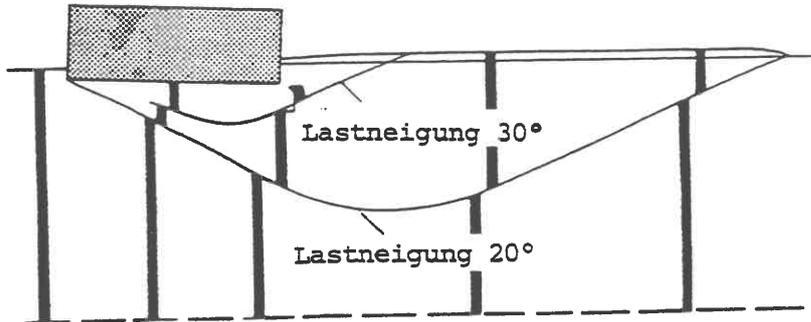


Bild H1.11
(MUHS/WEISS 1975)

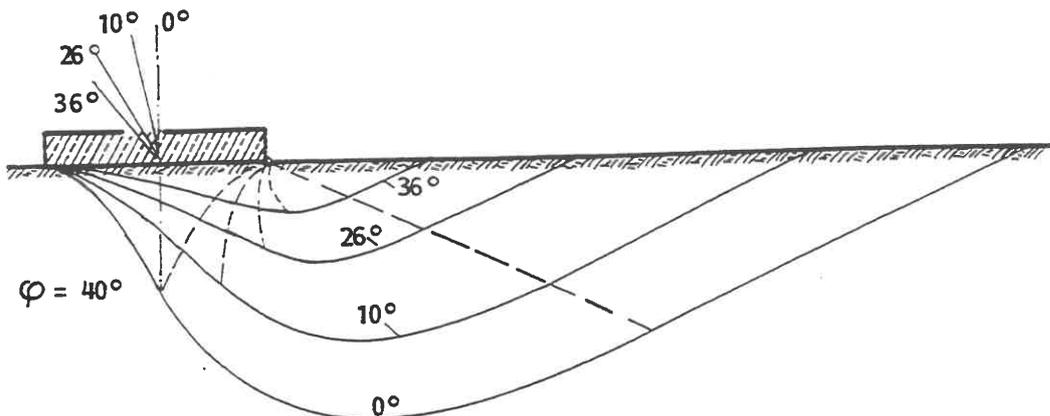


Bild H1.12 Rechnerisch ermittelte Gleitlinien bei variabler Lastneigung (MUHS/WEISS 1975; SMOLTCZYK 1960)

Grundbruchnachweis im Regelfall (s. a. DIN 4017)

1. Berechnung der resultierenden Einwirkung in Höhe der Sohlfläche des Fundaments. Dabei darf der Erdwiderstand E_{pd} über die Einbindetiefe D , Bild H1.13, als günstig wirkende Reaktionskraft vorab schon berücksichtigt werden. Damit liegen für jeden Lastfall die Komponenten $\{V; H_x; H_y\}$ der Last und die Exzentrizitäten $e_x; e_y$ vor. Es ist zu prüfen, ob der Lastfall ($\max V; H=0$) oder ($\min V; \max H$) maßgebend wird.
2. Berücksichtigung der Traglastminderung durch exzentrischen Lastangriff näherungsweise durch Berechnung einer zentrisch belasteten Ersatzfläche (in Bild H1.13 schraffiert) A' mit den Seitenlängen (Rechteck vorausgesetzt) $B'_x = B_x - 2e_x$ und $B'_y = B_y - 2e_y$ (H1.05).

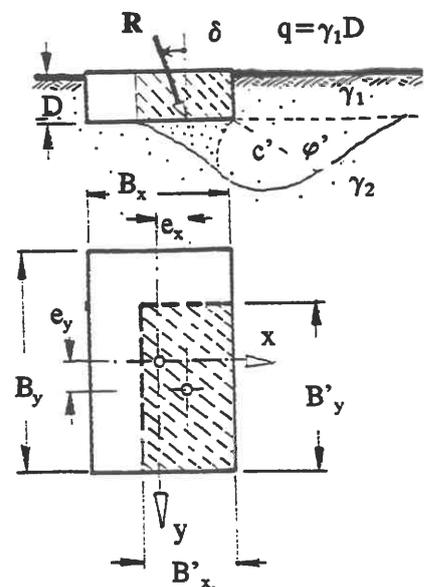


Bild H1.13 (Index "d" weggelassen)

Anmerkung: Die durch dieses vereinfachte Vorgehen implizierte Form des Bruchkörpers bei mittiger Last auf kleinerer Grundfläche weicht von dem wirklichen Bruchkörper bei ausmittiger Last auf A zweifellos ab: man tut so, als ob nur noch ein Teilvolumen des Bodens stützt und A' sich gleichmäßig setzt. Diese Art der Traglastminderung ist aber wenigstens tendenziell sachgemäß und hat sich international eingebürgert.

3. Festlegung der Bemessungs-Bodenkennwerte γ_d (bzw. γ'_d), φ_d und c_d , wobei für letztere je nach der Fragestellung totale oder effektive Werte einzusetzen sind.

Bei geschichtetem Baugrund ist die Grundbruchberechnung sehr problematisch, da man zwecks Anwendung geschlossener Grundbruchgleichungen gewichtete Mittelwerte festlegen müßte und die Gewichtung von der Teilnahme der Schichten am Bruchvorgang abhinge. Letzteres aber wäre wiederum nur in Kenntnis der "richtigen" Bruchfläche machbar, die mit den Randbedingungen und Lastfällen stark variiert. In solchen Fällen ist die kinematische Methode nach E3.06 angebracht.

4. Berechnung der Bemessungslast:

$$V \leq B_x' B_y' (c' \cdot N_c \cdot \nu_c' \cdot \kappa_c + q \cdot N_q \cdot \nu_q' \cdot \kappa_q + B_x' \cdot \gamma_2 \cdot N_b \cdot \nu_b' \cdot \kappa_b) \cdot \xi \quad (\text{H1/06}), \quad \text{aus: K}$$

Einfluß aus: Kohäsion Einbindetiefe Fundamentbreite

falls $B_x' \leq B_y'$, andernfalls muß in den 3. Summanden B_y' statt B_x' eingesetzt werden.

Nach einem auf TERZAGHI (1942) zurückgehenden Vorschlag, damals noch ohne die Beiwerte ν , κ und ξ , werden also die 3 stabilisierenden Einflußgrößen superponiert - eine auf der sicheren Seite liegende Näherung. Die Indizierung weist auf die jeweilige Einflußgröße hin. Im übrigen bedeuten in Gl. (H1/06)

N - Tragfähigkeitsbeiwerte, die nur von φ_d abhängen, Bild H1.14, und nur in einfachen Sonderfällen (s. E3.02) geschlossen berechenbar sind.

ν - Formbeiwerte, mit denen die Abweichungen vom ebenen Verformungszustand (unendlich langer Streifen) berücksichtigt werden. Für das Rechteck haben großmaßstäbliche Versuche (WEISS 1970) ergeben:

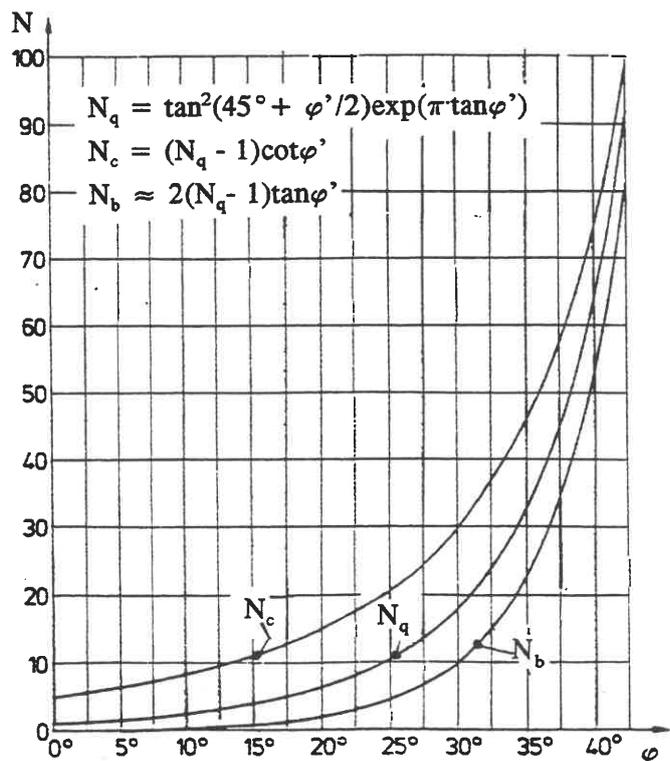


Bild H1.14 (aus DIN 4017)

$$\left. \begin{aligned} \nu_c' &= (\nu_d' N_d - 1) / (N_d - 1), \text{ jedoch nicht kleiner als } 1 + 0,2(B_x' / B_y') \\ \nu_q' &= 1 + (B_x' / B_y') \sin \varphi' \\ \nu_b' &= 1 - 0,3(B_x' / B_y') \end{aligned} \right\} \quad (H1/07).$$

Gl.(H1/07) gilt auch für das Quadrat ($B_x' = B_y'$); die für das Quadrat geltenden Werte werden auch für Kreisfundamente verwendet.

κ - Neigungsbeiwerte:

H parallel zur kleineren Seite B_x' : die Beiwerte können numerisch berechnet werden; die Ergebnisse können wie folgt abgeschätzt werden:

$$\left. \begin{aligned} \kappa_c &= (\kappa_q N_q - 1) / (N_q - 1) \\ \kappa_q &= [1 - 0,7 H_d / (V_d + B_x' B_y' c_d' \cot \varphi_d')]^3 \\ \kappa_b &= [1 - H_d / (V_d + B_x' B_y' c_d' \cot \varphi_d')]^3 \end{aligned} \right\} \quad (H1/08)$$

Sonderfälle: Boden ohne Kohäsion (z. B. Sand)

$$\kappa_q [1 - 0,7 \cdot (H/V)]^3; \quad \kappa_b = [1 - H/V]^3 \quad (H1/09)$$

Boden ohne innere Reibung ($\varphi = 0; c = c_u$)

$$\kappa_q = 1; \quad \kappa_c = 0,5 [1 + \sqrt{1 - H_d / (B_x' B_y' c_u)}] \quad (H1/10)$$

H parallel zur längeren Seite B_y' : falls $B_y' = 2 \cdot B_x'$ ist, gestattet die DIN 4017 bei Böden mit Reibung und Kohäsion (oder nur Reibung) den Ansatz günstigerer Werte $\kappa_q = \kappa_b = \sqrt[3]{\kappa_b}$, während $\kappa_c = (\kappa_q N_q - 1) / (N_q - 1)$ und für den Sonderfall $\varphi = 0, c = c_u$ die volle Abminderung nach Gl.(H1/10) verlangt wird. Hierauf wird aus den oben genannten Gründen mit großem Vorbehalt hingewiesen.

Ferner ist in Gl.(H1/06) der Sohlneigungsbeiwert ξ bei einem Neigungswinkel α [°] gegen die Waagerechte:

$$\xi = \exp\{-0,045 \cdot \alpha \cdot \tan \varphi_d'\} \quad (H1/11).$$

Grundbruchnachweis in Sonderfällen

a) Abgestufter Querschnitt

Nach SALDEN (1981) sind die Tragfähigkeitsbeiwerte $N_{c\beta}$, $N_{q\beta}$ und $N_{b\beta}$ bei einem Fundament mit keilförmiger (Öffnungswinkel β) Sohle kleiner als bei waagerechter Sohlfläche. Bei abgestufter oder angeschrägter Sohlfläche (Bild H1/15) rechnet man zweckmäßig mit den im Bild gestrichelt eingetragenen Ersatz-Keilformen.



Bild H1.15

Bei der in Bild H1.16 skizzierten Stützmauer mit Sporn kann man zu einer für einen Grundbruchnachweis rechnerischen Breite $cal\ B$ kommen, wenn durch die Hinterkante des Sporns eine Coulombsche Bruchfläche gelegt und geprüft wird, ob sich dabei eine größere Breite als die des Fundaments ergibt.

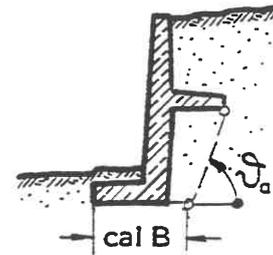


Bild H1.16

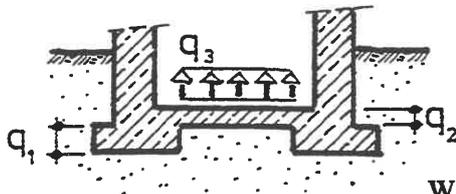


Bild H1.17

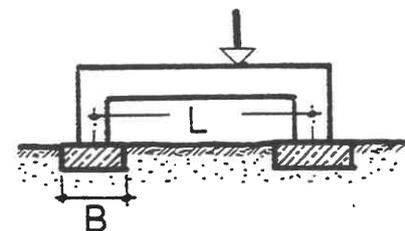
Wenn bei Kellerfundamenten die aus q_1 (Einbindung in den Boden) und q_2 (Sohlplattengewicht) resultierende Auflast noch keine ausreichende Sicherheit gibt, kann man die Platte für die noch fehlende Differenzlast q_3 (Sohldruck) bemessen (Bild H1.17).

b) Einfluß benachbarter Fundamente

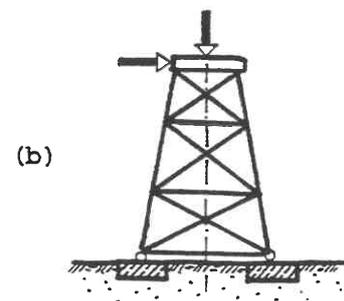
Wenn zwei Fundamente so dicht beieinander stehen, daß sich die Bruchbereiche zwischen ihnen überschneiden, beeinflussen sie sich in ihrer Traglast. Dabei müssen die 3 Fälle in Bild H1.18 a-c unterschieden werden:

- (a) drehsteife Zwangskopplung zweier Fundamente;
- (b) drehsteife oder -weiche Zwangskopplung, aber mit ungleicher Belastung;
- (c) kinematisch unabhängige Fundamente mit ungleicher Belastung.

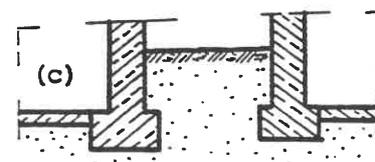
Bisherige wissenschaftliche Untersuchungen behandeln nur Fall (a) unter der Annahme, daß beide Fundamente gleichzeitig versagen. Dabei zeigen Versuch wie Rechnung (siehe z. B. Bild H1.19 nach STUART 1962), daß die Grenzlast über die Summe der Einzel-Grenzlasten hinaus bis zu einem Maximum ansteigt und dann wieder langsam abfällt, wenn L/B anwächst, d. h. die Fundamente sich voneinander entfernen: links vom Maximum wirken noch beide Fundamente gemeinsam, so daß der Vergrößerungsfaktor V mit L zunimmt und der Grundbruch nach außen maßgebend ist. Rechts vom Maximum ist der Bruch nach innen maßgebend. Die Spitze ist also ein Verzweigungspunkt der Lösung.



(a)



(b)



(c)

Bild H1.18

In den Fällen nach Bild H1.18 (b) und (c) kann man von diesen Ergebnissen keinen Gebrauch machen, sondern muß jedes Fundament einzeln unter Berücksichtigung der risikomindernden Wirkung des Nachbarfundaments untersuchen. Dabei kann so vorgegangen werden, wie es Bild H1.20

zeigt: das Nachbarfundament wird mit seiner Minimallast $\min P_2$ in die seitliche Auflast $\gamma D \cdot L_f$ einbezogen. Für L_f muß man die unter Berücksichtigung der Gleitlinienkrümmung für $D=0$ von WEISS (1975) berechneten Werte nach Bild H1.21 bzw. Bild H1.22 einsetzen. Wie Bild H1.22 zeigt, sind diese Längen wesentlich kürzer als die nach E3.02 berechneten. Sie wurden nach dem Verfahren E3.03 ermittelt.

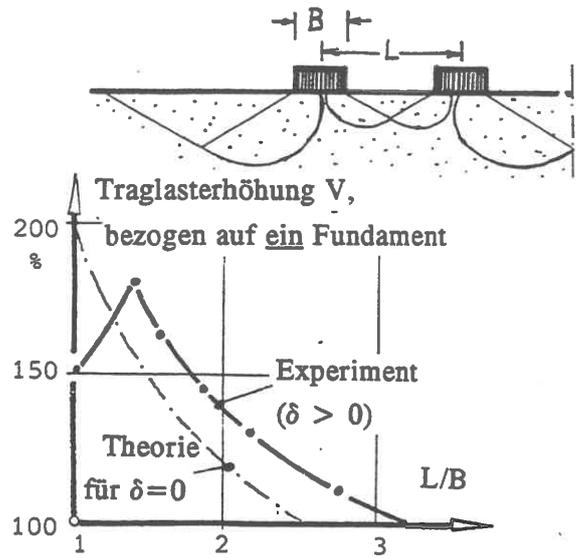


Bild H1.19

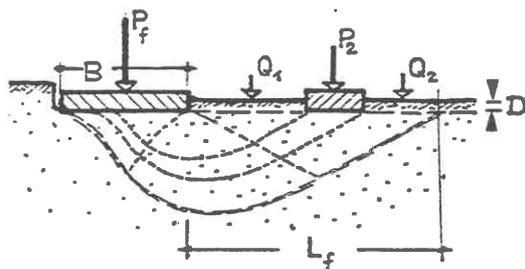


Bild H1.20

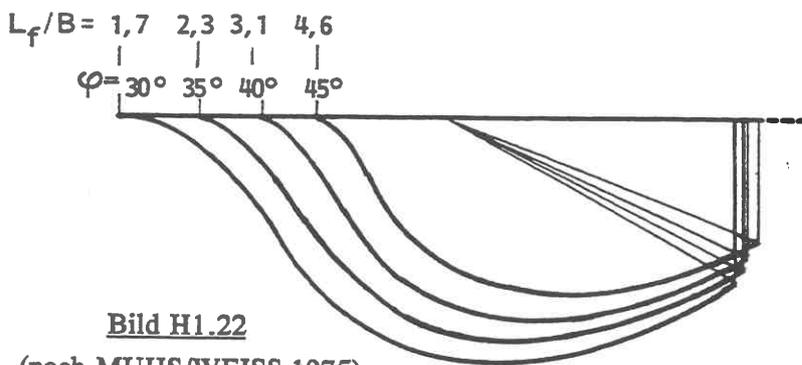


Bild H1.22

(nach MUHS/WEISS 1975)

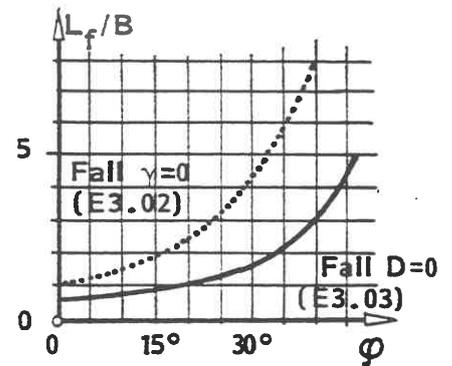


Bild H1.21

c) Aufgelöste Fundamentgrundrisse

Bei den in Bild H1.23 skizzierten aufgelösten Fundamentformen sind die äußeren Abmessungen für den Grundbruchnachweis nicht maßgebend, da die Fundamentstreifen nicht unabhängig von querlaufenden Streifen (Torsionsfessel!) versagen können.

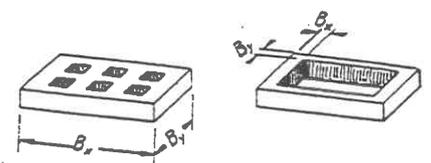


Bild H1.23

d) Fundamente mit nicht-rechteckigem Grundriß (SMOLTCZYK 1976)

Da eine Grundbruchtheorie für allgemeine räumliche Aufgaben nicht vorhanden ist und sich die Formbeiwerte nur auf Rechteckflächen beziehen, müssen abweichende Formen in plausibler Weise durch Rechteckformen angenähert werden.

d1) Fundament mit einspringenden Seiten, Bild H1.24
 Der Bruch wird in A und B ausgelöst. b_1 wäre als rechnerische Breite zu günstig, b_2 zu ungünstig. Daher rechnet man die Gesamtfläche A aus und daraus $\text{cal } b = A/a$: Nachweis an der Ersatzfläche $a \cdot (\text{cal } b)$.

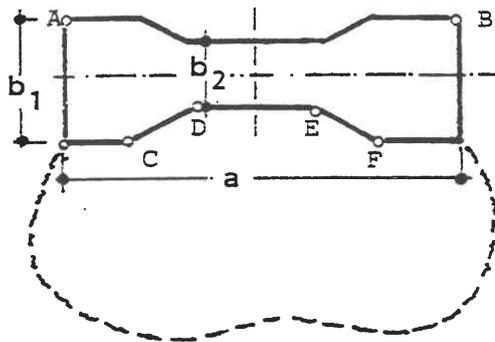


Bild H1.24

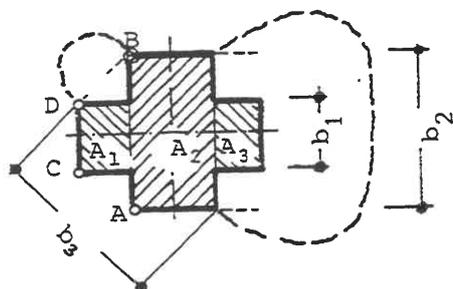


Bild H1.25

d2) Fundament mit ausspringenden Seiten, Bild H1.25

Ob der Bruch in C,D oder A,B beginnt, hängt von b_1/b_2 ab. Bei gedrungener Grundrißform ist die rechte Bruchfigur wahrscheinlicher. Rechnerische Ersatzbreite $\text{cal } b = (A_1 + A_2 + A_3)/b_2$, bzw. über die Diagonale = $(A_1 + A_2 + A_3)/b_3$.

d3) Beliebiger Grundriß (Bild H1.26)

Aufgrund der Hypothese, daß die Hauptträgheitsachsen auch die bevorzugten Entwicklungsrichtungen des Grundbruchs sind (ebene Bruchzustände können sich in diesen Richtungen am ehesten zwängungsfrei ausbilden), wird eine Ersatzfläche so bestimmt, daß sie

- (a) flächengleich ist;
- (b) dieselben Hauptträgheitsrichtungen und
- (c) dasselbe Verhältnis I_1/I_2 der Hauptträgheitsmomente hat. Dazu rechnet man I_{xx} , I_{xy} , I_{yy} und dann $\tan 2\alpha$ (Gl. E0/09) aus. Mittels Gl.(E0/08) bekommt man I_1 und I_2 und wegen $A = b^2 \cdot \sqrt{I_2/I_1}$ die Abmessungen der rechnerischen Ersatzfläche:

$$\text{cal } b = \sqrt{A \cdot \sqrt{I_1/I_2}}$$

$$\text{cal } a = A/(\text{cal } b)$$

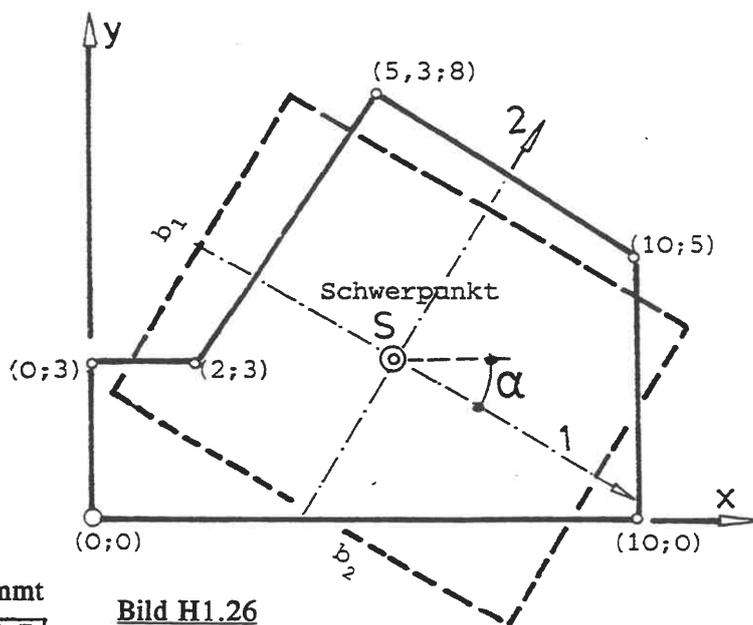


Bild H1.26

d4) Fundament in U-Form, Bild H1.27

Da das Fundament keine über die Breite a hinausstehenden Teile hat und einfach symmetrisch ist, braucht man den Schwerpunkt S nicht zu bestimmen, sondern rechnet die Ersatzbreite $\text{cal } b = A/a$ unmittelbar aus.

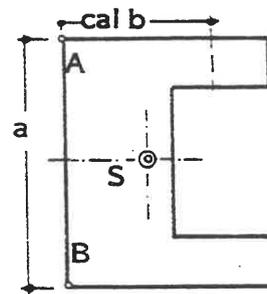
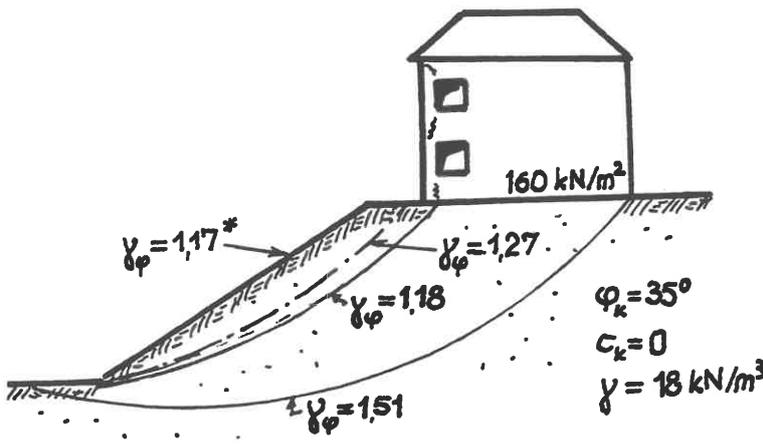


Bild H1.27

d5) Exzentrische Belastung unregelmäßiger Grundrisse

Man ermittelt wie üblich den Durchstoßpunkt der Resultierenden durch die Sohlfläche. Dann wandelt man die unregelmäßige Sohlfläche nach den angegebenen Regeln in ein Ersatzrechteck um und prüft, ob die Resultierende innerhalb der 1. Kernweite der Ersatzrechteckfläche bleibt (es ist nicht zu empfehlen, bei unregelmäßigen Grundrissen Durchstoßpunkte zwischen der 1. und 2. Kernweite zuzulassen, wie das nach DIN 1054 bei regelmäßigen Grundrissen für die Gesamteresultierende gestattet wird) und ermittelt weiter die Exzentrizitäten in bezug auf die Längen $cal a$ und $cal b$. Dann geht der Nachweis weiter wie im Regelfall.

e) Flachgründung in der Nähe einer Böschung



* falls ∞ hoch

Bild H1.28

Bild H1.28 zeigt das Ergebnis einer Geländebruchuntersuchung nach dem in E6 gezeigten Lamellenverfahren.

Geht man davon aus, daß nur die Hauskanten singuläre Anrißpunkte für ein Böschungsversagen sein können, kommt man zu u.U. günstigen Aussagen: es wäre dann nämlich ergänzend nachzuweisen, ob die Hauskonstruktion überhaupt in der Lage ist, einen Bruchzustand innerhalb des Hausgrundrisses zu verhindern, d.h. man müßte eine

Bruchfläche untersuchen, die sich durch das Gebäude hindurch nach oben fortsetzt. Praktisch läßt sich das am einfachsten erfassen, indem man die im Gebäude mobilisierbare Scherkraft als zusätzliches Reaktionsmoment ansetzt.

.06 Nachweis der Setzungen

Formal wird der Nachweis der Setzung eines Bauwerks, d.h. seiner Fundamente, dann gefordert, wenn z. B. die zulässigen Sohlspannungen (s. H1.02) nach DIN 1054.100 überschritten werden sollen oder ihre Anwendung nicht zulässig ist. Es ist aber im Sinne der Sorgfaltspflicht des Ingenieurs zu empfehlen, den Nachweis immer zu führen, wenn flach auf Lockergestein gegründet werden soll. Die

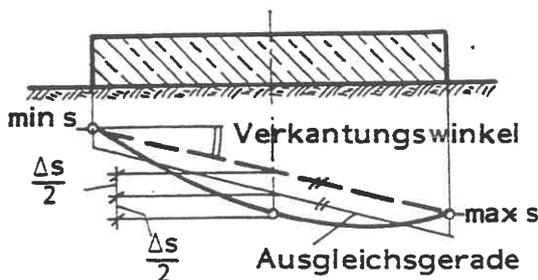


Bild H1.29

Verfahren dafür werden in E2.02 und E2.03 angegeben. Sie ergeben, da die Eigensteifigkeit des Fundaments oder des Bauwerks in der Regel nicht quantitativ berücksichtigt werden kann, eine Setzungsmulde, die im Fundamentbereich durch eine Ausgleichsgerade bzw. Ausgleichsfläche zu ersetzen ist, falls nicht von vornherein - bei konstanter Sohlspannung - mit dem kennzeichnenden Punkt (s. Bild E2.03) gerechnet wird.

Bei exzentrischer Last wird sich rechnerisch eine Setzungsmulde ergeben, deren Maximum mit wachsender Exzentrizität zum höher belasteten Rand wandert. Die Verkantung ergibt sich durch geradlinige Verbindung der Setzungen der einander gegenüberliegenden Fundamentkanten; anschließend paßt man nach Bild H1.29 die Setzung des Mittelpunktes durch eine Parallelverschiebung dieser Geraden an.

Die Notwendigkeit eines Setzungsausgleichs ergibt sich auch, wenn das Baugrundprofil sich im Einzugsbereich der Setzungen deutlich ändert. Zählt man nämlich die Ecken eines Rechteckfundaments im Umlauf von 1 bis 4 durch, dann muß $s_1 + s_3 = s_2 + s_4$ sein, wenn die Sohlfläche eine starre Ebene bleiben soll.

Konstruktive Setzungsbeeinflussung

Da der Baugrund sich um so homogener verhält, je größer eine Sohlfläche ist, kann das Risiko unterschiedlicher Setzungen dadurch verringert werden, daß man die Einzelfundamente eines Bauwerks durch eine gemeinsame Gründungsplatte ersetzt. Aus einer statistischen Untersuchung von NEUBER (1961) von 129 Bauwerken ergab sich folgendes Verhältnis max s/min s:

bei	Plattengründungen	Einzel- oder Streifengründungen	allen Gründungen
50%	1,4	1,8	1,6
70%	1,6	2,4	2,0
90%	2,2	4,0	3,5
der Fälle, das sind 57		72	129 untersuchte Beispiele

Daraus ist auch zu sehen, daß das normale Hochbauwerk als "schlaffe Last" anzusehen ist. Ein nennenswerter Beitrag zur Aussteifung kommt allenfalls bei Bauwerken mit hohen Scheiben wie z.B. Silos zum Tragen.

Die Reduktion des absoluten Setzungsmaßes ist nur durch eine Bodenverbesserung oder einen Austausch der oberen Bodenschichten, falls diese für die Setzung hauptursächlich sind, zu erreichen.

Treffsicherheit von Setzungsprognosen

Da das Verformungsverhalten einer tragenden Bodenschicht nur stichprobenartig untersucht werden kann, ist eine Setzungsberechnung von Vergleich mit gemessenen Setzungen nur eine sehr eingeschränkt zuverlässige Prognose; d. h. sie gibt eher die Größenordnung an und sagt aus, ob im Einzelfall mit Setzungen von 1, 2, 4, 8, 16... cm gerechnet werden muß.

Bei hochplastischen, erstbelasteten bindigen Böden sind die wirklichen Setzungen größer als berechnet; bei den übrigen erstbelasteten bindigen Böden stimmen die Prognosen mit der Wirklichkeit einigermaßen gut überein, solange eine ausreichende Grundbruchsicherheit vorhanden ist.

Bei vorbelasteten bindigen Böden und bei nichtbindigen Böden sind die rechnerischen Werte meist zu groß, weil es schwierig ist, die Kompressibilität solcher Schichten in ihrem natürlichen Vorspannungszustand zutreffend zu beurteilen. LEUSSINK (1963) stellt fest, daß die Prognosen um so unsicherer sind, je tiefer die hauptsächlich setzungsverursachende Schicht unter dem Fundament ansteht. Dem wurde versucht, durch Einführung eines Abminderungsbeiwerts α_1 Rechnung zu tragen (SCHULTZE 1980), doch wird vor der pauschalen Anwendung derartiger Beiwerte gewarnt, zumal es meist gar nicht möglich ist, den Grad der Vorbelastung eines Baugrunds zu definieren. Das zuverlässigste Prognosemittel ist und bleibt die Setzungsmessung an bereits bestehenden Bauwerken oder Schüttungen oder bei Grundwassersenkungen. Auch die Beobachtung der Senkung während der Rohbaumaßnahmen gibt wichtige Hinweise auf eine mögliche Fehleinschätzung.

Zulässige Setzungen

Das zulässige Setzungsmaß hängt nicht nur von statischen Gesichtspunkten, sondern vor allem auch von der Nutzung eines Bauwerks ab. Zum Beispiel läßt sich für ein Turmfundament, das sich gleichmäßig setzt, keine statisch relevante Grenze angeben. Wenn der Turm aber Rohrverbindungen nach außen hat oder als Höhenfestpunkt dienen soll o. ä., bestimmen diese Umstände das Maß der zulässigen Setzung. Das gilt analog auch für die Verkantung eines Bauwerks als starres Ganzes, solange die Standsicherheit noch nicht nennenswert beeinträchtigt ist.

Anmerkung:

Man beachte aber, daß es eine große und gleichzeitig gleichmäßige Setzung in der Natur kaum gibt, s. o. die Tabelle $\max s/\min s$, selbst wenn man das aufgrund der Baugrundverhältnisse und der Setzungsberechnung annehmen müßte.

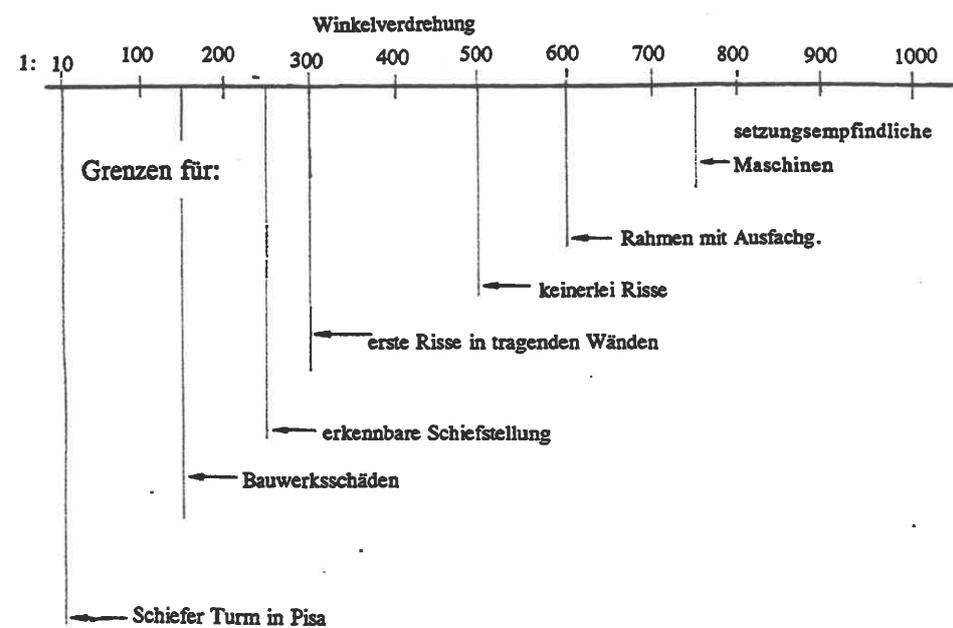
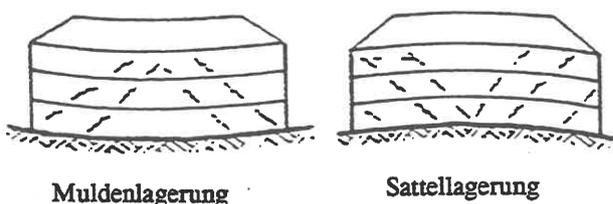


Bild H1.30 (BJERRUM 1973)



Eine Zusammenstellung der in der Literatur veröffentlichten Daten siehe bei SCHULTZE (1980). Bild H1.30 ist dieser Quelle entnommen. BURLAND und WROTH (1975) wiesen aber darauf hin, daß diese Kriterien nur für Setzungsmulden verwendbar sind, während bei "reitenden" Bauwerken, d.h. Sattellagerung, nur mit den halben zulässigen Werten gearbeitet werden darf. Die zugehörigen typischen Reißbilder zeigt Bild H1.30.

Ungleichmäßige Setzungen infolge von Inhomogenitäten des Baugrunds, auskeilenden kompressiblen Schichten, exzentrischen Lasten usw. sind von einem Bauwerk nur in einem durch Geometrie und Werkstoff begrenzten Maß rissefrei zu ertragen. Im übrigen ist dieses Risiko bei nichtbindigem Boden größer als bei bindigem und bei plötzlicher Lastaufbringung größer als bei langsamer Laststeigerung.

Anmerkung:

Ein aufschlußreiches Beispiel für die Anpassungsfähigkeit eines Stahlbeton-Hochhauses an Setzungsunterschiede gibt FALKNER (1979).

Bei der Festlegung der Kriterien muß gegebenenfalls berücksichtigt werden, ob eine Nachbarbebauung in Mitleidenschaft gezogen werden kann (z. B. Festlegung der Breite von Fugen zwischen aneinanderstoßenden Baukörpern). Aus dem gleichen Grund müssen Setzungsfugen dort angeordnet werden, wo die Baugrundbelastung sich sprunghaft und in größerem Umfang ändert (Beispiel: eingeschossige Bauwerksteile neben Hochhauskern).

Anmerkung:

Würde sich die Setzungsmulde so ausbilden, wie die Theorie angibt, dann ergäbe sich trotzdem noch kein Setzungssprung. Tatsächlich stanzen aber hochbelastete Bauwerke um ein gewisses Maß in den wenig zugfesten Baugrund ein, dem eine leichtere Anschlußbebauung nicht folgen kann. Daher ist die Setzungsfuge zwingend.

Setzungsfugen brauchen bei durchgehenden Streifenfundamenten nur bis zu deren Oberfläche ausgeführt zu werden; im Fundament genügt eine Arbeitsfuge. Wenn die aneinandergrenzenden Baukörper dagegen auf Einzelfundamenten stehen, muß jedes der beiden Bauwerke für sich gegründet werden.

Bei Brückengründungen sind die besonderen Forderungen der DIN 1072 zu beachten:

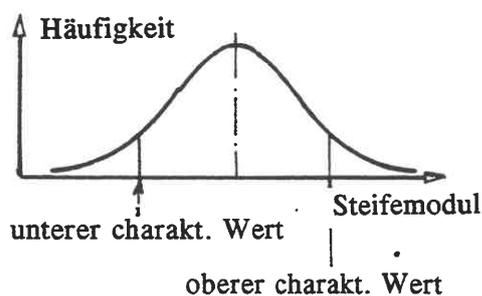
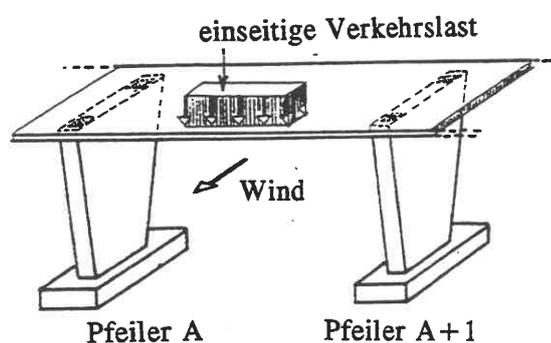


Bild H1.31

3.5 Wahrscheinliche Baugrundbewegungen

Die zu erwartenden Verschiebungen und Verdrehungen von Stützungen infolge wahrscheinlich auftretender Baugrundbewegungen sind zu berücksichtigen. Soweit eine vollständige oder teilweise Wiederherstellung der planmäßigen Stützbedingungen vorgesehen ist, sind die vorübergehend zugelassenen Verschiebungen und Verdrehungen einzusetzen (siehe Beiblatt 1 zu DIN 1072).

5.2 Mögliche Baugrundbewegungen

Die Verschiebungen und Verdrehungen von Stützungen infolge möglicher Baugrundbewegungen sind in ihrer ungünstigsten Zusammenstellung und in Überlagerung mit den Haupt- und gegebenenfalls Zusatzlasten – jedoch ohne die wahrscheinlichen Baugrundbewegungen – nach Angabe der Bemessungsnormen zu berücksichtigen.

Die Unterscheidung von wahrscheinlichen und möglichen Verkantungen bzw. Setzungen soll unter anderem die Streubreite der Bodenkennwerte, hier insbesondere des Steifemoduls E_s , berücksichtigen. Die ungünstigste Beanspruchung der Brücke ergibt sich bei einseitiger

Verkehrslast und Windlast dann, wenn die E_s -Annahme bei einem Pfeiler A stimmt, bei A-1 und A+1 aber nicht. Man kann das erfassen, indem mit unteren und oberen charakteristischen Werten für den Steifemodul bei benachbarten Pfeilern gerechnet wird, Bild H1.31. Andererseits wäre günstig zu berücksichtigen, daß kurzzeitige Wirkungen wie Wind keine bleibenden Verformungen verursachen.

.07 Konstruktive Maßnahmen bei Gefahr von Senkungen

Die in B3 beschriebenen Senkungen werden empirisch als Baugrundrisiko ausgewiesen, das durch konstruktive bauliche Gegenmaßnahmen im Rahmen des wirtschaftlich Machbaren abzudecken ist.

Erdfälle:

Der Erdfall ist ein plötzlicher hydraulischer Grundbruch infolge eines verstopften Sickerwasserweges (schlotförmig) zwischen Oberfläche und unterirdischem Hohlraum (z. B. Doline im Karst). Dabei erweitert sich der Schlot an der Oberfläche zu einem Trichter von anfangs 3 - 6 m. Gründungen in solchen Gefahrenzonen müssen eine zuverlässige Sohlendränage haben und so ausgelegt sein, daß im Untergrund verborgene Schlote statisch überbrückt werden, falls der Untergrund irgendwo über eine Länge von 2 - 3 m nachgibt. - Bei kleinen Bauwerken (Wohnhäuser) konstruiert man zweckmäßigerweise das Sockelgeschoß als steifen Kasten.

Bergsenkungen:

Aufgrund der vom Markscheider aufgestellten Betriebspläne liegen Größenordnung, Richtung und zeitlicher Ablauf der Bergsenkungen vor (s.a. B3), so daß eine vorbeugende Bergschädensicherung geplant werden kann - entweder nach dem Prinzip alle Zwangswirkungen im Bauwerk aufzunehmen (Widerstandsprinzip) oder dem Ausweichprinzip. Die vollkommenste und teuerste Sicherung (Vollsicherung) besteht darin, den Bau wie eine Brücke auf verstellbaren Punkten zu lagern. Im allgemeinen begnügt man sich mit einer Teilsicherung. Hierzu einige Konstruktionsgrundsätze:

1. Bei Dehnungen über 0,2 % soll die Reibung zwischen Fundament und Grund reduziert werden, z.B. durch Gleitschichten auf Bitumen-, Graphit- oder Molykote-Basis (NENDZA 1992). Das gilt auch für Pfahlgründungen (Trennung über der Kopfplatte).

Anmerkung:

Bei kleinen Sohlrücken verursachen bindige Böden einen größeren Reibungswiderstand als rollige: Sauberkeitsschicht aus Sand zwischenschalten.

2. In alle Bauteile soll außer den nachgewiesenen Lasten eine beliebig gerichtete H-Kraft von 1 % der über dem betrachteten Querschnitt angreifenden V-Last eingerechnet werden, um eventuelle Schiefstellungen zu berücksichtigen.
3. Langgestreckte Bauwerke sollen im Abstand von 20 - 30 m durch Fugen untergliedert werden, die so viel Spiel erlauben müssen, daß bei der zeitlichen Entwicklung der Krümmung des Baugrunds (Wechsel von Sattel- und Muldenlage) keine Zwängungen entstehen. Analog sollen Baukomplexe in einzelne Blöcke geteilt werden.

4. Damit seitlich neben einem Bauwerk eine Zunahme des Erddrucks durch eine Zwangsbewegung gegen den Boden verhütet wird, sollten kompressible Trennschichten (Dämmstoffe, Schaumstoffe) zwischengeschaltet werden.
5. Alle Anschlüsse an ein Bauwerk müssen ausreichende Bewegungsmöglichkeit an der Eintrittsstelle haben (z.B. Rohrschlaufen).

.08 Nachweis der Auftriebsicherheit

Der unter einem Bauwerk mögliche Sohlwasserdruck (Auftrieb) wird in erster Linie durch das Gewicht des Bauwerks aufgenommen, das sich mit nur geringen Ungenauigkeiten nach DIN 1055 Teil 1 ermitteln läßt. Daher kann man sich, wenn allein das Eigengewicht in Rechnung gestellt wird, mit dem Partialsicherheitsbeiwert $\gamma_F = 0,95$ auf die Gewichtskräfte begnügen.

Diese knappen Sicherheitsforderungen setzen naturgemäß eine sichere Einschätzung der maßgebenden Wasserstände voraus.

Bei einem über die Sohlfläche veränderlichen Wasserdruck wird die resultierende Auftriebskraft berechnet und (nur für die Zwecke dieses Nachweises) im Schwerpunkt der Sohlfläche angesetzt (Umwandlung in eine gleichförmige Sohlwasserdruck-Verteilung).

Wenn das Gewicht (einschließlich etwaigen Erdballasts) nicht ausreicht, muß entweder verankert werden, oder die Bemessungs-Reibungswiderstände am Umfang des in den Boden einbindenden Bauwerksteiles werden mit herangezogen.

Anmerkung:

Dem Nachweis der Auftriebssicherheit gehen bei verankerten Systemen natürlich die Einzelnachweise für die Anker bzw. Ankerpfähle voraus.

Zu beachten ist, daß dieser Nachweis auch dann zu führen ist, wenn ein Bauwerk in eine "wasserdichte" Bodenschicht einbindet, falls die Randbedingung "Sohlwasserdruck = 0" unter der Sohle nicht durch eine über die Lebensdauer des Bauwerks funktionsfähige Drainage gewährleistet werden kann.

Anmerkung:

Wenn z.B. die Drainage verstopft, baut sich der in den Pegeln nachgewiesene Wasserüberdruck (freier Druckspiegel liegt über der Sohle) im Laufe der Zeit auf.

.09 Statische Berechnung von Gründungen auf axial belasteten Pfählen

Begriffe; Konstruktions-Gesichtspunkte

Unter einem Pfahlrost versteht man ein Gründungssystem, bei dem eine Gruppe von Pfählen (s. a. K7) durch eine Kopfplatte zu einer Tiefgründung für ein Bauwerk verbunden ist.

Anmerkung:

Die Bezeichnung stammt aus einer Zeit, als Holzpfähle durch einen Balkenrost zimmermannsmäßig verbunden wurden.

Wenn die Kopfplatte, was die Regel ist, in den Boden einbindet, spricht man vom tiefen Pfahlrost, wenn sie, wie etwa bei Anlegebrücken oder überbauten Böschungen, oberhalb der Gewässersohle oder Geländeoberfläche angeordnet wird, vom hohen Pfahlrost.

Anmerkung:

Wenn die tragfähige Bodenschicht so tief liegt, daß sie auch mit Pfählen nicht mehr wirtschaftlich zu erreichen ist, wählt man "schwimmende Pfahlgründungen" mit durchgehender Sohlplatte, bei denen ein Teil der Last von der Sohlplatte, ein Teil von den Pfählen über Mantelreibung abgetragen wird ("Pfahl-Plattengründung"). Am Bauwerksumfang angeordnete Pfähle haben außerdem den günstigen Effekt, daß sie die seitliche Bodenverdrängung unter der Platte behindern und dadurch das System zusätzlich stabilisieren.

Wie bei den Flachgründungen kann auch bei Pfahlgründungen die Kopfplatte in einzelne Elemente aufgeteilt werden: Pfahlböcke. Wo das ausführbar ist, wird man horizontale Lasten des Bauwerks durch Schrägpfähle in den Boden übertragen: bei wechselnder Richtung der H-Lasten nach allen 4 Richtungen und möglichst symmetrisch, sonst auch einseitig entsprechend einer vorherrschenden Lastrichtung (z. B. bei Stützmauern).

Pfahlböcke werden möglichst so entworfen, daß keiner ihrer Pfähle bei irgendeinem Lastfall auf Zug beansprucht wird. Mindestens wird man versuchen, wenn sich Wechselbeanspruchungen Druck-Zug-Druck nicht vermeiden lassen, das Verhältnis der Zugkraft zur Druckkraft klein zu halten.

Pfahlroste ohne Lotpfähle, d. h. nur mit paarweise symmetrischen Schrägpfählen, haben sich in Erdbebenzonen bewährt (SCHENCK/SMOLTZYK/LÄCHLER 1992).

Allgemein wird man aus wirtschaftlichen Gründen bemüht sein so zu konstruieren, daß die Pfähle entweder nur oder doch überwiegend axial durch Normalkräfte und erst in zweiter Linie auf Biegung beansprucht werden, da dann ihre Tragfähigkeit und der Verschiebungs- und Verdrehungswiderstand der Gründung größer sind.

Berechnungsannahmen

Wenn eine Pfahlgründung so konstruiert wird, daß die Pfähle nur als annähernd momentenfreie Stützstäbe wirken, gelten folgende Berechnungsannahmen:

- die Pfahlrostplatte ist im Verhältnis zu den Pfählen so steif, daß sie sich statisch wie ein starrer Körper verhält;
- die tragende Bodenschicht ist im Verhältnis zur Pfahlkopfbewegung setzungsfrei; ihr elastisches Verhalten geht rechnerisch in die Elastizität der Pfähle mit ein;
- die Pfähle gelten an Kopf und Fuß als gelenkig gelagert, wobei die letztere Annahme um so besser zutrifft, je tiefer die tragende Schicht liegt;
- die Pfähle wirken wie voneinander unabhängige elastische Federn und verhalten sich linear-elastisch.

Anmerkung:

(d) entspricht dem Bettungsmodul-Ansatz bei Flächengründungen, s. E12.02, d.h. eine "Gruppenwirkung" bleibt außer Ansatz.

Mit diesen Annahmen ergibt sich das in Bild H1.32 skizzierte statische Modell.

Die o.g. Vereinfachungen sind nicht mehr zulässig, wenn

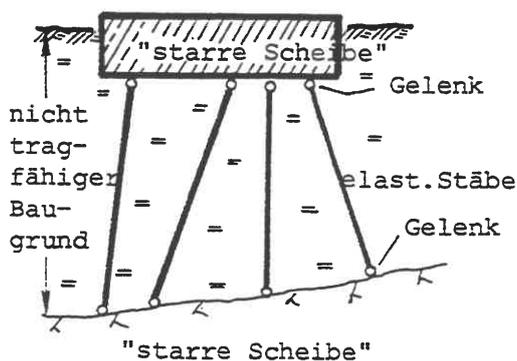


Bild H1.32

- die Pfahlfußpunkte bleibende Verschiebungen (Setzungen) haben, so daß die Annahmen (b) und (d) entfallen. In extremen Fällen bekommt man eine "schwimmende Pfahlgründung";
- die Pfahlrostplatte sehr biegeweich ist wie z. B. bei aufgelösten Konstruktionen bzw. wenn die Pfähle sehr steif sind (Beispiel: Großbohrpfähle). Die mit Annahme (a) errechneten Pfahlkräfte werden durch die Nachgiebigkeit der Pfahlrostplatte umgelagert;
- die Pfähle äußere Kräfte und Momente durch ihre Biegesteifigkeit in den Baugrund einleiten müssen (Kopf- oder Fußeinspannung) - insbesondere, wenn äußere Kräfte wie z.B. Erddrücke unmittelbar am Pfahl angreifen;
- das Bauwerk zusätzlich durch waagerechte oder annähernd waagerechte Hilfsmittel wie z.B. Anker gestützt wird.

Anmerkung:

Solche Bauelemente können als zusätzliche Fesselstäbe angesehen werden, haben allerdings meist ein völlig anderes elastisches Verhalten als die Pfähle.

Statische und kinematische Bestimmtheit bei Pfahlrosten

Ein räumlicher Pfahlrost, dessen Pfähle nur Normalkräfte aufnehmen, ist statisch bestimmt, wenn er durch 6 Pfähle so gestützt wird, daß (Bild H1.33)

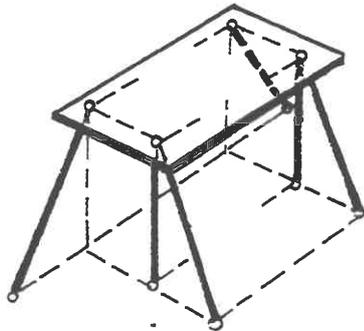


Bild H1.33

1. sich höchstens 3 Pfähle in einem Punkt schneiden;
2. höchstens 3 Pfähle zueinander parallel stehen;
3. die Pfähle in mindestens 3 voneinander unabhängigen Ebenen stehen.

Aus den 6 räumlichen Gleichgewichtsbedingungen lassen sich dann die 6 Pfahlkräfte $Q_1 \dots Q_6$ berechnen. Ein ebener Pfahlrost ist statisch bestimmt, wenn er durch 3 Pfähle so gestützt wird, daß (Bild H1.34)

1. sich höchstens 2 Pfähle in einem Punkt schneiden;
2. höchstens 2 Pfähle parallel zueinander stehen.

Aus den 3 Bedingungen des ebenen Gleichgewichts lassen sich dann die 3 unbekanntes Pfahlkräfte berechnen. Das geht am einfachsten, indem man 3 voneinander unabhängige Momenten-Gleichgewichtsbedingungen um die Schnittpunkte der Pfähle oder der Pfähle mit der Lastresultierenden benutzt:

EM um B ergibt Q_1 ; EM um C ergibt dann Q_3 ; EM um A $\rightarrow Q_2$.

Anmerkung:

Dieses Verfahren kann näherungsweise auch bei mehr als 3 Pfählen angewendet werden, wenn man sie (Bild H1.35) zu 3 Gruppen je paralleler Pfähle zusammenfassen kann. Es ist um so ungenauer, je weiter der einzelne Pfahl von der Gruppenachse entfernt steht (Versatzmoment!)

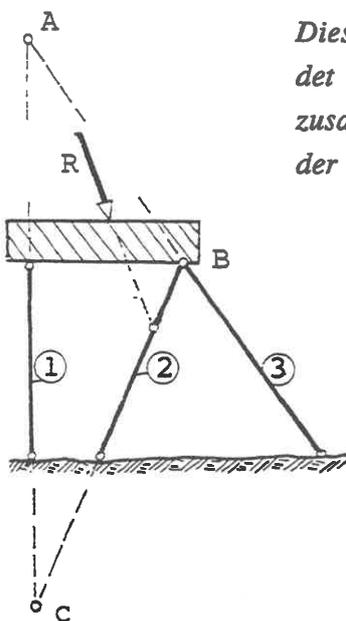


Bild H1.34

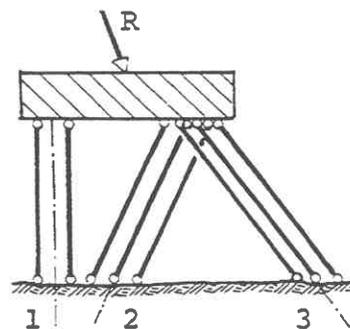


Bild H1.35

Ein räumlicher Pfahlrost ist kinematisch unbestimmt, wenn er Dreh- oder Verschiebungsmöglichkeiten hat, für die durch Pfahlnormalkräfte allein kein Gleichgewicht hergestellt werden kann. Solche Systeme können nur einen Teil der 3 äußeren Kräfte und 3 äußeren Momente übertragen.

Bild H1.36 zeigt einen 5-pfähligen Pfahlrost, der keine Momente um die x-Achse aufnimmt: diese Momente sind hier also eine unverträgliche Belastung.

SCHIEL (1970) bezeichnet kinematisch unbestimmte Pfahlsysteme als degenerierte Systeme. Die Bilder H1.37 und H1.38 zeigen Beispiele degenerierter Systeme, die nur 3 Kräfte bzw. Momente zu übertragen vermögen.

Anmerkung:

Pfähle, die nur wenig gegen das Lot geneigt sind, wirken praktisch nicht mehr wie Schrägpfähle, sondern werden durch H-Lasten schon sehr stark auf Biegung beansprucht.

Daher ist ein Pfahlbock mit lauter 10:1 geneigten Pfählen ein fast "degeneriertes System". Bockwirkungen im eigentlichen Sinn verlangen Pfahlneigungen von mindestens 6:1.

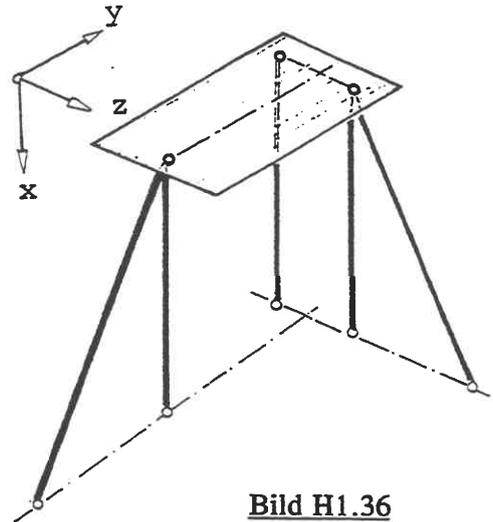


Bild H1.36

Analog gibt Bild H1.39 Beispiele für ebene Pfahlböcke, mit denen die eingezeichneten Lasten unverträglich sind (SCHIEL 1970).

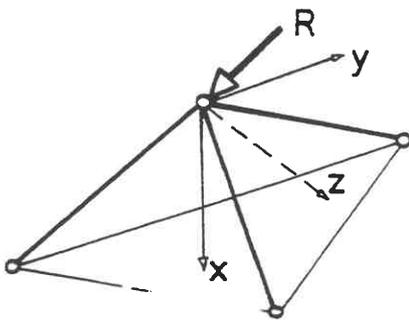


Bild H1.37

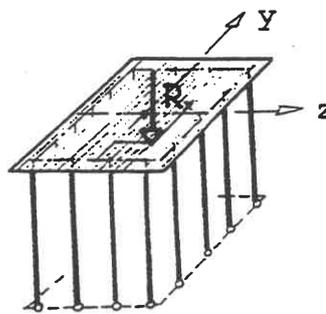


Bild H1.38

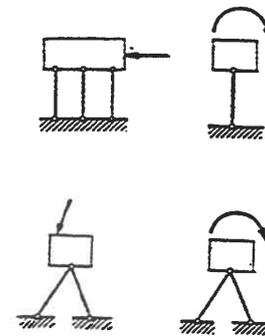


Bild H1.39

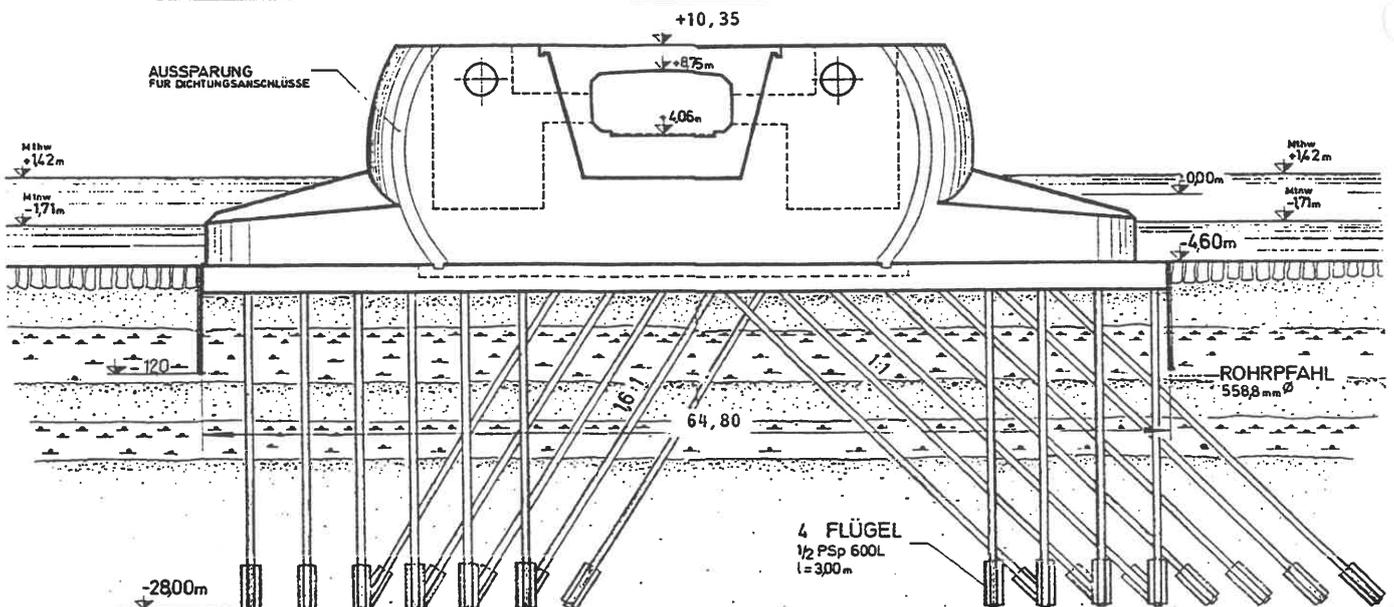


Bild H1.40: Beispiel für eine stark durch Horizontalkräfte beanspruchte Pfahlgründung (Eidersperre, Wehrpfeiler)

Berechnung

Das System hat mehr als 6 Pfähle und ist kinematisch bestimmt; die Pfahlplatte leistet keinen Beitrag (im Rahmen dieser Berechnung) zur elastischen Arbeit. Die Geometrie wird nach Bild H1.41 festgelegt: der 0-Punkt des Koordinatensystems $x;y;z$ mit x als vertikaler Achse wird entweder in die Herstell-Ebene oder in eine Ebene gelegt, in der sich Systemachsen schneiden.

Anmerkung:

Die Verwendung von x als senkrechte Achse geht auf SCHIEL (1970) zurück.

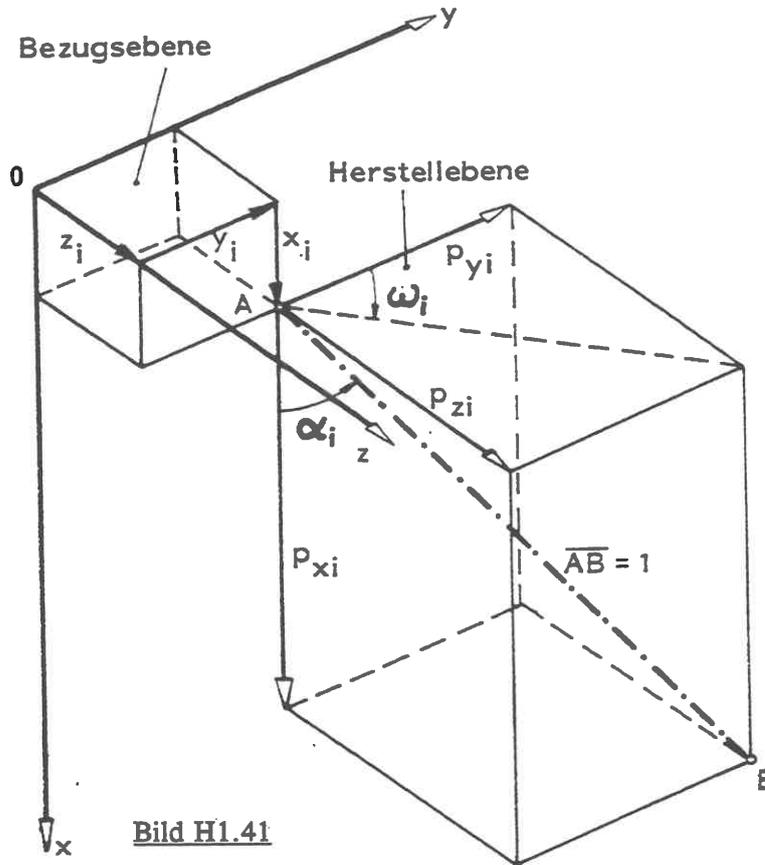


Bild H1.41

In der Herstellenebene werden die Durchstoßpunkte der Pfahlachsen durch die Koordinaten $\{x_i; y_i; z_i\}$ festgelegt und in den Pfahlplan eingetragen. Wenn, wie in der Regel, $x_i = \text{const}$ für alle Pfähle ist, genügt es, diesen Wert, auf NN bezogen, nur einmal im Plan anzugeben.

In Übereinstimmung mit der Art, wie man auf der Baustelle das Pfahlgerät (Ramme, Bohrgerät) für die Herstellung eines Pfahles einrichtet, werden im Pfahlplan außerdem der horizontale Richtungswinkel ω_i (rechtsdrehend positiv) und die Pfahlniegung als Neigungswinkel α_i oder, praxisgerechter, als $n:1 = \cot\alpha_i:1$ eingetragen.

Die Achsrichtung des Pfahles ist dann durch $\{p_{xi}; p_{yi}; p_{zi}\}$ definiert. Wenn die Länge $\overline{AB} = 1$ als Bezugslänge genommen wird, sind die Komponenten dieses Richtungsvektors durch die in Bild H1.41 eingetragenen Strecken gegeben:

$$\left. \begin{aligned} p_{xi} &= \cos\alpha_i && \text{(Richtungscosinus von } \overline{AB} \text{ gegen } x) \\ p_{yi} &= \sin\alpha_i \cdot \cos\omega_i && \text{(Richtungscosinus von } \overline{AB} \text{ gegen } y) \\ p_{zi} &= \sin\alpha_i \cdot \sin\omega_i && \text{(Richtungscosinus von } \overline{AB} \text{ gegen } z) \end{aligned} \right\} \quad (H1/13).$$

Somit ist $p_{xi}^2 + p_{yi}^2 + p_{zi}^2 = 1$.

Um außerdem die Momentwirkung der Pfahlnormalkraft in Bezug auf 0 festzulegen, ermittelt man den Rotor der Pfahlachse $\text{rot}\{p_i\} = \{p_{ai}; p_{bi}; p_{ci}\}$ mit den Komponenten

$$\left. \begin{aligned} p_{ai} &= y_i p_{zi} - z_i p_{yi} && \text{(Drehung um die } x\text{-Achse)} \\ p_{bi} &= z_i p_{xi} - x_i p_{zi} && \text{(Drehung um die } y\text{-Achse)} \\ p_{ci} &= x_i p_{yi} - y_i p_{xi} && \text{(Drehung um die } z\text{-Achse)} \end{aligned} \right\} \quad (H1/14).$$

Richtungs- und Drehvektor werden im weiteren zu einem Vektor mit 6 Komponenten zusammengefaßt:

$$\{p\}_i^T = \{p_x; p_y; p_z; p_a; p_b; p_c\}_i \quad (H1/15).$$

Analog werden die äußeren Lasten, bestehend aus einer resultierenden Kraft mit den Komponenten $R_x; R_y; R_z$ und einem resultierenden Moment mit den Komponenten

$$\left. \begin{aligned} R_a &= y_R R_z - z_R R_y \\ R_b &= z_R R_x - x_R R_z \\ R_c &= x_R R_y - y_R R_x \end{aligned} \right\} \quad (H1/16)$$

zu einem 6-Komponenten-Vektor zusammengefaßt:

$$\{R\}^T = \{R_x; R_y; R_z; R_a; R_b; R_c\} \quad (H1/17).$$

Ebenso die gesuchte Verschiebung und Drehung der Kopfplatte:

$$\{v\}^T = \{v_x; v_y; v_z; v_a; v_b; v_c\} \quad (H1/18).$$

Da äußere und innere Arbeit des Systems gleich sein müssen, leistet eine Pfahlkraft 1 bei einer Pfahlkopfverschiebung v_i die äußere Arbeit $1 \cdot v_i$ gleich der Summe der Arbeiten aller 6 Komponenten von $\{p\}_i$:

$$1 \cdot v_i = p_{xi} v_x + p_{yi} v_y + p_{zi} v_z + p_{ai} v_a + p_{bi} v_b + p_{ci} v_c = \{p\}_i \{v\}_i^T \quad (H1/19)$$

inn. A. äußere Arbeit der Kopfplatte am Pfahl i

Da der Pfahl als linear-elastische Feder (Querschnittsfläche A, Elastizitätsmodul E, Länge L) angesehen wird, kann mittels des Hookeschen Gesetzes aus v_i die Pfahlnormalkraft Q_i abgeleitet werden:

$$Q_i = (E \cdot A/L)_i \cdot v_i = s_i \cdot v_i = s_i \cdot \{p\}_i \cdot \{v\}_i^T \quad (H1/20),$$

womit die Verknüpfung der einzelnen Pfahlkraft mit der Bewegung der starren Kopfplatte hergestellt ist.

Gleichgewichtsbedingungen: Jede Komponente von $\{R\}_T$ muß gleich der Summe aller entsprechenden Pfahlkraft- bzw. -momentenkomponenten sein. Beispielsweise ergibt das Gleichgewicht der Kräfte in senkrechter Richtung:

$$R_x = \sum_i (p_{xi} \cdot Q_i) = \sum_i (p_{xi} \cdot s_i \cdot v_i) \quad (H1/21).$$

Unter Einsetzen von (H1/19) erhält man ein lineares Gleichungssystem zur Berechnung der Komponenten des Verschiebungszustands:

$$\left. \begin{aligned} R_x &= \sum_i p_{xi} (p_{xi} v_x + p_{yi} v_y + \dots + p_{ci} v_c) s_i \\ R_y &= \sum_i p_{yi} (p_{xi} v_x + p_{yi} v_y + \dots + p_{ci} v_c) s_i \\ &\vdots \\ R_c &= \sum_i p_{ci} (p_{xi} v_x + p_{yi} v_y + \dots + p_{ci} v_c) s_i \end{aligned} \right\} \quad (H1/22).$$

Die Koeffizienten des Gleichungssystems bilden die Steifigkeitsmatrix des Pfahlrostes. Sie erhalten die Abkürzung

$$S_{ki} = \sum_i (s_i \cdot p_{ki} \cdot p_{li}) = S_{ik} \quad (H1/23).$$

Wenn man, wie in den meisten Fällen, nur Pfähle mit annähernd gleicher Federsteifigkeit hat, ist $s_i = \text{const} = s$ und kann bei der Lösung der Gl. (H1/22) auch $= 1$ gesetzt werden, muß aber bei der späteren Berechnung der tatsächlichen Pfahlkopfbewegung wieder mit seinem wahren Wert einmultipliziert werden. Damit läßt sich Gl. (H1/22) auch abgekürzt schreiben als

$$\{R\} = [S_{ki}] \cdot \{v\} \quad (H1/22a)$$

mit der Lösung

$$\{v\} = [S_{ki}]^{-1} \cdot \{R\} \quad (H1/24).$$

Die Pfahlkraft ist

$$Q_i = s_i(p_{xi}v_x + p_{yi}v_y + \dots + p_{ci}v_c) \quad (H1/25).$$

Eine notwendige, aber nicht hinreichende Rechenkontrolle kann über die Gleichgewichtsbedingungen erfolgen.

.10 Sonderfälle biegespannungsfreier Pfahlsysteme

.10.1 Pfahlrost mit nur senkrechten Pfählen (Bild H1.42)

Das System kann nur R_x , $R_b = R_x \cdot e_z$ und $R_c = R_x \cdot e_y$ übernehmen. Häufig im Hochbau verwendet, da geringe H-Kräfte (z.B. aus Winddruck auf flache Bauwerke) durch hier vernachlässigbare Querkräfte übernommen werden können. Rechnerisch geht man davon aus, daß $v_y = v_z = v_a = 0$ ist.

Um das Gleichungssystem zu entkoppeln, legt man den 0-Punkt des Koordinatensystems zweckmäßigerweise in den Schwerpunkt. Dann ist $S_{xb} = 0$ und $S_{xc} = 0$, und es bleibt das Gleichungssystem

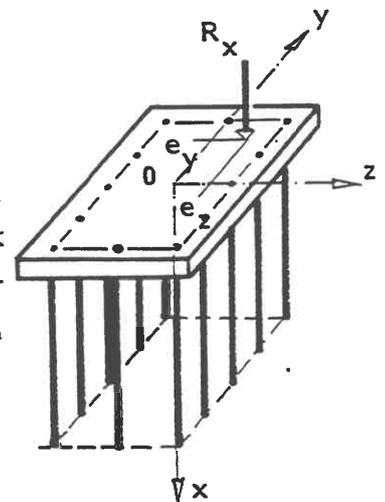


Bild H1.42

$$\begin{Bmatrix} R_x \\ R_b \\ R_c \end{Bmatrix} = \begin{vmatrix} S_{xx} & 0 & 0 \\ 0 & S_{bb} & S_{bc} \\ 0 & S_{cb} & S_{cc} \end{vmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} v_x \\ v_b \\ v_c \end{Bmatrix} \quad (H1/26)$$

mit der Lösung

$$v_x = R_x/S_{xx}; \quad v_b = (S_{cc}R_b - S_{bc}R_c)/(S_{bb}S_{cc} - S_{bc}^2); \quad v_c = (S_{bb}R_c - S_{bc}R_b)/(S_{bb}S_{cc} - S_{bc}^2) \quad (H1/27).$$

Wenn, wie in Bild H1.42, das System außerdem symmetrisch ist, wird auch $S_{bc} = 0$.

10.2 Ebener Pfahlrost

Wenn der Pfahlrost z. B. in die Ebene x;y gelegt wird, kann das System nur Lasten R_x , R_y und R_c aufnehmen ($p_z = p_a = p_b = 0$). Damit reduziert sich das Gleichungssystem (H1/22) auf

v_x	v_y	v_c	
S_{xx}	S_{xy}	S_{xc}	$= R_x$
S_{yx}	S_{yy}	S_{yc}	$= R_y$
S_{cx}	S_{cy}	S_{cc}	$= R_c$

(H1/28).

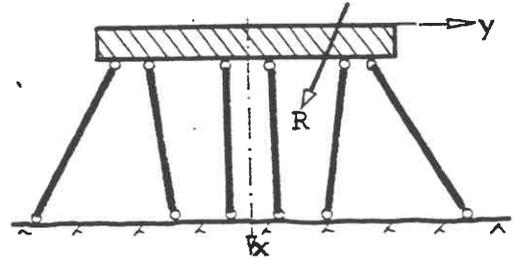


Bild H1.43

10.3 Ebener, symmetrischer Pfahlrost (Bild H1.43)

Im Unterschied zu H1.10.2 werden $S_{xy} = 0$ und $S_{xc} = 0$, weil die ω_i -Winkel paarweise symmetrischer Pfähle 0° und 180° sind, so daß p_y (und analog p_c wegen y_i) je mit einem \pm -Wert in die S_{ki} -Summen eingeht.

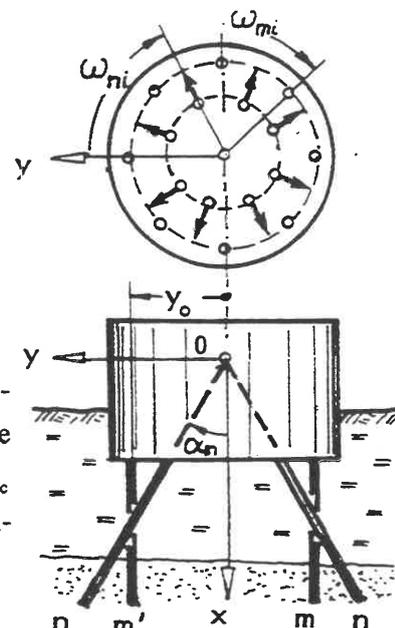
Lösung:

$$\left. \begin{aligned} v_x &= R_x/S_{xx} \\ v_y &= (R_y S_{cc} - R_c S_{yc}) / (S_{yy} S_{cc} - S_{yc}^2) \\ v_c &= (R_c S_{yy} - R_y S_{yc}) / (S_{yy} S_{cc} - S_{yc}^2) \end{aligned} \right\} \quad (H1/29)$$

10.4 Kinematisch bestimmter, doppelt-symmetrischer räumlicher Pfahlrost

Von den 21 Koeffizienten S_{ki} verschwinden 13, so daß die Lösung lautet:

$$\left. \begin{aligned} v_x &= R_x/S_{xx} \\ v_a &= R_a/S_{aa} \\ v_y &= (R_y S_{cc} - R_c S_{yc}) / (S_{yy} S_{cc} - S_{yc}^2) \\ v_c &= (R_c S_{yy} - R_y S_{yc}) / (S_{yy} S_{cc} - S_{yc}^2) \\ v_z &= (R_z S_{bb} - R_b S_{bz}) / (S_{zz} S_{bb} - S_{bz}^2) \\ v_b &= (R_b S_{zz} - R_z S_{bz}) / (S_{zz} S_{bb} - S_{bz}^2) \end{aligned} \right\} \quad (H1/30).$$



10.5 Axialsymmetrischer Pfahlrost (Bild H1.44)

Häufig angewendet bei Turmgründungen. Mit Rücksicht auf die H- und M-Lasten empfiehlt es sich, m Lotpfähle und n Schrägpfähle zu setzen, wo $n, m \geq 4$. Es bleiben nur 3 Komponenten v_x , v_y , v_c aus einem vollständig entkoppelten Gleichungssystem zu berechnen.

Falls alle Pfähle gleich sind ($s_i = \text{const} = s$), lautet die Lösung wegen $\Sigma(\cos^2 \omega_i) = \Sigma(\sin^2 \omega_i) = \frac{1}{2}n$ ($1 \leq i \leq n$):

Bild H1.44

$s_y = 12EI_z/L_y^3$ mit $L_y^3 = (h+L^*)^3 + 2L^{*3}$ bei Kopfeinspannung, wo L^* die aus den Pfahldaten EI_z zu berechnende elastische Länge (s. E4.04) - Momentenrichtung z - ist;

$s_y = 3EI_z/L_y^3$ mit $L_y^3 = (h+L^*)^3 + 0,5 \cdot L^{*3}$ bei Kopfgelenkanschluß,

- der Widerstand gegen eine Verschiebung $v_y = 1$ des Punktes O_i (Kopfeinspannung) bzw. $O_i = \bar{O}_i$ (Kopfgelenk).

$s_z = 12EI_y/L_z^3$ mit $L_z^3 = (h+L^*)^3 + 2L^{*3}$ bei Kopfeinspannung, wo L^* die aus den Pfahldaten EI_y zu berechnende elastische Länge (s. E4.04) - Momentenrichtung y - ist;

$s_z = 3EI_y/L_z^3$ mit $L_z^3 = (h+L^*)^3 + 0,5 \cdot L^{*3}$ bei Kopfgelenkanschluß,

- der Widerstand gegen eine Verschiebung $v_z = 1$ des Punktes O_i .

$s_a = GI_t/L_a$ - der Widerstand des Pfahls gegen eine Verdrehung $v_a = 1$ mit $L_a \approx L_x$.

$s_b = EI_y/L_b$ - der Widerstand eines am Kopf eingespannten Pfahls gegen eine Verdrehung $v_b = 1$, wo $L_b = h+L^*$ und L^* die aus den Pfahldaten EI_y zu berechnende elastische Länge - Momentenrichtung y - ist.

$s_c = EI_z/L_c$ - der Widerstand eines am Kopf eingespannten Pfahls gegen eine Verdrehung $v_c = 1$, wo $L_c = h+L^*$ und L^* die aus den Pfahldaten EI_z zu berechnende elastische Länge - Momentenrichtung z - ist.

Anmerkung:

s_a liefert nur einen verschwindend geringen Beitrag und wird gewöhnlich vernachlässigt.

Die Steifigkeitsmatrizen aller $i = 1 \dots n$ Einzelpfähle müssen in das Bezugssystem $(x;y;z)$ der Pfahlrostplatte umgerechnet und zur Gesamtsteifigkeitsmatrix aufsummiert werden. An die Stelle des Vektors $\{p\}$ in H1.09 tritt jetzt eine Transformationsmatrix $[T]_i$ für jeden Pfahl i :

$$[T]_i = [\{p\}_{xi}; \{p\}_{yi}; \{p\}_{zi}; \{p\}_{ai}; \{p\}_{bi}; \{p\}_{ci}] \quad (H1/33)$$

Kräfteumrechng.

$$= \begin{matrix} P_{xxi} & P_{xyi} & P_{xzi} & 0 & 0 & 0 \\ P_{yxi} & P_{yyi} & P_{yzi} & 0 & 0 & 0 \\ P_{zxi} & P_{zyi} & P_{zzi} & 0 & 0 & 0 \\ P_{axi} & P_{ayi} & P_{azi} & P_{xci} & P_{xci} & P_{xci} \\ P_{bxi} & P_{byi} & P_{bzi} & P_{yci} & P_{yci} & P_{yci} \\ P_{cxi} & P_{cyi} & P_{czi} & P_{zci} & P_{zci} & P_{zci} \end{matrix}$$

Versatzmom. $O_i \rightarrow 0$ Moment.-Umrechng.

Die Zahlen p_{ghi} geben die Richtung bzw. Drehung von h_i des Pfahls in Bezug auf g des Pfahlrostes an.

$$\left. \begin{aligned}
 p_{xx} &= \cos\alpha; & p_{xy} &= -\sin\alpha; & p_{xz} &= 0 \\
 p_{yx} &= \sin\alpha \cdot \cos\omega; & p_{yy} &= \cos\alpha \cdot \cos\omega; & p_{yz} &= -\sin\omega \\
 p_{zx} &= \sin\alpha \cdot \sin\omega; & p_{zy} &= \cos\alpha \cdot \sin\omega; & p_{zz} &= \cos\omega
 \end{aligned} \right\} \text{(H1/34).}$$

$$\left. \begin{aligned}
 p_{ax} &= y_0 \cdot p_{zx} - z_0 \cdot p_{yx}; & p_{bx} &= z_0 \cdot p_{xx} - x_0 \cdot p_{zx}; & p_{cx} &= x_0 \cdot p_{yx} - y_0 \cdot p_{xx} \\
 p_{ay} &= y_0 \cdot p_{zy} - z_0 \cdot p_{yy}; & p_{by} &= z_0 \cdot p_{xy} - x_0 \cdot p_{zy}; & p_{cy} &= x_0 \cdot p_{yy} - y_0 \cdot p_{xy} \\
 p_{az} &= y_0 \cdot p_{zz} - z_0 \cdot p_{yz}; & p_{bz} &= z_0 \cdot p_{xz} - x_0 \cdot p_{zz}; & p_{cz} &= x_0 \cdot p_{yz} - y_0 \cdot p_{xz}
 \end{aligned} \right\}$$

Im übrigen bleibt der Rechengang gleich, wie nachstehende Gegenüberstellung der Rechengänge mit und ohne Biegung zeigt:

Logischer Schritt	Pfahlsystem ohne Biegung	Pfahlsystem mit Biegung
Aufgrund des Stoffgesetzes (HOOKE) Ansatz für Pfahlkraft	$Q_i = s_i \cdot v_i$	$\{Q\}_i = [s]_i \cdot \{v\}_i$
2. Transformation der Q_i in das Gesamtsystem ergibt Pfahlschnittlasten in Gesamtkoordinaten	$\{R\}_i = \{p\}_i Q_i$; $\{p\}_i = \{p_x, p_y, \dots, p_c\}_i$	$\{R\}_i = [T]_i \cdot \{Q\}_i$ $[T]_i = [\{p\}_{xi}, \{p\}_{yi}, \dots, \{p\}_{ci}]_i$
3. Prinzip der virtuellen Arbeit ergibt Pfahlkopfverschiebung in Abhängigkeit von der Verschiebung der Kopfplatte	$\delta Q_i v_i = \{\delta R\}_i^T \cdot \{v\}$ $= \delta Q_i \{p\}_i^T \cdot \{v\}$ $v_i = \{p\}_i^T \cdot \{v\}$	$\{\delta Q\}_i^T \cdot \{v\}_i = \{\delta R\}_i^T \cdot \{v\}$ $= [T]_i^T \cdot \{\delta Q\}_i^T \cdot \{v\}$ $= \{\delta Q\}_i^T \cdot [T]_i^T \cdot \{v\}$ $\{v\}_i = [T]_i^T \cdot \{v\}$
4. Gleichgewichtsbedingung $\{R\} = \Sigma \{R\}_i$	$\{R\} = \Sigma (\{p\}_i \cdot s_i \cdot v_i)$	$\{R\} = \Sigma [T]_i \cdot [s]_i \cdot \{v\}_i$
5. Daher Steifigkeitsmatrix	$[S] = \Sigma (\{p\}_i s_i \{p\}_i^T)$	$[S] = \Sigma [T]_i \cdot [s]_i \cdot [T]_i^T$

Für praktische Berechnungen stehen Rechenprogramme zur Verfügung, beispielsweise im Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart.

.12 Sonderfälle biegesteifer Pfahlsysteme

.12.1 Ebener Pfahlrost

Für die Projektion des ebenen Pfahlrostes wird die x;y-Ebene gewählt, d. h. es ist (Bild H1.45) $\alpha_1=0$ oder $=\pi$ und $z_0 = 0$. In $[s]_i$ (H1/32) bleiben nur die Glieder s_x , s_y und s_c übrig. Dadurch bleiben von $[T]_i$ nach Multiplikation mit s_i auch nur die Spalten x, y und c übrig.

$$\begin{array}{c}
 \boxed{[T]_i \cdot [s]_i} \cdot \boxed{[T]_i^T} \\
 \downarrow \\
 \left[\begin{array}{cccccc}
 s_x p_{xx} & s_y p_{xy} & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 s_x p_{yx} & s_y p_{yy} & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 s_x p_{cx} & s_y p_{cy} & 0 & 0 & 0 & s_c p_{zz}
 \end{array} \right] = \boxed{\left[\begin{array}{cccccc}
 a_{11} & a_{12} & 0 & 0 & 0 & a_{16} \\
 a_{21} & a_{22} & 0 & 0 & 0 & a_{26} \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 a_{61} & a_{62} & 0 & 0 & 0 & a_{66}
 \end{array} \right]}
 \end{array}
 \quad (H1/35)$$

Die Elemente a_{gh} sind:

$$\begin{aligned}
 a_{11} &= s_x \cdot p_{xx}^2 + s_y \cdot p_{xy}^2 &&= s_x \cdot \cos^2 \alpha + s_y \cdot \sin^2 \alpha \\
 a_{21} = a_{12} &= s_x \cdot p_{xx} p_{yx} + s_y \cdot p_{xy} p_{yy} &&= \pm (s_x - s_y) \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha \\
 a_{22} &= s_x \cdot p_{yx}^2 + s_y \cdot p_{yy}^2 &&= s_x \cdot \sin^2 \alpha + s_y \cdot \cos^2 \alpha \\
 a_{61} = a_{16} &= s_x \cdot p_{xx} p_{cx} + s_y \cdot p_{xy} p_{cy} &&= \pm [s_x \cos \alpha \cdot (x_0 \cdot \sin \alpha - r \cdot \cos \alpha) - s_y \sin \alpha \cdot (x_0 \cdot \cos \alpha + r \cdot \sin \alpha)] \\
 a_{62} = a_{26} &= s_x \cdot p_{yx} p_{cx} + s_y \cdot p_{yy} p_{cy} &&= s_x \sin \alpha \cdot (x_0 \cdot \sin \alpha - r \cdot \cos \alpha) + s_y \cos \alpha \cdot (x_0 \cdot \cos \alpha + r \cdot \sin \alpha) \\
 a_{66} &= s_x \cdot p_{cx}^2 + s_y \cdot p_{cy}^2 + s_c \cdot p_{zz}^2 &&= s_x \cdot (x_0 \cdot \sin \alpha - r \cdot \cos \alpha)^2 + s_y \cdot (x_0 \cdot \cos \alpha + r \cdot \sin \alpha)^2 + s_c
 \end{aligned}$$

Nachdem die Elemente für jeden Pfahl errechnet sind (man beachte, ob der Pfahl eine Richtung im Sinne +y oder -y hat!), wird elementweise über alle n Pfähle summiert: $S_{ik} = \sum a_{ik}$.

Anmerkung:

Der Beitrag von s_c zu a_{66} ist klein, so daß s_c hier auch vernachlässigt werden könnte.

Beispiel: Symmetrischer Pfahlbock auf 2 Pfählen (Bild H1.46)

Hier ist $x_0 \cdot \sin \alpha - r \cdot \cos \alpha = 0$ und $x_0 \cdot \cos \alpha + r \cdot \sin \alpha = h'$. Die Koeffizienten a_{6i} vereinfachen sich zu:

$$\left. \begin{array}{l}
 a_{61} = \pm (-1) s_y r \\
 a_{62} = s_y x_0 \\
 a_{66} = s_y h'^2 + s_c
 \end{array} \right\} \text{somit: } \left. \begin{array}{l}
 S_{cx} = 0 \\
 S_{cy} = 2 s_y x_0 \\
 S_{cc} \approx 2 s_y h'^2
 \end{array} \right\} \quad (H1/36).$$

Ferner ist $S_{xx} = \Sigma a_{11} = 2(s_x \cdot \cos^2\alpha + s_y \cdot \sin^2\alpha)$
 $S_{xy} = S_{yx} = 0$
 $S_{yy} = 2(s_x \cdot \sin^2\alpha + s_y \cdot \cos^2\alpha)$

Man sieht an S_{cy} und S_{cc} , daß dieser Pfahlbock nur dann ein Moment aufnehmen kann, wenn s_y und s_c vorhanden sind.

Das Gleichungssystem lautet hier:

v_x	v_y	v_c	=
S_{xx}	0	0	R_x
0	S_{yy}	S_{cy}	R_y
0	S_{yc}	S_{cc}	R_c

(H1/37).

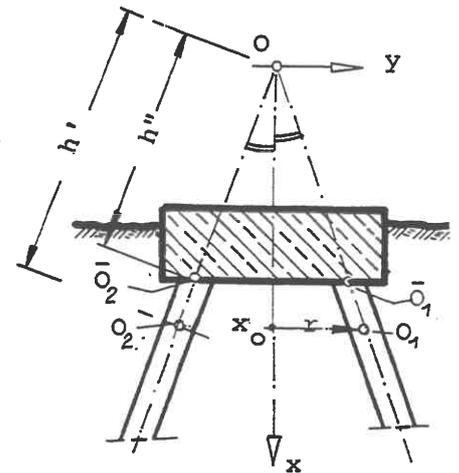


Bild H1.46

Nenner-Determinante: $S_{yy}S_{cc} - S_{yc}^2 = 2(s_x \cdot \sin^2\alpha + s_y \cdot \cos^2\alpha) \cdot 2s_y \cdot h'^2 - 4s_y^2 \cdot x_0^2 = 4s_x s_y \cdot r^2$.

Lösung:

$$\left. \begin{aligned} v_x &= R_x / [2(s_x \cdot \cos^2\alpha + s_y \cdot \sin^2\alpha)] \\ v_y &= (R_y \cdot h'^2 - R_c \cdot x_0) / (2s_x \cdot r^2) \\ v_c &= [R_c(s_x \cdot \sin^2\alpha + s_y \cdot \cos^2\alpha) - R_y \cdot s_y \cdot x_0] / (2s_x s_y \cdot r^2) \end{aligned} \right\} \quad (H1/38)$$

Schnittlasten der Pfähle: $\{Q\}_i = [T]_i^{-1} [s]_i \{v\} = [T]_i^T [s]_i \{v\} \quad (H1/39)$

Anmerkung:

T hat die Eigenschaft, daß alle Zeilen- und Spaltenvektoren zueinander rechtwinklig sind, und heißt daher "orthogonal". Deswegen ist $T^1 = T^T$.

Wenn für s_i die Matrix (H1/32) eingesetzt wird, erhält man die Schnittkräfte in Höhe der elastischen Schwerpunkte O_1 bzw. O_2 . Praktisch interessieren die Schnittkräfte an den Einspannpunkten, die für die Bemessung maßgebend sind. Sie unterscheiden sich von ersteren durch die Versatzmomente aus der Querkraft Q_y und dem Hebelarm $h_0 = h' - h''$. Für den Einspannquerschnitt $\bar{O}_{1,2}$ lautet daher die Steifigkeitsmatrix der Pfähle (SCHENCK/SMOLTCZYK/LÄCHLER 1992):

$$[S]_i = \begin{bmatrix} s_x & 0 & 0 \\ 0 & s_y & h_0 s_y \\ 0 & h_0 s_y & s_c + h_0^2 s_y \end{bmatrix} \quad (H1/40).$$

Nach dem Einsetzen in Gl.(H1/39) erhält man

$$\begin{Bmatrix} Q_x \\ Q_y \\ Q_c \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} s_x p_{xx} & s_x p_{yx} & s_x p_{cx} \\ s_y p_{xy} & s_y p_{yy} & s_y p_{cy} \\ h_0 s_y p_{xy} & h_0 s_y p_{yy} & h_0 s_y p_{cy} + h_0^2 s_y p_{zz} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} v_x \\ v_y \\ v_c \end{Bmatrix} \quad (H1/41).$$

Mit Gl. (H1/38) folgt weiter

$$\left. \begin{aligned} Q_x &= s_x[\cos\alpha v_x \pm \sin\alpha v_y + (x_0 \sin\alpha - r \cos\alpha)v_c] = s_x[v_x \cos\alpha \pm v_y \sin\alpha] \\ Q_y &= s_y[-\sin\alpha v_x \pm \cos\alpha v_y \pm (x_0 \cos\alpha + r \sin\alpha)v_c] = s_y[-v_x \sin\alpha \pm v_y \cos\alpha \pm h'v_c] \\ Q_c &= s_y[-\sin\alpha h_0 v_x \pm h_0 \cos\alpha v_y \pm \{h_0(x_0 \cos\alpha + r \sin\alpha) + h_0^2\} \cdot v_c] = \\ &= s_y h_0[-v_x \sin\alpha \pm v_y \cos\alpha \pm (h' + h_0)v_c] = Q_y h_0 \pm s_y h_0^2 v_c \end{aligned} \right\} \quad (\text{H1/42})$$

Das Einspannmoment besteht also aus dem Versatzmoment der Querkraft und einem zusätzlichen Anteil aus der Drehung der Kopfplatte um 0.

.12.2 Vereinfachte Berechnung eines ebenen, biegesteifen Bockes

Bei Annahme eines Kopfgelenks ist jeder Pfahl für sich statisch unbestimmt. Eine horizontale Nachgiebigkeit der Lager A, B (Bild H1.47) ist nur möglich, wenn die axiale Stauchung bzw. Dehnung der Pfähle berücksichtigt wird. Es wird angenommen, daß die Pfahllängen groß genug sind, daß bei Anwendung der Theorie der elastischen Bettung (E12, Gl.(E12/07)) die Integrationskonstanten $A_{3,4} = 0$ gesetzt werden können. Das ist der Fall, wenn $L - h > 1,5 \cdot L^*$ ist.

Die beiden anderen Konstanten sind $A_1 = M_0$ und $A_2 = M_0 + L^*Q_0$. Damit erhält man aus Gl.(E12/07) an der Stelle $x=0$ eine Verdrehung

$$2EI\delta_0 = L^*(2M_0 + L^*Q_0) \quad (\text{H1/43})$$

und eine Verschiebung

$$2EIv_0 = -L^2(M_0 + L^*Q_0) \quad (\text{H1/44})$$

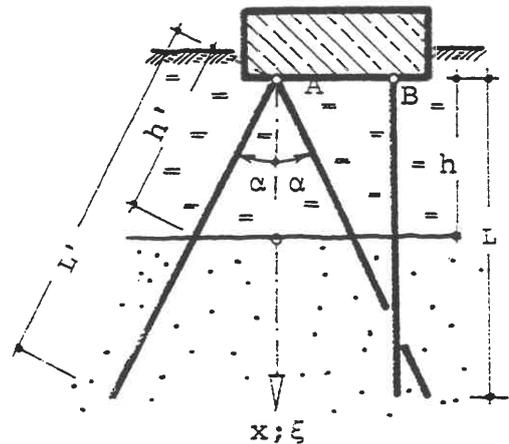


Bild H1.47

für den Lotpfahl. Beim Schrägpfahl gelten dieselben Beziehungen, wenn man die Koordinate x in die jeweilige Pfahlrichtung gedreht denkt (x_i).

Lastfall 1: Einzelkraft $Z=1$ am Pfahlkopf (Bild H1/48)

Mit $M_0 = -h$ und $Q_0 = -1$ wird hier

$$2EI\delta_0 = -L^*(2h + L^*) \text{ und } 2EIv_0 = L^2(h + L^*)$$

und die Auslenkung des Lotpfahlkopfes

$$EI\bar{v} = EIv_0 - EIh\delta_0 + h^3/3 = \frac{1}{2}L^2(h + L^*) + \frac{1}{2}hL^*(2h + L^*) + \frac{1}{3}h^3 \quad (\text{H1/45}).$$

Beim Schrägpfahl gilt dieselbe Gleichung, sofern man h durch die Länge $h/\cos\alpha$ ersetzt: \bar{v} ist dann nach wie vor die waagerechte Kopfverschiebung, und dieser Zwangsbewegung ist eine Stauchung bzw. Streckung des Schrägpfahls um $\bar{v}\sin\alpha$ zugeordnet.

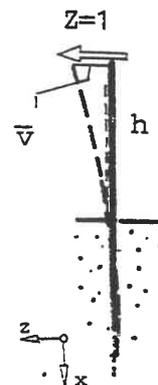


Bild H1.48

Lastfall 2: Seitendruck q auf den Lotpfahl - Bild H1.49

(Zum Seitendruck siehe E5.34)

Mit $M_0 = -\frac{1}{2}qh^2$ und $Q_0 = -qh$ wird hier

$$2EI\delta_0 = -qhL^*(h + L^*) \text{ und } 2EIv_0 = qhL^2(\frac{1}{2}h + L^*)$$

und die Auslenkung des Pfahlkopfes

$$2EI\bar{v} = 2EIv_0 - 2EIh\delta_0 + \frac{1}{4}qh^4 = qh[L^2(\frac{1}{2}h+L^*) + hL^*(h+L^*) + \frac{1}{4}h^3] \quad (H1/46).$$

Beim Schrägpfahl muß man auch wieder h durch $h/\cos\alpha$ ersetzen, um die waagerechte Kopfverschiebung zu bekommen.

Lastfall 3: Kombination der Fälle 1 und 2 bei festgehaltenem Kopf

Aus der Bedingung $\bar{v} + Z\bar{v} = 0$ folgt

$$Z = - \frac{L^2(\frac{1}{2}h+L^*) + hL^*(h+L^*) + \frac{1}{4}h^3}{\frac{1}{2}L^2(h+L^*) + \frac{1}{2}hL^*(2h+L^*) + \frac{1}{8}h^3} \cdot \frac{1}{2} q \cdot h \quad (H1/47)$$

Pfahlbockberechnung

Da der Pfahlbock verhältnismäßig steif ist, errechnet man mittels (H1/47) die waagerechten Auflagerreaktionen Z der 3 Pfähle infolge q in A und B und daraus weiter den Momentenverlauf in den Pfählen.

Wenn man die gesamte Reaktionskraft ΣZ in A ansetzt, ergeben sich Pfahlnormalkräfte $\pm \Sigma Z / 2 \sin\alpha$ und somit eine Stauchung bzw. Dehnung der Schrägpfähle um das Maß

$$v_x' = L \cdot \Sigma [Z / (2EA \cdot \sin\alpha \cdot \cos\alpha)] \quad (H1/48).$$

Auf Grund des Verschiebungsplans nach Bild H1.50 folgt aus der symmetrischen Stellung der Schrägpfähle, eine vektorielle Addition von v_x' und v_z' zu einer Horizontalverschiebung v_z der Kopfplatte.

Daraus ergeben sich Pfahlkopfverschiebungen quer zur Pfahlachse, aus denen man mittels Lastfall 1 wiederum Differenzkräfte ΔZ errechnet, die die ursprünglichen Reaktionen Z vermindern und das Einspannmoment vergrößern. Je steifer ein Pfahlbock ist, desto kleiner sind die ΔZ , und meist genügt ein einziger Iterationsschritt für die Berechnung.

.12.3 Axialsymmetrischer, biegesteifer Pfahlrost

Bild H1.50 zeigt einen Pfahl eines axial-symmetrischen Pfahlbockes in Grund- und Aufriß. Er sei einer aus n in einem regelmäßigen Vieleck angeordneten Gruppe gleicher Pfähle, d.h. es ist $\omega_i = (i/n)2\pi$. Nach SMOLTCZYK (1965) reduziert sich die Steifigkeitsmatrix des Systems in die-

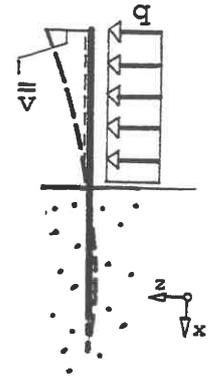


Bild H1.49

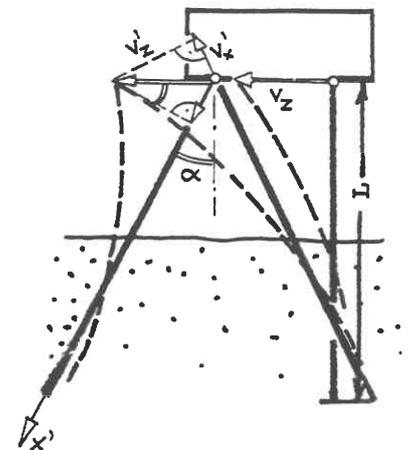


Bild H1.50

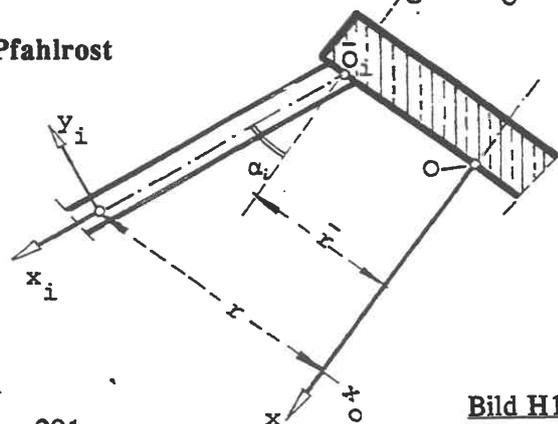
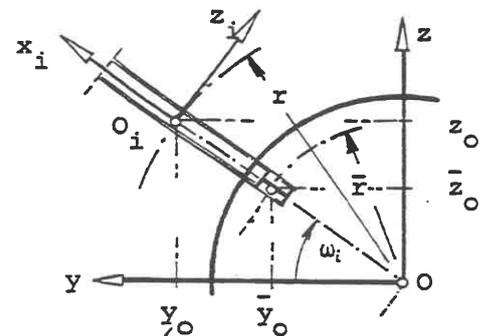


Bild H1.51

sem Sonderfall auf nur 5 Elemente. Wegen $\sum_n \sin^2 \omega_i = n/2 = \sum_n \cos^2 \omega_i$ ($n \geq 4$) kann ω_i aus den Gleichungen eliminiert werden, und die Elemente der Steifigkeitsmatrix sind:

$$\begin{aligned} S_{xx} &= n \cdot (s_x \cdot \cos^2 \alpha + s_y \cdot \sin^2 \alpha) \\ S_{yy} &= \frac{1}{2} n \cdot (s_x \cdot \sin^2 \alpha + s_y \cdot \cos^2 \alpha) \\ S_{yc} &= \frac{1}{2} n \cdot [s_x \cdot \sin \alpha \cdot (x_0 \cdot \sin \alpha - r \cdot \cos \alpha) + s_y \cdot \cos \alpha \cdot (x_0 \cdot \cos \alpha + r \cdot \sin \alpha) + s_z \cdot x_0] \\ S_{aa} &= n \cdot (s_a \cdot \cos^2 \alpha + s_b \cdot \sin^2 \alpha + r^2 \cdot s_z) \\ S_{cc} &= \frac{1}{2} n \cdot [s_x \cdot (x_0 \cdot \sin \alpha - r \cdot \cos \alpha)^2 + s_y \cdot (x_0 \cdot \cos \alpha + r \cdot \sin \alpha)^2 + s_z \cdot x_0^2 + s_a \cdot \sin^2 \alpha + s_b \cdot \cos^2 \alpha + s_c] \end{aligned} \quad (H1/49)$$

Wenn der Pfahlrost aus mehreren ineinander gestellten Gruppen gleichartiger Pfähle besteht, berechnet man diese Werte für jede Gruppe getrennt und addiert sie elementenweise.

(H1/38)

Die Verschiebungen berechnet man ähnlich wie bei den Gleichungen (H1/36) für den ebenen symmetrischen Pfahlrost; es ergibt sich lediglich zusätzlich eine Komponente $v_a = R_a/S_{aa}$.

Schnittlasten: $Q_{xi} = s_x(v_x p_{xxi} + v_y p_{yxi} + v_c p_{cxi})$	- Pfahlnormalkraft	} (H1/50a)
$Q_{yi} = s_y(v_x p_{xyi} + v_y p_{yyi} + v_c p_{cyi})$	- Querkraft in radialer Richtung	
$Q_{zi} = s_z(v_y p_{yzi} + v_a p_{azi} + v_c p_{czi})$	- Querkraft in Ringrichtung	
$Q_{ai} = s_a(v_a p_{axi} + v_c p_{cxi})$	- Torsionsmoment	
$Q_{bi} = s_b(v_a p_{byi} + v_c p_{czyi})$	- Biegemoment um y_i im Punkt O_i	
$Q_{ci} = s_c v_c p_{czi}$	- Biegemoment um z_i im Punkt O_i	

Die Einspannmomente sind in $x_i = -h_0$:

$$M_{yi} = Q_{bi} - h_0 Q_{zi} \quad \text{und} \quad M_{zi} = Q_{ci} + h_0 Q_{yi} \quad (H1/50b)$$

.13 Brunnen- oder Senkkastengründung

.13.1 Allgemeine Hinweise

Ein Brunnen oder Senkkasten ist ein Hohlkasten ohne Bodenplatte, der durch Aushub des innen anstehenden Bodens infolge seines Eigengewichts bis auf eine planmäßige Tiefe (Absenkziel) abgesenkt werden kann.

Das Gründungsverfahren hat seinen Namen von der Technik des Brunnenbaus im Lockergestein. Die erste Gründung dieser Art wurde in Deutschland 1854 bei den Pfeilern der ersten festen Rheinbrücke bei Kehl angewendet.

Der Kasten hat, Bild H1.52, unten eine Schneide mit innerer Schräge und einem 3 bis 5 cm breiten Überstand außen in etwa 3 m Höhe, um zwar zunächst eine Führung im Boden zu haben, dann aber die Mantelreibung zu vermindern. Das Aufstocken der Wände und

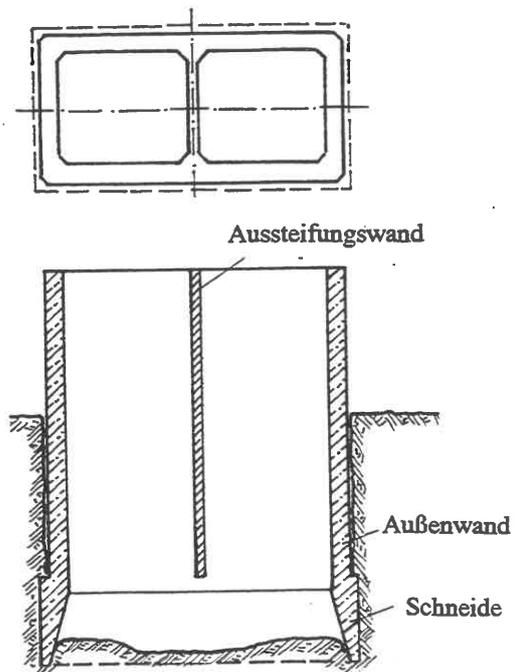


Bild H1.52

das Absenken erfolgen so, daß der Absenkvorgang möglichst nur kurz unterbrochen werden muß.

Gesichtspunkte für die Wahl einer Brunnengründung:

1. Man kann eine tiefe Plattengründung herstellen, ohne einen Baugrubenverbau zu benötigen.
2. Die Gründung kann unter dem Grundwasserspiegel hergestellt werden, ohne ihn abzusenken.
3. Bei Pfeilergründungen im offenen Wasser und bei Tiefen über 25 m ist die Brunnengründung, gegebenenfalls in Verbindung mit einer Pfahlgründung, das einzige mögliche Gründungsverfahren.
4. Die Brunnengründung schafft untertage Nutzraum, wenn der Kasten nach dem Absenken durch eine Sohlplatte wasserdicht abgeschlossen wird.
5. Der Senkkasten kann große Horizontalkräfte verformungsarm übertragen.
6. Er kann ganz oder teilweise vorgefertigt und schwimmend ("Schwimmkasten") zur Einbaustelle gebracht werden, falls diese im offenen Wasser liegt.
7. Eine Brunnengründung erfordert keine speziellen Maschinen und kaum Facharbeiter: das Verfahren eignet sich daher gut für die Entwicklungsländer.

Nachteile sind:

8. In der unmittelbaren Umgebung des Senkkastens muß mit Setzungen gerechnet werden.
9. Die Brunnengründung hat Herstelltoleranzen von etwa 10 cm in der Höhe und 1 % in der Lotabweichung.
10. Der zeitliche Bauablauf ist nur ungenau vorhersehbar.
11. Hindernisse unter der Schneide müssen mit Taucherhilfe beseitigt werden.
12. Beim Durchfahren fließgefährdeter Bodenarten können rückschreitende Grundbrüche zum Einfließen des Bodens in den Senkkasten führen.
13. Beim Absenken am Hang hat der Kasten die Tendenz, in der Richtung des Böschungsschubes auszuwandern.
14. Der Querschnitt muß über die Höhe gleich bleiben, wenn der Aushub im Greiferbetrieb erfolgen soll.

.13.2 Gesichtspunkte beim Entwurf

Senkkästen können für alle im Grund erforderlichen Tiefen entworfen werden, und auch hinsichtlich der Grundrißabmessungen gibt es kaum Einschränkungen. Allerdings ist zu beachten, daß der Kasten wegen der im Boden möglichen Zwängungskräfte sehr steif ausgebildet werden muß, was bei Kästen mit großer Fläche und kleiner Höhe schwierig ist. Alle Wände müssen ohne Unterbrechung über die volle Höhe als Scheiben wirken, wobei die inneren Aussteifungswände oberhalb der Schneide enden, um das Absenken nicht zu behindern. Diese inneren Scheiben werden in Abständen von 4 - 5 m eingefügt.

Die Außenwände werden dick gehalten (z. B. 60 cm), um das nötige Gewicht als Ballast zu bekommen. Wenn der Boden im Innern ausgebaggert werden soll, muß der Grundrißquerschnitt oberhalb des Schneideteils unverändert bleiben. Wenn hingegen das Saugspülverfahren angewendet wird (Beispiel: Leuchtturm "Alte Weser" (SMOLTCZYK 1964): Düsen am Innenrand der Schneide spülen den Boden zur Mitte, wo er abgepumpt wird), kann man die Grundrißfläche zwecks Verbesserung der Standsicherheit auch nach unten hin vergrößern.

Der statisch günstigste Querschnitt ist die Kreisform. Mindestens sollte versucht werden, dem Senkkasten eine doppelt-symmetrische Grundrißform, etwa eine rechteckige, zu geben, um eine möglichst gleichförmige Schneidenbelastung zu bekommen und die Zwangskräfte, die der Boden während des Absenkens auf den Kasten ausübt, gleichmäßig aufzunehmen.

Der Entwurf beginnt mit der Festlegung der Grundrißabmessungen, die entweder durch den Verwendungszweck oder durch die Standsicherheitsforderungen nach H1.02 - H1.08 bestimmt sind. Eine iterative Erarbeitung der günstigsten Abmessungen ist unvermeidlich. Am besten geht man von der Funktion des Kastens aus und legt die Gründungstiefe nach den Baugrundaufschlüssen fest. Dann berechnet man die - soweit vorhanden - seitliche Bodenstützung durch Ansatz eines zunächst zu schätzenden anteiligen Erdwiderstands ($< E_{pd}$) auf der belasteten und des Erddrucks auf der entlasteten Seite und rechnet diese Reaktionskraft und das zugehörige Moment in die äußeren Lasten mit ein. Mit diesen, auf die Sohle bezogenen Lasten wird die Erfüllung der Standsicherheitsforderungen geprüft. Danach werden die Setzung und die Verkantung berechnet.

Anmerkung:

Die Schätzung von E_{pd} muß sich an der Bedingung $E_{pd} \cdot E_0 < H$ orientieren. Da der in Anspruch genommene Anteil von E_{pd} von der Verkantung des Kastens abhängig, also statisch unbestimmt ist, und zwar stark nicht-linear, muß der statische Nachweis einschließlich der Verkantungsberechnung gegebenenfalls für eine verbesserte Schätzung wiederholt werden.

Unter Umständen, d. h. bei ständig einseitig wirkenden Horizontalkräften, kann die Exzentrizität der Resultierenden in der Sohlfläche dadurch verringert werden, daß die obere Konstruktion (z. B. Brückenpfeiler) exzentrisch auf den Brunnen aufsitzt. Dabei muß die mögliche Soll-Abweichung berücksichtigt werden.

.13.3 Brunnenschneide

Die Schneide wird durch eine Profilstahl-Vorschneide gepanzert, damit örtliche Kerbspannungen beim Aufsetzen auf Hindernissen ohne Schaden ausgeglichen werden können, Bild H1.53.

Der Außenfläche der Schneide gab man früher zur Erleichterung des Absenkens eine Neigung gegen das Lot, so daß sich der Querschnitt nach oben verjüngte. Darauf wird heute verzichtet, um die Führung des Senkkastens im Boden zu gewährleisten. Man muß aber darauf achten, daß nicht durch Ungenauigkeit beim Einschalen eine leichte Lotabweichung nach außen entsteht, weil das sofort eine Keilwirkung beim Absenken provoziert.

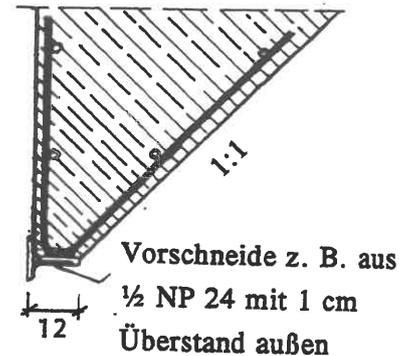


Bild H1.53

Statisch muß die Schneide als horizontal tragender Balken (beim Kreisprofil als Druckring) bemessen werden, der die äußeren Erddrücke zu tragen hat. Dabei genügt es nicht, den Erdruchdruck anzusetzen, weil der Boden unter der Schneide beim Absenken durch Grundbruch versagt und der darüber anstehende seitliche Boden etwas nachsackt. Das kann, ähnlich wie beim Entleeren eines Silos, vorübergehend zu einem Zustand " $\varphi = 0$ " führen. Es empfiehlt sich daher, den untersten Meter der Schneide für den doppelten Erdruchdruck zu bemessen.

Der innere Anzugswinkel der Schneide war früher $55^\circ - 60^\circ$ und wird heute wegen der Herstellung der Schneide auf einem Erdmodell flacher (45°) gemacht. In der ersten Absenkphase muß auch der Lastfall untersucht werden, bei dem das Gewicht des Senkkastens voll von der Schneide getragen wird, und zwar konzentriert auf wenige Stützpunkte.

.13.4 Bauverfahren

a.

Beim Absenken im offenen Wasser muß entweder zuerst eine feste Plattform (Aufschüttung im Flachwasser; Gerüst) gebaut oder der Brunnenkörper in Teilen oder im Ganzen vorgefertigt mittels Schwimmhilfen (Ponton o. ä.) oder selbstschwimmend (z.B. provisorischer Sohlschluß, Luftkammern) an die Einbaustelle gebracht, dort in Führungen auf Grund gesetzt und dann abgesenkt werden. Eine Variante besteht darin, eine schwimmfähige Stahlschalung für den Senkkasten vorzufertigen (Schneidenbeton als Ballast) und am Absenkort die Wände zu betonieren.

b.

Beim Absenken an Land oder von einer künstlichen Aufschüttung aus wird heute im allgemeinen versucht, die Innenschalung des Schneideteils durch ein Erdmodell zu ersetzen, dessen Böschung durch z. B. eine Spritzbetonversiegelung zu schützen ist. Dann wird der Bewehrungskorb mit der angeschweißten Vorschneide auf ein Bankett aus unbewehrtem Beton oder eine Pallung aus Holz- oder Betonschwellen gestellt, zugeschalt und betoniert.

Anmerkung:

Das Erdmodell-Verfahren wird vorzugsweise bei Druckluft-Senkkästen angewendet (seit 1953), weil man dort den Aufwand für die Unterschaltung der Arbeitskammerdecke spart und, vor allem bei weicherem Untergrund, gleichmäßig verteilte (wenn auch größere) Lasten hat. Dagegen lassen sich die Schneiden offener Brunnen nur im standfesten gewachsenen Boden modellieren, der steile Böschungen zuläßt.

Nach dem Erhärten des Betons wird die Last auf die Schneide umgesetzt:

- beim Erdkernverfahren durch Ausräumen des Bodens,
- beim Verfahren mit Innenschalung durch Entfernen der Rüststützen.

Das Umsetzen muß einigermaßen symmetrisch erfolgen.

Dann beginnt der Absenkvorgang selbst, der bodenmechanisch eine planmäßig erzeugte Folge von Grundbrüchen ist. Als erstes muß die Schneidenlagerung entfernt werden. Dies ist der kritischste Zwischenzustand, denn wenn sich der Kasten dabei schiefstellt, muß er erst wieder ins Lot gebracht werden. Das Entfernen des Banketts bzw. der Pallung erfolgt symmetrisch von beiden Seiten zu den Viertelpunkten der Schneidenwand hin fortschreitend.

Anmerkung:

Der Anfangszustand ist auch für die Bemessung der Wandscheiben auf Biegung maßgebend, da der Kasten seine geringste Höhe hat und andererseits mit Mulden- oder Sattellagerung der Wände gerechnet werden muß. ERLER (1982) weist darauf hin, daß sich die Bemessungsregeln von PAPROTH (1966) in der Praxis bewährt haben. Danach wird als Bemessungsmoment $M = \pm gL^2/31$ genommen (g - Gewicht der Wand in kN/m, L - Wandlänge).

Große, rechteckige Senkkästen sind empfindlich gegen parallelogrammartige Verformungen und erhalten deswegen während des Absenkens eine diagonale Aussteifung aus Stahlträgern.

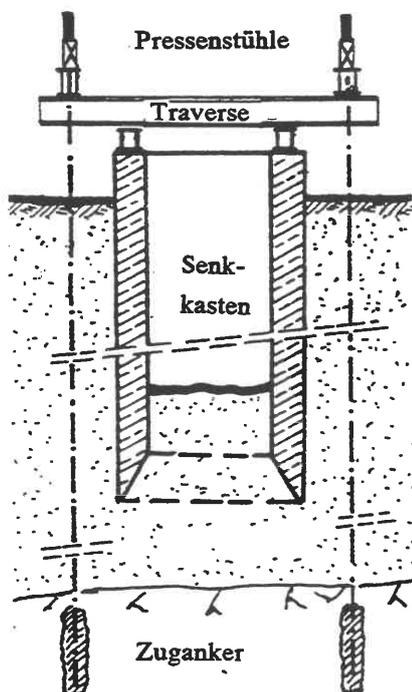


Bild H1.54

Absenk- und Betoniergeschwindigkeit müssen so aufeinander abgestimmt sein, daß immer eine nach unten treibende Last vorhanden ist. Die Absenkgeschwindigkeit ist schwer vorhersehbar, liegt aber heute bei 25 - 40 cm/Tag. Der Kasten sinkt ruckweise; dieser Vorgang sollte nicht unterbrochen werden (Haftreibung!). Da Aushub und Betonieren sich gegenseitig behindern, kann das Aufstocken durch Fertigteile bei kleineren Querschnitten vorteilhaft sein. Die Absenktoleranz für die Höhe kann vertraglich mit ± 5 cm festgelegt werden.

Wenn das Gewicht zum Absenken nicht reicht, kommen als Hilfen in Frage:

- a. Reibungsminderung oberhalb der Schneide (s. H1.13.4);
- b. Zusatzballast;
- c. Zuganker (Bild H1.54) nach einem japanischen Vorschlag.

Anmerkung:

Um einen Brunnen nach einer Betriebspause wieder in Gang zu bringen, kann man ihn z.B. oben durch einen Deckel abschließen und dann innen den Luftdruck absenken: der atmosphärische Luftdruck wirkt dann als Ballast.

Die Gründungsarbeiten enden mit dem Einbringen einer Betonplombe im Schneidenbereich (Fließbeton KF, s. DIN 1045). Da die Bewehrung von Unterwasserbeton besondere Vorkehrungen erfordert, um das durch Oberflächenspannung ausgelöste Aufschwimmen eines Bewehrungskorbes zu verhüten, versucht man, ohne Bewehrung auszukommen, und muß dann nachweisen, daß die Zugspannung unter dem Wert $0,3 \sqrt{\beta_w^2}$ bleibt (β_w - Würfeldruckfestigkeit des Kontraktorbetons).

Anmerkung:

Ein Fortschritt auf dem Weg zu Unterwasser-Stahlbeton ist das niederländische Hydroventil, Bild H1.55, über dessen Anwendung in der deutschen Praxis MELDNER 1977 berichtete. Damit kann der Frischbeton wie ein Teppich in einen Bewehrungskorb eingeschüttet werden.

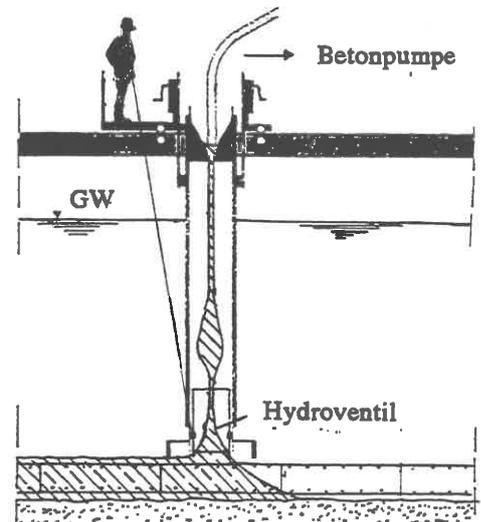


Bild H1.55

Im allgemeinen wird das keine Schwierigkeiten bereiten, da die Zellen eines Senkkastens aus den zuvor erläuterten Gründen selten eine lichte Weite über 5 m haben und der Pfropfen 3 m dick ist. Bei sehr tiefen Senkkästen und hohen Wasserüberdrücken muß der Pfropfen entsprechend dicker gemacht werden. Der Kraftschluß zwischen dem Sohlenbeton und der Wand läßt sich durch versatzartige Aussparungen in den Wänden verbessern (LINGENFELSER 1992).

.13.5 Maßnahmen zur Reibungsverminderung

Die Reibung am Brunnenumfang kann durch eine aufsteigende Füllung des Ringspalts mit thixotroper Flüssigkeit herabgesetzt werden. Dazu braucht man einen Ring von Spüldüsen, die, Bilder H1.56 und H1.57, über der Schneide nach oben gerichtet und in einem Abstand von 1 m angeordnet werden. Die Tonsuspension soll bei Kastenhöhen über ca. 8 m nicht von oben eingefüllt werden, weil sie in dem engen Spalt nach wenigen Metern Sinktiefe gelieren würde.

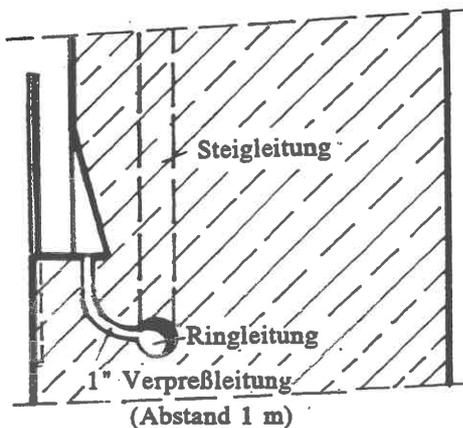


Bild H1.56

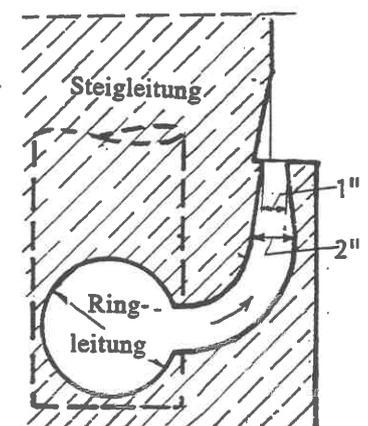


Bild H1.57

Hinweise zur Bemessung der Spüleinrichtung (Spüldruck, Rohrführung usw.) gibt LINGENFELSER (1992).

Sobald der Suspensionsspiegel im Ringspalt höher ist als der GW-Spiegel, beginnt das Risiko des hydraulischen Grundbruchs um die Schneide herum in den Brunnen. Auch aus diesem Grund sollte eine Schneidenhöhe von 3 m nicht unterschritten werden. Außerdem muß der Wasserspiegel im Innern des Brunnens durch Zupumpen von Wasser stets höher gehalten werden als der GW-Spiegel außen.

.13.6 Absenkdiagramm

Das Absenkdiagramm ist eine graphische Darstellung der Schneidenlast Q_s in Abhängigkeit von der momentanen Absenktiefe z . Sie ist die Differenz zwischen Gewichtslast G und Mantelreibungskraft Q_r und soll stets $> 50 \text{ kN/m}$ bleiben. Da sich Q_r theoretisch nicht zuverlässig voraussagen läßt, wird in der Praxis von einfachen Erfahrungswerten ausgegangen:

Bodenart	nichtbindig	bindig	Schlamm	thix. Suspension
q_r über Schneide	10 - 30 kN/m ²	5 - 40 kN/m ²	2 - 10 kN/m ²	5 - 10 kN/m ²
q_r unterhalb	20 - 40 "	10 - 50 "	-	-

Die großen Unterschiede rühren daher, daß dabei nicht nach der Lagerungsdichte bzw. Konsistenz unterschieden wird. Zum Vergleich werden die Vertikalkomponenten des ebenen Erddrucks nach E5.11, aber für $\delta_a < 0$, berechnet. ERLER (1982) nennt die Werte $\delta_a = -(0,5-1,0)\varphi$.

.14 Druckluft-Senkkasten

.14.1 Allgemeine Hinweise

Die Druckluft-Senkkastengründung ist dadurch gekennzeichnet, daß der Innenraum einer Brunnengründung teilweise (Arbeitskammer im Schneidenbereich) oder im Ganzen durch Luftüberdruck trockengelegt wird, so daß der Boden vor Ort in trockener Baugrube ausgehoben werden kann. Das Verfahren wurde 1841 von dem französischen Ingenieur TRIGER erfunden und wird seit 1911 in Deutschland angewendet (BACHUS 1961).

Der Vorteil im Vergleich zur Brunnengründung liegt in der Zugänglichkeit der Sohle während des Baus (Beseitigung von Hindernissen immer möglich; bessere Einflußnahme auf die Bewegung des Kastens) und im Endzustand (Prüfung der Tragfähigkeit des erreichten Baugrunds), in den kleineren Setzungen in der Umgebung der Baustelle und in der Möglichkeit, gleichzeitig und ohne gegenseitige Behinderung absenken und betonieren zu können. Der Nachteil sind die hohen Lohn- und Zusatzkosten, die sich aus den Arbeitsschutzbestimmungen ergeben, s. H1.14.2.

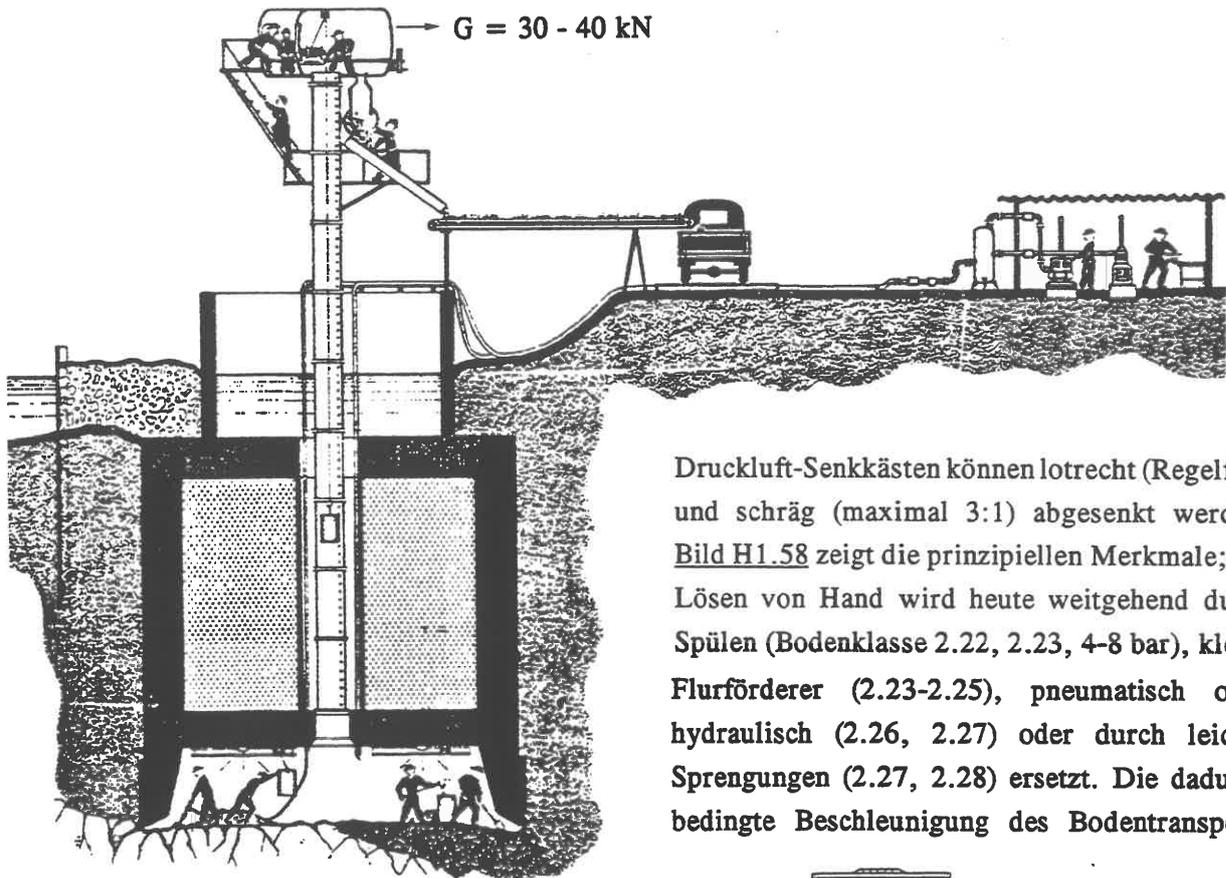


Bild H1.58
(Werkbild der Fa. Paproth)

führt dazu, daß die kombinierte Personen- und Materialschleuse wie in Bild H1.58 entweder durch eine zusätzliche Materialschleuse ergänzt (Bild H1.59) oder durch getrennte Schleusen für Personen und Stoffe ersetzt wird, die dann auch leichter mit einem Turmdrehkran umgesetzt und aufgestockt werden können.

Ein konstruktiver Vorteil gegenüber der Brunnen Gründung liegt darin, daß der lichte Querschnitt der Arbeitskammer sich nicht nach oben fortsetzen muß, sondern mit einem schmaleren Schaft gearbeitet werden kann, wobei der damit gewonnene Raum zum Ballastieren mit Sand o. ä. genutzt werden kann. Auch die Schwierigkeit, den Senkkasten auszusteifen, entfällt hier durch die Arbeitskammerdecke, die nur die Öffnungen für die Schachttrohre enthält. Nach dem Absenken wird der Beton in die Arbeitskammer gepumpt, wobei zu beachten ist, daß der Luftüberdruck das Wasser eher aus dem Frischbeton

Druckluft-Senkkästen können lotrecht (Regelfall) und schräg (maximal 3:1) abgesenkt werden. Bild H1.58 zeigt die prinzipiellen Merkmale; das Lösen von Hand wird heute weitgehend durch Spülen (Bodenklasse 2.22, 2.23, 4-8 bar), kleine Flurförderer (2.23-2.25), pneumatisch oder hydraulisch (2.26, 2.27) oder durch leichte Sprengungen (2.27, 2.28) ersetzt. Die dadurch bedingte Beschleunigung des Bodentransports

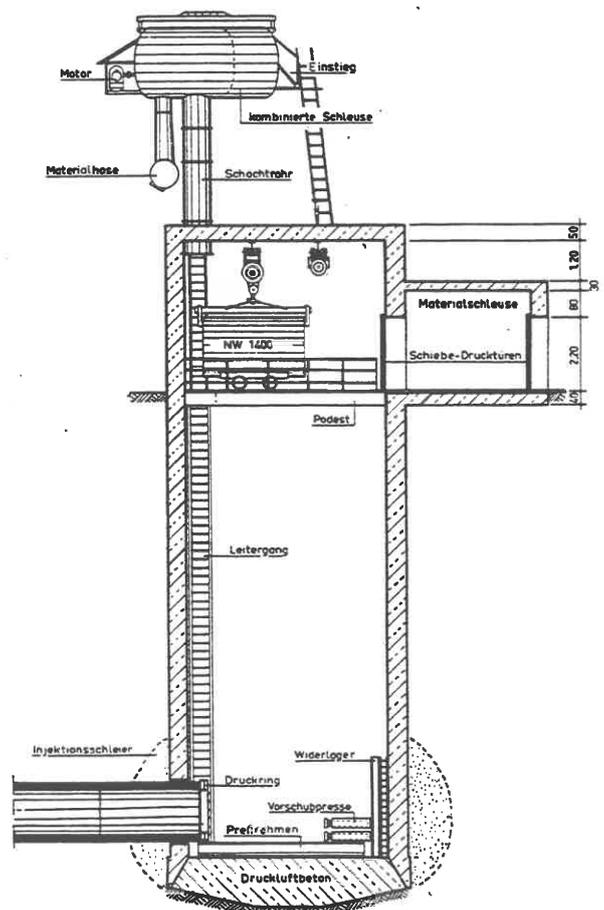


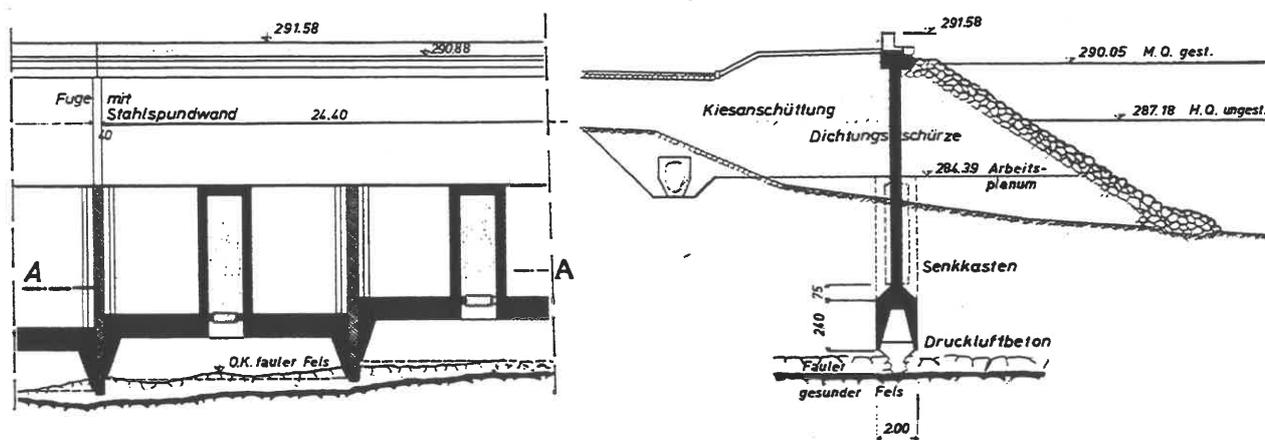
Bild H1.59 (HOCHTIEF AG 1970)

austreibt als sonst. Verbleibende Hohlräume werden verpreßt. Während des Einpumpens des Betons muß eine Entlüftung der Arbeitskammer möglich sein, damit der Druck nicht ansteigt und den Kasten anhebt. Letzteres ist auch beim Fugenschluß zu beachten.

Wenn der Füllbeton nicht nur als "Bodenersatz", sondern als Teil des Senkkastens statisch in Rechnung gestellt werden soll, muß man ihn an der Kammerdecke verankern: Die Anker werden während des Absenkens umgebogen und vor dem Betonieren in ihre Soll-Lage zurückgeholt.

Die Arbeitskammerdecke muß im Bauzustand für den Luftdruck in der Arbeitskammer berechnet werden, der während des Absenkens 2-4 m höher gehalten wird als der Wasserdruck an der Schneide, um eine Sicherheit gegen hydraulische Grundbrüche zu haben. Wände und Decke der Arbeitskammer müssen aus einem luftundurchlässigen Beton bestehen (350 kg/m³ Zement; Zuschläge nach Sieblinie E; keine Arbeitsfugen, vgl. BACHUS 1961).

Die Abmessungen von Druckluft-Senkkästen sind in weiten Grenzen variabel, wie das in Bild H1.60 dargestellte Beispiel zeigt. Umgekehrt berichtet BACHUS (1961) von einem Trockendock in Le Havre, das 1925 als Druckluft-Senkkasten mit 66 m Breite und 345 m Länge gebaut wurde. Auch Druckluft-Senkkästen in Kreisringform wurden ausgeführt (LINGENFELSER 1992).



Schnitt A-A

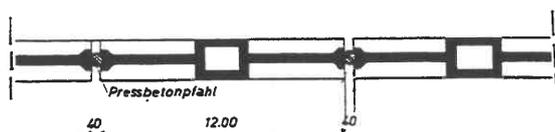


Bild H1.60 Dichtungswand beim Donaukraftwerk Jochenstein (Werkbild WAYSS & FREYTAG AG)

.14.2 Arbeitsschutz-Vorschriften

Beim Arbeiten unter erhöhtem Luftdruck nimmt das Blut einen höheren Anteil an gelöster Luft auf. Während der Sauerstoff absorbiert wird, muß der Stickstoff wieder ausgeschieden werden, was eine bestimmte Zeit erfordert. Wenn daher der Druck zu rasch abfällt, bildet der noch nicht ausgeschiedene Stickstoff im Blut Bläschen, die die feinsten Blutgefäße verstopfen (Druckluftkrankheit). Daher sind in einer Druckluft-Verordnung vom 04.10.1972 Ausschleusungszeiten für Druckluftarbeiter eine Obergrenze von 30 m Wassersäule für Druckluftarbeiten und eine ganze Reihe von Anforderungen an die Baustelle festgelegt (ständige Anwesenheit eines Arztes bei Drücken über 20 m z. B.).

Bild H1.61 stellt die erforderlichen Ausschleusungszeiten und verbleibenden Arbeitszeiten dar. Erstere können durch Sauerstoffbeatmung während des Ausschleusens stark reduziert werden, ohne daß allerdings die Netto-Arbeitszeit wesentlich ansteigt.

Obwohl Luftdruckschwankungen in der Arbeitskammer untersagt sind, wenn sich Personen darin aufhalten, läßt sich durch den Materialtransport, vor allem beim Spülbetrieb, eine gewisse Schwankungsbreite kaum vermeiden. Das führt, da sich die Luft abkühlt, zur Nebelbildung. Inzwischen ist aber die Steuerungstechnik für die Luftpumpe verbessert worden, so daß die Druckschwankungen in relativ engen Grenzen gehalten werden können.

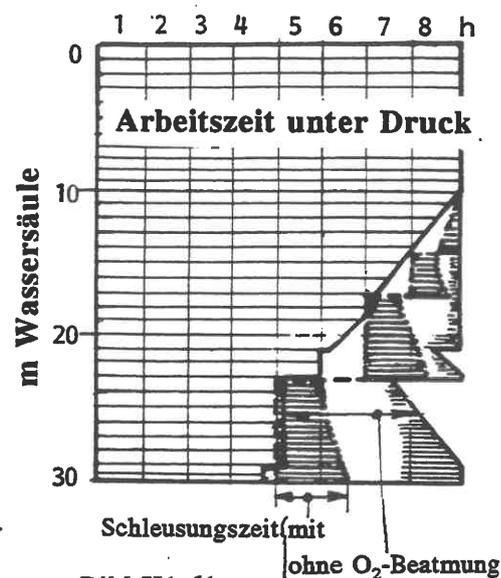


Bild H1.61

Oft wird auf Baustellen auch versucht, stecken gebliebene Senkkästen durch kurzfristiges Absenken des Luftdrucks in der Kammer wieder in Gang zu bringen. Dabei muß aber die Mannschaft in die Schleuse zurück. Auch bei Sprengungen in der Kammer muß diese geräumt und darf erst wieder betreten werden, wenn die Sprenggase durch die Bewetterung entfernt sind.

.15 Zugfundamente

.15.1 Allgemeine Hinweise

Ein Zugfundament ist entweder ein Fundamentblock, der wie ein Ankerstein kraft seines Eigengewichts imstande ist, Zuglasten aufzunehmen, oder die Kopfplatte einer Verankerungskonstruktion aus Pfählen oder Ankern, gelegentlich auch aus Schlitzwandabschnitten.

Die erstgenannten Zugfundamente kommen nur für kleinere Lasten in Frage, und selbst da wird man prüfen, ob der Injektionszuganker als Daueranker nicht wirtschaftlicher ist (s. K11). In der Regel wird versucht, das Eigengewicht des anstehenden Bodens selbst als Gegengewicht nach dem in Bild E4.08 für den ebenen Fall gezeigten Schema zu aktivieren. Daraus ergeben sich im Freileitungsbau z. B. in Bild H1.62 dargestellten Varianten.

Auch Bohrpfähle mit angeschnittenem Fuß werden verwendet; der Fuß muß dann über die Bewehrung an den Pfahlschaft angeschlossen sein.

Maßgebender Lastfall bei den Freileitungsmasten ist der einseitige Zug, falls die Leitung reißt. Eine ständig einseitige Beanspruchung tritt bei Abspannmasten auf. Maßgebend für Freileitungsmaste ist nicht die DIN 1054, sondern vorerst noch die VDE 0210; es empfiehlt sich jedoch, das Partialsicherheitskonzept des EC7 unter Beachtung der Angaben zu Einwirkungen im EC1 auch auf diese Zugfundamente anzuwenden.

Anmerkung:

Bei Freileitungsmasten wird bisher die Sicherheit durch Anbringen einer 1,2-fachen Gebrauchslast als Zugkraft an 5 % aller Einzelfundamente stichprobenartig geprüft, wobei eine 1,5-fache Sicherheit nachzuweisen ist.

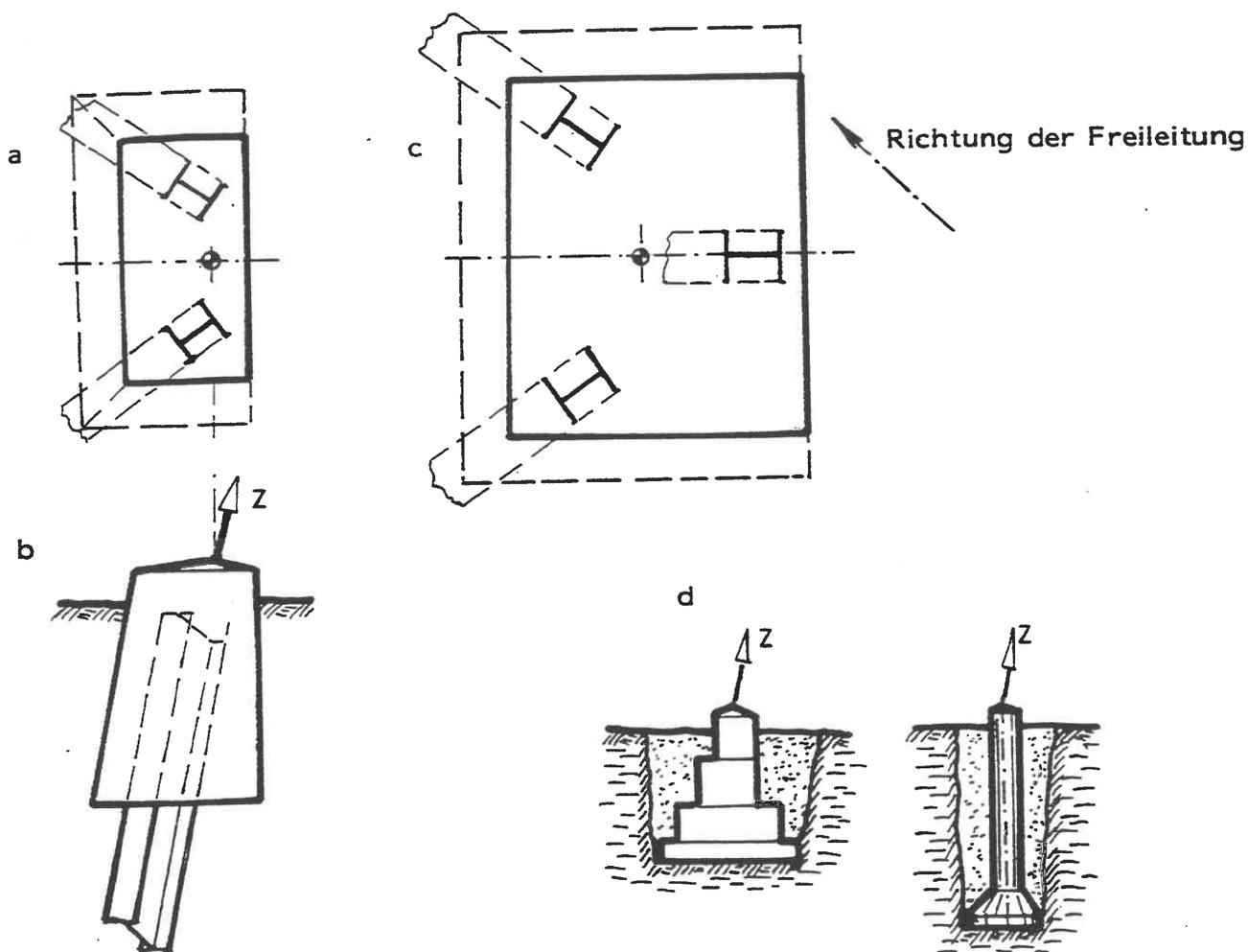


Bild H1.62 Zugfundamente unter den Eckstielen von Freileitungsmasten, Beispiele:

(a) Gründung auf 2 Stahlrammpfählen (Rammplan);

(b) Ansicht zu (a);

(c) Gründung auf 3 Stahlrammpfählen;

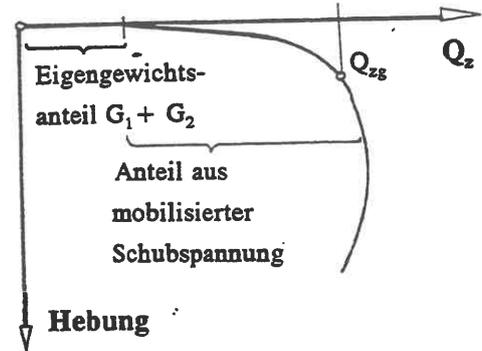
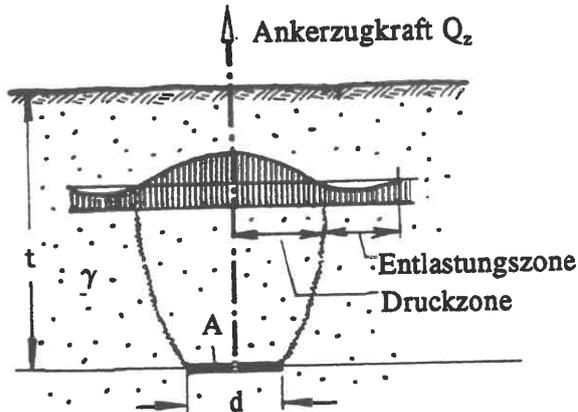
(d) Ballast-Fundamente.

Quelle: (a)-(c) STARKSTROM-ANLAGEN GmbH (1975)

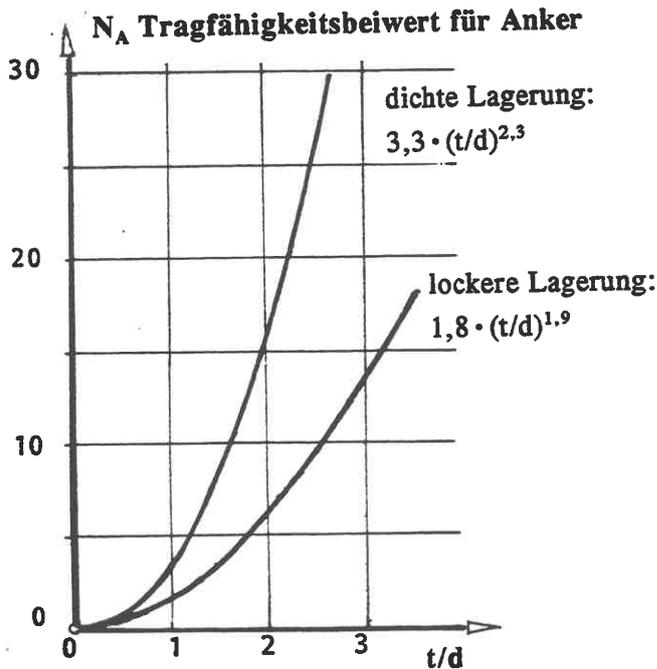
(d) : MORS (1959)

.15.2 Erdstatischer Nachweis

Bild H1.63 stellt das Bruchversagen eines Ankerelements im Boden dar, wie es z. B. von GRUHLE (1981) bei Modellversuchen in Sand beobachtet und ausgewertet wurde: über dem Ankerkörper (G_1) steht nicht nur das darüber liegende Bodengewicht G_2 , sondern auch der seitliche Schubwiderstand zur Verfügung, durch den im Boden ein Druckbereich über dem Anker und ein Bereich minderer Druckspannungen an den Seiten entsteht:



$$Q_z = G_1 + N_A A \gamma d \quad (\text{H1/51})$$



(A - Querschnitt des Ankerkörpers, d - Durchmesser von A, γ - Bodenwichte). N_A ist ein Tragfähigkeitsbeiwert, der dem Diagramm in Bild H1.63 als Funktion von t/d , also der Einbindetiefe, entnommen werden kann. Es wird empfohlen, mit $\frac{1}{2}Q_z$ zu bemessen und mit einer Probebelastung zu prüfen (s. E4.03).

Bild H1.63

Schrifttum zu H1

- BACHUS, E. (1961): Grundbaupraxis. Springer-Verlag Berlin/ Göttingen/ Heidelberg.
- BJERRUM, L. (1973): Allowable Settlements of structures. Norw. Geotechn. Institute Publication no. 98.
- BURLAND, J.B./ WROTH, C.P. (1975): Settlement of buildings and associated damage. COSOS, Cambridge. Pentech Press, S. 611 - 654.
- ERLER, E. (1982): Senkkästen. In: Grundbautaschenbuch 3.Aufl., Teil 2, S.423-458. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin-München.
- FALKNER, H. (1979): Wechselwirkung Baugrund-Bauwerk bei der Überbauung SAB Berlin. GEOTECHNIK 2, S. 155-161.
- GRUHLE, H.-D. (1981): Das Verhalten des Baugrundes unter Einwirkung vertikal gezogener Ankerplatten als räumliches Problem des Erdwiderstandes. Mitt.17, Baugrundinstitut Stuttgart.
- HOCHTIEF AG (1970): Unterpflaster-Straßenbahn Essen, Los 3. HOCHTIEF-Nachrichten 43, S. 3-26.
- KNEISSLE, F. (1982): Untersuchung von horizontal hochbelasteten Fundamenten. Unveröff. Diplomarbeit, Baugrundinstitut Stuttgart.

- LEUSSINK, H. (1963): Ergebnisse von Setzungsmessungen an Hochbauten. Veröff. Institut für Bodenmechanik, TH Karlsruhe, Heft 13.
- LEUSSINK, H./ BLINDE, A./ ABEL, P.G. (1966): Versuche über die Sohldruckverteilung unter starren Grundkörpern auf kohäsionslosem Sand. Veröff. Inst.f. Bodenmechanik, TH Karlsruhe, Heft 22.
- LINGENFELSER, H. (1992): Senkkästen. In: Grundbautaschenbuch, 4. Aufl., Teil 3, Kapitel 3.5, S. 333-378. Verlag Ernst & Sohn, Berlin.
- MELDNER, V. (1977): Erfahrungen mit neuen Techniken im Unterwasserbetonbau. Vorträge Betontag Berlin, S. 428-432. Deutscher Betonverein e.V.
- MORS, H. (1959): Das Verhalten von Mastgründungen bei Zugbeanspruchung. Die Bautechnik 36, S. 368-378.
- MUHS, H. (1968): Flachfundationen. Mitt. DEGEBO Berlin, Heft 21.
- MUHS, H./ WEISS, K. (1969): Die Grenztragfähigkeit und Schiefstellung ausmittig-lotrecht belasteter Einzelfundamente im Sand nach Theorie und Versuch. Mitt. DEGEBO Berlin, Heft 22.
- MUHS, H./ WEISS, K. (1975): Die Grenztragfähigkeit von flach gegründeten Streifenfundamenten unter geneigter Belastung nach Theorie und Versuch. Mitt. DEGEBO Berlin, Heft 31.
- NENDZA, H. (1992): Gründung in Bergbaugebieten. In: Grundbautaschenbuch, 4. Aufl., Teil 3, S. 717-742. Verlag Ernst & Sohn, Berlin.
- NEUBER, H. (1961): Setzungen von Bauwerken und ihre Vorhersage. Berichte aus der Bauforschung Heft 19. Verlag W. Ernst & Sohn Berlin Düsseldorf München.
- PAPROTH, G./ PAPROTH, H. (1981): Sonderprobleme und deren Lösung bei neuen Druckluftprojekten. Forschung + Praxis. STUVA - Tagung Berlin.
- SALDEN, D. (1981): Einfluß der Sohlenform auf die Traglast von Fundamenten. GEOTECHNIK 4, S. 137-144.
- SCHENCK, W./ SMOLTCZYK, U./ LÄCHLER, W. (1992): Pfahlroste, Berechnung und Konstruktion. In: Grundbautaschenbuch 4. Aufl., S. 269-331. Verlag Ernst & Sohn Berlin.
- SCHIEL, F. (1960): Statik der Pfahlwerke. 1. Aufl., Springer-Verlag Berlin.
- SCHULTZE, E. (1980): Setzungen. In: Grundbautaschenbuch 3.Aufl., Teil 1, S. 407 - 436. Verlag W. Ernst & Sohn Berlin München.
- SMOLTCZYK, H.-U. (1960): Ermittlung eingeschränkt plastischer Verformung im Sand unter Flachfundamenten. Verlag W. Ernst & Sohn Berlin.
- SMOLTCZYK, H.-U. (1964): Statische und konstruktive Fragen beim Bau des Leuchtturmes "Alte Weser". Die Bautechnik 41, S. 203-212.
- SMOLTCZYK, U. (1965): Die Biegebeanspruchung axialsymmetrischer Pfahlroste. Der Bauingenieur 40, S. 387-391.
- SMOLTCZYK, U. (1976): Sonderfragen beim Standsicherheitsnachweis von Flachfundamenten. Mitt. DEGEBO Heft 32, S. 111-117.
- STARKSTROM-ANLAGEN-GMBH (1975): Ramm- und Fundamentpläne für das Bauwerk 380/220 kV-Leitung vom 1.10.75. Briefl. Mitt. vom 31.12.1975.
- STUART, J. G. (1962): Interference between foundations, with special reference to surface footings. Géotechnique 12, S. 15-22.
- TERZAGHI, K.v. (1942): Theoretical Soil Mechanics. Verlag J. Wiley & Sons New York.
- WEISS, K. (1970): Der Einfluß der Fundamentform auf die Grenztragfähigkeit flachgegründeter Fundamente. Mitt. DEGEBO Berlin, Heft 25.
- WEISS, K. (1973): Die Formbeiwerte in der Grundbruchgleichung für nichtbindige Böden. Mitt. DEGEBO Berlin, Heft 29.

H2 Stützbauwerke

.01 Begriffe

Stützbauwerke sind Konstruktionen zur dauernden Abfangung eines Geländesprungs (s.a.E6). Sie stehen in Konkurrenz zu den in Abschnitt H9 dargestellten Sicherungssystemen.

Zu unterscheiden sind:

Stützmauer - eine Konstruktionsform, bei der die äußeren Lasten ohne eine Verankerung durch eine Flachgründung in den Baugrund übertragen werden;

Stützwand - eine auf Biegung beanspruchte Platte, die entweder im Boden eingespannt frei trägt oder mindestens 1 oberes Lager in Form einer Steife oder eines Ankers hat.

Stützmauer wie Stützwand können in massiver oder in aufgelöster Bauart errichtet werden. Sie können am Ort oder in Teilen vorgefertigt werden. Der Geländesprung kann senkrecht oder schräg abgestützt werden. Stützmauern in einem weiteren Sinn sind auch jene Konstruktionen, bei denen der anstehende bzw. hinterfüllte Boden mitträgt. Das sind Winkelstützmauern (H2.03), Raumgitter-Stützsysteme (H2.05), rückverhängte Elementwände (H2.07 + .08), bis hin zu Fangedämmen (H2.12).

Dem Konstrukteur stehen also viele Lösungen zur Verfügung, um ein technisches, wirtschaftliches und umweltfreundliches Optimum zu finden. Dabei sind folgende Gesichtspunkte abzuwägen:

- Vorhandene Geländeform: Einschnitt oder Auffüllung? Bereits vorhandene Böschung?
- Scherfestigkeit des zu stützenden Bodens;
- im Bau- und im Endzustand in Anspruch genommene Grundfläche;
- Nutzungsanforderungen der Oberlieger und Unterlieger;
- Art und Größe der Verkehrslasten;
- Einhaltung evtl. geforderter Lichtraumprofile, Berücksichtigung von Zwangspunkten;
- Sicherheitsbedürfnis beim Bau und nach der Fertigstellung;
- zulässige Verformungen;
- Herstellung in einer oder mehreren Phasen;
- verfügbares Baumaterial;
- Begrünbarkeit;
- verfügbare Bauzeit;
- Eignung des anstehenden Bodens zur Aufnahme von Ankern;
- Drainage des Bergwassers.

Schließlich muß die Konstruktion auch ästhetischen Ansprüchen gerecht werden können, wenn sie ständig sichtbar ist. Der Ingenieur muß dem Architekten oder Landschaftsgärtner technische Wege zur Verwirklichung seiner Absichten eröffnen.

.02 Schwergewichtsmauer

Die Schwergewichtsmauer ist ein massives Stützbauwerk, dessen Abmessungen so gewählt werden müssen, daß die Resultierende R aus dem Eigengewicht G der Mauer und dem Erddruck E_a - gegebenenfalls auch der Wasserdruckkraft - die Sohlfläche noch innerhalb der 1. Kernweite (s.H1.04) schneidet. Bei einem gelegentlichen Ansteigen des Wasserdrucks kann ein Auswandern von R bis zur 2. Kernweite zugelassen werden. Bild H2.01a zeigt die Grundform. Nur bei kleinen Höhen wird man eine konstante Breite wählen. Normalerweise verbreitert sich das Profil nach unten, wobei die Ansträgung, damit E_a nicht unnötig ansteigt, vom Berg weg gelegt wird (entweder nur auf der Luftseite oder auf beiden Seiten mit einem stärkeren Anzug auf der Luftseite).

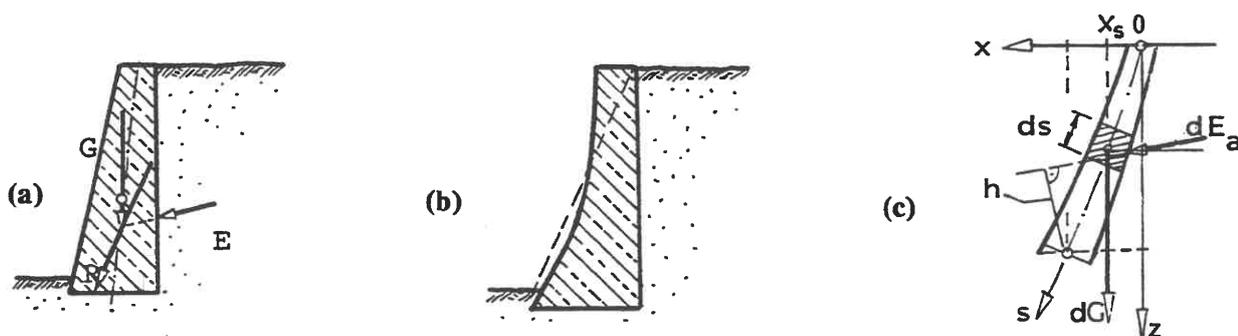


Bild H2.01

Anmerkung:

Die Idealform der Mauer läßt sich mathematisch aus der Bedingung ableiten (Bild H2.01c), daß für jeden Punkt $s(x; z)$ der Mauerachse die Momentensumme 0 sein soll, d.h.

$$\int_0^z g(x; z)(x - x_s) dz = \int_0^s e_a(x; z) h(x; z) ds \quad (H2/01)$$

Wenn man diese Integralgleichung (i.a. numerisch) auswertet, ergibt sich eine stetig gekrümmte Mauerform (BENDEL/HUGI 1970), die asymptotisch in eine Gerade übergeht. Für die Praxis ist das aus Herstellungsgründen uninteressant; man kann dem allenfalls in der Weise von Bild H2.01b Rechnung tragen.

Bei hohen Mauern ist es rationell, die vorgenannte Bedingung durch Anfügen eines Talsporns zu erfüllen, Bild H2.03a und b. Mauern dieses Typs sind an der Gotthardt-Nordrampe bis zu 22m Höhe ausgeführt worden.

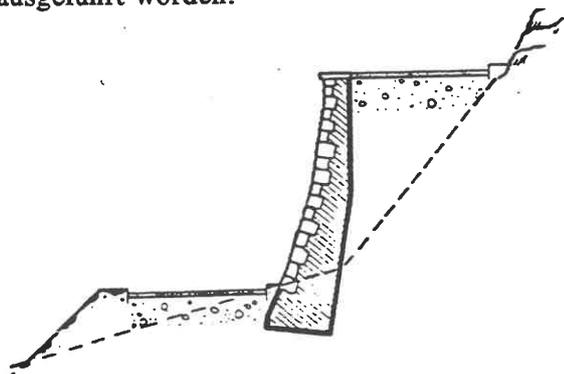


Bild H2.02 (BENDEL/HUGI 1970)

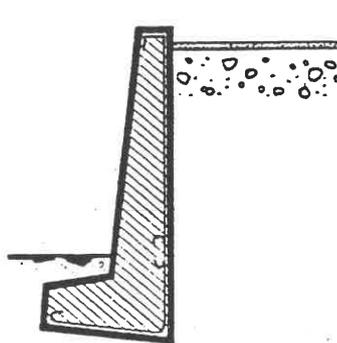


Bild H2.03a

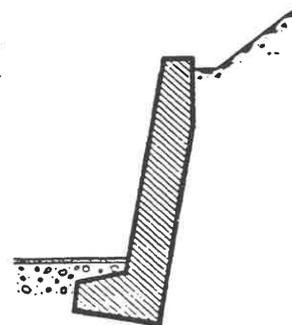


Bild H2.03b

(BENDEL/HUGI 1970)

Zur Verbesserung der Gleitsicherheit wird die Sohlfläche oft auch schräg ausgeführt (s.a. H1.03). Nur selten ist es möglich, die Mauern gegen den profilierten gewachsenen Boden zu betonieren. In der Regel wird auch bergseitig geschalt und der Arbeitsraum hinterfüllt. Das Hinterfüllungsmaterial soll gut dränieren können und wird, wenn die Fläche hinter der Mauerkrone nicht als Verkehrsfläche genutzt werden soll, nur leicht verdichtet, um keinen unnötigen Verdichtungserddruck (E5.18) zu verursachen.- Zur Anordnung der Entwässerungsröhre siehe Bild H2.08.

.03 Winkelstützmauer

Die Standsicherheit einer Stützmauer kann durch einen Kragarm auf der Bergseite sehr vorteilhaft verbessert werden, Bild H2.04, allerdings um den Nachteil eines entsprechend vergrößerten Raumbedarfs (Aushub, Hinterfüllung etc.). Normalerweise ergänzt man den Querschnitt auch auf der Talseite durch einen kurzen Sporn, um die Verkantung der Mauer unter ständiger Last zu verringern.

Für den Nachweis der äußeren Standsicherheit kann man vereinfacht von der Vorstellung ausgehen, daß sich bei einer Ausweichbewegung der Mauer der im Bild eingezeichnete Rankine-Zustand nach E5.09 im Teilbereich DBE einstellt, der an sich eine Horizontalverschiebung der Wand voraussetzt. In diesem plastifizierten Keil steht σ_1 senkrecht. Man führt dann den Nachweis für das aus der Mauer und dem Boden über BC bestehende System.

Bei geneigtem Gelände, Bild H2.05, führt die Annahme des Rankine-Zustands mittels der in Bild E5.10 gezeigten Gleitlinienkonstruktion zu dem Ergebnis, daß σ_1 nicht senkrecht steht, sondern in einer Schnittfläche AB Schubspannungen vorhanden sind. Man kann auch dann wie oben rechnen, indem man K_{ah} für $\alpha=0$ und $\delta_a = \beta$ nimmt und damit E_{ah} und $E_{av} = E_{ah} \tan \beta$ berechnet. Bei bindigem Boden ist sinngemäß zu verfahren.

Für die Bemessung der Stützmauer würde sich bei o.g. Annahme ein zu kleines Einspannmoment in der Fußplatte ergeben, wenn man bis zum Punkt C (Bild H2.04) nur mit dem aktiven Erddruck als Last auf die Wand rechnen würde. Deswegen geht man hier richtiger nach der Coulombschen Erddrucktheorie vor (Bild H2.06) und zieht vom Endpunkt des Sporns die Böschungslinie unter β , unterhalb derer der Boden die Wand mit dem Erdruchdruck belastet. Weiter trägt man die Richtung ϑ_a (Erddruckwinkel nach Coulomb) ein, oberhalb derer nur der aktive Erddruck E_a (hier jetzt mit $\delta_a > 0$) wirkt

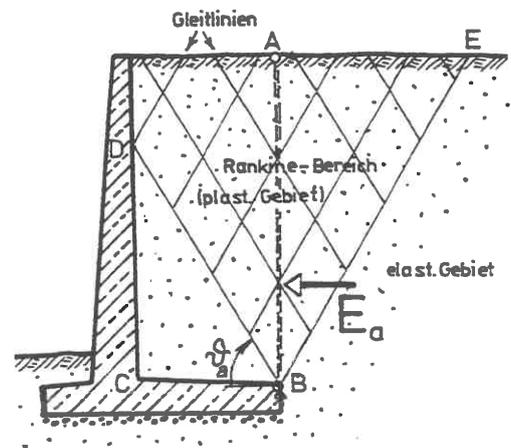


Bild H2.04

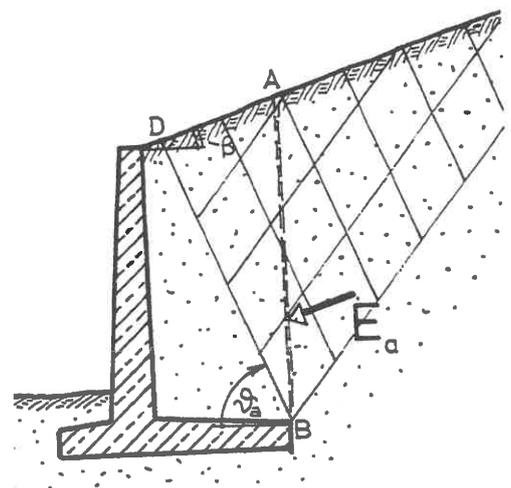


Bild H2.05

und interpoliert dazwischen linear (s.E5.16). Die auf den Sporn wirkende Kraft \bar{R} hat die Horizontalkomponente $\bar{S} = \Delta E$, die Vertikalkomponente $G_b - E_{av}$ und einen Angriffspunkt, der aus dem Momentengleichgewicht neu berechnet werden muß, damit sich auch für die an der Innenseite des Winkels wirkenden Lasten ein widerspruchsfreies Kräftesystem ergibt.

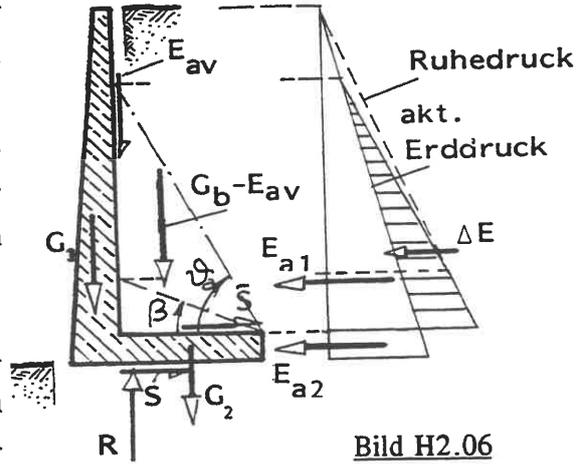


Bild H2.06

Bild H2.07 a-c zeigt in der Schweiz ausgeführte Varianten (BENDEL/HUGI 1970). Bei beschränktem Raum kann der Bergsporn auch höher angesetzt werden, verliert damit aber auch an statischer Wirksamkeit.

Anmerkung:

Wegen des statischen Nachweises siehe Bild H1.16.

Diese konsolartigen Bergsporne bieten andererseits die Möglichkeit, Versorgungsleitungen darauf zu verlegen. In der genannten Quelle wird erwähnt, daß auch mehrere Konsolen übereinander gelegentlich ausgeführt wurden. Die Variante (c) stellt den Übergang zur Rippenstützmauer dar und könnte bei sehr hohen Dammschüttungen auf wenig tragfähigem Untergrund in Frage kommen.

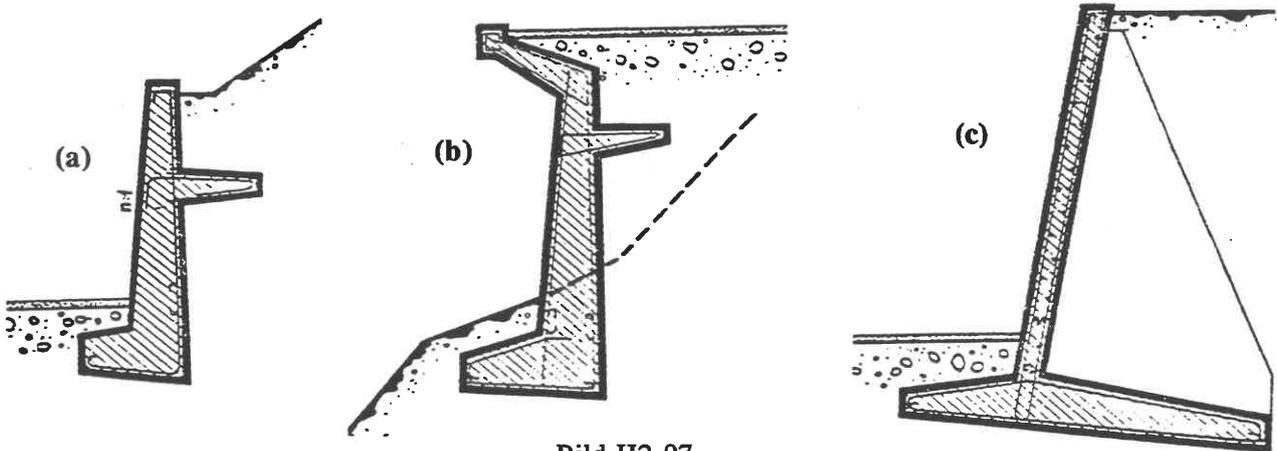


Bild H2.07

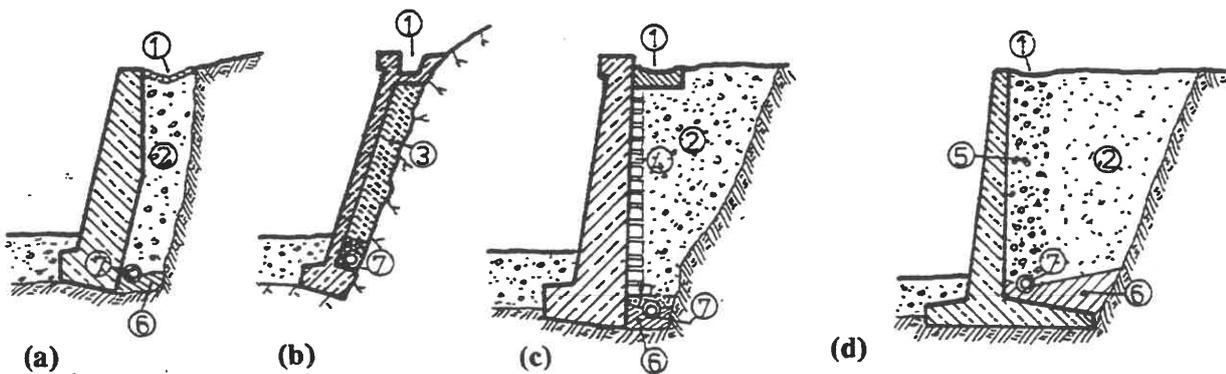


Bild H2.08

(in Anlehnung an BENDEL/HUGI 1970)

- | | |
|------------------------------|-------------------------|
| 1 - Oberflächen-Entwässerung | 4 - Lochstein-Mauerwerk |
| 2 - Hinterfüllung | 5 - Filterkies |
| 3 - Einkorn-Beton | 6 - Füllbeton |
| | 7 - Dränrohr |

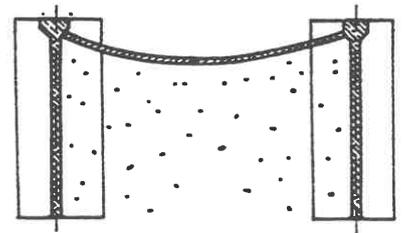
Entwässerung:

Um die Mauern nicht auch auf Wasserdruck bemessen zu müssen, ist der Einbau einer funktions-tüchtigen Drainage immer wirtschaftlich. Dazu gibt Bild H2.08 Anregungen, die den schweizerischen Bestimmungen SNV640 389 entnommen sind. Wichtig ist, daß bei größeren Niederschlagsmengen das Tagwasser schon oberflächlich gefaßt und getrennt abgeführt wird (b und c).

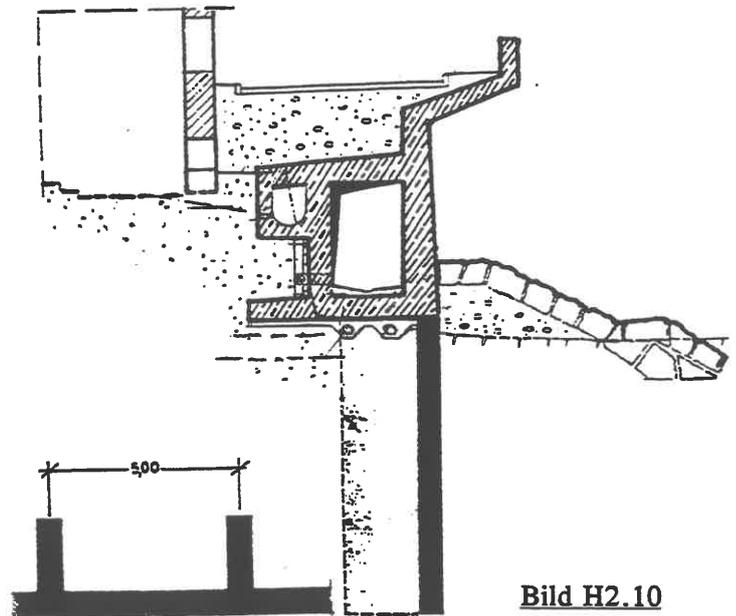
Der Anschluß des unteren Rohres an die Vorflut ist am einfachsten, wenn in regelmäßigen Abständen Rohrdurchlässe in die Stützmauer eingefügt werden. Außerdem empfiehlt es sich, durch Kontrollschächte für eine Reinigungsmöglichkeit zu sorgen.

.04 Rippenstützmauer

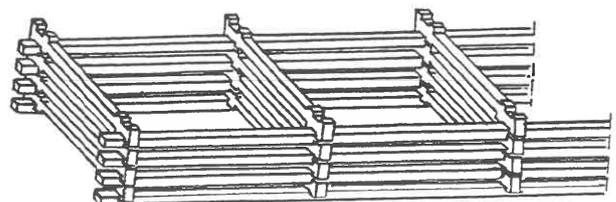
Während die in Bild H2.07c gezeigte Konstruktion noch eine echte Winkelstützmauer ist, kann bei günstigen Untergrundverhältnissen die durchgehende Sohlplatte auch durch Fundamentstreifen ersetzt werden, Bild H2.09.

Bild H2.09

Modellversuche zur Ermittlung des erd-statischen Verhaltens derartiger Rippen-stützmauern wurden von MOBASSERI (1970) veröffentlicht. Anwendungen sind bisher nicht bekannt geworden, weil man in der Praxis entweder auf die Raumgitter-konstruktionen (H2.05), die weniger set-zungsempfindlich sind und aus Fertigteilen montiert werden können, ausweicht oder auf Schlitzwände mit Rippen: hierfür zeigt Bild H2.10 einen Mauerquerschnitt, der 1970 als Hochwasserschutz für die Stadt Burghausen (SCHUPP 1971) ausgeführt wurde und billiger war als eine verankerte Bohrfahlwand.

Bild H2.10**.05 Raumgitter-Konstruktionen (Kraier Wände)**

Seit Jahrhunderten wird in Gebirgsregionen eine Hangsicherung mit einer Stützkonstruktion nach dem Blockhaus-Prinzip (gekreuzte Balken, mit Felsschutt gefüllt) angewendet, die in der Fachwelt als Kraier Wand bekannt ist. Dieses Bau-prinzip läßt sich, siehe z.B. Bild H2.11, auch mit Stahlbeton-Fertigteilen realisieren. Die

Bild H2.11

hangparallelen Elemente heißen Läufer, die senkrecht dazu verlegten Binder. Die heute auf dem Markt eingeführten Systeme unterscheiden sich darin, ob Läufer und Binder getrennt (Bild H2.12) oder als fester Rahmen (Bild H2.13) eingebaut werden. Weiteres Merkmal ist die Art der Knotenausbildung. Die Bilder H2.12-14 zeigen einige Beispiele. Die Mauern können planmäßig begrünt und bepflanzt werden oder wild begrünen.

Da das Material für die Füllung der Zellen wegen der Enge nur begrenzt verdichtbar ist und überdies ein Verdichtungserddruck nach E5.18 vermieden werden sollte, hat es kaum eine mehr als mitteldichte Lagerung. Entsprechend treten Scherverformungen ein, wenn die Mauer hinterfüllt wird: auf der Bergseite wird deswegen der aktive Erddruck als äußere Last angesetzt; ein zusätzlicher Wasserdruck sollte bei diesem System möglichst durch eine zuverlässige Dränage ausgeschaltet werden.

Die horizontale Verschieblichkeit wird auch nur begrenzt durch die Reibung der Rahmen aufeinander gebremst, denn aus Montagegründen haben alle Knotenpunkte ein gewisses Spiel. Raumbgitter müssen deswegen als horizontal weiche Konstruktionen angesehen werden. Außerdem kann bei sehr hohen Mauern die Gefahr bestehen, daß die Läufer auf der Bergseite abheben. Daher muß die Mauer so bemessen werden, daß die Resultierende aus den Bemessungswerten von E_a und G in jedem waagrechten Schnitt innerhalb der 1. Kernweite bleibt.

Der Nachweis der äußeren Standsicherheit erfolgt wie bei massiven Stützmauern, nur mit dem Unterschied, daß die Sohldruckverteilung aufgeteilt werden muß in den Anteil, den das Füllmaterial unmittelbar in den Untergrund abträgt, und die Vertikalkraft auf die talseitige Läuferlage, die auf jeden Fall ein Streifenfundament erhalten muß, um jedes Grundbruchrisiko und vor allem auch Setzungsrisiko an der Frontseite zu vermeiden. Auf der Bergseite ist eine Fundamentierung nur nötig, wenn zu große Setzungen zu befürchten sind.

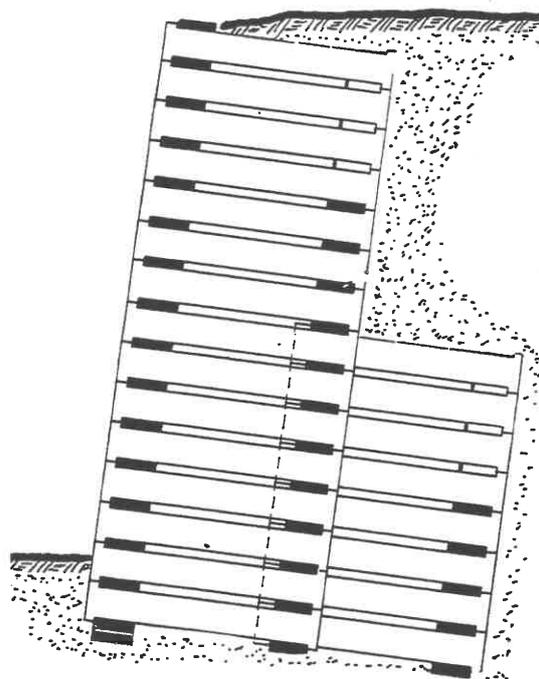


Bild H2.12
(System Ebensee)

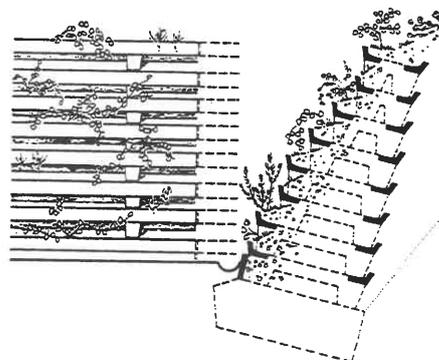


Bild H2.13
(System Evergreen)

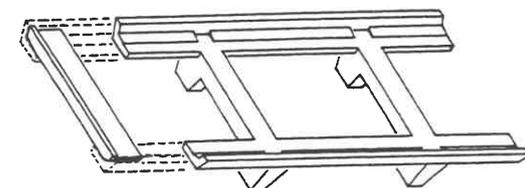


Bild H2.14
(System Dabau)

Über den Erddruck in den Zellen gibt es noch keine anerkannten Regeln. Der von BRANDL (1981 und 1992) auf der Grundlage von Modellversuchen empfohlene Ansatz eines nach der Silotheorie abgeminderten Erddrucks kann bei ungenügender Mobilisierung von inneren Reibungskräften auf der unsicheren Seite liegen, zumal die ursächliche Last nicht symmetrisch ist. Ebenso ist noch unklar, welchen Lastanteil der Füllboden und welchen die Binder übernehmen, so daß deren Bemessung zur Zeit noch weitgehend Erfahrungssache ist.

Da es nicht immer wirtschaftlich möglich sein wird, reinen Kies als Füllstoff zu verwenden wie bei dem von HILMER et al. (1982) geschilderten Fall, sollte aber wenigstens versucht werden, ein weitgestuftes Material einzubauen, damit sich in den Zellen nicht auch noch ein Wasserüberdruck aufbauen kann. Denkbar ist auch das Einlegen eines vertikalen Dränrohrs in jeder Zelle, womit allerdings die Verdichtung abermals erschwert wird.

.06 Verankerte oder ausgesteifte, massive Wände

Durch die unter K10 beschriebene Möglichkeit der Stabilisierung von Hohlräumen in Lockergestein mittels thixotroper Suspension, ferner die Bohrpfahltechnik (K7) und die Entwicklung leistungsfähiger Verankerungen für Rückverhängungen im Lockergestein (K11) ist die Möglichkeit gegeben, vertikal gespannte Stahlbetonwände im Boden ohne Baugrube herzustellen. Dabei sind folgende Formen herstellbar (Bild H2.15 a-h):

(a) Bohrpfahlwand:
zunächst Bohren und Betonieren unbewehrter Pfähle;
während des Abbindens Bohren der Zwischenpfähle,
die bewehrt werden und Anker bzw. Steifen bekommen.

(b) System ICOS-Veder:

Kombination aus Bohrpfählen und Schlitzwandlamellen
(italienische Entwicklung).

(c) Offene Bohrpfahlreihe mit Ankern bzw. Steifen;
dazwischen Spritzbetonschale als Druckgewölbe (Boden zeitweise standfest).

(d) Wie (c), aber einfache Versiegelung des Bodens
zwischen den Pfählen durch bewehrten Spritzbeton bei
ausreichend kohäsivem Boden.

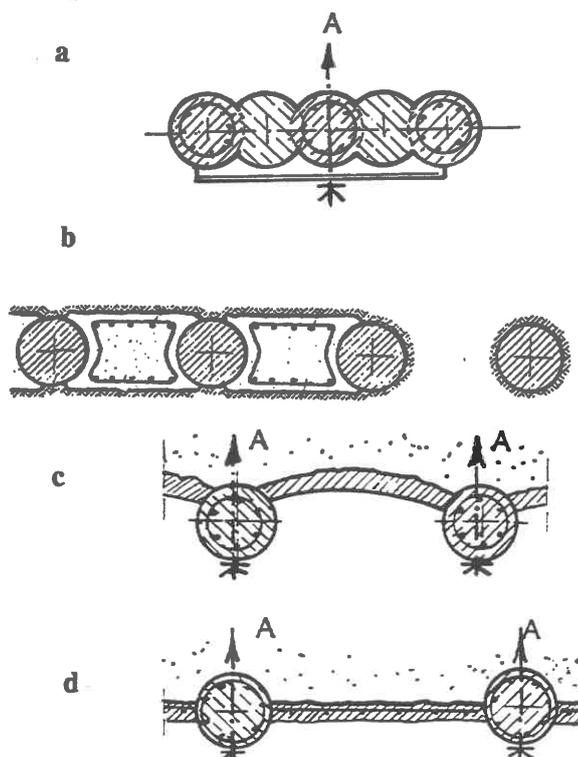
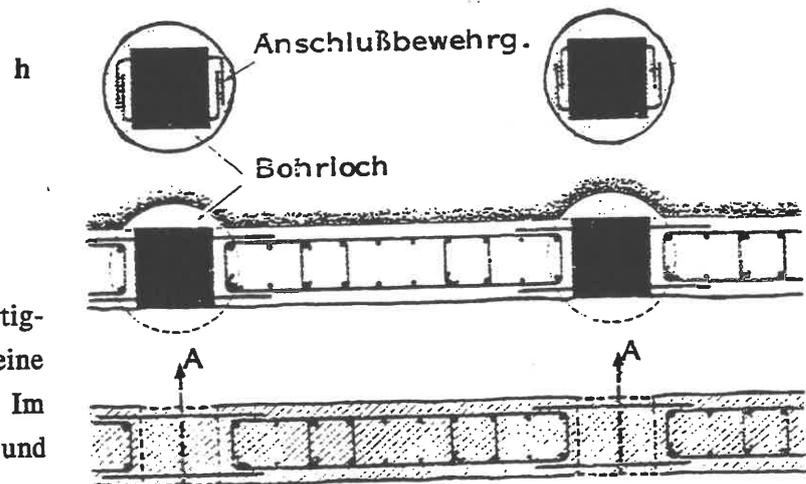
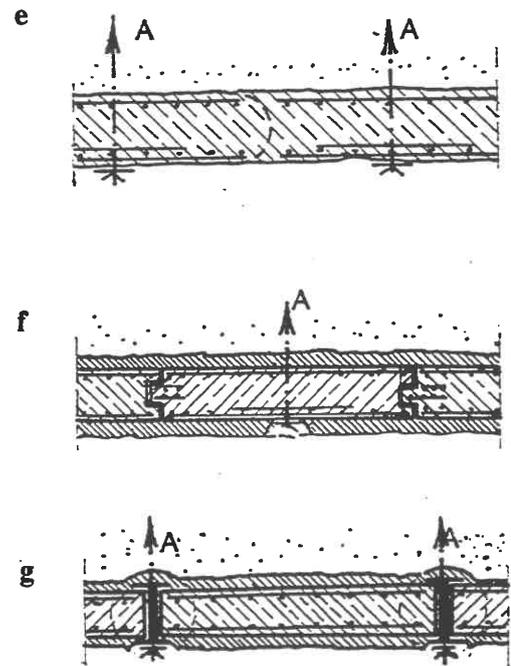


Bild H2.15

(e) Schlitzwandlamellen mit Arbeitsfugen als Gelenke (nur vertikale Tragwirkung). Lamellenlänge 2-8m. Rohrdurchlässe für spätere Anker im Bewehrungskorb eingeflochten (verstärkte Bewehrung an den Krafteinleitungspunkten). Arbeitsfugen sind meist wasserdicht. Sickerwasser aus vereinzelt Leckstellen läßt sich leicht durch offene Wasserhaltung bewältigen. Anschlußbewehrung ist in beschränktem Umfang machbar: Eisen werden bei der Herstellung in die Ebene der Längsbewehrung geklappt.

(f) Stahlbeton-Fertigteile als Schlitzwand-Elemente. Erfordert entsprechende Hebeeinrichtung und kommt nur für kleinere Höhen in Frage. Verbleibender Raum wird mit Tonzementmörtel verfüllt.

(g) Kombination von (c) und (f): System BAUER. Erfordert genaues Setzen der Träger, da sonst Flanschauflagerung der Fertigteile nicht ausreichend gewährleistet ist.



(h) Wie (g), aber mit Stahlbeton-Fertigpfehlen als Fugenelement, an denen eine Anschlußbewehrung vorbereitet ist. Im Endzustand Schlitzwand mit vertikaler und horizontaler Lastabtragung:
System SOLETANCHE.

Bild H2.15. Fortsetzung

Auch vertikal vorgespannte Schlitzwände sind ausgeführt worden, z.B. bei der Erweiterung der deutschen Botschaft in London (ICOS 1975), Bild H2.16 und beim U-Bahn-Bau in Italien. Der Vorteil ist, daß die Wände mit nur wenigen Reihen von Horizontalabstützungen große Höhen überspannen können.

Im allgemeinen ist die Schlitzwand billiger als die Bohrpfehlwand, sofern die Herstellung des Schlitzes nicht auf Hindernisse stößt, s. K10.

Eine besonders vorteilhafte Bauweise unter Verwendung von Bohrpfehl- oder Schlitzwänden besteht in der sog. Deckelbauweise: nach dem Fertigstellen der äußeren Kellerwände und Innenstützen eines

Bauwerks wird zunächst auf dem anstehenden Grund eine tragende Decke betoniert, die auf den Wänden und Stützen ruht und die Außenwände aussteift. Der Raum unterhalb wird dann durch eine in der Platte gelassene Öffnung ausgebagert, bis die nächste Untergeschoßdecke auf anstehendem Grund betoniert werden kann, usw. Parallel dazu kann bereits das Aufgehende gebaut werden (VEDER 1966).

Vorteil: keine Anker; Nachteil: Behinderung des Aushubs durch die Mittelstützen. Deckelbauweise heute vor allem im U-Bahn-Bau (BEHRENDT 1970).

Einen typischen Querschnitt zeigt Bild H2.17. Gleichzeitig ist dort ein Konstruktionsbeispiel für die Ausbildung einer Dehnungsfuge gezeigt.

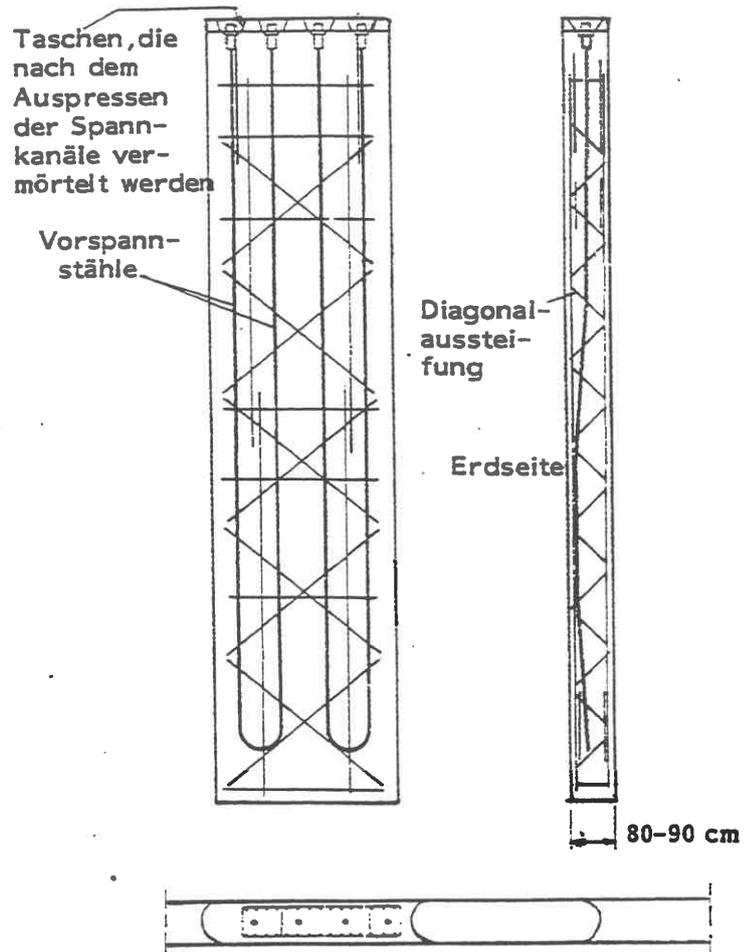


Bild H2.16

.07 Elementbauweise; Einschnitt

Viele Bodenarten sind so weit kohäsiv, daß sie abschnittsweise vorübergehend frei stehen, ohne abzuböschen. Das nutzt die Element-Bauweise bei Abgrabungen aus: nach dem Aushub einer Geländestufe wird eine Ankerplatte mit einem Injektionszuganker gegen den Boden verspannt, wobei zu beachten ist, daß zwischen dem Bohren des Ankerloches und dem Anspannen eine gewisse Wartezeit liegt, in der der Anker noch nicht trägt ("Ankerwand", s.a. BRANDL 1992). Wenn also der Boden wenig standfest ist, muß das in Bild H2.18 (a) skizzierte schweizerische Verfahren

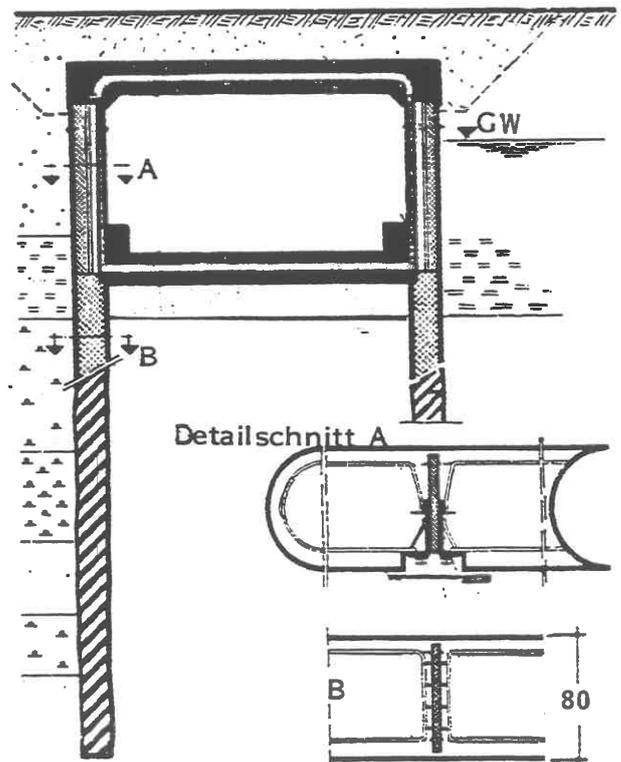


Bild H2.17

angewendet werden, bei dem im Sinne des Unterfangungsverfahrens (K9) nur in Längsrichtung kurze Teilabschnitte ausgehoben und durch eine bewehrte Ortbetonplatte gesichert werden. Ein an der Brenner-Autobahn ausgeführtes Dauerbauwerk dieser Art beschreibt SELTENHAMMER (1968). Aus Drainagegründen wurden die Platten dort auf eine Ausgleichsschicht aus Einkornbeton gelegt.

Wenn der Boden über eine größere Länge standfest ist, läßt sich das Verfahren (b) anwenden: Stahlbeton-Fertigplatten auf einer Spritzbeton-Ausgleichsschicht oder örtlich in Spritzbeton hergestellt. Dabei muß die Sicherheit gegen Grundbruch und Gleiten an der Steilböschung nachgewiesen werden, wobei die Neigung des Ankers gegen die Flächennormale zu berücksichtigen ist (Bild H2.18 b).

Wenn der Boden über eine größere Höhe standfest ist, können als Anker auch vertikale Riegel, z.B. aus 2U-Profilträgern genommen werden. Diese gelegentlich bei Baugrubensicherungen angewendete Konstruktion, gegebenenfalls in Verbindung mit Spritzbeton, wurde zuerst beim U-Bahn-Bau in Essen benutzt und hat daher ihren Namen (Essener Verbau), Bild H2.18 c).

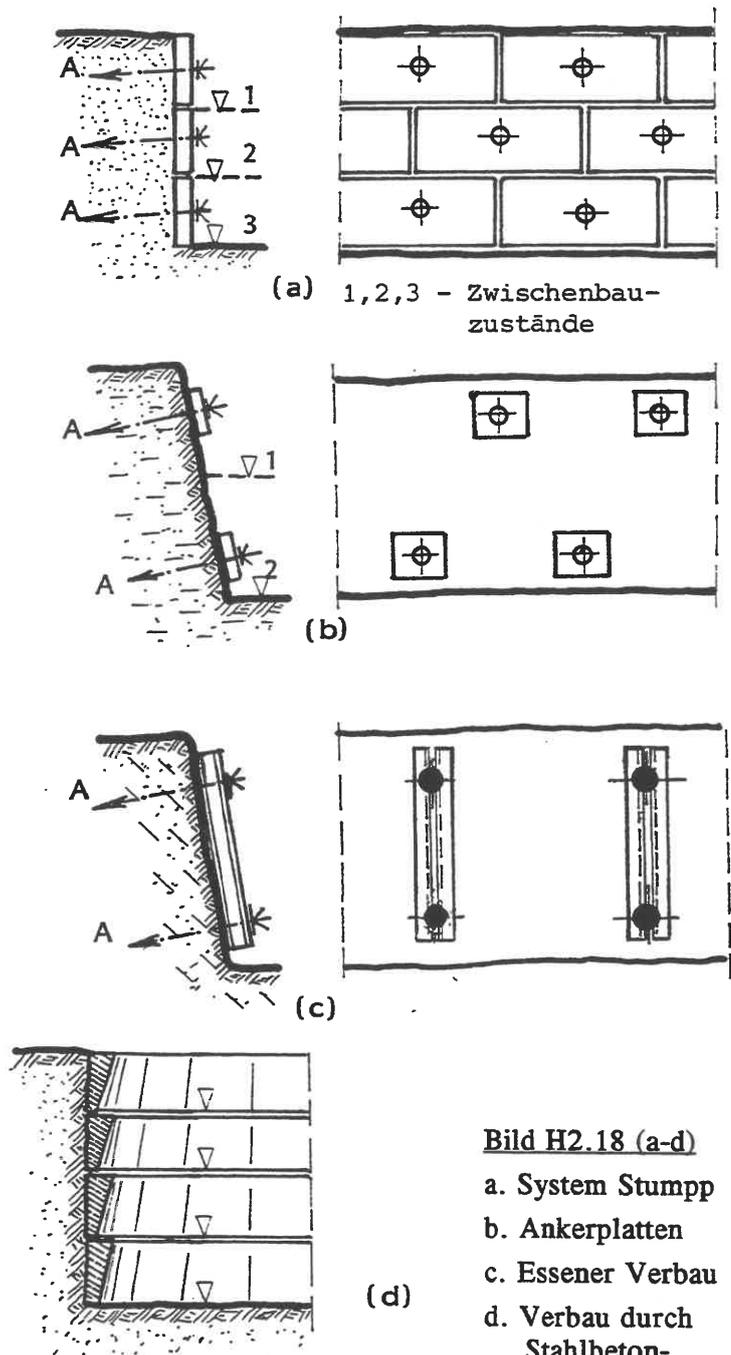


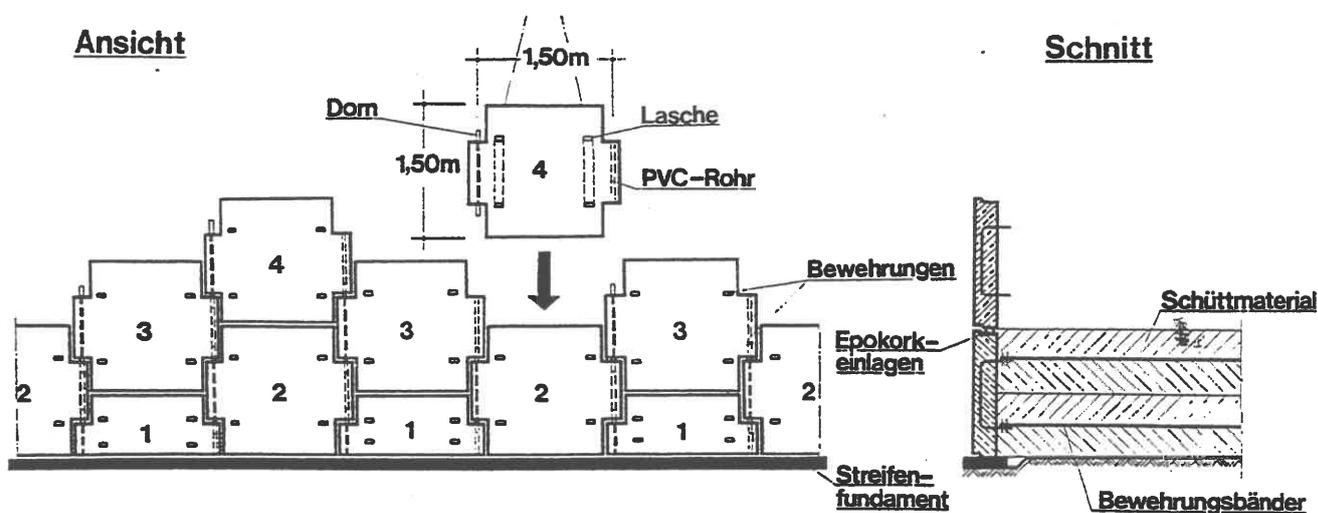
Bild H2.18 (a-d)
 a. System Stump
 b. Ankerplatten
 c. Essener Verbau
 d. Verbau durch Stahlbeton-Druckringe

Aber auch bei Dauerbauwerken läßt sich das Prinzip nach Bild H2.18c anwenden, indem man z.B. zunächst nur die Stützfeiler herstellt und durch Anker gegen das Gebirge verspannt und zum Schluß die Zwischenräume durch einbetonierte Schürzen versiegelt (SIEGENTHALER 1968).

Beim Ausheben kreiszylindrischer Schächte kann man ebenfalls die Elementbauweise in der Art von Bild H2.18 (d) anwenden, indem ein Höhenabschnitt ausgehoben und dann ein bewehrter Druckring (Bewehrung für unvorhergesehene Lasten, die keine gleichförmige Druckverteilung bewirken) gegen den Boden betoniert wird. Durch das schräge Vorschalen erreicht man ein unbehindertes Betonieren und Bewehren des jeweils nächstunteren Ringes.

.08 Elementbauweise; Aufschüttung

Das Bauprinzip der Elementbauweise ist auch bei künstlich aufzubauenden Schüttungen anwendbar, indem man den Boden lagenweise schüttet und verdichtet und auf jeder Lage Zugverankerungen für ein Stützelement verlegt. Dadurch bekommt der Schüttbody gewissermaßen eine Zugbewehrung, so daß auch ein nichtbindiges Material wie durch eine Kohäsion an der Ausbildung einer freien Böschung behindert ist. Man spricht daher vom Prinzip der bewehrten Erde.



Es gibt inzwischen eine ganze Reihe von Konstruktionsformen, die sich darin unterscheiden, aus welchem Material und in welcher Formgebung das Stützelement gefertigt ist (Stahl, Stahlbeton, Kunststoff; senkrechte oder gewölbte Form im Vertikalschnitt; lange oder kurze Elemente) und ob die Elemente mit Zugbändern oder Ankern oder zugfesten Matten, vgl. H4, gehalten werden.

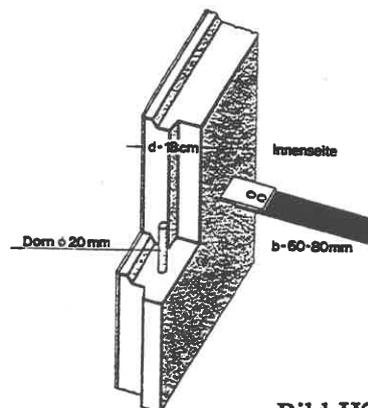


Bild H2.19

Bild H2.19 zeigt das französische Verfahren von VIDAL (1966), der dieses an sich sehr alte Sicherungsverfahren als erster systematisch einsetzte und die erforderlichen beiden Bauelemente entwickelte. Dabei werden die Metall-Zugbänder entweder an Halbschalen aus Kunststoff oder Stahlblech oder an vorgefertigte Stahlbeton-Formstücke mit Bolzen angeschlossen. Die Bauweise ist sehr wirtschaftlich, weil die Montage nur 10% der Kosten ausmacht: 50% entfallen auf die Lieferung der Elemente und 40% auf die des Sandes (gut dränierendes Material nehmen!). Die Konstruktion ist sehr setzungsunempfindlich und wurde vor allem in Frankreich im Autobahnbau bei Dammschüttungen bis zu 20 m Höhe eingesetzt, um das Volumen für die sonst erforderlichen seitlichen Böschungskörper zu sparen. Die Reibung zwischen den Zugbändern und dem Füllsand muß durch eine Relativbewegung mobilisiert werden, die durch eine Scherverformung des Sandkörpers zustandekommt. Das genügt, um den Erddruck auf den aktiven Grenzwert abzubauen. Bei Verwendung von biegeweichen Außenschalen muß der Wandreibungswinkel = 0 gesetzt werden. Der horizontale Erddruck wird bei der Bemessung der Zugbänder in Zugkräfte umgerechnet.

Die Einführung des Prinzips der bewehrten Erde ist außerhalb Frankreichs sehr viel zögernder gegangen, weil man die Korrosion der Zugbänder befürchtete. Inzwischen liegen in Deutschland Ausführungserfahrungen und Untersuchungsberichte vor, die ihren Niederschlag in einer technischen Empfehlung gefunden haben (BUNDESANSTALT FÜR STRASSENWESEN 1977; s.a. FLOSS/THAMM 1976 und THAMM 1981). Bild H2.20 zeigt am Beispiel einer Stützwand zur Straßenverbreiterung in Finnentrop (bei Siegen) den Vergleich zwischen einer als Winkelstützmauer ausgeschrieben und der als Sondervorschlag ausgeführten Lösung in bewehrter Erde. Die Stützplatten waren hier aus Stahlbeton. Länge 100m, Höhe bis 8,5m.

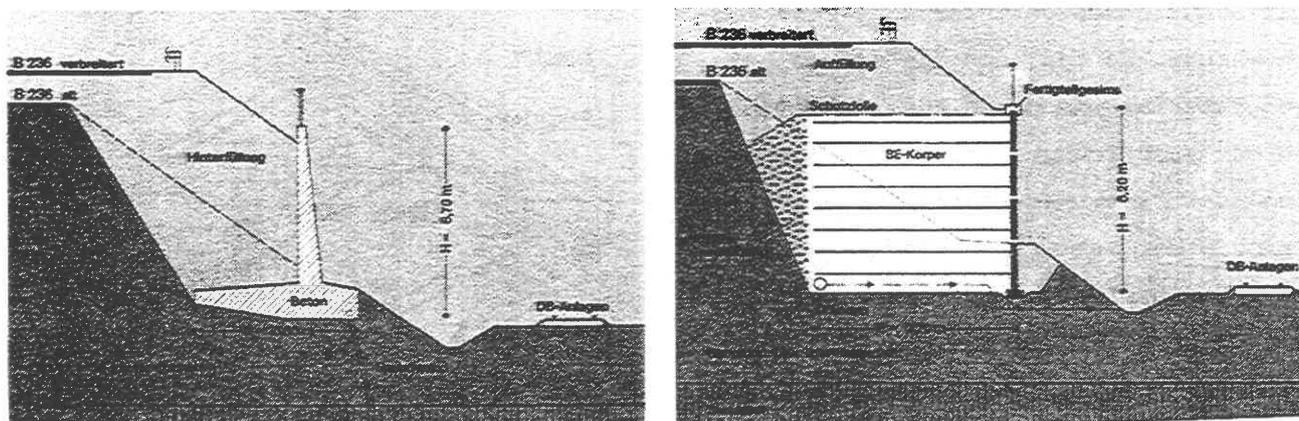


Bild H2.20

(Bewehrte Erde Vertriebs GmbH)

.09 Spundwand

Die Spundwand ist eine Stützwand aus vertikalen Lamellen aus Holz, Stahl, Stahl- oder Spannbeton, die miteinander gelenkig verbunden sind. Die Plattentragwirkung wird nachträglich durch Anflanschen waagerechter Träger (Gurtung) erzielt. Die gelenkige Verbindung der Spundbohlen besteht bei den historisch ältesten Formen der hölzernen Spund- oder Bohlwand aus einer Spundung mittels Nut und Feder, daher der Name des Tragsystems.

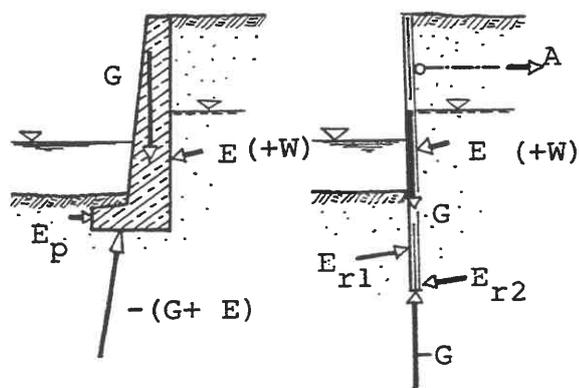


Bild H2.21

Den Unterschied im Tragverhalten einer Stützmauer und einer Spundwand zeigt Bild H2.21: es ist hinsichtlich der Reaktionskräfte der Unterschied zwischen einer Flachgründung und einer Tiefgründung, d.h. das äußere Moment muß von der Mauer in der Sohle, von der Wand durch ein seitliches Kräftepaar E_{r1} , E_{r2} aufgenommen werden. In der Sohle der Spundwand, die relativ schmal ist, werden in der Regel nur die Wandgewichte und die Vertikalkomponenten der Verankerung durch eine Spitzendruckkraft übertragen.

Eine Spundwand hat 2 Funktionen: zu stützen und zu dichten. Sie kommt daher bevorzugt dort zum Einsatz, wo ein Stützbauwerk unter dem Wasserspiegel gegründet werden muß.

Holzspundwände (s.K7) werden heute nur noch selten und nur für untergeordnete Zwecke verwendet, da sie wenig haltbar sind. Zu Beginn dieses Jahrhunderts übertrug der Bremer Baumeister Larssen das alte Prinzip der Holzspundwand auf den Werkstoff Stahl. Dabei ersetzte er die tragende Platte durch ein Wellenprofil mit entsprechend großem Trägheitsmoment, mußte aber gleichzeitig die einfache Steckverbindung der Holzspundung durch eine zugfeste Klauenverbindung (s.K7) ersetzen, die als Schloß bezeichnet wird. Da die Stahlspundwand ein relativ teures Baumittel ist, wird die Biegefestigkeit des Stahles voll ausgenutzt, d.h. man sucht Querschnittsformen, die ein großes Widerstandsmoment bei kleinem Stahlquerschnitt haben. Die dadurch ausgelöste technische Entwicklung ist in Bild H2.22 skizziert:

(a) Normale Wellenspundwand

Schloß in der neutralen Achse (statisch ungünstig, deswegen Rammung als Doppelbohle mit im Werk fixierter Schloßverbindung).

(b) Normale Wellenspundwand

Schloß außenliegend (rammtechnisch ungünstiger als (a), da Führung exzentrisch zum Rammschlag).

(a) und (b) für Geländesprünge bis etwa 10m geeignet, evtl. mit aufgeschweißten Laschen in Höhenabschnitten mit großer Momentenbeanspruchung.

(c) Gemischte Spundwand mit Doppel-Füllbohle

Träger werden vorweg eingerammt oder in vorgebohrte Löcher gestellt, Füllbohlen danach eingesetzt. Sie können sich dank ihrer waagrechten Nachgiebigkeit den Ungenauigkeiten der Trägerstellung anpassen (Harmonika-Effekt), sind jedoch empfindlich gegen Rammhindernisse. Daher auch Trennung von Tragpfählen und vorgesetzter Dichtwand aus Spundbohlen (SCHMIDT 1992). Füllbohlen brauchen nur bis zum Last-Nullpunkt zu reichen; es sei denn, daß sie wegen der Gefahr des hydraulischen Grundbruchs tiefer geführt werden müssen. Die Schloßstäbe werden an die Trägerflansche werkseitig angeschweißt. Damit sie sich beim Rammen nicht zusetzen, kann man sie mit Bitumen ausgießen (KRABBE 1964).

(d) Gemischte Spundwand mit Dreifach-Füllbohlen

Die Dreifachbohle erhält werkseitig fixierte Schloßverbindungen zwischen den 3 Einzelbohlen und wird als Einheit gerammt.

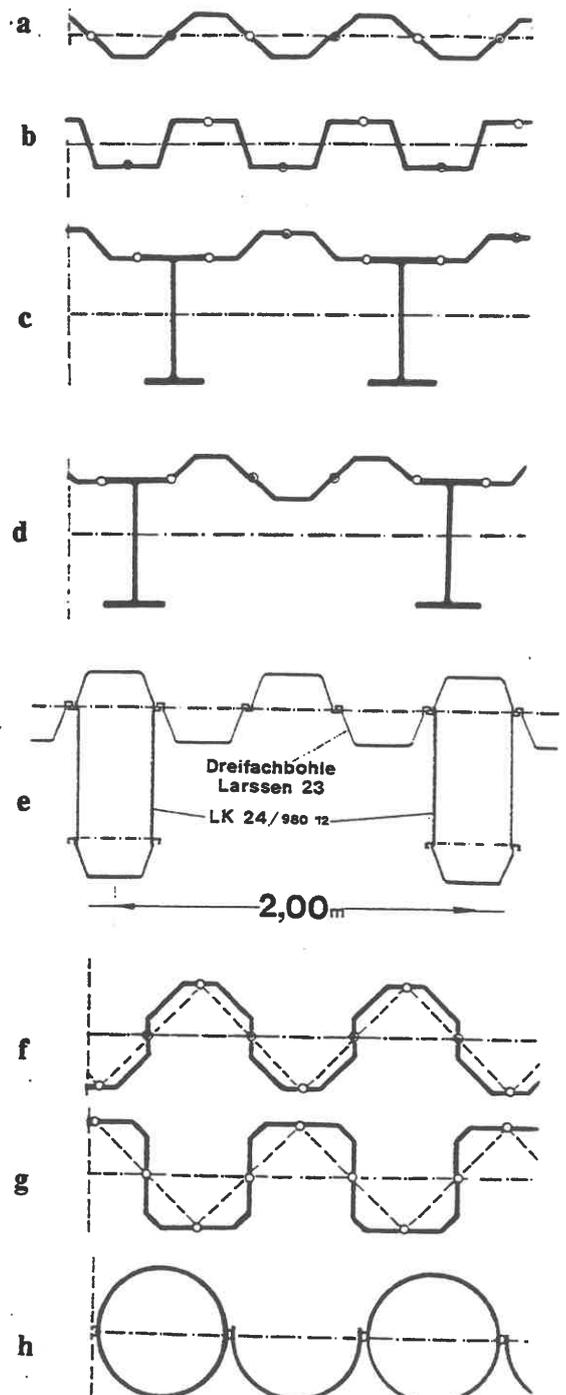


Bild H2.22

Die Formen (c) und (d) sind für Geländesprünge bis etwa 15m geeignet.

Anmerkung:

Gemischte Wände wurden zunächst auch noch für größere Höhen eingesetzt, wobei zunächst jeweils 2 Träger nebeneinander gestellt wurden. Es erwies sich aber als wirtschaftlicher, bei nur einem Träger zu bleiben, aber dessen Steg durch Einschweißen von Zwischenblechen (werkseitig) zu vergrößern. Dabei wurden Trägerhöhen bis zu 1m (IPB 1000) ausgeführt. Diese Träger bilden dann aber keinen Pfropfen im Fußbereich mehr aus und müssen deswegen dort Rippen angeschweißt erhalten.

(e) LK-Wand für Wasserbaustellen und Geländesprünge von 15-20m.

(f) + (g) Doppelt gewellte Spundwand

Diese Formen wurden in Konkurrenz zu (c) und (d) entwickelt und sind auch für Geländesprünge bis etwa 15m, jedoch nicht mehr für größere Höhen, einsetzbar. Rammung als Doppel- oder als Vierfachbohle, je nach verfügbarem Rammbar. Nur bei gut rammfähigem Untergrund zuverlässig herstellbar.

(h) Spundwand aus Rohren und Halbrohr-Füllbohlen

Als Alternative zu (d) entwickelt (PH.HOLZMANN AG) für extrem hohe Geländesprünge in der Größenordnung um 20m, wobei dann Rohrdurchmesser um 2m erforderlich werden.

Die Bevorzugung des Stahles bei Uferbauwerken großer Höhe in Deutschland ist auf das im Vergleich zum Ausland höher entwickelte Leistungsangebot der einheimischen Spundwandhersteller und auf die vielseitigen konstruktiven Möglichkeiten zurückzuführen. Alle Profilformen sind über marktgängige Schloßstähle miteinander kompatibel. Die Walzungen der Bohlen können in den Werken in zwei verschiedenen Stahlgüten (ST 37 und Spundwand-Sonderstahl mit der Festigkeit und Bruchdehnung eines ST 52) bestellt werden.

Bei Auslands-Baustellen kann die Marktsituation völlig anders sein, so daß auch bei mittleren Geländesprung-Höhen Stahlbeton-Lösungen wirtschaftlicher sind, etwa in Form von Schwimmkästen, Zellenfangedämmen oder Pfahlwänden.

Gurte und Holme

Spundwände als Dauerbauwerke erhalten einen oberen Abschlußbalken, meist in Stahlbeton.

Bild H2.23* zeigt einen einfachen Gesimsbalken, Bild H2.24 die entsprechende Ausführung als Gurtbalken.

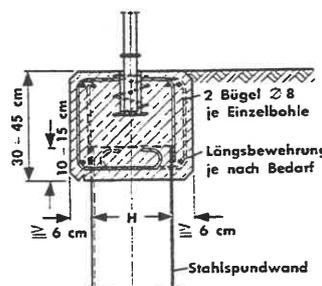


Bild H2.23

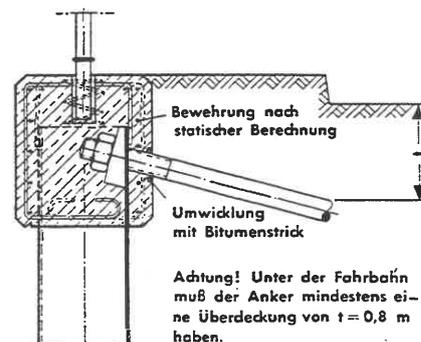


Bild H2.24

*Die Bilder H2.23 - H2.31 sind einer Publikation der HOESCH AG Hüttenwerke entnommen, Verfasser F. Gantke, die ohne Jahresangabe erschienen ist.

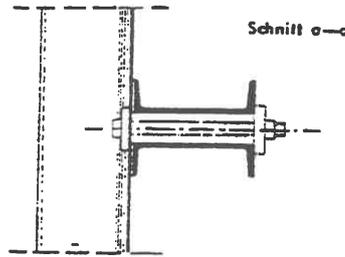
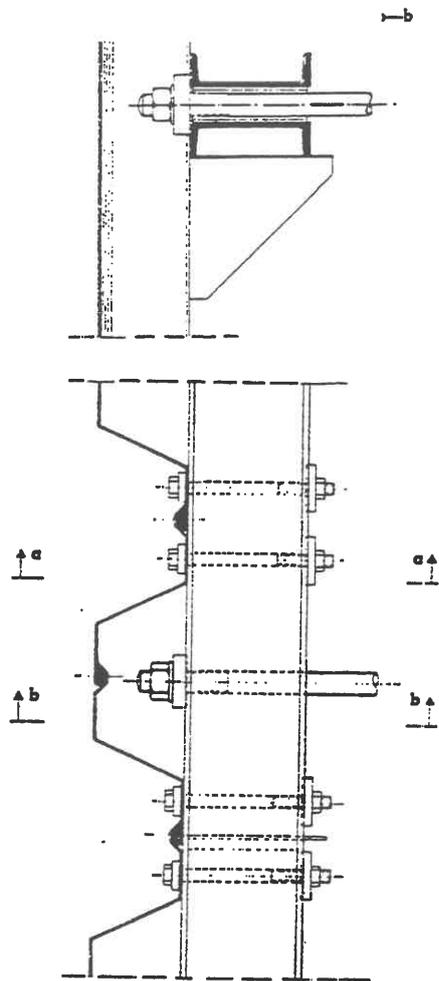


Bild H2.25
Anschluß Spundwand-
Spundwandanker, Gurt
aus Profilstahl*

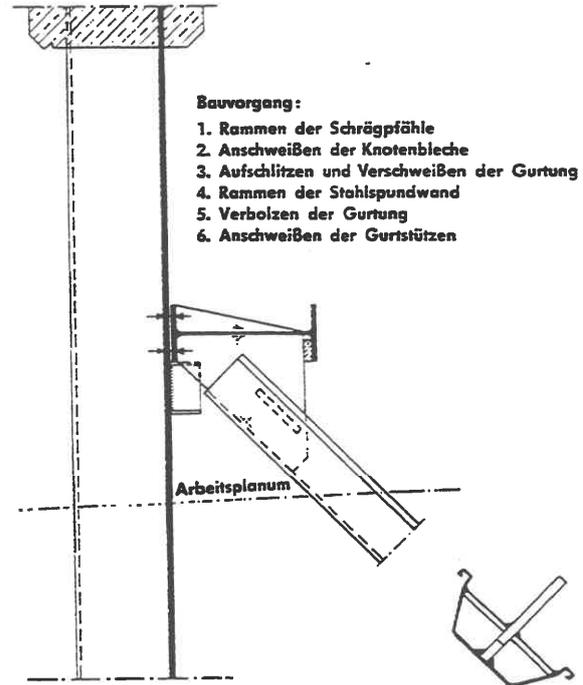
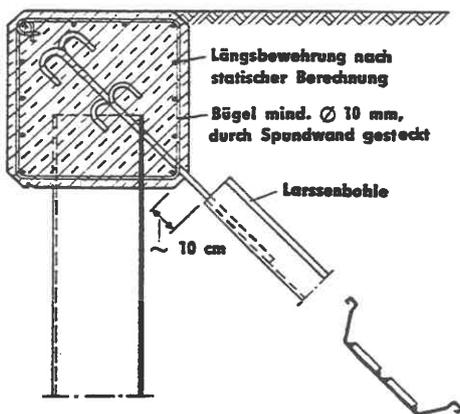


Bild H2.26
Spundwand mit tiefliegender
Schrägpfahlverankerung*

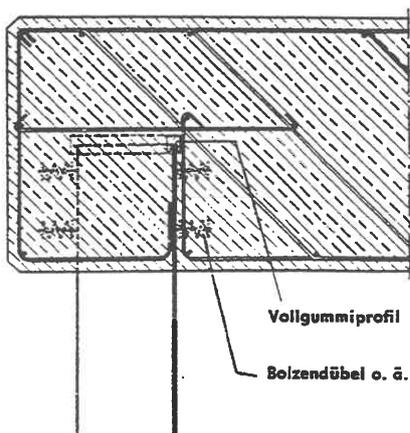


Bild H2.27
Schrägpfahlanschluß
an Stahlbeton-Holm*

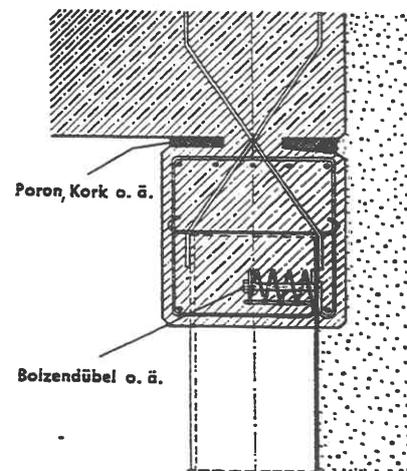


Bild H2.28
Auflagerung einer
Stahlbeton-Platte
(Tunneldecke)*

Bild H2.29
Stahlbeton-Holm als
Auflager für eine
leichte Brücke*

*s.Fußnote zu Bild H2.23

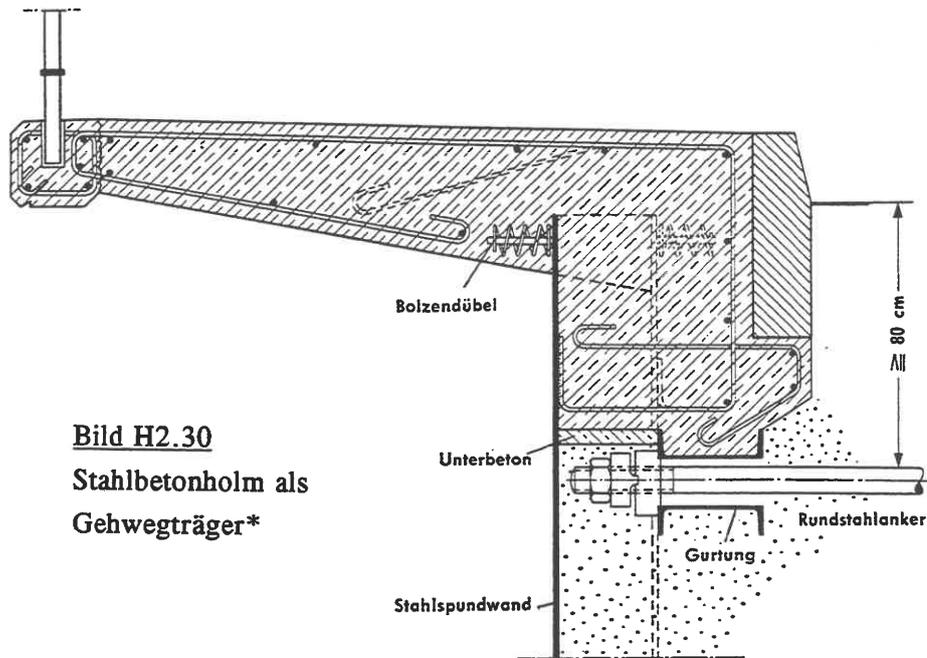


Bild H2.30
Stahlbetonholm als
Gehwegträger*

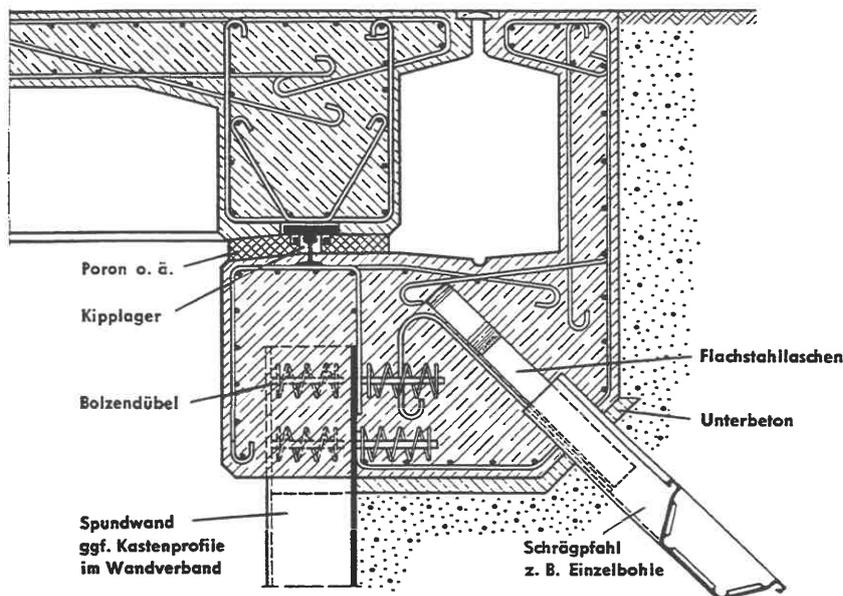


Bild H2.31
Stahlbetongurt als Auflager
einer schweren Brücke*

Die Bilder H2.25 bis .31 sind Konstruktionsbeispiele für den Abschluß einer Spundwand an Anker, Ankerpfähle oder Stahlbeton-Bauteile. Schweißverbindungen sollten nur dort vorgenommen werden, wo Spundwände überwiegend durch ständige Last beansprucht werden. Dagegen muß bei Baugrubenwänden oder Uferwänden darauf geachtet werden, daß gelenkige Anschlüsse auch tatsächlich Verdrehungen zulassen (man beachte die Umwicklung mit Bitumenstrick in Bild H2.24 oder die Bolzenverbindungen in den Bildern H2.24, .25).

Beispiele aus dem Verkehrswasserbau findet man in den "Empfehlungen des Arbeitskreises Ufereinfassungen" (EAU 1990). Hingewiesen wird ferner auf LACKNER (1982), Bilder 24-27 (S.654-656), wo die Verdrehungsmöglichkeit des Ankers noch stärker konstruktiv berücksichtigt ist als etwa in Bild H2.25.

*s: Fußnote zu Bild H2.23

Korrosion und Oberflächenbehandlung:

Spundwände, die als Bauwerksteile dauernd verwendet werden sollen, müssen

- soweit sie dauernd im Wasser stehen, insbesondere im Bereich der Wasserwechselzone einen angemessenen Zuschlag zur statisch erforderlichen Blechdicke erhalten (0,12 mm/Jahr, vgl. EAU 1990, 8.1.9). Die Korrosion innerhalb des Bodens ist vernachlässigbar.- Zu beachten ist bei hohen Strömungsgeschwindigkeiten auch die Gefahr des Sandschliffs, die die Verwendung von Stahlspundwänden überhaupt in Frage stellen kann;
- soweit sie sichtbar zum optischen Gesamteindruck eines Bauwerks beitragen, einen Kunststoff-Überzug erhalten (z.B. bei Rampen von Straßen im Einschnitt).

Spundwand-Baugruben:

Bild H2.32 zeigt ein Beispiel für die Gründung eines Brückenpfeilers im offenen Wasser mit Hilfe einer Spundwandbaugrube.

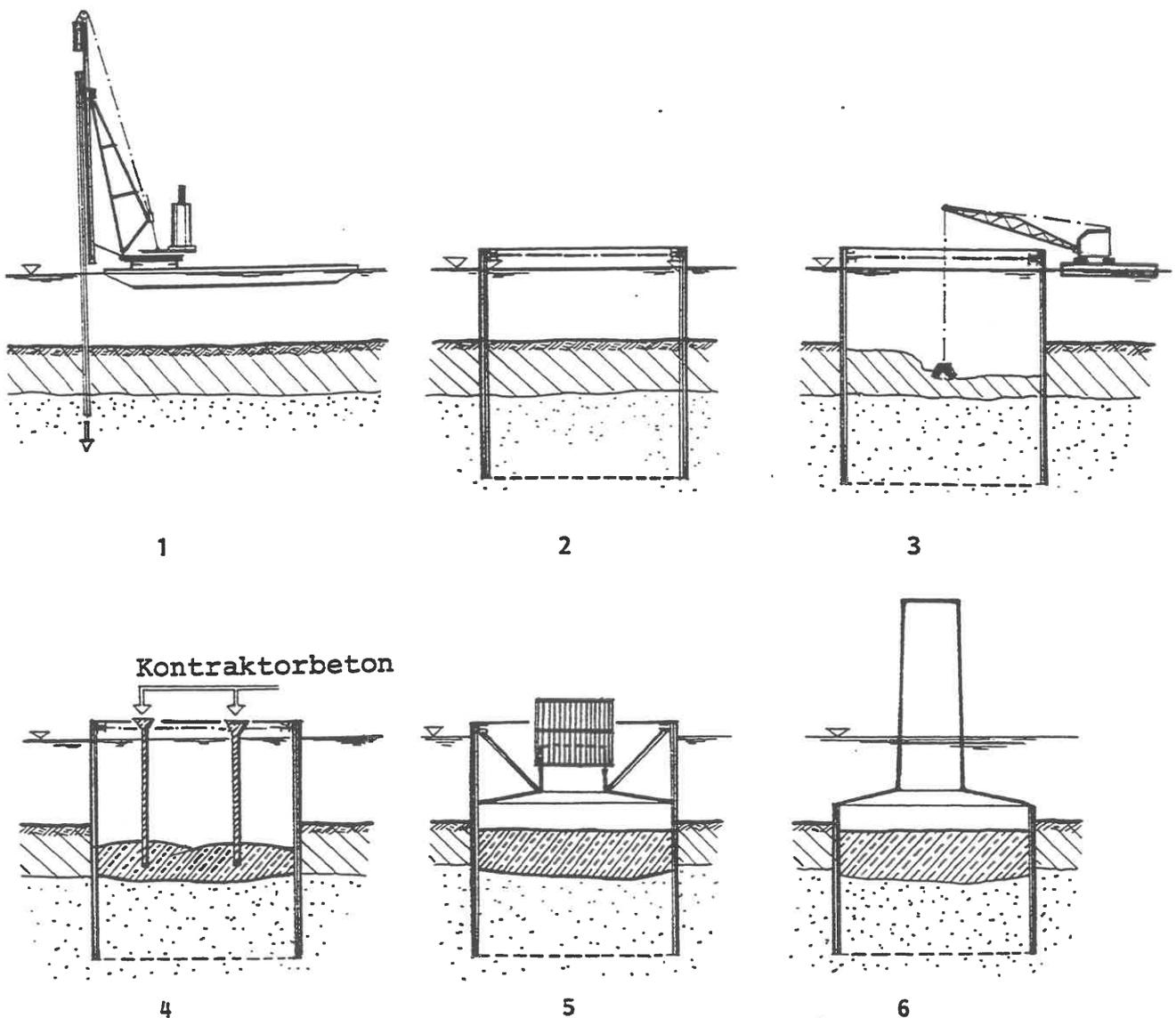


Bild H2.32: Bauphasen beim Gründen eines Brückenpfeilers in einer Spundwandbaugrube
(Erläuterung der Bauphasen 1-6 im Text)

- (1) Rammen der Spundbohlen mit der Schwimmramme;
- (2) Einbau der Gurte und Steifen (Steifen oberhalb des Wasserspiegels, um Taucherarbeiten zu vermeiden);
- (3) Freilegen der tragfähigen Bodenschicht durch gegebenenfalls Aushub des nicht tragfähigen Bodens (kann auch im Naßbaggergebiet vor Phase 1 erfolgen: Aushubvolumen ist größer, aber Naßbaggerei ist billiger als Greiferbetrieb);
- (4) Einbringen von Unterwasserbeton als Kontraktorbeton oder Colcrete;
- (5) Lenzen der Baugrube; Reinigen und Abgleichen der Unterwasserbeton-Oberfläche; Betonieren der Fundamentplatte und Umsteifen (Schrägsteifen);
- (6) Bau des Pfeilers; Abtrennen der Spundwand unter Wasser.

Die Spundwand dient also zunächst als Schalung für den Beton und verbleibt in ihrem unteren Teil als Kolkschutz im Boden.

Spundwand-Verankerungen:

Bild H2.33 gibt eine Übersicht über die verschiedenen prinzipiellen Möglichkeiten, Spundwände zu verankern.

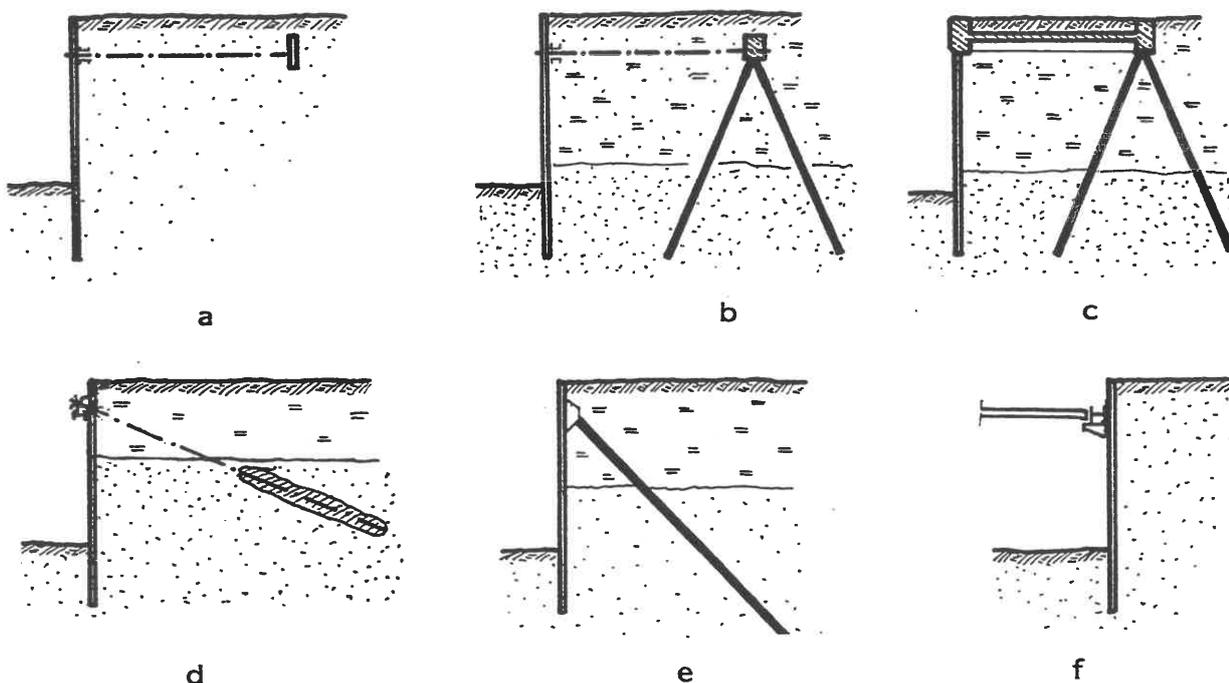
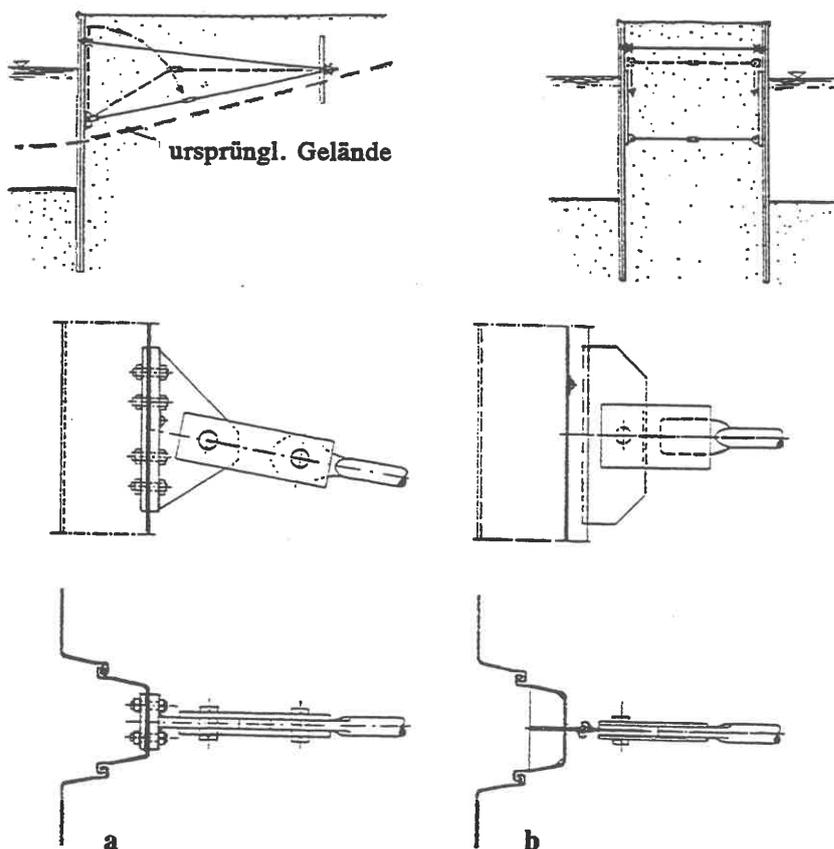


Bild H2.33

- (a) Rückverhängung mittels Rundstahlanker, der an einer hochliegenden Ankerwand oder -platte befestigt ist: setzt einen Boden voraus, der die notwendige Erdwiderstandskraft in zeitlich unveränderlicher Größe aufbringen kann. Wenn nicht besondere Forderungen dagegen sprechen, setzt man den Gurt auf die Erdseite der Wand, so daß er die Nutzung auf der Luft- bzw. Wasserseite nicht stört.
- (b) Befestigung des Ankers nach (a) an einem Pfahlbock, wenn der obere Boden keine Ankerkraft aufnehmen kann: hat nur Zweck, wenn der Bock auch noch anderweitig genutzt werden kann (Aufnahme von Vertikallast).
- (c) Wie (b), aber Ersatz des Ankers durch eine Stahlbetonplatte, so daß der Erddruck teilweise abgeschirmt wird (meist bei Ufermauern mit Kranbetrieb).
- (d) Rückverhängung an Injektions-Zugankern (s.K11), vor allem bei Baugruben angewendet. Die gebräuchlichen Ankerköpfe sind für max.30° Neigung ausgelegt.
- (e) Rückverhängung an einem maximal 1:1 geneigten Zugpfahl (SCHENCK 1954). Kommt für Dauerbauwerke und bei Baugruben im offenen Wasser in Frage, wo mit gleichen Geräten zuerst die Schrägpfähle, dann die Spundwand gerammt werden können.
- (f) Aussteifung durch eine Drucksteife, die gegen den Gurt verspannt wird (Keile, Pressen). Konstruktion analog zu der in Bild H2.25. Kommt nur für langgestreckte Baugruben in Frage.



Besonders schwierig und dementsprechend teuer sind Unterwasser-Verankerungen, weil sie mit Taucherhilfe eingebaut werden müssen. Da ein Gurt unter Wasser praktisch nicht herstellbar ist, muß jede Doppelbohle einzeln verankert werden. Unterwasser-Anker lassen sich, etwa bei Fangedämmen, nicht immer vermeiden. Sie müssen genügende Toleranzen in der Länge haben und verstellbar sein, damit der Taucher sie in einfacher Weise und unabhängig von den unvermeidlichen Rammungenauigkeiten einpassen kann. Bild H2.34 zeigt

Bild H2.34

(DORTMUND-HÖRDER HÜTTENUNION 1960)

zwei Beispiele von Unterwasserverankerungen (a) mit festem, (b) mit beweglichem Anschluß.

Senkrechter Graben- oder Kanalverbau:

Ein Sonderfall der ausgesteiften Spundwand-Baugrube ist der in Bild H2.35 dargestellte senkrechte Grabenverbau mit lotrecht eingerammten Kanaldielen (s.K7) und Holzsteifen. Die Gurte aus Holz oder Stahlprofilen IPB 100 werden auf Konsolen verlegt oder abgehängt. Die Rammung muß dem Aushub 30cm vorausseilen. Wenn die in DIN 4124 standardisierten Bauelemente verwendet werden, erübrigt sich ein besonderer statischer Nachweis.

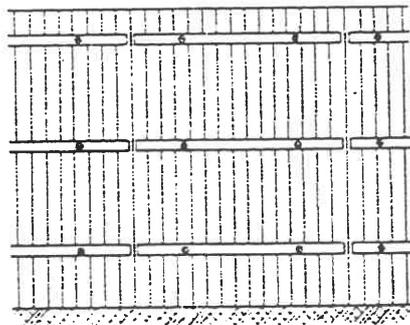
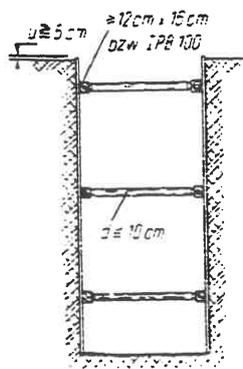


Bild H2.35
nach DIN 4124

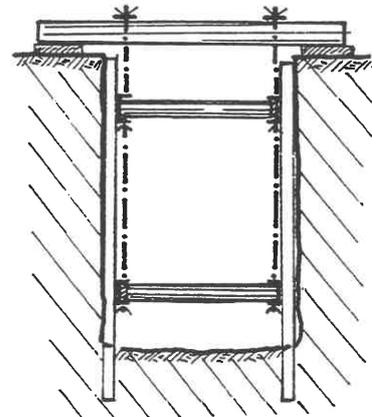


Bild H2.36

Bei sehr weichen Böden ist zu prüfen, ob die Kanaldielen das auf sie entfallende Gewicht der Verbaukonstruktion überhaupt durch Spitzendruck in den Untergrund übertragen können; andernfalls müssen die Gurte abgehängt werden, Bild H2.36.

Da Kanaldielen wiedergewonnen und mehrfach eingesetzt werden, sind sie meist nur in begrenzter Länge verfügbar. Wenn die Baugrube tiefer zu sichern ist, muß "gepfändet" werden, Bild H2.37: Kölner Verbau.

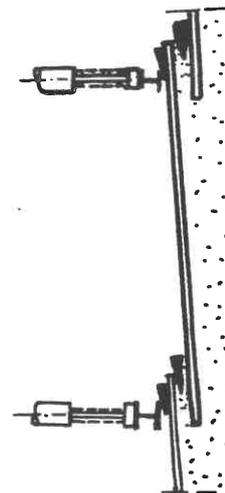


Bild H2.37

.10 Trägerbohlwand

Die Trägerbohlwand ist eine Stützwand, bei der der Erddruck auf ein waagrecht gespanntes Stützelement (Balken, Platte) von 2 - 2,5m Spannweite wirkt, das die Last zu senkrechten Trägern (Pfähle, Balken, Brusthölzern) ableitet. Die Träger werden entweder rückverhängt oder ausgesteift; der Boden unter der Baugrubensohle kann als unterste Aussteifung herangezogen werden, bzw. bei ausreichender Einbindetiefe auch als Einspannung. Statisch entspricht die Trägerbohlwand also der gemischten Spundwand.

Der historische Vorläufer der Trägerbohlwand ist der waagerechte Graben- oder Kanalverbau (DIN 4124) aus waagerechten Holzbohlen, senkrechten Brusthölzern und Steifen, Bild H2.38. Zuerst wird 1m frei ausgeschachtet und mit dem Verbau begonnen. Darunter dürfen jeweils nur noch 2 Bohlenbreiten ohne Sicherung freigelassen werden. An den Stoßstellen müssen beiderseits Brusthölzer angebracht werden. Bei standfesten Böden kann auf die Bohlen verzichtet werden.

Da der zimmermannsmäßige Grabenverbau, senkrecht (H2.09) wie waagrecht, sehr arbeitsintensiv ist, ist er heute weithin abgelöst durch die Entwicklung von vorgefertigten Verbaueinheiten (Plattenfelder auf Spindeln gelagert), deren Einsatz allerdings voraussetzt, daß der Graben über

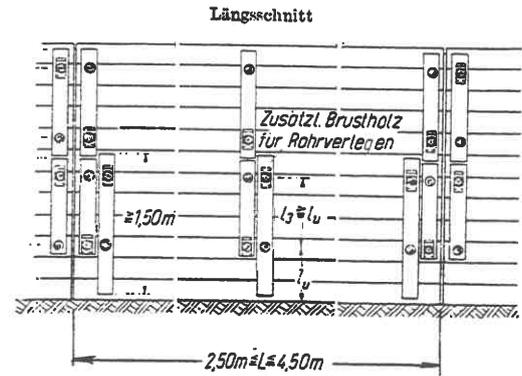
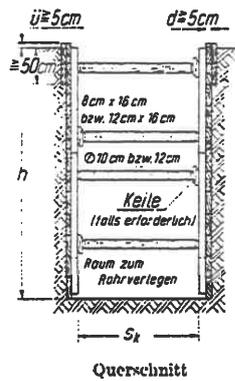


Bild H2.38 (DIN 4124)

eine Verbaulänge von etwa 3m und wenigstens auf eine Teiltiefe von 2,5m frei ausgehoben werden kann, ehe der Sicherungskorb eingesetzt wird. Näheres bei FRITZ/WAGENPFEIL (1974).

Anfang des Jahrhunderts wurde beim Bau der Berliner U-Bahn aus dem waagrecht Kanilverbau der Verbau durch Trägerbohlwände entwickelt, der deswegen gelegentlich auch als Berliner Verbau bezeichnet wird.

Anmerkung:

Als Merkmal des Berliner Verbaus wird heute das Betonieren gegen die Verbauwand oder die Dichtung ohne Arbeitsraum angesehen. Das gleiche Verfahren, aber mit Arbeitsraum, ist der Hamburger Verbau.

Die Träger, die möglichst wiedergewonnen werden, sind gängige Stahlprofile mit großer Anwendungsbreite, z.B. IPB 300 oder PSp 300. Sie werden vor dem Aushub im rechnerisch nachgewiesenen Abstand von 2 - 3m gerammt oder in vorgebohrte Löcher mit Betonfußplomben gestellt (doppelter Zeitaufwand!). Im letzteren Fall wird der Hohlraum zwischen Bohrlochwand und Träger mit Boden verfüllt.

Anmerkung:

Wenn es nur darum geht, das Risiko vereinzelter Rammhindernisse auszuschalten, kann das Loch nach dem Vorbohren verfüllt und der Träger erst dann eingerammt werden. Da dann keine Betonplombe vorhanden ist, muß der Fuß auf jeden Fall in den gewachsenen Boden eingerammt werden.

Mindest-Einbindetiefe der Träger unterhalb der Baugrubensohle: 1,5 m, im übrigen nach statischen Erfordernissen, s.E5.33. Die Stützweiten der in der Baugrube einander gegenüberstehenden Träger sollen höchstens 50 cm von Feld zu Feld voneinander abweichen, um Verdrehungen der Träger zu vermeiden. Die Verbindungsgerade der beiden Träger soll die Baugrubenachse annähernd rechtwinklig schneiden: bei über 10° Winkelabweichung müssen die Kraftkomponenten in Baugruben-Längsrichtung statisch nachgewiesen werden.

Nach dem Setzen der Träger schachtet man 1,0-1,5 m frei aus und beginnt dann mit dem Montieren der ersten Gurt- und Steifenlage (bzw. Ankerlage). Bei Baugrubenbreiten bis 10 m könnten Rundholzsteifen noch verwendet werden, doch nimmt man heute fast durchweg Stahlprofile. Eine eingehende Darstellung aller konstruktiven Details geben HAACK/IDELBERGER (1979). Bild H2.39 zeigt schematisch die verschiedenen Möglichkeiten der Stützung.

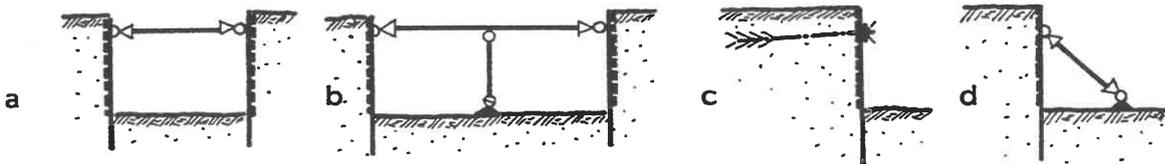
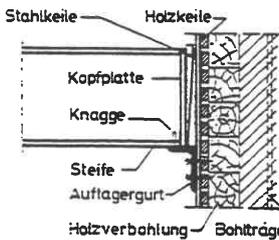
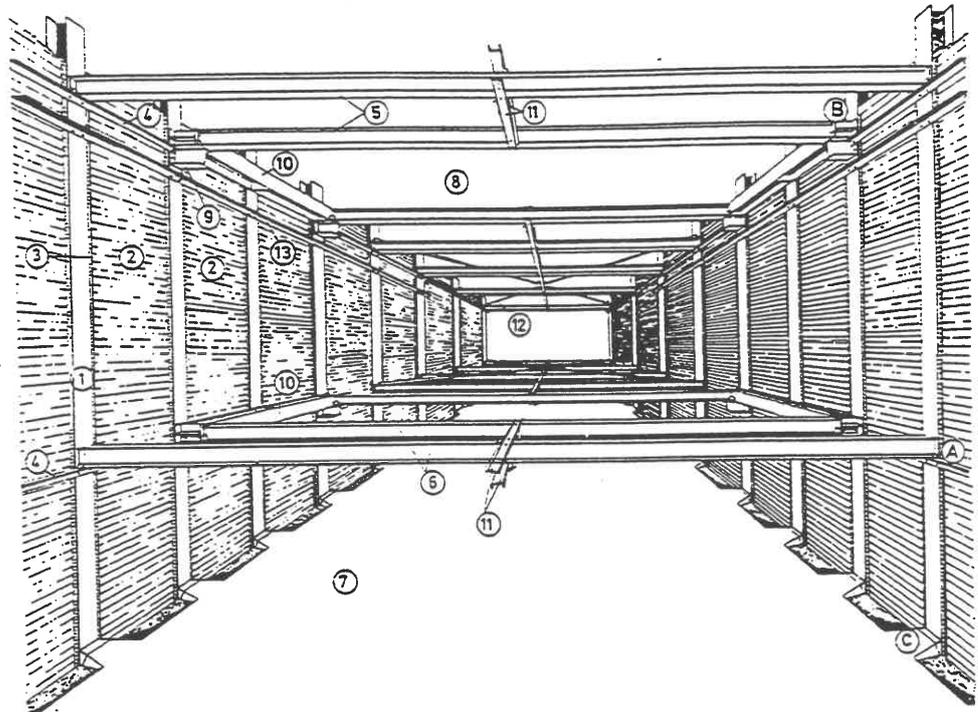


Bild H2.39

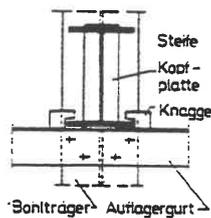
Bild H2.40 stellt einen Hamburger Baugrubenverbau perspektivisch dar.

Bild H2.40
(HAACK/IDELBERGER 1979)

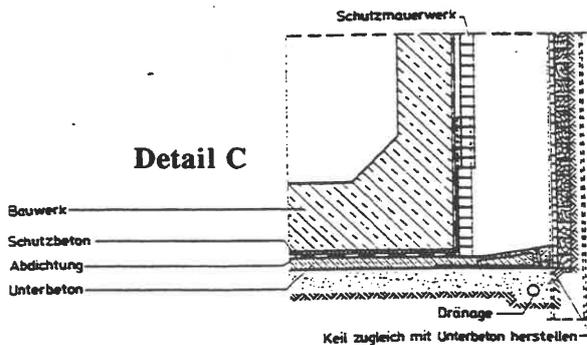
- ① Bohlräger
- ② Verbohlung
- ③ Verkeilung
- ④ Auflagergurt
- ⑤ obere oder erste Steifenlage
- ⑥ zweite Steifenlage
- ⑦ Unterbeton als untere Aussteifung und Bohlrägerstützung
- ⑧ Baggerloch
- ⑨ Auflagerkonsole
- ⑩ Längsgurt zur Unterbrechung der Steifenlage (Steifenauswechslung)
- ⑪ Knickgurt längs
- ⑫ Knickverband diagonal als Kreuzverband
- ⑬ Längsverband



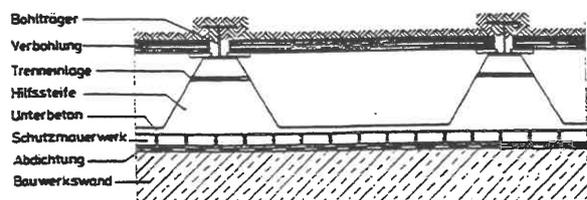
Detail A



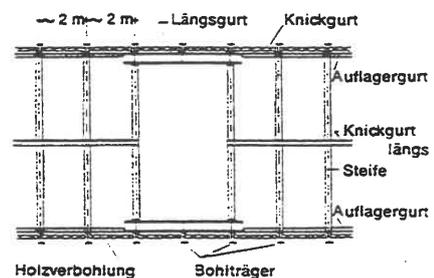
Detail B



Detail C



Detail Baggerloch



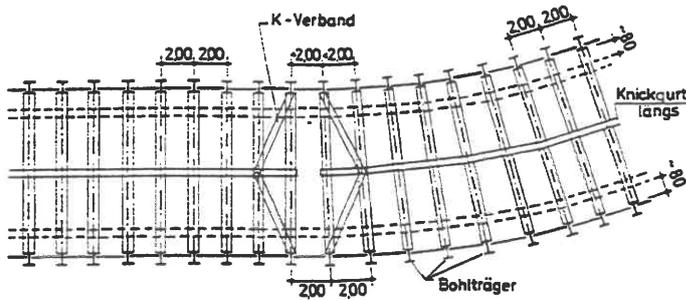


Bild H2.41
(HAACK/IDELBERGER 1979)

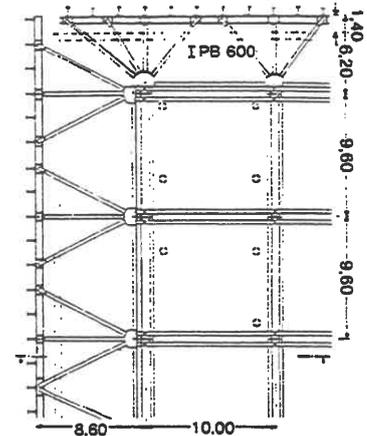


Bild H2.42

Knickverbände müssen abschnittsweise, **Bild H2.41**, eingebaut werden, ebenso Diagonalstreifen, um die Steifenlage gegen eine parallelogrammartige Verschiebung in Längsrichtung zu sichern. Bei großen und tiefen Baugruben kann es zweckmäßig sein, **Bild H2.42**, ein inneres Stahlfachwerk zu setzen, auf das die Stützwand des Verbaus durch kleinere, im Zuge des Baufortschritts leicht auswechselbare Steifen abgesetzt wird (Hochhaus der Bank für Gemeinwirtschaft, Frankfurt; Baugrubentiefe bis 24 m). Bei derartigen Baugruben können auch Stahlbetonaussteifungen wirtschaftlich sein, wenn sie in die zu errichtende Konstruktion einbezogen werden können (z.B. bei Schächten für Tunnel-Betriebsbauten).

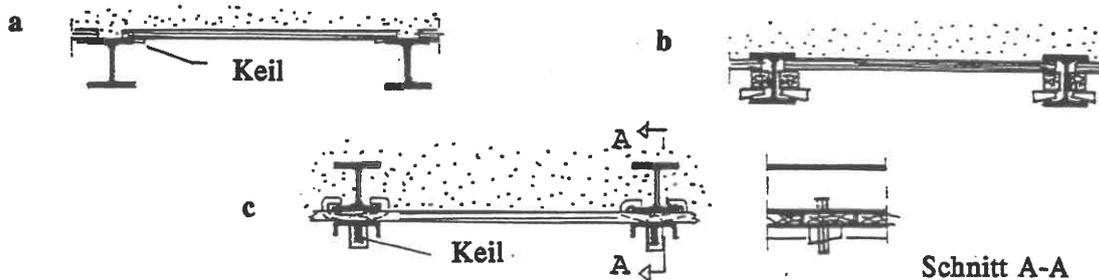


Bild H2.43

Die Bohlen werden entweder (**Bild H2.43a**) hinter den Trägern eingeschoben und verkeilt oder (**b**) zwischen ihnen oder (**c**) mittels verkeilter Klammern vor die Träger gehängt. (**a**) hat den Nachteil, daß sich der Boden zwischenzeitlich ganz entspannen kann, was möglicherweise zu Setzungen in der Umgebung führt. Im übrigen wird man heute in Fällen, wo die Festigkeit des anstehenden Bodens das erlaubt, eine Sicherung mit Baustahlgewebe und Spritzbeton bevorzugen. (**c**) hat gegenüber (**b**) den Vorteil, daß die Bohlen nicht abgelängt zu werden brauchen, und den Nachteil erhöhten Stahlaufwands. Alle Keile müssen gesichert sein; die Steifen dürfen sich weder verdrehen, noch verschieben, noch etwa abheben können. Sie werden auf Konsolen abgesetzt, gelegentlich auch auf einem angeschraubten (nicht angeschweißten!) Gurt.

Gemischter Verbau

Die verschiedenen Verbauarten können, wenn sich das vom Bauwerk oder Baugrundprofil her als wirtschaftlich anbietet, miteinander kombiniert werden; ebenso können Abböschungen im oberen Teil und Stützwände im unteren kostensparend sein.

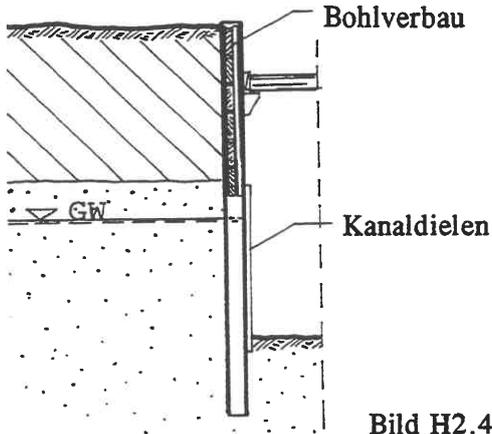


Bild H2.44

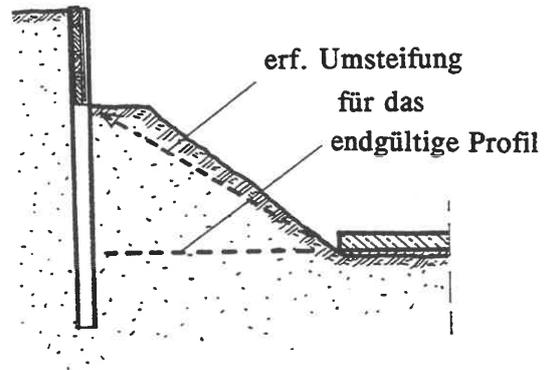


Bild H2.45

Bild H2.44 zeigt eine Variante der Trägerbohlwand, bei der die Baugrube in der wasserführenden unteren Bodenschicht durch vorgehängte Kanaldielen gesichert ist, im Boden oberhalb des Grundwassers durch Verbohlung.

Bei weiträumigen Baugruben sind Aussteifungen quer über die Baugrube nicht mehr machbar. Falls auch die Rückverhängung durch Anker auf Schwierigkeiten stößt, kann man sich so helfen, wie Bild H2.45 es zeigt: die Böschung wird vor der Wand als Stützung stehen gelassen. Dann wird eine Sohlplatte (oder ein Plattenstreifen) bis zum Böschungsfuß betoniert, auf den dann Schrägstreifen abgestützt werden können, so daß die Böschung entfernt werden kann.

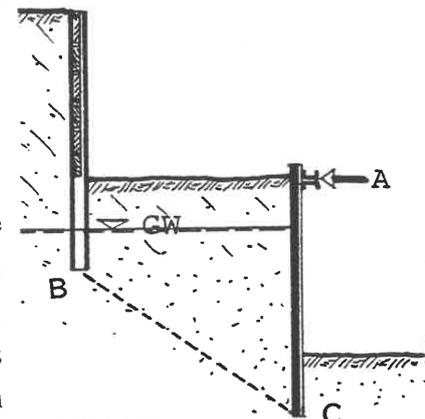


Bild H2.46

Bei größeren Objekten kommt es vor, daß innerhalb einer großen Baugrube eine kleinere, etwa für einen Tiefkeller, ausgehoben werden muß. Die in Bild H2.46 skizzierte Situation erfordert eine Stützkraft in A, die nicht etwa dadurch bewirkt werden kann, daß man die Spundwand an die obere Trägerbohlwand anbindet - es sei denn, es ließe sich eine auskömmliche Bruchsicherheit in der Bruchfläche B..C nachweisen. Ein Sicherheits-Defizit muß durch eine Stützung außerhalb des aus den beiden Wänden und dem dazwischen befindlichen Boden bestehenden Systems ausgeglichen werden.

Baugrube in fallendem Gelände

Sofern der Hang, in dem eine Baugrube auszuheben ist, standsicher ist, ändert sich durch den Aushub daran nur insofern etwas, als ein gewisses Bodenvolumen entfernt wird: wenn der Aushub im aktiven Teil der Böschung erfolgt, erhöht das die Böschungssicherheit, wenn er im passiven unteren Teil vorgenommen wird, wird sie verringert.

Der Baugrubenverbau übernimmt hier die Rolle einer fehlenden Bodenlamelle, d.h. die Steifenkraft entspricht der Lamellenseitendruckkraft. Man erhält sie, indem man die berg-

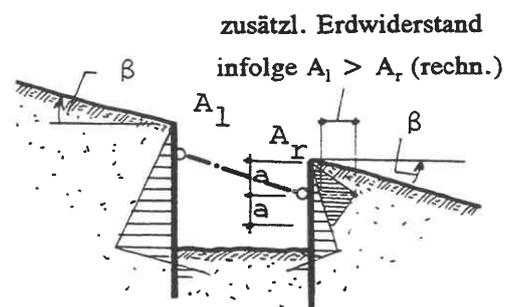


Bild H2.47

seitige Wand für den Erddruck infolge ansteigenden Geländes berechnet und mit der daraus resultierenden Steifenkraft die talseitige Wand zusätzlich zu deren eigener Erddrucklast belastet, Bild H2.47: den talwärts gerichteten Schub A_1-A_2 , wandelt man in eine zum Angriffspunkt von A_2 symmetrische einfache Lastfläche (Dreieck) um und korrigiert die Momentenbelastung der talseitigen Wand unter Berücksichtigung der Zusatzlast.

Unregelmäßiger Baugruben-Grundriß

Der Verbau einer im Grundriß unregelmäßig gestalteten Baugrube ist, wenn auch die Möglichkeit ungleichförmiger Verkehrslasten berücksichtigt wird, fast immer statisch so unklar, daß er konstruktiv einwandfrei abgesichert hergestellt werden muß. Dazu gehört ein in Höhe der Steifen kraftschlüssig umlaufender Gurt, der die Normalkräfte in Wandrichtung aufnimmt. Die Steifen können dann so angeordnet werden, wie es der Baubetrieb zuläßt, Bild H2.48.

Ein Sonderfall ist die kreisförmige Baugrube, die theoretisch ohne Steifen nur mit einem Gurt als Druckring auskommt. Praktisch ist zu beachten, daß eine gewisse Ungleichmäßigkeit der Erddrücke längs des Umfangs, schon mit Rücksicht auf die Verkehrslasten neben der Baugrube, unvermeidlich ist, so daß der Gurt eine gewisse Biegesteifigkeit haben muß. Im übrigen wird auf WEISSENBACH (1992) hingewiesen.

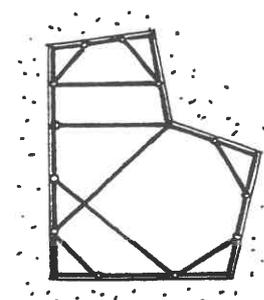


Bild H2.48

.11 Bemessung biegsamer Stützwände

Vorbemerkung

Die Bemessung biegsamer Stützwände besteht aus der Ermittlung der erforderlichen Einbindetiefe, dem Spannungsnachweis (Biegung + Normalkraft) für die Wand und - gegebenenfalls - der Bemessung der Gurte und Anker bzw. Steifen. Für den Zustand der Gebrauchstauglichkeit (GZ2) und insbesondere bei sehr schlanken und hohen Wänden muß auch das Maß der Durchbiegung berechnet werden, um das Zusatzmoment aus dem Biegestich (Theorie 2.Ordnung) nachzuweisen.

Die einzige Besonderheit gegenüber den aus dem Massivbau bekannten Bemessungsverfahren besteht darin, daß die Erddrucklast davon abhängt, wie die Wand im Boden gelagert ist (Gelenk oder Einspannung) und wie sich die in E5.20 erläuterten Zwangsbedingungen durch eventuelle Steifen oder Anker auf die Spannungsverteilung des Erddrucks auswirken.

Die vertikale Stützkraft wird als statisch bestimmt angesehen, weil die Anker und Steifen bei einer virtuellen senkrechten Verschiebung im allgemeinen keine mechanische Arbeit leisten.

Beim Vorentwurf nimmt man bei Lockerböden als Rammtiefe t in den tragenden Baugrund (weiche Deckschichten auf der Luftseite nicht mitrechnen) die halbe Höhe H des Geländesprungs an.

Anmerkung:

Auch im statischen Sinne lotrechte Wände erhalten bei dem Einbau eine Neigung von 1% gegen den Berg, damit sie unter Erddrucklast in etwa lotrecht stehen.

Einwirkungen

Der Erddruck wird in der Regel als aktiver Erddruck nach E5.11,.14,.16 berechnet. Nur wenn es besondere Umstände erfordern (Setzungsrisiko einer Nachbarbebauung) und sich das durch Vorspannung von Steifen bzw. Ankern (s.u.) erreichen läßt, rechnet man mit einem erhöhten aktiven Erddruck in der Größenordnung des um 20-50 % erhöhten aktiven Erddrucks. Die auf diesem Wege berechnete Erddruckkraft kann dann in ein vereinfachtes Lastbild umgerechnet werden, wobei folgendes zu beachten ist:

- (a) bei unverankerten, frei kragenden Wänden bleibt die Angriffshöhe der Erddruck-Resultierenden erhalten, wie sie sich näherungsweise bei Annahme einer mit der Tiefe zunehmenden Erddruckspannung ergibt;
- (b) bei verankerten, hinterfüllten Wänden gilt ebenfalls die Aussage (a);
- (c) bei verankerten Stützwänden und Abgrabung vor der Wand wandert die Erddruck-Resultierende mit zunehmender Unnachgiebigkeit des Stützpunkts bis zur halben Höhe $H/2$ nach oben, sofern sich die erforderlichen Scherspannungen gemäß Bild E5.25 entwickeln können.

Anmerkung:

Letzteres ist nur dann gegeben, wenn der gestützte Boden konsolidiert ist und sich der Stützpunkt innerhalb des Bodens befindet (keine überbaute Böschung).

Durch eine Spannungsumlagerung nach (c) wird die Wand entlastet, die Stützung der Wand aber verstärkt belastet. Dadurch ergibt sich bei den oberen Steifen bzw. Ankern das Risiko der Unterbemessung. Das war Anlaß, bei im Sand stehenden Stützwänden das Lastbild nach Bild H2.49 zu nehmen (LEHMANN 1942). Bei bindigem Boden reicht das aber noch nicht aus, um die oberste Steifen- oder Ankerlage sicher zu bemessen. Deshalb empfiehlt sich generell die Umwandlung in ein Rechteck (siehe dazu auch z.B. die

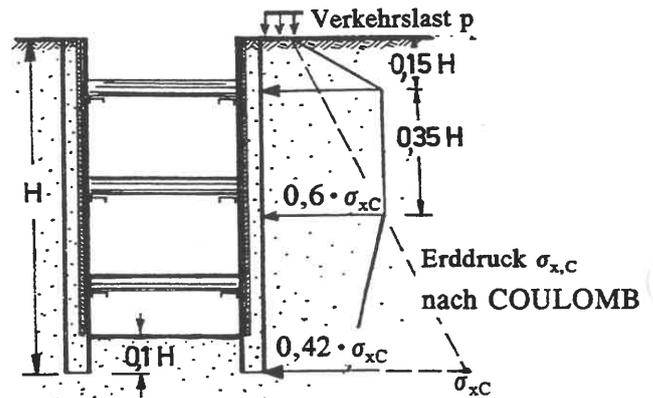


Bild H2.49

"Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben" (EAB) der DGEG (1970, 1974, 1976, 1980).

Anmerkung:

In der Praxis geht man bei der Berechnung von Spundwänden einen anderen Weg: der Erddruck wird nicht umgelagert; stattdessen werden das Feldmoment und gegebenenfalls auch das Stützmoment aus den effektiven Erddruckspannungen abgemindert (s. E77 in EAU 1981).

Es ergeben sich 3 charakteristische Verformungen: 1. die Wand biegt sich mit zunehmender Aushubtiefe durch, wobei die Biegelinie dem Aushub deutlich vorseilt und sich auch bei den Rückbauzuständen noch verstärkt; 2. der Boden hinter der Wand setzt sich; 3. der Boden innerhalb der Baugrube hebt sich, und zwar um so merkbarer, je weicher der Baugrund ist.

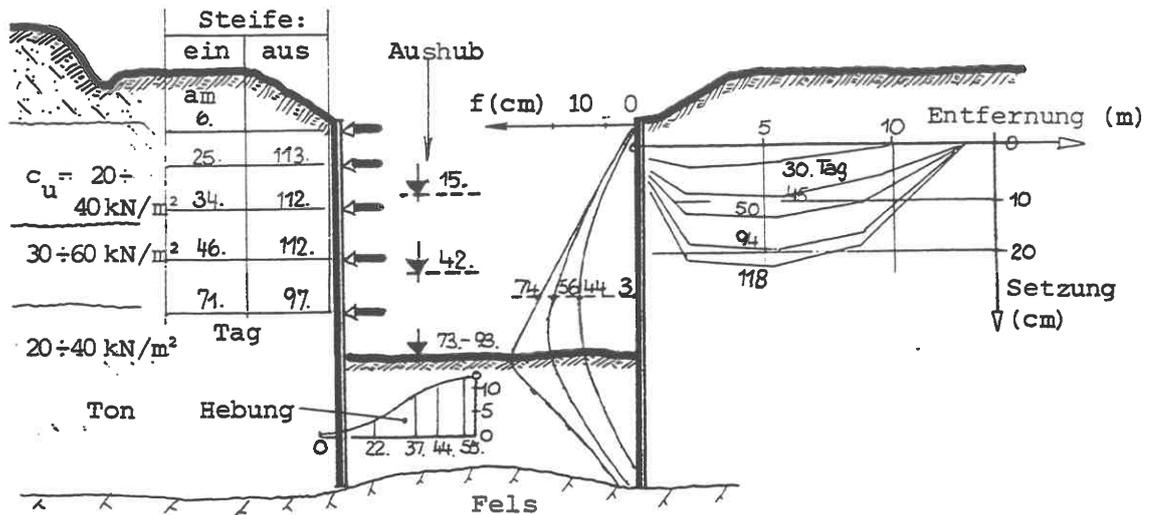
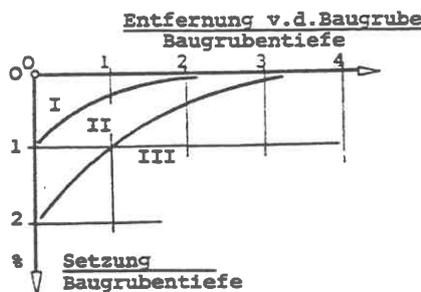


Bild H2.50 (nach PECK 1969)

Setzungen sind niemals ganz zu vermeiden, sondern allenfalls durch eine größere Wandsteifigkeit zu vermindern. Aus diesem Grund kann man bei sehr weichem Boden überhaupt keine aufgelöste Verbauwand (Trägerbohlwand) mehr anwenden, weil der Boden unter der Verbauung in die Baugrube hineindrücken würde. In solchen Fällen müssen Spundwände eingesetzt werden. - Bild H2.51 gibt einen Eindruck von der Größe der zu erwartenden Setzungen.



Bereich I:
Sand und steifer bindiger Boden; durchschnittliche Ausführung

Bereich II:
Sehr weicher bindiger Boden; Setzungen durch Ausführungsschwierigkeiten beeinflusst

Bereich III:
Sehr weicher Ton bis in größere Tiefen (Beispiele aus Oslo).

Bild H2.51 (nach PECK 1969)

Statt die Wand steifer zu machen, kann man sie auch vorspannen, denn der Ansatz eines erhöhten Erddrucks allein bietet, siehe Bild H2.52, keine ausreichende Gewähr, daß sich die Wand weniger verformt: solange eine Steife noch nicht eingebaut und vorgespannt ist, dient der Boden auf der Luftseite als Auflager, und der bergseitige Boden kann sich (Zustand "A") entspannen. Erst eine Vorspannung (hier z.B. 60 % der Gebrauchslast) schafft eine Reserve \bar{A} -B in der Bodenreaktion, die dazu führt, daß mindestens teilweise (bis "C") nur elastische Verformungen der Wand eintreten:

Zustand "0"- vor dem Aushub

- "A" - Aushub bis zur Steife, Boden entspannt
- "B" - Einbau und Vorspannung der Steife
- "C" - Fortsetzung des Aushubs: Bodenstützung nimmt ab, Steifenkraft nimmt zu; Gesamtstützkraft vermindert sich bis auf den Wert, der dem Ruhedruck entsprechen hätte → Beginn plastischer Verformungen.
- "D"- Vollaushub erreicht: Steifenkraft = $E(z_A)$.

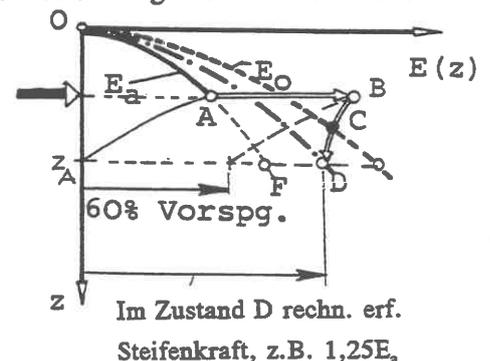


Bild H2.52

Anmerkung:

Da die eingangs unter (c) erwähnte Erddruckumlagerung auch dann erfolgt, wenn im Boden nur elastische Verformungen eintreten, wandelt man auch die Lastfläche des erhöhten aktiven Erddrucks in ein vereinfachtes Lastbild (Trapez, Rechteck) um.

Bei Baugruben mit mehreren Steifenlagen können die oberen Steifen unter Umständen mit Rücksicht auf die Kellerwände der Nachbarbauten gar nicht vorgespannt werden, sondern nur diejenigen, die im Sinne von Bild E5.20 von der Fundamentlast betroffen werden (DGEG 1980). Da die Bodenverformungen irreversibel sind, ist der für den Vollaushub berechnete Erddruck auch für die Rückbauzustände maßgebend.

Der Wasserüberdruck infolge unterschiedlicher Wasserstände vor und hinter einer Stützwand hat eine horizontale und eine senkrechte Wirkung.

Die horizontale Wirkung kann entweder, sehr auf der sicheren Seite, durch Ansatz des hydrostatischen Wasserüberdrucks erfaßt werden (Bild H2.53) oder durch Bestimmung des Strömungsdrucks in einem plausibel konstruierten Stromliniennetz. "Plausibel" heißt dabei: abgestimmt auf die zu erwartende Anströmrichtung. Das Bild zeigt den Fall, daß die Anströmung infolge heftiger Niederschläge senkrecht ist, andernfalls müßten die Stromlinien sich auf der Bergseite mit zunehmendem Wandabstand asymptotisch der Waagerechten annähern.

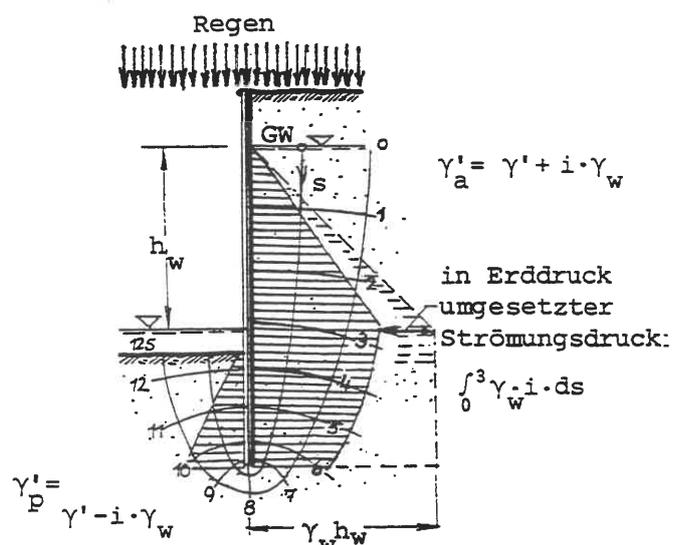


Bild H2.53
(i - hydraul. Gefälle)

Mit Durchlauf-Entwässerungen läßt sich zwar der Wasserüberdruck drastisch senken, aber nicht ganz vermeiden, da bei einer plötzlichen Spiegeländerung eine gewisse Fließzeit erforderlich ist, um den Ausgleich herbeizuführen. Daher setzt man vorsorglich immer einen Mindest-Wasserüberdruck von 0,5 m an. Wenn der Boden hinter der Wand zwar im großen ganzen durchlässig ist, aber Einlagerungen aus feinkörnigerem Material nicht ausgeschlossen werden können, sollte der Wandrücken in regelmäßiger Folge mit senkrechten Dränagen versehen werden, damit sich keine "Wassersäcke" bilden.

Die senkrechte Wirkung des Wasserüberdrucks wird erfaßt, indem die Auftriebswichte des Bodens auf der aktiven Seite auf γ'_a erhöht (Bild H2.53), auf der passiven Seite auf γ'_p verringert wird. Anschließend wird die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch geprüft; falls sie nicht ausreicht, muß man entweder talseitig eine Ballastierung (umgekehrtes Filter) aufbringen oder die Wand tiefer einbinden. Beim Nachweis des GZ1 ist das Bodengewicht mit dem unteren charakteristischen Wert einzusetzen. Um auf die bisher geforderte globale Sicherheit von 1,5 zu kommen, empfiehlt es sich, den additiven Zuschlag bei der Wasserspiegelhöhe so zu bemessen, daß die Druckdifferenz um 40% vergrößert wird.

Erdwiderstand am Wandfuß

Die Einspannung einer Stützwand im Boden kann nur dadurch zustandekommen, daß sich ihr Fußpunkt, wenn auch geringfügig, zur Bergseite hin verschiebt, d.h. die Wand muß in Fußnähe einen Drehpunkt haben. Die für einen solchen Fall in kleinmaßstäblichen Versuchen von ROWE (1952) gemessenen Reaktionsspannungen zeigt Bild H2.54, in dem auch der große Einfluß der Lage des (bei den Versuchen zwangsweise vorgegebenen) Drehpunkts auf die Druckverteilung erkennbar ist.

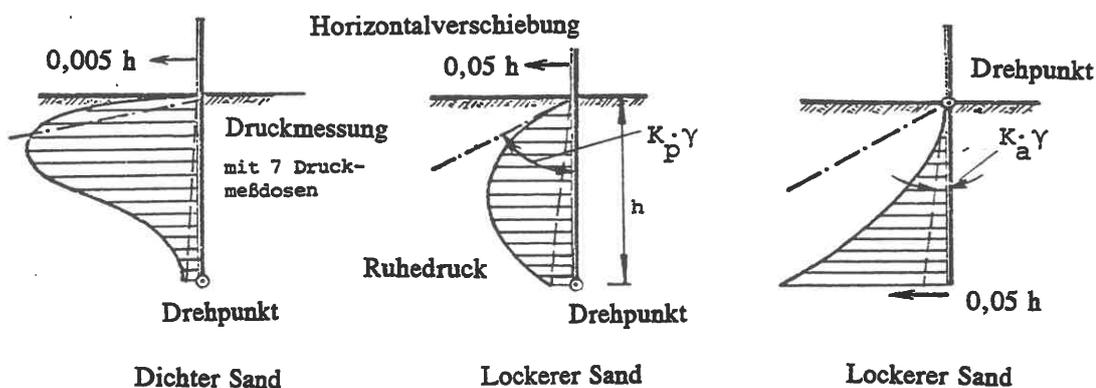


Bild H2.54 Versuchsergebnisse von ROWE (1952) mit einer 61 cm hohen Stahlplatte in Sand

Entsprechend dürfte die waagerechte Reaktionsspannung also den in Bild H2.55 skizzierten Verlauf haben.

Versuche, den Fußteil der Wand als elastisch gebetteten Balken zu rechnen, sind verschiedentlich angestellt worden (LOOS/BRETH 1949; BLUM 1951), haben aber zu keinem praktisch verwertbaren Ergebnis geführt.

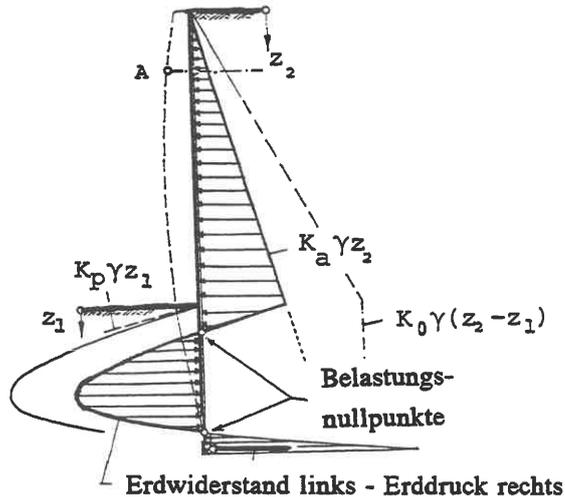


Bild H2.55

Auch die Anwendung eines Steifemodulverfahrens (GRASSHOFF 1970) könnte nur zum Ziel

führen, wenn ein tiefenabhängiger Modul eingeführt würde. Das wiederum kompliziert die Berechnung derart, daß man besser gleich zu den numerischen Methoden (E13) übergeht. Zum Einspann-Problem siehe auch E5.28.

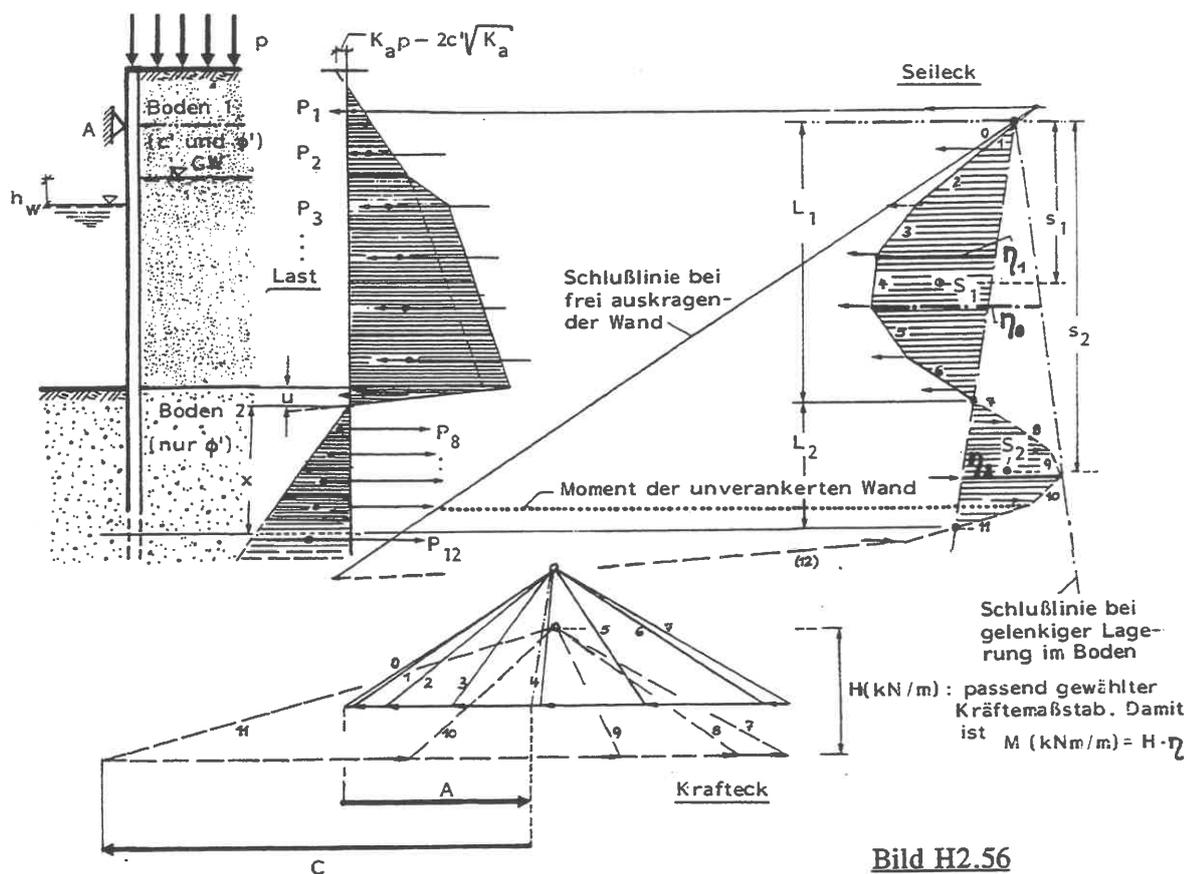
Aus diesen Gründen wird in der Praxis bis heute das Verfahren von BLUM (1931) angewendet: Erddruck und Erdwiderstand werden nach E5.11 bzw. E5.23 berechnet. Zwischen der Talsohle und dem Drehpunkt der eingespannten Stützwand wird die Differenz aus dem Erdwiderstand (mit $\delta_p = (2/3)\varphi_a$ aus den in E5.27 genannten Gründen) und dem Erddruck als Stützkraft zum Berg, darunter als Stützkraft zum Tal, angesetzt. Der Erdwiderstand ist wegen der hohen Geländelast auf der Bergseite

am Fuß der Wand so groß, daß - Bild H2.55 - er zu einer Ersatzkraft C im Drehpunkt näherungsweise zusammengezogen werden kann.

Vorsicht, falls im E_p - Bereich Porenwasserüberdrücke möglich sind: man sollte in solchen Fällen mit $\delta_p = 0$ rechnen.

Grafische Ermittlung der Biegemomente und Kräfte

Um beim Entwurf einer biegsamen Stützwand, die höchstens einfach statisch unbestimmt gestützt ist, den Einfluß der Auflagerbedingungen augenfällig zu machen, empfiehlt sich das in Bild H2.56 gezeigte grafische Integrationsverfahren auf der Grundlage der Analogie zwischen Seilcurve und elastischer Linie: $M(z) = -EIv_x''$ (v_x - waagerechte Wandverschiebung).



Dazu wird die Fläche der Lasten und Reaktionsspannungen in nicht zu kleine Höhenabschnitte unterteilt. In den - grob geschätzten - Schwerpunkten der Lastabschnitte werden die Teillasten $P_1, P_2 \dots$ als Ersatz-Einzellasten angebracht und in ein Krafteck mit passend gewähltem Kraftmaßstab H (kN/m) übertragen.

Anmerkung:

In Bild H2.56 ist das Krafteck der Reaktionskräfte aus Gründen der Übersichtlichkeit versetzt gezeichnet (gestrichelt).

Dann wird das Seileck gezeichnet und der Seilstrahl 0 bis zum Schnittpunkt mit der Wirkungslinie der Stützkraft verlängert. Dann wird die den gewünschten Auflagerbedingungen der Wand im Boden entsprechende Schlußlinie durch diesen Schnittpunkt gezogen. Bei voller Fußeinspannung der Wand lautet die Bedingung dafür: $\eta_1 L_1 s_1 = \eta_2 L_2 s_2$, wobei eine grobe Erfüllung genügt.

Anmerkung:

Wäre die Stützung A nicht vorhanden (statisch bestimmtes Grundsystem), dann ergäbe sich die EI-fache Auslenkung des Stützpunkts aus dem statischen Moment der Biegemomentenfläche um A (der Inhalt der M-Fläche gibt die EI-fache Kopfdrehung der Wand an). In Bild H2.56 sind außerdem auch die Schlußlinien für die beiden Grenzfälle der frei auskragenden Wand und der gelenkig gelagerten Wand mit eingetragen.

Der Schnittpunkt der richtigen Schlußlinie mit dem Seileck liefert die erforderliche Einbindetiefe $u+x$ noch ohne Berücksichtigung eines Zuschlags für C. Die tatsächliche Rammtiefe ist daher (E56 in EAU 1990)

$$t = u + x + C/2e_p \tag{H2/02}$$

wo e_p die Erdwiderstandsspannung in Höhe des Angriffspunkts von C ist. Meist genügt es, ohne Nachrechnung $t = u + 1,2 \cdot x$ zu nehmen. Die Größe der Stützkräfte A und C bekommt man, indem man die Schlußlinie in das Krafteck überträgt, siehe Bild H2.56. Falls auch die Biegelinie ermittelt werden soll, wird die M-Fläche nach demselben grafischen Verfahren integriert.

Bild H2.56a zeigt dasselbe Beispiel, aber mit Umlagerung des aktiven Erddrucks (nicht des Wasserdrucks!) oberhalb des Lastnullpunkts in ein Rechteck. An den Reaktionsspannungen unterhalb des

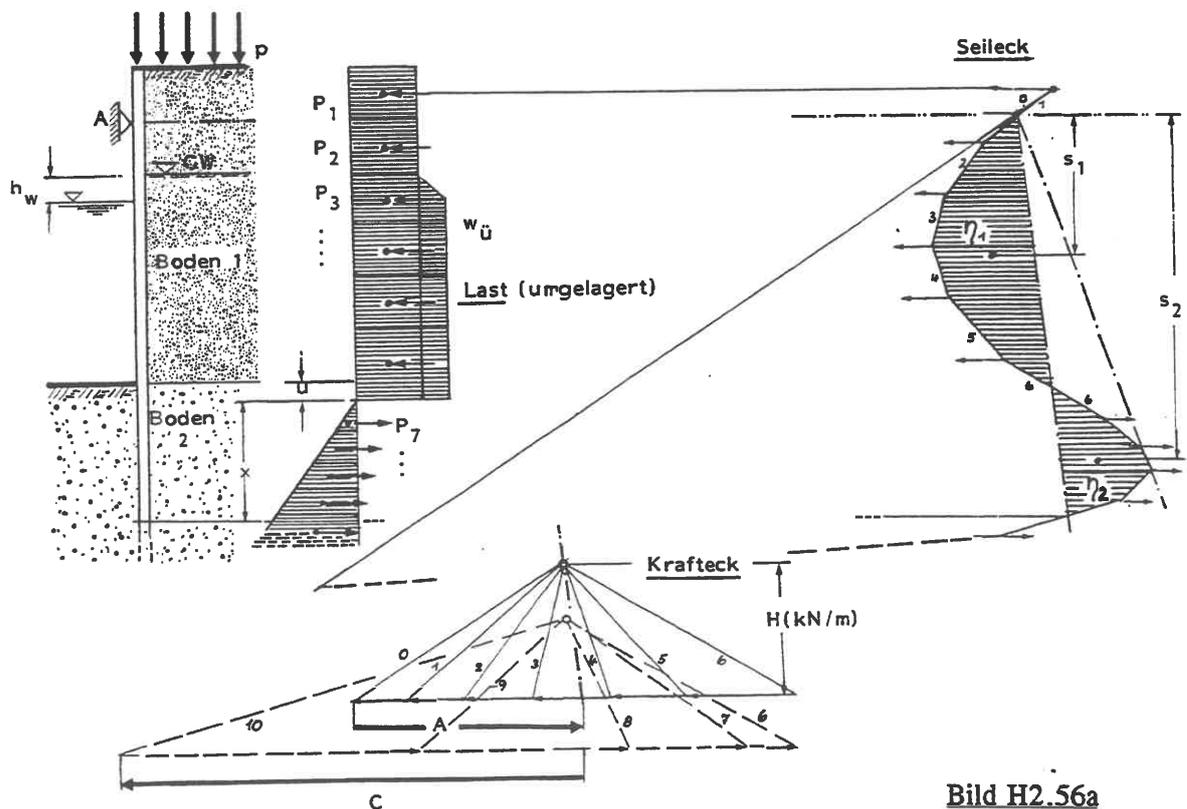


Bild H2.56a

Nullpunkts wird nichts geändert. Es ergeben sich dabei um 10 - 15 % kleinere Biegemomente und Stützkräfte A, die um 15 - 25 % größer sind.

Anmerkungen:

Man vergleiche dies mit den "Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben (EAB 12, 1980), wonach im vorliegenden Fall A um 20 % erhöht, das Moment um 9 % verkleinert werden soll: A wird nach dieser Empfehlung also zweimal erhöht: 1. durch die Umwandlung in ein Rechteck, 2. durch die weiteren 20 % (DGEG 1980).

Analytische Ermittlung der Biegemomente und Kräfte

Bei mehrfach gestützten biegsamen Stützwänden sind grafische Verfahren entweder umständlich oder überhaupt nicht mehr anwendbar. Die Wand wird dann auf analytischem Wege untersucht und als vertikaler (bzw. geneigter) Durchlaufträger über mehrere Stützen nach den Regeln der Statik berechnet.

Da die Verteilung des Erddrucks über die Höhe mit zunehmender Anzahl der Stützpunkte immer weniger vorherzusehen ist, muß man prüfen, wie sich eine Veränderung der Höhe des Angriffspunktes der Lastresultierenden zwischen dem Wert nach der Erddrucktheorie und der halben Wandhöhe auf die Schnittlasten auswirkt. Nur bei weichen bindigen Böden und sehr locker gelagerten nichtbindigen kann darauf verzichtet werden (Erddruckermittlung mit entweder $c_u, \varphi_u=0$ oder $c'=0, \varphi'$).

Zusatzdrücke infolge von Vorspannmaßnahmen müssen getrennt superponiert werden als Zusatzdreieck am Krafteinleitungspunkt.

Anmerkung:

Es wird hier bewußt darauf verzichtet, die in den "Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben" (DGEG 1970, 1974, 1976 und 1980) genannten Regeln und Lastbilder wiederzugeben, weil die oben angegebene Variation der Angriffshöhe von E_a im Sinne der neueren Sicherheitstheorie die Risiken abdeckt, ohne die Entscheidung des Konstrukteurs einzuengen.

Bei Trägerbohlwänden muß der Erdwiderstand zunächst konzentriert auf den einzelnen Träger nach E5.33 berechnet und danach die erforderliche Einbindetiefe festgelegt werden. In einem 2. Schritt muß weiter nachgewiesen werden, daß der so ermittelte Erdwiderstand, bezogen auf den laufenden Wandmeter, nicht größer ist als der nach E5.22 - E5.27 ermittelte.

Falls die Einbindetiefe nicht ausreicht, kann es bei mehrfach gestützten Wänden wirtschaftlicher sein, die unterste Stützenlage tiefer zu legen, als die Wand tiefer einbinden zu lassen.

Für den praktischen Gebrauch hat STARKE (1979) Nomogramme zur Berechnung von Trägerbohlwänden und Spundwänden veröffentlicht.

.12 Fangedämme

Ein Fangedamm ist ein aus zwei gegeneinig verankerten Wänden bestehendes Stützbauwerk, das mit nichtbindigem Boden verfüllt und dadurch standfest wird. Die Wände sind gewöhnlich Spundwände. Ein Fangedamm dient als Baugrubensicherung bei Gründungsarbeiten in nicht zu tiefen Gewässern.

Anmerkungen:

Der Fangedamm kann auch einem dauernden Zweck dienen, insbesondere (s.u.) in der Form des Zellenfangedamms; er ist dann begrifflich nicht von der Mole, dem Deich oder der Uferwand zu trennen.

Steht der Fangedamm auf nicht rammfähigem Grund wie Fels, dann ist er nur durch mindestens eine obere und eine untere Lage von Zugankern zu stabilisieren, Bild H2.57a. Dagegen wird man bei rammfähigem Grund versuchen, mit einer oberen Ankerlage auszukommen, Bild H2.57b, um die teure Unterwasserankerung zu sparen.

Der echte Fangedamm ist dadurch gekennzeichnet, daß die Lasten allein durch die Schubspannungen im Füllboden und zwischen den Wänden und dem Füllboden aufgenommen und über die Sohle und gegebenenfalls die Einbindung der Wände in den Untergrund eingeleitet werden. Er zeigt daher Kopfverschiebungen in Dezimetergröße, sobald diese Schubspannungen zum ersten Mal mobilisiert werden. Dagegen hat der unechte Fangedamm, Bild H2.57c, zusätzlich äußere Stützungen durch Rückverhängung oder Aussteifung gegen andere Baukörper.

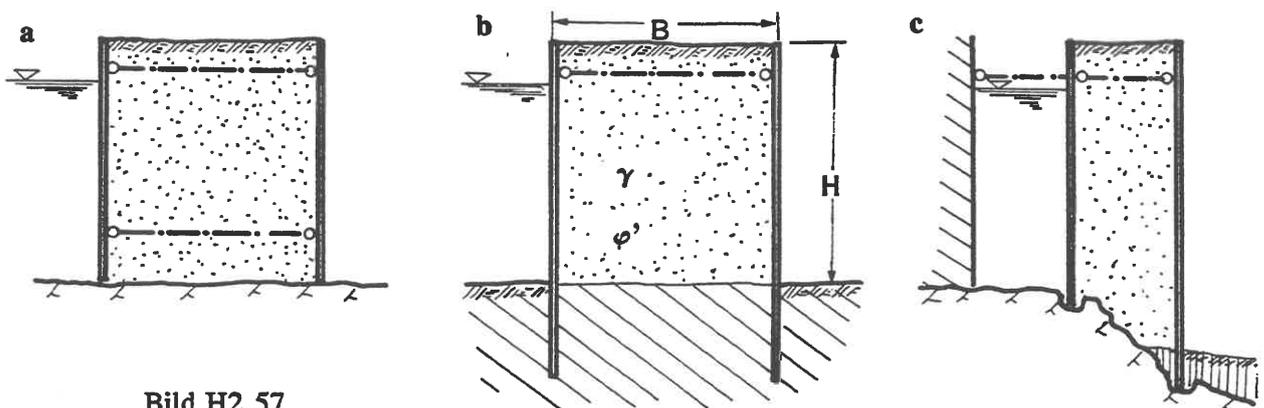
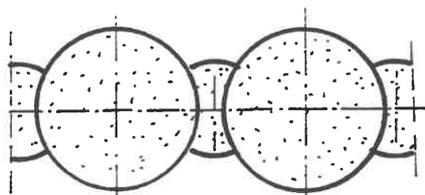


Bild H2.57

Man unterscheidet Kasten- und Zellenfangedämme, Bild H2.58. Beim Zellenfangedamm wird die innere Verankerung gespart, indem kreisförmige Zellen aneinandergesetzt werden. Die Spundwand dieser Zellen wird praktisch nur auf Zug beansprucht und ist deswegen nicht wellenförmig, sondern aus Flachprofilen (K7.03) zusammengesetzt, die vor dem Rammen mittels einer Lehre (Montagerahmen) auf die Gewässersohle gestellt werden.

Standsicherheit des Kastenfangedamms

Die Standsicherheit eines Kastenfangedamms ist eine Funktion der Wichte γ und des Scherwinkels φ' des Füllmaterials und des Verhältnisses Breite B zu Höhe H . Es wird vorausgesetzt, daß der Füllboden so gut durchlässig ist, daß er nirgends unter Auftrieb steht.



Grundriß

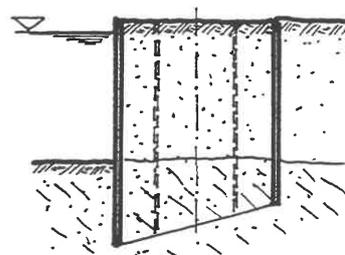
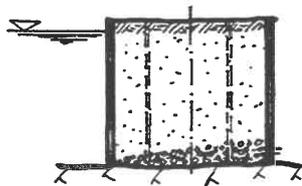


Bild H2.58

Schnitte (2 Varianten)

SCHNEEBELI/CAVILLE-COLL (1957) leiteten aus kleinmaßstäblichen Modellversuchen folgenden Ausdruck für die globale Sicherheit F ab:

$$F = 0,003 \cdot \gamma \cdot \varphi^\circ \cdot (B/H) \quad (H2/03)$$

BLUM (1944) berechnete den Kastenfangedamm wie eine starre Scheibe: das Moment M der äußeren Lasten erzeugt einen vertikalen Zusatzdruck $\Delta\sigma_{zz} = M/W = 6M/B^2$ (W -Widerstandsmoment des Querschnitts), aus dem sich an der luftseitigen Spundwand ein Zusatz-Erddruck von

$$\Delta\sigma_{xx} = K_{ah}(6M/B^2) \quad (H2/04)$$

ergibt. Dadurch verschiebt sich der Belastungsnullpunkt (u in Bild H2.59b) nach unten, und die Rammtiefe wird größer.

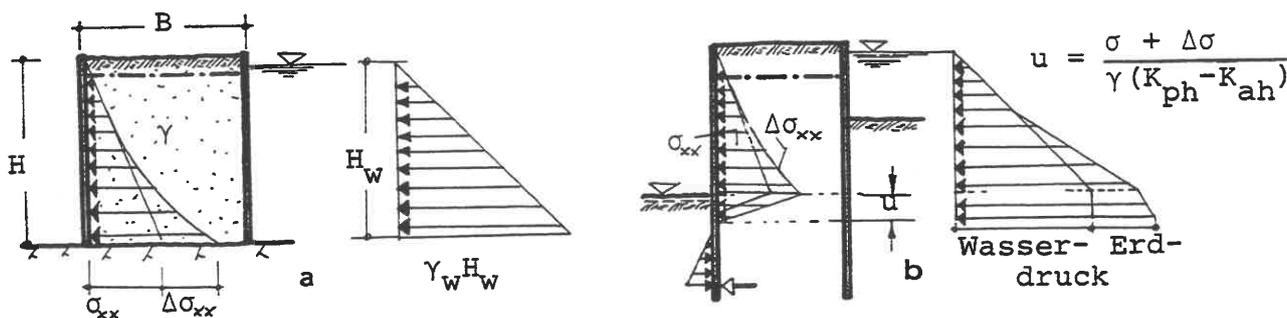


Bild H2.59

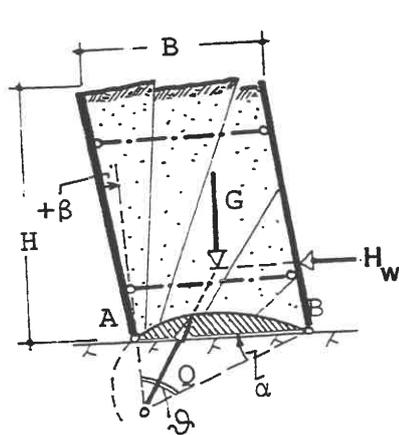


Bild H2.60

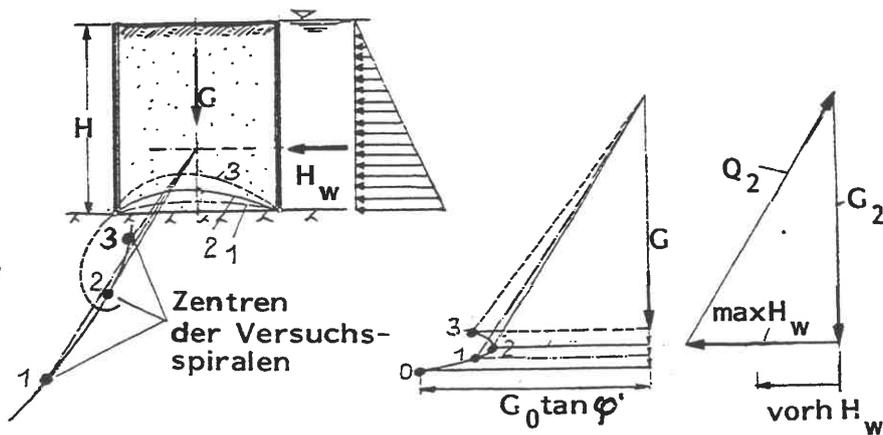


Bild H2.61

Die Modellvorstellung des Fangedamm-Querschnitts als starrer Scheibe ist gerade bei diesem verformungsfreudigen System besonders unbefriedigend. JELINEK/OSTERMAYER (1967) entwickelten deswegen, ebenfalls auf der Grundlage kleinmaßstäblicher Modellversuche, Gleitlinienfelder im Sinne von E3.02, Bild H2.60. Daraus leiteten sie das in Bild H2.61 übernommene Berechnungsverfahren mit einer logarithmischen Spirale als Bruchfuge ab. Die Spirale zwischen den Fußpunkten A und B muß variiert werden, bis der aufnehmbare Horizontalschub H_w einen Kleinstwert annimmt. Der Koordinatenwinkel α bei B (Bild H2.60) der maßgebenden Spirale kann näherungsweise $\alpha = \pi/4 - \varphi'/2$ gesetzt werden, siehe Bild H2.62.

Für diese Näherung gibt Bild H2.63 den 2. Koordinatenwinkel β bei A und den Flächeninhalt A_s zwischen Fangedammsohle und Bruchfuge (schraffiert in Bild H2.60) an. Damit kann G für die gewählten Spiralen jeweils ermittelt und das Krafteck gezeichnet werden, aus dem dann $H_{w,d}$ zu entnehmen ist. Der Erddruckwert in A ergibt sich aus dem Mohrschen Spannungskreis zu:

$$K_\beta = (\sigma_{xx} / \sigma_{zz})_\beta = [(1 - \sin\varphi \cdot \sin(\varphi - 2\beta)) / [1 + \sin\varphi \cdot \sin(\varphi - 2\beta)]] \quad (H2/05)$$

Bild H2.64 zeigt die erforderliche Breite B nach den 3 Bemessungsansätzen. Danach ist die bekannte Praxisregel "B=H" sehr sicher.

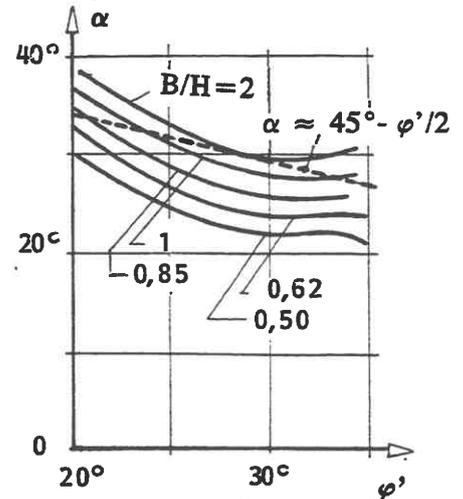


Bild H2.62

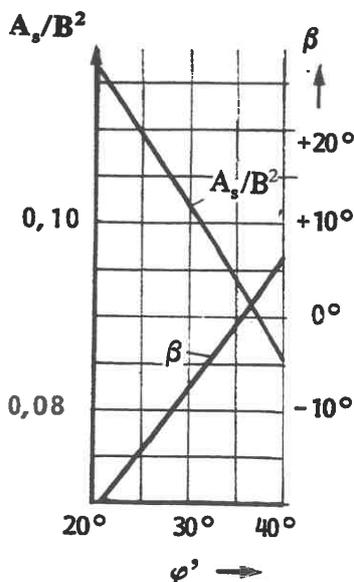


Bild H2.63

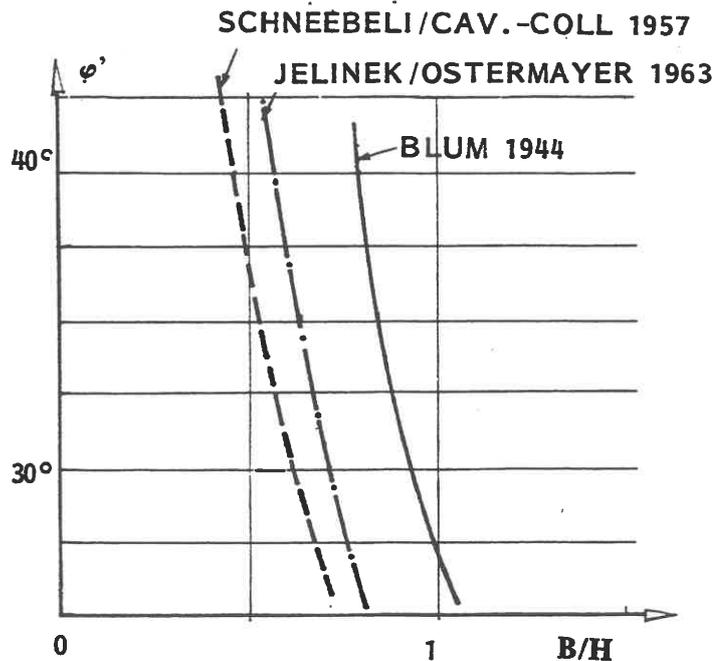


Bild H2.64

Schrifttum zu H2

- Arbeitskreis Ufereinfassungen der DGEG (1990): Empfehlungen (EAU). 7. Auflage: Verlag Ernst und Sohn, Berlin.
- BEHRENDT, J. (1979): Die Schlitzwandbauweise beim U-Bahnbau in Köln. Der Bauingenieur 45, S.121 - 126.
- BENDEL, H./HUGI, H.R. (1979): Stützmauern. In: Grundbautaschenbuch 2. Aufl., Ergänzungsband. Verlag von W. Ernst und Sohn, Berlin München Düsseldorf.
- BLUM, H. (1931): Spannungsverhältnisse bei Bohlwerken. Verlag von Wilhelm Ernst und Sohn.
- BLUM, H. (1944): Beitrag zur Berechnung von Spundwandfangedämmen. Verlag von W. Ernst und Sohn, Berlin.
- BLUM, H. (1951): Beitrag zur Berechnung von Bohlwerken unter Berücksichtigung der Wandverformung. Verlag von W. Ernst und Sohn, Berlin.
- BRANDL, H. (1982): Raumgitter-Stützmauern (Krainerwände). Bundesministerium für Bauten und Technik, Straßenforschung Heft 208, Forschungsges.f.d.Straßenwesen, Wien.
- BRANDL, H. (1992): Konstruktive Hangsicherung. In: Grundbautaschenbuch 4. Auflage, Teil 3, Kapitel 3.8. Verlag Ernst & Sohn Berlin.
- Bundesanstalt für Straßenwesen (1977): Vorläufige Richtlinien für die Anwendung des Bauverfahrens "Bewehrte Erde". Verkehrsblatt-Verlag, Nr. 3076.
- Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau (DGEG 1970): Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben". Die Bautechnik 47, S. 223-233.
- DGEG (1974): Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben". Die Bautechnik 51, S. 228-232.
- DGEG (1976): Empfehlungen des AK "Baugruben". Die Bautechnik 53, S. 289-356.
- DGEG (1980): Empfehlungen des AK "Baugruben". Die Bautechnik 57, S. 217-222.
- Dortmund-Hörder Hüttenunion AG (1960): Larssen-Handbuch. Eigenverlag.
- DÜCKER, H.P. (1992): Neue Konzepte gesucht. HANSA 129, S. 704-710.
- EAU (1990): siehe Arbeitskreis Ufereinfassungen der DGEG.
- FLOSS, R./THAMM, B.R. (1976): Bewehrte Erde - Ein neues Bauverfahren im Erd- und Grundbau. Die Bautechnik 53, S. 217-226.
- FRITZ, H.-J./WAGENPFIL, H.-J. (1974): Arbeitstechnische Untersuchungen im Kanalisationsbau. Bauverlag GmbH, Wiesbaden und Berlin.
- GANTKE, F. (1979): Hoesch-Stahlspundwände bei den Bauwerken des rollenden Verkehrs. Hoesch Eigenverlag, Dortmund.
- GRASSHOFF, H. (1970): Neuere Untersuchungen zum Problem horizontal belasteter Pfähle. Technische Mitteilungen der Staatl.Ingenieurschule Bauwesen Wuppertal, Heft 11.
- HAACK, A./IDELBERGER, K. (1979): Baugruben-Sicherung. Merkblatt der Beratungsstelle für Stahlverwendung Düsseldorf; auch: STUVA Köln.
- HILMER, K. et al. (1982): Kontrollmessungen an einer Raumgitterwand. GEOTECHNIK 5, S. 105-114.
- HOESCH Hüttenwerke AG (1970): Siehe Gantke (1979).
- ICOS (1975): Britain's first Icos-Flex wall installed in London. Ground Engineering.
- JELINEK, R./OSTERMAYER, H. (1967): Zur Berechnung von Fangedämmen und verankerten Stützwänden. Die Bautechnik 44, S. 167-171.
- KRABBE, W. (1964): Das Einbringen schwerer gemischter Spundwände im Vorhafen der vierten Einfahrt in Wilhelmshafen. Die Bautechnik 31, S. 364-368.

- LACKNER, E. (1992): Spundwände für Häfen und Wasserstraßen. In: Grundbautaschenbuch 4. Aufl., Teil 3, Kapitel 3.12. Verlag Ernst und Sohn, Berlin.
- LEE, K.L. et al.(1973): Reinforced Earth Retaining Walls. Journal SMF Div., ASCE 99, S.745-764.
- LEHMANN, H. (1942): Die Verteilung des Erdangriffs an einer oben drehbar gelagerten Wand. Die Bautechnik 20, S.273-282.
- LOOS, W./ BRETH, H. (1949): Modellversuche über Biegebeanspruchung von Pfählen und Spundwänden. Bauingenieur 24, S. 264.
- MOBASSERI, M. (1970): Die Rippenstützmauer, Konstruktion und Grenzen ihrer Standsicherheit. Mitteilung 16 des Instituts für Wasserwirtschaft, Grundbau u. Wasserbau, Universität Stuttgart.
- PECK, R.B. (1969): Deep excavations an tunnelling. State-of-the-Art Volume, Proc.VII.ICSMFE Mexico City, S. 225-290.
- ROWE, P.W. (1952): Anchored Sheet Pile Walls, I, Teil 1. Proc.Inst.Civil Engineering London, S.27-70.
- SCHENCK, W. (1954): Der flach geneigte, gerammte Verankerungspfahl. Die Bautechnik 31, S.155-166.
- SCHMIDT, W. (1992): Überlegungen zu Lastansätzen und Konstruktionsmerkmalen beim Kaimauerbau. HANSA 129, S. 714-720.
- SCHNEEBELI, G./ CAVAILLÉ-COLL, R. (1957): Contribution au Calcul de la Stabilité des Bâtardeaux à Double Paroi de Palplanches. Proc.IV.ICSMFE, II, London, S.233-238.
- SCHUPP, J. (1971): Hochwasserschutz für die Stadt Burghausen. Die Wasserwirtschaft 61, S.112-117.
- SELTENHAMMER, U. (1968): Ankermauer an der Brenner-Autobahn. Österreich.Ingenieur-Zeitschrift 11, S.208-212.
- SIEGENTHALER, R. (1968): Die verankerte Futtermauer bei Därlingen. Straße und Verkehr Nr. 5, S.238-241.
- STARKE, P. (1979): Erweiterte Nomogramme zur Trägerbohlwand- und Spundwandberechnung. Die Bautechnik 56, S.295-302.
- THAMM, B.R. (1981): Messungen an einer Stützkonstruktion aus "Bewehrte Erde" unter statischer und dynamischer Belastung. GEOTECHNIK 4. S.179-193.
- VEDER, C. (1966): Ausführung moderner Gründungen. Bauingenieur 41, S.217-227.
- VIDAL, H. (1966): Terre armée. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et de Travaux Publics, Paris, no. 223-229, S.888-938.
- WEISSENBACH, A. (1992): Baugrubensicherung. In: Grundbautaschenbuch 4.Aufl., Teil 3, Kapitel 3.6. Verlag W. Ernst u. Sohn, Berlin.

H5 Tunnel und Untertagebauten

.01 Allgemeines

Ein Tunnel wird entweder im offenen Einschnitt oder im bergmännischen Vortrieb oder im Schildvortrieb oder im Vorpreßverfahren gebaut je nach Standfestigkeit des zu durchörternden Bodens, der Geometrie des Tunnels und seiner Tiefenlage und den Grundwasserverhältnissen.

Die Bauweise im offenen Einschnitt hat die geringsten Risiken, erfordert aber mindestens vorübergehend eine Inanspruchnahme eines entsprechenden Teiles der Oberfläche. Bauwerke müssen dabei unterfahren (K9), Versorgungsleitungen verlegt oder unterfangen und Verkehrsflächen eingeschränkt oder umgelegt werden. Dadurch kann sich die an sich technisch billigste Lösung, oberflächennahe Tunnel in offener Baugrube herzustellen, in den Gesamtbelastungen und Kosten so ungünstig darstellen, daß der Auftraggeber für den Bau eines Tunnels ein untertägliches Herstellungsverfahren bevorzugt.

Zum Tunnelbau in offener Baugrube siehe Angaben in H2. Ein Sonderfall ist der Bau von Untertunneltunneln in künstlichen, unter Wasser gebaggerten und nach dem Absenken der Tunnelelemente wieder verfüllten Einschnitten, siehe Abschnitt H5.14.

Bei untertäglich gebauten Tunneln gibt es historische Bezeichnungen für die Wände, Decken und Ausbruchquerschnitte, die aus Bild H5.01 zu entnehmen sind. Sie entstammen dem Bergbau, da der untertägige Tunnelbau sich vor der Entwicklung spezieller, insbesondere mechanischer Vortriebsverfahren der im Bergbau erprobten Bauweisen bediente.

Untere Begrenzung: Sohle

Seitliche Begrenzung: Ulme

Obere Begrenzung: Firste

Unverbaute Sohle: Strosse.

Die provisorische Sicherung des Hohlraumes heißt Verbau, die endgültige Sicherung erfolgt durch die Auskleidung. Diese besteht aus dem Gewölbe, das Firste und Ulmen sichert, und der Sohlenabdeckung, die gegebenenfalls durch ein Sohlgewölbe unterfangen wird. Bei getrennter Auskleidung von Firste und Ulmen heißt die Ulmenauskleidung "Unterfang". "Kämpfer" ist der Anschluß vom Firstgewölbe zum Unterfang. Herstellung des Profils im Teil- oder Vollausbau ("Vortrieb").

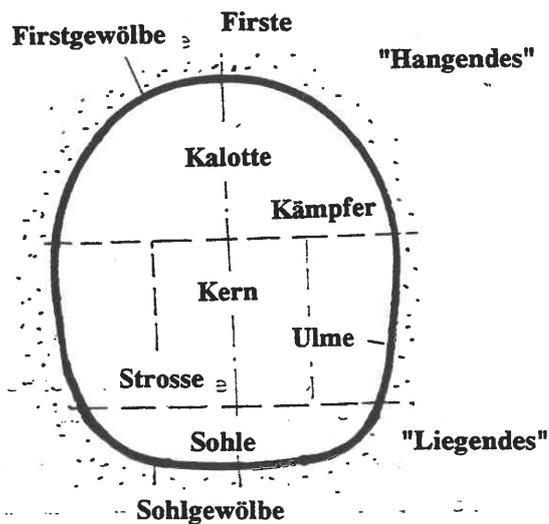


Bild H5.01 Bezeichnungen

.02 Bergmännischer Tunnelbau: Alte Bauweise

Beim bergmännischen Vortrieb wird der vor Ort freigelegte Boden sofort mit Hilfe von Stützelementen gesichert, die mit Hilfsgeräten von Hand - also ohne Mechanisierung - eingebaut werden. Der Verbau

erfolgte früher zimmermannsmäßig mit Bohlen, Brettern, Stützen und Keilen, siehe das in Bild H5.02 gezeigte Beispiel für einen Stollenbau mit Getriebezimmerung.

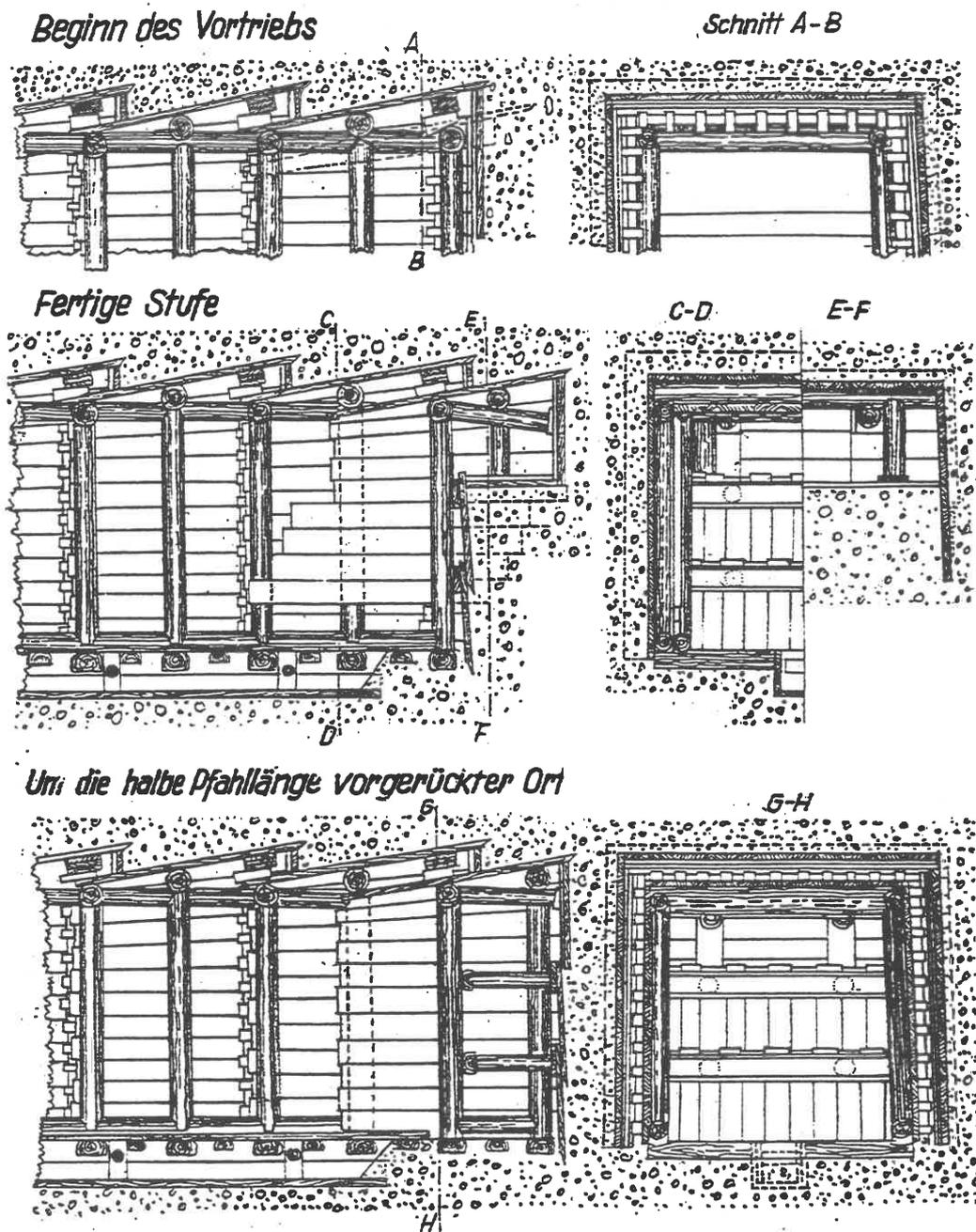


Bild H5.02 Stollenausbau in gezimmertem Verbau (BUDDENBERG 1947)

Der Holzverbau wird heute nur gelegentlich angewendet. Er ist beschränkt haltbar, gibt unter Gebirgs-
spannungen nach und hat nur die Funktion einer Schutzschalung. Bei den normalen Lichtraum-
profilen würde der Aufwand an Material und Arbeit, siehe Beispiel in Bild H5.03, unwirtschaftlich.

Bild H5.03

Tunnelzimmerung: oben Sparrenzimmerung (Alte Österr. Bauweise), unten Jochzimmerung (Englische Bauweise).

- a. Kappe
- b. Sparren
- c. Sparrenfuß
- do. obere Bocksäule
- du. untere Bocksäule
- e. Grundschwelle
- f. Streben
- g. Strebenfuß
- h. Sparrenwandrute
- i. Ixenwandrute
- k. Kappenunterzug
- l. Laufruten
- m. Mittelschwelle
- n. Ulmwandrute
- o. Sprengbolzen
- p. Spreizen
- q. Spannriegel
- r. Wandrute
- s. Schwellenunterzug
- t. Joch- oder Kronbalken
- u. Lehrbogen.

(BUDDENBERG 1947)

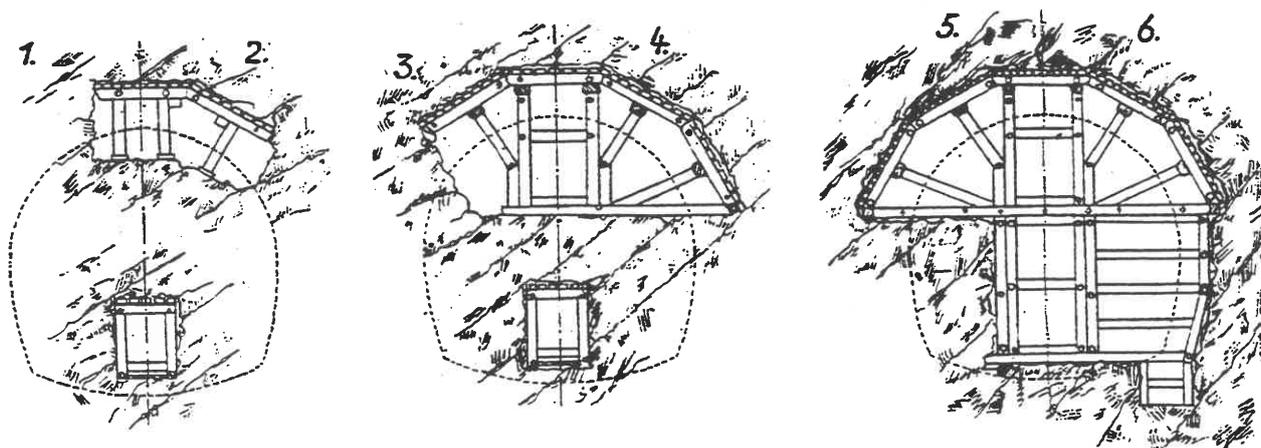
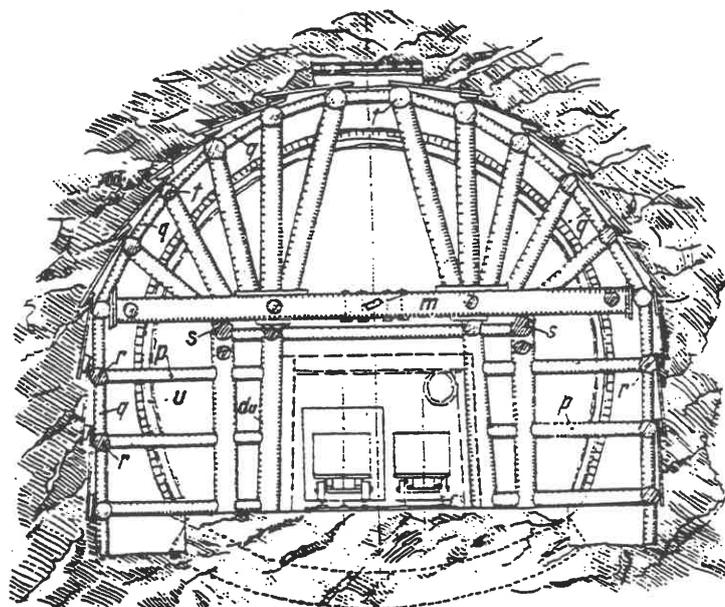
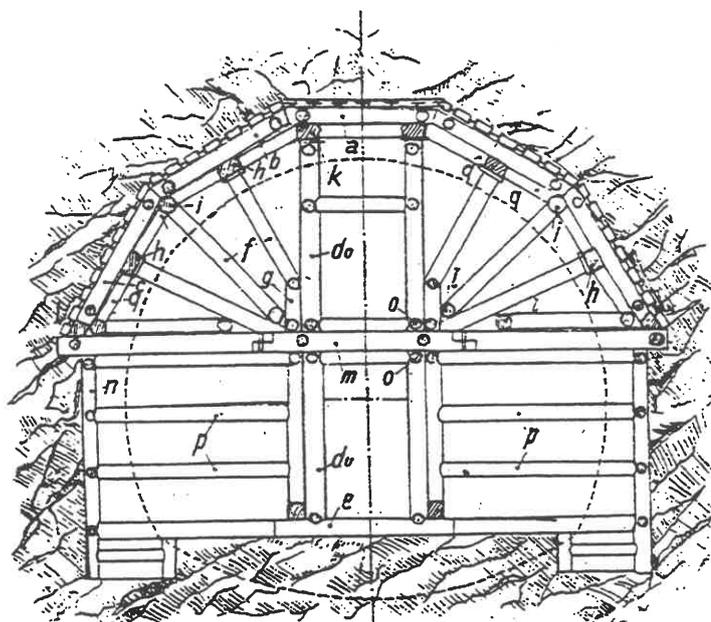


Bild H5.04 Baufolge bei der Sparrenzimmerung ("Alte Österreichische Tunnelbauweise")

.03 Bergmännischer Tunnelbau: Neue Bauweise

Die neuen bergmännischen Tunnelbauweisen nutzen die Festigkeit und die Standzeit des Gebirges aus und verwenden den Baustoff Stahl für die tragenden Elemente und Holz, Stahl oder Beton für die Zwischenräume, wenn der anstehende Boden eine Ausfachung erfordert.

Der Ausbruch erfolgt mechanisch ("Teilschnittmaschine", "Vollschnittmaschine") und muß auf den folgenden Verbau im Zeittakt abgestimmt werden. In günstigen Fällen trägt das Gebirge ohne Ausbausicherung (Tunnel im Festgestein), oder es genügt eine Teilsicherung.

Anmerkung:

Teilschnittmaschinen "sind Maschinen, die mit Raupenfahr- oder Schreitwerk bewegt werden, einen oder mehrere in alle Lagen schwenkbare Arme aufweisen, die eine mechanisch angetriebene Abbauvorrichtung wie Schrämwalze, Schneidrad, Schrämkopf o.ä. tragen. Die Abbauvorrichtungen sind mit Picken besetzt, die das Material aus dem Verband herausbrechen oder fräsen". Reaktionskraft gegen das Gebirge beim Raupenfahrwerk durch Reibung, beim Schreitwerk durch hydraulisches Verspannen im Ausbruchquerschnitt.

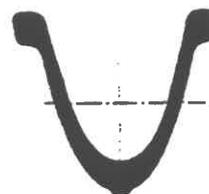
Vollschnittmaschinen sind "Maschinen, die mit Schreitwerken .. bewegt werden. Der Bohrkopf trägt eine angemessene Zahl in Böcken gelagerter Lösewerkzeuge und wird hydraulisch an die Ortsbrust angepreßt. Antriebsaggregate sorgen für die Rotation des Bohrkopfes. Durch die in die Ortsbrust eingetragenen, durch das Abrollen der Werkzeuge ständig wechselnden Laststellen wird das Gestein gebrochen..".

Zitat aus: RICHTLINIEN FÜR DIE HERSTELLUNG VON FELSHOHLRAUMBAUTEN des Arbeitskreises Felshohlraumbau der DGEG.

Der Verbau besteht aus intermittierend eingefügten Rahmen, die in Querrichtung wirken, und einer flächendeckenden Ausfachung, die von Rahmen zu Rahmen trägt. Die Rahmen heißen Ausbaubögen und bestehen ähnlich den Spundwanddielen aus gewalzten oder gepreßten Profil-Stahlblechen, die mit ihrer offenen Seite nach innen gesetzt werden. Beispiele siehe Bild H5.05 (aus: Taschenbuch für den Tunnelbau 1977; dort auch statische Werte). Stoßverbindung durch geschraubte Laschen oder Zusammenspannen übergreifender Bogenelemente. Kraftschluß gegen das Gebirge durch Hinterspritzen von Beton, bei kohäsionslosem Boden durch die Verkeilung der Verzugsbleche. Vorspannung möglich, wo setzungsempfindliche Bebauung unterfahren wird. Längsaussteifung gegen Knicken nicht vergessen! Bogenfüße müssen sicher stehen, d.h. Fußpunkte müssen entweder rück-



TH-Rinnenprofil der Bochumer Eisenhütte Heintzmann & Co.



Glockenprofil GPC₂ der Bergbaustahl GmbH & Co., Hagen/Westf.



GI- und SI-Profile
Lieferfirmen: Bochumer Eisenhütte Heintzmann & Co. und Rhein Stahl AG Umformtechnik und Bergbautechnik.

Bild H5.05 Typische Profile für Ausbaubögen

verhängt oder gegeneinander ausgesteift werden.

Ausbaubogen haben vor allem bei weicher Ausfächung Sinn; bei starrer Ausfächung, z.B. durch Spritzbeton, trägt praktisch das Gewölbe allein, und der Bogen kann allenfalls als Bewehrung angerechnet werden. Bei ausreichender Standzeit des Gebirges wird man daher auf die Bogen verzichten und nur ein Spritzbetongewölbe mit Verankerung nehmen.

Bei größeren Ausbruchquerschnitten werden massive Trägerprofile wegen der erforderlichen Trägheitsmomente und Längen zu schwer. Daher hat man Querschnitte aus Stabstahl-Körben entwickelt, für die Bild H5.06 einige Beispiele zeigt.

Für die Ausfächung kommen in Frage:

- Vorpfänddielen aus Holz, nur für geringe Lasten und leicht rammfähigen Boden.
- Vorpfänddielen aus Stahl, Beispiele hierzu siehe Bild H5.07;
- Vorbaumatten (Bild H5.08);
- Profilbleche in Tafelform wie z.B. das in Bild H5.09 gezeigte Bernold-Blech;
- Gitterflächenelemente (Bild H5.10);
- Baustahlgewebe mit Spritzbeton;

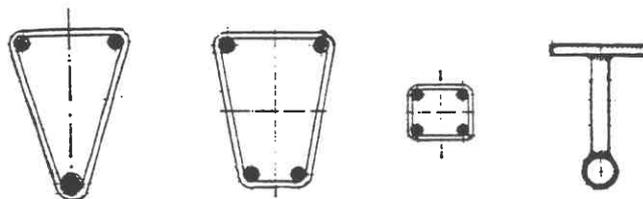


Bild H5.06 Trägerquerschnitte aus Stabstahl

Rhein Stahl AG
Umformtechnik und Bergbautechnik

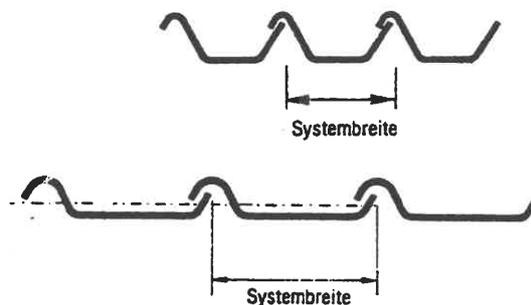
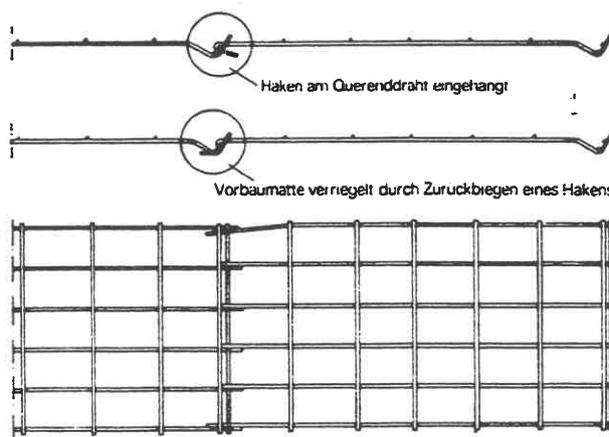


Bild H5.07 Profil-Beispiele für Vorpfänddielen

Vorbaumatten der Rhein Stahl AG
Umformtechnik und Bergbautechnik



EPR-Doppelhaken-Verzugsmatten der
Salzgitter Maschinen AG



Bild H5.08

System Bernold der Bernold AG, Walenstadt/Schweiz

Standardgröße 1200 x 1080 mm
Blechstärken 1, 2, 3 und 5 mm

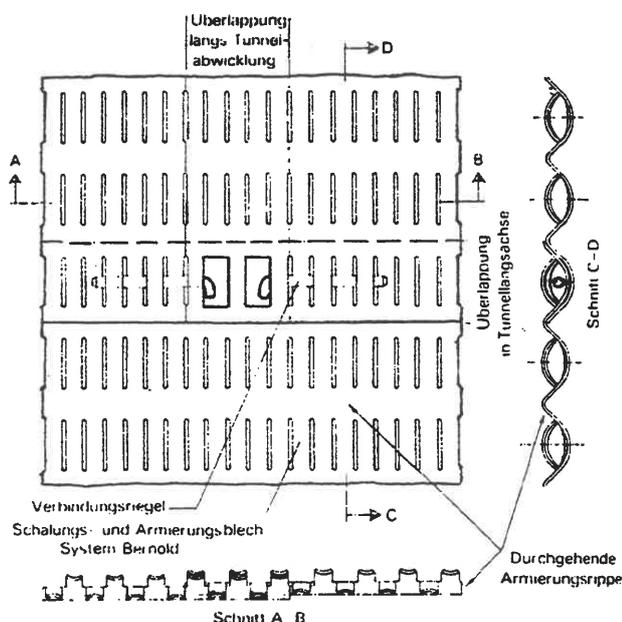


Bild H5.09 Profilblech-Beispiel

Quelle für die Bilder H5.06.09:
Taschenbuch für den Tunnelbau 1977,
Herausgeber: DGE G.

Spritzbeton:

"Spritzbeton für die Sicherung der Hohraumlaibung muß eine den statischen Erfordernissen entsprechende hohe Frühfestigkeit erreichen. Er ermöglicht einen optimalen Verbund mit dem Gebirge.

Spritzbetonschichten weisen wegen der geringen Dicke und des anfangs kleinen Verformungsmoduls meist eine verhältnismäßig kleine Biegesteifigkeit auf und können größeren Verformungen infolge des hohen Kriechvermögens des jungen Betons zunächst bruchlos folgen. Die Oberfläche kann rau, muß aber in sich geschlossen sein...Frischer Spritzbeton ist gegen zu rasche Austrocknung zur Zugluft und bei niedrigen Außentemperaturen in Eingangsbereichen des Bauwerks gegen Gefrieren zu schützen."

(Aus: *Richtlinien für die Herstellung von Felshohlraumbauten*).

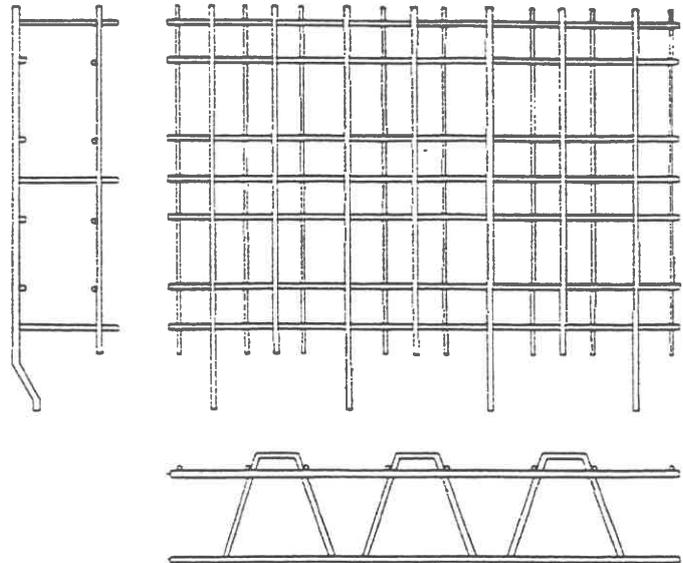


Bild H5.10 Beispiel für ein "Stützgitter-Element" (Taschenbuch f.d. Tunnelbau 1977)

Spritzbeton kann nach dem sog. "Naß-" oder "Trocken-" Verfahren hergestellt werden. Beim Naßverfahren wird das Wasser schon im Mischer, beim meist angewendeten Trockenverfahren erst in der Spritzdüse zugesetzt. Bei Wasserandrang aus dem Gebirge muß das Wasser gedrängt oder durch Abschlauchen abgeführt werden (LINDER 1963). Auf DIN 18 551 wird hingewiesen.

Dicke des Spritzbetons: bei standfestem Gebirge 3 - 5 cm, wobei eine Baustahlgewebe-Matte (N 141 z.B.) als Schwindsicherung empfohlen wird; bei bedingt standfestem Gebirge 5 - 20 cm mit einfacher oder doppelter BStGewebe-Bewehrung; bei wenig standfestem Gebirge in Verbindung mit Stahlbögen.

Bergmännischer Tunnelbau im nicht standfesten Gebirge

Nach dem Muster des "Kölner Verbaus", **Bild H5.11**, muß in kurzen Abschlügen unterfangen werden: Vortreiben von Vorpfänddielen und Setzen von Bogen. Aufteilung des Querschnitts in Teilflächen daher zwangsläufig, **Bild H5.12**. Kernbauweise, um Verkleidung frühzeitig zum Tragen heranzuziehen.

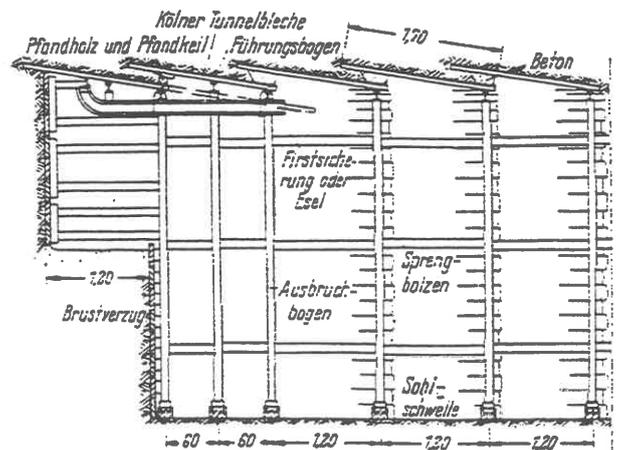
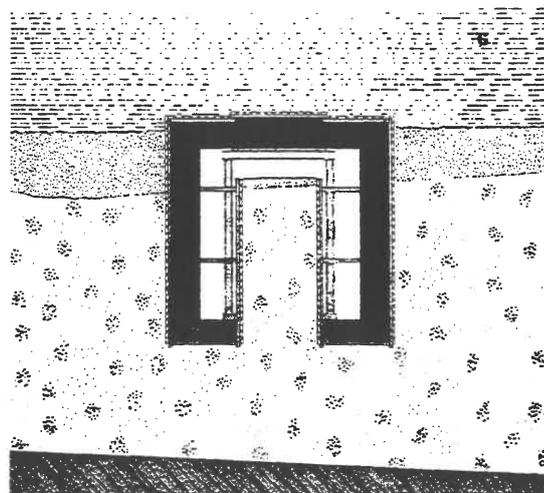
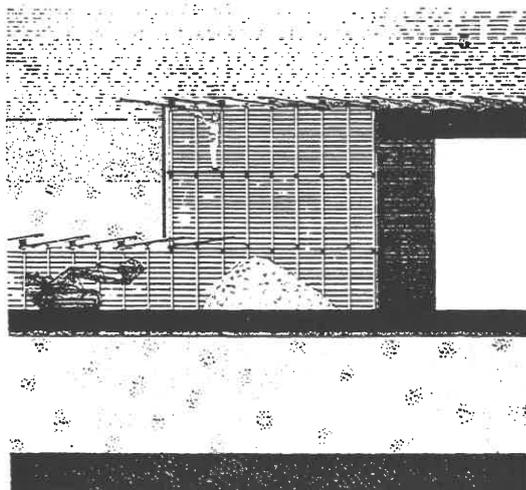
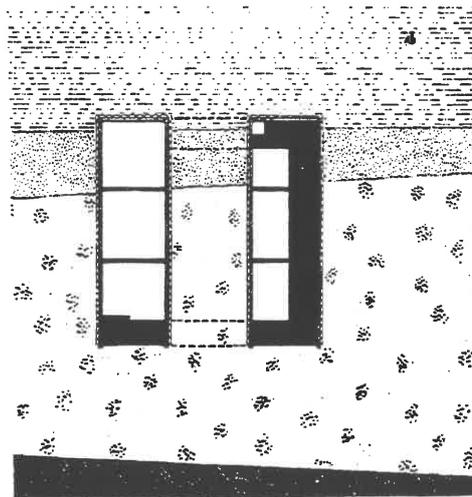
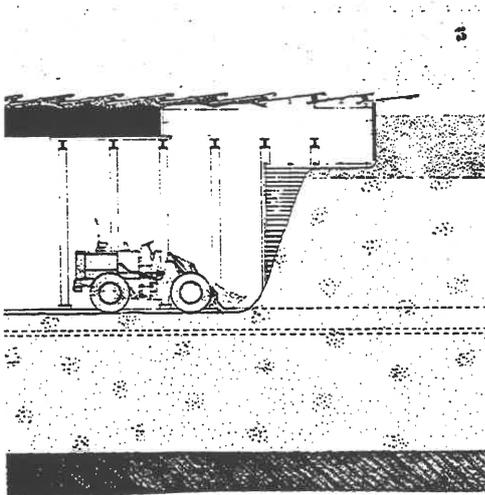
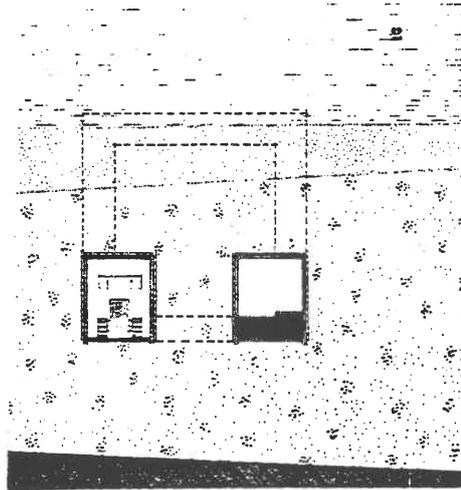
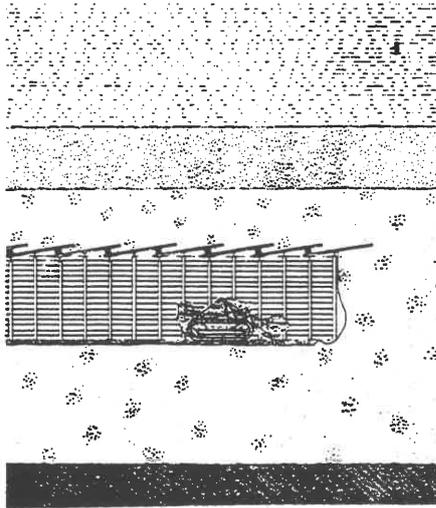


Bild H5.11 (MARKEL/PONTOW 1968)



- 1 Ausbruch und Sicherung der Sohlstollen
- 2 Betonieren der Fundamente
- 3 Ausbruch und Sicherung der Seitenstollen auf volle Höhe — Betonieren der Wände

- 4 Bauzustände im Querschnitt Fundamente bzw. Wände betoniert
- 5 Ausbruch und Sicherung des Erdkerns mit unmittelbar folgendem Deckenbeton
- 6 Querschnitt durch die fertige Außenschale Erdkern noch nicht ausgebrochen

Bild H5.12 U-Stadtbahn Essen, Baulos 16a (Sonderdruck der Stadt Essen)

Eine gewisse Mechanisierung des Verbauverfahrens ist der **Messervortrieb**, Bild H5.13, bei dem der Boden vor Ort durch einen geschlossenen Mantel aus Lamellenblechen ("Messer") von je 20 bis 25 cm Breite und etwa 4,5 m Länge gestützt wird. Die Messer gleiten über 3 Ausbruchbögen. Sie sind wie Spundbohlen über Schlösser gelenkig verbunden und werden paarweise oder einzeln hydraulisch vorgetrieben (Pressenkraft je 200 bis 300 kN). Der Verbau wandert vor dem Ausbau her. Die Ortsbrust wird unter Umsetzen des Brustverzuges stufenweise um eine Feldlänge von 0,75 bis 1,25 m abgebaut. Dann wird der hintere Ausbaubogen nach vorn umgesetzt, so daß der Ausbau um ein Feld verlängert werden kann. Dabei dient der Messermantel als Außenschalung. Bei der nächsten Vortriebstufe werden die Messer in Schüben von 30 - 50 cm vorwärtsgedrückt; gleichzeitig muß der zwischen Boden und Verkleidung entstehende Spalt von etwa 4 cm mit Mörtel verpreßt werden.

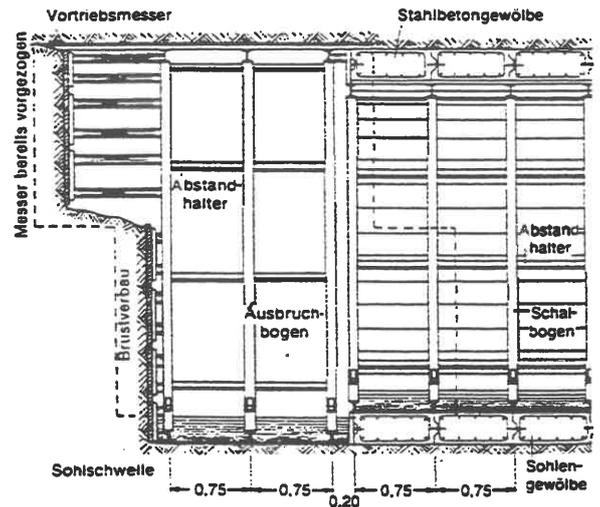


Bild H5.13 Messervortrieb
(Taschb. Tunnelbau 1982)

Vorteil: Messer und Bögen werden wiedergewonnen (im Gegensatz zum Kölner Verbau); keine Beschränkung hinsichtlich Profilform; auch bei geringer Überdeckung ausführbar; Hindernisse können geräumt werden, indem die Messer zunächst seitlich vorbeigeschoben werden. **Nachteil:** geringe Vortriebsleistung von höchstens 1,5 m je Tag wegen Wartezeit zum Erreichen der erforderlichen Mindestfestigkeit des Betons; Kurvenfahrten nur mit Radien über 200 m problemlos möglich; zahlreiche Fugen. Beschleunigung des Vortriebs auch bei Einsatz provisorischer Verkleidungen (Liner Plates oder Spritzbeton mit Streckenbögen) nicht erreichbar.

Praktisch eine Variante des Messervortriebs ist der Vortrieb von Injektions- oder Vereisungslanzen, mit denen vorauslaufend über dem Tunnelausbruch ein Traggewölbe aus verfestigtem Boden geschaffen wird. Voraussetzung ist die Injizierbarkeit (s.a.K2) oder Gefrierfähigkeit ($w > 5\%$; GW-Geschwindigkeit unter 2m/d) des Bodens. Auf diese Weise wurde in Japan 240 m unter dem Meeresspiegel ein 54 km langer Pilotstollen im Lockergestein aufgeföhren (FLIEGNER 1981).

Bergmännischer Tunnelbau im teilfesten Gebirge:

Wenn das Gebirge mindestens kurzzeitig standfest ist, hat sich eine als Neue Österreichische Tunnelbauweise (NÖT) (RABCEWICZ 1965) zwischen 1957 und 1965 entwickelte Technologie als wirtschaftlichste erwiesen. Dabei besteht der Verbau aus einer bewehrten und verankerten Spritzbetonschale, gegebenenfalls provisorisch in Verbindung mit Ausbaubögen, und einer Stahlbetonauskleidung als Innenschale. Bild H5.14 zeigt die Arbeitsschritte.

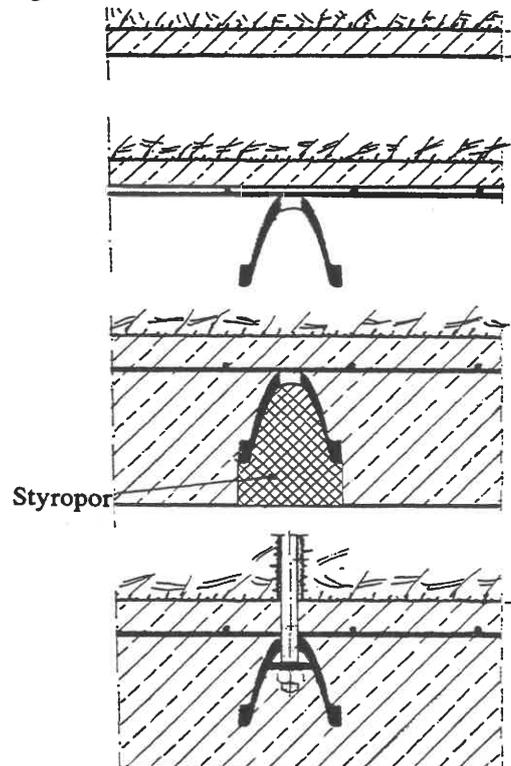
Nach MÜLLER-SALZBURG/ FECKER (1978) sind dabei folgende Grundsätze zu beachten:

1. Da nicht der Verbau, sondern das Gebirge trägt, muß die Gebirgsfestigkeit so weit wie möglich erhalten bleiben und eine Auflockerung vermieden werden.
2. Ein- und zweiachsige Spannungszustände tunlichst verhindern.

3. Gebirgsverformungen so steuern, daß zwar eine Schutzhülle mobilisiert, aber eine Entfestigung des Gebirges minimalisiert wird.
Dazu ist der Verbau rechtzeitig - nicht zu früh und nicht zu spät - einzubringen und der Ausbauwiderstand - Verbau und Ausbau nicht zu starr, nicht zu schwach - entsprechend zu dosieren.
4. Dazu muß das Zeitverhalten des Gebirges richtig eingeschätzt werden (Vorversuche im Labor und in situ, Verschiebungsmessungen im Tunnel, Gebirgsklassifizierung).
5. Die Ausbruchsicherung muß, wenn größere Verformungen zu erwarten sind, flächig wirken, was durch eine Spritzbetonschale am besten erreicht wird. Sie soll dünn und biegeweich sein; erforderliche Verstärkungen erfolgen mit Bewehrungsmatten, Ausbaubögen und Ankern.
6. Verbaumittel und Verbaueiten werden auf Grund von Verschiebungsmessungen des Gebirges festgelegt.
7. Statisch wird der Tunnel als dickwandiges Rohr, bestehend aus dem Gebirgsring und dem Verbau bzw. Ausbau, betrachtet. Daher ist der Ringschluß wichtig!
8. Das Gebirgsverhalten wird wesentlich durch die Ringschlußzeit bestimmt. Weit voreilende Kalotten verlängern sie und setzen die vorkragende Tunnelhalbschale unerwünscht großen Biegebeanspruchungen in Längsrichtung und das Gebirge unter den Kalottenfüßen hohen Belastungen aus.
9. Wegen der Spannungsumlagerungen ist der Vollausbruch besonders vorteilhaft; Teilausbrüche komplizieren und vervielfachen die Spannungsumlagerungen und schädigen das Gebirge.
10. Zur Vermeidung von Kerbspannungen, die das Gebirge zerstören, sollen Ecken im Profil vermieden werden (gerundete Querschnittsformen!).
11. Bei zweischaliger Ausbildung der Tunnelröhre wird auch die Innenschale vorzugsweise schlank gehalten. Kraftschluß mit der Außenschale ist erwünscht, jedoch nicht Reibungsschluß.
12. Das Gesamtsystem Gebirge + Schale soll im wesentlichen schon durch den Verbau stabil sein; die Innenschale dient dann der Erhöhung der Sicherheit. Bei aggressivem Bergwasser muß die Innenschale allein tragen können. Die Anker können nur dann als Daueranker gelten, wenn sie in einem vom Gebirge bestimmten Maß (Durchlässigkeit!) korrosionsgeschützt sind.

Bild H5.14 Arbeitsfolge bei der NÖT
(HOCHTIEF 1976)

- (1) Sicherung durch einen dünnen Spritzbetonputz (wenige cm);
- (2) Verlegen einer Baustahlmatte, z.B. Q 188, und Aufstellen eines Stahlbogens zur Aussteifung (z.B. T.H. 21/58). Bogenabstand 0,5 - 1,9 m je nach Gebirge;
- (3) Verstärken des Spritzbetons auf seine planmäßige Dicke; Ausnehmung für Anker lassen;
- (4) Ankerlöcher bohren, Anker setzen und spannen.



13. Zur Überwachung und Dimensionierung der Gesamtkonstruktion dient die Messung von Betonspannungen sowie von Kontaktspannungen zwischen Schale und Gebirge, aber auch die Fortsetzung der während des Baues vorgenommenen Bewegungsmessungen.
14. Der Strömungsdruck im Gebirge und der hydraulische Druck auf den Verbau werden durch Dränagen entspannt.

Bild H5.15 zeigt im Prinzip die vorzunehmenden Messungen (Grundsatz 6). Die Felsanker sind einmal eine Sicherung gegen das Ablösen der knickgefährdeten Verbau-Schale vom Gebirge. Durch Vorspannen ausreichend langer Anker kann man darüberhinaus eine mittragende Gebirgsschale erzeugen (Systemankerung).

Bild H5.16 zeigt einen typischen Bauvorgang bei Anwendung der NÖT. Die NÖT kann unter Umständen auch mit dem Druckluftverfahren kombiniert werden (DISTELMEIER 1981). Problematisch werden kann der Umfang der Luftverluste durch den frischen Spritzbeton und durch unentdeckt gebliebene Luftwegigkeiten wie z.B. alte Bohrungen, Kanäle etc.

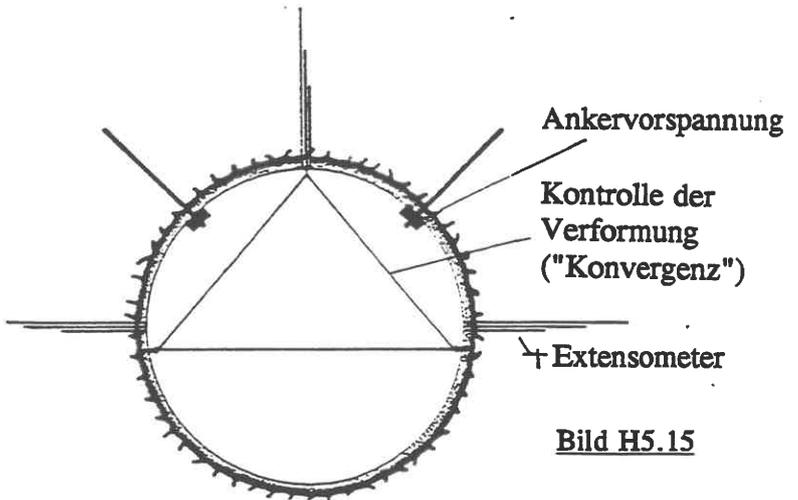
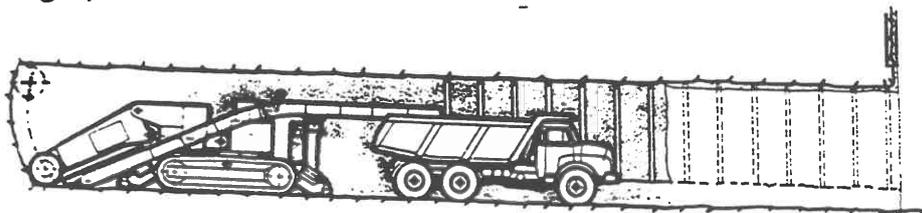
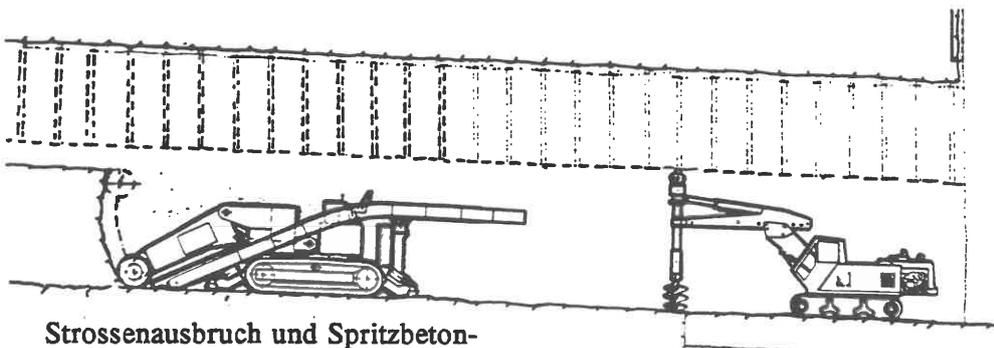
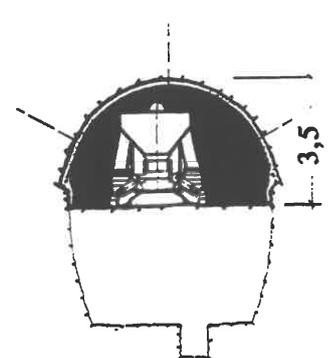


Bild H5.15



Kalottenausbruch und Sicherung des Gewölbes durch Streckenbögen, Spritzbeton und Felsnägel



Strossenausbruch und Spritzbetonsicherung der Ulmen, Ausbruch des Drängrabens

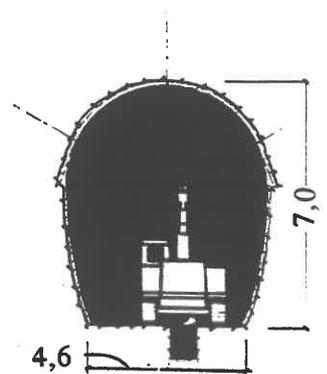


Bild H5.16 Bau der Stadtbahn in Dortmund (Arge Stadtbahn Neuer Markt)

.04 Schildvortrieb, Handschild

Bei Baugrubentiefen über 10 m und bei Baulosen mit mehrfachen Gebäudeunterfahrungen wird der Tunnelbau untertage wirtschaftlich (STUVA 1979). Bei Baulosen von mehr als 100 m Länge im Lockergestein wird die Ausbruchsicherung im bergmännischen Verfahren wegen des Überwiegens der Handarbeit zu schwerfällig und teuer. Daher hat sich aus dem Messervortrieb schon im 19. Jahrhundert der Schildvortrieb entwickelt, bei dem die Schutzschalung in einem Stück (Vollausbruch) mit Pressen in den Berg hineingedrückt wird. Außerdem ist nach wie vor eine Sicherung der Ortsbrust (Brustverbau) notwendig, wenn der Boden nicht standfest ist. Bild H5.17 (KRABBE 1971) zeigt das Vortriebssystem. Beim Durchhören von fließfähigen und rolligen Schichten soll zwischen Arbeitskammer und rückwärtigem Teil des Schildes eine weitere Trennwand (Schott) vorgesehen werden, die bei einem hydraulischen Grundbruch vor Ort sofort geschlossen werden kann.

Arbeitsstakte:

- (1) Einbau eines Auskleidungsringes;
- (2) Ansetzen der Schildpressen für den Vorschub, Bodenförderung, Vorpressen.

Der sonstige Tunnelausbau einschließlich des Verpressens des Ringspaltes zwischen Auskleidung und Baugrund läuft zeitlich parallel dazu. Die Pressenkräfte müssen von der Tunnelauskleidung übernommen werden, wobei auch ein Versatzmoment auftritt, weil die Achsen der Pressen einen kleineren Radialabstand von der Tunnelachse haben als - im allgemeinen - die Mittellinie der Auskleidung.

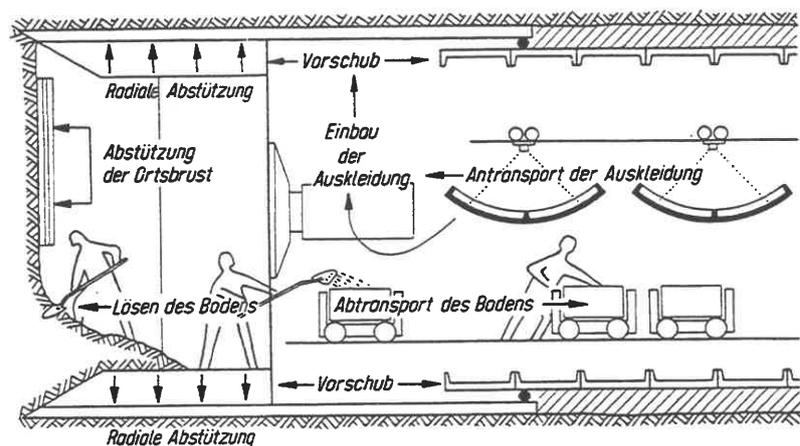


Bild H5.17 Tunnelbau mit Handschild (KRABBE 1971)

Schildschneide: meist dreieckiger Stahlblech-Hohlkasten mit aufgeschweißter Panzerung. Einzelabschnitte müssen bei Beschädigung auswechselbar sein. Bei fester Unterlage auch Schneide in "Hauben"-Form (Obere Hälfte etwas vorkragend).

Schild-Mittelteil: mit Rippen ausgesteifter Hohlkasten, der entweder den Firstdruck unmittelbar aufnimmt (einschalig) oder, wie in Bild H5.18, innerhalb des verlängerten Schneidenblechs (zweischalig) beweglich bleibt.

Der Mittelteil überträgt die Pressenkräfte auf die Schneide und nimmt die Arbeitsbühnen auf.

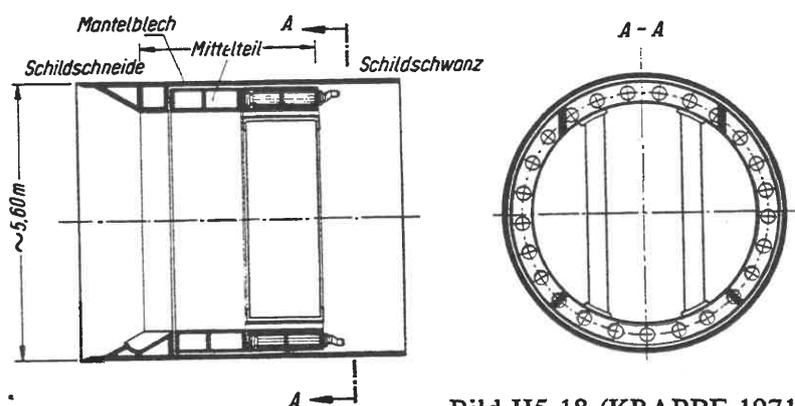


Bild H5.18 (KRABBE 1971)

Schildschwanz: 20 - 50 mm dickes Stahl-Ringblech, das im voll ausgefahrenen Zustand des Schildes noch 30 - 40 cm über die fertige Auskleidung reichen soll. Außendurchmesser ist um die doppelte Blechdicke und ein Toleranzmaß (nach amerikanischer Erfahrung 1,2 % des Tunneldurchmessers) größer als der Durchmesser der Verkleidung. Toleranzmaß ist nötig, um Kurven zu steuern und Kurskorrekturen zu ermöglichen. Dichtung zwischen Schildschwanz und Verkleidung erforderlich, damit Verpreßmörtel nicht in die Kammer läuft. Bild H5.19 zeigt Beispiele für verlorene und mitgeführte Dichtung. Auch Gummiprofile sind verwendet worden.

Erektor: drehbarer Montagekran im hinteren Schildmittelteil, um die Auskleidungs-Elemente (z.B. Tübbinge) einbauen zu können.

Pressen: jede Presse hat etwa 2 MN Druckkraft bei 1,3 m nutzbarem Hub. Sie muß entweder so gelagert sein, daß sie als Gelenkstab wirken kann oder ihr Fußpunkt (Tunnelseite) muß versetzbar sein. Die Pressen sind auf einem Stützring montiert,

der sich auf die Verkleidung abstützt. Gesamt-Pressenkraft muß die Reaktionskräfte am Schildmantel, Schneide und evtl. Brustverbau überwinden. Bezogen auf den Tunnelquerschnitt, wächst die erforderliche Druckspannung zunächst proportional zur Bodengewichtsspannung und bleibt dann auf dem Wert stehen, der einer Bodenüberdeckung gleich dem doppelten Tunneldurchmesser entspricht.

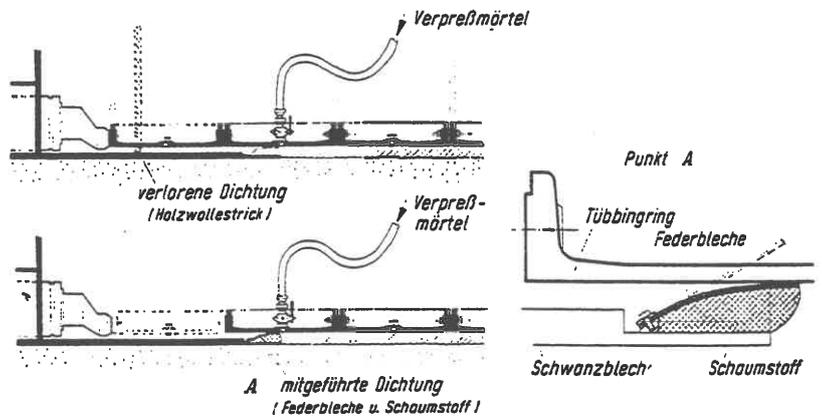


Bild H5.19 Beispiele für Schild-Dichtungen (KRABBE 1971)

Abbau des Bodens an der Ortsbrust:

Die Mineure stehen auf Arbeitsbühnen, lösen den Boden und ziehen gegebenenfalls den Brustverbau ein, Bild H5.20, von oben nach unten fortschreitend. Bühnen können unabhängig von der Schildfahrt stehen bleiben oder hydraulisch vorgedrückt werden. Brustverbau wird ebenfalls hydraulisch gegen den Boden gedrückt. Boden böscht sich, so weit er freigelassen wird, ab. Bei zum Fließen neigenden Böden muß entweder im voraus durch Vakuumlanzen entwässert oder mit Drucklufthilfe gearbeitet werden, auch wenn der GW-Spiegel unter der Tunnelsohle ist.

Bei extrem weichen Böden baut man den anstehenden Boden überhaupt nicht ab, sondern verdrängt ihn: der Schild ist dann an der Brust ganz geschlossen.

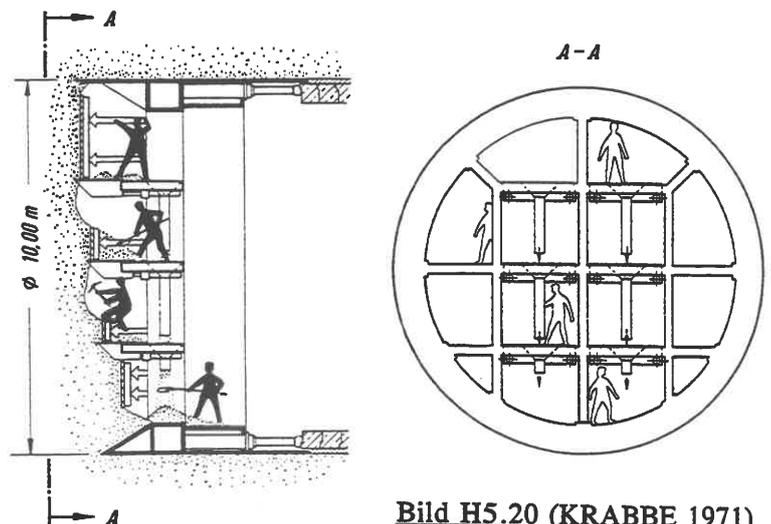


Bild H5.20 (KRABBE 1971)

Bild H5.21 zeigt eine Rationalisierung des Brustverbau: die Fläche ist durch Bühnen in etwa 1 m hohe Schlitze aufgeteilt, die fest mit dem Schild verbunden sind und beim Vortrieb in den Boden einschneiden (größere Pressenkräfte erforderlich!). Dabei muß meist von Hand nachgeholfen werden. Gespart wird aber das zeitraubende Umsetzen der Verbau-Elemente. Allgemein gibt der Brustverbau den Baufortschritt an: man erreicht mit dem Handschild etwa 3 bis 5 m/d.

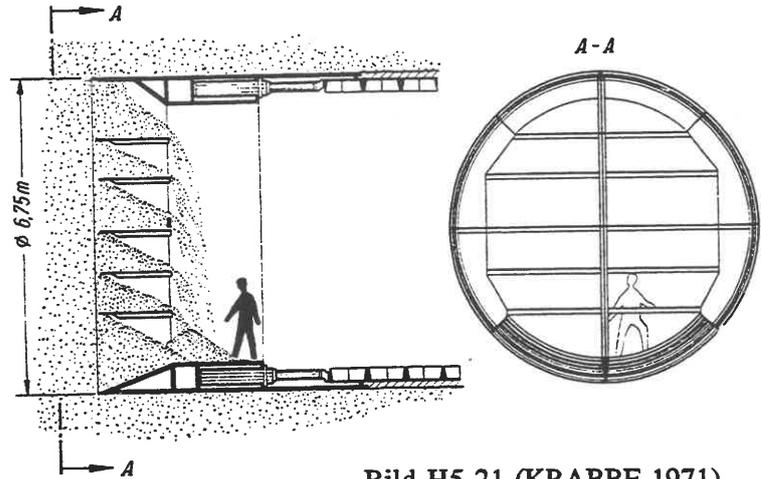


Bild H5.21 (KRABBE 1971)

.05 Schildvortrieb, teilmechanisch

Beim teilmechanischen Schildvortrieb wird die Handarbeit auf den Arbeitsbühnen durch kleine Hydraulikbagger ersetzt, **Bild H5.22**. Auch die Brustabstützung kann durch hydraulisch gedrückte Brustplatten mechanisiert werden. Vortriebsleistung liegt hier bei 4 - 8 m/d. Auch das Lösen des Bodens mit Spüllanzen ist ausgeführt worden (WAYSS & FREYTAG 1971/72).

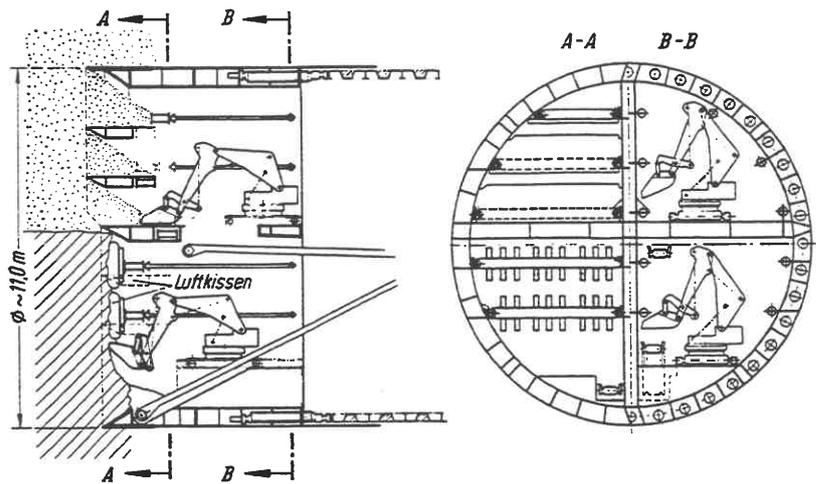


Bild H5.22 Teilmechanischer Schildvortrieb beim Elbtunnel in Hamburg (KRABBE 1971)

.06 Schildvortrieb, vollmechanisch

Bei den großen Tunneldurchmessern, die heute im Verkehrsbau gefordert werden, lohnt sich bei Loslängen von etwa 1000 m der Einsatz einer vollmechanischen Vortriebsmaschine: Boden wird über die ganze Brustfläche in einem Arbeitsgang mittels eines Schürfkopfes, der gleichzeitig auch stützt, gelöst, fällt nach unten, wird mit Greifarmen auf ein Transportband gezogen und über ein Zwischensilo auf Transportfahrzeuge gegeben. Entwicklung bereits seit 1897: rotierende Fräsen, die in homogenen bindigen Böden Tagesleistungen bis

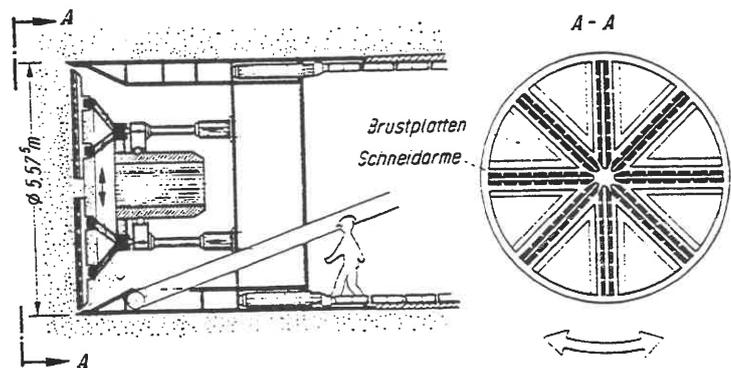


Bild H5.23 (KRABBE 1971)

über 12 m erreichten (Münchner U-Bahn-Bau). Schwierig ist die Vollmechanisierung beim Durchfahren geschichteter Böden, wenn der Abbauwiderstand schichtweise sehr unterschiedlich ist. Da rotierende Fräsräder sich leicht festarbeiten, wurde 1968 der Bade-Holzmann-Schild mit pendelnder Messerscheibe, Bild H5.23, entwickelt. Zwischen den Messern können Brustplatten hydraulisch gegen den Boden gefahren werden, wodurch allerdings der Reibungswiderstand erheblich anwächst. Tagesleistung etwa 8 m.

Thix- oder Bentonitschilde:

Die Schwierigkeiten mit der Stützung der Ortsbrust beim vollmechanischen Schild führten ab 1972 zur Entwicklung des Schildes mit suspensionsgestützter (Prinzip der Schlitzwand, s.K10) Ortsbrust. Die Schildkammer wird daher im Normalbetrieb völlig gegen den Tunnelraum abgeschottet und unter den Suspensionsdruck gesetzt, der dem aus Wasserdruck und effektivem Bodendruck resultierenden Ortsdruck das Gleichgewicht hält. Der Boden an der Ortsbrust ist damit frei abbaubar, was durch von außen gesteuerte Schürfräder (WAYSS & FREYTAG AG) oder Schrämmköpfe (PH.HOLZMANN AG) oder neuerdings auch mit Hochdruckspülung ("Hydrojet" von WAYSS & FREYTAG AG) geschieht. Das gelöste Gut fällt in die Suspension; die mit dem geförderten Boden angereicherte Suspension wird

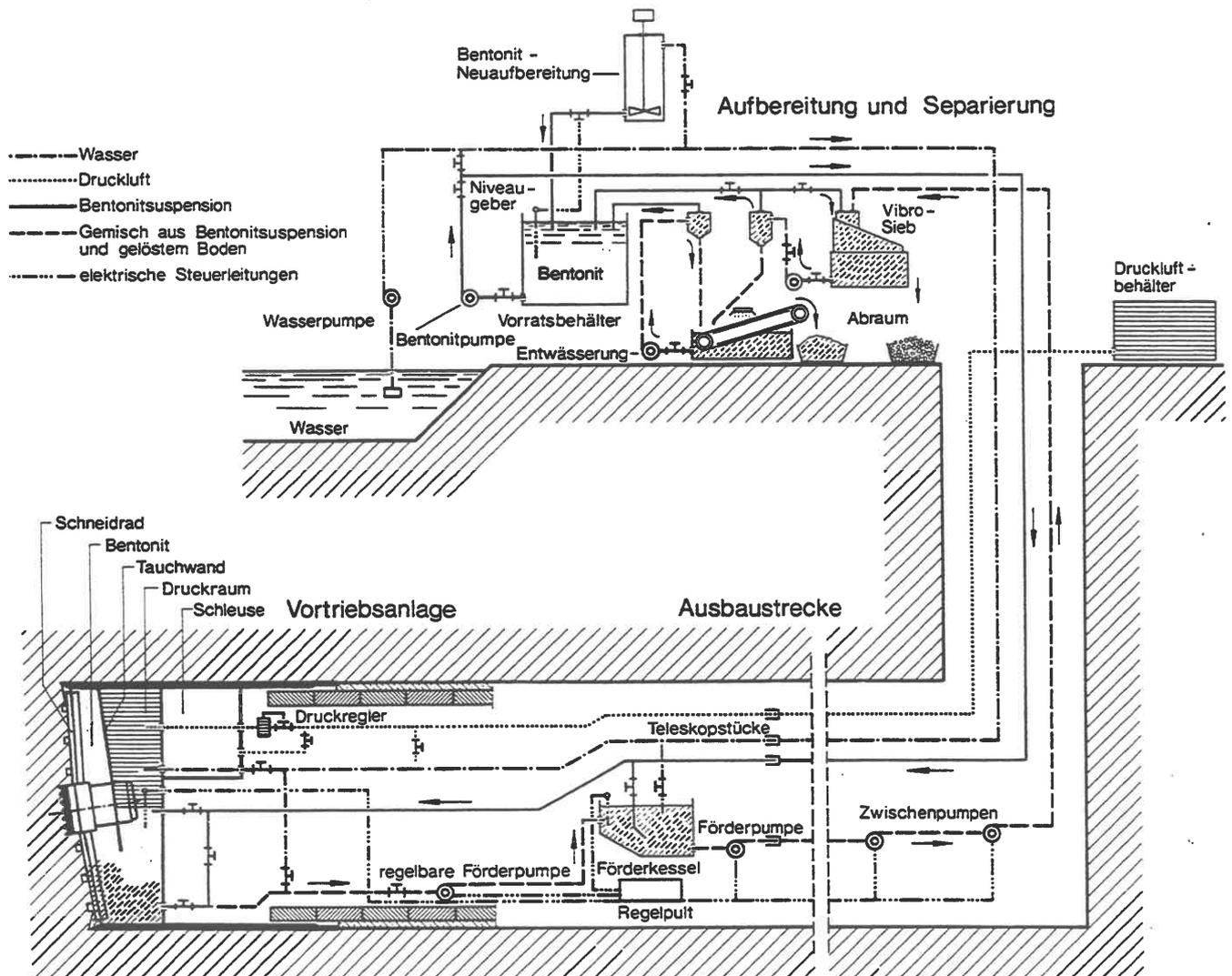


Bild H5.24 Hydroschild: Systemzeichnung

an der Sohle der Arbeitskammer abgezogen und in eine Trennanlage geleitet, Bild H5.24 (DYCKERHOFF & WIDMANN 1975; JACOB 1977/78). Das Verfahren erfordert eine durch automatische Regelungen gut gesicherte Abstimmung zwischen den zu- und abgeführten Flüssigkeitsmengen. Die Steuerventile müssen Überlastungssicherungen haben, um Druckschläge bei Teilverstopfern zu vermeiden. Umgekehrt muß auch für den Fall vorgesorgt sein, daß die Suspension plötzlich durch unvorhergesehene Hohlstellen im Boden abläuft oder in Form eines hydraulischen Grundbruchs in solche Hohlräume einbricht. Dazu Zusatz von Füll- und Sperrstoffen, die aber separierbar sein müssen. Wenn die Maschine mit einem Hindernis nicht fertig wird, muß die Arbeitskammer mit Druckluft freigedrückt werden, damit die Mineure eingeschleust werden können. Beim vollmechanischen Schildvortrieb können nicht-kreisförmige Querschnitte nur mit dem Schild nach Bild H5.25 oder dem Hydrojet-Schild aufgeföhren werden.

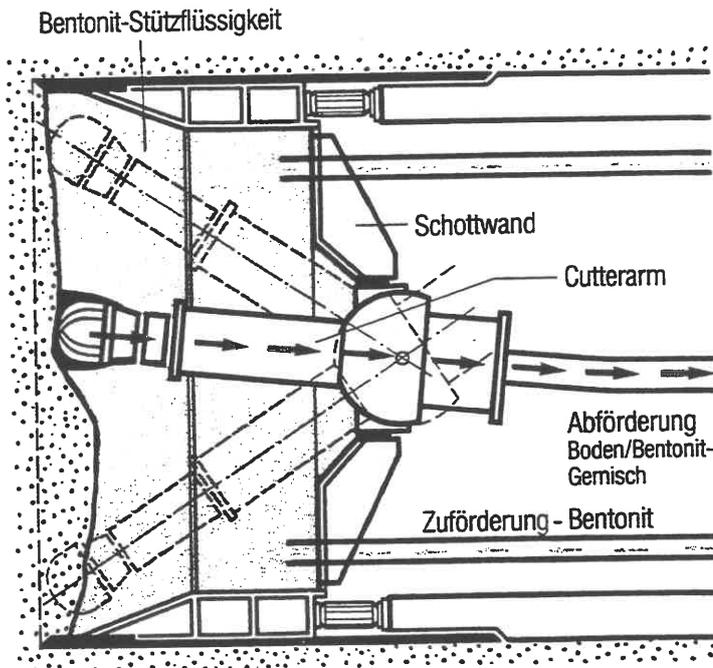


Bild H5.25 Thixschild mit Schrämmkopf
(KRABBE 1981)

Schildvortrieb mit volumenkonstanter Bodenentnahme (Erdstützung).

In Japan wurde 1974 erstmalig eine Maschine eingesetzt, bei der man die Arbeitskammer sich mit dem anstehenden Boden füllt (das bewirkt das Schneidrad) und mittels Schneckenförderer immer nur so viel Material aus der Kammer abzieht, wie es dem Vortriebsvolumen entspricht. Damit soll der Erddruck auf dem Niveau des Erdruhedrucks gehalten werden.

Die Zahlen in Bild H5.26 bedeuten:

1. Schneidradantrieb, 2. Schneckenförderer, 3. Antrieb für (2), 4. Schildschwanzdichtung, 5. Förderband, 6. Presse für eine Luke, 7. Tübbing (Verkleidung, s. H5.08), 8. Erektor, 9. Schott, 10. Rahmen für die Schneid-Einrichtung, 11. Schneidscheibe.

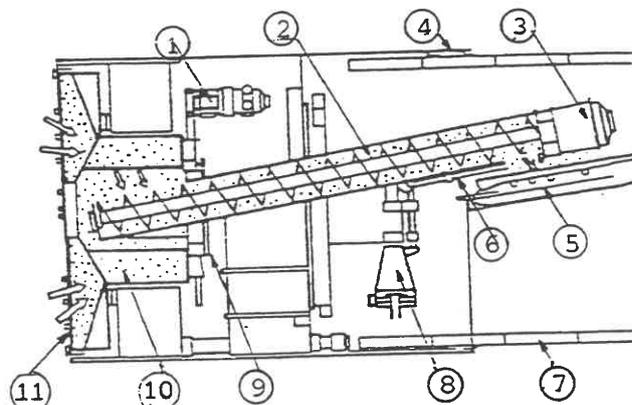


Bild H5.26 Schildvortrieb mit volumenkonstanter Bodenentnahme
(FUJITA 1981)

Dieses in Europa bisher weniger angewandte Verfahren dürfte sich auf alle Fälle beschränken, wo der anstehende Boden durch die Arbeit des Schneidrades und des Schneckenförderers ver-

flüssigt werden kann. Die Beseitigung von Hindernissen dürfte bei diesem Verfahren sehr schwierig werden, weil sie entweder von außen angebohrt und zerkleinert werden müssen oder die Arbeitskammer unter Druckluft oder Flüssigkeitsdruck gesetzt und dann ausgeräumt werden muß.

.07 Schildvortrieb unter Druckluft

Für den Druckluftbetrieb im Tunnel gilt das in H01.5 für Druckluftgründungen Gesagte. Eine Besonderheit ist beim horizontalen Vortrieb unter Druckluft der höhere Luftverlust: Luftdruck muß auf den Wasserdruck in Höhe der Tunnelsohle abgestellt werden, so daß zum First hin unvermeidlich ein Luftüberdruck auftritt, weil der Wasserdruck linear abnimmt. Außerdem ist die Tunnelverkleidung nicht luftdicht. Um Ausbläser zu vermeiden, muß die Bodenüberdeckung eines Tunnels ausreichend groß im Vergleich zum maximal eingesetzten Luftüberdruck in m Wassersäule sein.

Der unter Druckluft zu stellende Tunnelteil wird durch eine Druckwand abgeschlossen, an die auch die Personen- und Materialschleusen montiert werden. Sie kann aber erst eingebaut werden, wenn eine ausreichende Mindestlänge des Tunnels aufgefahren ist. Unter Umständen muß man daher schon den Anfahrschacht nach der Schildmontage unter Druckluft setzen, ehe der Schild die Schachtwand durchsticht.

In jedem Fall lohnt es sich zu prüfen, ob eine Grundwasserabsenkung längs der Tunneltrasse möglich ist, um entweder ganz oder teilweise auf den Druckluftbetrieb verzichten zu können. Beachte: auch wenn das Grundwasser ganz abgesenkt werden kann, muß eine Notanlage für Druckluftbetrieb auf der Baustelle vorgehalten werden.

.08 Tunnelauskleidung mit Tübbing

(Verfasser: Dr. Ing. H. Kessler, Hamburg)

Der Querschnitt eines in geschlossener Bauweise im Lockergestein aufgefahrenen Tunnels ist aus statischen und herstellungstechnischen Gründen möglichst kreisförmig. Das ermöglicht es insbesondere, die Tunnelauskleidung - entweder Ring für Ring oder in fortlaufender Wendel - aus vorgefertigten Bausteinen vor Ort zu montieren. Diese Bausteine heißen im Tunnelbau Tübbinge. Als Werkstoffe kommen Gußeisen, Stahl und Stahlbeton in Frage. Ausführungsbeispiele findet man bei APEL (1968), MANDEL/WAGNER (1968/69), HAACK/KLAWA (1982). Der Kostenanteil der Verkleidungselemente ist erheblich: bei gußeisernen Tübbing kann allein die Lieferung die halben Baukosten ausmachen.

Gußeiserne Tübbinge

Bei der Entwicklung gußeiserner Tübbinge griff man auf die Erfahrungen mit den Schachtauskleidungen im Bergbau zurück. Bei den überwiegend durch Längskraft beanspruchten Schachtpanzerungen nutzt man die hohe Druckfestigkeit des Materials günstig aus. Ausführungen mit großer Lebensdauer beweisen die gute Korrosionsbeständigkeit. Gußeisen ist eine Eisenlegierung mit mehr als 1,7 %

Kohlenstoff, der frei als Graphit im Gefüge eingelagert ist. Davon werden die Werkstoffeigenschaften maßgebend beeinflusst (WILD 1973).

Im allgemeinen wird Gußeisen (GE) für die Tübbinge genommen, bei dem der Kohlenstoff als Lamellengraphit eingelagert ist: Grauguß GG-14 bis GG-18 und hochwertiger GG-22 bis GG-26; in Sonderfällen sogar bis GG-40 (d.h. 40 MN/cm² Zugfestigkeit). Seit den 50er Jahren gibt es GE mit Kohlenstoff in Form von Graphit-Kugeln (DIN 1693), das allerdings schon mehr dem Stahl als dem GE gleicht (Bezeichnung GGG-38 bis GGG-70).

Bild H5.27 zeigt die Arbeitslinien von Tübbing-Werkstoffen bei Zug, die bei höherer Spannung ausgeprägt nichtlinear werden. Diese Plastifizierbarkeit ist bei Tunnelauskleidungen sehr wichtig: höhere garantierte Bruchdehnungen können wichtiger sein als hohe Festigkeitswerte.

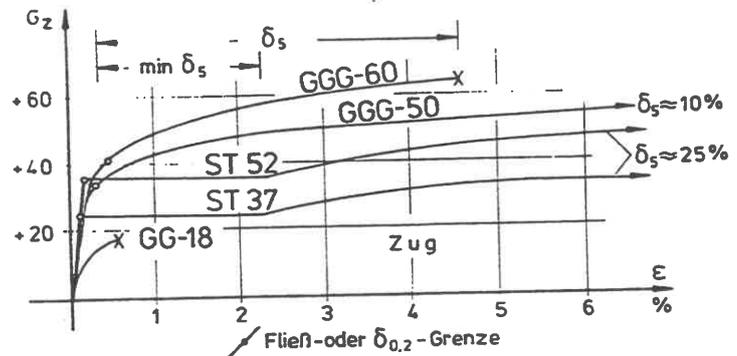


Bild H5.27 Vergleich der Arbeitslinien bei Stahl und Gußeisen (DUDDECK 1973)

(Beispiele: Elbtunnel Hamburg, Beanspruchung vorwiegend durch Ringdruckkräfte, Tübbing aus GGG-60 mit erhöhter Bruchdehnung; Wiener U-Bahn, Beanspruchung wegen geringer Bodenfestigkeit auch auf Biegung, Tübbinge aus GGG-50.)

Bild H5.28 zeigt die Elemente des GE-Ausbaus. Die Tübbinge werden miteinander verschraubt, die Löcher durch Grummets gedichtet, die Fugen mit Blei verstemmt. Der First-Tübbing heißt Schlußstein und muß, um eingesetzt werden zu können, lotrechte Flankenflächen haben.

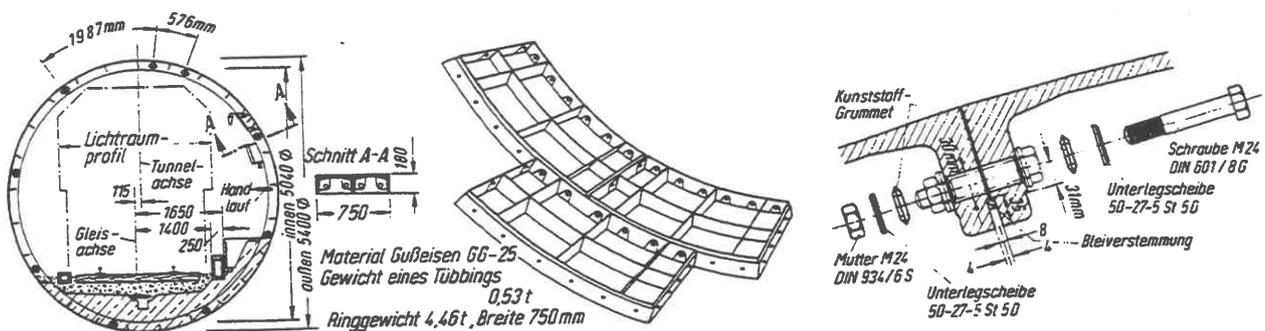


Bild H5.28 Elemente des GE-Tübbing-Ausbaus (KRABBE 1981)

Die Formgebung der GE-Tübbinge ist durch den Herstellungsvorgang beschränkt:

- (a) der Tübbing muß so gestaltet sein, daß er aus der Gießform gelöst werden kann;
- (b) seine Abmessungen sind durch die Möglichkeiten der Gießtechnik begrenzt;
- (c) die Abkühlgeschwindigkeit beeinflusst wesentlich die Festigkeit. Daher kommt es bei Gußstücken auf ein günstiges Verhältnis zwischen Oberfläche und eingeschlossenem Volumen an.

Beim Entwurf sollten daher folgende Abmessungen eingehalten werden:

- größte Tübbingbreite unter 1200 mm,
- größte Außensehnenlänge unter 2300 mm,
- Wanddicke mindestens 14 (12) mm und Verhältnis der maximalen zu minimalen Wanddicke unter 2.

Bild H5.29 zeigt an 3 Beispielen die Entwicklung beim Entwurf von GE-Tübbing:

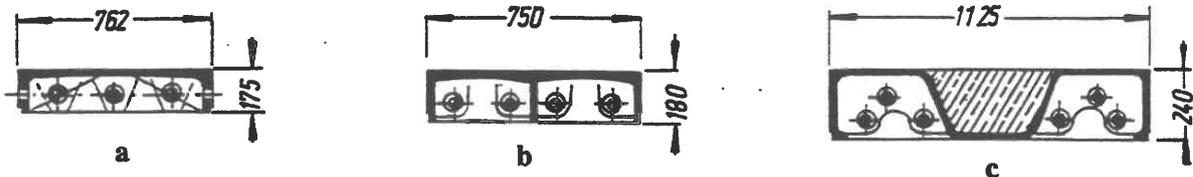
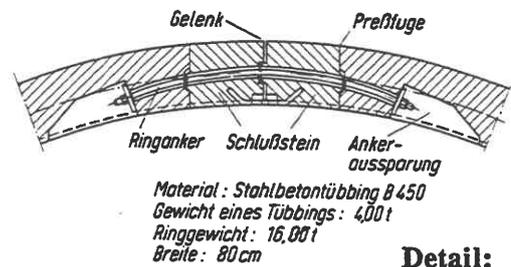
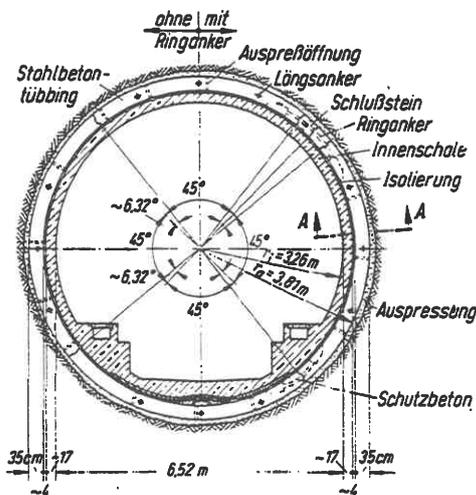


Bild H5.29 Profil-Beispiele von GE-Tübbing

Bei dem U-Profil (a) und bei dem durch eine zusätzliche Mittelrippe (Kammquerschnitt) erweiterten Profil (b) ist die Schwerlinie weit nach außen verschoben; diese Formen müssen daher i.a. übermäßig schwer ausgebildet werden, um das für die Biegezugbeanspruchung im First erforderliche Widerstandsmoment am Innenrand zu erreichen, während die Außenfaser nicht ausgenutzt ist. Dagegen hat (c) eine günstigere Lage der Schwerlinie (Wellenform, Keulenverstärkung der Ringflansche), aber den Nachteil, daß Zusatzmaßnahmen bei den Tübbingstößen nötig sind, weil das einspringende Wellental als Platz für die von innen eingebaute Stoßflanschverschraubung verloren ist und eine innen umlaufende Verstemmung die Biegedruckzone der Tübbing in der Ulme durchschneidet.

Stahlbeton-Tübbing

Wegen der hohen Materialkosten des GE-Ausbaus geht man dazu über, Stahlbeton-Tübbing einzusetzen. Nach APEL (1968) geschah das in Deutschland erstmalig 1958 beim Bau eines Abwassertunnels unter dem Rhein und 1958/60 beim Hamburger U-Bahn-Bau (MANDEL/WAGNER 1968/69). Das technische Problem dabei: die Einhaltung einer großen Maßgenauigkeit und die Fugendichtung, ist heute gelöst.



Detail: Schlußstein

Detail A-A

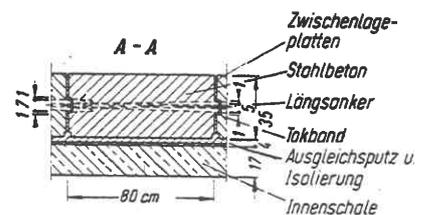


Bild H5.30 Beispiel eines zweischaligen Stb-Ausbaus bei der Münchner U-Bahn, Los 7 (KRABBE 1971)

Dabei war zunächst bei im Grundwasser liegenden Tunneln der zweischalige Ausbau mit geklebter Dichtungshaut die Regel, Bild H5.30. 1962 wurde bei der Pariser Métro der erste einschalige Tunnel mit Stahlbeton-Tübbingen gebaut. In Deutschland datiert die erste Ausführung dieser Art von 1973 beim Münchner U-Bahn-Bau (DISTELMEIER 1975), Bild H5.31.

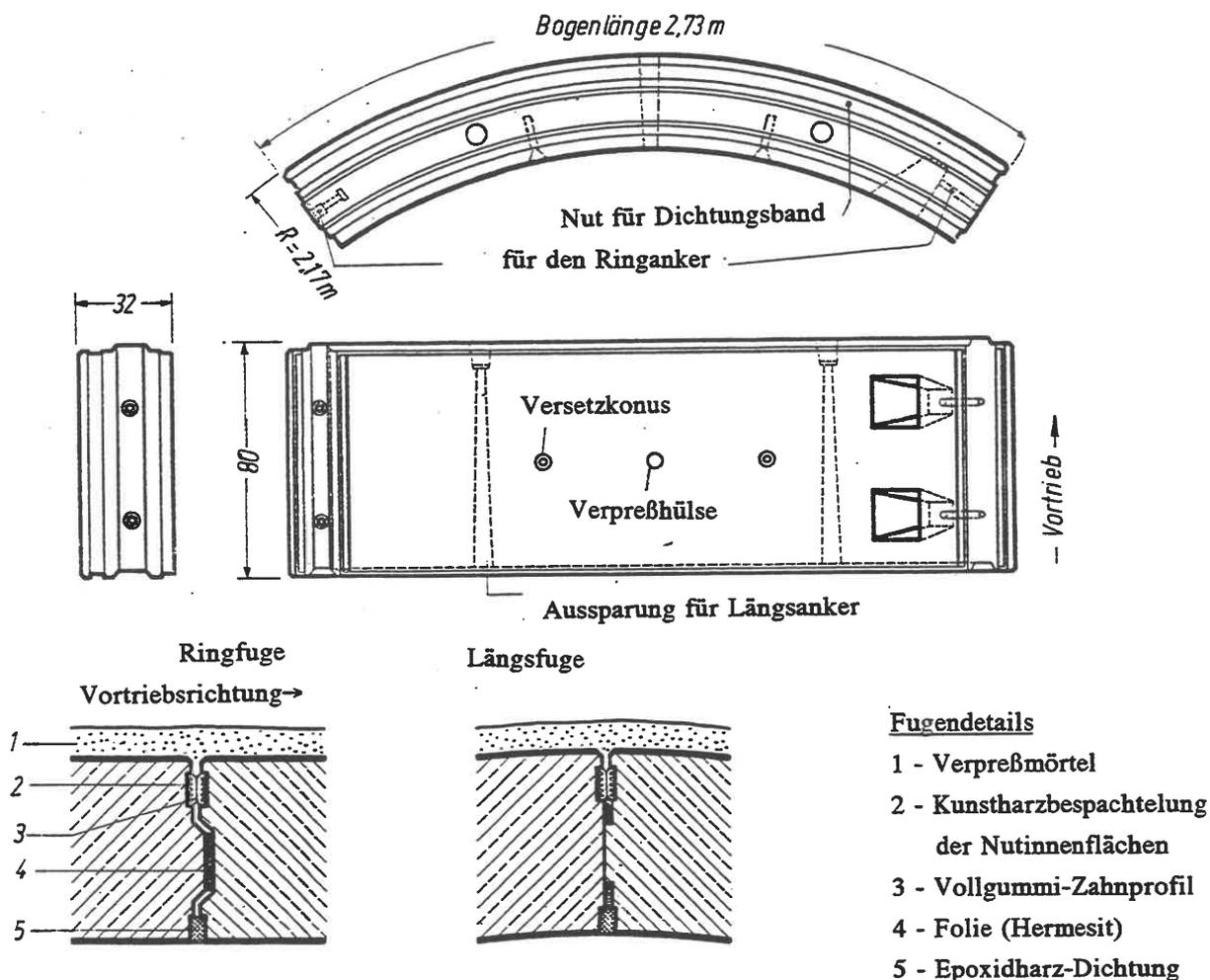


Bild H5.31 Einschaliger Stahlbeton-Ausbau beim Bau der Münchner U-Bahn
(WAYSS & FREYTAG 1975/1976)

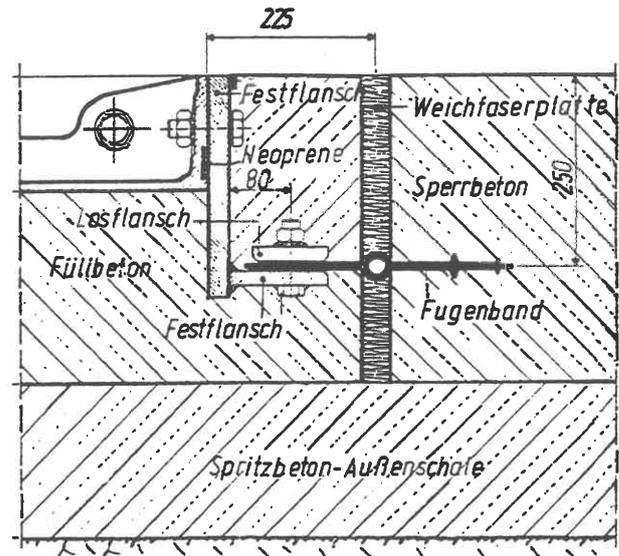
Bei der Formgebung der Stb-Tübbinge versuchte man zunächst, die GE-Querschnitte nachzubilden, ging dann aber zu den werkstoffgerechteren Blocktübbingen über, die allerdings den Nachteil des großen Gewichts haben, deswegen kleiner sein müssen und entsprechend mehr Fugenlänge je Tunnelmeter bringen.

Zur Zeit liegen die Stahlbetontübbinge im Kostenvergleich vor den GE-Tübbingen und gelten als technisch gleichwertig. Die Wahl des einen oder anderen Auskleidungs-Elementes wird also heute ausschließlich von der Wirtschaftlichkeit her entschieden.

Es kann daher vorkommen, daß in einem Baulos die Stb-Bauweise, im Anschluß die GE-Bauweise zum Zuge kommt. Man muß dann eine wasserdichte Übergangskonstruktion entwickeln, für die Bild H5.32 ein Beispiel bietet.

Bild H5.32

Beispiel für eine Übergangskonstruktion von der Stg-Auskleidung zur GE-Auskleidung, Bau der U-Bahn in Nürnberg, Bau-los Aufseßplatz-Weißer Turm (HOCHTIEF 1976)



Stahl-Tübbinge

Der Stahl hat die Eigenschaften, die bei der Verwendung im Tunnelbau günstig genutzt werden können (DUDDECK 1972, GIRNAU 1969, KESSLER 1976, HAACK/KLAWA 1982):

- a. Die hohe Zugfestigkeit ermöglicht leichtere Tübbinge als bei GE;
- b. Stahl hat eine ausgeprägte Fließgrenze und hohe Bruchdehnung. Daher können die Tragreserven im statisch unbestimmten Auskleidungsring genutzt werden (KESSLER 1976);
- c. Während bei spröden Ausbauwerkstoffen die Systemsteifigkeit z.B. durch konstruktiv ausgebildete Gelenke vermindert werden kann, bilden sich im Stahl von selbst "plastische Gelenke" aus;
- d. Die mechanischen Eigenschaften des Stahls sind nicht in dem Maße von der Wanddicke abhängig wie beim Gußeisen;
- e. Für die Konstruktion von Stahltübbingungen können typisierte Walzprofile verwendet werden;
- f. Bei der Qualitätskontrolle von Walzwerkserzeugnissen können Materialfehler sicherer als bei Gußwerkstoffen ausgeschieden werden;
- g. Die Schweißbarkeit des Stahls erlaubt bei Schadensfällen eine werkstoffgerechte Ausbesserung oder auch Querschnittsverstärkung durch Schweißung;
- h. Da die Lasten ruhend sind, kann in den hochbeanspruchten Querschnitten nur ein einmaliges, einsinniges Plastifizieren eintreten;

Diese günstigen Merkmale lassen sich aber nur bedingt nutzen:

- a. Für den Endzustand lassen sich dünnwandige Tübbingquerschnitte konstruieren; im Bauzustand beim Vortrieb müssen sie aber u.U. wegen der hohen Pressenkräfte bei gleichzeitig wirkenden Ringdruckkräften aus Erddruck gegen Beulen verstärkt werden;
- b. die statisch zulässige geringe Profilhöhe vergrößert die Exzentrizität von Pressenachse und Tübbingschwerlinie;
- c. bei Ausnutzung der Festigkeit können die Durchbiegungen des Tunnelringes zu unzulässigen Setzungen des Bodens oberhalb des Tunnels führen;
- d. die aus Walzen, Richten, Biegen und Schweißen resultierenden Eigenspannungen können das Verformungsverhalten ungünstig beeinflussen. Zur Abdeckung des dadurch vergrößerten Einflusses aus der Theorie II. Ordnung sollten die System-Reserven zusätzliche Sicherheiten enthalten;

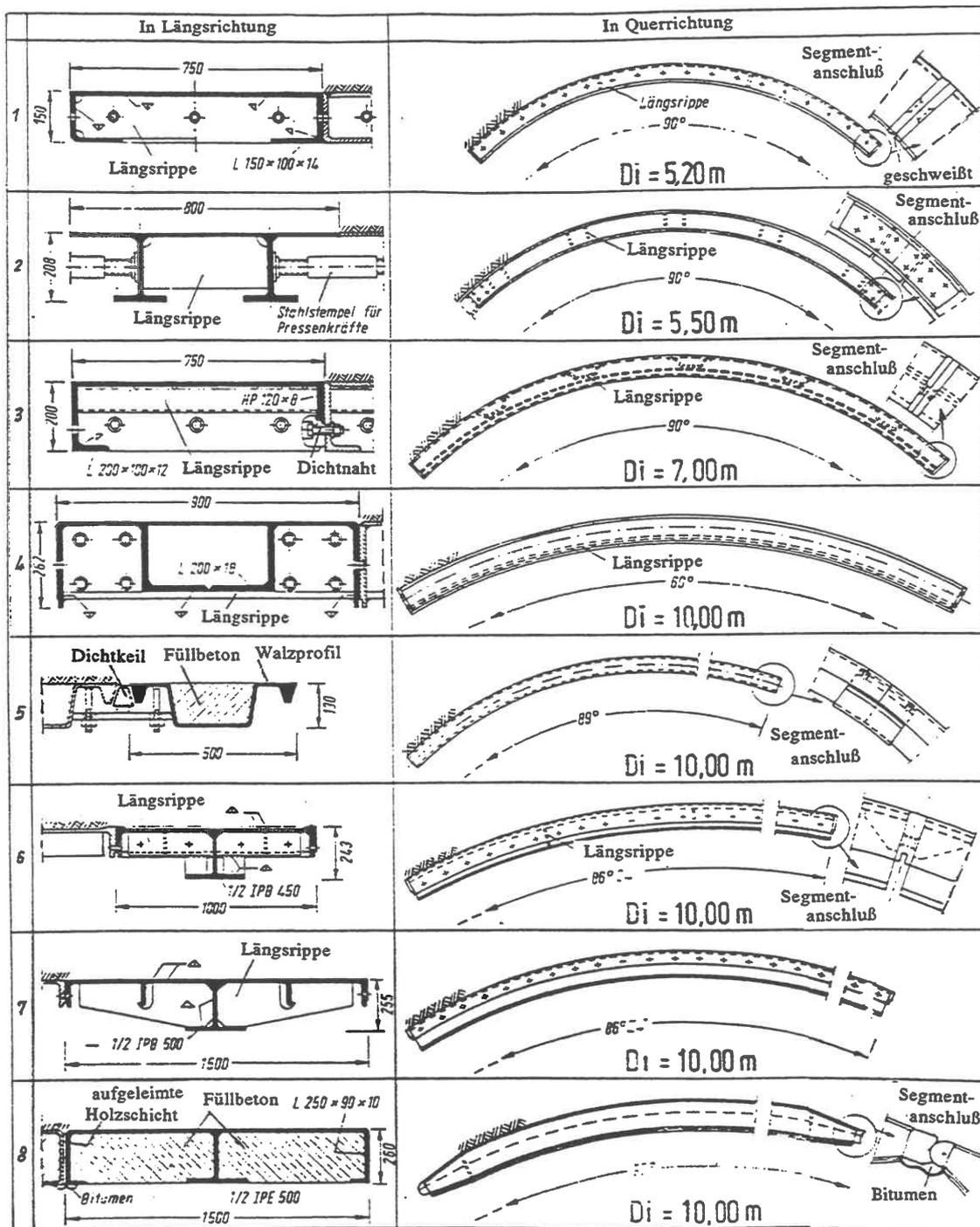


Bild H5.33 (GIRNAU 1969)

e. Stahl gilt als nicht so korrosionsbeständig wie GE. Daher wurde dem Korrosionsschutz bei unterirdischen Stahltragwerken stets besondere Bedeutung beigemessen (s.a. die Untersuchung von GIRNAU et al. 1973).

Tatsache ist, daß - obwohl der erste Elbtunnel 1910 in Hamburg einen Stahlausbau hat (STOCKHAUSEN 1912) und Stahl sonst im Tief- und Bergbau häufig eingesetzt wird - in jüngerer Zeit nur wenige Verkehrstunnel mit Stahlausbau bekannt geworden sind:

- Callahan-Tunnel im Hafen von Boston (1959/61), zweispuriger Straßentunnel mit 8,9 m Innendurchmesser, Tübbinge geschweißt, 224 mm hoch (APEL 1968, Bilder 140 und 141);
- BART U-Bahn-Tunnel in San Francisco (ab 1966), eingleisig, 5,03 m Innendurchmesser, Tübbinge geschweißt, 152 mm hoch (WOLCOTT/BIRKMYER 1968, fig.1);
- Eingleisige Stationsröhren der Wiener U-Bahn (ab 1969), Tübbinge geschweißt, 200 mm hoch (FEDER, Abb.5).

Bild H5.33 von GIRNAU (1969) zeigt Entwürfe für Stahltübbinge in der Bundesrepublik Deutschland. Vorteilhaft ist, daß die Anpassung an unvorhergesehene Baustellenbedingungen und die Konstruktion von Quergängen kostengünstig möglich ist.

Zu den Stahl-Tübbingen gehören auch die Liner-Plates, die aus kaltverformten Blechen hergestellt werden. Da sie keine nennenswerten Schildvortriebskräfte aufnehmen können, werden sie mehr beim bergmännischen Vortrieb verwendet. Sie werden in den Längs- und Quertugun verschraubt.

.09 Vorpreßverfahren

Kleinere Tunnel lassen sich von einem Startschacht aus in vorgefertigten Stahlbeton-Ringen vorpressen, wobei nur der Kopfring als Arbeitskammer, gegebenenfalls für Druckluft-Betrieb, eingerichtet zu werden braucht (HOCHTIEF 1976). Bild H5.34 zeigt eine Ausführung mit Zwischenstationen zur Abminderung der Vorpreßkräfte bei größeren Längen. Wenn das 1. Rohrstück im Startschacht auf die

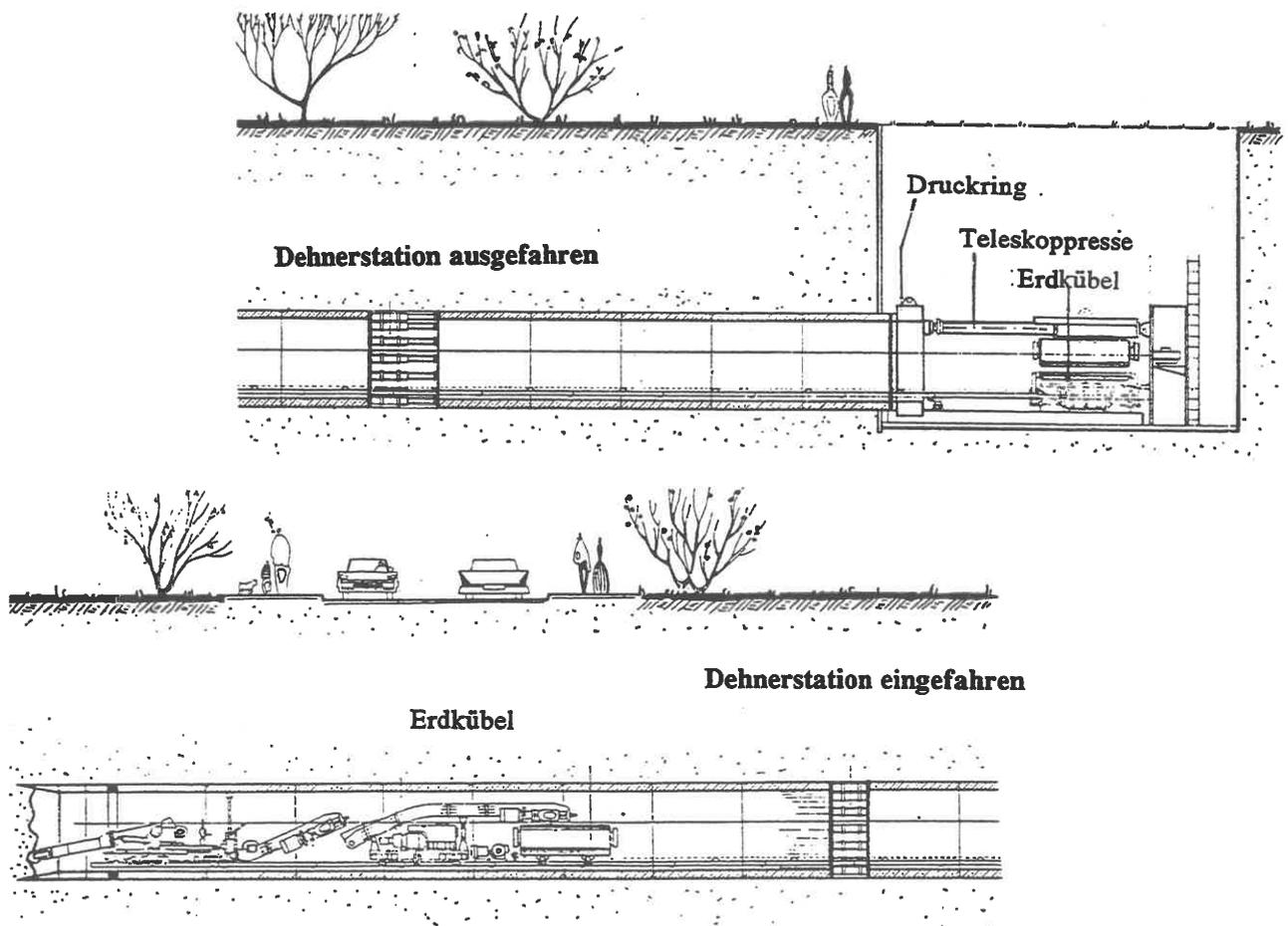


Bild H5.34 Vorpreßverfahren (HOCHTIEF 1976)

Lafette gelegt ist, wird an seiner Kopfseite eine steuerbare Schneide (Schneidschuh) befestigt. Druckpressen mit bis zu 3 MN Druckkraft. Minstdurchmesser (Arbeitsraum!) 1 m, größter lichter Durchmesser, begrenzt durch Herstellung und -Transport, etwa bei 3,5 m.

Auch die Herstellung in fugenlosem Ortbeton ist bei kleineren Tunneldurchmessern ausgeführt worden (PAPROTH 1962): nach dem Vorpressen des Schildes wird ein äußerer Stahlblechring eingebaut und die Bewehrung eingesetzt. Dann wird die Innenschalung davor gesetzt und gleichzeitig das Zuschlagmaterial geschüttet. Beim weiteren Vorrücken komprimiert der Pressenring das Korngerüst. Erst ca. 15 m hinter dem Schild wird der Mörtel ins Korngerüst injiziert.

Leitungstunnel werden heute mit selbststeuernden Bohrköpfen hergestellt; in das vorgetriebene Bohrrohr wird nach Erreichen des Zielschachtes und Ausbau des Bohrkopfes das Leitungsrohr eingeschoben und das Bohrrohr gezogen.

.10 Statik der Tunnelauskleidung

.10.1 Vorbemerkung

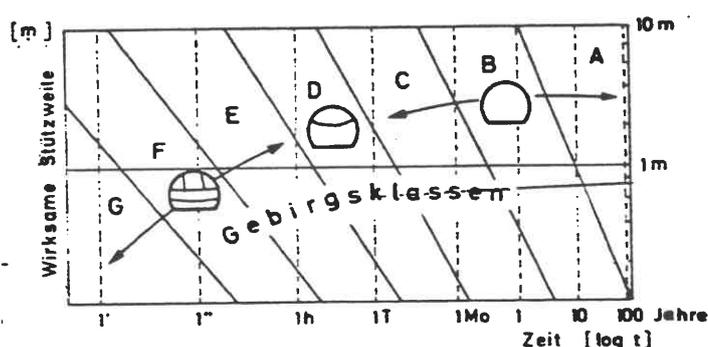
In den "Empfehlungen zur Berechnung von schildvorgetriebenen Tunneln" (DGEG 1973) wird darauf hingewiesen, daß die Schnittgrößen hier sehr viel stärker von den bodenmechanischen Annahmen abhängen als bei den meisten anderen Baukonstruktionen. Bei schildvorgetriebenen Tunneln wird deswegen ein genaueres Beanspruchungsbild im allgemeinen nicht durch ein verfeinertes Berechnungsverfahren, sondern vor allem durch eine vergleichende Untersuchung mit mehreren erdstatisch zulässigen Ansätzen erreicht.

Im folgenden wird vorausgesetzt, daß sich auf Grund der Einschätzung der Standzeit des Gebirges (s.z.B. die Gebirgsklassifizierung nach LAUFFER, Bild H5.35) die Notwendigkeit für den Einbau einer Tunnelauskleidung ergeben hat, d.h. daß es sich um einen Tunnel im Lockergestein handelt; der Schildvortrieb ist kein zwingendes Merkmal für die Anwendung der o.g. Empfehlungen.

Bild H5.35

Gebirgsgüteklassen nach LAUFFER (1958)

- A - standfest
- B - nachbrüchig
- C - sehr nachbrüchig
- D - gebräch
- E - stark gebräch
- F - druckhaft
- G - sehr druckhaft



.10.2 Tunnelbelastung

Bild H5.36 zeigt eine einfache Annahme für die Tunnellasten, bei der nur eine bodenmechanische Aussage über den Erddruckbeiwert K_s und die Variation der Vertikalspannung nötig sind. Der Seitendruck ist hier konstant über die Tiefe angesetzt, da seine Veränderlichkeit über die Tunnelhöhe bei Tunneln in Tiefenlage ohne Bedeutung für die Berechnung ist.

Weitere Lasteinflüsse:

- Wasserdruck
- Lasten auf der Geländeoberfläche
- Tunneleigengewicht
- Ausbau- u. Verkehrslasten im Tunnel
- Einflüsse aus Temperaturänderungen
- Lasten im Bauzustand, und zwar:
 - Pressendruck beim Vorschub
 - Luftüberdruck
 - Verpreßdruck.

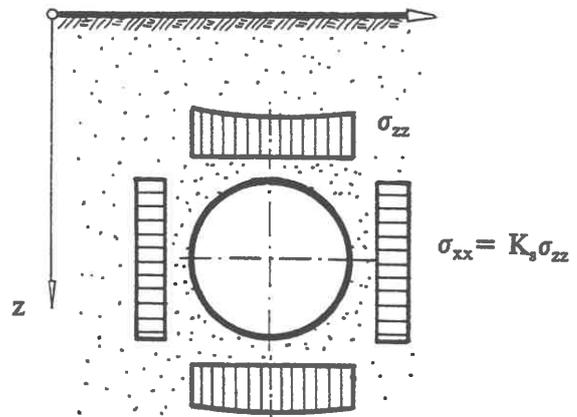


Bild H5.36

.10.3 Statisches System (Endzustand)

Für die Ermittlung der Beanspruchung aus Erd-, Wasser- und Luftdruck kann ein Tunnel als ebenes Problem behandelt werden. Je nach der Konstruktion untersucht man

- a. einen kontinuierlichen Ring ohne Fugen (Ortbetonschale oder biegesteif verschraubte Tübbinge mit versetzten oder nicht versetzten Fugen);
- b. eine elastoplastische Gelenkkette (Fließgelenke);
- c. Gelenkkette mit voller Drehbarkeit.

Wechselwirkung mit dem Boden nach folgenden Modellvorstellungen:

- Tunnelring frei beweglich im Boden (Reaktion je nach Auftriebswirkung nur im Sohl- oder Firstbereich);
- Tunnelring vollständig im Boden eingebettet (bei sofortiger Verpressung des Ringspaltes; bei Vorpreßtunneln);
- Tunnelring im Firstbereich ohne Bettung (nur Aktionskräfte dort), sonst elastisch gebettet.

Die Reaktionskräfte wirken überwiegend in Radialrichtung und können entweder kontinuierlich oder diskretisiert angesetzt werden. Wegen des Bettungsmoduls k_s wird auf die Bemerkungen in H5.10.6 hingewiesen. Eine tangentielle Bettung darf nur bei einschaligen Tunneln und dort auch nur dann angesetzt werden, wenn die Schubspannungen am ganzen Ring nachgewiesen werden.

.10.4 Allgemeine Hinweise zum Berechnungsverfahren

Nahezu alles, was bei übertägigen Bauwerken normativ festgelegt ist, muß beim Tunnel fallweise ermittelt werden (DUDDECK 1978). Auch für die Wahl des Rechenverfahrens gibt es keine festgelegten Regeln, vielmehr muß die Entscheidung danach getroffen werden, in welchem Maße das Gebirge

als mittragend herangezogen werden kann. Bei oberflächennahen Tunneln im Lockergestein ist diese mittragende Wirkung praktisch 0, so daß in solchen Fällen ein durch einen Rundschnitt aus dem Baugrund herausgelöster Ring als ebener Zustand entweder mit den vereinfachten Lastbildern nach Bild H5.36 oder nach dem Bettungsmodulverfahren (H5.10.6) untersucht wird, wobei die gewohnten technischen Regeln des Massivbaus übernommen werden können. Ein Versagen des Baugrunds (Tagbruch) kann damit nicht erfaßt werden, ebensowenig läßt sich wegen des Fehlens eines Stoffgesetzes für den Boden eine Setzungsprognose aufstellen.

Im modernen Tunnelbau sind die Auskleidungen meist so biegeweich, daß der Einfluß der Verformungen auf die Schnittkräfte nicht vernachlässigbar ist (Theorie 2. Ordnung). Dabei darf wegen der übrigen Vereinfachungen näherungsweise mit den zu den Bemessungswerten der Hauptlasten gehörenden Schnittgrößen gerechnet und anschließend durch γ_F (Partialsicherheitsbeiwert der Lasten) dividiert werden. Durch diesen Ansatz soll berücksichtigt werden, daß Erd- und Wasserdruck auch für den rechnerischen Bruchzustand nicht erhöht angesetzt zu werden brauchen und daß nicht alle die Sicherheit des Tunnelrings bestimmenden Parameter die Verformung im gleichen Maß beeinflussen wie die Bemessungswerte der Lasten.

Für die Unrundheit bzw. Abweichung von der Sollform setzt man in der Regel $R/200$ an. Mit einer Berechnung nach der Theorie 2. Ordnung ist gewöhnlich auch die Stabilität in Ringrichtung ausreichend nachgewiesen; nur bei dünnwandigen Profilformen (z.B. Beulen von Rippen oder der Außenhaut unter großen Normalkräften) müssen örtliche Beul-Nachweise ergänzt werden.

Die statische Berechnung umfaßt somit:

- Nachweis der Schnittgrößen im Tunnelring; Bemessung
- Stabilitätsnachweis für gefährdete dünnwandige Querschnittsteile
- Nachweis der Firstverformung und Abschätzung der Oberflächensetzungen
- Abschätzung der erforderlichen Vortriebskräfte
- Ermittlung der zulässigen Abschlaglänge und Standsicherheit der Ortsbrust.

Bei Schildtunneln mit Tübbingausbau kommt außerdem hinzu:

- Nachweis der Plattentragwirkung der Tübbingaußenhaut unter den unmittelbar einwirkenden Erddrucklasten;
- Nachweis der Stoßflansch-Beanspruchung mit Stoßflanschverbindung und der Ringflansch-Beanspruchung, wenn die Biegemomente benachbarter Ringe nach den o.g. Empfehlungen im Verhältnis der Steifigkeiten auf Fugen- und Tübbing-Querschnitt verteilt werden.

.10.5 Ringsum kontinuierlich statisch bestimmt gelagerter Kreisring

Bei im Graben verlegten oder vorgepreßten Rohren berechnet man das Tragwerk nach der einfachen Annahme mit vorgegebenen waagerechten und lotrechten Lastflächen. Einfache Grundfälle (Vor.: kein Verbund zwischen Boden und Ring) lassen sich nach MARQUARDT (1934) bemessen, (Bild H5.37):

Lastfall 1

$$M(\psi) = - \frac{1}{4}PR(2-\delta)(\sin\psi - 2/\pi)$$

$M > 0$, wenn Zug innen

$$N(\psi) = + \frac{1}{2}P \cdot \sin\psi \quad (H5/01)$$

Lastfall 2

$$M(\psi) = \frac{1}{2}pR^2[-(1-2\delta)\sin^2\psi + (2/3\pi)\{\sin^3\bar{\psi} \cdot \cos\psi(1+\delta)\} + \dots$$

$$\dots + (\bar{\psi}/2\pi)(1-2\delta) + (1/\pi)(1,5-\delta)\sin\psi\cos\psi + \dots$$

$$\dots + (2/\pi)(1-\delta)\sin\bar{\psi} - (1-\bar{\psi}/\pi)\sin^2\bar{\psi}]$$

$$N(\psi) = pR[\sin^2\psi - (1/3\pi)\sin^3\bar{\psi} \cdot \cos\psi] \quad \text{für } \psi \leq \bar{\psi}$$

Im unbelasteten Teilbereich $\bar{\psi} \leq \psi < \pi$ ändern sich nur die ersten Summanden wie folgt:

$$M(\psi) = \frac{1}{2}pR^2[-\sin\bar{\psi}\{2(1-\delta)\sin\psi - \sin\bar{\psi}\} + \dots] \text{ (wie vor)}$$

$$N(\psi) = pR[\sin\bar{\psi} \sin\psi - \dots] \text{ (wie vor)}$$

(H5/02)

Lastfälle 3 und 4

Für Lastfall 4 gilt (K - Erddruckbeiwert, γ - Wichte):

$$M(\psi) = -\frac{1}{2}K\gamma R^2[\frac{1}{2}(1-\delta)\cos 2\psi + \dots$$

$$\dots + (R/z_M)\cos\psi(\sin^2\psi - \frac{1}{4})(\frac{1}{3}-\frac{1}{2}\delta)]z_M$$

$$N(\psi) = K\gamma z_M R[\cos^2\psi + \dots$$

$$\dots + (R/2z_M)\cos\psi\{\sin^2\psi - \frac{1}{4} - 1/(2-\delta)\}]$$

(H5/03)

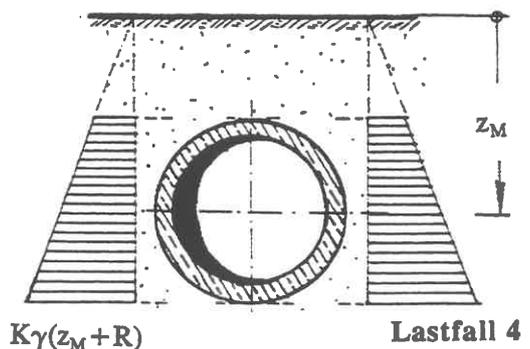
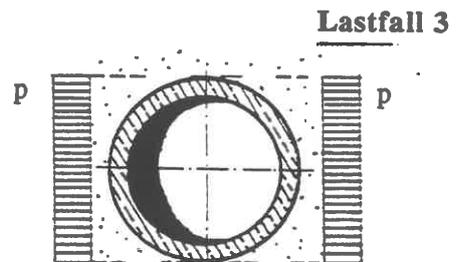
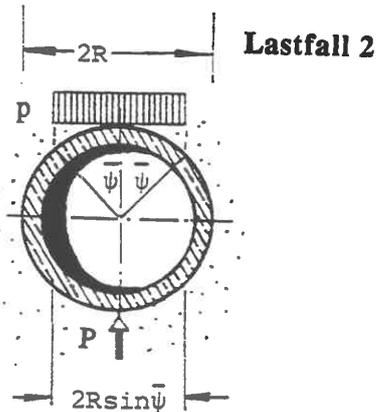
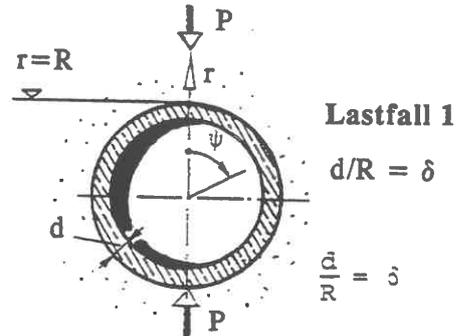


Bild H5.37

Für Lastfall 3 gelten dieselben Gleichungen, wenn man $K\gamma z_M = p$ setzt und dann $z_M \rightarrow \infty$ gehen läßt, so daß die zweiten Summanden von M und N verschwinden.

10.6 Teilweise elastisch gebetteter Kreisring

Bei Tunneln mit sofortiger Ringspaltenverpressung oder bei der Spritzbetonbauweise stützt sich die Auskleidung im Bereich nach außen gerichteter Radialverschiebungen gegen den Boden ab. Damit ist der Ansatz verformungsabhängiger Bodenreaktionen (Bettungsmodulverfahren) nach den o.g. Empfehlungen gerechtfertigt. Für die Praxis ergeben sich die in Bild H5.38 dargestellten beiden Möglichkeiten:

- (a) Im Firstbereich liegt der Boden als schlaffe Last auf dem Tunnel, der im übrigen elastisch gebettet ist - eine für schildvorgetriebene Tunnel sichere Annahme.
- (b) Der Tunnel ist über den ganzen Umfang elastisch gebettet - eine für die NÖT vertretbare Annahme, die günstiger ist als die einfache Annahme nach H5.10.5.

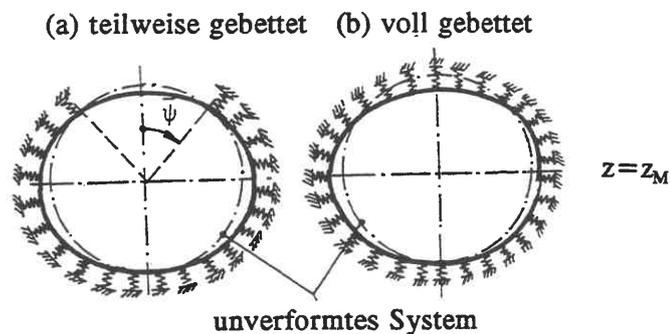
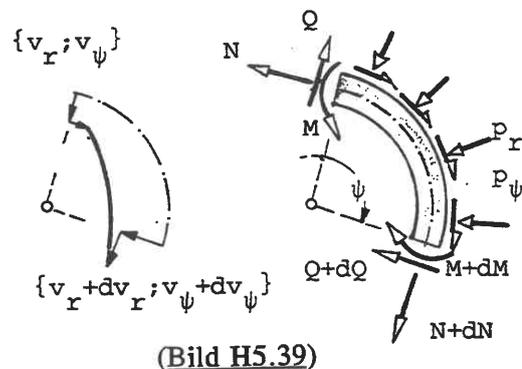


Bild H5.38

In beiden Fällen setzt sich die Tunnelbelastung aus einer erdstatischen Grundbelastung nach E5.03 und einer verformungsproportionalen Zusatzbelastung zusammen. Transformation der Grundbelastung gemäß E0.03 auf die Polarkoordinaten $(r; \psi)$ ergibt die Lastkomponenten

$$\begin{aligned} 2p_r &= \gamma z [(1+K_0) + (1-K_0)\cos 2\psi] & (H5/04) \\ 2p_\psi &= -\gamma z (1-K_0)\sin 2\psi \end{aligned}$$



(Bild H5.39)

Die Berechnung lässt sich ohne nennenswerten Verlust an Genauigkeit (vor allem bei tiefliegenden Tunneln) vereinfachen, wenn man die z -Veränderlichkeit der Grundbelastung vernachlässigt, γz durch einen mittleren Wert γz_M (Bild H5.38) ersetzt und alle Spannungen durch $\gamma z_M = 1$ normiert, weil die Belastung dann symmetrisch zur waagerechten Symmetrieachse des Tunnels wird:

$$\begin{aligned} p_r &= p_{r0} + p_{r1}\cos 2\psi \\ p_\psi &= p_{\psi1}\sin 2\psi & (H5/05) \quad \text{mit } p_{r0} = \frac{1}{2}(1+K_0) \text{ und } p_{r1} = \frac{1}{2}(1-K_0) = -p_{\psi1} \end{aligned}$$

Bei Hinzunahme der Bettungs(zusatz)kräfte in $\psi \leq \psi \leq \pi$ lautet p_r sinngemäß

$$p_r = p_{r0} + p_{r1}\cos 2\psi - k_s v_r \quad (H5/06).$$

k_s ist der Bettungsmodul (s.E2.03); wegen v_r siehe Bild H5.39.

Bettungsmodul:

k_s erfasst nur die Normalspannungsreaktionen des Bodens, nicht eine eventuelle Schubspannungsreaktion, die meist zur sicheren Seite hin vernachlässigt wird, d.h. man rechnet tangential nach der einfachen Annahme. Für k_s wird in den o.g. Empfehlungen irrtümlich die Abschätzung E_s/R genannt. Tatsächlich

kommt die Reaktion des Bodens auf den Tunnelring primär durch Scherverformungen zustande, falls überhaupt eine Biegebeanspruchung eintritt (bei ringsum konstantem Druck ist die Biegung 0). Es ist deswegen bodenmechanisch falsch, den Steifemodul hier einzuführen, der einen einachsigen Verformungszustand voraussetzt. Daher sollte $k_s = E/R$ (E-Elastizitätsmodul des Bodens, der z.B. mittels Seitendrucksonde bestimmt wird) - gegebenenfalls noch mit einem Korrekturfaktor - gesetzt werden.

Gleichgewichtsbedingungen:

$$dN/d\psi - Q + R \cdot p_\psi = 0 \quad (H5/07)$$

$$N + dQ/d\psi + R \cdot p_r = 0 \quad (H5/08)$$

$$dM/d\psi + R \cdot Q = N \cdot dv_r/d\psi \quad (H5/09).$$

Das nichtlineare Störglied auf der rechten Seite der Gl.(H5/09) beschreibt den Einfluß der Theorie II. Ordnung. Zur Linearisierung setzt Windels eine über ψ konstante, mittlere Kraft \bar{N} an, deren Größe zunächst zu schätzen (z.B. Firstnormalkraft) und gegebenenfalls durch Iteration zu verbessern ist (WINDELS 1966).

Elastizitätsgleichungen:

$$R^2 M = EI \{ d^2 v_r / d\psi^2 + v_r \} \quad (H5/10)$$

$$R \cdot N + M = EF \{ dv_\psi / d\psi - v_r \} \quad (H5/11)$$

$$R^3 Q = -EI \{ d^3 v_r / d\psi^3 + (dv_r / d\psi) [1 - \bar{N} R^2 / EI] \} \quad (H5/12)$$

Elimination der Schnittlasten durch die Verschiebungen: (Gln./11,/12 in /7, /8)

$$d^2 v_\psi / d\psi^2 - dv_r / d\psi + \alpha (I / FR^2) \cdot dv_r / d\psi + (R^2 / EF) p_\psi = 0 \quad (H5/13)$$

$$dv_\psi / d\psi - v_r - (I / FR^2) [d^4 v_r / d\psi^4 + (2 + \alpha) \cdot d^2 v_r / d\psi^2 + v_r] + (R^2 / EF) p_r = 0 \quad (H5/14)$$

($\alpha = -\bar{N} \cdot R^2 / EI$). Nach Elimination von v_ψ und mit der Abkürzung $\beta = k_s (R^4 / EI)$ erhält man eine Differentialgleichung zur Berechnung von v_r :

$$(d/d\psi) [d^4 v_r / d\psi^4 + (2 + \alpha) d^2 v_r / d\psi^2 + (1 + \alpha + \beta) v_r] = -(R^4 / EI) \sin 2\psi (2p_{r1} + p_{\psi 1}) \quad (H5/15).$$

Die rechte Seite ist der biegungerzeugende Anteil. Die allgemeine Lösung bekommt man über den Ansatz

$v_r = \exp\{\lambda\psi\}$; die partikuläre Lösung durch $v_r = \cos 2\psi$ und Bestimmung der Proportionalitätskonstanten mittels Koeffizientenvergleich. Aus der allgemeinen Lösung sind 5 Integrationskonstanten $C_{1..5}$ zu bestimmen.

Die Lösung für v_ψ erhält man (KESSLER 1975) durch Integration der Gl.(H5/13), Einsetzen in Gl.(H5/14), Koeffizientenvergleich mit Gl.(H5/15) und weitere Integration, wobei sich eine Integrationskonstante C_6 ergibt.

Rand- und Übergangsbedingungen:

$$dv_r / d\psi = 0 \text{ für } \psi = 0 \text{ und } = \pi$$

$$v_\psi(0) = 0 = v_\psi(\pi)$$

$$Q(0) = 0 = Q(\pi)$$

Somit stehen 6 Gleichungen für die Bestimmung der 6 Konstanten $C_1 \dots C_6$ zur Verfügung.

Für $\psi = \bar{\psi}$ (Bild H5.39) müssen übereinstimmen:

- die beiden Verschiebungen v_r und v_ψ ;
- die 1. Ableitung von v_r ; sowie
- die 3 Schnittlasten, d.h. die 1. Ableitung von v_ψ (wegen N), die 2. Ableitung von v_r (wegen M) und die 3. Ableitung von v_r (wegen Q). Schließlich muß auch noch der Wert $\bar{\psi}$ iterativ aus der Bedingung $v_r(\bar{\psi}) = 0$ bestimmt werden.

Die Ergebnisse sind tabellarisch dargestellt (KESSLER 1975). Sie sind eine Weiterführung der Verfahren von SCHULZE/DUDECK (1964 a,b) und WINDELS (1966). Damit ist zusätzlich auch die Längskraftverformung näherungsweise erfaßt; ebenso der Einfluß einer zu v_r proportionalen Unrundheit des Kreisbogens, auf den hier nicht eingegangen wird.

Neben den Eingangsparametern α (für die Theorie II. Ordnung) und β (für die elastische Bettung) haben die Diagramme noch den Eingangsparameter

$$f = I/FR^2 = i^2/R^2 = 1/\lambda^2,$$

wo λ in Analogie zur Stabknickung die Schlankheit der Tunnelauskleidung kennzeichnet.

Bei Mitnahme der Ringverkürzung aus N wird unter sonst gleichen Voraussetzungen der ungebettete Firstbereich vergrößert. Vergleichsrechnungen von KESSLER haben aber gezeigt, daß $76^\circ \leq 2\bar{\psi} \leq 110^\circ$ bleibt.

Bild H5.40 zeigt ein Beispiel für die Verteilung von v_r , M und N.

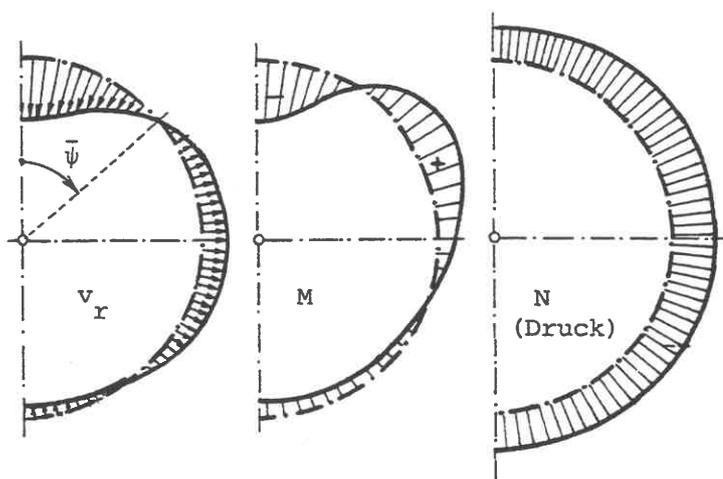


Bild H5.40: $I/FR^2 = 0,035$; $\beta = 200$; $\alpha = 1$

$$p_{r0} = 1,2(2p_{r1} + p_{t1}); \quad p_{t1} = 0,4(2p_{r1} + p_{t1})$$

Traglastverfahren

Mit der Elastizitätstheorie wird die höhere Grenztragfähigkeit eines Ausbaumaterials mit ausreichendem plastischen Verformungsvermögen nicht genutzt. AHRENS (1975) erweiterte eine geometrisch nichtlineare Theorie zur Erfassung der Nichtlinearität im Stoffgesetz mittels des Übertragungsmatrizenverfahrens. Dieser numerische Aufwand läßt sich nach Keßler (KESSLER 1976) erheblich verringern, wenn die plastifizierten Zonen zu Fließgelenken zusammengezogen werden. In Anlehnung an die Tabellen zuvor (KESSLER 1975) sind in der neuen Untersuchung auch die Zustandsgrößen im Fließgelenkring in dimensionsloser Darstellung hergeleitet und tabuliert.

.11 Tunnelberechnung im Kontinuum

.11.1 Analytische Lösung im standfesten Gebirge (ebener Zustand)

Im standfesten Gebirge stabilisiert sich ein Hohlraum durch eine Spannungumlagerung am Umfang. Bei einfacher Geometrie des Querschnitts, Bild H5.41, als Kreis mit dem Radius R und Annahme eines hydrostatischen Ausgangszustandes mit $\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma_0$ muß die radiale Normalspannung am Rand $r=R$ bis auf 0 abgebaut werden, was eine Verdoppelung der tangentialen Normalspannung σ_t nach sich zieht.

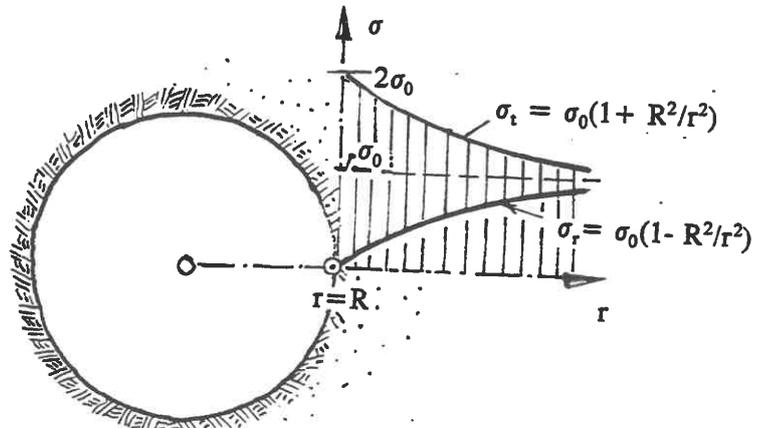


Bild H5.41

Die Hauptspannungsdifferenz von $2\sigma_0$ muß daraufhin überprüft werden, ob die Gebirgsfestigkeit (Bemessungswert) eingehalten ist. Als Bruchbedingung wird Gl. D6/02 (Mohr-Coulomb) verwendet. Bei Erreichen des Grenzzustandes 1 am Rand $r = R$ entwickelt sich, ins Gebirge fortschreitend, ein plastischer Ring. Näheres zur Berechnung bei KASTNER (1962).

.11.2 Analytische Lösung nach der Scheibentheorie

Wenn man den Boden als homogenes und isotropes, linear-elastisches Kontinuum auffaßt und als Grundbelastung den vereinfachten Zustand nach Gl.(H5/05) ansetzt, kann man die bekannte Differentialgleichung der Scheibe zur Beschreibung des Problems heranziehen (WINDELS 1967). Es lassen sich geschlossene Lösungen angeben, aus denen sich der erhebliche Einfluß der Annahme über den Verbund zwischen Tunnel und Gebirge ableiten läßt: Bild H5.42 zeigt den Einfluß des Steifigkeitsverhältnisses Baugrund/Beton auf die Größe des Firstmomentes unter weiterer Einbeziehung von \bar{N} nach der Theorie 2. Ordnung: mit zunehmender Baugrundsteifigkeit geht das Moment rasch gegen 0.

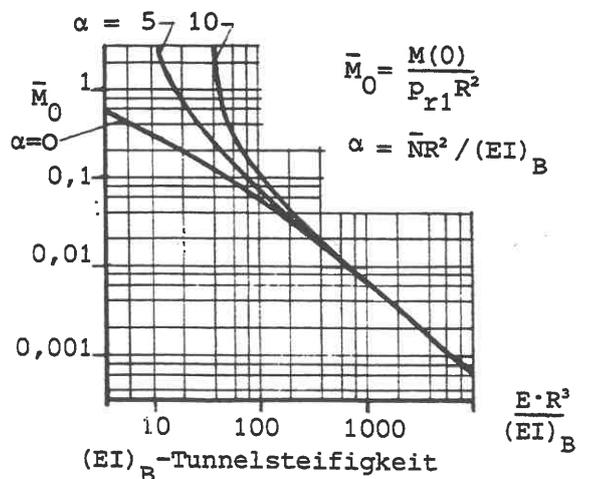


Bild H5.42 (WINDELS 1967)

.11.3 Numerische Lösung mit finiten Elementen

Da analytische Lösungen nur unter den sehr einschränkenden Voraussetzungen anwendbar sind, die in H5.11.2 genannt wurden, ist man in der Regel auf den Einsatz der F.E.Methode angewiesen (E13), wenn die mittragende Wirkung des Gebirges ausgenutzt werden soll oder die Auswirkung des Bauablaufs

zu untersuchen ist. Auch die Interaktion zwischen einem Tunnelausbruch und einem bestehenden Bauwerk in der Nachbarschaft läßt sich damit überprüfen, Bild H5.43.

Zur Wahl des Stoffgesetzes läßt sich folgendes empfehlen:

1. Interaktionen in Oberflächennähe bedingen den Ansatz nichtlinearer Stoffgesetze, wobei man sich i.a. auf ebene Zustände beschränken muß und auch kann.
2. Die Ermittlung von Lastbildern für den Tunnel-Endzustand erlaubt den Ansatz eines linear-elastischen Stoffgesetzes, weil die mittragende Wirkung des Gebirges erst bei Tiefenlagen zum Tragen kommt, in denen sich die Nähe des freien Randes nicht mehr bemerkbar macht, wo die Schubgleitungen klein sind.
3. Die Berechnung von Bauzuständen vor der Ortsbrust erfordert eine räumliche Betrachtung. Falls das Gebirge eine hohe Kohäsion hat (Konsistenz "halbfest...fest"), sind linear-elastische Stoffgesetze einsetzbar und damit auch numerische räumliche FE-Rechnungen.

Bei Reibungsböden (Scherwinkel φ maßgebend), müßte man nichtlineare Stoffgesetze anwenden, was bei räumlichen Problemen zu ebenso teuren wie im Ergebnis unzuverlässigen Ergebnissen führt. In solchen Fällen führt eine räumliche Erddruckberechnung (s.H5/13) zum Ziel.

Besondere Kluft-Elemente, Bild H5.44, führt man nur ein, wo die Verschiebungsgrößen durch eine nahe am Ausbruchprofil vorbeilaufende oder angeschnittene Großkluft voraussichtlich stark beeinflusst werden (LANGHAGEN 1976); sonst wird man die in den Kluft-Trennflächen vorhandene verringerte Scherfestigkeit durch ein homogen isotropes oder homogen anisotropes Materialverhalten abbilden.

Die Reihenfolge der Bauschritte - Teilausbruch, Vollaushub, Ankerung usw. - kann durch Herausnehmen oder Hinzufügen von finiten Elementen simuliert werden.

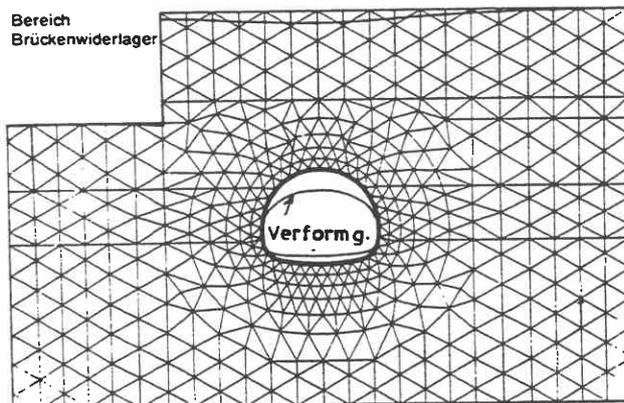


Bild H5.43 Stadtbahnbau in Bochum 1973
(Beton-u.Monierbau AG)

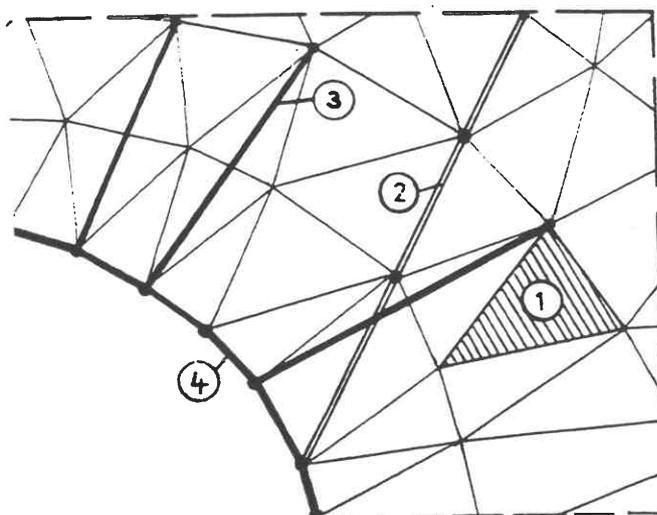


Bild H5.44 Finite Elemente bei numerischen Tunnelberechnungen (LANGHAGEN 1976):

1. Δ -Element für gleichmäßig zerlegtes oder homogenes Gebirge,
2. Kluft-Element für Störflächen,
3. Biegeweiches Stabelement für Felsanker,
4. Biegeweiches Stabelement für Auskleidung.

Zeitabhängigkeiten lassen sich vorerst nur in sehr eingeschränkter und stark vereinfachter Weise numerisch berechnen.

Numerische Berechnungen müssen bei Praxisanwendungen durch Meßprogramme vor Ort "geeicht" werden, d.h. sie werden mit zunächst im Labor ermittelten oder geschätzten Bodenkennwerten aufgestellt.

Die - s.Bild H5.15 - im Meßprogramm festgelegten Verschiebungs- oder Spannungsgrößen werden als

freie Parameter eingesetzt, über die an Hand der gemessenen Daten eine nachträgliche Iteration des Rechenmodells mit dem Ziel einer optimalen Anpassung vorzunehmen ist ("Beobachtungsmethode"). Bild H5.45 zeigt schematisch ein räumliches Rechenmodell dieser Art (WITTKKE 1981).

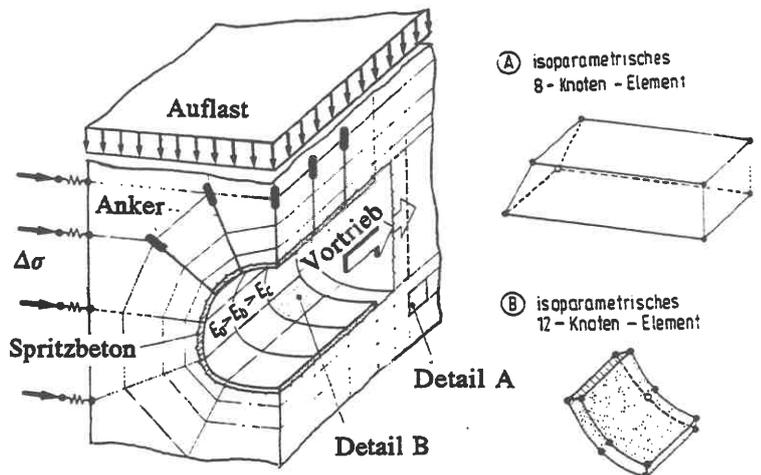


Bild H5.45 Schema einer räumlichen FE-Rechnung

.12 Setzungsschäden über untertägig aufgefahrenen Tunneln

Bei der Schildbauweise werden die vertikalen Lasten über dem Tunnel und über dem Schild schon im Bauzustand auf die größtmögliche Fläche verteilt und in die Tiefe abgeleitet. Die daraus sich ergebenden Bodenspannungen sind daher kleiner als z.B. beim Messervortrieb oder bei den klassischen bergmännischen Verfahren, so daß bei fachgerechter Ausführung nur geringe Setzungen an der Oberfläche eintreten. Wenn beim Schildvortrieb dennoch merkliche Geländesetzungen eintreten, sind folgende Ursachen möglich:

- (1) Entspannen des Bodens bei unzureichender Abstützung der Ortsbrust.
- (2) Zu große Bodenentnahme bis vor die Schildschneide.
- (3) Verformungen des Schildmaterials durch Beschädigungen beim Auffahren auf Hindernisse (elastische Verformungen des Mantels treten nur bei der Erstbelastung zu Beginn der Schildfahrt ein).
- (4) Verdichten des Bodens beim Vorschub durch den Verdrängungs-Widerstand und durch Scherkräfte am Schildmantel.
- (5) Verdichten rolliger Böden infolge dynamischer Wirkungen.
- (6) Nachfall des Bodens in den vom Schildschwanz freigegebenen Hohlraum.
- (7) Nachfall des Bodens bei unvollkommener Ringspaltverpressung.
- (8) Verformungen der Tunnelauskleidungen unter der Auflast: Hinreichend sicher bemessene Tunnelauskleidungen erleiden unter der vollen Last der größten Firstüberdeckung Verformungen, die immer erheblich kleiner als etwa 1 % ihres Durchmessers sind.
- (9) Voll- oder Teilabsenkung des Grundwassers.

Die Ursachen (1), (2), (5), (6) und (7) sind bei sorgfältiger Ausführung vermeidbar; Setzungen infolge einer Wasserhaltung sind keine unmittelbare und für den Schildvortrieb spezifische Folgeerscheinung.

Die modernen, weitgehend mechanisierten Vortriebsverfahren sind so weit vervollkommen, daß der Spannungszustand beim Auffahren eines Tunnels relativ wenig gestört wird. Dazu gehört u.a. die Bereitstellung sehr großer Vortriebskräfte, um an der Ortsbrust im nachbrüchigen Gebirge den Erdruchdruck zu stützen und um am Außenumfang des Schildmantels die volle Reibung zu überdrücken, wenn ein Vorgraben vor die Schildschneide ausgeschlossen werden soll, wie auch die Bereitstellung geeigneter Geräte zur vollständigen Ringspaltverpressung.

Eine deutliche systematische Verringerung der Oberflächensetzungen läßt sich beim Einsatz der Thix-Schilde beobachten. Das deutet darauf hin, daß (1) die Hauptursache der Oberflächensetzung ist. Bild H5.46 zeigt ein von PECK (1969) mitgeteiltes Beispiel für die Verformung eines Tonbodens beim Durchgang eines Tunnelschilts; Bild H5.47 die Vergrößerung der Setzung in einem dichten Sand, die beim Auffahren einer zweiten Tunnelröhre beobachtet wurde. Hamburger Erfahrungen mit Schildvortrieben weisen ebenfalls auf 2 - 5 cm Oberflächensetzung hin, wobei der Boden vor dem Tunnel so stark komprimiert wird, daß der Tunnel Schild eine Art von "Bugwelle" vor sich her schiebt, d.h. geringe Hebungen des Bodens weit voraus, dann Übergang zu Setzungen in der genannten Größe, wobei der untere Wert einer sorgfältigen Ausführung (s.o.) entspricht. Bauwerke, die auch solche geringen Setzungen nicht vertragen, müssen zusätzlich gesichert werden.

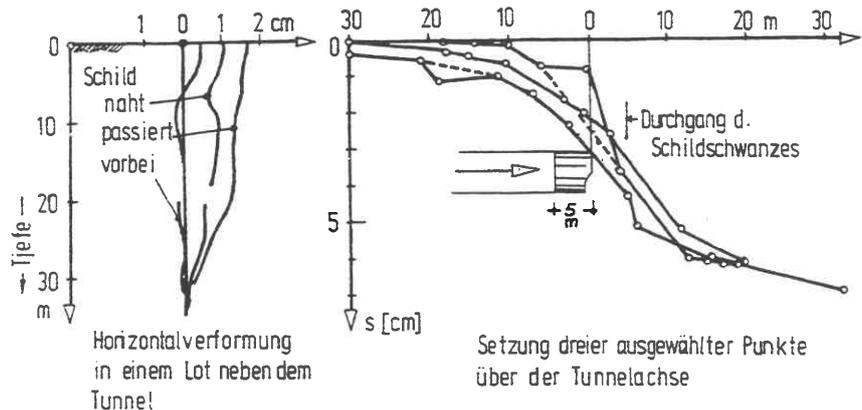


Bild H5.46

(a) Auffahren der ersten Röhre,

(b) Auffahren der zweiten Röhre

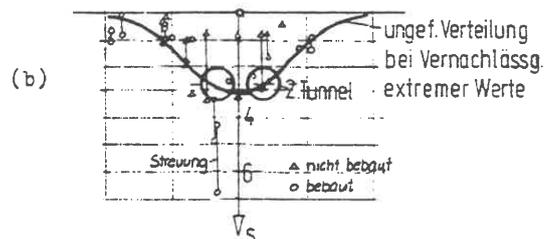
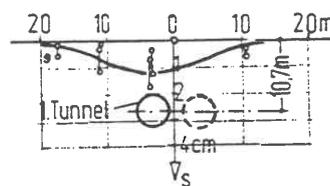


Bild H5.47

.13 Erddruck auf die Ortsbrüst (Boden ohne Kohäsion)

Beim Aushub des Bodens an der Ortsbrüst findet trotz evtl. Verbaus eine Entspannung des Gebirges statt, die von einer räumlichen Druckumlagerung begleitet ist. Im nichtbindigen Boden kann man mit Hilfe eines statisch zulässigen Spannungszustands näherungsweise untersuchen, wie weit der Erddruck an der Ortsbrüst räumlich reduziert wird. Die Lösung beruht auf der Erfüllung der 3 räumlichen Gleichgewichtsbedingungen und der Mohr-Coulombschen Bruchbedingung (D6/02) in zwei orthogonalen Ebenen (SMOLT-CZYK 1969).

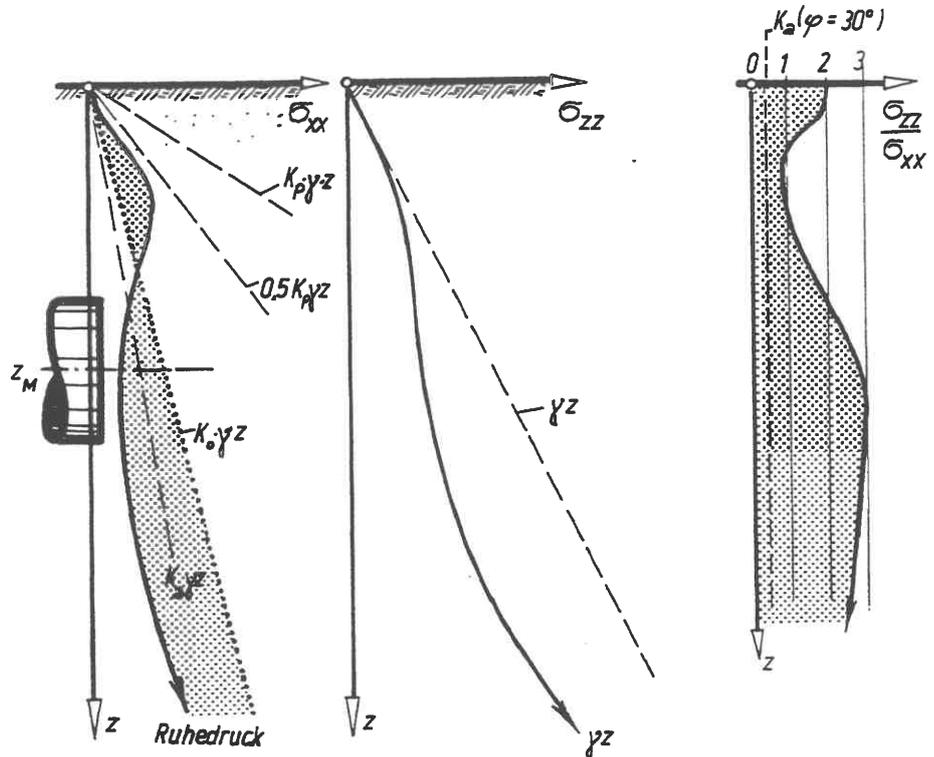


Bild H5.48

Bild H5.48 zeigt die waagerechte und die lotrechte Normalspannung für den Fall $\varphi =$

30° . Man sieht, wie über dem Tunnelfirst allein aus Gleichgewichtsgründen bereits eine Druckzunahme eintritt, die das in H5.12 erwähnte Aufwölben des Bodens beim Nahen des Tunnelvortriebs mit einem hydraulischen Vorpresse erklärt.

.14 Unterwassertunnelbau (SCHENCK 1964)

Ein Unterwassertunnel ist ein Tunnel, mit dem ein offenes Gewässer unterfahren wird. In diesem Abschnitt werden nur die Fälle behandelt, in denen auch der Bauvorgang unter Wasser erfolgt: Tunnel, die innerhalb einer trockengelegten Baugrube errichtet werden, bieten keine anderen gründungstechnischen Probleme als die in H2 behandelten.

Meist werden die Tunnel in einzelnen Segmenten (Teillängen; Querschnitt möglichst ungeteilt) in einer trockengelegten Grube vorgefertigt. Diese dockähnliche Baugrube legt man in Ufernähe an, so daß sie billig zu fluten ist, etwa durch Ziehen von Spundwandbohlen. Ihre Sohle muß so tief unter dem Wasserspiegel liegen, daß die Tunnelstücke beim Fluten aufschwimmen können. Die Seiten werden möglichst frei abgebösch; die Wasserhaltung muß nach den in K1 genannten Regeln erfolgen. Die Tunnelsegmente werden mit einer Stahlblechdichtung umhüllt, um die später unzugängliche Außenfläche des Tunnels vor allen Eventualitäten wasserdicht abzusichern.

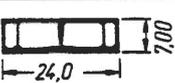
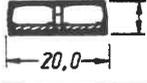
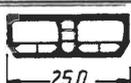
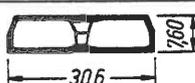
Tunnel	Gesamtlänge *) m		Einzel- länge des Schwimm- körpers m
Alter Maastunnel (1945)	1070		62
Elisabeth River Norfolk 1950 bis 52	1020		91
Baytown Tunnel Texas 1950 bis 53	915		97
Baltimore 1954 bis 57	2332		92
Velsen-Tunnel (Nordseekanal) 1957	768		Spund- wand- bauweise
Havanna Cuba 1957 bis 59	733		107,5
Deas Island Vancouver 1957 bis 59	658		105
Rendsburg 1957 bis 61	640		140
Rotterdam	2740		90
Coen-Tunnel (Nordseekanal) 1966	587		90
BENELUX-Tunnel (Maas) 1967	794		90
Ij-Tunnel Amsterdam 1968	1039		90
Tingstadttunnel Göteborg	450		90
E3-Schelde-Tunnel 1969	514		—
Lafontaine-Tunnel 1967	~300		—
BAB-Elbtunnel 1975	1056		132
Bakar (Jugoslawien) 1978	359		40

Bild H5.49
 Unterwassertunnel-
 Querschnitte nach 1945
 (SCHENCK 1964;
 KRETSCHMER/
 FLIEGNER 1975/76)

Nach dem Aufschwimmen werden die Segmente mit Schlepperhilfe zum Einbauort gebracht, dort auf ein geebnetes und von Schlamm befreites Planum in einer naß gebaggerten Rinne abgesetzt und konstruktiv und dichtungstechnisch an die Rampenbauwerke oder die anschließenden Tunnelstücke angeschlossen. Auch das Absenken als Druckluftsenkkasten ist möglich.

Während des Absenkens muß dieser Teil des Gewässers für den Schiffsverkehr kurzzeitig gesperrt werden. Wenn das nicht möglich ist, muß der Tunnel im Schildvortrieb oder Vorpreßverfahren gebaut werden.

Für die Gründungstiefe eines Tunnels ist das Lichtraumprofil des Gewässers bestimmend, wobei die Möglichkeit einer späteren Vertiefung des Fahrwassers und eine Überdeckungslage aus Sand noch hinzuzurechnen sind. Die Überdeckung sichert den Tunnel in seiner Lage und schützt ihn, insbesondere bei Außenabdichtungen, vor mechanischen Beschädigungen durch Anker und Wracks: die Sohle liegt am Tiefstpunkt etwa 20 - 24 m unter dem niedrigsten schiffbaren Wasserstand. Bei strömenden Gewässern wirkt die ausgebagerte Rinne als Schlammfang; der Schlick muß vor dem Absetzen der Tunnelkörper noch einmal abgesaugt werden, um eine setzungsarme Bettung zu gewährleisten.

Im Innern der Tunnelstücke werden provisorische Querwände (Schotte) angeordnet, um durch Ballastieren mit Wasser Lagekorrekturen vornehmen zu können (Schwimmstabilität!). - Nach dem Verlegen und Anschließen werden die Tunnelsohle mit Sand unterspült und die Tunnelrinne wieder verfüllt.

Die folgenden Bilder erläutern die Besonderheiten des Bauvorgangs am Beispiel des neuen Elbtunnels (Einschwimmstrecke) in Hamburg. Jedes der 8 Segmente wog 46.000 t und hatte eine Querschnittsfläche von 350 m². Die Röhren zwischen den eigentlichen Verkehrsröhren waren konstruktiv bedingt (Anschluß an eine zweiröhrige Rampenstrecke in Schildbauweise).

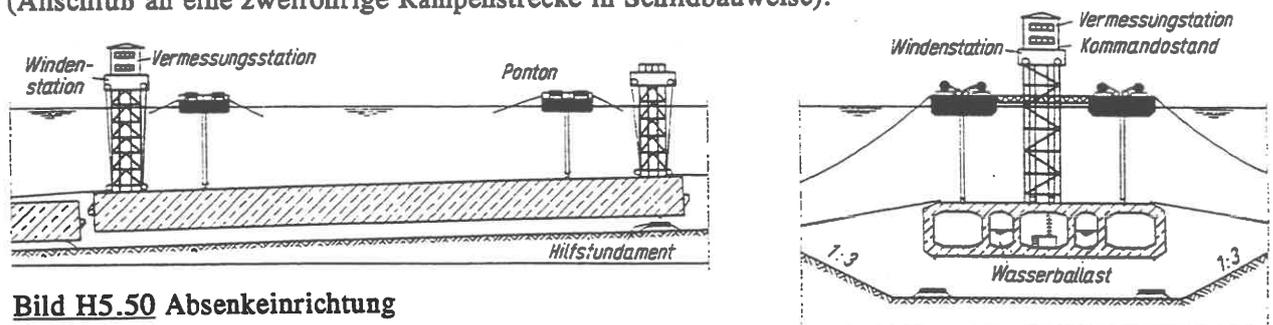


Bild H5.50 Absenkeinrichtung
(Baubehörde Hamburg 1969)

Nach dem Einschwimmen wird das Segment mit 6 Haltetrossen im Flußbett verankert. Mit Winden in den Richttürmen wird es waagrecht ausgerichtet und gegen den Tidestrom gehalten. Durch Ballastwasser wird der Auftrieb kompensiert; der entstehende Abtrieb wird von Absenkpontons aufgenommen. Mit einem Kupplungshaken wird das Teil an das bereits liegende herangezogen, bis - **Bild H5.52** - die provisorische Dichtung die Fugenkammer geschlossen hat. Dann wird der Luftdruck in der Kammer gesenkt, so daß der dann auf die Stirnseite wirkende Wasserdruck das Tunnelstück an das liegende preßt. Es lagert (**Bild H5.51** und **H5.54**) mit einem Ende auf dem vorausverlegten Tunnelteil, mit dem anderen auf einem Hilfsfundament-Paar, wo es hydraulisch höhenjustiert werden kann.

Im Schutz der provisorischen Dichtung kann die endgültige Dichtung der Fuge ausgeführt werden. (Phase 4 in Bild H5.52).

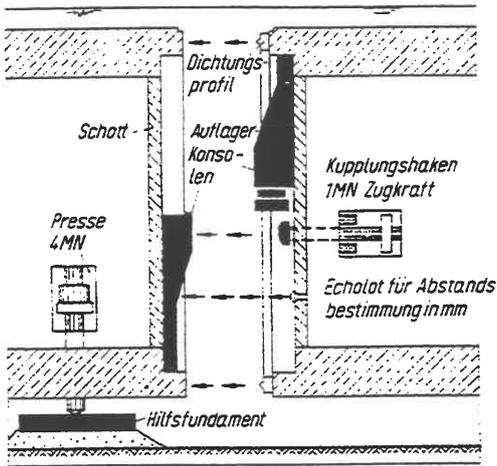


Bild H5.51 (Baubehörde Hamburg)

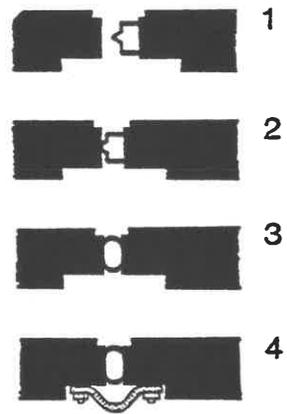


Bild H5.52
Dichtungsprofil
in den verschie-
denen Phasen des
Anschlusses

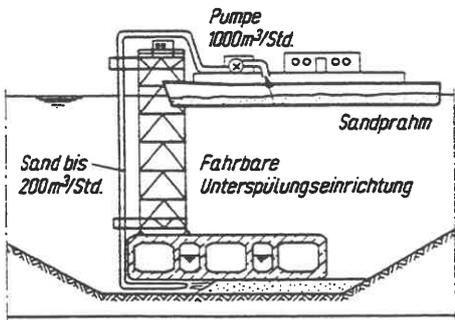


Bild H5.53 (Baubehörde HH)

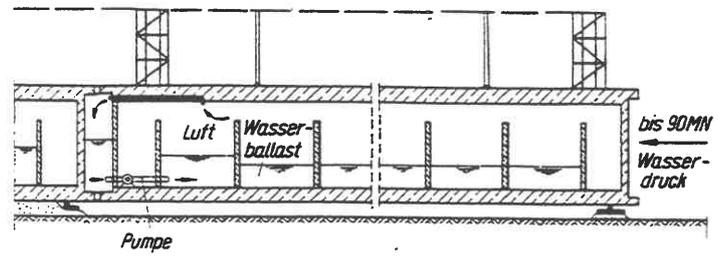


Bild H5.54 (Baubehörde Hamburg 1969)

Der etwa 1 m hohe Zwischenraum unter der Tunnelsohle wurde mit einem Schwenkarm voll Sand gespült. Zweckmäßiger ist das Injizieren von Sand durch die Tunnelsohle hindurch. Das überschüssige Wasser wird durch Saugrohre abgezogen; man hat damit auch eine Kontrolle, wann der Hohlraum ganz mit Sand vollgespült ist.

Statische Fragen

Zwar hat der Tunnel wegen des Auftriebs wenig Gewicht, aber durch die Überschüttung, deren Wichte größer sein kann als die des entfernten Bodenmaterials, kann sich doch eine Sohlpressung ergeben, die bei weichen bindigen Sedimenten zu unerwünschten Setzungen führt. In extremen Fällen setzt man die Tunnelsegmente auf Pfahljoche ab, **Bild H5.55**.

Die Auftriebssicherheit muß ohne Erdauflast gewährleistet sein.

Die Segmente bilden eine Gelenkkette: die statisch unbestimmten Querkräfte in den Gelen-

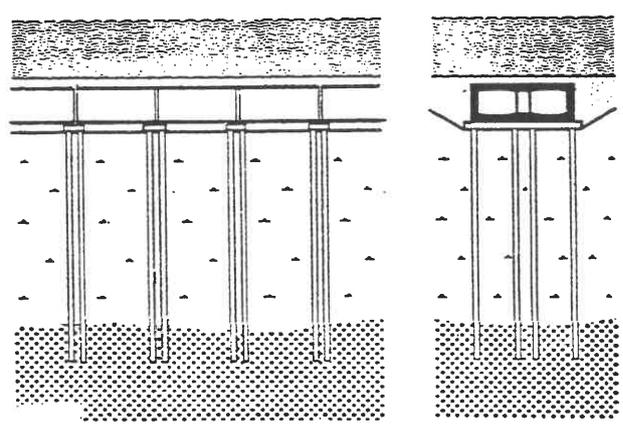


Bild H5.55 Ij-Tunnel, Amsterdam
(SIMONS 1964)

ken müssen aus den Randbedingungen an den Tunnelenden abgeleitet werden. Die für heutige Straßentunnel typische flache Form ist ausführungstechnisch günstig (geringe Baggertiefe), aber statisch schlecht wegen geringer Torsionssteifigkeit des Profils, die eine große Biegebewehrung in Querrichtung verursacht. Exakte Trimberechnung (Schwimmstabilität) erfordert gute Maßhaltigkeit und Homogenität des Betons.

Der Lastfall "Temperatur" muß wegen des vom Verkehr bewirkten Luftdurchschubs berücksichtigt werden. Frage dabei: "wandert" die Gliederkette allmählich zum Tiefstpunkt der Tunneltrasse, so daß sich alle ufernahen Fugen immer weiter öffnen, oder wird diese Verschiebung durch die Mantelreibung ausreichend behindert?

Schrifttum zu H5

- AHRENS, H. (1975): Geometrisch und physikalisch nichtlineare Stabelemente zur Berechnung von Tunnelaukleidungen. Bericht 75-14, Institut für Statik, TU Braunschweig.
- APEL, F. (1968): Tunnel mit Schildvortrieb. Werner-Verlag, Düsseldorf.
- Arbeitsgemeinschaft Stadtbahn Neuer Markt: Kreuzungshaltestelle Stadttheater, Tunnel Kuhstr.-Südwall und Olpe-Südwall Baulos 5 Dortmund. Faltblatt.
- Baubehörde Hamburg (1969): Neuer Elbtunnel in Hamburg. Faltblatt.
- Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau (ab 1977 jährlich): Taschenbuch für den Tunnelbau. Glückauf-Verlag, Essen.
- Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau (1982): Grundbegriffe der Felsmechanik und der Ingenieurgeologie. 2. Auflage. Glückauf-Verlag, Essen.
- Deutscher Ausschuß für Stahlbeton (DASt, 1973): Richtlinien zur Anwendung des Traglastverfahrens im Stahlbau. DASt-Richtlinie 008.
- DISTELMEIER, H. (1975): Montage von Stahlbetontübbings bei Tunnelbauten mit Schildvortrieb. Beton- und Stahlbetonbau 70, S. 120 - 124.
- DISTELMEIER, H. (1981): Zur Anwendung von Spritzbetonbauweisen im Tunnelbau unter Druckluftbedingungen. Tunnel '81 Düsseldorf, S. 199 - 218.
- DUDDECK, H. (1972): Zu den Berechnungsmethoden und zur Sicherheit von Tunnelbauten. Der Bauingenieur 47, S. 43 - 52.
- DUDDECK, H. (1973): Schildvorgetriebene Tunnel - Entwicklungstendenzen in Forschung und Ausführung. Rock Mechanics Suppl.2, S. 257 - 278.
- DUDDECK, H. (1978): Statische Berechnungen im Fels- und Tunnelbau. Vorträge "Finite Elemente in der Baupraxis" Hannover, S. 149 - 157. Verlag W. Ernst u. Sohn, Berlin.
- Dyckerhoff & Widmann AG (1975): Der Sammler Wilhelmsburg. Dywidag-Berichte 1975-2.
- FEDER, G.: Tübbings für die Wiener U-Bahn. VÖEST-Information, Sonderdruck.
- FEDER, G. (1971): Über die brachliegenden Verformungsreserven in Schalentragerwerken aus Stahl und duktilem Eisen. Der Bauingenieur 46, S. 319 - 327.
- FLIEGNER, E. (1981): Der Seikan-Unterwassertunnel. Straßen- und Tiefbau 35.
- FUJITA, K. (1981): Use of slurry and earth-pressure-balance shield in Japan. Tunnel 81 (Int.), 1. S. 385 - 406.
- GIRNAU, G. (1969): Probleme und Entwicklungstendenzen beim unterirdischen Bahnbau in der Bundesrepublik. Straße Brücke Tunnel 21, S. 141 - 151 und 175 - 189.

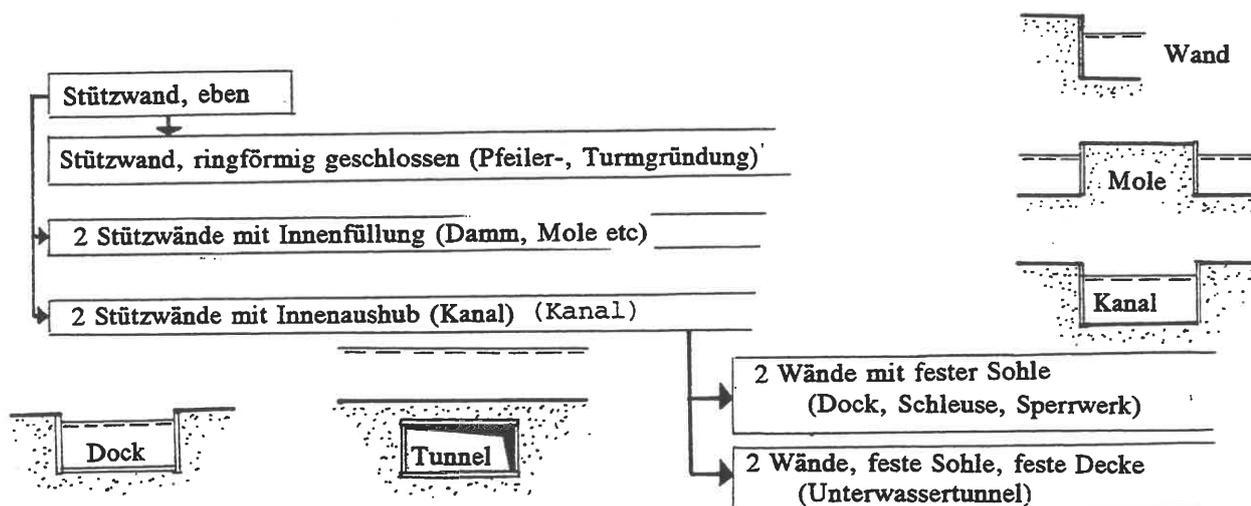
- GIRNAU, G. et al. (1973): Konstruktion, Korrosion und Korrosionsschutz unterirdischer Stahltragwerke - Spundwände, Tübbings, Bleche. Forschung + Praxis 14, STUVA, Alba Buchverlag GmbH & Co KG, Düsseldorf.
- HAACK, A./ KLAWA, N. (1982): Unterirdische Stahltragwerke. Beratungsstelle für Stahlverwendung Düsseldorf. STUVA Forschungsbericht: Alba Buchverlag GmbH & Co. KG, Düsseldorf.
- HOCHTIEF AG (1975): Europastraße 3, Bauabschnitt Elbtunnel Hamburg. HOCHTIEF-Nachrichten 48.
- HOCHTIEF AG (1976): Bau der U-Bahn in Nürnberg, Bauabschnitt Aufseßplatz - Weißer Turm. HOCHTIEF-Nachrichten 49, Jan./Feb.
- HOCHTIEF AG (1976): Technik und Anwendung des hydraulischen Vorpreßverfahrens. HOCHTIEF-Nachrichten 49, Mai/Juni.
- Hoesch Hüttenwerke AG: Tiefbau-S-Profil Schwere Reihe. Firmenprospekt 89/5.72.
- JACOB, E. (1978): Weiterentwicklung des Bentonitschildes - insbesondere Schildanlage, Fördersystem, Separiereinrichtung, Schwanzblechabdichtung. Forschung + Praxis 21, Alba Buchverlag GmbH & Co. KG, Düsseldorf. Abgedruckt in: Technische Blätter Wayss & Freytag AG 1977/78, Anhang.
- KASTNER, H. (1962): Statik des Tunnel- und Stollenbaues. Springer-Verlag Berlin, Göttingen, Heidelberg.
- KESSLER, H. (1975): Tabellen zur Berechnung schildvorgetriebener Tunnel. Theorie II. Ordnung mit Längskraftverformung. Bericht 75-13, Institut für Statik TU Braunschweig.
- KESSLER, H. (1975): Bemessung und Traglastberechnung stählerner Tunnelauskleidungen. Bericht 76-15, Institut für Statik TU Braunschweig.
- KRABBE, W. (1971): Tunnelbau mit Schildvortrieb. In: Grundbauschb. 2. Aufl., Ergänzungsband, S. 218 - 292. Verlag von W. Ernst u. Sohn, Berlin, München.
- KRABBE, W. (1981): Schildvortrieb mit Bentonit-Suspension zur Abstützung der Ortsbrust. Der Thixschild System "Holzmann". Tunnel 81 (int.), 1, S. 287 - 302.
- LANGHAGEN, K. (1976): Berechnung von Felshohlraumbauten im Gebirge mit regelmäßigen Klüften und einzelnen Störungsflächen. Bericht 76-17, Institut für Statik Braunschweig.
- LAUFFER, H. (1958): Gebirgsklassifizierung für den Stollenbau. Geologie und Bauwesen 24, H.1.
- LINDER, R. (1963): Technologie des Spritzbetons. Beton- und Stahlbetonbau 58, S. 40 - 45 und 63 - 67.
- LOHRMANN, W. (1976): Die Entwicklung des Entwurfs für den neuen Elbtunnel in Hamburg. Die Bautechnik 53, S. 73 - 93.
- MANDEL, G./ SCHMIDT, H. (1960): Verwendung von Stahlbeton-Fertigteilen beim Bau einer neuen U-Bahnstrecke in Hamburg. Beton- und Stahlbetonbau 55.
- MANDEL, G./ WAGNER, H. (1968/69): Verkehrs-Tunnelbau Band 1 und 2. Verlag von W. Ernst und Sohn, Berlin, Düsseldorf, München.
- MARKL, S.W./ PONTOW, K.-H. (1968): Untertagebauten. Verlag von W. Ernst u. Sohn, Berlin, München.
- MARQUARDT, E. (1934): Rohrleitungen und geschlossene Kanäle. Handbuch f. Eisenbetonbau Bd.9, S.426 ff. Verlag von W. Ernst u. Sohn, Berlin.
- MÜLLER-SALZBURG, L./ FECKER, E. (1978): Grundgedanken und Grundsätze der "Neuen Österreichischen Tunnelbauweise". Felsmechanik Kolloquium Karlsruhe, S. 247 - 262.
- PAPROTH, E./G. (1962): Herstellung eines Hauptsammlers im Tunnelbauverfahren. Vorträge Baugrundtagung Essen, S. 89 - 104. DGEG Essen.
- PECK, R.B. (1969): Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground. Proc. 7th ICSMFE Mexico, State-of-the-Art-Volume, S. 225 - 290.
- RABCEWICZ, L.v. (1965): Die neue Österreichische Tunnelbauweise. Der Bauingenieur 40, S. 289 - 296.
- SCHENCK, W. (1964): Grundbautechnische Fragen beim Unterwasser-Tunnelbau. VDI-Z. 106, S. 853 - 865.
- SCHULZE, H./ DUDDECK, H. (1964): Statische Berechnung schildvorgetriebener Tunnel. Festschrift Beton- u. Monierbau AG 1889 - 1964.

- SCHULZE, H./DUDDECK, H. (1964a): Spannungen in schildvorgetriebenen Tunneln. Beton- und Stahlbetonbau 59, S. 169 - 175.
- SIMONS, H. (1964): Über die Gründung und Ausführung des Ij- Tunnels in Amsterdam. Vorträge Baugrundtagung Berlin, S. 391 - 416.
- SMOLTCZYK, U. (1969): Earth Pressure Reduction in Front of a Tunnel Shield. Proc. 7th ICSMFE Mexico, vol.2, S. 473 - 481.
- Stadt Essen, Tiefbauamt: Baulos 16a - Waldthausenpark, Faltblatt.
- STOCKHAUSEN, O. (1912): Der Elbtunnel in Hamburg und sein Bau. Zeitschrift des VDI, S. 1301.
- WAGNER, H. (1964): Beton- und Stahlbetontübbings im Tunnelbau. Beton- und Stahlbetonbau 59.
- Wayss & Freytag AG: Der erste Schildvortrieb beim U-Bahnbau in München. Technische Blätter 2/68.
- Wayss & Freytag AG (1971/72): Mischwasserdüker der Berliner Entwässerungswerke. Technische Blätter 1971/72, s. 9.
- Wayss & Freytag AG (1976): Sammler Wilhelmsburg in Hamburg. Techn. Blätter 1/76.
- Wayss & Freytag AG: Die Hydroschild-Familie. Firmenschrift, S. 14.
- WILD, M. (1973): Die Bedeutung der Werkstoffeigenschaften des Gußeisens für den Tunnelbau. Straße Brücke Tunnel 25, S. 141 - 150.
- WINDELS, R. (1966): Spannungstheorie zweiter Ordnung für den teilweise gebetteten Kreisring. Die Bautechnik 43, S. 265 - 274.
- WINDELS, R. (1967): Kreisring im elastischen Kontinuum. Der Bauingenieur 42, S. 429 - 439.
- WITTKER, W. (1981): Interpretation von Verformungsmessungen im Felstunnelbau. Vorträge der STUVA-Tagung Berlin, S. 147 - 156. Alba Buchverlag GmbH & Co. KG, Düsseldorf.
- WOLCOTT, W.W./ BIRKMYER, J. (1968): Tunnel liners for BART subways. Civil Engineering ASCE, June 1968.

H7 Häfen, Kanäle, Küstenschutz: Gründungen

.01 Vorbemerkung

Die nachfolgenden Hinweise beschränken sich auf die Gründung von Verkehrswasserbauten. Die Bauelemente sind Pfähle (s.E.4), Spundwände (s.H2), Schüttungen aus Sand, Kies, Steinen (s.E6) und Brunnen bzw. Druckluft-Senkkästen (s.H.1.13). Die Bauwerke lassen sich im Entwurf auf folgendes Schema reduzieren:



Die Stützwand kann entweder eine geschlossene Wand, eine Böschung oder eine Stützenreihe (Pfahlreihe) sein; ebenso sind Kombinationen möglich. Entwurf und Statik von Uferwänden sind in allen erforderlichen Einzelheiten in den "Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Uferneinfassungen" (1990) behandelt.

.02 Konstruktion von Ufermauern

Ufermauern sind Stützwände zur Sicherung eines Geländessprungs am Ufer. Unter Berücksichtigung der Gezeitenwasserstände und des Tiefgangs der Schiffe, Bild H7.01, ergeben sich heute Geländessprünge bis zu 20 m Höhe.

Bild H7.02 zeigt als Beispiel die neue Containerkaje in Bremerhaven. Die Kopfplatte hat mehrere Funktionen: H-Kraft-Verteilung; Erzielung von Längssteifigkeit über den Block; Gurtung der Wandelemente. Den anliegenden Schiffen muß eine genügend große Bauwerksmasse entgegengesetzt werden: daher keine allzu aufgelösten und zu dünnwandigen Querschnitte.

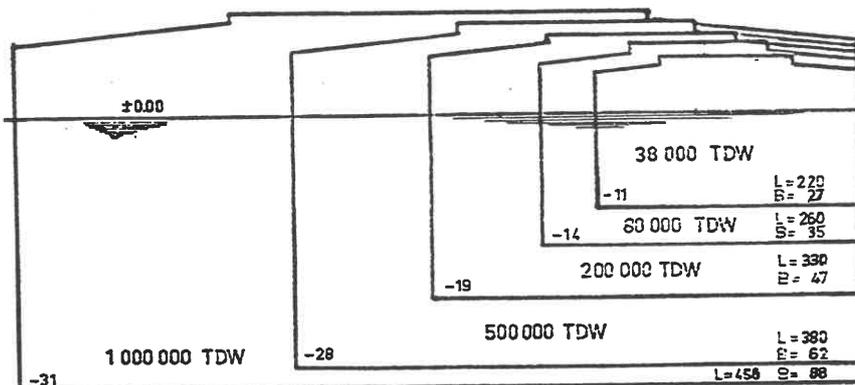


Bild H7.01 Schiffsgößen

Hohe Ufermauern, die im offenen Wasser gebaut und danach hinterfüllt werden, meist in Spundwandbauweise (s.H2.09), Bild H7.03. Beim Bau an Land und anschließendem Abbagern auch als sandgefüllter Stahlbetonkasten.

Bei entsprechenden Möglichkeiten können Ufermauern auch blockweise als Schwimmkästen gebaut und eingeschwommen werden, s.K 12.

Die vordere Spundwand wird in der Regel als Pfahlreihe mit eingerechnet, wobei aber zu beachten ist, daß sie als durchlaufende Wand

eine andere Traglast hat als eine intermittierende Folge von Einzelpfählen.

Eine obere Einspannung der Spundwand im Stahlbeton-Überbau wird nicht berücksichtigt, selbst wenn darauf verzichtet wird, ein Gelenk konstruktiv auszubilden.

In der BRD werden Uferwände mit geschlossener Wasserfrontseite bevorzugt (Rücksicht auf das

Anlegen kleiner Schiffe); daher Spundwand meistens vorn. Weiterer Vorteil: Schutz der Pfähle vor Havarien.

Statisch bestimmte Lagerung der Überbauten ist zu bevorzugen. Baufolge so einrichten, daß bereits eingebaute Elemente nicht durch spätere Arbeiten seitlich verdrückt werden oder Setzung durch Mitnahme über Schubverspannung erleiden. Seitendruckeinfluß vor allem bei Pfahlrammung in der Hinterfüllung einer Spundwand beachtlich.

Falls Hafenkrane vorzusehen sind, legt man eine Schiene auf den Gurtbalken über der Uferwand. Zweite Schiene kann landseitig unabhängig flach gegründet werden;

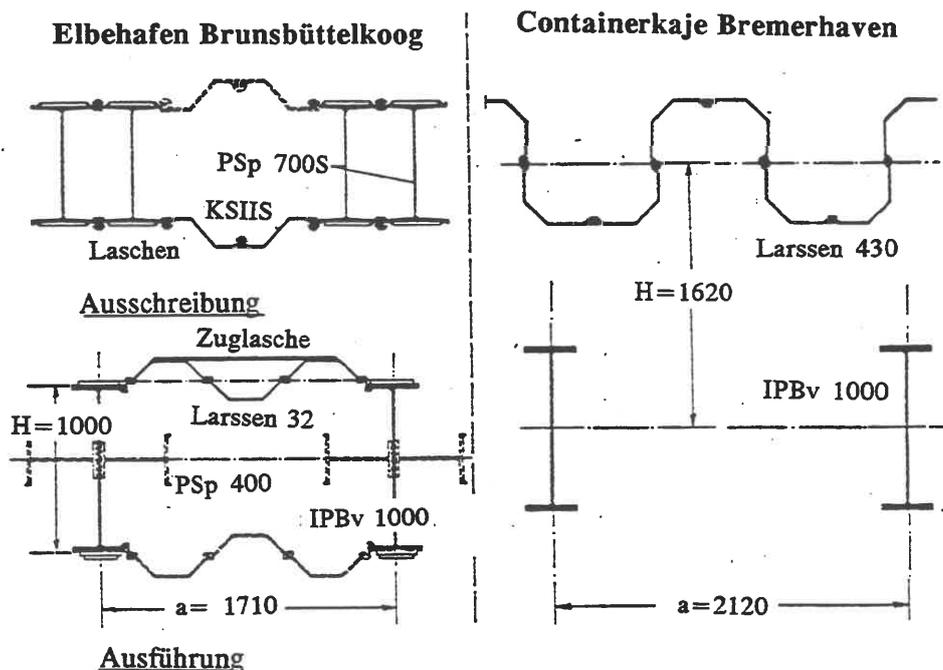
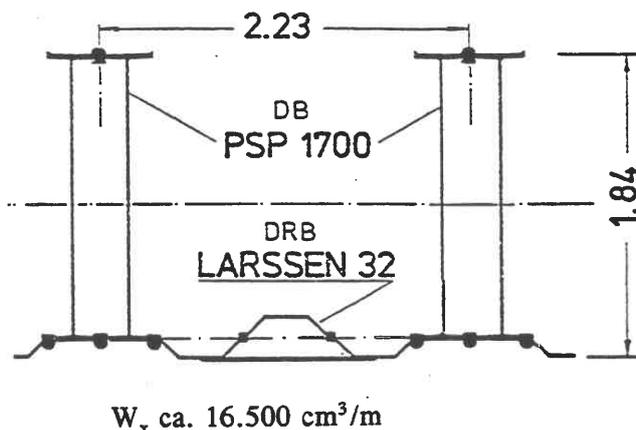


Bild H7.03

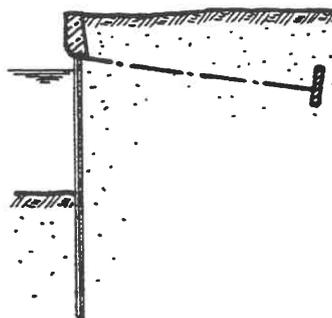


Bild H7.04

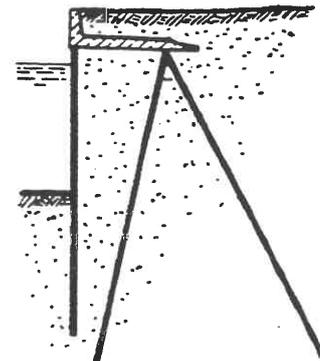
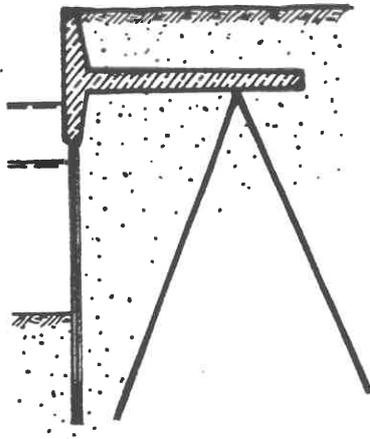


Bild H7.05

wegen der Spurhaltung ist aber massiver Anschluß über eine Kopfplatte an die Uferwand günstig.

Bild H7.04 zeigt den Grundtyp einer Uferwand mit den Bauelementen Wand, Gurt und Anker. Bild H7.05 stellt eine Variante dazu dar, wobei die Verankerung über eine Spornplatte und einen Pfahlbock erfolgt: Vorteil der Erddruckabschirmung und geringeren Konstruktionsbreite.

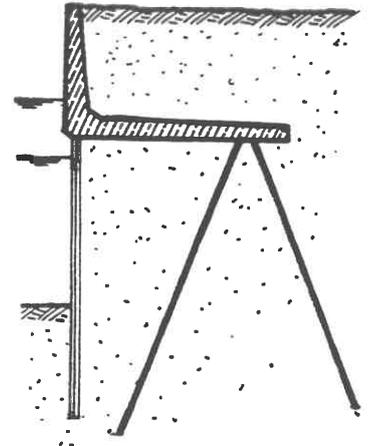


← Bild H7.06

Tieferziehen des Stahlbetonteils: günstig für die Spundwand.

Bild H7.07 →

Tiefersetzen der Spornplatte: statisch günstig, aber für den Bau u.U. ungünstig. Größere Abschirmung des Erddrucks auf die Spundwand als bei .06.

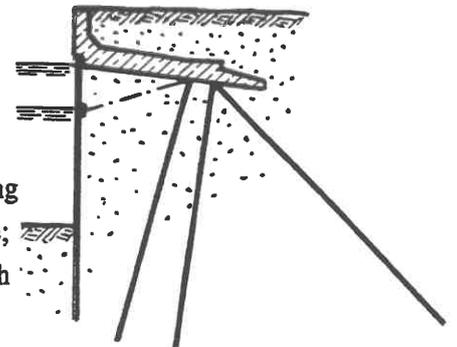
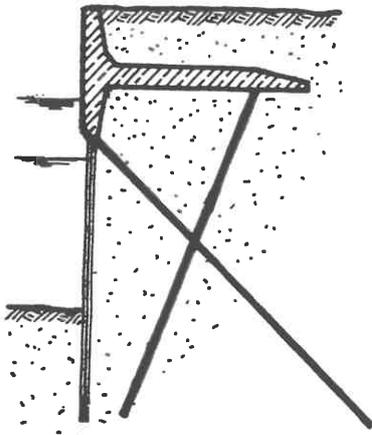


← Bild H7.08

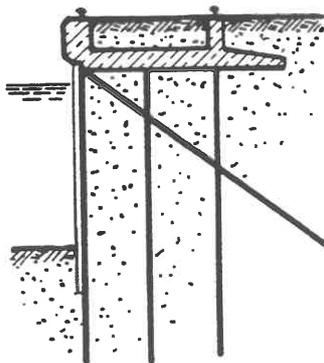
Zuganker wie beim Grundtyp .04 unmittelbar am Spundwandkopf. Günstig für Bauzwischenzustand und Spornplattenbewehrung.

Bild H7.09 →

Erhöhung der Erddruckabschirmung durch Tieferziehen der Spornplatte; 2 statische Unbestimmtheiten durch Zwischenabfangung der Wand und zusätzliche Druckpfahlreihe, nachdem die einfache Lagerung nicht mehr für erf. Traglast ausreicht.



Mit Kranbahn:

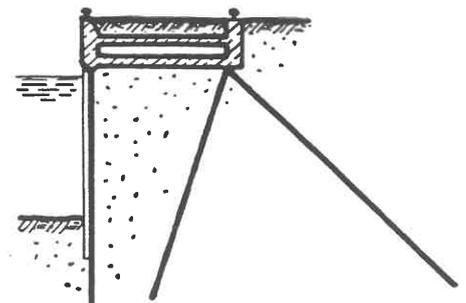


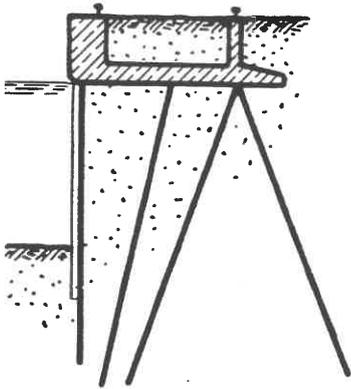
← Bild H7.10

Platte tief, damit Pfahlköpfe seitlich starr gehalten und oben Raum für Verlegung von Leitungen u.ä. bleibt. Sporn zur Erddruckabschirmung.

Bild H7.11 →

Verringerung der Totlast auf die Platte durch Hohlkastenbauart.





← Bild H7.12
wie .10, aber bei erhöhtem
Horizontalschub.

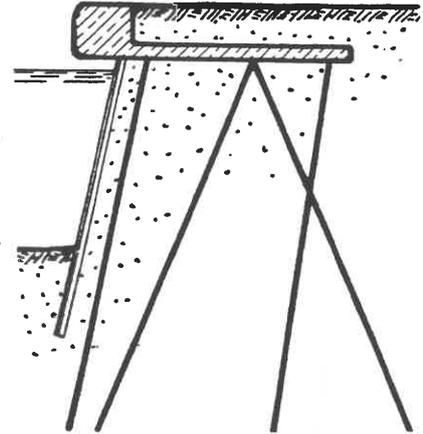


Bild H7.13 →
Erddruckminderung durch Schräg-
stellung der Wand. Nachteilig
für Kleinschiffahrt.
(Beispiel aus Holland)

Bei hinterfüllten und teilhinterfüllten Kaimauern auf hohem Pfahlrost brauchen in Bauwerk-Längsrichtung i. a. zur Aufnahme der in dieser Richtung wirkenden H-Kräfte keine besonderen Schrägpfähle vorgesehen zu werden.

Überbaute Böschungen

Je nach Standsicherheit des anstehenden Bodens kann Erddruck auf die Wand durch freies Abböschen unter der Pierplatte herabgesetzt werden, s. Bilder H7.14 - H7.18.

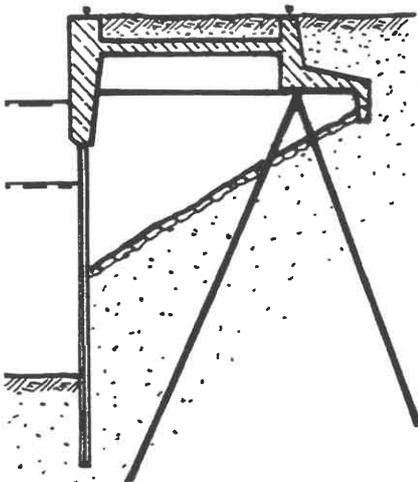


Bild H7.14

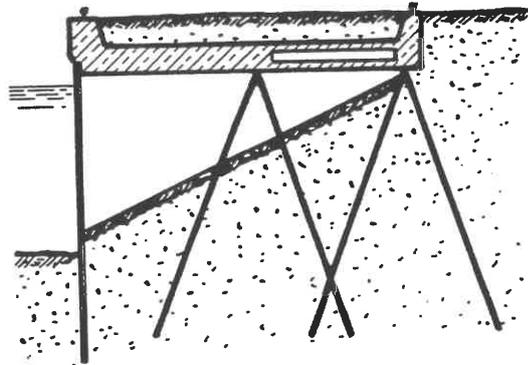


Bild H7.15

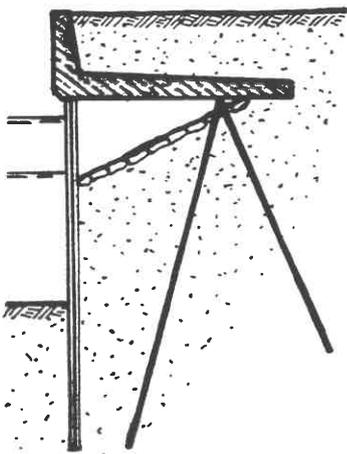


Bild H7.16

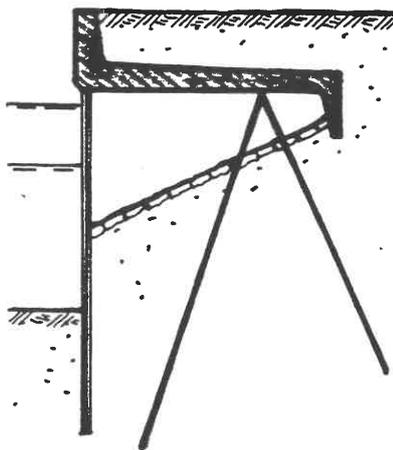


Bild H7.17

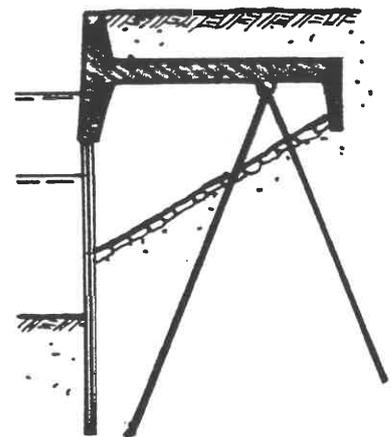
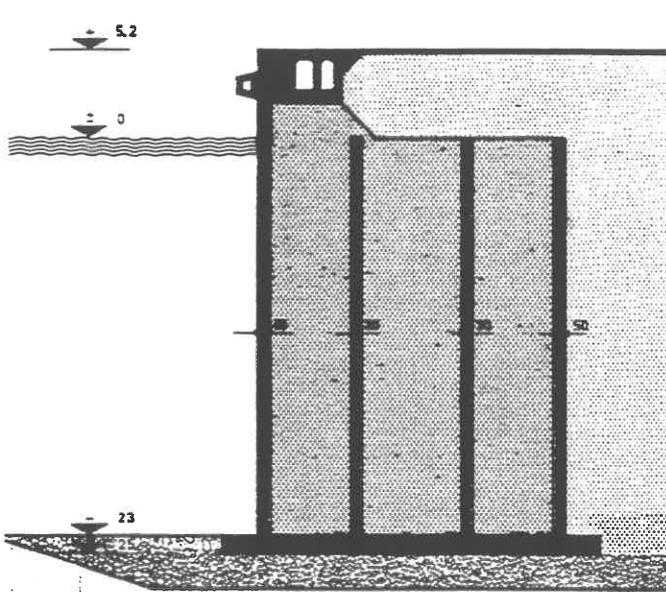


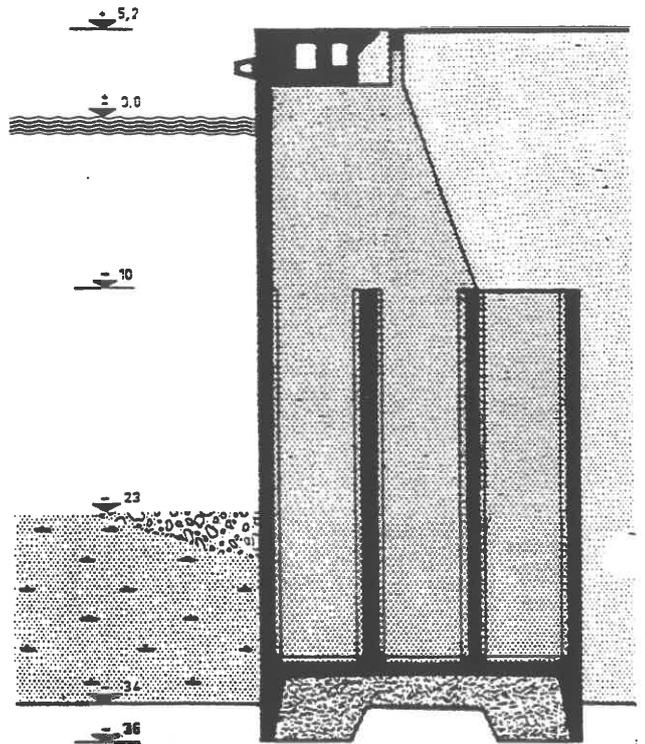
Bild H7.18

Ufermauern in Stahlbetonbauweise



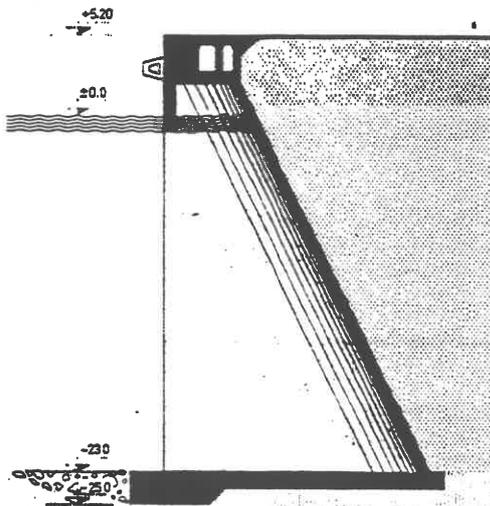
SCHWIMMKASTEN

Bild H7.19



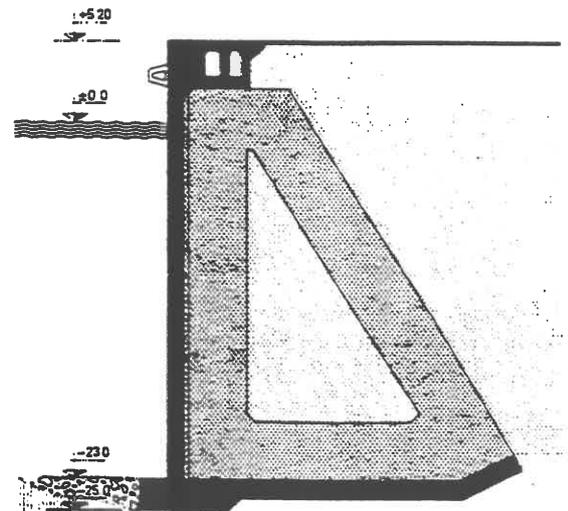
SENKKASTENGRÜNDUNG

Bild H7.20



GEWÖLBE STÜTZMAUER

Bild H7.21



WINKELSTÜTZMAUER

Bild H7.22

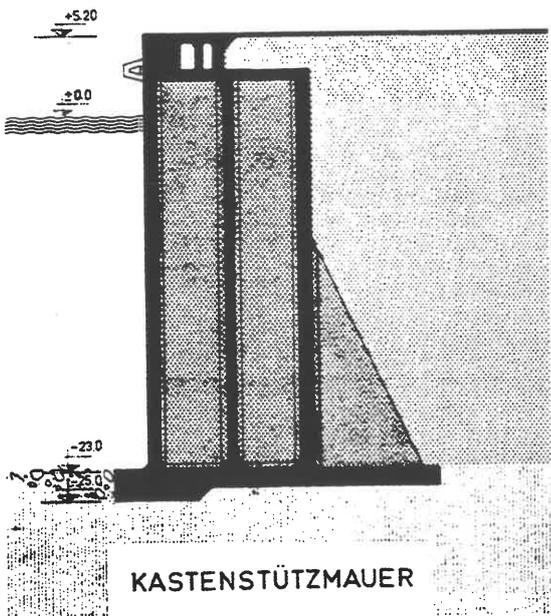


Bild H7.23

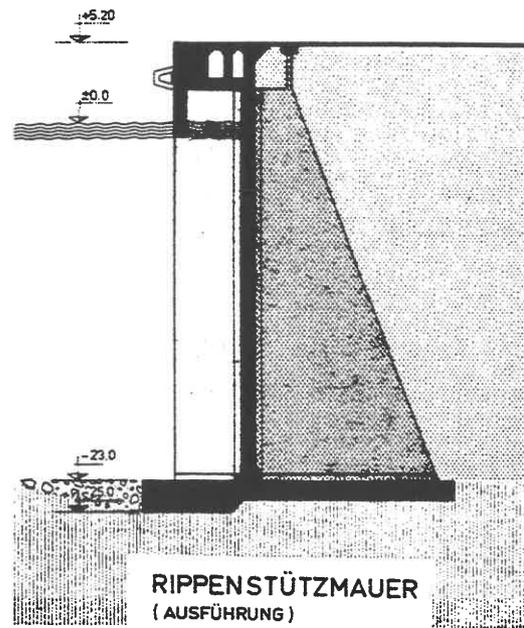
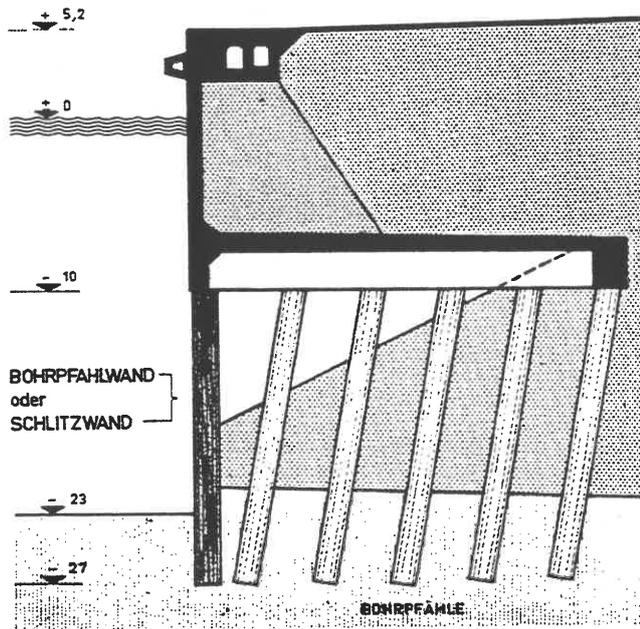


Bild H7.24

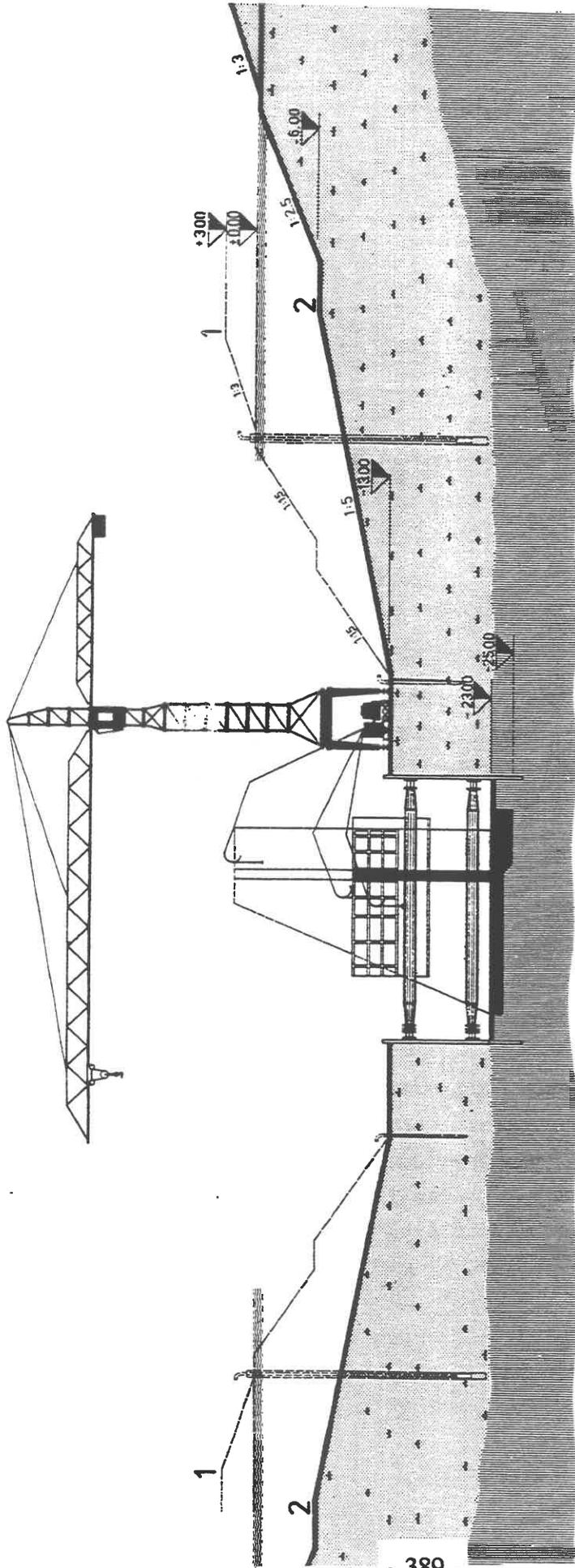


PFAHLROSTKONSTRUKTION

Bild H7.25

Die Bilder H7.19 - H7.26 sind Werkbilder der Firma Ph. Holzmann AG und beziehen sich auf dieselbe Bauaufgabe, nämlich den Bau des Hafens Richard's Bay in Südafrika.

Wie die Baustellenzeichnung in Bild H7.26 verdeutlicht, wurden die Mauer-Blöcke in trockener Baugrube errichtet, indem zunächst ein Schutzdeich aufgespült und der weiche Boden bis - 13 m naß abgebagert wurde, dann der Deich geschlossen und das Wasser im Vakuum-Verfahren abgesenkt wurde.



1=BAUGRUBE NACH ANGEBOT

2=BAUGRUBE NACH AUSFÜHRUNG

Bild H7.26

.03 Konstruktion von Molen und Löschbrücken

Molen sind in das freie Meer vorgebaute Dämme, die das Hafenwasser als Wellenbrecher vor der Einwirkung der offenen See schützen. Meist sind sie auf der Hafenseite für das Anlegen von Schiffen eingerichtet. Der ständigen Wechselbeanspruchung aus Wellendruck und -sog müssen entsprechend schwere Baumassen entgegengesetzt werden: bei nicht zu tiefem Wasser Damm aus Steinblöcken außen und abgestuftem Kernschüttmaterial, oder als Kasten, s.z.B.

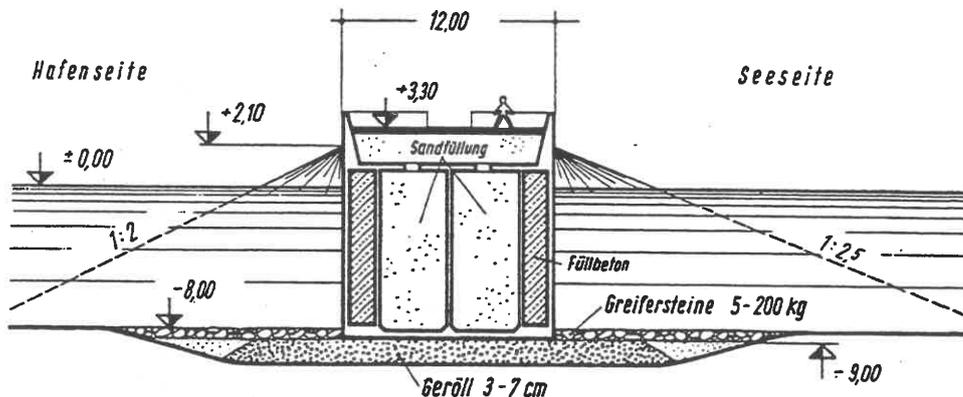


Bild H7.27

Bild H7.27, oder Fangedamm. Bei tiefem Wasser Kombination aus Dammprofil mit aufgesetztem Kasten.

Steinblöcke für Dammkonstruktion sollen unregelmäßig geformt, aber von i.M. ungefähr gleichem Gewicht sein (gute Energievernichtung, Verkeilen der Blöcke). Böschungsfuß muß nicht nur grundbruch-, sondern auch verschiebungssicher ausgebildet sein und tief genug unter der Wasseroberfläche liegen. Kronenhöhe mind. $5/4$ der Wellenhöhe über HThw. Um Schüttmaterial zu sparen, schüttet man nur so hoch über MThw, daß Mauerkrone in Stahlbeton ungehindert gebaut werden kann.

Beim Kastenquerschnitt muß das Gewicht der Einzelteile möglichst groß, die Sohlfuge gut gesichert, der Aufbau fugenlos (bzw. jede Fuge zuverlässig geschlossen) und eine gute Verbundwirkung zwischen benachbarten Blöcken in Längsrichtung gewährleistet sein. Tafel H7.29 von SCHENCK (1964) stellt die Merkmale der beiden Bauweisen gegenüber.

Lösch- und Anlegebrücken sollen im Gegensatz zu den Molen den anrollenden Wellen möglichst wenig Widerstand entgegensetzen. Sie werden deswegen gewöhnlich wie eine Brücke aus einer Folge einzelner Pfeiler mit einem Überbau (Fertigteilbauweise zweckmäßig) aufgebaut. Die Pfeiler bestehen im einfachsten Fall aus einem zwei- (H- oder M-Abtragung über Biegung) oder dreistieligem Pfahljoch mit einer Kopfzange als Jochbalken. Dabei muß in geeigneten größeren Abständen auch noch ein Pfahlbock in Brückenlängsrichtung zur Aufnahme längsgerichteter H-Kräfte angeordnet werden.

Bei kleineren Feldweiten kann man die Brücke vom Land her vor Kopf mit Auslegergeräten feldweise vorbauen. Bei größeren Feldweiten muß die Ramme auf einem Prahm oder eine Hubinsel gestellt werden. Auch dann Baufortschritt vom Ufer her, um die Brückenträger über den bereits fertigen Abschnitt einschieben zu können.

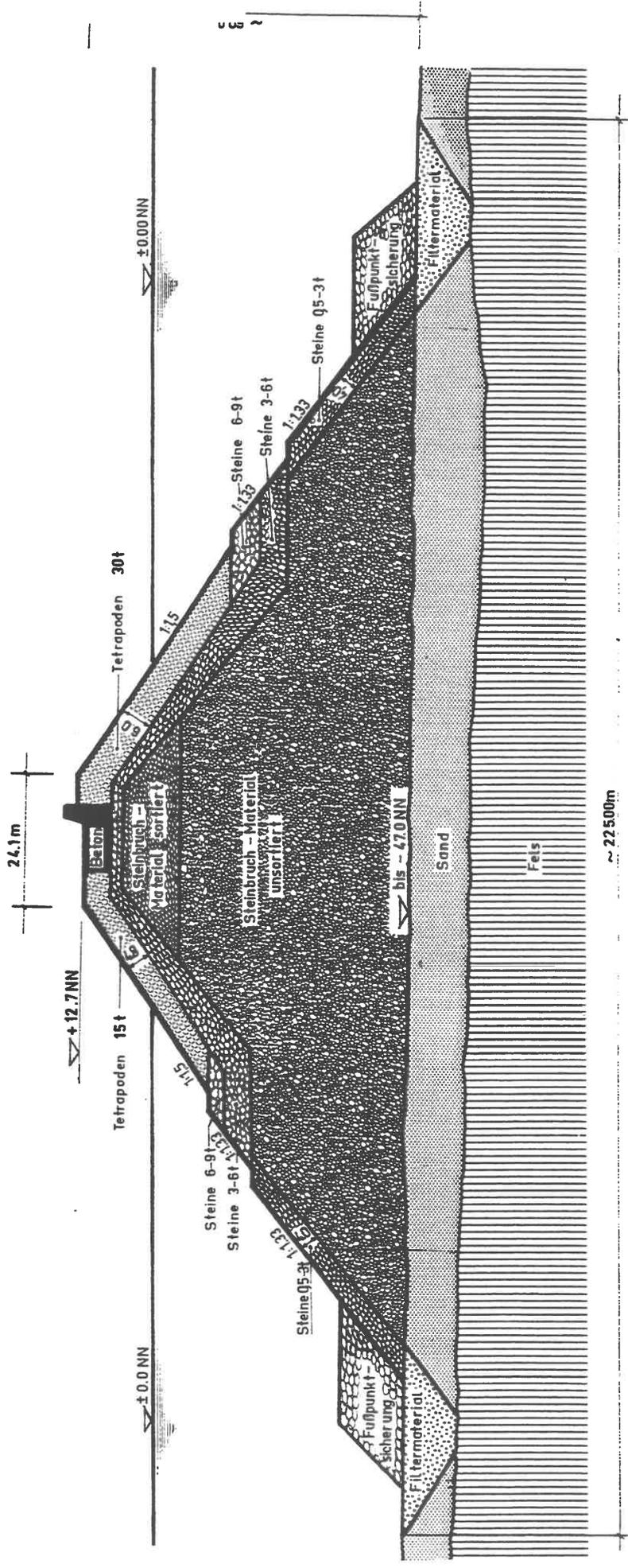
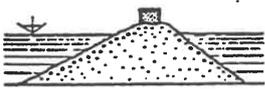
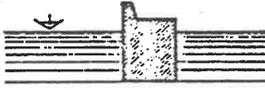


Bild H7.28 Beispiel für eine Dammkonstruktion einer Seemole
 (Quelle: Holzmann A.G.,s.a. Bilder H7.19 - 26)

Anmerkung: Tetrapoden ("Vierfüßer") sind Stahlbeton-Fertigteile, bei denen 4 auskragende Säulenden räumlich so angeordnet sind, daß die freien Enden den Eckpunkten eines umschriebenen Tetraeders entsprechen.
 Noch schwerere Einheiten (30 t) sind die sog. "Dolosse", ebenfalls Stahlbeton-Fertigteile, die aber die Form eines Ankers (Steg mit um 90° gedrehten Flanschbalken) haben.

	geböschte Form	steile Form
		
Aufnahme des Wellenstoßes	Wellen werden gebrochen und zerteilt Energievernichtung durch raue und klüftige Oberfläche der Außenböschung	Wellen werden größtenteils reflektiert Gegenwirkung durch große, geschlossene Masse und Gewicht des Molenkörpers
Wassertiefe	mäßig bis groß Bei sehr großer Wassertiefe gemischter Typ wirtschaftlicher	möglichst größer als 2fache Wellenhöhe, aber wegen ausführungstechnischer Gründe auf etwa 14 m beschränkt
Untergrund	für jeden Untergrund geeignet, besonders auch für nachgiebigen und beweglichen Baugrund	Kies und Geröll, feste bindige Böden und Fels Bei Spundwänden: rammgünstiger Boden mit tragfähiger Schicht in erreichbarer Tiefe
Baustoffaufwand	große Mengen harten und beständigen Natursteines der verschiedensten Kategorien. Gewinnung in vertretbarer Nähe und günstige Möglichkeiten des Abbaues und Antransportes	vergleichsweise gering, aber hochwertige Stoffe (geeignete Betonzuschlagstoffe, Zement, Schalungsmaterial, Baustahl, Stahlpundbohlen u. a.)
Qualität der Arbeitskräfte	außer Geräteführern nur angeleitete Arbeiter und Hilfsarbeiter	hochwertige Facharbeiter und Spezialisten
Wetterabhängigkeit	sämtliche Arbeiten nur in der guten Jahreszeit möglich Steinverklappung in tiefen Lagen bis etwa Windstärke 4 Blockversatz schwimmend bis Windstärke 2, vor Kopf bis Windstärke 3, im übrigen mit Titan-Kran bis Windstärke 6	Vorfertigung an Land, unabhängig von Jahreszeit, alle Arbeiten auf See sind saisonbedingt und stark von Seegang und Wetter abhängig z. B. Überführung eines Schwimmkastens höchstens Windstärke 3—4, Absetzen eines Schwimmkastens höchstens Windstärke 0—1, Taucherarbeiten! Rammen nur vom festen Gerüst
Laufende Unterhaltung	Gelegentliche Nachschüttungen, Ersatz für herausgerissene und (durch Eis) fortgeführte Blöcke	bei sachgemäßer Ausführung keine

Tafel H7.29 Vor- und Nachteile geböschter und massiver Molenquerschnitte

Schrifttum zu H7

- BECKER, H. (1975): Der Bau des neuen Hafens Richard's Bay in Südafrika. Handbuch für Hafenbau und Umschlagstechnik XX, S. 54 - 58.
- FEDDERS, H. / GRÄNERT, W. (1974): Sturmflutsperrwerke. Technische Berichte Ph. Holzmann AG.
- MAZURKIEWICZ, B.K. (1980): Design and Construction of Dry Docks. Trans Tech Publications Clausthal-Zellerfeld.
- RODATZ, W. (1991): Gründungen im offenen Wasser. In: Grundbautschb. 4.Aufl., Teil 2, Kap. 2.08, Verlag W. Ernst & Sohn Berlin.
- SCHENCK, W. (1959): Neuzeitliche Uferwände und Kaimauern (nach 1945). Techn. Berichte Ph. Holzmann AG.
- SCHENCK, W. (1964): Molen und Pieranlagen; Heft 1: Seemolen. Techn. Berichte Ph. Holzmann AG.
- SCHENCK, W. / SMOLTCZYK, U. (1982): Gründungen im offenen Wasser. In: Grundbautschb. 3.Aufl., Kap. 2.17, Verlag W. Ernst & Sohn Berlin München.

H9 Böschungen, Erd- und Felswände

.01 Vorbemerkung

Das Abrutschen von geböschtem Lockergestein in hügeligem oder bergigem Gelände ist eine Erscheinung, die zum natürlichen Kreislauf des oberflächlich anstehenden Materials gehört. Baumaßnahmen in solchem Gelände verlangen deswegen - s.a. E6 - eine ständige Beobachtung etwaiger Veränderungen (Schiefstellen von Bäumen, Masten; Anrisse; Versagen von Wasserleitungen u.a.m.). Künstlich angelegte Böschungen müssen, wenn sie dauernden Bestand haben sollen, in jedem Fall gesichert oder sogar verbaut werden. Dabei wird die Böschung mit biologischen oder konstruktiven Mitteln vor mechanischen und thermischen Beanspruchungen geschützt und ihre Standsicherheit verbessert oder erhalten.

Mechanische Beanspruchungen: Beschädigungen durch Mensch, Maschine, Tier, Erdbeben, Erosion, Flut, Aufweichung.

Thermische Beanspruchungen: Frost, Hitze, Temperaturwechsel.

Die Schutzmaßnahmen müssen technisch entworfen, aber mit den Belangen der Öffentlichkeit, der Anrainer und der Nutznießer abgestimmt werden. Der Ingenieur muß dabei Verbindung zu den Vertretern der Land-, Forst- und Wasserwirtschaft halten.

.02 Erhebungen

Nachdem der Baugrund im Feld durch Schürfen, Bohrungen und Sondierungen aufgeschlossen ist, folgt die geologische Erhebung (Aufstellung geologischer Profile) und die bodenmechanische Laboruntersuchung. Das geologische Gutachten muß hydrogeologische Angaben enthalten: Verbleib der Niederschläge, Schichtwasser, Kluftwasser, Naßgallen, Quellen, Wasserstauer. Ergänzend muß die Wasserentsorgung bergseitig stehender Häuser kontrolliert werden.

Anmerkung:

Geringer Wasserandrang beim Bohren ist keine Gewähr, daß nicht bereits geringe Wasserdruckzunahmen einen Hang zum Ausfließen bringen ("mud flow").

Wenn alle Daten vorliegen, wird die Standsicherheit nach E6 unter Einbeziehung des Wasserdrucks für eine nach technischen Gesichtspunkten gewählte Böschungsneigung berechnet, wobei sowohl die für die erforderliche Sicherheit notwendige Abflachung interessiert als auch die im Grenzzustand mögliche (natürliche) Böschungsneigung.

Anschlußfragen: Wie ist die technisch geforderte Form realisierbar?
Welche Baustoffe sind wirtschaftlich verfügbar?

- Welche Verbautechniken sind ortsbekannt?
 Welche Vegetation ist möglich?
 Welche Klimadaten müssen beachtet werden?
 Ist eine Nutzung der Böschung vorzusehen?
 Ist eine Unterhaltung und Pflege der Böschung möglich?

.03 Konstruktive Gesichtspunkte

Böschungen treten auf bei einem Damm (künstliche Schüttung mit definierten Eigenschaften), einem Einschnitt (natürliche Böschung im gewachsenen Hangboden) oder Doppelprofil (halb Damm im Auftrag, halb im Einschnitt). Zur Ingenieuraufgabe gehört nicht nur die Böschung als solche, sondern vor allem auch die Sicherung der besonders gefährdeten Kopf- und Fußbereiche.

Zu den Besonderheiten bei Uferböschungen siehe DIN 19657 "Sicherungen an Gewässern, Deichen und Küstendünen, Richtlinien" (1965).

Niedrige Böschungen (unter 2m) möglichst nicht steiler als 1:2, damit keine zusätzlichen Sicherungsmaßnahmen für den Verkehr notwendig sind. Landwirtschaftliche Nutzung bis 1:10 möglich. Kopf und Fuß müssen ausgerundet werden (Kerbspannungen! Anrisse!) mit einem Radius von etwa der doppelten Dicke der Verwitterungs- oder Deckschicht, d.h. 3-7 m. Wenn klüftiger Fels ohne Deckschicht am Kopf ansteht, kann sich eine zusätzliche Sicherung durch genageltes Baustahlge-
 webe bzw. Geotextilien empfehlen (Bild H9.01). Begrünung ist bis zu 1:1,5 ohne Hilfsmaßnahmen möglich; sonst bis etwa 1:1.



Bild H9.01

Bermen: Bermen haben Vor- und Nachteile.

Vorteile: als Wirtschaftsweg nutzbar, wenn breiter als 2,5 m; einfachere Unterhaltung der Böschung; Anpassung an einen Schichtwechsel möglich (Bild H9.02); ästhetisch befriedigender.

Nachteile: Erschwerte Profilierung beim Bau der Böschung; Wassersammler (Schnee bleibt liegen!), der Drainage erfordert; erdstatisch ungünstig wegen fehlender Ausrundung.

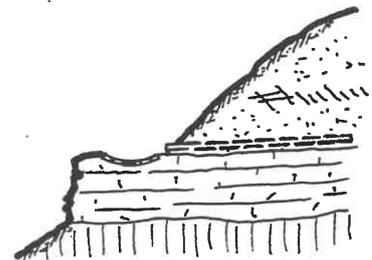


Bild H9.02

Die Konstruktionsmittel lassen sich auf folgende Elemente reduzieren:

1. (F) Membran (Flächen- oder Kantenschutz)
2. (M) Mauer (Wand; statische Wirkung einer Platte)
3. (W) Widerlager (Stützkörper)
4. (S) Scheibe (Stützscheibe in der Böschung)
5. (A) Anker (Rückverhängung auf Zug)
6. (N) Dübel (Vernähung potentieller Bruchflächen)
7. (D) Drän (Ableitung von Oberflächen-, Schicht- und Kluftwasser).

Ein Verbau wird entweder vollständig (geschlossen) oder teilweise (aufgelöst) ausgeführt.

Baustoffe: Natursteine, Bruchsteine, Schotter, Kies, Abraummateriail, Füllboden,
 Rund- und Schnittholz,
 Baustahl, Baustahlgewebe, Stahlnetze, Draht, Blechstreifen,
 Plastikfolien und -gitter (Geotextilien),
 Faschinen, Wippen,
 Gräser, Klee, Stauden, Büsche, Bäume,
 Strohhäcksel (Mulch), Torf, Dünger,
 Bitumen, Asphalt, Klebstoffe, Kalk, Zement.

.04 Biologischer Verbau (Lebendverbau)

Freie Böschungen sollen möglichst begrünt und bepflanzt werden. Dazu sind folgende Fragen vorab zu beantworten:

- a. Liegt die zu sichernde Böschung in einem Klimabereich, in dem überhaupt Pflanzen wild gedeihen?
- b. Südhang oder Nordhang? Haben Pflanzen während der Anwachszeit Chancen, Austrocknung oder Ausfrierung zu überstehen?
- c. Welche Wildpflanzen sind standortgemäß? Sind sie in ausreichender Menge zu beschaffen?
- d. Kann starker Wildwuchs Verkehrswege oder Nutzungen beeinträchtigen, so daß ein Pflegeplan erforderlich wird?
- e. Muß mit Schadstoffeinträgen (z.B. Tausalz) gerechnet werden?
- f. Ist die Fläche bearbeitbar (Handarbeit? Maschinenarbeit?).

Vorteil der Vegetationsdecke: sie schützt den Untergrund vor der unmittelbaren Einwirkung des Klimas und des Wassers, entzieht ihm einen Teil des Porenwassers (wird von den Pflanzen durch Verdunstung abgegeben) und sorgt so für die Erhaltung und langsame Zunahme der Kohäsion in der Deckschicht des Bodens. Sträucher und Bäume (SPANG 1963) schützen durch ihre Wurzeln, die den Boden bis zum Dreifachen des Kronendurchmessers durchdringen, zusätzlich und steigern den Wasserentzug bis zu 3 m Tiefe (Eiche, Kiefer: 6 m). Wurzeln umschlingen loses Gestein und legen es damit fest; der Scherwiderstand des durchwurzelten Bodens kann dreimal so groß sein wie der eines wurzellosen Bodens (WALDRON/ DAKESSIAN 1982). Baumstümpfe an Böschungen deswegen nicht roden.

Deckwerk

"Deckwerk" nennt man planmäßig hergestellte Vegetationsdecken, gegebenenfalls in Verbindung mit Steinlagen, Geogittern u.a.m. Im einfachsten Fall aus Rasen: entweder vorgefertigt (Rasenziegel) oder in Bahnen gerollt (Rollrasen) oder am Einbauort als Naßsaat (Hydrosaat) aufgespritzt oder als Trockensaar aufgeblasen. Dazu werden Saatgut, Dünger, Bodenverbesserungsstoffe, Kleber und gegebenenfalls Wasser in einem Mischer vermischt und in Lagen von wenigen cm gespritzt (Reichweite bis 25 m etwa). Zur Wahl der Saat und zur Rezeptur vgl. DIN 18917 und 18918.

Mulchsaat: Stroh, Heu, Zellulose o.ä. werden gehäckselt auf die Grünsaat aufgeblasen und durch Zusatz von Bitumenemulsion gebunden. Das Mulchen bewirkt eine Schutzschicht gegen extreme Klimaeinflüsse und ist bei Flächengrößen über 1 ha wirtschaftlich. Gefahr dabei, daß die Oberfläche derart verschlossen wird, daß sich die Pflanzen nicht entwickeln können. Daher Variante nach Schiechtl ("Schiechteln"): im 1. Arbeitsgang Aufbringen von Längsstroh, danach im 2. Gang Einstreuen der Saatgut-Mischung und in einem 3. Gang Aufsprühen einer pflanzenverträglichen, mit kaltem Wasser verdünnbaren, stabilen Bitumen-Emulsion. Ausführung teil- oder vollmechanisiert möglich mit Tagesleistungen von 3000 bis 15000 m² je nach Schwierigkeit des Standorts. Auch kleine Teilflächen damit rasch zu begrünen.

Anmerkung:

Vorsicht ist bei Mutterboden-Andeckungen geboten, weil sie sich nicht wie in der Natur durch Umwandlung des anstehenden Lockergesteins gebildet haben und deswegen als Fremdkörper keinen schubfesten Verbund mit der Unterlage haben. Auch haben die Pflanzen dann die Tendenz, ihr Wurzelwerk nur in dieser Mutterboden-Decke zu entwickeln. Die Folge sind die im Frühjahr häufig zu beobachtenden Abgleitungen.

Sicherung von Deckwerken durch Flechtwerk: (Bild H9.03)

Bei stark den Einwirkungen des Wetters ausgesetzten Böschungen empfiehlt sich eine Sicherung durch Flechtwerke: Holzpflocke von 3 bis 10 cm Durchmesser, 1 m lang, werden im Abstand von ca. 1 m eingeschlagen, so daß sie etwa 20 - 30 cm hervorstehen. Zwischen sie werden lebende Steckhölzer geschlagen. Die Pflocke werden dann mit biegsamen Weidenzweigen oder anderen ausschlagfähigen Ruten umflochten, 3-7 übereinander, und zusammengedrückt. Damit die Zweige wurzeln können, müssen sie mindestens mit einer Schnittfläche im Boden liegen, andernfalls sterben sie ab. Da die so entstehenden Flechtzäune (Anordnung horizontal oder rautenförmig) mechanisch empfindlich gegen Steinschlag, rutschenden Schnee etc. sind, sollten sie möglichst im Boden versenkt gesetzt werden. Nachteilig ist der hohe Materialverbrauch bei relativ geringem Bewurzelungseffekt.

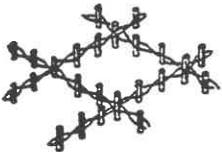


Bild H9.03

Saatmatten:

Saatmatten sind zweilagige Gewebe mit dazwischen fixiertem Saatgut, die auf der sorgfältig zu profilierenden, feuchten Böschungsfäche abgerollt und durch Abwalzen fest auf den Untergrund gedrückt werden. Die Ränder werden in den Boden spatentief eingeschlagen. Je nach Neigung der Fläche und Erosionsrisiko werden die Matten mit Pflocken oder Stiften von etwa 30 cm Länge auf den Untergrund genagelt.

Haltbarer, aber auch teurer als das einfache Deckwerk aus Rasen.

Spreitlagen: (Bild H9.04)

Geschlossene Böschungsdeckung durch eine Lage lebender, mindestens 1,5 m langer Äste, die mit dem dicken Ende in den Boden eingebettet werden, damit sie ausschlagen. Um sie an den Boden anzudrücken, werden Drähte (oder Gewebe) im Abstand von etwa 1 m darüber gespannt und durch

Bodennägel fixiert. Kombination mit nicht ausschlagfähigen Ästen gegebenenfalls auch möglich. Dem Vorteil des flächendeckenden Austriebs und der sofortigen Schutzwirkung steht der Nachteil des hohen Materialbedarfs und der arbeitsintensiven Bauweise entgegen. Anwendung vorzugsweise bei Uferböschungen, die gegen Wellenschlag sofort geschützt werden sollen.

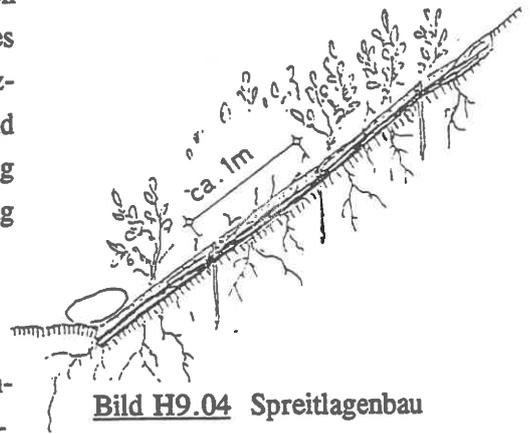


Bild H9.04 Spreitlagenbau

Schwellen:

Schwellen werden dadurch geschaffen, daß längs der Höhenlinie oder - zur Abführung des Wassers bei nassen Hängen -

etwas geneigt zu ihr eine etwa 0,5 m tiefe Berme in den Hang eingeschnitten und mit einem stabilisierenden Element ausgefüllt wird. Beim Lebendverbau ist dieses Element kein massiver Riegel o.ä., sondern besteht aus eingesetzten Pflanzen oder aus eingelegten Stecklingen, die mit Bodenmaterial überdeckt werden und in den Hang hinein wurzeln. Die Fläche, auf der die Stecklinge (Heister) verlegt werden, muß nach außen ansteigen (**Bild H9.05**).

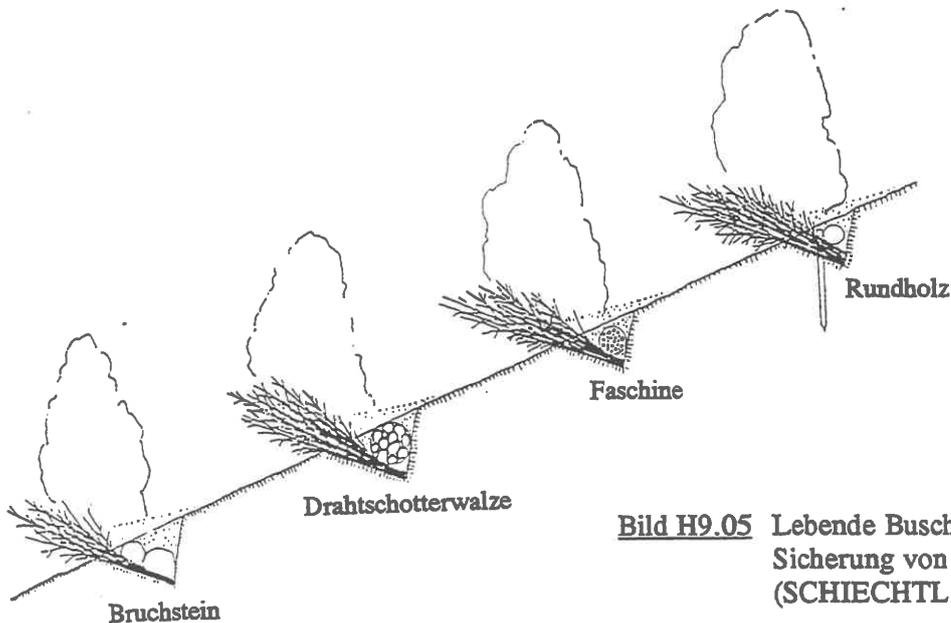


Bild H9.05 Lebende Busch-Schwellen zur Sicherung von Gewässersohlen (SCHIECHTL 1973)

Im einfachsten Fall hat man - gewissermaßen in Abwandlung des klassischen Cordonbaus (**Bild H9.06**) - den Heckenlagenbau: bewurzelte Pflanzen werden dicht nebeneinander so verlegt, daß sie mit etwa 1/3 ihrer Länge herausragen. Die einzelnen Lagen sind etwa 3 m voneinander entfernt. Damit die Pflanzen einwachsen und ihre Verwurzelung ausbreiten, muß der Boden eine ausreichende Qualität haben, so daß dieses Verfahren nur für günstige Standorte in Betracht kommt.

Wo der Boden ungünstig (nährstoffarm) ist, müssen ausschlagfähige Äste (z.B. Weidenäste) verlegt werden: Buschlagenbau: **Bild H9.08**. Die Einschnittbreite ist größer als beim Heckenlagenbau, etwa 0,5 bis 1,0 m. Damit die Äste auf möglichst großer Länge von Erde bedeckt werden können, legt man sie nicht parallel nebeneinander sondern schräg und überkreuzt. Auch wird empfohlen, Äste verschiedener Gehölze und unterschiedlicher Dicke (= unterschiedlichen Alters) zu nehmen. Auch die Verwendung kurzer sperriger Äste ist möglich.

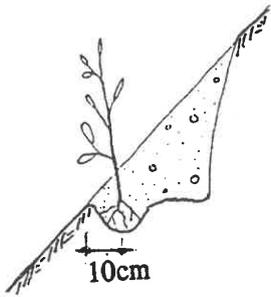


Bild H9.06

Klassischer Cordonbau (1880) (Heckenpflanzung)

Wenn der Buschlagenbau zur Stabilisierung einer Dammschüttung eingesetzt wird, können die Äste in größerer Länge nebeneinander gelegt werden, was das Verfahren vereinfacht und eine weitgehende Mechanisierung gestattet. Die Buschlagen sind gegen mechanische Beanspruchung relativ unempfindlich (Steinschlag). Das läßt sich noch steigern, indem man den Ästen einen Gewebestreifen unterlegt.

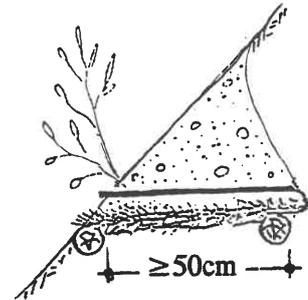


Bild H9.07

Cordonbau auf Reisigunterlage (Praxl 1954) Reisigbett auf toten Längsstangen, 10 cm überdeckt, darauf Weidenstecklinge in 2-3 cm Abstand. Abstand der Reihen ca. 3 m.

Man hat damit eine einfache Art des Cordonbaus auf Reisigunterlage nach Praxl, **Bild H9.07**, bei dem diese Unterstützung durch eine Reisigbettung aus Nadelholzästen erzielt wird, die auf längs verlegten Stangen liegt. Auf die Bettung werden ca. 10 cm Erde geschüttet, ehe die lebenden Äste verlegt werden. Das Verfahren ist relativ teuer wegen seiner mehrfachen Arbeitsgänge und wird heute nur noch örtlich bei der Sicherung labiler Teilbereiche angewendet. Der Vorteil der Reisigbettung ist die gute Belüftung der Wurzeln.

Aus der Kombination von Buschlage und eingelegten Heistern von Heckengehölzen ergibt sich dann der Heckenbuschlagenbau nach SCHIECHTL (1973), **Bild H9.09**, der in allen Klimazonen möglich ist, in denen diese Gehölze auch sonst gedeihen.

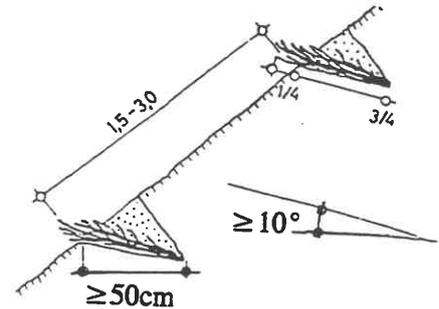


Bild H9.08

Buschlagenbau in Ansnittböschung, Aufbau von unten nach oben

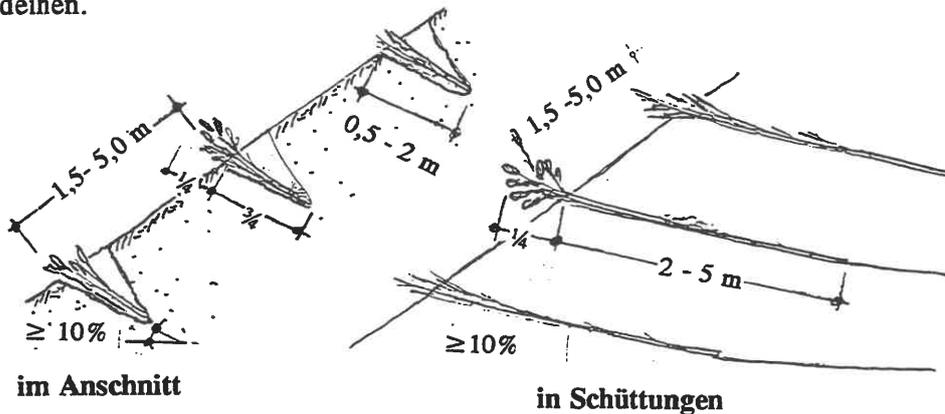


Bild H9.09 Heckenbuschlagenbau nach (SCHIECHTL 1973)

Kombination von Hecke und Busch (wirksamere Standortverbesserung)

Schwellen mit Nagelung

Bei steilerem Gelände oder stärkerer mechanischer Beanspruchung genügt es nicht, sich darauf zu verlassen, daß die Pflanzen imstande sind, einen ausreichenden Verbund der Schwellen mit dem Boden in einer Art "Vernähung" herzustellen. Man muß dann eine Vernagelung ergänzen.

Hangfaschinen

Äste ausschlagfähiger Gehölze (mindestens 5 Äste von 1 cm Durchmesser; Ergänzung durch totes Astwerk möglich) werden in Gräben verlegt und mit mindestens 60 cm langen Holzpflocken oder Rundstählen, $a = 80$ cm, auf die Böschung genagelt, so daß sie oben bündig mit dem Faschinenbündel abschließen. Anwendung setzt weichen Boden voraus, damit die Durchwurzelung sich rasch entwickelt (Bild H9.10).

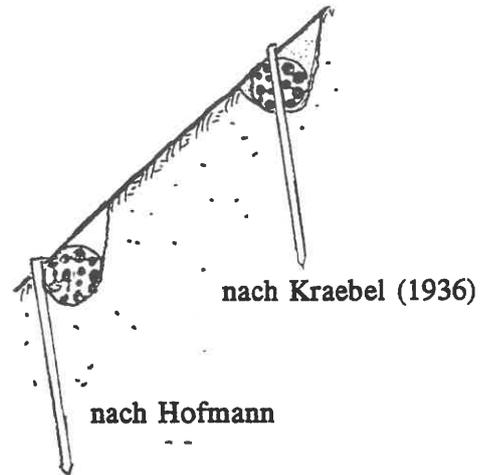


Bild H9.10 Hangfaschinenbau

Lebender Flechtzaun

Holzpflocke von 3 bis 10 cm Durchmesser, 1 m lang, werden mit $a = 1$ m eingeschlagen, dazwischen jeweils 2 lebende Stechhölzer. Die Pflöcke werden dann mit Weidenruten o.ä. umflochten. Die Pflöcke sollen höchstens 5 cm überstehen und zu 2/3 ihrer Länge im Boden eingespannt sein, Bild H9.11. Je mehr der Flechtzaun in den Boden versenkt wird, desto sicherer ist der Anwachs-Effekt. Allerdings ist die Wurzelbildung schwach, der Materialverbrauch hoch und der Anteil an Handarbeit ebenfalls. Nachteilig ist ferner die Empfindlichkeit gegen mechanische Beanspruchungen: wenn ein einzelner Pflöck herausgerissen wird, kann der Zaun wie eine Laufmasche aufreißen, vgl. die Bemerkungen zum Flechtwerk.

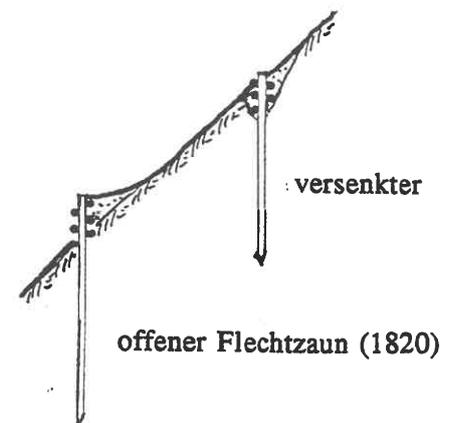


Bild H9.11

Lebender Hangrost (Bilder H9.12 und H9.13)

Für die flächige Sicherung von Steilhängen, die nicht abgeflacht werden können, und Höhen bis zu etwa 15 m werden in den Hang bündig einfache oder doppelwandige Gitterroste eingesetzt, die aus Holz oder Beton bestehen. Rückverhängungen selten, da an Steilhängen schwer herzustellen. Begrünung mit Stechhölzern während der Vegetationsruhe; eventuell auch nur Rasensaat in der Vegetationszeit. Verfahren ist sehr lohnintensiv, doch liegen die Kosten immer noch unter denen einer massiven Stützkonstruktion.

Lebende Palisade

Bei begrenzten Verbaulängen (Sanierung von Rutschkeilen z.B.) werden lebende, unten angespitze und möglichst gerade gewachsene Stangen als Pfahlreihe mit 1/3 ihrer Länge in den Boden gerammt und an einem Querholz festgebunden. Hier wird also eine sofortige mechanische mit einer biologischen, nachfolgenden Stabilisierung kombiniert. Wenn geeignetes Material verfügbar ist, ist diese Bauart billig und leicht herstellbar. Allerdings müssen die Stangen mehrere m lang sein (Bild H9.14).

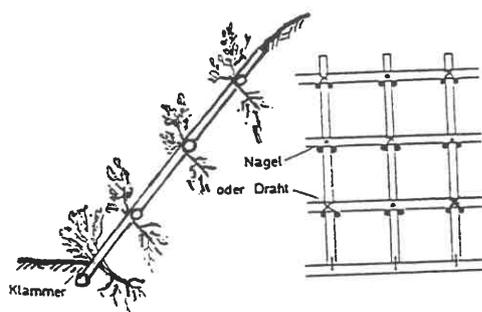
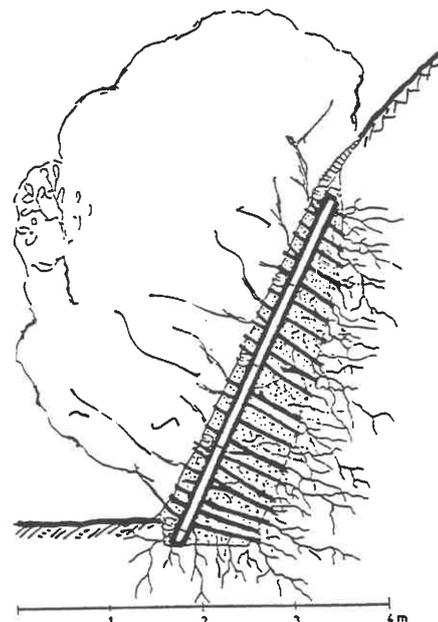


Bild H9.12 Hangrost mit lebenden Weidenpflöcken (SCHIECHTL 1991)

Bild H9.13 Lebender Hangrost aus dick gepackten Weidenästen zur Sanierung eines Verbruchs an einem Steilhang



Grünschwellen aus Holz (Bild H9.15) oder Beton bestehen aus einer Blockschichtung, unter 10° gegen den Berg geneigt. In die Zwischenräume werden ausschlagfähige Äste, zu 3/4 im Boden, Schnittfläche im gewachsenen Boden, eingelegt. Mutterboden oder Humus zum Verfüllen unnötig; es genügt Füllmaterial mit 15 % Feinkorn-Anteil. Hohlstellen unter den Ästen beim Verfüllen vermeiden!

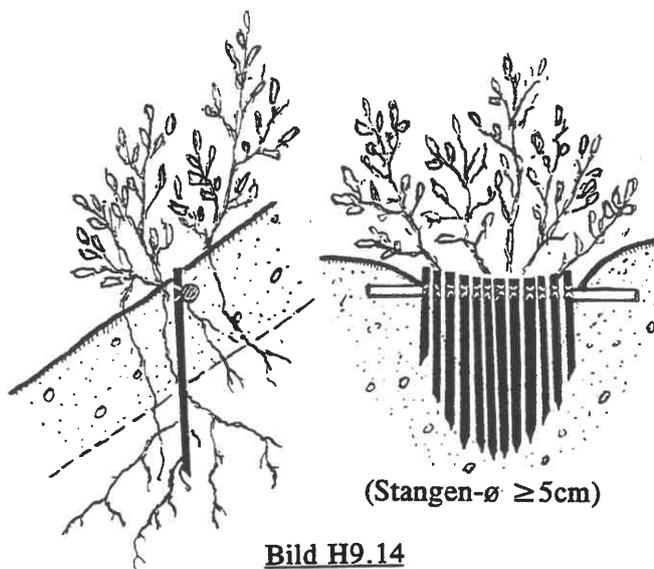


Bild H9.14
Lebende Palisadenwand

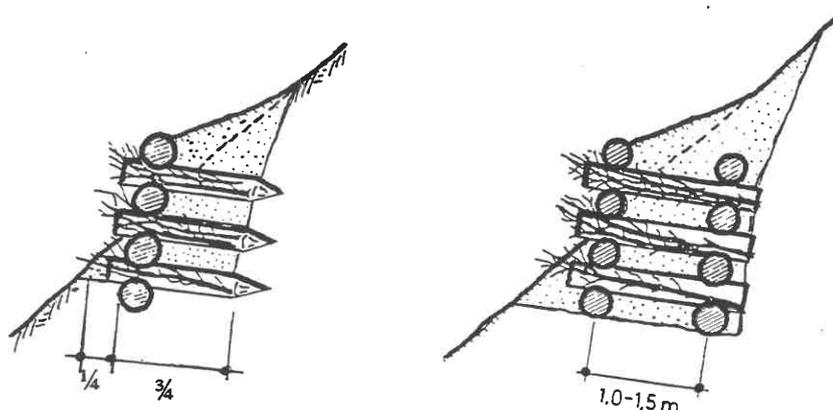
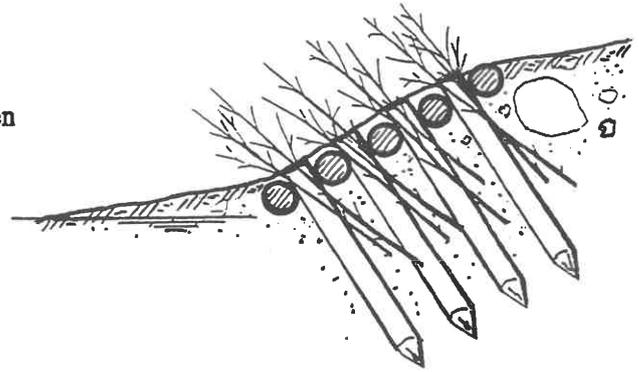


Bild H9.15
Holzgrünschwelle: (links) einwandig oder (rechts) doppelwandig (1934)

Bild H9.16 Lebende Sperre an einem Gewässer
in Form einer begrünten, einwandigen
Grünschwelle;
Rundhölzer \varnothing 15-20 cm,
Weiden 150 cm lang



.05 Mechanische Teilverbauung

Zu den mechanischen Teilverbauungen werden die Elemente W und S nach H9.03 und ihre Kombination mit Ankern A gerechnet.

Fußsicherungen an Hängen oder Böschungen können im einfachsten Fall aus geschichteten Rasensoden, aus Naturstein-Schichtungen, **Bild H9.17** (mit Vlieslage zur Filterstabilität gegen den Berg), oder Gabionen (**Bild H9.18**) bestehen. Begrünung durch eingelegte Stecklinge ist empfehlenswert.



Bild H9.17



Bild H9.18

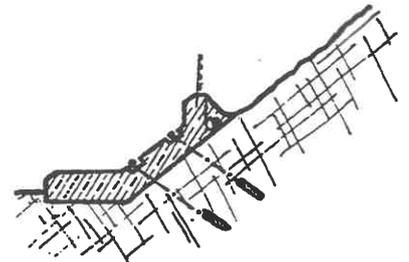


Bild H9.19

Bild H9.19 gibt ein Beispiel für die Fußsicherung einer Felsböschung (Brandecker 1971, s. bei BRANDL 1992), bestehend aus einem rückverhängten Fertigteil mit Dränrinne und Steinschlag-Schutzzaun.

Zu den Möglichkeiten des Teilverbbaus rechnen auch Stützscheiben aus Kies oder Schotter oder Einkornbeton (**Bild H9.20**). Sie dienen ebenso wie die o.g. Fußsicherung dazu, im aktiven Teil der Böschung Gewicht und Reaktionskraft Q zu erhöhen. Wenn sie in regelmäßiger Folge gesetzt werden, verspannt sich der Boden zwischen den Scheiben, so daß eine kontinuierliche Stützwirkung entsteht (SMOLTCZYK et al. 1992).

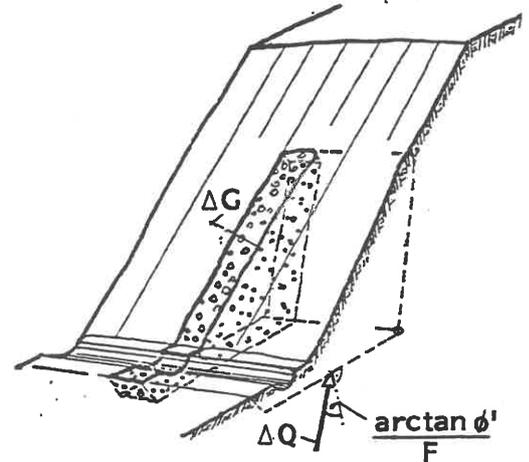


Bild H9.20

Der W-Verbau ist in Abschnitt H2 dargestellt. Eine Übergangsform zur örtlichen Sicherung angewitterter Felspartien ist das aufgenagelte Gitter (**Bild H9.21**) oder die Sicherung steiler Kluftplatten durch Felsanker (**Bild H9.22**). Reicht das nicht aus, dann muß eine Vollsicherung durch eine Stahlbetonwand erfolgen, die durch Felsanker rückverhängt und auf eine Ausgleichsschicht aus Einkornbeton (Dränage!) betoniert wird (**Bild H9.23**).

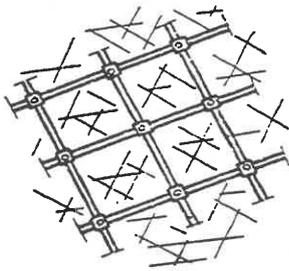


Bild H9.21



Bild H9.22

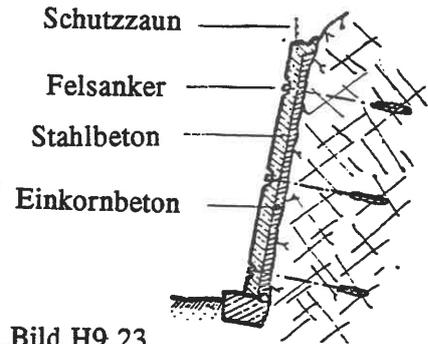


Bild H9.23

.06 Dränage

Hinter dem Kopf und vor dem Fuß einer Böschung muß eine dauernd funktionsfähige Dränage angelegt werden. Die obere Dränrinne muß in regelmäßigen Abständen nach unten auslaufen können. Dazu legt man z.B. eine Kaskadentreppe an, deren Stufen die lebendige Energie des Wassers verringern. In der Böschung selbst können Sickerschlitzte - Bild H9.24 - das Oberflächenwasser sammeln und abführen, d.h. Erdrinnen, die auf einer Lehmsohle grobes Gesteinsmaterial als Füllung haben und auf der Bergseite eine Filterkies-Zwischenschicht. Die Sammelstrange werden meist mit einem Dränrohr ausgerüstet.

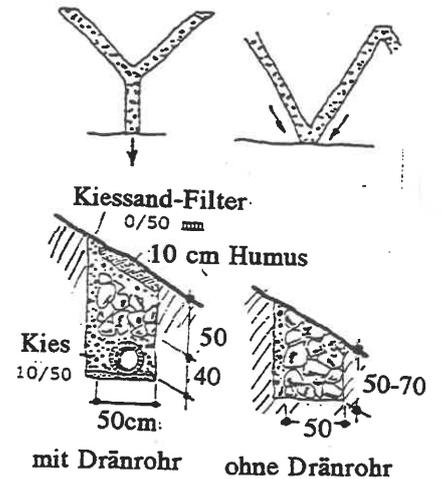


Bild H9.24

Entwässerung auch mit biologischen Mitteln, z.B. durch kräftig wasserziehende Pflanzen: Bäume wie Ahorn, Erle, Esche, Pappel, Weide, Bergulme; Sträucher wie Weide oder Holunder; Krautpflanzen wie Klee, Huflattich, Schilf. Schilfsoden legt man zur Dränung örtlicher nasser Stellen wie Rasenziegel (1m² Schilf verbraucht jährlich etwa 1 t Wasser).

Herstellen von Dranstrangen: mit Rasen- oder Schilfsoden ausgelegte, mit Pflockchen angenagelt, Rasenrinne; Faschindrans (Bild H9.25); Stangendrans (Bild H9.26); Kunetten (Bild H9.27) -jeweils teilweise oder ganz mit lebendem Material. Variante zur Hangfuß-Entwässerung in Form eines Filterkeils, Bild H9.28.

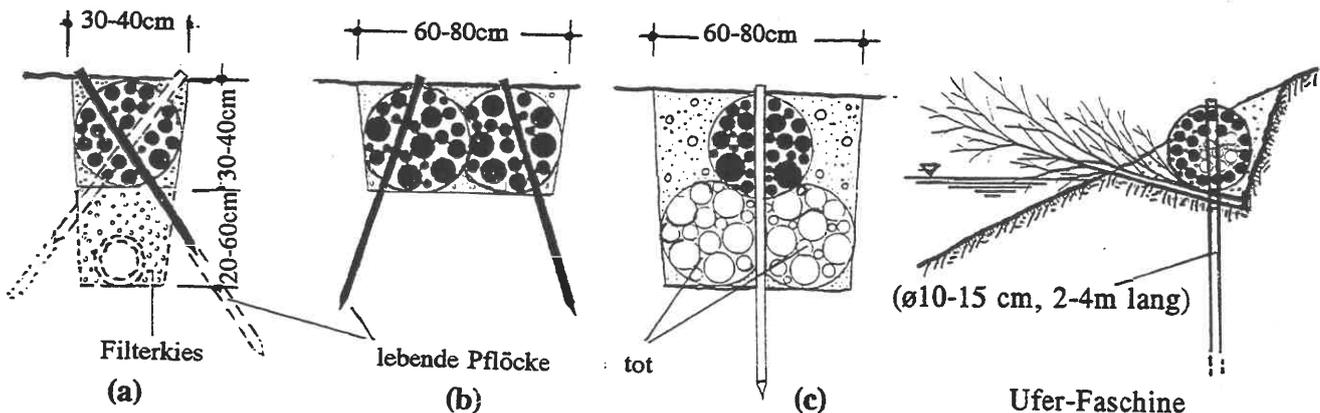


Bild H9.25 Verschiedene Faschinen-Dräns (SCHIECHTL 1973)

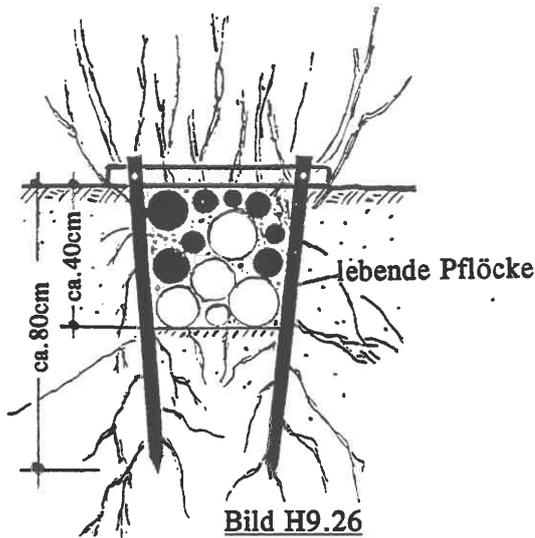


Bild H9.26
Lebender Stangendrän

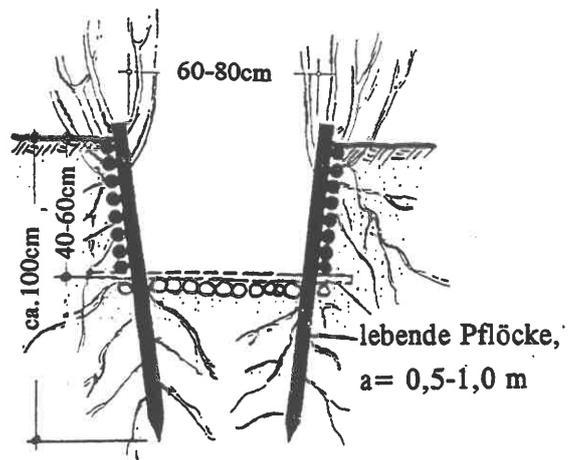
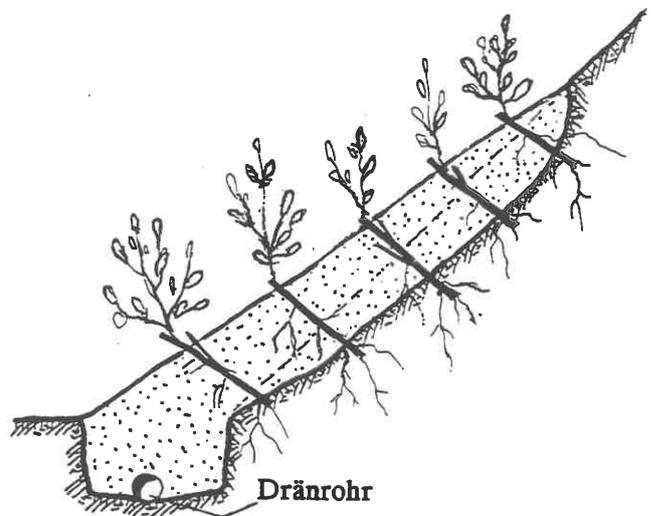


Bild H9.27 Lebende Künette
(SCHIECHTL 1973)

Bild H9.28 Filterkeil



.07 Erdwände in Baugruben

Bei standfestem Boden, nicht zu großer Gründungstiefe und tiefliegendem Grundwasserspiegel ist die frei geböschte Baugrube die billigste Maßnahme, um den für die Gründungsmaßnahme erforderlichen Raum zu schaffen. Sie ist um so wirtschaftlicher, je weiträumiger relativ zur Aushubtiefe eine Baugrube ist. Dabei müssen die Verkehrslasten aus dem Baubetrieb berücksichtigt werden. Wenn das Einzelfahrzeug weniger als 240 kN Gesamtlast hat und seine Räder höchstens auf 3 m an die Böschungskante herankommen können, genügt der Ansatz einer gleichförmigen Ersatzlast von 10 kN/m². Andernfalls ist DIN 1072 maßgebend. Auf DIN 4124 wird hingewiesen.

Lotrechte Erdwände sind standsicher, wenn die Scherfestigkeit einen Kohäsionsanteil enthält, und können nach E6 nachgewiesen werden. Da bei erstbelasteten Bodenarten nur eine scheinbare Kohäsion vorhanden ist, beschränkt DIN 4124 die ohne Sicherung zulässige Standhöhe auf 1,25 m und schreibt für Höhen zwischen 1,25 m und 1,75 m das Einziehen von Saumböhlen vor (Bild H9.29). Außerdem muß auf beiden Seiten der Baugrube ein Streifen von 0,6 m lastfrei bleiben.

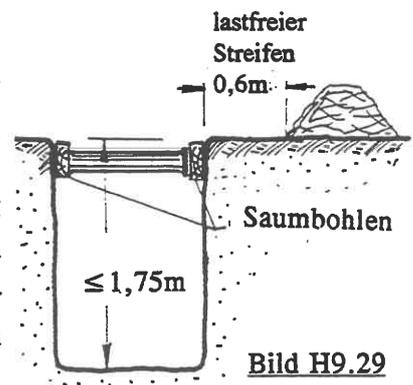


Bild H9.29

Anmerkung:

Bei der Begrenzung auf 1,25 m wird von der Vorstellung ausgegangen, daß dann im Fall eines Einbruchs der Erdwand noch eine Fluchtmöglichkeit besteht.

Unverkleidete Erd- und Felswände müssen beräumt, d.h. von allem losen Material befreit werden, das sich aus der Wand lösen kann. Dabei ist auch der Schutz der Böschungsstufe vor der Einwirkung von Niederschlägen vorzusehen, weil dadurch eine eventuelle scheinbare Kohäsion ausgelöscht und ein Sickerwasserdruck auf die Erd- oder Felswand entstehen kann.

Baugruben, die tiefer als 1,75 m sind, müssen abgeböschet werden. Für Tiefen bis 5 m gibt DIN 4124 zulässige Böschungsneigungen an.

Anmerkung:

Wie Bild E6.16 zeigt, wächst die Standsicherheitszahl N logarithmisch an, wenn die Böschung flacher wird, d.h. auch ein geringes Anschrägen verbessert die Standsicherheit und Standzeit einer Erdwand merklich.

Schichtgrenzen in einer freien Böschung sind ein erhöhtes Risiko, weil sie meist Schichten unterschiedlicher Wasserwegigkeit voneinander abgrenzen und dadurch bevorzugte Gleitflächen sein können. Auch die aus betrieblichen Gründen notwendigen Bermen sind, wenn ihre Entwässerung im Laufe der Zeit nicht mehr funktioniert, Ausgangspunkt von Rutschungen.

.08 Versiegelung von Erdwänden und Böschungen

Erdwände und Böschungen müssen bei längerer Standzeit gegen Erosion und Entfestigung durch Versiegelung geschützt werden; bei Böschungen solange, bis der natürliche Bewuchs diese Funktion übernimmt. Dabei kommen bei Böschungen Pflasterungen, insbesondere bei Ufern, in Frage (Bild H9.30) oder Spritzbeton-Versiegelungen oder Sicherungen nach der Art des Stuttgarter Böschungsverbaus.

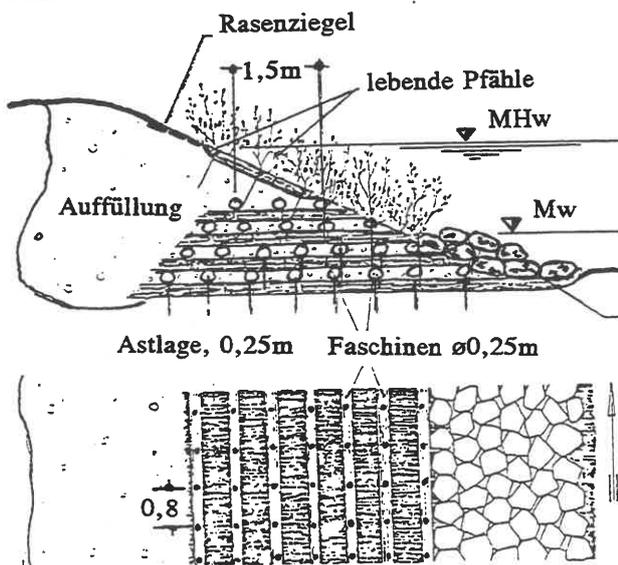


Bild H9.30

Beispiel einer Astpackung zur Ufersicherung

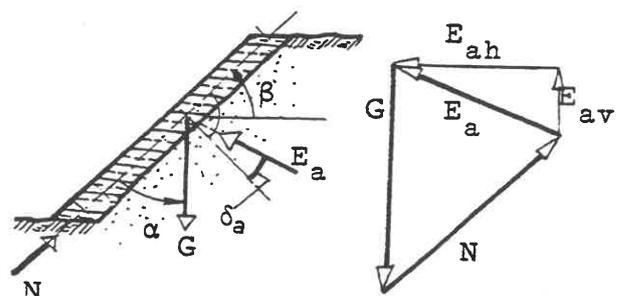


Bild H9.31

(a) Spritzbeton-Versiegelung (Bild H9.31)

In diesem Fall kann die Versiegelung vermöge ihres Eigengewichts auch einen Beitrag zur Böschungssicherheit leisten, wenn diese z.B. übersteil ausgeführt werden muß. Für den Nachweis wird die skizzierte Krafteck-Konstruktion empfohlen. Das erforderliche Bemessungsgewicht G_d des Stützwerks ergibt sich aus dem Bemessungswert des aufzunehmenden Erddrucks E_a , den man mittels K_{ah} ($\alpha=90^\circ-\beta$) nach E5.11 erhält:

$$G_d = \frac{E_{ah} \cdot \cos \delta_a}{\sin \alpha \cdot \cos(\alpha - \delta_a)} \quad (\text{H9/01}).$$

Anmerkung:

Man beachte, daß δ_a negativ wird, wenn das Deckwerk abrutscht. Außerdem muß für eine ausreichende Sicherheit gegen Grundbruch gesorgt sein (N_d prüfen).

(b) Bodenvernagelung (BRANDL 1992)

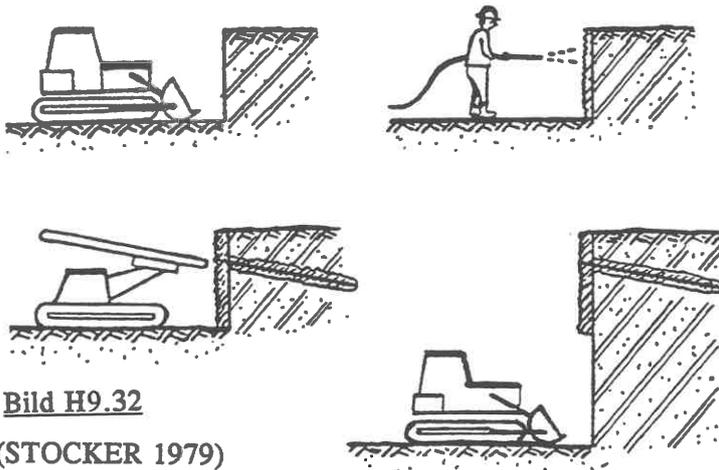


Bild H9.32

(STOCKER 1979)

Das Verfahren nach (a) kann durch Vernagelung des anstehenden Bodens unterstützt werden (STOCKER 1976). Der Boden wird, Bild H9.32, in Lagen von etwa 1,5 m ausgehoben (je nach Standfestigkeit), mit Spritzbeton versiegelt und nach dessen Erhärten mit Stahlstäben $\varnothing 20 - 30$ mm und Längen von 0,5 - 0,7 mal der Wandhöhe (Endzustand) in einer Dichte von 1 Stab auf 1-2 m² bewehrt. Die Stäbe werden gerammt, gebohrt, eingespült oder eingerüttelt; ein evtl. Hohlraum muß verpreßt werden. Die Enden der Stäbe werden mit Spritzbeton abgedeckt. Über großmaßstäbliche Eignungsversuche berichten GÄSSLER (1977) und STOCKER et al. (1979). Sofern der vernagelte Boden ähnlich der Bewehrten Erde als Stützbauwerk

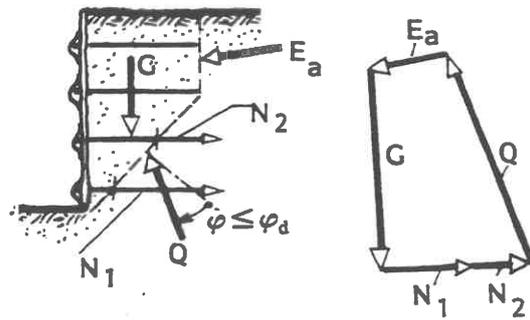


Bild H9.33

verwendet wird, muß, Bild H9.33, ein statischer Nachweis geführt werden, wobei in der Praxis davon ausgegangen wird, daß sich die Mantelreibung gleichmäßig über die Stablänge verteilt. Für einen gewählten Bruchmechanismus liegen dann die außerhalb des Bruchkörpers übertragbaren Nagelkräfte N_1, N_2 usw. fest, so daß die Sicherheit des Systems nach der Regel (E6/01) für verschiedene Bruchkonfigurationen berechenbar ist.

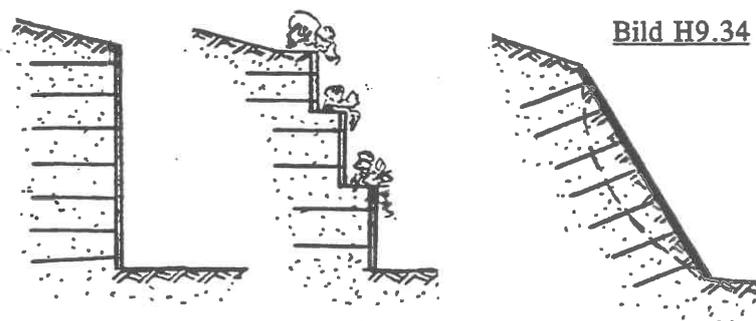


Bild H9.34 zeigt die prinzipiellen Anwendungsarten.

Bild H9.34 (STOCKER 1979)

K1 Maßnahmen zur Wasserhaltung

.01 Begriffe

Das im Boden vorhandene Wasser ist

- Grundwasser (GW), wenn sich ein stetiger GW-Horizont ausbilden kann;
- Sickerwasser, wenn das durch Niederschläge in den Boden eingespeiste Wasser in einem kontinuierlich durchlässigen Boden druckfrei versickert;
- Kluftwasser, wenn die vorgenannte Sickerung in einem diskontinuierlich durchlässigen Boden vonstatten geht;
- Schichtwasser, wenn schichtspezifische GW-Horizonte vorhanden sind;
- kapillar gehobenes Wasser: siehe D4.02;
- Porenwasser: das unabhängig von der Zuordnung zu einem der vorgenannten Phänomene im Boden mit einer bestimmten Sättigung vorhandene Wasser.

Das Grundwasser wird vom Sicker- oder Kluftwasser, in geringerem Umfang gegebenenfalls auch durch aus der Tiefe unter Druck aufsteigende Wässer gespeist. Grundwasserträger sind die jeweils am stärksten wasserführenden Bodenschichten, in denen das Grundwasser entsprechend seiner Gradienten abfließt, die von darunter liegenden, schwer durchlässigen Schichten beeinflusst wird. Wo die Geländeoberfläche den GW-Horizont schneidet, treten entweder Quellen aus oder es bildet sich ein offenes Gewässer.

Wenn der GW-Träger von einer undurchlässigen Deckschicht überlagert ist, können artesische Wasserdrücke entstehen:

- a. durch ein Gefälle in der Unterfläche der Deckschicht,
- b. durch großräumige Wasserdruckschwankungen oberhalb der Deckschicht, Bild K1.01.

Anmerkung:

Der Gezeitenhub (Tidehub) des Meeres setzt sich mit gedämpfter Amplitude und leichter Phasenverschiebung in das GW hinein fort.

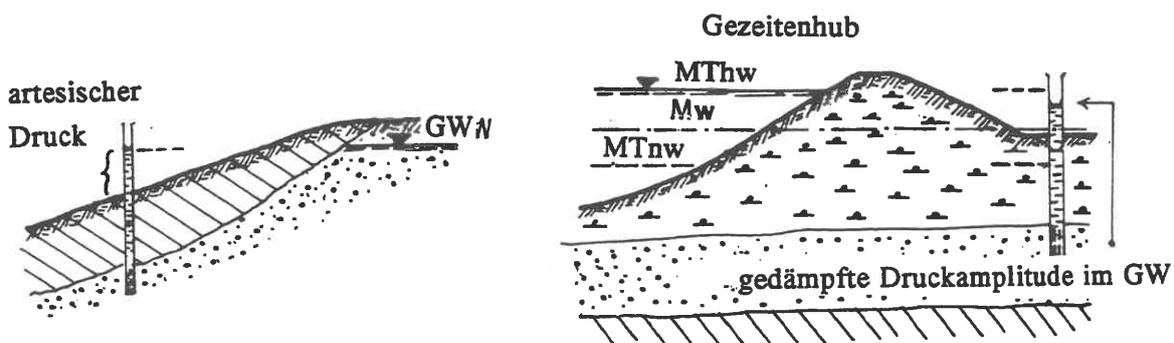


Bild K1.01

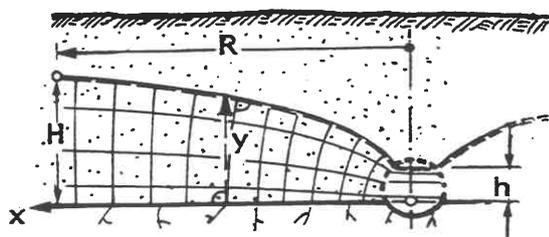
Aus den Baugrund-Erkundungsbohrungen, von denen einige wenige zu Pegeln ausgebaut und in regelmäßigen zeitlichen Abständen abgelesen werden, ergeben sich Verlauf und gegebenenfalls zeitliche Varianz des GW-Horizonts.

Wenn die Sohle des Bauwerks tiefer liegt als der GW-Horizont, muß entweder unter Wasser oder in einer künstlich trocken gehaltenen Baugrube gebaut werden. Im letzteren Fall wird eine Grundwasserhaltung mit einem Absenkziel vorgenommen, und zwar entweder durch eine Grundwasserabsenkung oder durch eine Grundwasser-Absperrung durch Spund- und andere Wände, Dichtungsschürzen, Fangedämme, Injektionen etc. oder eine Grundwasserverdrängung aus geschlossenen Arbeitsräumen (vgl. H1.14).

Für das fertige, im GW stehende Bauwerk muß entweder eine dauerhafte Abdichtung nach K2 oder eine ständig wirksame Dränage, etwa in Form eines Flächenfilters unterhalb der Sohle, vorgesehen werden. Gründungskörper, die ständig dem GW ausgesetzt sind, müssen - vor allem bei hohem Sulfatgehalt - gegen aggressives Grundwasser geschützt werden.

.02 GW-Haltung durch Einzelfassung, ebener Fall

Das Wasser ströme auf einer ebenen, undurchlässigen Schicht zu einer Wasserfassung in Form eines Dränstrangs oder Sickerschlitzes, aus dem es abgepumpt wird. Die GW-Strömung ist gewöhnlich laminar und folgt dem DARCYschen Gesetz (D4.01). Aus der Verbindung des DARCYschen Gesetzes



mit der Kontinuitätsgleichung folgt bei Vernachlässigung der vertikalen v -Komponente die Form der Spiegellinie mit $\text{grad } v = 0$. Nach DUPUIT (1863) können innerhalb eines mittleren Bereiches (x nicht sehr groß und nicht sehr klein), der durch die Reichweite R begrenzt ist, die Potentiallinien im durchlässigen Boden durch Lote auf die Unterlage ersetzt werden.

Bild K1.02

Dabei steht die Spiegellinie als erste Stromlinie nicht mehr senkrecht auf den Potentiallinien, wie es die Theorie fordert. Ist y die Spiegelordinate, dann gilt für den einseitigen Zufluß

$$q = \text{const} = k \cdot y \cdot \frac{dy}{dx} = \frac{k}{2} \cdot \frac{d(y^2)}{dx} \quad (\text{K1/01}),$$

d.h. wegen $y(0) = h$ lautet die Lösung

$$\frac{k}{2} \cdot (y^2 - h^2) = q \cdot x \quad (x \geq 0) \quad (\text{K1/02}).$$

Anmerkung: Bei beiderseitigem Zufluß muß q verdoppelt werden.

Die Lösung erhält physikalisch nur dann einen Sinn, wenn angenommen wird, daß in der Entfernung $x = R$ die Wassermenge q durch Quellen eingespeist wird, so daß dort die Spiegelhöhe H (unabgesenkter GW-Spiegel) auftritt. Dann ist

$$q = \frac{k}{2} \cdot \frac{H^2 - h^2}{R} \quad (\text{K1/03}),$$

bzw., mit Gl. (K1/02)

$$\frac{y^2 - h^2}{H^2 - h^2} = \frac{x}{R} \quad (\text{K1/04}).$$

Anmerkung:

Man beachte die Voraussetzungen - waagerechter undurchlässiger Horizont; Inkompressibilität von Korngerüst und Wasser; Konstanz von Durchlässigkeit, Zähigkeit und Dichte; Fehlen von Kapillar- und Oberflächenkräften und von Quellen und Senken im Strömungsfeld - damit keine vertikalen Geschwindigkeitskomponenten. Andere Randbedingungen müssen durch Korrekturbeiwerte berücksichtigt werden.

.03 GW-Haltung durch Einzelfassung, axialsymmetrischer Fall

Bei sinngemäß gleicher Ableitung wie unter K1.02 ist hier: (Bild K1.03)

$$q = 2 \cdot \pi \cdot x \cdot y \cdot k \cdot \frac{dy}{dx} = k \cdot \pi \cdot x \cdot \frac{d(y^2)}{dx} \quad (\text{K1/05})$$

mit der Lösung

$$k \cdot \pi \cdot (y^2 - h^2) = q \cdot \ln \frac{x}{r_0} \quad (\text{K1/06}).$$

Wenn man auch hier die Randbedingung $y(R) = H$ einführt, ergibt sich als Wassermenge (THIEMsche Brunnengleichung, THIEM 1870):

$$q = k \cdot \pi \cdot \frac{H^2 - h^2}{\ln \frac{R}{r_0}} \quad (\text{K1/07}).$$

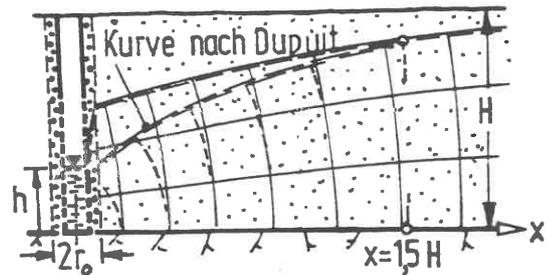


Bild K1.03

r_0 ist dabei der gebohrte Brunnenradius, also einschließlich der Filterkiesschicht.

Anmerkung:

Obwohl die Ableitung von DUPUIT nach Untersuchungen von BOULTON (1951) nur für Brunnenabstände $x > 1,5 H$ gilt, hat der in Bild K1.03 mit eingezeichnete tatsächliche Spiegelverlauf keinen Einfluß auf q . Daher kann man in der Praxis mit Gl. (K1/06) für $r_0 \leq x \leq R$ rechnen.

Ein Brunnen, der wirklich auf einer undurchlässigen Schicht steht, also der Voraussetzung der theoretischen Ableitung exakt entspricht, heißt vollkommener Brunnen. Aber auch unvollkommene Brunnen lassen sich näherungsweise mit derselben Theorie berechnen, da das Wasser überwiegend horizontal nachströmt. q muß in diesen Fällen um rund 20 % erhöht werden (s.a. HERTH/ARNDTS 1973). Die zuverlässige Prognose von GW-Mengen hängt vor allem von der richtigen Einschätzung des Wertes von k ab, während sich die Genauigkeit des theoretischen Ansatzes kaum auswirkt, da q ein vom Stromlinienverlauf unbeeinflusster Integralwert ist.

k wird entweder nach den in D4.01 erwähnten Regeln oder durch einen Pumpversuch bestimmt. Dazu wird ein Brunnen gebohrt, der die hauptsächlich wasserführende Schicht durchteuft; ferner sind mindestens 2 Peilrohre (besser 3-4) in Abständen x_1, x_2 zur Beobachtung der Spiegellinie erforderlich. Wenn Gl.(K1/05) in den Grenzen von x_1 bis x_2 integriert wird, ist

$$k = \frac{q}{\pi} \cdot \frac{\ln(x_2/x_1)}{y_2^2 - y_1^2} \quad (\text{K1/08}),$$

sobald sich beim Abpumpen ein quasi-stationärer Spiegelverlauf eingestellt hat, was eine Versuchsdauer von Stunden bis zu einigen Tagen bedingt.

Anmerkung:

Wenn diese Zeit nicht zur Verfügung steht, muß die zeitliche Veränderung der Pegelablesungen y berücksichtigt werden. Wegen der dabei anzuwendenden Regeln wird auf HERTH/ARNDTS (1973) verwiesen.

Sehr viel günstiger ist die Anwendung der Einschwingmethode nach KRAUSS (1974), Bild K1.04, bei der im Bohrloch in der Tiefe der zu untersuchenden Schicht ein Druckluftstoß auf den Wasserspiegel eine gedämpfte Schwingung der Wassersäule auslöst. Aus der Ausschwingzeit kann zuverlässig auf den k -Wert geschlossen werden.

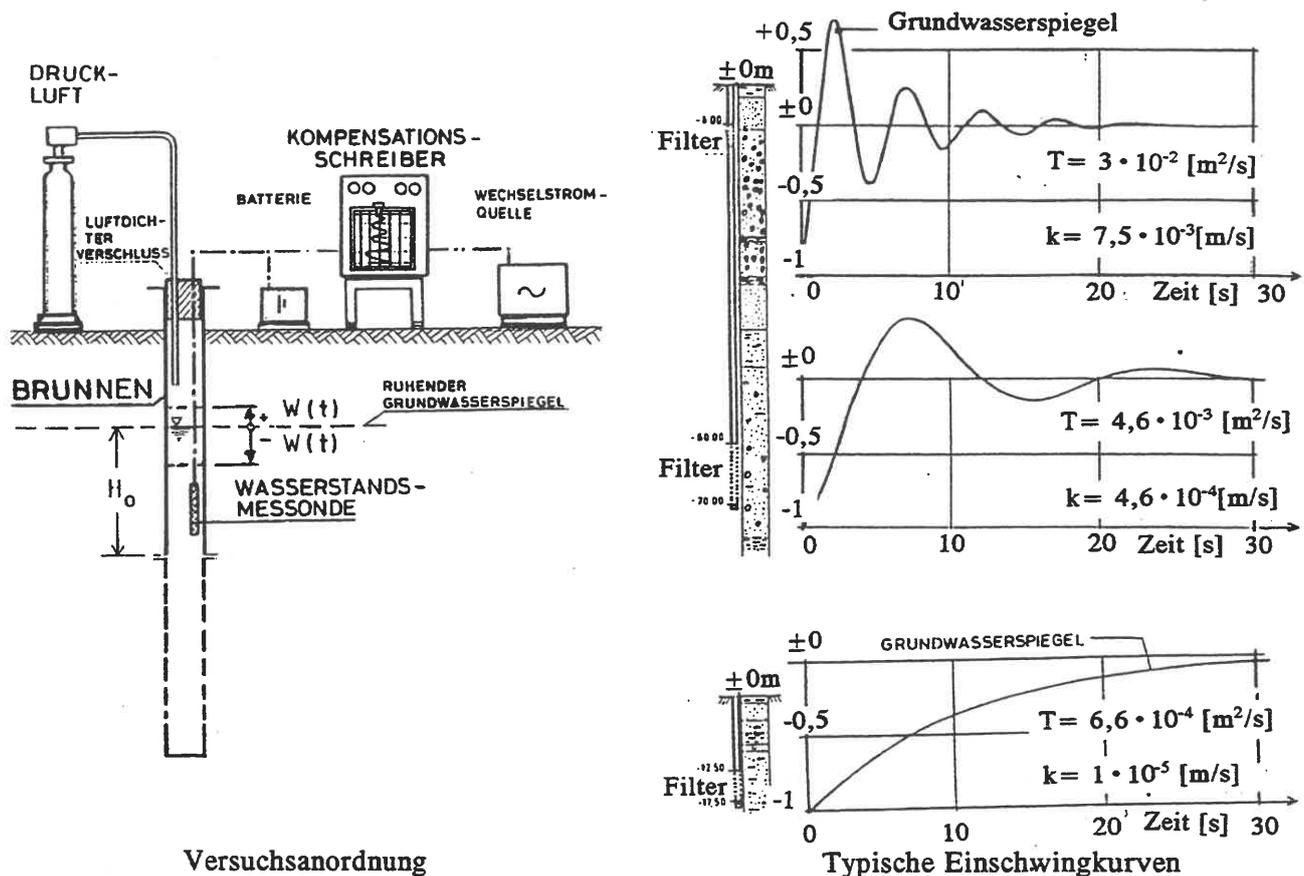


Bild K1.04 Einschwingversuch zur Bestimmung der Transmissivität (nach KRAUSS 1974)

.04 Reichweite R

q hängt nur schwach von R ab. Deswegen genügt für R eine empirische Abschätzung

- für den ebenen Zustand nach K1.02: $R = 1500 \cdot (H - h) \cdot \sqrt{k}$ (K1/09),
(US Corps of Engineers)

- für den Zustand nach K1.03: $R = 3000 \cdot (H - h) \cdot \sqrt{k}$ (K1/10).
(SICHARDT 1927)

Die Gln.(K1/09) und (K1/10) sind nicht dimensionsrein: $(H-h)$ ist in (m), k in (m/s) einzusetzen.

Gl.(K1/10) gilt für den Regelfall, daß der Ersatzradius $A \leq 0,4R$ (s.K1.06) ist. Wenn A größer ist,

wird von WEBER (1928) eine Korrektur

$$R_0^2 = R^2 + A^2$$

(K1/11)

(R nach K1/10) empfohlen.

Die Gln. gelten für den Beharrungszustand, der sich nach dem Abspumpen des Absenktrichters einstellt. Er wird dadurch erreicht, daß mit zunehmender Ausbreitung des Absenktrichters die Anzahl der angezapften Quellen wächst, deren Strömungsrichtung zur Senke hin umorientiert wird, bis schließlich die zuströmende gleich der abgepumpten Wassermenge ist.

Nach WEBER (1928) gilt für die instationäre Phase:

$$R(t) = 3 \cdot \sqrt{\frac{k \cdot H}{n} \cdot t} \quad (t \text{ in [s], } H \text{ in [m])} \quad (\text{K1/12}),$$

wobei n der Porenanteil ist (D3.02).

.05 Brunnen-Ergiebigkeit

Das Absenkziel ist im Brunnen nur erreichbar, wenn sein Schluckvermögen (Ergiebigkeit) ausreicht: h darf (Bild K1.03) nicht zu klein werden, sonst reicht der Einlaufquerschnitt $2\pi r_0 h$ nicht aus. Nach SICHARDT (1927) setzt man empirisch

$$q_{\max} = 2 \cdot \pi \cdot r_0 \cdot h \cdot \frac{\sqrt{k}}{15} \quad (\text{K1/13}).$$

Hierbei ist $\sqrt{k}/15$ die maximale Einlaufgeschwindigkeit, d.h. das kritische Gefälle am Brunnenfilter ist

$$i_{\max} = \frac{1}{15 \cdot \sqrt{k}}$$

Eine ausführliche Diskussion dieses Versuchsergebnisses findet man bei SZECHY (1965), S. 314.

.06 GW-Absenkung durch mehrere Brunnen

Zur Trockenhaltung einer Baugrube werden gewöhnlich mehrere Brunnen angeordnet; möglichst außerhalb der Baugrube. Wenn man sich die Grube ringförmig mit n Einzelbrunnen umgeben denkt, Bild K1.05, kann man die ganze Baugrube als einen großen Ersatzbrunnen mit der n -fachen Kapazität der Einzelbrunnen und dem Ringradius A als Brunnenradius r_0 auffassen.

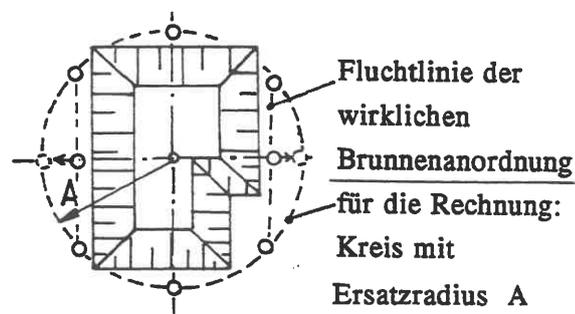


Bild K1.05

Die insgesamt abzupumpende Wassermenge ist dann

$$Q = k \cdot \pi \cdot \frac{H^2 - h^2}{\ln(R/A)} \quad (\text{K1/14}).$$

Anmerkung:

Bei sehr langgestreckten Baugruben ist das Denkmodell einer radialen Anströmung nicht mehr haltbar.

Es ist dann $A = L/3$ zu bevorzugen, wo L die Länge der Baugrube ist.

Bei Baugruben mit $A/R > 0,5$ wird von WEYRAUCH (HERTH/ARNDTS 1973) empfohlen, mit

$$Q = k\pi \cdot (H^2 - h^2) \cdot (2A/R + 0,25) \quad (K1/14a)$$

zu rechnen.

Da die Brunnen nicht unendlich dicht beieinander stehen, strömt zwischen ihnen Wasser ins Innere des Ringes, so daß das Absenkziel in Ringmitte höher liegt als das des Einzelbrunnens. Es ist also nachzuweisen, wie tief im Einzelbrunnen abgesenkt werden muß, damit das Absenkziel h in allen Punkten der Baugrube gewährleistet ist (50 cm unter dem Arbeitsplanum zweckmäßig).

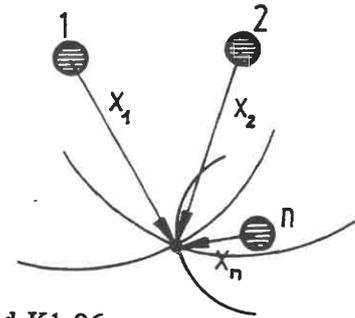


Bild K1.06

Dazu wird auf eine Ableitung von FORCHHEIMER (1898) zurückgegriffen, die eine Abschätzung zur sicheren Seite darstellt: n Brunnen stehen in einem GW-Träger. Sie haben alle dieselbe Reichweite R und denselben Brunnenradius r_0 und fördern Wassermengen $q_1, q_2 \dots q_n$. Ihre Abstände von einem zu untersuchenden Punkt (Bild K1.06) seien $x_1, x_2 \dots x_n$ ($\ll R$). Die resultierende Wirkung aller n Brunnen ergibt im betrachteten Punkt eine Absenkordinate y . Da Gl.(K1/08) auf beliebige Punkte des Absenktrichters anwendbar ist, gilt

$$k \cdot \pi \cdot (H^2 - y^2) = q_1 \cdot (\ln R - \ln x_1) + q_2 \cdot (\ln R - \ln x_2) + \dots + q_n \cdot (\ln R - \ln x_n) \quad (K1/15).$$

Wenn alle Brunnen in etwa gleich ergiebig sind, kann man annehmen, daß sie auch ungefähr dieselbe Wassermenge, nämlich $q = Q/n$, fördern: $q_1 = q_2 = \dots = q_n$. Somit ist

$$Q = k \cdot \pi \cdot \frac{n \cdot (H^2 - y^2)}{n \cdot \ln R - (\ln x_1 + \ln x_2 + \dots + \ln x_n)} \quad (K1/16).$$

Anmerkung:

Gl. (K1/16) läßt sich auch anwenden, um den Spiegelunterschied zwischen 2 beliebigen Punkten mit den Absenkordinaten y und \bar{y} zu berechnen: man setzt dann \bar{y} anstelle von H und $(\ln x_1 + \dots + \ln x_n)$ anstelle von $n \cdot \ln R$ ein.

Die Forchheimersche Gl. (K1/16) setzt an sich voraus, daß die Einflußbereiche der Einzelbrunnen einen höchstens einfach zusammenhängenden Bereich bilden, also keine geschlossene Ringfläche. Dadurch wird q zu groß und das Absenkziel am Einzelbrunnen zu tief berechnet.

Nach HERTH/ARNDTS (1973) vereinfacht sich der Nachweis in dem Sonderfall, daß die Brunnen im Abstand $2b$ gleichmäßig über den Umfang eines Kreises verteilt sind, indem man h anstelle von H und b statt R setzt und mit einem Korrekturfaktor 1,5 nach 'h' auflöst:

$$h' = \sqrt{h^2 - 1,5 \cdot q \cdot \frac{\ln b - \ln r_0}{k \cdot \pi}} \quad (K1/15a),$$

(Bild K1.07). Der Faktor 1,5 bezieht sich auf normale Brunnenabstände; er muß bis auf 2,0

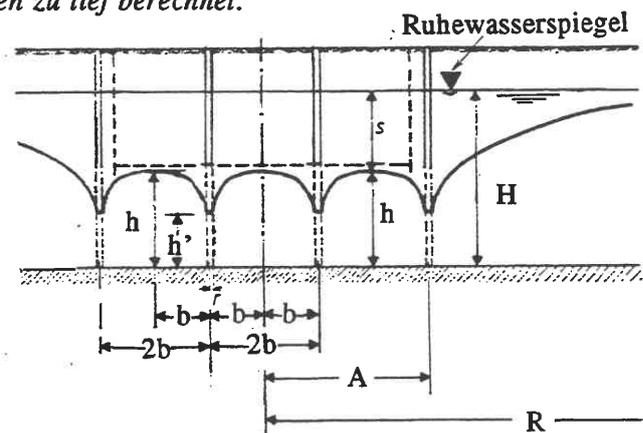


Bild K1.07 (HERTH/ARNDTS 1973)

erhöht werden, wenn die Brunnen sehr eng stehen.

.07 Grundwasser-Entspannung

Wenn in wenig wasserdurchlässigem Boden eine Baugrube ausgehoben wird, wirkt die angegrabene Schicht meist als GW-Sperrschicht gegen tiefer anstehende, durchlässige Schichten, die unter vollem hydrostatischem Wasserüberdruck stehen, Bild K1.08.

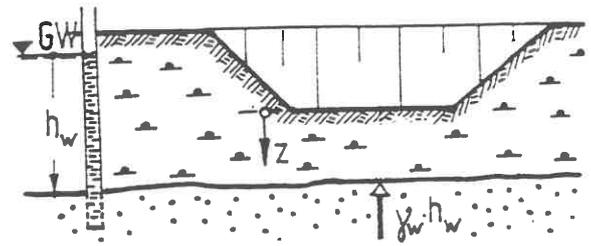


Bild K1.08

Anmerkung:

Diese Wirkung stellt sich auch im Feinsand ein, der über einem Mittel- bis Grobsand ansteht.

Wenn sich nach E7.07 keine ausreichende Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch ergibt, muß der Wasserüberdruck reduziert, d.h. das GW entspannt werden.

Dazu werden Entspannungsbrunnen, Bild K1.09, gesetzt. Bei der Berechnung ersetzt man in den Gleichungen für den Fall des freien GW-Spiegels den dort variablen Strömungsquerschnitt durch die konstante Schichtdicke h_u der wasserführenden Schicht und erhält folgende Gleichungen:

$$q = 2 \cdot k \cdot \pi \cdot h_u \cdot \frac{H-h}{\ln R - \ln r_0} \quad (\text{K1/17})$$

bzw.

$$q = 2 \cdot k \cdot \pi \cdot h_u \cdot \frac{y - \bar{y}}{\ln x - \ln x} \quad (\text{K1/17a}).$$

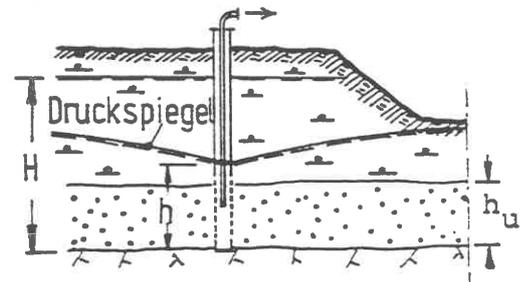


Bild K1.09

Das Produkt $k \cdot h_u$ heißt im englischen Schrifttum 'transmissivity', was man mit Durchflußvermögen übersetzen könnte. Typisch ist, daß q nur linear vom gewünschten Absenkziel abhängig ist, so daß zur Entspannung relativ kleine Pumpenleistungen genügen. Wenn h_u relativ groß ist und die Brunnen tief genug reichen, bildet sich im GW-Träger teilweise ein freier GW-Spiegel bis zum Schnitt mit der Deckschicht aus. Auch dieses Problem läßt sich unter den o.g. Voraussetzungen in gleicher Weise geschlossen lösen, indem man die Diff.Gl. (K1/05) für den brunnennahen Bereich kombiniert mit dem entsprechenden Ansatz für die GW-Entspannung im fernerem Bereich und die Übergangsstelle aus der Bedingung $y = h_u$ bestimmt (TESSENDORFF 1961).

.08 Offene Wasserhaltung

Wenn das GW nur wenig abgesenkt werden muß oder der Boden nur wenig GW führt, wird eine offene Wasserhaltung, Bild K1.10, angelegt: Drängräben oder filterstabile Dränrohre leiten das Wasser zu einem Pumpensumpf, Bild K1.11, von dem aus es in eine Vorflut gepumpt wird.

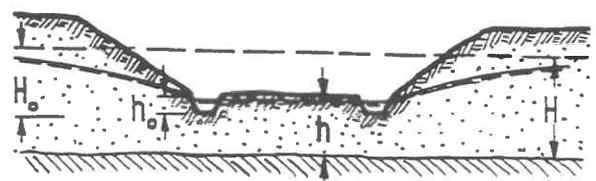


Bild K1.10

Nach RAPPERT (1991) verhalten sich die Wassermengen q_0 bei offener und q bei GW-Haltung mittels Dränrohr (K1.02) näherungsweise wie

$$\frac{q_0}{q} = \frac{H_0^2 - h_0^2}{H^2 - h^2} \quad (K1/18).$$

(entweder jeweils für eine Baugrubenhälfte oder $Q_0 = 2q_0$ und $Q = 2q$ für die ganze Baugrube).

Allerdings wird man in der Praxis eine offene Wasserhaltung kaum berechnen, sondern nach Erfahrung einrichten. Es empfiehlt sich, die Sohle des Pumpensumpfes mit einer ca. 40 cm dicken umgekehrten Filterschicht (grobe Fraktion oben) abzudecken.

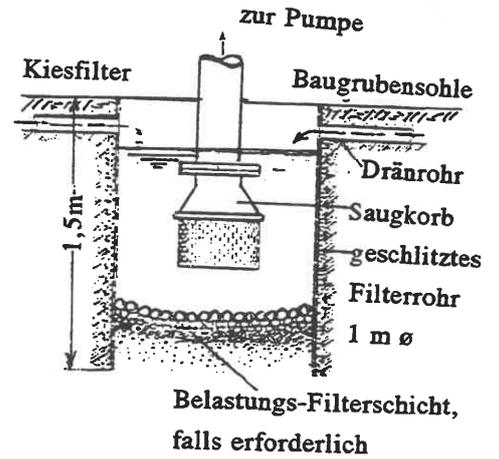


Bild K1.11

.09 Wasserhaltung neben einem Gewässer

Wenn Baugruben in Ufernähe ausgehoben werden müssen, könnte man die Gefahr einer unmittelbaren Verbindung zum offenen Wasser vermuten. Im allgemeinen haben die Gewässer aber auf der Sohle eine Schlickschicht, so daß sich die Sohle in der Anlaufphase einer nahen GW-Absenkungsanlage selbst dichtet. Wenn das nicht der Fall ist, wirkt das freie Gewässer wie ein Quellbrunnen im spiegelsymmetrischen Abstand e vom Ufer, Bild K1.12. Man kann die bereits abgeleiteten Gleichungen benutzen, wenn man nur auf der angeströmten Seite für die Reichweite R den Abstand $2e$ einsetzt und den ebenen Fall nach K1.02 zugrundelegt.

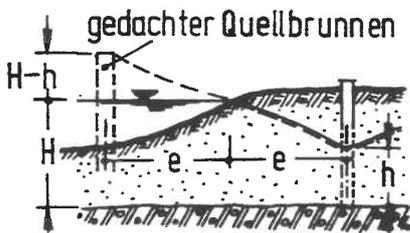


Bild K1.12

.10 Konstruktion eines Großbrunnens

Brunnen kleinen Durchmessers können in den Boden gerammte, perforierte, dünne Rohre (Lanzen) sein (Abessinierbrunnen, Well Points). Für Wasserversorgungen baut man Schachtbrunnen (vgl.H1.13).

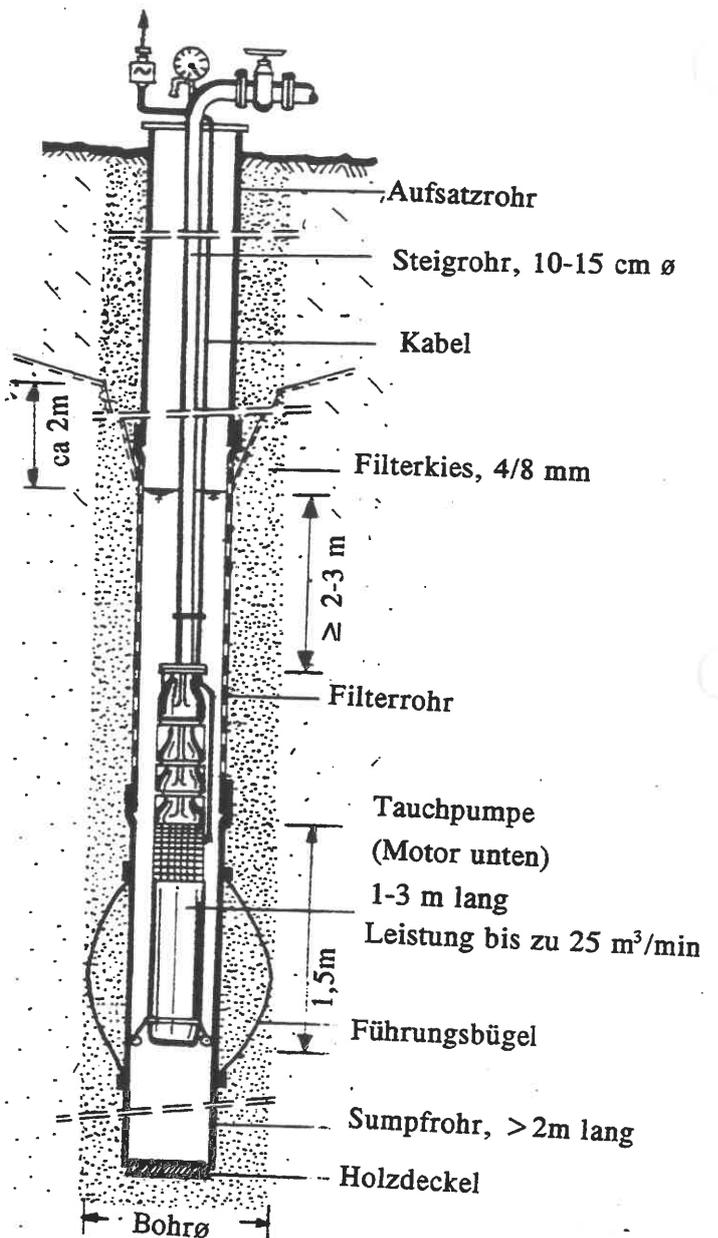


Bild K1.13

Für die GW-Haltung nach K1.03 kommen dagegen praktisch ausschließlich gebohrte Brunnen mit Durchmessern von in der Regel 1,0 und 0,6 m in Frage, da ein großer Brunnen wirtschaftlicher ist als mehrere kleine. Die Bohrtiefe ergibt sich aus der Berechnung der Ergiebigkeit nach K1.05 bzw. aus der Unterseite der grundwasserführenden Schicht, zuzüglich 1,5 m für die Bauhöhe der Tauchpumpe (Bild K1.13). Nach dem Bohren erhält das Bohrloch eine Sauberkeitsschicht aus Filterkies, auf die das unten geschlossene Sumpfrohr mit dem mindestens 3 m langen Filterrohr (mit Tresse bespannte Filterschlitz) und darüber den erforderlichen Aufsatzrohren hineingestellt werden. Dann wird der Filterkies 3/7 mm eingefüllt. Bei feinkörnigen Sanden muß der Filter, zur Beachtung der Filterregel nach E7, zweistufig ausgeführt werden, wobei meist außen die Körnung 1/3 mm genommen wird.

Zweck des Filters ist es, einen ausreichenden Druckabfall bis zum Rohr zu gewährleisten und eine Erosion des Bodens in den Brunnen hinein zu verhindern. Das Einhängerrohr (Saugleitung) mit der Tauchpumpe wird ins Filterrohr gehängt. Die Förderleistung der in Deutschland gebräuchlichen PLEUGER-Pumpen geht aus Bild K1.14 hervor. Die eingezeichneten Kennlinien sind Einhüllende für jeweils Pumpen einer Bauart; Beispiele für Kennlinien einer einzelnen Pumpe sind gestrichelt eingetragen. Im übrigen geben diese Geraden die erforderliche Leistung bei günstigstem Wirkungsgrad an, der im optimalen Drehzahlbereich 75 %, normalerweise aber etwa 60 % ist. Mit dem Wirkungsgrad η beträgt die erforderliche Anschlußleistung

$$N = \frac{Q \cdot h}{367 \cdot \eta} \quad [\text{kW}] \quad (\text{K1/19})$$

(Q - Fördermenge in m^3/h ; h - manometrische Förderhöhe in m).

Anmerkung:

Da die Förderleistung bis zum Erreichen des stationären Absenkbereichs abnimmt und dann konstant bleibt, ist es oft wirtschaftlicher, statt einer großen zwei kleinere Tauchpumpen einzuhängen und eine davon später abzuschalten. Keinesfalls darf eine Pumpe bei nachlassender Ergiebigkeit eines Brunnen mit dem Druckschieber geregelt werden. Auch ein Hohlsog soll vermieden werden; man schaltet dann den Brunnen besser ganz ab.

Die Filterfläche eines Brunnen sollte bei längerer Betriebsdauer wegen möglicher Verschlammung, Verkalkung oder Verockerung (bei eisenhaltigem Wasser) um 15 % überbemessen werden.

Bei der Bemessung der Brunnenlänge muß auch der Steilabfall der Sickerlinie im Filterbereich, s. Bild K1.03, berücksichtigt werden, da der Bohrlochdurchmesser $2r_0$ in die Berechnung der Ergiebigkeit

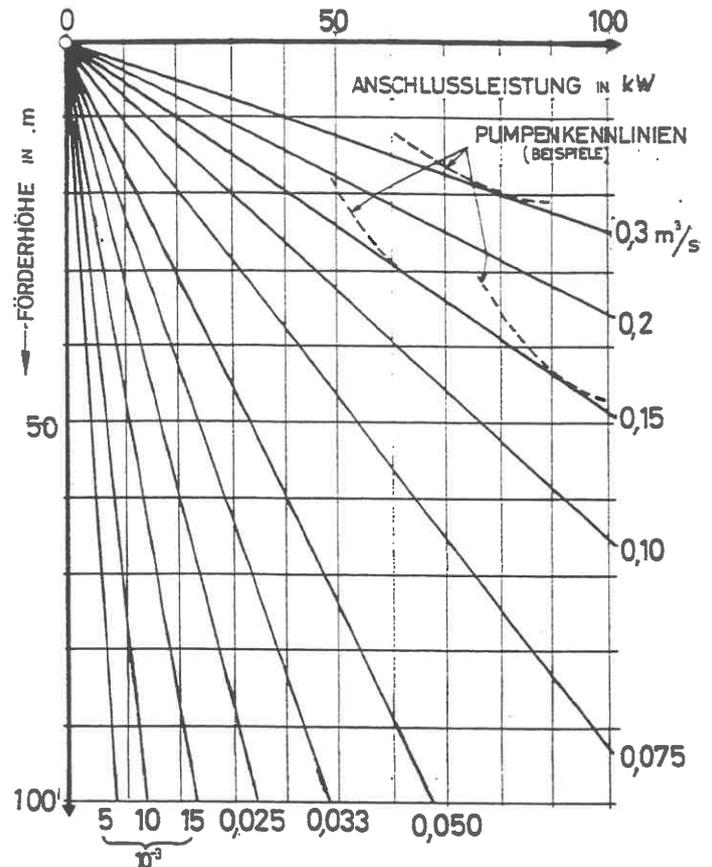


Bild K1.14 Bemessungsdiagramm für Tauchpumpen (nach Unterlagen der Fa. Pleuger)

eingeht. Es empfiehlt sich, dafür 2 m zusätzliche Filterrohrlänge vorzusehen. Es ist nicht zu empfehlen, an der Installation der Brunnen für eine GW-Haltung zu sparen, da in der Regel nicht die Einrichtungs- sondern die Betriebskosten wirtschaftlich ausschlaggebend sind. - Um das Risiko eines Stromausfalls zu vermeiden, müssen Notstromaggregate ausreichender Kapazität vorgehalten werden.

.11 Setzungsschäden durch GW-Absenkung

Die GW-Absenkung ist eine weiträumige Baumaßnahme, die in der gesamten Umgebung die effektiven Vertikalspannungen durch Wegfall des Auftriebs vergrößert und so zu Gebäudesetzungen Anlaß geben kann. Ein weiterer Nachteil kann darin liegen, daß zuvor wassergesättigte Bodenschichten jetzt belüftet werden, so daß Holzpfähle zu faulen und Stahl zu korrodieren beginnt.

Gelegentlich versucht man dem entgegenzuwirken, indem man das abgepumpte Wasser vor der benachbarten Gebäudeflucht über Schluckbrunnen wieder in den Boden einspeist. Es stellt sich dann gewissermaßen die in K1.09 geschilderte Situation ein; Berechnung analog.

.12 Entwässerung feinkörniger Böden durch Unterdruck

Die Entwässerung mittels Tiefbrunnen ist auf Bodenarten beschränkt, deren k -Wert zwischen 0,1 und 0,0001 m/s liegt. Stein- und Blockpackungen lassen sich noch nicht, feinkörnige Böden mit einem merklichen Kapillarpotential (s.D4.02) lassen sich nicht mehr durch die einfache Schwerkraft-Entwässerung dränieren.

Bei Feinsanden und Schluffen, die schon bei geringen Porenwasserüberdrücken zum Ausfließen neigen (Fließsand), hat sich das von STRECK (STEINFELD 1951) in Deutschland eingeführte Vakuumverfahren ausgezeichnet bewährt. Grundsätzlich sollte auf jeder Tiefbaustelle eine Vakuumanlage kurzfristig verfügbar sein, weil man Feinsand-Einlagerungen oft erst beim Aushub feststellen kann. Für Einbau und Betrieb wird auf die Hamburger "Anweisung für die Durchführung der Wasserhaltung bei Sielbauten mittels des Vakuumverfahrens" (BAUBEHÖRDE DER FREIEN UND HANSESTADT HAMBURG 1972) hingewiesen.

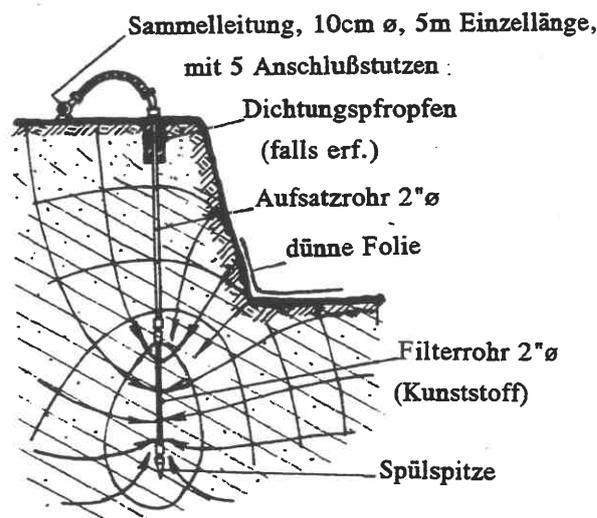


Bild K1.15

Bild K1.15 zeigt einen Querschnitt durch eine vakuumentwässerte Böschung. Die Wasserfassung erfolgt durch eingespülte (3-5 min Spüldauer) oder eingerammte Lanzen, die wegen der geringen Reichweiten in 1 - 2 m Abstand anzuordnen sind. Die praktisch erreichbare Absenktiefe liegt bei 6 m, d.h. bei größeren Absenktiefen müssen mehrere Staffeln eingesetzt werden. Die Lanzen werden gruppenweise an einen gemeinsamen Sammelstrang angeschlossen; auf je 50 m Stranglänge kommt eine Vakuumpumpe

(Membranpumpe), die einen ständigen Unterdruck von 70 kN/m^2 aufrechterhalten muß. Da die Wassermengen klein sind, ist die Vorausberechnung meist entbehrlich. Nach KOVACS (SZECHY 1959) ist

$$Q = k \cdot \pi \cdot \left[1 + \frac{\Delta p}{s \cdot \gamma_w} \right] \cdot \frac{H^2 - h^2}{\ln R - \ln A} \quad (\text{K1/20})$$

(s - Absenktiefe, Δp - Unterdruck) - eine Gleichung, deren Brauchbarkeit von HERTH/ ARNDTS (1973) bestätigt wird.

Der Vorteil des durch eine Vakuumanlage gesteigerten Druckgefälles läßt sich auch bei den in K1.10 genannten Brunnen anwenden (Vakuumentiefbrunnen), wenn man sie oben luftdicht verschließt, zwischen Aufsatzrohr und Bohrlochwand eine Dämmschicht einstampft und im Aufsatzrohr durch eine getrennte Pumpe den Unterdruck erzeugt. Das Wasser muß dann durch ein Schleusenventil mittels Tauchpumpe nach außen gedrückt werden. Die im Ausland verbreitete 'Wellpoint'-Methode entspricht in der Einrichtung dem Vakuumverfahren, wird dort aber auch bei grobkörnigen Böden ohne Anwendung eines Unterdrucks eingesetzt.

.13 Elektro-Osmose

Wenn im Boden ein elektrisches Gleichstromfeld erzeugt wird, verursacht der Potentialunterschied zwischen Anode und Kathode eine Diffusion des Porenwassers zur Kathode, d.h. der Wassergehalt nimmt in der Umgebung der Anode ab und an der Kathode, die man als Filterrohr ausbildet, zu. Der Boden darf keinen zu niedrigen elektrischen Widerstand haben, sonst geht der größte Teil der hineingesteckten elektrischen Energie durch Aufheizen verloren.

Das Verfahren wird, zumal seit Entwicklung des Vakuum-Verfahrens, selten angewendet, weil der Energieaufwand beträchtlich ist und es nur funktioniert, wenn der Boden genügend freies Porenwasser enthält, also einen Wassergehalt nahe der Fließgrenze hat (SMOLTCZYK 1962). In solchen Böden wird man aber kaum eine freie Böschung herstellen.

Das Verfahren ist gelegentlich zur Stabilisierung von Rutschhängen (HENKE 1970) und zum Abbau von Porenwasserüberdrücken in Böden mit k-Werten unter 10^{-7} m/s verwendet worden (CHAPPELL/ BURTON 1975, s.dazu a. GRAY 1976), bei denen eine Verringerung des Wassergehaltes um wenige % bereits Erfolg bringt.

Schrifttum zu K1

- Baubehörde der Freien und Hansestadt Hamburg (1972): Vorschriften für die Ausführung von Sielanlagen.
- BOULTON, N.S. (1951): Das Strömungsnetz in einem Gravitationsbrunnen (engl.).
Journ. Inst. Civil Engng., London, S. 534.
- CHAPPELL, B.A./ BURTON, P.L. (1975): Elektro-Osmosis Applied to Unstable Embankment.
J. Geotechn. Engng.Div.Proc.ASCE 101, S. 733 - 740.
- DUPUIT, A.J. (1863): Études théoretiques sur le mouvement des eaux à travers les terrains permeables. Paris.
- FORCHHEIMER (1898): Grundwasserspiegel bei Brunnenanlagen. Z. Österr. Ing. Verein.
- GRAY, D.H. (1976): Zuschrift zu Chappell/Burton. J. Geotechn. Engng.Div.Proc. ASCE 102, S. 119 - 121.
- HENKE, K.F. (1970): Sanierung von Böschungsrutschungen durch Anwendung von Horizontal-Drainagebohrungen und Elektroosmose. Der Bauing. 45, S. 235 - 241.
- HERTH, W. / ARNDTS, E. (1973): Theorie und Praxis der Grundwasserabsenkung.
Verlag von W. Ernst & Sohn, Berlin München Düsseldorf.
- KRAUSS, I. (1974): Die Bestimmung der Transmissivität von Grundwasserleitern aus dem Einschwingverhalten des Brunnen-Grundwasserleitersystems. J. Geophys. 40, S. 381 - 400.
- RAPPERT, C. (1991): Grundwasserströmung - Grundwasserhaltung. In: Grundbautaschenbuch 4. Auflage, Teil 2, Kapitel 2.10. Verlag Ernst & Sohn, Berlin.
- SICHARDT, W. (1927): Das Fassungsvermögen von Bohrbrunnen und seine Bedeutung für die Grundwasserabsenkung insbesondere für größere Absenktiefen. Diss. TH Berlin.
- SMOLTZYK, H.-U. (1962): Grenzen des elektroosmotischen Verfahrens. Baumaschine und Bautechnik 9, S.243 - 247.
- STEINFELD, K. (1951): Die Entwässerung von Feinböden. Die Bautechnik 28, S. 269.
- SZECHY, K. (1959): Beitrag zur Theorie der Grundwasserabsenkungen. Die Bautechnik 36.
- SZECHY, K. (1965): Der Grundbau, Bd. 2, Teil 1. Springer Verlag, Wien.
- TESSENDORFF, H. (1961): Theoretische Betrachtungen zur Brunnenergiebigkeit beim Übergang von gespanntem zum freien Grundwasser. Wasserwirtschaft 51, S. 128 - 132.
- THIEM, A. (1870): Über die Ergiebigkeit artesischer Bohrlöcher, Schachtbrunnen und Filtergalerien.
Z. Gas- und Wasserversorgung.

K2 Injektions- und Abdichtungsverfahren

.01 Injektionsverfahren

Die Injektion eines Bodens mit einem Bindemittel hat den Zweck, ihn entweder zu versiegeln (wasserundurchlässig zu machen) oder ihn zu verfestigen, wobei entweder die Poren mit einem Bindemittel (Injektionsmittel) gefüllt oder innerhalb des Bodenkörpers Schichten aus einem erstarrenden Mittel eingepreßt werden. Auf IDEL (1991) wird ergänzend hingewiesen.

Die maßgebenden Normen sind:

- DIN 4093 Einpressungen in Untergrund und Bauwerke
- DIN 18309 (VOB) Einpreßarbeiten
- DIN 19700 Blatt 1, Stauanlagen.

Das Injektionsmittel wird mit einer Injektionslanze eingepreßt. Die Lanze wird im Festgestein in ein vorgebohrtes Loch (Drehbohren mit hoher Richtungsgenauigkeit oder Schlagbohren mit geringerer Richtungsgenauigkeit) eingestellt, im Lockergestein eingerammt.

Die hohen Kosten der Bodenverfestigung durch Injektion haben zwei Ursachen: die Kosten für das Bohren und die für das Injektionsgut. Vergleicht man die Injektion im Fest- und im Lockergestein kostenmäßig, dann zeigt sich, daß im Festgestein die Bohrkosten groß, dafür aber der Aufwand für das Injektionsmittel, bezogen auf die Gesamtkubatur des zu verfestigenden Bodens, relativ klein sind, weil nur die Klüfte verpreßt werden müssen. Dagegen ist der Aufwand für das Bohren im Lockergestein gering, aber das Verpreßvolumen groß und nur ungenau abzugrenzen.

Im Festgestein setzt man folgende Verfahren zum Bohren ein:

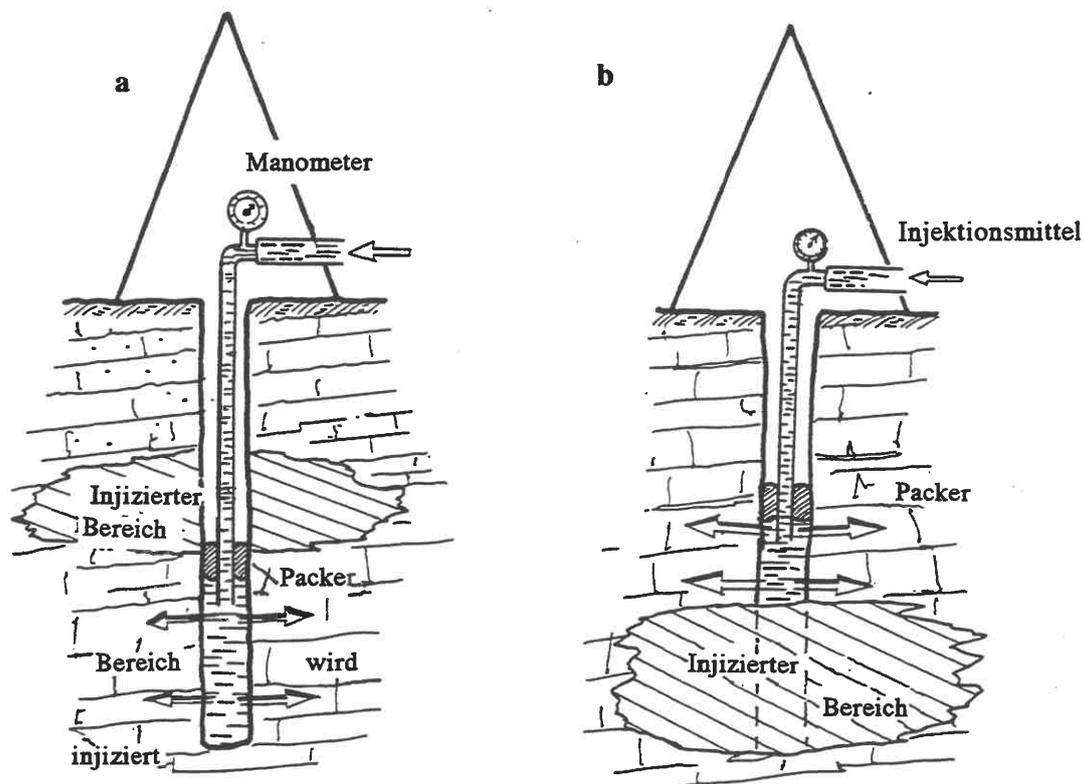
- a. Drehbohren mit Schürfbohrmaschinen für alle Tiefen und Bohrlochrichtungen. Diamant-Vollbohrkronen 44 mm \varnothing an einem Bohrgestänge \varnothing 42 mm geben dem Loch eine Richtungsgenauigkeit von 3 %. An der Bohrspitze tritt ein Spülstrom aus, der in dem schmalen Ringspalt zwischen Bohrlochwand und Gestänge mit großer Geschwindigkeit nach oben schießt und das Bohrgut dabei mit hochtransportiert.
- b. Bohrhammer-Tiefbohrungen für senkrechte Löcher bis 60, u.U. auch noch 80 m Tiefe. 45 - 50 mm \varnothing der Bohrkronen. Das Verfahren ist zwar billiger, aber ungenauer: Abweichungen der Richtung bis zu 5% sind möglich. Der Ringraum um das Gestänge ist größer als beim Drehbohren; demzufolge ist die Spülwirkung weniger intensiv.
- (c) Kernbohrungen mit Abweichungen von nur 1 %.

Auch horizontale Bohrungen bis zu 35 m, mit selbststeuernden Bohrköpfen neuerdings auch über größere Entfernungen, sind ausführbar.

Beim Bohren muß auf Spülverluste geachtet werden, die bei Durchfahren von Klüften auftreten können: der Spülstrom kann das Bohrreißel in die Klüfte spülen, so daß diese zugesetzt werden, ehe injiziert werden kann. Sobald der Bohrvorgang beendet ist, muß das Bohrloch klargespült werden.

Statt mit Wasser kann auch mit Luft gespült werden.

Im Lockergestein wird man zunächst überlegen, ob man die Lanze nicht rammen und nach der Injektion ziehen kann. Verpreßt wird durch das Gestänge. Die Lanzen haben entweder eine feste oder eine verlorene Spitze mit Austrittsöffnungen für das Injektionsmittel.



(a) Verpressen folgt dem Bohren unmittelbar und schreitet daher von oben nach unten fort. Nach jedem Verpreßabschnitt muß das Loch, sobald das Anbinden begonnen hat, sorgfältig saubergespült werden.

(b) Bohren und Injizieren sind hier getrennte Arbeitsgänge: zuerst wird das Loch auf volle Tiefe gebohrt, dann wird, von unten beginnend, abschnittsweise injiziert. Bei sehr klüftigem Fels Gefahr der Umläufigkeit um den Packer, wobei das Bohrloch vollbetoniert wird. Verfahren billiger als (a).

Bild K2.01 Injektion im Festgestein

Bild K2.01 zeigt Verfahren zum Auspressen von Felsklüften. Da das Bohrloch über mehrere Meter stabil ist, kann ein Bohrabschnitt von 3 - 5 m Länge in einem Arbeitsgang verpreßt werden. Kürzere Längen sind wirtschaftlich nachteilig; bei größeren Längen Gefahr, daß das Injektionsmittel stellenweise sedimentiert und das Loch verstopft.

Bild K2.02 zeigt die Injektionsverfahren, die beim Verpressen von Lockergestein angewendet werden. Da man hier keinen Packer setzen kann, muß verrohrt gebohrt werden. Die einfachste Methode (a) ist, auf volle Tiefe zu bohren und dann beim Ziehen des Bohrerrohres zu injizieren. Gefahr dabei, daß das Injektionsmittel zwischen Boden und Bohrerrohr nach oben durchbricht.

Um dieser Gefahr zu begegnen, kann man - s.(b) - die Bohrung mit einem plastischen Mörtel füllen, indem man ein kleineres Injektionsrohr in das Bohrrohr stellt und dann das Bohrrohr bei gleichzeitigem Auffüllen des Ringspaltel zieht. Da der Mörtel nicht zugfest ist, reißt er unter der Einwirkung des Injektionsdruckes auf und läßt das Injektionsmittel durch.

Ein von der französischen Firma Solétanche entwickeltes Spezialverfahren (c) verwendet statt des Injektionsrohres ein sog. Manschettenrohr mit Bohrungen im Abstand von 30 - 40 cm, die jeweils mit einer Gummimanschette wie ein Fahrradventil verschlossen sind. Innerhalb des Manschettenrohres kann die Injektionslanze beliebig verschoben und an den gewünschten Punkten mittels Doppelpacker festgesetzt werden. Bohren und Injizieren sind dadurch völlig getrennte Arbeitsvorgänge, und man kann nach Abschluß der Bohrarbeiten mit dem Injizieren dort beginnen, wo der Boden seine größte Durchlässigkeit zeigt. Auch ein Nachpressen ist möglich.

Beim Einpressen in einen bindigen Boden reißt dieser auf. In die so entstehenden Spalten dringt das Injektionsmittel ein und verfestigt sich: Soil Fracturing. Ein Anwendungsbeispiel siehe bei SMOLT-CZYK (1981, S.459).

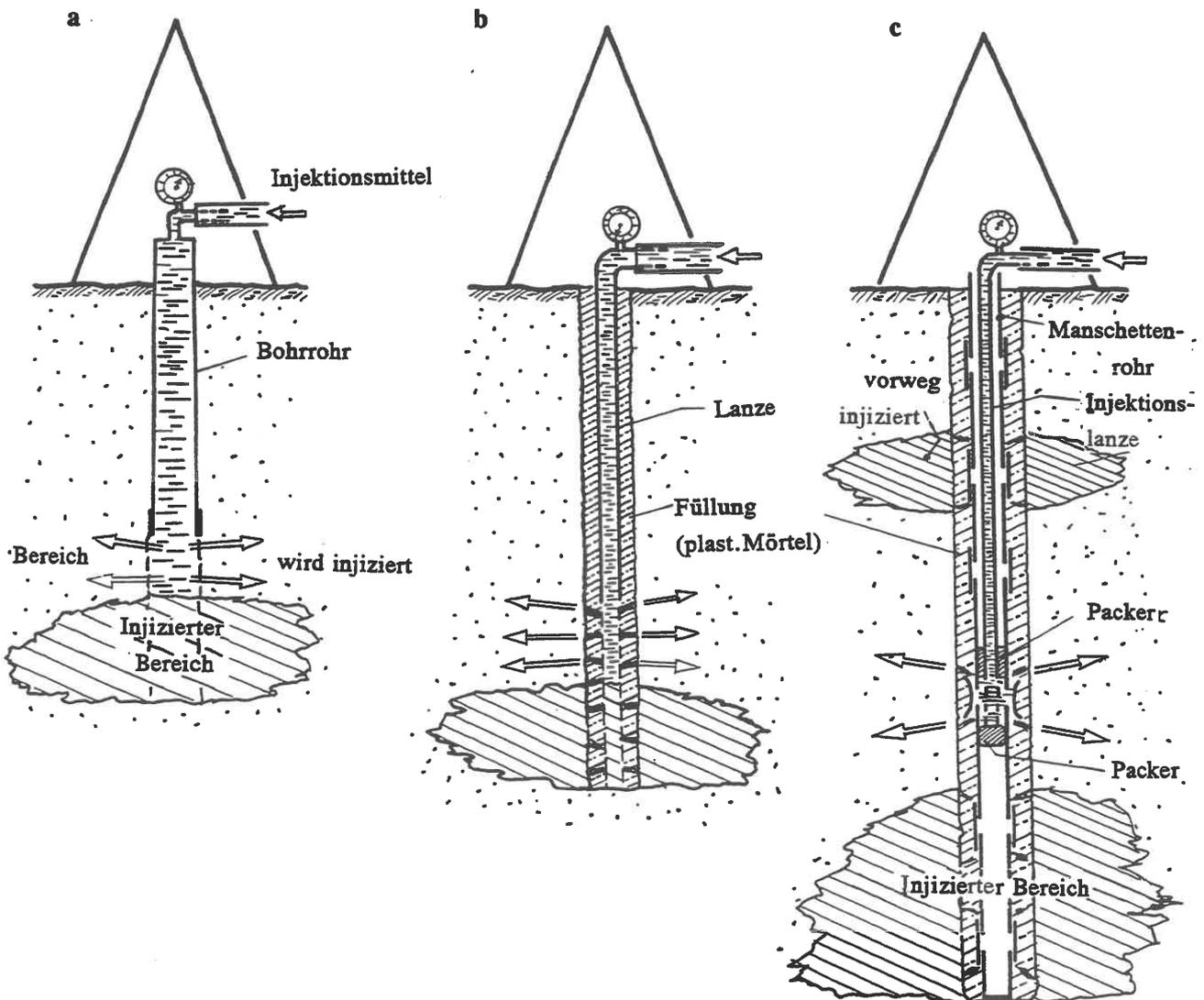


Bild K2.02 Injektion im Lockergestein

.02 Injektionsmittel

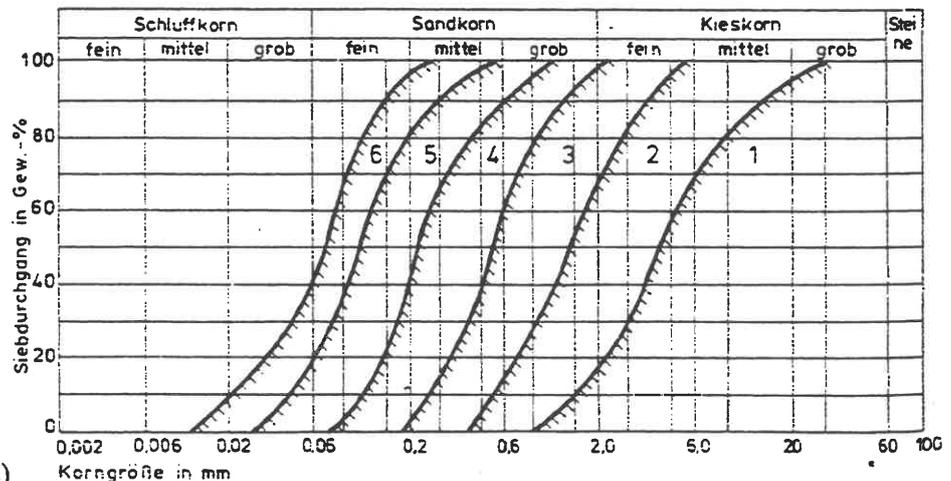
Die Injektionstechnik hat eine lange Geschichte: 1802 reparierte der französische Ingenieur Bérigny in Dieppe ein Leck in einer Schleuse durch Einpressen einer Mischung von Kalkmörtel und Ton. 1864 wurde erstmals im niederrheinischen Bergbauggebiet eine Zementverpressung vorgenommen. Heute gibt es prinzipiell zahlreiche Möglichkeiten, ein Bodenvolumen zu verfestigen, aber nur ganz wenige genügen den Forderungen nach Wirtschaftlichkeit, Dauerhaftigkeit und Umweltfreundlichkeit.

Bild K2.03

Anwendungsgrenzen als Funktion der Sieblinie des injizierten Bodens:

- 1 - Zement
- 2 - Ton + Zement
- 3 - Bentonit
- 4 - Silikat, Joosten
- 5 - Silikat, Monodur
- 6 - Kunstharz

(nach: JESSBERGER 1982)



Allgemein, d.h. für die Injektionsmittel 1 - 4 in Bild K2.03, ist ein Boden in etwa dem Maße injizierbar, als sich bei ihm eine Grundwasserhaltung mittels Brunnen erzielen läßt.

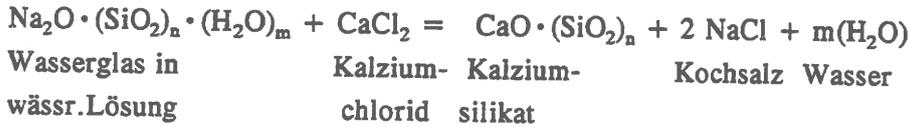
Im klüftigen Gebirge wird eine Zementsuspension (WZ-Faktor 1-2) eingepreßt und filtert aus. Damit sinkt die Durchlässigkeit, und es entsteht ein dichter Zementstein durch den wachsenden Injektionsdruck. Bei großen Klüften muß ein Füllmaterial beigemischt werden: Sand, Flugasche o.ä. - Dagegen läßt sich die Viskosität durch Zugabe von Wasserglas oder 2-8 % Bentonit nur wenig verbessern, wohl aber die Suspensionsstabilität, weil die Suspension dadurch stabiler wird und in gewissem Umfang thixotrope Eigenschaften bekommt: unabhängig vom Einpreßdruck geht die Suspension nach Ablauf der Gelationszeit in den festen Zustand über und bildet einen undurchlässigen Filterkuchen (s.a. K10).

Da die Ton-Zement-Partikel größer sind als Zementteilchen, dringt dieses Injektionsmittel nicht in kleinere Risse ein, während eine reine Zementsuspension noch in Kleinklüfte mit 0,2 mm Spaltweite, mit Ultrafeinzement sogar in 0,1 mm breite Risse eindringt. Überhöhter Einpreßdruck verbessert nichts, sondern verursacht nur eine Aufreißen des Bodens!

Tonzusatz ist bei sulfatbeständigen Zementen (C_3A -frei, d.h. frei von Trikalzium-Aluminat) unzulässig, weil das im Ton enthaltene Aluminat die Sulfatbeständigkeit aufhebt ("Zementbazillus").

Grundsätzlich ist immer das größte anwendbare Injektionsmittel auch das wirtschaftlichste. Erst wenn Zementsuspension nicht mehr injizierbar ist, kommen chemische Mittel in Frage und unter diesen wiederum vorzugsweise Wasserglas wegen seines niedrigen Stoffpreises (Silikatinjektion).

1887 erhielt ein gewisser Jeziorsky ein Patent auf ein Verfahren, einen Boden mittels Wasserglas zu verfestigen: er wollte 2 Löcher bohren und in eines Wasserglas, in das andere ein koagulierendes Mittel einfüllen. 1925 von Joosten zur Anwendungsreife entwickelt:



Beim Zusammentreffen der beiden Komponenten entsteht durch Basenaustausch schlagartig festes Kalziumsilikat mit Würfelfestigkeiten von 3 - 6 MN/m² (Größtwerte in feinkörnigen Böden).

Anmerkung:

Man beachte, daß nach dem Erstarren eine Wasserabgabe durch Verdunsten einsetzt, die in grobklastischen Bodenarten zu sichtbaren Volumenverringerungen führen: Synärese (s.a. KOENZEN 1975).

Nachteilig ist, daß die Viskosität von Wasserglas 25 - 100 mal so groß ist wie die des Wassers, so daß die Reichweite klein ist. Außerdem ist eine gewisse Beeinträchtigung des Grundwassers nicht auszuschließen, da die beiden Komponenten u.U. nicht vollständig abbinden und Kochsalz als Endprodukt im Boden bleibt. Vorteilhaft ist die Unempfindlichkeit gegen aggressives Wasser.

Anmerkung:

Um die Viskosität zu drücken und das Wasserglas noch weiter verdünnen zu können, wurde in Ungarn CO₂-Gas als zweite Komponente verwendet.

Weiterentwicklung in Deutschland zum Einkomponentenverfahren Monodur bzw. Monosol (DBP): durch Zusatz von Reagenzien wie Na-Aluminat entsteht ein Sol mit nur 2 - 5-facher Wasserviskosität, dessen Verfestigung zum Gel (Thixotropie-Effekt) zeitlich in weiten Grenzen (Minuten bis Stunden) gesteuert werden kann, wobei das Verhältnis SiO₂:Al₂O₃ maßgebend ist. Monosol-Verfahren wegen seiner hohen Verdünnung nur für Dichtungszwecke, nicht zur Bodenverfestigung anzuwenden.

.03 Injektionsdruck

Die untere Grenze des Injektionsdruckes ist durch die Reibungsverluste im Leitungssystem gegeben, die bei etwa 7 - 15 bar (1 bar = 100 kN/m²) liegen. Die obere Grenze

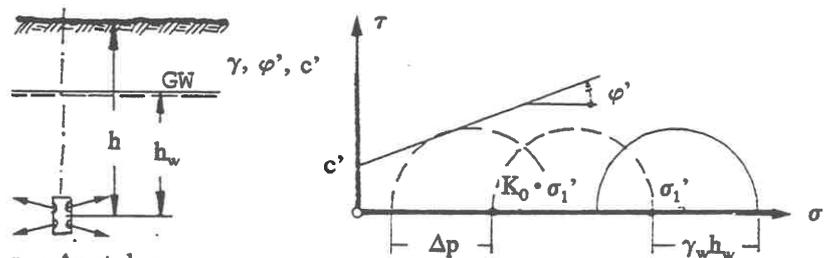


Bild K2.04

ist durch den vorhandenen senkrechten Bodendruck gegeben, der als Reaktionsdruck zur Verfügung steht. Bei Anwendung der Bruchbedingung (D6/02) folgt aus Bild K2.04:

$$\Delta p = \frac{1}{2} \cdot (1 + K_0) \cdot (\gamma \cdot h - \gamma_w \cdot h_w) - \frac{1 - K_0}{2 \cdot \sin \varphi'} \cdot (\gamma \cdot h - \gamma_w \cdot h_w) + c' \cdot \cot \varphi' \quad (\text{K2/01}).$$

.04 Kontrollen

Eignung des Injektionsmittels

Nach DIN 4093 wird zwischen Grundsatzprüfung, Eignungsprüfung und Kontrollprüfung unterschieden; Grundsatzprüfungen werden in dafür zugelassenen Labors ausgeführt, indem aus zwei verschiedenen Prüfständen mit dem Injektionsmittel Prüfkörper hergestellt und diese nach 7 Tagen Lagerungszeit einer 40-tägigen Druckprobe ausgesetzt werden.

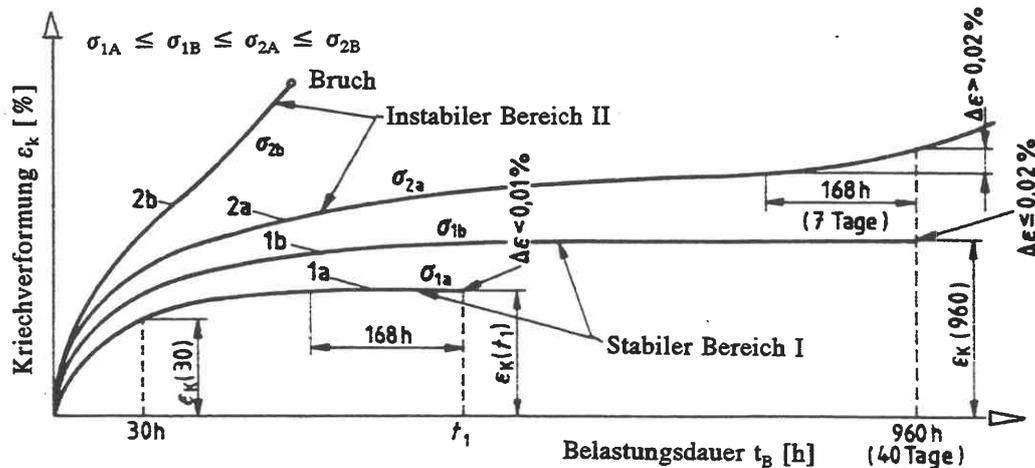


Bild K2.05 Einaxialer Druckversuch als Grundsatzprüfung nach DIN 4093

Die axiale Stauchung des Prüfkörpers wird über der Zeitachse aufgetragen, Bild K2.05. Dabei zeigt es sich, ob das Injektionsmittel zeitstabil ist (Kurven 1a,b) oder nicht (Kurven 2a,b). Grenzspannung ist dabei derjenige Druck, unter dem sich in den letzten 7 der 40 Tage keine weitere Stauchung mehr ergibt.

Eignungsprüfungen sind die Übertragung der Ergebnisse der Grundsatzprüfung auf die Baustellen-Situation, d.h. der Kriechversuch (einaxialer Druckversuch mit langer Standzeit) wird am Baustellen-Boden mit 7 Tagen Lastdauer ausgeführt; die axiale Stauchung darf dann in 24 h nur noch höchstens um 0,02 % zunehmen.

Kontrollprüfungen werden am injizierten Boden durch Entnahme von 4 Proben aus je 500 m³ verfestigten Bodens mit 30 h Standzeit unter einer in DIN 4030 angegebenen Kriechspannung ausgeführt, wobei die Stauchung in den letzten 6 h bei 3 von 4 Proben um höchstens 0,02 % zunehmen darf.

Kontrolle des Injektionserfolges

Wo es nur auf die zeitliche Gewährleistung der Festigkeit ankommt, genügen die vorstehend aufgeführten Versuche. Wo es hingegen auch oder insbesondere darauf ankommt, daß der injizierte Boden undurchlässig (bis auf ein definiertes Toleranzmaß) wird, muß das durch einen Wasserdurchlässigkeits-Test (WD-Test) überprüft werden. Dabei wird in einem abgeschlossenen Bohrloch-Abschnitt Wasser mit verschiedenen Drücken eingepreßt und die Verlustwassermenge gemessen. Als Maß wird die Lugeon-Einheit verwendet, das ist ein Wasserverlust von 1 Liter auf 1 steigenden Meter in 1 min bei einem Druck von 1 MN/m², siehe dazu auch IDEL (1991).

Anmerkung:

Die Definition ist nicht ganz eindeutig, denn eine so gemessene Wassermenge kann sowohl die Folge weniger großer Klüfte als auch einer Vielzahl kleinerer Klüfte sein. Auch das Erosions-Risiko muß beachtet werden: wenn nur ein Teil der Wasserwege geschlossen ist, kann die Sickerwasser-Strömungsgeschwindigkeit in den verbleibenden so anwachsen, daß der Boden erodiert wird. Man sollte daher den Prüfdruck nicht zu stark steigern.

.05 Dichtungswände und -sohlen

Mit einer Dichtungswand wird die Strömung oder Sickerung des Grundwassers versperrt. Die Dichtungswand muß daher entweder durch eine dichtende Sohle nach unten vervollständigt werden oder in eine Sperrschicht (z.B. wassergesättigter Tonboden) einbinden.

Anmerkung:

Dichtungswände können in der Praxis oft nur durch eine Deckschicht bis auf anstehenden Fels abgeteuft werden. Problematisch ist dann die Herstellung eines hinreichend wasserdichten Anschlusses an den Fels.

Dichtungswände werden

- a. als Schlitzwand im Boden hergestellt, s. dazu K10, wobei entweder die Stützflüssigkeit gleichzeitig auch Dichtungsmasse ist (Einmassenverfahren) oder die Tonsuspension durch eine Ton-Zement-Suspension verdrängt wird (Zweimassenverfahren);
- b. als Schmalwand in den Boden eingerammt oder heute meist eingerüttelt, wobei der Boden mit einem Stahlprofilträger aufgeschlitzt und der Schlitz beim Ziehen des Trägers mit einem geeigneten Dichtungsmittel verfüllt wird (zur erforderlichen Qualitätssicherung siehe STOCKER/ WALZ 1992);
- c. als Bohrpfahlwand aus Injektionspfählen nach DIN 4128 (Verpreßpfähle mit kleinem Durchmesser, s.a. K7);
- d. als Kombination von Elementen entsprechend (a) - (c).

Anmerkung:

Die Schmalwände sind, wo sie herstellbar und zuverlässig sind, billiger als die anderen Verfahren, weil sie schneller hergestellt werden können. Sie sind aber in der Regel nur zwischen 8 und 20 m tief machbar und können wegen ihrer geringen Dicke von 5- 8 cm auch keine allzu großen Wasserüberdrücke verkraften. Ferner muß der Boden rammfähig sein, und die Wand muß sich in die als Abschluß dienende Sperrschicht sicher einbinden lassen. Ihr bevorzugtes Anwendungsgebiet sind daher nicht- oder schwachbindige Deckschichten über Tonschichten, die sich durch Rammen oder Rütteln noch aufschlitzen lassen: LORENZ 1976, KIRSCH/ RÜGER 1976, STOCKER/ WALZ 1992.

Ein Beispiel für eine kombinierte Lösung, entwickelt von der Firma K. BAUER Spezialtiefbau, wurde von SMOLTCZYK (1981) beschrieben: In vorgebohrte Löcher wurden Trägerpfähle eingesetzt, der

Boden dazwischen aufgeschlitzt (40 cm breit) und mit Tonsuspension stabilisiert, dort hinein wurden Stahlbeton-Fertigplatten zwischen die Flanschen der Träger eingestellt und der Raum zwischen Boden und Fertigteilen mit Tonzementmörtel injiziert.

Injektionssohlen werden durch rasterförmig angeordnete vertikale Injektionen ausgeführt. Da der Aufwand an Injektionsmittel dabei erheblich ist, hat man in den Niederlanden versucht, mittels in engem Rasterabstand eingerüttelter, verlorener Injektionsspitzen dünne Injektionssohlen herzustellen (330 l Injektionsmittel Silikatgel je Punkt, BÜTTNER (1974).

.06 Wasserdruckhaltende Beschichtungen, allgemeine Hinweise

Eine wasserdruckhaltende Beschichtung ist eine künstliche Sperrschicht ohne eigene Festigkeit, durch die verhindert wird, daß drückendes Wasser durch einen Gründungskörper oder eine im Boden stehende Wand hindurchtritt.

Anmerkung:

Mit dieser Definition ist die Abgrenzung gegenüber natürlichen Sperrschichten wie Ton, Dichtungswänden nach K2.05, Sperrbeton gegeben.

Je nachdem, ob die Beschichtung den Konstruktionsteil auf der dem Wasserdruck zugewandten oder auf der abgewandten Seite versiegelt, unterscheidet man die Außenhautdichtung und die Innenhautdichtung.

Maßgebende Richtlinien: DIN 18 195 Bauwerksabdichtungen;

Teil 1	Allgemeines
Teil 2	Stoffe
Teil 3	Verarbeitung der Stoffe
Teil 6	Abdichtungen gegen von außen drückendes Wasser, Ausführung und Bemessung
Teil 7	Abdichtungen gegen von innen drückendes Wasser, Ausführung und Bemessung
Teil 8	Fugen
Teil 9	Durchdringungen, Übergänge, Abschlüsse
Teil 10	Schutzschichten und Schutzmaßnahmen

Als Beschichtungs-Materialien kommen in erster Linie bituminierte Pappen, Kunststoff-Folien oder Metallbleche oder Kombinationen dieser Materialien in Frage. Die beschichtete Fläche darf keine scharfen Kanten oder Unebenheiten haben, und die Beschichtung muß, sofern es sich nicht um Stahlblech handelt, durch eine Schutzschicht vor mechanischen Beschädigungen bewahrt werden.

Das schwierigste Problem einer Beschichtung ist, sie so zu bemessen und zu konstruieren, daß sie ebenso lange funktionsfähig bleibt wie der zu schützende Bauteil. Die Frage der Dauerhaftigkeit stellt sich bei allen Beschichtungsarbeiten: bituminierte Pappen können verrotten, wenn sie mit Luft in Berührung kommen, Kunststoff-Folien können verspröden und Metallbleche korrodieren.

.07 Beschichtung mit Bitumenbahnen

Die nackte Bitumenbahn ist eine Beschichtung aus Rohfilzpappe (500 g/m²), die mit Bitumen getränkt ist. Das Bitumen dichtet; die Pappe wirkt als Zugbewehrung. Zur Sicherheit gegen Fehlstellen muß sie mindestens zweilagig verlegt werden. Im übrigen steigt die Anzahl der erforderlichen Lagen mit der Höhe des Wasserdrucks, s. HAACK/ EMIG (1991). Auf diese Weise wird gewährleistet, daß Risse bis etwa 10 mm Breite und 2 mm Stufenhöhe überbrückt werden können.

Um zu verhüten, daß die Pappe infolge Luftzutritt verrottet, muß eine dauernde Druckvorspannung von 1 N/cm² gewährleistet sein. Bild K2.06 zeigt, daß damit auch die Wasseraufnahme der Pappe deutlich begrenzt ist.

Auch die höchstzulässige Druckspannung ist begrenzt: je nach der Anzahl der Papplagen dürfen Werte von 0,6 bis 1,5 MN/m² nicht überschritten werden, um die Stabilität des Schichtenpakets nicht zu gefährden und ein Wegkriechen des Bitumens zu vermeiden. Das erzwingt das Einschalten lastverteilender Zwischenglieder an Stellen, wo z.B. Einzel-lasten aus Säulen in eine Sohlplatte einzuleiten sind.

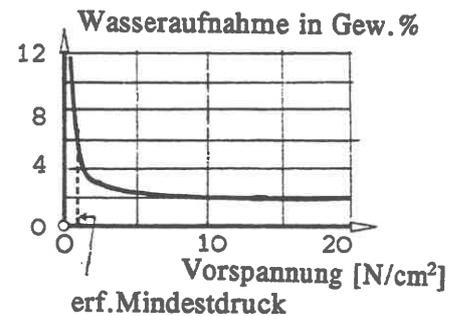


Bild K2.06

Die Mindestdruckspannung darf nur durch den effektiven Erddruck oder eine Druckplatte (Bild K2.10), nicht durch Wasserdruck zustandekommen. Der Wasserdruck darf allenfalls indirekt mit herangezogen werden, indem die von der Wasserdruckseite her gesehen zweite Papplage durch eine Metall- oder Kunststoff-Folie ersetzt wird. Die 1. Papplage hat nur eine vorübergehende Funktion und darf dann verrotten.

Zu beachten ist auch die Temperatur-Empfindlichkeit der Bitumenbahnen. Bitumen-Schweißbahnen haben statt der Filzpappe ein fäulnisbeständiges Gewebe als Träger (Glasfaser oder Jute). Daher ist hierbei keine dauernde Druckvorspannung erforderlich. Die Bahnen werden im "Flammschmelz-Klebeverfahren" (FSK) verlegt, Bild K2.07.

Anmerkung:

Das Anschmelzen erfordert ein sehr behutsames Arbeiten, damit die Dichtungsbahn nicht zu brennen beginnt.

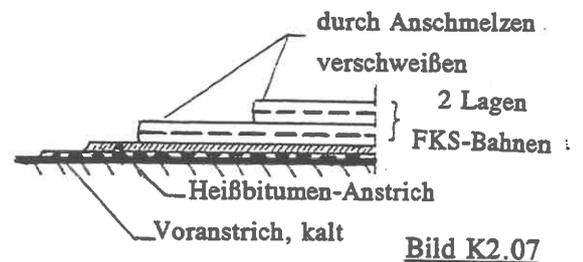


Bild K2.07

Beim Gründungsentwurf muß auf einige besondere Ausführungs-Merkmale konstruktiv Rücksicht genommen werden:

1. Schubkräfte können durch die Beschichtung hindurch nicht übertragen werden. Die Horizontallasten müssen daher in der Fundamentsohle durch Nocken, Bild K2.08, in den Baugrund übertragen werden.

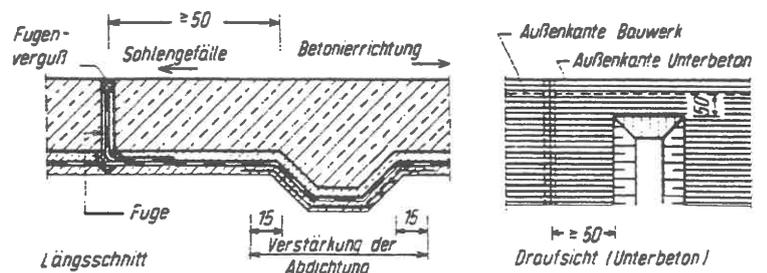


Bild K2.08 (HAACK/ EMIG 1991)

2. An den Anschlüssen der Dichtungsbahnen werden die einzelnen Lagen um 15 cm versetzt (in beiden räumlichen Richtungen) geklebt. Beim Übergang von der Sohlen- zur Wanddichtung ist ein Kehlenstoß oder ein rückläufiger Stoß nach Bild K2.09 notwendig. Der schwieriger auszuführende rückläufige Stoß ist z.B. unvermeidlich, wenn die Wände aus Fertigteilen errichtet werden.

3. Wo sich Absätze in der Sohlplatte nicht vermeiden lassen, werden Höhenverspringungen bis zu 1 m durch eine Anchrägung unter ca. 30° ausgeglichen. Wenn auch höhere Verspringungen mit einer 30°- Böschung ausgeführt werden sollen, muß die Schrägfläche durch eine Quernocke zwecks Gleitwiderstand unterbrochen werden (EMIG/ ARNDT 1976).

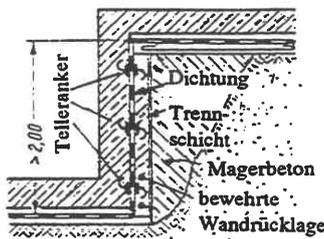
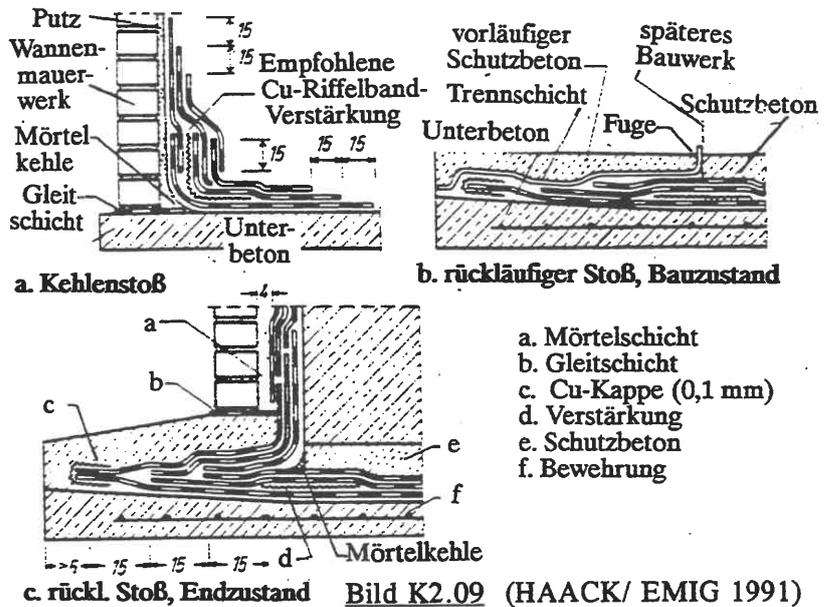


Bild K2.10
(LUFISKY 1975)

Meist wird es in solchen Fällen wirtschaftlicher sein, eine senkrechte Verspringung nach Bild K2.10 auszuführen. Da die Verfüllung des Raumes zwischen gewachsenem Boden und Wand niemals auf Dauer eine zuverlässige Druckvorspannung gewährleistet, muß eine Wandschutzschicht mit Tellerankern, Bild K2.11, vorgespannt und die obere Sohdichtung auf einer bewehrten Unterbetonplatte verlegt werden. Die Telleranker lassen sich vermeiden, wenn die Wand mit Metall- oder Kunststoff-Folien gedichtet wird.

4. Durchdringungen der Beschichtung werden erforderlich, wenn Anker, Rohre oder Bewehrungen durch die Dichtungshaut zu führen sind. Das gemeinsame Konstruktionsprinzip dabei ist, das stählerne oder gußeiserne Bauteil mit einem wasserdicht verbundenen Ringflansch (Festflansch) zu versehen, der bündig in die zu dichtende Fläche gelegt wird. Die Dichtungshaut wird über den Festflansch geklebt, dann ein Losflansch übergestülpt und mit dem Festflansch fest verschraubt. Beispiele sind der Telleranker, Bild K2.11, der Brunnentopf, Bild K2.12, die Rohrdurchführung, Bild K2.13, und der Pfahlkopfanschluß, für den Bild K2.14 3 Varianten zeigt.

Anmerkung:

Diese Lösung ist auch bei Druckpfählen ohne Kopfanschluß nötig, weil - s.o. - die Beschichtung nur sehr begrenzt Druckspannungen aufnehmen kann. - Bei großen Pfahlzugkräften müssen an der Durchdringung Laschen o.ä. angeschweißt werden.

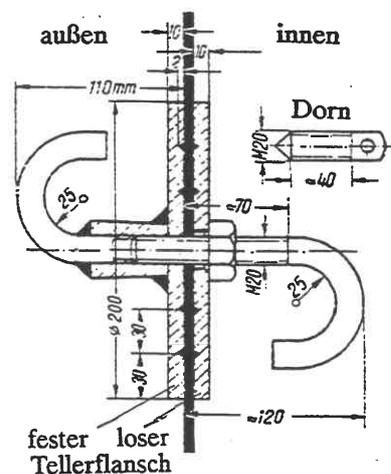


Bild K2.11 (LUFISKY 1975)

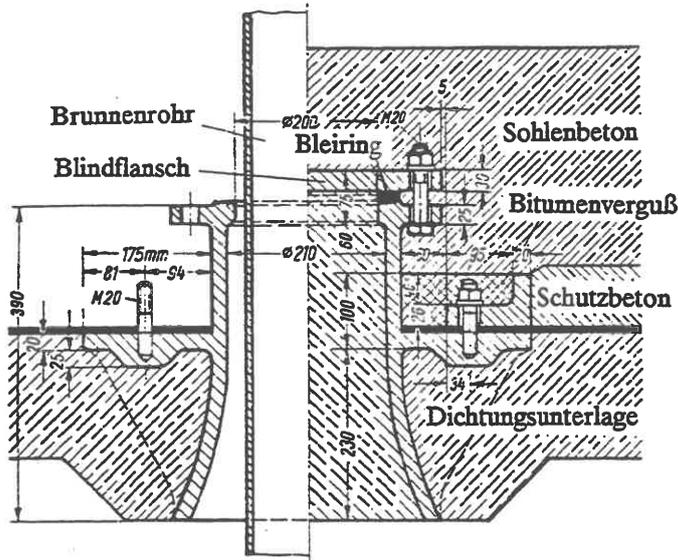
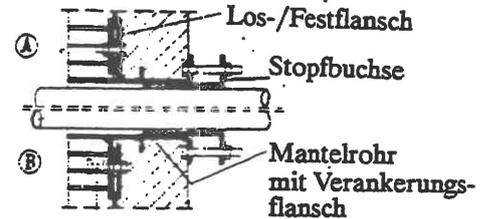
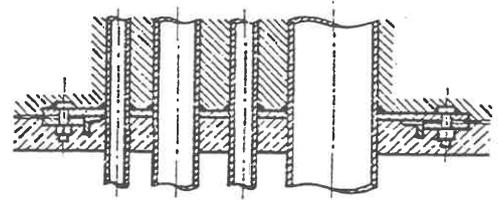


Bild K2.12 (LUFISKY 1975)



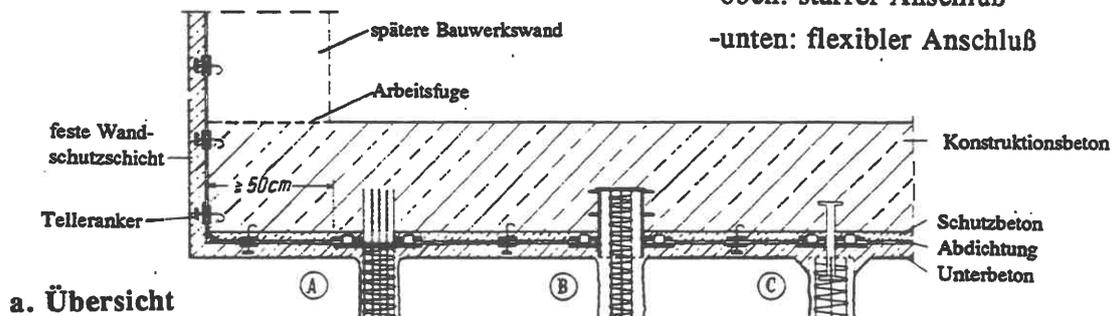
- Ⓐ Anschluß der Abdichtung von außen
- Ⓑ Anschluß der Abdichtung von innen

Bild K2.13

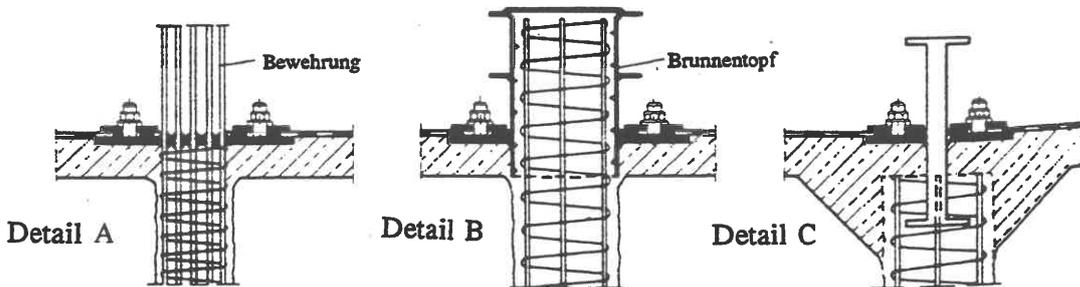
(LUFISKY 1975; HAACK/ EMIG 1991)

-oben: starrer Anschluß

-unten: flexibler Anschluß



a. Übersicht



b. Details zum Pfahlanschluß

Bild K2.14 (HAACK/ EMIG 1991)

.08 Beschichtung mit Kunststoff-Bahnen

Kunststoffbahnen werden einlagig verlegt und nicht vollflächig verklebt: auf waagerechten Flächen werden sie lose ausgerollt, auf geneigten bzw. lotrechten Flächen in Abständen bis zu maximal 5 m an Kunststoffschienen o.ä. durch Ankleben fixiert. Die Bahnen werden miteinander durch chemisches Anlösen der ca. 5 cm breiten Überlappungen (Quellschweißung), bzw. bei Dicken über 1,5 mm, durch Heißluftschweißung verbunden. Der Übergang von der Sohlplatte zur Wand erfolgt ausschließlich durch den Kehlenstoß nach Bild K2.09a.

Die Durchdringungen werden bei Kunststoffbahnen prinzipiell ebenso gehandhabt wie bei den Bitumenbahnen. Allerdings genügt es nicht, die einlagige Kunststoffbahn zusammenzupressen, um eine wasserdichte Verbindung zu haben. Vielmehr ist eine beiderseits fest aufgeklebte oder aufgeschweißte, 3 mm dicke Verstärkung aus dem gleichen Material notwendig, damit beim Zusammenspannen ein ausreichendes elastisches Volumen zur Verfügung steht. Wegen der technischen Details wird auf HAACK/ EMIG (1991) und die Angaben der Hersteller verwiesen.

.09 Schutzmaßnahmen bei Beschichtungen

Beim Aufbringen der Beschichtung muß der Baubetrieb in diesem Bereich unterbrochen werden, bis die Beschichtung durch eine Schutzschicht oder Schutzwand gegen mechanische oder sonstige Beschädigungen gesichert ist. Dies gilt auch für Unterbrechungen der Abdichtungsarbeiten, wobei die Schutzschicht erst kurz vor der Wiederaufnahme der Dichtungsarbeiten vorsichtig entfernt wird.

Im Tiefbau wird man meist die Baugrubenwand als Außenschale verwenden, die dann mit einem Glattputz versehen werden muß. Nach dem Kleben der Dichtung erhält sie einen Zementschlämmanstrich, falls davor Bewehrung gestellt werden soll: auf diese Weise lassen sich Beschädigungen leicht erkennen. Der Abstand zwischen Beschichtung und Bewehrung muß 5 cm betragen (Richtwert). Falls vor der Beschichtung gemauert werden soll, läßt man auch einen Abstand von 5 cm und drückt ihn beim Aufmauern laufend mit Mörtel aus.

In frei geböschten Baugruben mauert bzw. betoniert man entweder zuerst die Schutzwand hoch und verfährt dann wie oben, oder man erstellt erst die Innenschale des Bauwerks, bringt dann außen die Wanddichtung auf und stellt zum Schluß die Schutzwand her.

Anmerkung:

Auch Schutzschichten aus Kunststoff-Schaumplatten werden in der Praxis angeboten, s. dazu HAACK/ EMIG (1991).

Da die Temperaturdehnung eines auf einer Sohldichtung stehenden Bauwerks nicht durch Bodenreibung behindert ist, muß durch ausreichend viel Fugen, Bild K2.15, gewährleistet sein, daß sich die senkrechten Schutzwände frei mitbewegen können. Im übrigen wird auf die ausführlichen Angaben in DIN 18195 Teil 10 verwiesen.

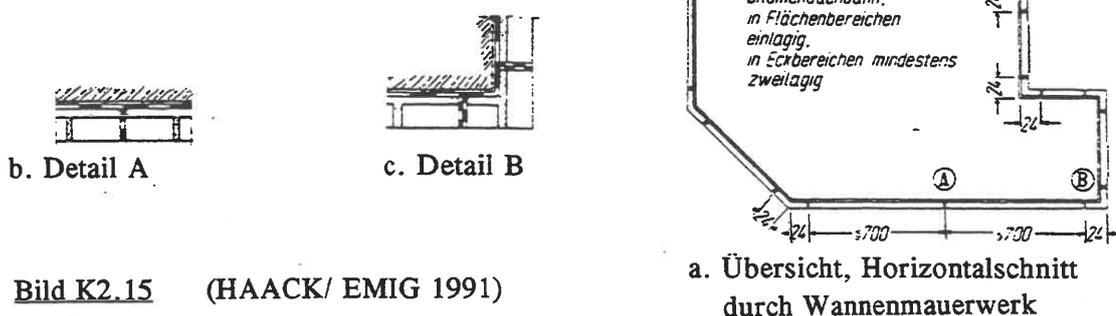


Bild K2.15 (HAACK/ EMIG 1991)

.10 Fugen in beschichteten Bauteilen

In der Tabelle in **Bild K2.16**, entnommen aus HAACK/ EMIG (1991), sind bewährte Lösungen für die Ausführung von Bewegungsfugen in Abhängigkeit von der Größe und Richtung der erwarteten Bewegungen zusammengestellt. Das Symbol Cu markiert dabei die Verstärkung durch Kupferriffelbleche. Erst bei größeren Bewegungen sind Sonderkonstruktionen mit einer Schlaufenkonstruktion (Kautschukband) notwendig.

Bewegungsfugen außerhalb eines Bauwerks werden in der dünneren Sohlplatte und außerhalb der Übergangszone mit variabler Höhe angeordnet, **Bild K2.17**.

Bei der Anordnung von Arbeitsfugen, insbesondere beim Anschluß der Wandbewehrung an die Sohlenbewehrung, muß man berücksichtigen, bis zu welcher Höhe der Anschluß der Beschichtung reicht.

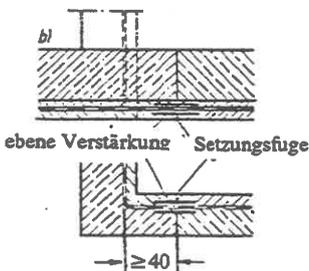
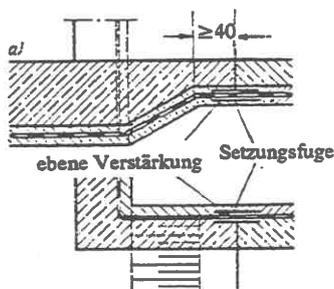


Bild K2.17
(LUFISKY 1975)

0	1	2	3	4
Zeile	Art und Größe (mm) der Fugenverformung	Abdichtungsaufbau	Fugenverstärkung	Fugenkammer
1		<p>Wasserseite</p>	2 x Cu 0,2 30 cm breit mit 2 Zulagen R 500 N 50 cm breit	keine
2		<p>Wasserseite</p>	2 x Cu 0,2 60 cm breit mit 2 Zulagen R 500 N 1,0 m breit	in waagerechten Flächen 70 cm breit, 5 cm tief, in Wänden keine
3		<p>Wasserseite</p>	4 x Cu 0,2 60 cm breit mit 2 Zulagen R 500 N 1,0 m breit	in waagerechten Flächen 70 cm breit, 5 cm tief, in Wänden keine
4		<p>Wasserseite</p>	ca 0,5 mm dickes, kunststoffbeschichtetes Stahlblech >= 20 cm breit oder Kunststoffdichtungsbahn 50 cm breit	keine
5		<p>Wasserseite</p>		Sonderkonstruktion

Bild K2.16

Schrifttum zu K2

- BÜTTNER, J.H. (1974): Neue Technik zur Herstellung dünner horizontaler Injektionssohlen.
Bautechnik 51, S. 62 - 65.
- EMIG, K.-F./ ARNDT, A. (1976): Abdichtung mit Bitumen. ARBIT Schriftenreihe "Bitumen", Heft 33, 2.
Auflage Arbeitsgemeinschaft der Bitumen-Industrie e.V., Hamburg.
- HAACK, A./ EMIG, K.-F. (1991): Abdichtungen. In: Grundbtschb. 4. Aufl., Teil 2. Kap. 2.11. Verlag
Ernst & Sohn, Berlin.
- IDEL, K.H. (1991): Injektionsverfahren. In: Grundbtschb. 4. Aufl., Teil 2, Kap. 2.2. Verlag
Ernst & Sohn, Berlin.
- KIRSCH, K./ RÜGER, M. (1976): Die Rüttelschmalwand - ein Verfahren zur Untergrundabdichtung.
Vorträge Baugrundtagung Nürnberg, S. 439 - 459.
- KOENZEN, J.P. (1975): Rheologische Eigenschaften Silikat-injizierter Korngerüste.
Veröff. Inst. Bodenmech. Felsmech. Univ. Karlsruhe, Heft 64.
- LORENZ, W. (1976): Plastische Dichtungswände bei Staudämmen. Vorträge Baugrundtagung Nürnberg,
S. 389 - 408.
- LUFISKY, K. (1975): Bauwerksabdichtungen. 3. Auflage, Teubner-Verlag, Stuttgart.
- SMOLTZYK, U. (1981): Saving Cities an Old Buildings. State-of-the-Art Report. X.ICSMFE Stockholm, vol.4
S.441 - 465.

K3 Vorbelastung und Bodenersatz

.01 Bodenverbesserung durch Vorbelastung

Wassergesättigte oder teilgesättigte kompressible Böden lassen sich am wirtschaftlichsten dadurch verbessern, daß man sie unter einer gleichmäßigen Deponielast (Sand, Baugrubenaushub o.ä.) konsolidieren läßt. Sobald die Setzungsbeobachtung zeigt, daß der gewünschte Erfolg eingetreten ist, kann die Aufschüttung auf ein anderes Feld umgesetzt werden. Die Erfolgskontrolle geschieht am besten durch Setzungspegel, die auf den gewachsenen Boden gestellt werden.

Bild K3.01 zeigt ein Beispiel hierfür: Konsolidierung von 22 m Klei beim Bau des Elbehafens Brunsbüttel (HELLENSCHMIDT 1969), und zwar durch eine 1. Auffüllung mit 5,5 m Sand 1966 und eine 2. Auffüllung mit weiteren 3,5 m Sand Ende 1967 (ausgezogene Kurve). Das Beispiel zeigt weiter, wie der Konsolidationsvorgang erheblich beschleunigt werden kann, wenn die Dränagewege künstlich durch Einbringen vertikaler Dränstränge verkürzt werden, wie es hier in einem Teilbereich geschah, wo außerdem die 9 m Sandlast auf einmal aufgebracht wurden.

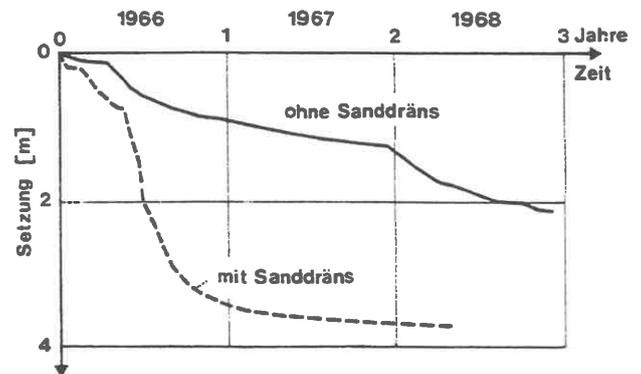


Bild K3.01

In jedem Fall muß außerdem zwischen den zu verbessernden Boden und den Ballast eine Flächendränage eingeschaltet werden, meist 0,5 m Sand, wenn der Ballastboden selbst nicht genügend wasserdurchlässig ist. Die früher gebräuchlichen Sanddräns sind, da sie bei extremen Setzungsbewegungen leicht abscheren und unwirksam werden, heute durch Kunststoff-Dränbänder ersetzt, die in den Boden eingestanzt werden. Eine Übersicht über die verschiedenen Fabrikate geben SMOLTCZYK/ HILMER (1991).

Bild K3.02 stellt schematisch den Vorgang des Drän-Einsteichens dar. Zur Theorie der Dräns nach dem gedanklichen Muster von E2.06 wird auf GUSSMANN (1990) verwiesen.

Eine Beschleunigung der Konsolidation ist auch durch eine überhöhte Ballastierung des Bodens erreichbar, Bild K3.03 (LADD 1976). Die praktische Erfahrung hat gezeigt, daß es zweckmäßiger ist, die Überlast nicht zu groß werden zu lassen und dafür lieber etwas längere Zeit in Kauf zu nehmen.

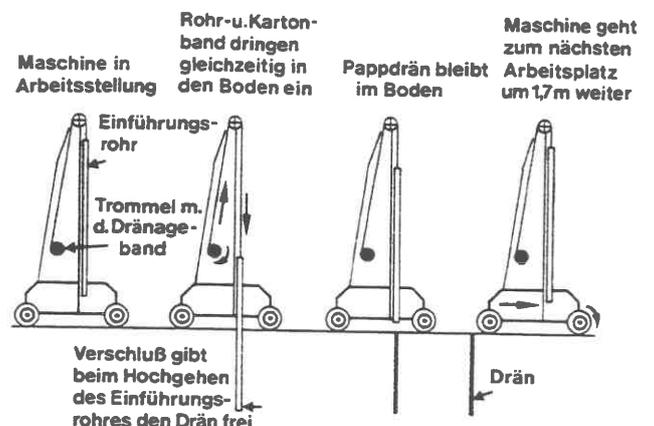


Bild K3.02 (SMOLTCZYK/ HILMER 1991)

Insbesondere lassen sich auch durch nur kurzfristig überhöhte Vorbelastungen die sekundären Nachsetzungen dämpfen (JONAS 1964). Zwar gibt es Versuche, die Reduktion der sekundären Nachsetzungen rechnerisch zu erfassen (JOHNSON 1970), doch wird man sich in praktischen Fällen

eher daran orientieren, was an Last erdstatisch zulässig und was wirtschaftlich machbar ist.

Statische Vorbelastungen erreicht man auch durch Grundwasserabsenkungen oder durch Anwendung von Unterdruck (KJELLMANN 1952, HOLTZ/ WAGNER 1975), wobei die Geländeoberfläche durch eine Kunststoff-Folie gedichtet wird. Bei dem letztgenannten Verfahren ist der Arbeitsaufwand sehr viel kleiner, die Wirtschaftlichkeit entsprechend größer.

.02 Bodenersatzverfahren

Wenn der nicht tragfähige Baugrund nur wenige Meter tief ansteht, lohnt es sich zu prüfen, ob der Austausch gegen einen geeigneten Ersatzboden wirtschaftlich ist. Bild K3.04 (SMOLTCZYK/ HILMER 1991) zeigt, wie das Austauschvolumen zu planen ist: zur Berücksichtigung der Lastausbreitung trägt man von der Fundamentaßenkante einen Grenzwinkel von höchstens 60° an, durch den die Baugrubensohlfläche definiert ist. Das weitere hängt dann von der Möglichkeit abzuböschen ab. Der Austauschboden wird lagenweise eingebracht und verdichtet, bzw. bei Arbeiten unter Wasser dynamisch verdichtet (s.K5).

Bei der Wirtschaftlichkeitsuntersuchung spielt eine wichtige Rolle, wo der Aushub deponiert werden kann, woher sich billiges Austauschmaterial (Siebschutt, Sand, Industrieschlacke, Ziegelsplitt u.a.m.) beschaffen läßt, wie sich dieses Material verdichten läßt, ob eine Grundwasserhaltung zusätzlich erforderlich wird und ob die Baugrubenwände besonders gesichert werden müssen. Daher kommt der Boden-

Vollaustausch beim Bauen an Land nur für geringere Tiefen (2 - 4 m) in Frage. Anders beim Bauen im Wasser, wo sich dank der leistungsfähigen Naßbaggerei (s.a.K12) auch Austausch Tiefen bis zu 25 m noch als wirtschaftlich erwiesen haben (SMOLTCZYK 1976), Bild K3.05.

Bei größeren Volumina nicht-tragfähigen Bodens kann auch ein Teilaustausch in Frage kommen, und zwar indem entweder (a) ein Teil des Bodens durch Schotter- oder Steinsäulen ersetzt wird, s.K6; oder (b) nur der obere Teil des nicht-tragfähigen Bodens ausgetauscht wird, so daß die dann noch zu erwartenden Setzungen für das Bauwerk erträglich bleiben. Man schiebt also zwischen das Bauwerk und den schlechten

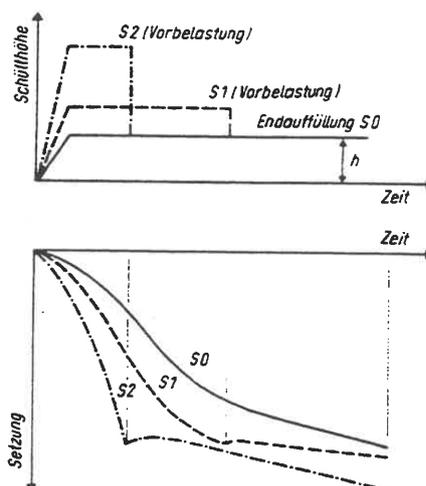


Bild K3.03 (LADD 1976)

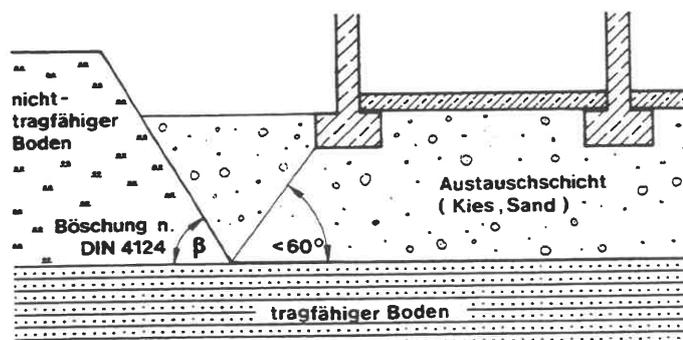


Bild K3.04

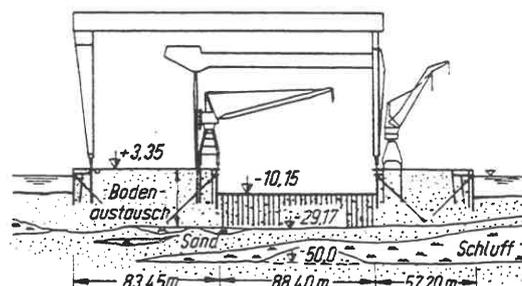


Bild K3.05

Boden eine Puffer- oder Polsterschicht. Ihre wesentliche Wirkung liegt darin, daß dadurch die Setzungen gleichmäßig werden, analog dem günstigeren Setzungsverhalten einer Plattengründung im Vergleich zur Gründung auf Einzelfundamenten.

Schrifttum zu K3

- GUSSMANN, P. (1990): Berechnung von Zeitsetzungen. In: Grundbtschb., 4. Aufl., Teil 1, Kap. 1.9. Verlag Ernst & Sohn, Berlin.
- HELLENSCHMIDT, H. (1969): Bau einer Kaianlage in der Elbe. Der Bauingenieur 44, S. 317 - 321.
- HOLTZ, R.D./WAGNER, O. (1975): Preloading by vacuum: current prospects. Transportation Research Record no. 548, S. 26 - 29.
- JOHNSON, S.J. (1970): Precompression for improving foundation soils. Journal SMF Div., ASCE 96, S. 145 - 175.
- JONAS (1964): Subsurface stabilisation of organic silty clay by precompression. Journal SMF Div., ASCE 90, S. 363 - 376.
- KJELLMANN, W. (1952): Consolidation of Clay Soils by Means of Atmospheric Pressure. Proc.Conf. Soil Stabilization, MIT Boston, Mass.
- LADD, Ch.C. (1976): Use of precompression and vertical sand drains for soil stabilization of foundation soils. Soil and Site Improvement. Continuing Education in Engineering: Univ. of California, Berkeley.
- SMOLTCZYK, U. (1976): Bau eines Großdocks. Baugrundverbesserung im tiefen Wasser. Vorträge Baugrundtagung Nürnberg, S. 575 - 592.
- SMOLTCZYK, U. (1991): Unterfangungen und Unterfahrungen. In: Grundbtschb., 4. Aufl., Teil 2, Kapitel 2.3. Verlag Ernst & Sohn, Berlin.
- SMOLTCZYK, U./HILMER, K. (1991): Baugrundverbesserung. In: Grundbtschb., 4. Aufl., Teil 2, Kapitel 2.1. Verlag Ernst & Sohn, Berlin.

K5 Verdichtungsverfahren

.01 Allgemeine Gesichtspunkte

Zur Beurteilung der Verdichtungsfähigkeit eines natürlichen Bodens prüft man, ob sein Plastizitätsindex I_p so klein ist, daß der Boden auf dynamischem Wege verdichtet werden kann. Das ist in der Regel der Fall, wenn der Schluffgehalt unter 20 % und der Tongehalt unter 5 % der durch Sieb- und Schlämmanalyse bestimmten Körnungslinie (s.D1.02) bleiben; I_p ist dann unter 10 %.

Gemeinsam ist den dynamischen Verfahren die Energiebilanz:

Äußere Arbeit = Energie, die durch elastische Wellen in die Umgebung abgeleitet wird (E_1)
 + durch plastische Scherverformungen dissipierte Arbeit (E_2)
 + durch plastische Volumenverminderungen (Teilchenumlagerung) dissipierte Arbeit (E_3)
 + Energie, die beim Brechen von Bodenteilchen oder Bodenfüge dissipiert wird, E_4 .

Effektiv für die Verdichtung bringt nur $E_3 + E_4$ etwas. Die Wirksamkeit einer Verdichtungstechnik könnte also beschrieben werden durch $(E_3 + E_4)/E_a$. Da die einzelnen Anteile aber nicht meßbar sind, muß man eine praktische Effizienzkontrolle wählen. Es bietet sich an, die hineingesteckte Arbeit, d.h. die über die Zeit integrierte Leistung, in Beziehung zu bringen zu 1. der durch eine Sondierung nachweisbaren Zunahme der Festigkeit bzw. Lagerungsdichte, und 2. die durch Setzungsmessung nachweisbare Volumenverminderung. Eine Korngrößenbegrenzung zum Groben hin ergibt sich aus der Leistungsfähigkeit des verfügbaren Verdichtungsgeräts.

Gemischtkörnige Böden mit einem höheren Gehalt an Feinbestandteilen und bindige Böden lassen sich nur mit statischen oder quasi-statischen Verfahren, s.K3, oder durch Einwalzen unter Beachtung der Regeln D9 verdichten. Besondere Vorschriften hierzu gibt es im Grundbau nicht; vielmehr wird auf die einschlägigen Richtlinien, Merkblätter und Vorschriften des Straßenbaus zurückgegriffen (Veröffentlichungen der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen):

- Zusätzliche Technische Vorschriften und Richtlinien für die Ausführung von Bodenverfestigungen und Bodenverbesserungen im Straßenbau (ZTVV-StB 81);
- Zusätzliche Technische Vorschriften und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau (ZTVE-StB 76), berichtigte Fassung 1978;
- Merkblatt für die Untergrundverbesserung durch Tiefenrüttler (1979).

.02 Oberflächenverdichtung

Die Oberflächenverdichtung ist eine durch Walzen, Schlagen (Stampfen) oder Rütteln der Oberfläche des Bodens bewirkte Verdichtung. Da ein großer Teil der eingespeisten Verdichtungsarbeit durch die

räumliche Energieausbreitung verloren geht, beschränkt sich die Wirkung auf die Nahumgebung des Verdichters, das ist eine Verdichtungstiefe von in der Regel 40 - 60 cm. Deswegen wird der Boden lagenweise eingebracht.

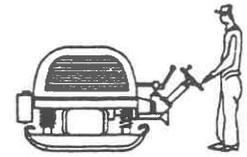


Bild K5.01

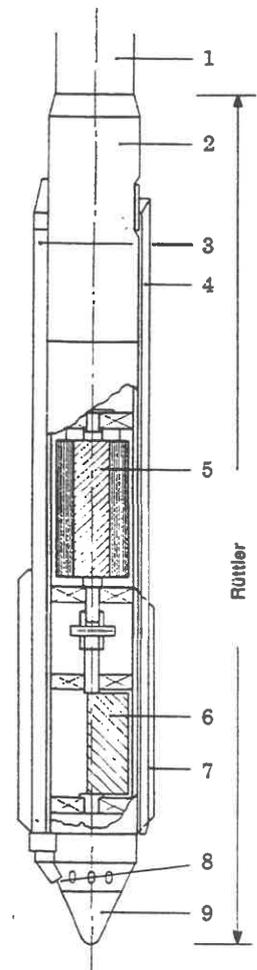
Anmerkung:

Überschwere Verdichtungsgeräte sind für den Erddammbau entwickelt worden, um sehr grobes Material zu verdichten und die Wirktiefe zu steigern.

Im "Merkblatt für die Bodenverdichtung im Straßenbau" (1972) werden Anhaltswerte für die Eignung der verschiedenen Geräte, die Schütthöhe und die Anzahl der Übergänge angegeben (SMOLTCZYK/HILMER 1991). Bindige Bodenarten werden gewalzt, bzw. unter räumlich beengten Verhältnissen (z.B. bei Verfüllung von Arbeitsraum) gestampft. Nichtbindige oder schwachbindige Bodenarten werden durch Vibrationswalzen, bzw. unter beengten Verhältnissen durch Vibrationsplatten (Bild K5.01) verdichtet. Der Erfolg der Maßnahme zeigt sich in dem erreichten Verdichtungsgrad D_{Pr} , das ist die erreichte Trockendichte ρ_d im Verhältnis zur Proctordichte ρ_{Pr} nach D9, oder im Luftporengehalt n_a . Kontrolle: vgl. D9.07.

.03 Tiefenverdichtung durch Rütteln

1936 veröffentlichte ein Ingenieur in der UdSSR einen Vorschlag, Sand auf dynamischem Wege auch in der Tiefe zu verdichten. Gleichzeitig wurde in Deutschland von J. Keller der in Bild K5.02 dargestellte torpedo-artige Rüttler mit horizontaler Schwingungsamplitude entwickelt und 1936 erstmals eingesetzt. Er ist 2 - 4 m lang, sein Durchmesser ist etwa 40 cm. Auf einer lotrechten Welle, die elektrisch oder durch einen Ölmotor angetrieben wird, rotieren Unwuchten mit Frequenzen von 30 - 50 Hz. Der Rüttler erhält 2 schwere Aufsatzrohre als statischen Ballast und hat Spüldüsen nahe seiner Spitze.



- 1 Aufsatzrohr
- 2 Elast. Kupplung
- 3 Wasser- oder
- 4 Luftzuführung (wahlweise)
- 5 Motor (elektr. oder hydr.)
- 6 Unwucht
- 7 Verdrehrippen
- 8 Wasser- oder Luftaustritt (wahlweise)
- 9 Spitze

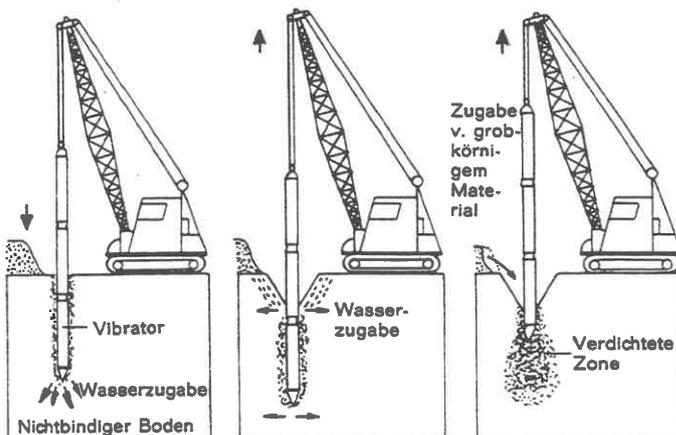


Bild K5.03 (SMOLTCZYK/ HILMER 1991)

Bild K5.02

Deutscher Rüttler
Quelle: Merkblatt für die Untergrundverbesserung durch Tiefenrüttler

Durch Spülen, Drücken und Vibrieren wird der Rüttler bis auf die Sohle der zu verdichtenden Schicht abgesenkt, Bild K5.03. Dabei wird der Sand um den Rüttler verflüssigt (Aufhebung der Scherfestigkeit). Die Sandkörner können sich umordnen und nehmen eine dichtere Lage ein. Durch die Verdichtung entsteht an der Oberfläche ein Krater, in den laufend Sand nachgefüllt wird. Beim Ziehen hinterläßt der Rüttler eine verdichtete Bodensäule. Zum Schluß wird eine Deckschicht von etwa 0,5 m Dicke über den Verdichtungspunkten aufgeschüttet und mit Oberflächenrüttlern verdichtet. Für den Einsatzbereich gibt es nach BROWN (1977) eine "Eignungszahl":

$$1,7 \cdot \{3/d_{50}^2 + 1/d_{20}^2 + 1/d_{10}^2\}^{1/2} < 50 \quad (d \text{ in mm}).$$

Tiefen sind bis zu 25 m wirtschaftlich erreichbar. Die Verdichtungspunkte werden, Bild K5.04, in 1,7 bis 3 m Abstand gesetzt. Die Lagerungsdichte D kann um 20 - 40 % bis auf 80 % verbessert werden. Daß diese Verdichtung auf einer bestimmten Tiefenstufe erreicht ist, macht sich im Anstieg der Leistungsaufnahme des Motors bemerkbar, wird aber zuverlässiger durch eine laufende Amplitudenmessung kontrolliert (OTEO 1983).

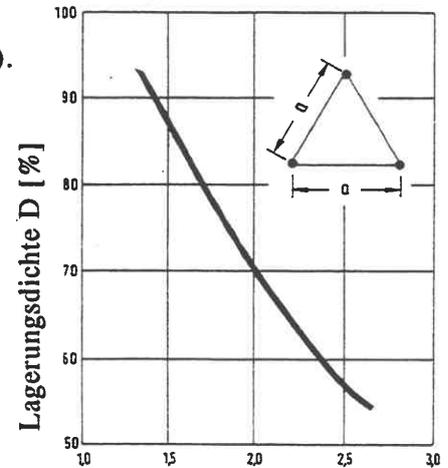


Bild K5.04

Abstand a [m] der Rüttelpunkte

Problematisch können im Sand eingelagerte bindige Schichten werden, wenn der Füllsand dadurch behindert wird, durch die vom Rüttler gestanzte Öffnung zu fließen. Man versieht dann den Rüttler mit Flossen, um die Öffnung zu weiten. Zum Stand der Technik siehe GREENWOOD/ KIRSCH (1983), SMOLTCZYK (1983).

Anmerkung:

Auch Rüttler mit senkrechter Amplitude wurden entwickelt, z.B. das Terraprobe-System in den USA oder das Vibrowing-System in Schweden (MASSARSCH/ BROMS 1983). Diese Geräte arbeiten bis etwa 15 m Tiefe. Beim Vibrowing-Gerät, das aus einem Rohr mit gegeneinander versetzt über die ganze Länge angeordneten Flügeln besteht, wird der Boden über die ganze Höhe gleichzeitig gerüttelt, was zu kürzerer Arbeitszeit und entsprechender Verbilligung führt. Allerdings sind Vertikalschwinger nicht so effizient wie Horizontalschwinger, so daß mehr Verdichtungspunkte benötigt werden.

.04 Tiefenverdichtung durch Fallplatte

Bodenarten mit einem $I_p \leq 10\%$ (Sand, Kies, Geröll, Siebschutt, Deponiematerial) können durch Stoßbelastungen bis auf eine etwa mitteldichte Lagerung verdichtet werden, indem mit Baggerhilfe Lastplatten von 100 - 200 kN Gewicht (G) bis auf eine Höhe h (m) angehoben und dann fallen gelassen werden (Dynamische Intensivverdichtung). Die Verdichtungswirkung reicht bis in die Tiefe

$$t = \alpha \cdot \{0,1 \cdot G \cdot h\}^{1/2} \quad \text{[m]} \quad \text{(K5/01),}$$

wobei der Faktor α nach den bisher vorliegenden Erfahrungen (SMOLTCZYK 1983) bei Kies und Geröll ungefähr 1, bei schluffigem Sand (also zunehmender Plastizität) 0,6 und bei Stoffen mit instabiler Struktur (Beispiel: Mülldeponie, LÖB) 0,5 ist. Die erreichbaren Tiefen liegen bei etwa 12 m.

Der Boden wird in einem regelmäßigen Raster beaufschlagt; die Verdichtungspunkte sind 4 - 10 m voneinander entfernt. Jeder Punkt erhält in einer Sequenz bis zu 5 Schläge, wobei mit abnehmender Durchlässigkeit des Bodens die Wartezeiten zwischen den Schlägen größer werden müssen, um einen Konsolidationseffekt zu erreichen (GÖDECKE 1976; HARTIKAINEN/VALTONEN 1983). Eine Steigerung der Schlagzahl je Übergang bringt keine wesentliche Verbesserung mehr. Es ist gegebenenfalls besser, einen Übergang mehr auszuführen, als die Schlagzahl je Übergang zu erhöhen. Aus dem Rastermaß, der Schlagzahl und der Anzahl der Übergänge ergibt sich der Energieaufwand in kNm/m² als wirtschaftliche Vergleichsgröße. Da die bisherigen Erfahrungsdaten noch keine zuverlässige Vorhersage des für eine bestimmte Bodenart notwendigen Energieaufwands gestatten, muß vor Beginn der eigentlichen Verdichtungsarbeiten eine Probeverdichtung ausgeführt werden. Erreichbar ist eine mitteldichte Lagerung, so daß sich gegebenenfalls auch eine Kombination mit der Rüttelverdichtung anbietet (JOHNSON et al. 1983).

Anmerkung:

Die Hypothese von MÉNARD (1974), auch bei wassergesättigten bindigen Böden lasse sich mit diesem Verfahren eine Verdichtung erzielen, ist bodenmechanisch nicht haltbar (SMOLTCZYK 1983).

.05 Tiefenverdichtung durch Sprengungen

Eine dynamische Stoßbelastung, um Sandmassen zu verdichten, ist am billigsten durch Sprengungen zu erzielen (IVANOW 1967). Dazu werden kleine Sprengladungen (Ammoniumnitrat, TNT und Zusätze) in den Sand eingespült, Bild K5.05. Sie werden gruppenweise miteinander durch eine Zündleitung verbunden, Bild K5.06.

Wenn als Einflußradius R (m) derjenige Abstand von einer Ladung C (kg) definiert wird, innerhalb dessen die Setzung infolge Verdichtung größer als 1 cm ist; wenn ferner a (m) das Rastermaß für die Anordnung der Ladungen ist, gilt nach IVANOW (1967):

$$R = K_3 \cdot \sqrt[3]{C} \quad (K5/02)$$

$$a = 2K_4 \cdot \sqrt[3]{C} \quad (K5/03).$$

Die Beiwerte K₃ und K₄ hängen, siehe Tabelle in Bild K5.07, von der Dichte des Sandes ab. Um die jeweils geeignete Zündfolge zu ermitteln, wird empfohlen, den Porenwasserüberdruck im Sand zwischen den Ladungen mit Piezometern zu beobachten: eine Ladungsgruppe wird gezündet,

wenn der Porenwasserüberdruck infolge der vorher gezündeten teilweise abgeklungen ist. Auch nach der Tiefe kann man die Ladungen gestaffelt anordnen und mit einer Verzögerung von Zehntelsekunden zünden (von oben beginnend: der tiefere Bereich wird gezündet, während der darüberliegende sich noch nicht wieder gesetzt hat). Generell ist es günstiger und umweltverträglicher, eine Vielzahl kleiner als wenige große Ladungen zu zünden. Da eine gewisse Verdämmung nötig ist, müssen die Ladungen etwa

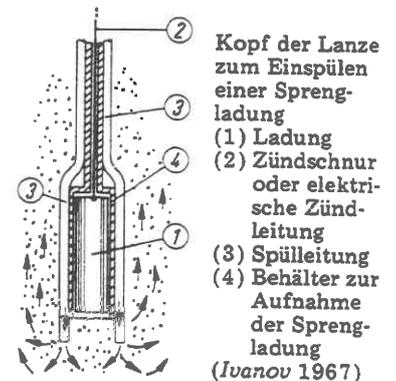


Bild K5.05

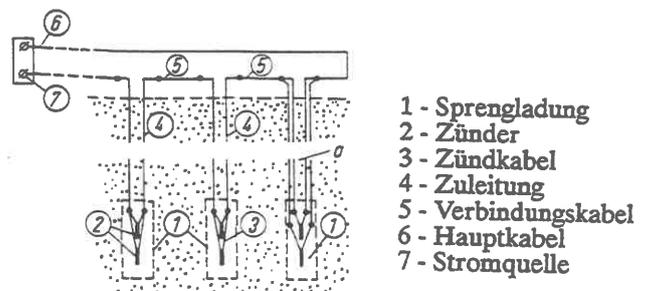


Bild K5.06

3 m Sandüberdeckung haben, d.h. daß der obere Bereich des Sandes praktisch unverdichtet bleibt. Das Verfahren eignet sich, um große Sandvolumina auf eine etwa mitteldichte Lagerung zu bringen. Neuere Praxiserfahrungen liegen vor allem aus dem Hafen von Amsterdam vor (BARENSEN/ KOK 1983). Weitere Einzelheiten siehe bei SMOLTCZYK (1982 und 1983). Über die Kombination von Spülen und Sprengen zur Verdichtung von Loess berichtete DONCHEV (1980), s.a. MITCHELL (1981).

Bodenart	Lagerungsdichte	K ₃	K ₄
Feinsand	0 – 0,2	25 – 15	5 – 4
	0,3 – 0,4	9 – 8	3
	> 0,4	> 7	< 2,5
Mittelsand	0,3 – 0,4	8 – 7	3 – 2,5
	> 0,4	> 6	< 2,5

Bild K5.07

Schrifttum zu K5

- BARENSEN, D.A./ KOK, L.(1983): Prevention and repair of flow-slides by explosion densification. Proc.VIII. ECSMFE Helsinki,1, S. 205 - 208.
- BROWN, R.E. (1977): Vibroflotation Compaction of Cohesionless Soils. Journal ASCE, GE Div.103, S.1437-1451.
- DONCHEV, P. (1980): Compaction of loess by saturation an explosion. Proc. Intern. Conference on Compaction, ENCP - LCPC Paris.
- GÖDECKE, H.J. (1976): Bodenverflüssigende Impulslasten auf bindigem Boden. Vorträge Baugrundtagung Nürnberg, S. 71 - 105.
- GREENWOOD, D.A./KIRSCH, K.(1983): Special ground treatment by vibratory and dynamic methods. State-of-the-Art Report, Symp.Inst.Civ.Eng. London.
- HARTIKAINEN, J./VALTONEN, M.(1983): Heavy tamping of ground of Äimärautio Bridge. Proc.VIII.ECSMFE Helsinki,1, S. 249 - 252.
- IVANOW, P.L. (1967): Uplotnenie nesvjasnih gruntov vzryvami. Verlag Strojizdat Leningrad.
- JOHNSON, D. et al. (1983): An evaluation of ground improvement at Belawan Port, North Sumatra. Proc.VIII.ECSMFE Helsinki,1, S. 45 - 54.
- MASSARSCH, K.R./ BROMS, B.B. (1983): Soil compaction by vibro wing method. Proc.VIII.ECSMFE Helsinki,1, S. 275 - 278.
- MENARD, L. (1974): La consolidation dynamique des sols de fondation. Annales Institut Technique Bâtiment Trav.Publ.,Suppl. 320, S. 194 - 222.
- MITCHELL, J.K. (1981): Soil Improvement. State-of-the-Art Report. X.ICSMFE Stockholm,4, S. 509 - 565.
- OTEO, C.S. (1983): Prediction of settlements after deep vibration in granular fills. Proc.VIII.ECSMFE Helsinki,1, S. 283 - 288.
- SMOLTCZYK, U./ HILMER, K. (1991): Baugrundverbesserung. In: Grundbtschb.4. Aufl., Teil 2, Kap. 2.1. Verlag W.Ernst & Sohn Berlin.
- SMOLTCZYK, U. (1983): Deep compaction. General Report. Proc.VIII.ECSMFE Helsinki,3, S. 63 - 74.

K6 Bodenverfestigung

.01 Allgemeine Hinweise

Im Gegensatz zur Bodenverdichtung, s.K3, beruht die Verfestigung des Bodens darauf, daß die gegenseitige Verschieblichkeit der Bodenteilchen blockiert wird. Das geschieht:

- (a) durch ein Bindemittel, das durch Injizieren oder Einmischen in den Boden gebracht wird (Beispiel: Beton);
- (b) durch thermische Verfahren;
- (c) durch Einbringen von Sand-, Schotter-, Stein- oder Kalksäulen.

Im folgenden werden nur die Verfahren (b) und (c) behandelt, da (a) im Abschn. K2 enthalten ist.

Bodenmechanisch gesehen ist die Verfestigung eine Maßnahme zur Steigerung der Scher- und Kompressionsfestigkeit ohne Verdichtung.

.02 Thermische Bodenverfestigung

Bindige Böden lassen sich durch Wärmezufuhr (Trocknung) oder Wärmeentzug (Vereisung) verfestigen. Wegen der dazu erforderlichen Energiemengen sind diese Verfahren aber nur dort konkurrenzfähig, wo andere Verfahren versagen.

.02.01 Bodentrocknung

In der Sowjetunion und in Rumänien wurden in den 50er Jahren Verfahren zum Aufheizen des Bodens in Bohrlöchern entwickelt (BELES/ STANCULESCU 1958). Zunächst wurde ein Verfahren erprobt, bei dem auf 600° erhitzte Druckluft in das Bohrloch eingblasen wurde, doch ergab sich dabei ein sehr geringer Wirkungsgrad. Ein sehr viel wirkungsvolleres Verfahren bestand darin, das Bohrloch als Verbrennungskammer zu benutzen und ein Gemisch aus Druckluft und Brennstoff (Erdgas oder Erdöl) über einen Brenner im Bohrloch zu verbrennen. Weitere Verbesserung: Zwillingsbohrlöcher, wobei eines als Brennkammer, das andere als Esse dient. Der Brenner wird an einem Kabel in das Brennloch herabgelassen und verschließt den Querschnitt oberhalb des zu verfestigenden Bereiches. Die Brenngase können also ihre Wärme längs einer größeren Erdwand-Länge an den Boden abgeben.

Die durch dieses Verfahren erreichbare Bodenverfestigung bleibt günstigstenfalls im Bereich der endothermen Mineralumwandlung und beschränkt sich auf eine Bohrlochumgebung in der Größenordnung von 10 Durchmessern (Bohr- \varnothing ca. 20 cm). Eine Steigerung der Wirkung durch stärkere Gebläse ist nicht möglich; vielmehr wird dann die Energie in der engsten Umgebung zum Schmelzen des Gesteins verbraucht, während die Wärmeübertragung in die weitere Umgebung blockiert wird. Das Verfahren wurde in Rumänien z.B. zur Stabilisierung von Lößböden und rutschenden Tonböschungen verwendet, hat aber in Deutschland keine Bedeutung.

Es wird hier aber erwähnt, weil es in Erdöl-Gewinnungsländern oder dort, wo brennbare Gase billig zu beschaffen sind, eine wirtschaftliche Alternative sein könnte. Auch der Einsatz von Heißluft-Gebläsen wäre denkbar.

.02.02 Gefrierverfahren

Die Technik der Bodenvereisung stammt aus dem Schachtbau: 1862 wurde erstmals in einem Bergwerk in Südwales eine künstliche Bodenvereisung angewendet. 1883 erhielt in Deutschland POETSCH (KOHLENER 1883) ein Patent auf ein Verfahren, das mit gewissen Modifizierungen bis heute angewendet wird: vertikale Bohrlöcher werden in regelmäßiger Folge rings um einen kreisförmigen Schacht angeordnet. In jedes Rohr wird ein Beschickungsrohr eingesetzt, durch das unterkühlte Calciumchlorid-Lösung eingebracht wird. Die Kühlflüssigkeit steigt im Ringspalt zwischen Beschickungsrohr und Bohrrrohr hoch und entzieht dabei dem Boden Wärme. Seit 1962 kam neu dazu das Schockgefrieren durch Injizieren von flüssigem Stickstoff (LN_2).

Technologie

Das Verfahren setzt einen ausreichenden Wassergehalt des Bodens voraus. Die Vielzahl der entwickelten Geräte, Kühlmittel und Verfahren lässt sich auf 2 Typen zurückzuführen:

(a) **Kühlkreislauf-System (Bild K6.01)**

In der Regel angewendet. Kälte-träger sind $MgCl_2$ - oder $CaCl_2$ -Lösungen oder Äthylenglykol. Kältemittel wie z.B. Ammoniak. Weitere Variante: CO_2 als Kälte-träger und Kältemittel (Bild K6.02).

- Vorteil: kontrollierbarer Aufbau eines Frostkörpers. Zugeführt werden braucht nur die Betriebsenergie für die Kältemaschine.

- Nachteil: Lange Gefrierzeiten, da ΔT nur bei etwa $40^\circ C$. Empfindlich gegenüber strömendem Grundwasser. Hohe Stromkosten bei langer Bauzeit.

(b) **Offenes (Verdampfer-) System (Bild K6.03)**

Lanzen werden mit flüssigem Stickstoff oder Kohlendioxid beschickt, die beim Austritt im Bohrrrohr verdampfen, sich beim Aufsteigen erwärmen und in die Atmosphäre entweichen. Hauptanwendung beim Abriegeln von Wassereinbrüchen.

- Vorteil: Kurze Gefrierzeiten ("Schockgefrieren"), da $\Delta T = 100^\circ - 150^\circ C$. Keine Eislinsenbildung, umweltfreundlich, einfache Baustelleneinrichtung, unempfindlich gegen strömendes Grundwasser.

- Nachteil: Hoher Verbrauch von Flüssiggas bei längerer Einsatzdauer bzw. großen Frostvolumina; Planung bzw. Optimierung kaum möglich, da Frostkörper sehr unregelmäßig ausfällt.

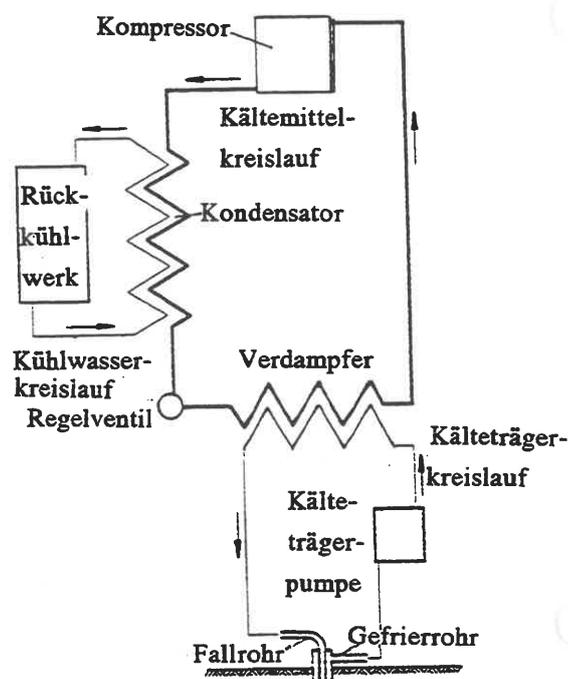


Bild K6.01 Schema eines Kühlaggregats (JESSBERGER 1991)

Bei beiden Verfahren sind die Hauptkostenanteile:

1. Bohrarbeiten und Setzen der Lanzen:
 - 35 % - 50 %;
2. Verbindungsleitungen und Gerät übertage:
 - 10 % - 15 %;
3. Ingenieurarbeit (Planung, Kontrolle):
 - 10 % - 15 %.

Sparen kann man also nur an den Positionen 1 und 2. Kostenaufwand je m² Wandfläche liegt in der Größenordnung der Kosten für eine Schlitzwand. Typische Kühlaggregate für Gefrierverfahren haben 300 - 1000 kW Leistung und schaffen damit 200.000 bis 500.000 kcal/h. Sobald der Frostkörper seine planmäßige Ausdehnung erreicht hat, genügt eine stark reduzierte Kühlleistung zur Aufrechterhaltung des Frostvolumens.

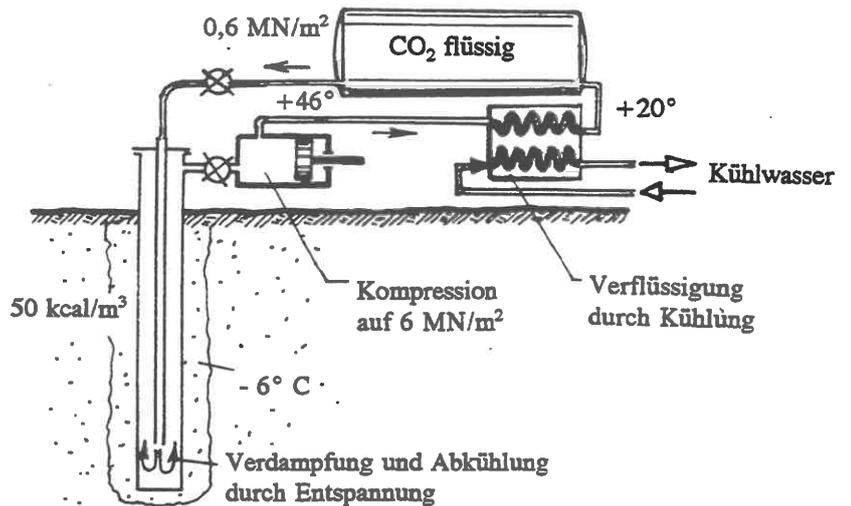


Bild K6.02
Kühlkreislauf mit CO₂ (Verfahren von DEHOTTAY-RODIO)

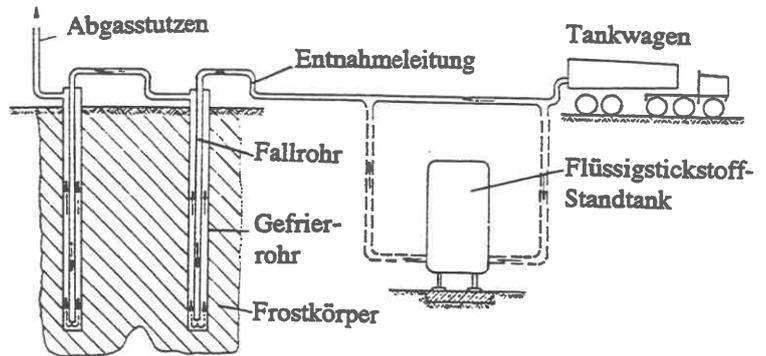


Bild K6.03 Schockgefrieren mit flüssigem Stickstoff LN₂ (JESSBERGER 1991)

Bei brackigem (salzhaltigem) Grundwasser steigt die Kühlleistung an. Bei strömendem Grundwasser kann der Aufwand so groß werden, daß das Verfahren (a) nicht mehr anwendbar ist.

Entwurfsregeln

Gefrierrohre (Stöße verschweißt) werden im Abstand von maximal 15Ø ringförmig um den zu sichernden Hohlraum gesetzt. Wie die Bilder K6.04 und K6.05 zeigen, hängt von dem Abstand die Gefrierzeit entscheidend ab. Im übrigen ist diese Zeit um so kürzer, je durchlässiger der Boden ist. Das Teure an der Bohrarbeit ist die erforderliche Richtungsgenauigkeit (evtl. lieber enger setzen). Mit einem Ring Lanzen kann man ungefähr bis zu 3 m dicke Frostwände erzielen, wobei der Frostkörper nach innen etwas mehr wächst als nach außen. Lanzen sitzen daher bei 0,5 d

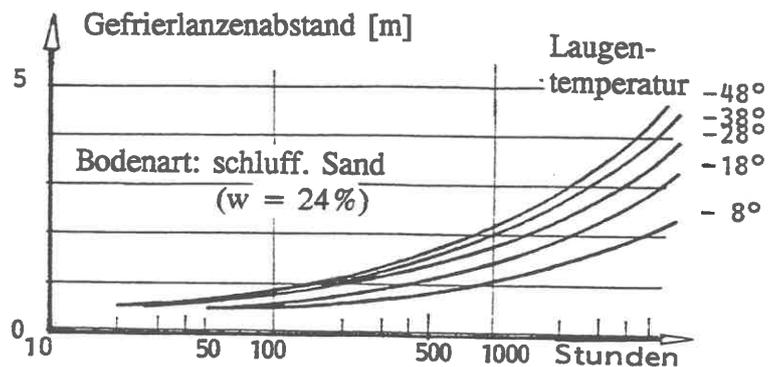


Bild K6.04 (KAKIMOW 1957)

bis 0,55 d (d-Dicke der Wand).

Die Frostwand soll mit ihrem unteren Ende möglichst in eine Sperrschicht einbinden, damit nicht innerhalb des von ihr geschützten Raumes noch gepumpt werden muß.

Beim Betonieren gegen die Frostwand findet ein Wärmeaustausch statt, der durch Temperaturmessung überwacht werden muß: einerseits soll die Frostwand nicht zu stark durch die Abbindewärme des frischen Betons angetaut werden, andererseits muß der Beton genügend Zeit haben zum Erhärten, ehe ihn der Frost erreicht. Man erreicht das durch Steuern der Kühlleistung und durch Einhalten von 10° bis 20°C Ausgangstemperatur des Betons.

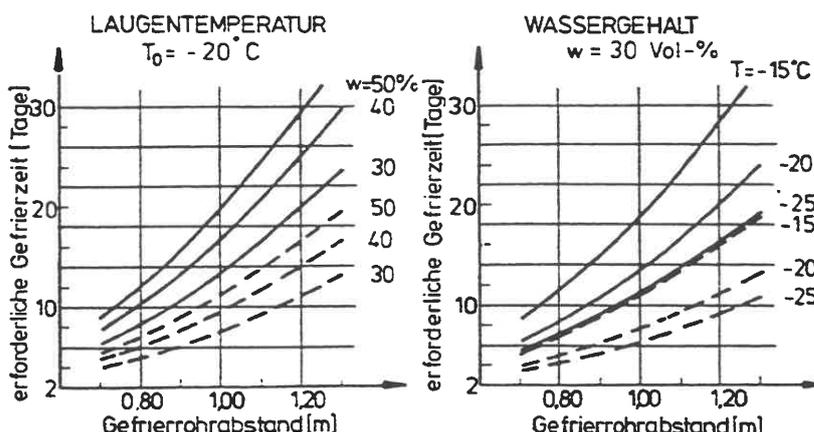


Bild K6.05 Gefrierzeit in Abhängigkeit vom Gefrierrohrabstand (STOSS 1976)

Kontrolle der Frostwand

Die Frostwand muß vor Beginn des Baugrubenaushubs daraufhin überprüft werden, ob sie lückenlos ist. Gängig ist dazu die Crosshole-Seismik nach Bild D7.06a. Siehe im übrigen die Hinweise bei JESSBERGER (1991).

Hinweise zur Theorie der Frostkörperbildung (SANGER/ SAYLES 1978)

Die Bildung eines Frostkörpers erfolgt in mehreren Stadien:

STADIUM I

Um die Lanze herum bildet sich ein zylindrischer Frostkörper, auf den die FOURIERSche Differentialgleichung für den stationären Wärmefluß zu einem Zylinder anwendbar ist (r - Radial-Koordinate):

$$(d^2T/dr^2) + (1/r)(dT/dr) = 0 \tag{K6/01}$$

Wenn man diese Gl. jeweils auf den gefrorenen ("g") und auf den ungefrorenen ("u") Bodenbereich anwendet, die bei r = R aneinander grenzen (R - halber Lanzenabstand), lautet die Lösung mit den Bezeichnungen nach Bild K6.06:

$$\left. \begin{aligned} T_g &= \Delta T(\ln R - \ln r_g) / (\ln R - \ln r_0) \\ &(r_0 \leq r_g \leq R) \\ T_u &= T_0(\ln r_u - \ln R) / (\ln r_a - \ln R) \\ &(r_u \geq R) \end{aligned} \right\} \tag{K6/02}$$

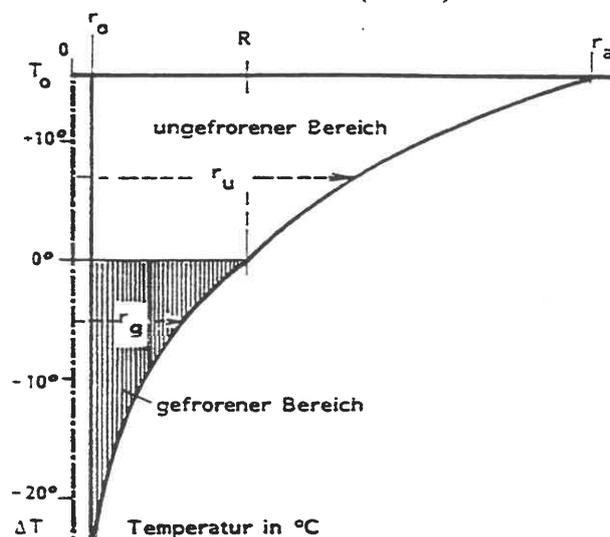


Bild K6.06 Bezeichnungen

Die gesamte Energie E, die dem Boden entzogen werden muß, um einen Zylinder vom Radius R einzufrieren, besteht (je stgdm) aus

- Latenter Umwandlungswärme
- + Wärmemenge zum Abkühlen von T_0 auf 0°
- + Wärmemenge zum Abkühlen von 0° auf $-\Delta T$
- + Wärmemenge zum Abkühlen des Bodenvolumens zwischen R und r_a .

Mit den in D8.02 erklärten Kennwerten ergibt sich nach SANGER/ SAYLES (1982)

$$E = \underbrace{\pi R^2 [L + C_{vu} T_0 (r_a^2 - R^2) / 2R^2 (\ln r_a - \ln R) + C_{vf} \Delta T / 2 (\ln R - \ln r_0)]}_{L'} \quad (K6/03)$$

Anmerkung:

Man beachte, daß der 3. Summand in Gl. (K6/03), d.i. der Energieanteil des ungefrorenen Bodens, etwa 30 % ausmacht und keinesfalls vernachlässigt werden darf.

Die erforderliche Gefrierzeit ergibt sich aus der Bedingung, daß der Wärmefluß durch die Rohrwand bei $r = r_0$ groß genug sein muß, um nach Gl. (D8.01) das Anwachsen des Frostkörpers bis zur Ausdehnung R sicherzustellen. Daraus folgt

$$t_g = (R^2 L' / 4 K_g T_0) \cdot [2 (\ln R - \ln r_0) - 1 + C_{vf} T_0 / L'] \quad (K6/04).$$

Die dazu erforderliche Kühlleistung (Wärmestrom, s.D8.01) ist

$$dE/dt = 2\pi \cdot K_g T_0 / (\ln R - \ln r_0) \quad (K6/05).$$

STADIUM II

Dieses Stadium beginnt, sobald sich die einzelnen Frostzylinder berühren und eine zusammenhängende Wand entsteht, die entweder als eine in der Dicke zunehmende ebene Wand oder als ein sich verdickender Ring angesehen werden kann. Bei der Berechnung geht man gewöhnlich vom ebenen Zustand aus und wandelt die Kette der Zylinder-Querschnittsflächen in einen flächengleichen Ring konstanter Dicke um. Von da an geht die Berechnung analog wie im Stadium I; dazu wird auf die Quelle (SANGER/ SAYLES 1978) verwiesen.

STADIUM III

Falls der gewünschte Frostkörper mit nur einem Ring Lanzen nicht hergestellt werden kann, ergibt sich ein 3. Stadium, sobald sich die Ringe berühren. Der so entstehende große Frostring kann dann noch weiter anwachsen, allerdings nur noch langsam.

Auf Grund der Angaben in D8.05 ist es möglich, die Festigkeitseigenschaften der Frostwand zu bestimmen und damit die Standsicherheitsnachweise wie für eine massive Konstruktion auszuführen. Der Frostkörper wird dabei näherungsweise als Hookescher Körper idealisiert, wobei die Zeitabhängigkeit und Temperaturabhängigkeit der Kennwerte nicht übersehen werden darf.

Falls Berechnungen mittels finiter Elemente anzustellen sind, kann man in der von KLEIN/ JESSBERGER (1978) beschriebenen Weise vorgehen: dabei wird das Hookesche Gesetz um einen

Kriechdehnungs-Anteil erweitert: (ϵ^c)

$$\sigma_{ij} = (K - \frac{2}{3}G) \cdot \epsilon_{kk}^c \cdot \delta_{ij} + 2G \cdot (\epsilon_{ij}^c - \epsilon_{ij}^c) \quad (K6/06).$$

Die Berechnung erfolgt in Zeitschritten Δt , wobei die Kriechdehnungen jeweils beim nächsten Schritt als Anfangsdehnungen eingesetzt werden.

Frosthebung

Bei einem zylindrischen vertikalen Frostkörper kann man davon ausgehen, daß sich die Volumenänderung praktisch auf die vertikale und die radiale Hauptrichtung beschränkt. Die relative Höhenänderung wäre dann $= 0,045 \cdot n$ (n-Porenanteil).

.03 Sand-, Schotter- oder Steinsäulen

Aus den in K5.03 genannten dynamischen Tiefenverdichtungsverfahren für nichtbindige Bodenarten wurden nach dem Kriege in Deutschland die Rüttelstopfverfahren für bindige Bodenarten weiterentwickelt, die inzwischen weltweit als Verfahren der Sandpfähle, Schottersäulen oder Steinsäulen bekannt sind.

Bild K6.07 zeigt das Herstellungsprinzip: der Rüttler stellt ein Loch im Boden her, in das Sand, Kies oder Steinschotter eingefüllt und mit dem Rüttler seitlich in den weichen Boden gestopft wird, so daß eine feste Säule entsteht, die sowohl die Vertikaldränage als auch die Tragfähigkeit des Bodens verbessert. Dabei wird teilgesättigter Boden verdichtet, gesättigter Boden verdrängt.

Anmerkung:

Das Stopfmaterial wurde ursprünglich von oben her eingeschaufelt. Die Firma GKN Keller hat inzwischen ein Gerät entwickelt, bei dem die Zugabe durch innenliegende Fallrohre an der Spitze des Rüttlers erfolgt. Dazu wird das Wasser im Bereich der Spitze durch Preßluft verdrängt (Schleusenrüttler).

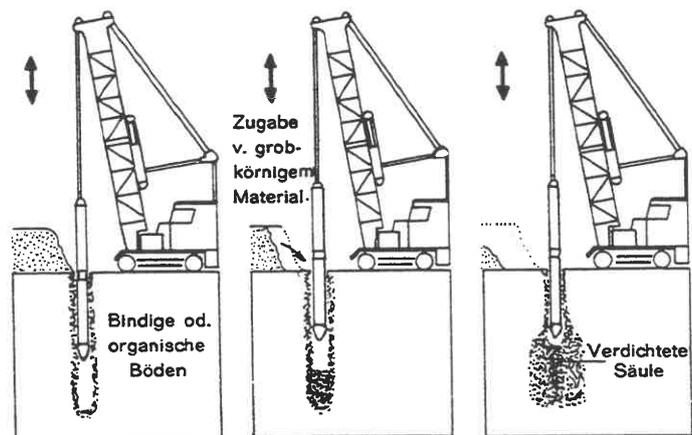


Bild K6.07

Dort, wo keine hochentwickelte Technologie verfügbar ist, können Schottersäulen auch mit einem normalen Bohrggerät ähnlich wie Bohrpfähle hergestellt werden. Auch die Verwendung von Sand statt Schotter ist möglich, siehe den Hinweis auf TANIMOTO (1973) bei SMOLTCZYK/ HILMER (1991) und Bild K6.08.

Statische Wirkung:

Die statische Wirkung einer Schotterssäule darf keinesfalls mit der eines Pfahles gleichgesetzt werden, weil die Säule erst durch eine Anfangssetzung ihre Tragfähigkeit erhält. Das rheologische Modell (SMOLTCZYK 1983) zeigt Bild K6.09: die Säule wird durch den Seitendruck des zu verfestigenden Bodens im Gleichgewicht gehalten.

Unter der Wirkung des Seitendrucks beginnt im Boden ein Konsolidationsvorgang, in dessen Verlauf die Säule ihre Coulombsche innere Reibung (D6) mobilisieren kann.

Die Traglast der Säule hängt also von der Grundbruchsicherheit des Bodens ab. Bild K6.10 stellt diesen Zusammenhang in einer vereinfachten (eben statt räumlich) Form dar. Es ist

$$\sigma_0 = (\gamma \cdot z + N_s \cdot c_u) \cdot K_p \quad (K6/07),$$

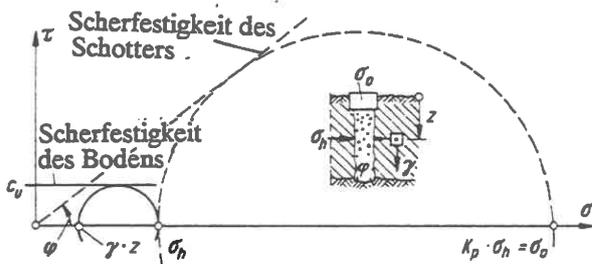


Bild K6.10

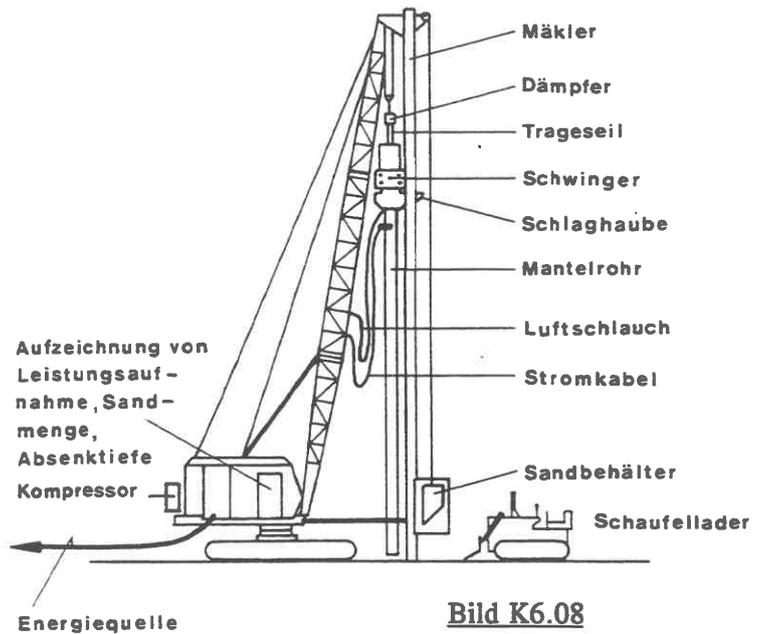


Bild K6.08

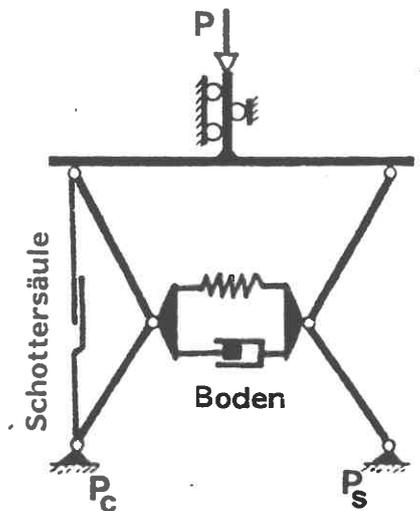


Bild K6.09

wo γz die vorhandene Vertikalspannung im Boden ist. Der Tragfähigkeitsbeiwert N_s wäre im ebenen Fall = 2, doch ist diese Abschätzung zu ungünstig. Wenn man die Räumlichkeit des Problems wie HUGHES/WITHERS (1974) unter Zugrundelegung einer Plastizitätstheoretischen Lösung von GIBSON/ANDERSON verbessert, kommt man auf $N_s=4$.

Anmerkung:

BRAUNS (1974) hat auch diesen Wert als zu konservativ kritisiert und vorgeschlagen, $N_s = 1 + \log(G/c_u)$ zu setzen (G - Schubmodul des undrnierten Bodens). Dafür liegen aber noch nicht genügend Erfahrungen vor.

Die Anwendungsgrenzen des Verfahrens können daher auch am ehesten durch begrenzende c_u -Werte bezeichnet werden. Sie sind Bild K6.11 zu entnehmen, das als Bemessungsdiagramm für die Gebrauchslast von Schotterssäulen in Abhängigkeit von der verfahrensbedingten Setzung der einzelnen Säule verwendet werden kann.

Hierfür schlägt MITCHELL (1981) eine Setzungsberechnung mit einem Steifemodul von 40 - 70 MN/m² für den Schotter vor.

Sehr viel unsicherer ist die Voraussage der Setzungsverminderung, die sich bei einer Flächen-gründung durch den Teilaustausch des Bodens durch Schottersäulen erreichen läßt (SMOLTCZYK 1983

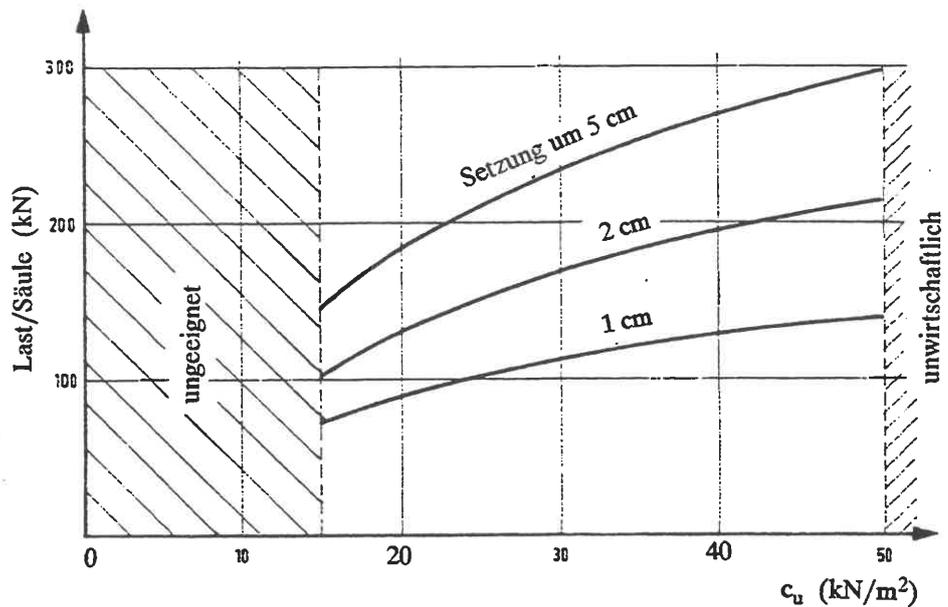


Bild K6.11 (SMOLTCZYK/ HILMER 1991)

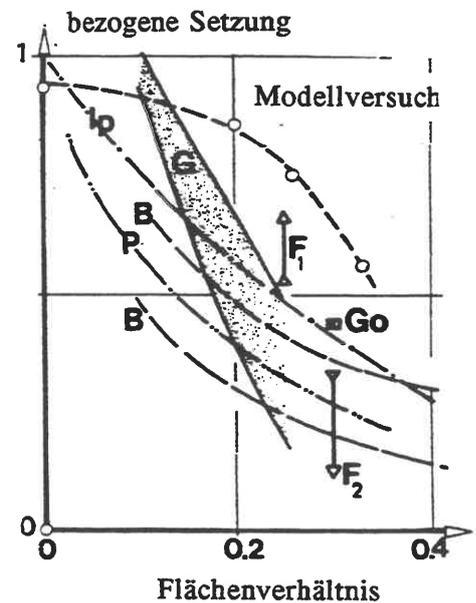
und SMOLTCZYK/ HILMER 1991). Bild K6.12 gibt einen Überblick über die Ergebnisse von Berechnungen, Modellversuchen und Baustellenbeobachtungen.

Das Verfahren eignet sich vor allem für leichte Bebauungen und Nutzungen. Auch die Sanierung von Setzungsschäden an Tankgründungen ist damit erfolgreich praktiziert worden (ROMANA 1983). Es wird empfohlen, die tatsächliche Tragfähigkeit und das Setzungsverhalten durch Probelastungen zu prüfen.

Bild K6.12 (SMOLTCZYK 1983)

Setzungsverminderung durch Schottersäulen nach Maßgabe des Flächenverhältnisses = Flächenanteil der Schottersäulen, bezogen auf die Gesamtfläche.

- Bezeichnungen: B - BALAAM/POULOS 1983
 F_{1,2} - Baustellenbeobachtungen in Deutschland
 G - GREENWOOD 1970
 Go - GOUGHNOUR 1983
 P - PRIEBE 1976
 Ip - VAN IMPE/ DE BEER 1983
 Modellversuch: CHARLES/ WATTS 1983



.04 Kalkpfähle

In Skandinavien wurden gute Ergebnisse mit Kalkpfählen erzielt (BROMS/ ANTTIKOSKI 1983). Bei diesem Verfahren zur Verfestigung bindiger, weicher Bodenarten wird an Stelle des Schotters oder Kieses ein Gemisch aus Kalk und dem anstehenden Boden in den Boden wie eine Säule eingebracht. Dazu werden entweder Bohrungen mit Durchmessern zwischen 0,15 und 0,50 m abgeteuft und mit Kalk oder einer Kalkmischung oder auch mit Zusätzen von Gips gefüllt, oder der anstehende Boden wird mit

Kalk verquirlt (BROMS/ BOMAN 1977). Man rechnet mit etwa 6 - 10 % Kalk, bezogen auf die Trockenwichte des Bodens. Der Zusatz von Gips hat nur die Wirkung, in den ersten 3 - 6 Monaten die chemischen Reaktionen im Boden zu beschleunigen.

Auch Kalkpfähle dürfen statisch nicht als Pfähle angesehen werden; vielmehr ähneln sie den Schotterssäulen. Durch das Einmischen von Kalk wird die Durchlässigkeit eines tonigen Boden stark heraufgesetzt.

Für die Berechnung der Kalkpfähle gelten diesselben Grundsätze wie für Schotterssäulen, doch muß für den Scherwinkel eines kalkvermörtelten Bodens ein niedrigerer Wert als für Schotter eingesetzt werden. Eine Besonderheit sind Schrumpfrisse im Abstand von 2 - 5 cm, die das Gefüge schwächen. Die erreichbaren Tiefen sind beim Einmisch-Verfahren durch die Geräteleistung begrenzt. Dagegen lassen sich mit Bohrgeräten sehr große Tiefen erreichen; in Japan wurde die Tiefenvermörtelung (Deep Mixing Method) bis zu 60 m Tiefe unter Wasser eingesetzt. Einen guten Überblick über den Stand der Technik und Forschung für dieses Verfahren gibt der eingangs genannte Generalbericht. Ferner wird auf SMOLT-CZYK/ HILMER (1991) ergänzend hingewiesen.

.05 Bodenbewehrung mit Kunststoffen

.05.01 Vorbemerkung

Kunststoffe werden im Wasserbau seit 1955 für Abdichtungen und Filterzwecke eingesetzt (ZITSCHER 1991). Erst in jüngerer Zeit kam die Bodenbewehrung als Anwendungsmöglichkeit hinzu (SMOLT-CZYK/ MALCHAREK 1981). Dazu werden Gewebe bzw. Gittermatten in Bahnen von etwa 4 - 5 m Breite oder Bänder auf profilierten Erdflächen verlegt und überschüttet oder aus solchen Matten vorgefertigte, großformatige Säcke mit schüttfähigem Bodenmaterial gefüllt. Analog zum Stahlbeton nimmt der Boden Druckspannungen, die Kunststoff-Einlage die Zugspannungen auf.

Geokunststoffe als Bewehrung lassen sich nach ihrer Struktur wie folgt unterteilen:

- Geotextilien (Gewebe, Vliesstoffe und Maschenware),
- Geogitter und verwandte Produkte, sowie
- Fasern.

Ausgangsmaterialien für Geokunststoffe:

- Aramid,
- Polyamid (PA),
- Polyester (PET),
- Polyethylen (PE),
- Polypropylen (PP).

Anmerkung:

PE und PP werden auch als Polyolefine bezeichnet.

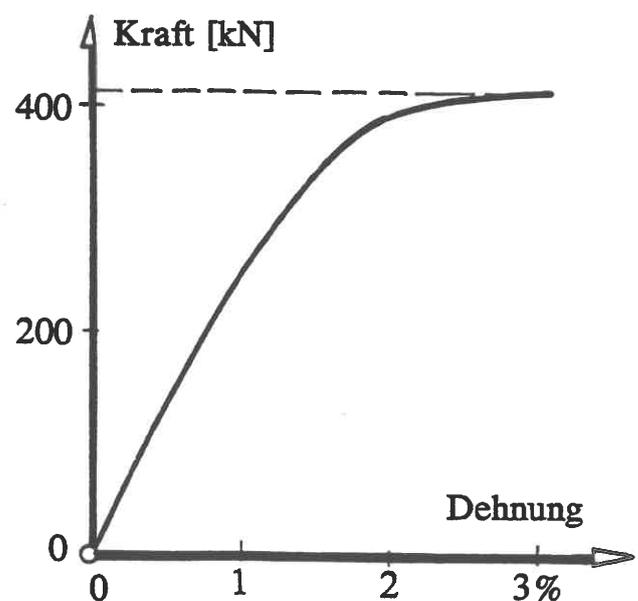


Bild K6.13

Kraft-Dehnungslinie eines

dehnungsarmen Geokunststoffs (ICI 1985)

.05.02 Technische Forderungen

Die Festigkeitseigenschaften der Geokunststoffe müssen als 5%-Fraktile durch Prüfzeugnisse nachgewiesen sein.

Anforderungen:

- Aufnahme von Zugkräften unter Beachtung der Verformungen;
- Übertragung der Zugkräfte in das umgebende Bodenmaterial;
- ausreichende Festigkeit beim Einbau, um Beschädigungen zu vermeiden;
- ausreichende Durchlässigkeit zur Verhinderung des Aufstaus von Wasser;
- Alterungsbeständigkeit gegen UV-Strahlung, Mikroorganismen, Kontaminationen, Vandalismus (Aufschlitzen, Durchstanzen) und Tierbiß;
- ökologische Unbedenklichkeit;
- keine Behinderung eines eventuellen Pflanzenwachstums.

Anmerkung:

Da Alterungsbeständigkeit und hohe Zugfestigkeit nicht durch einen einzigen Kunststoff gewährleistet werden können, werden in der Praxis häufig Kombinationen eingesetzt, indem der zugfeste Strang mit einem Schutzbelag umhüllt wird.

PET ist gegen starke Alkalien auf Dauer nicht beständig und muß deswegen gegen den unmittelbaren Kontakt mit Beton oder kalkigem Boden geschützt werden.

.05.03 Konstruktionsformen und Nachweise

Ein Hauptanwendungsbereich der Bodenbewehrung ist die Sicherung von Böschungen oder Errichtung von Stützkonstruktionen. Dazu zeigt Bild K6.14 die möglichen Arten der Stützung bzw. Rückverhängung. Durch die Verankerung des aktiven Gleitkeils im passiven Bereich L_p entsteht ein Stützkörper wie in H2.08, Bild K6.15, dessen Standsicherheit durch Variation möglicher Bruchkörper nachgewiesen wird.

Daraus ergibt sich die erforderliche Zugkraft je m Breite, die unter Berücksichtigung des Kriechens für die Lebensdauer t_e der Konstruktion und damit für die Wahl der Bewehrung maßgebend ist.

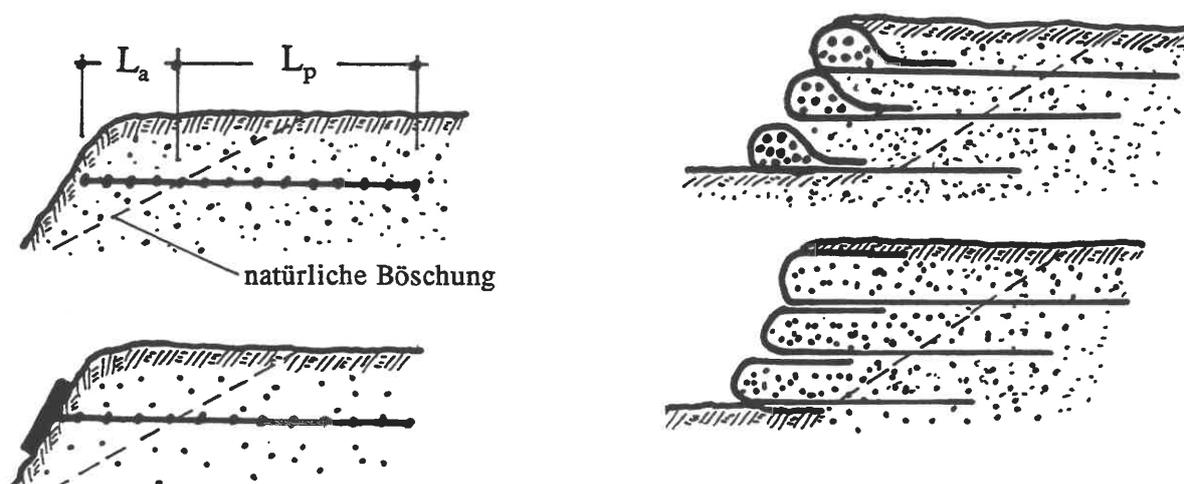


Bild K6.14 Bodenbewehrungen

L_a - aktiver Bereich, L_p - passiver Bereich

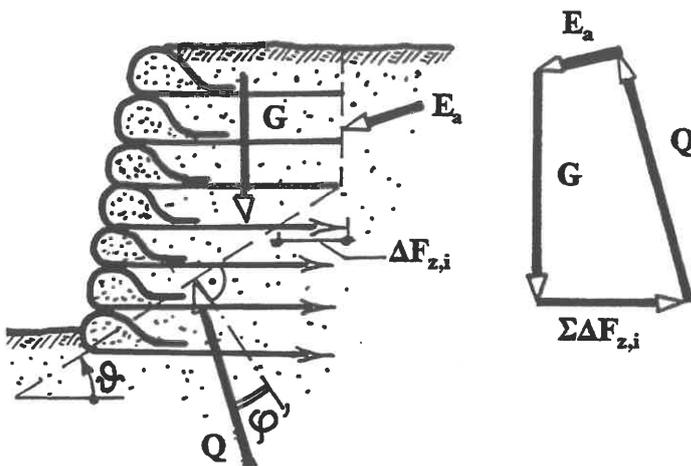


Bild K6.15 Nachweis durch Variation von φ . ΔF_z - passiver Anteil der Bewehrungslage

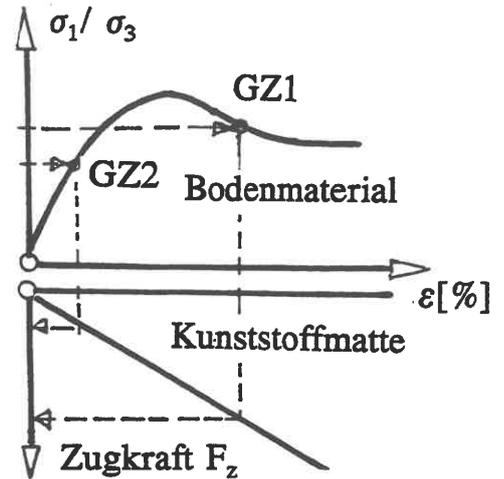
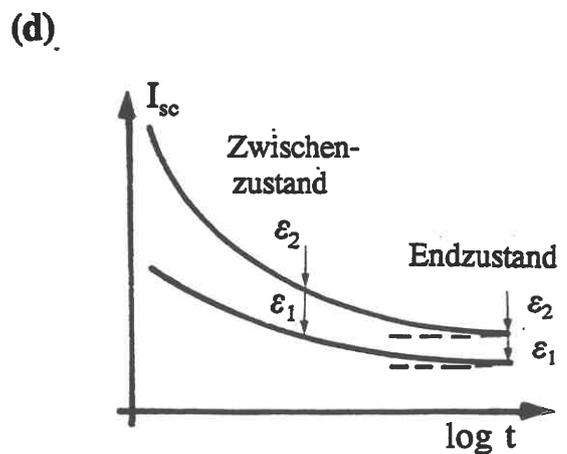
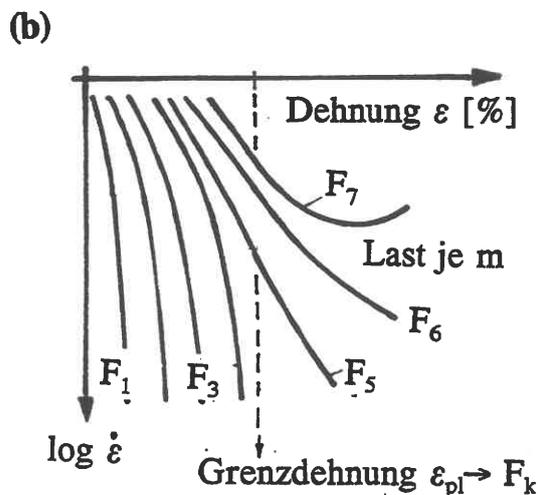
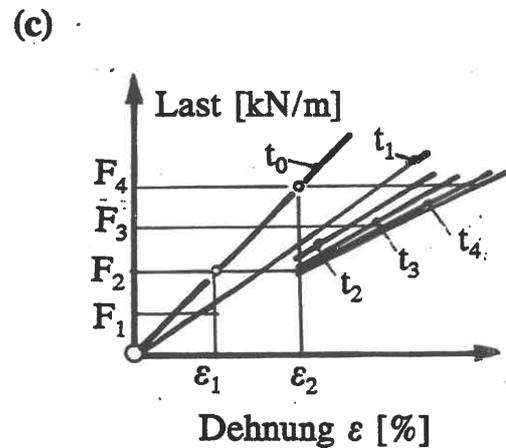
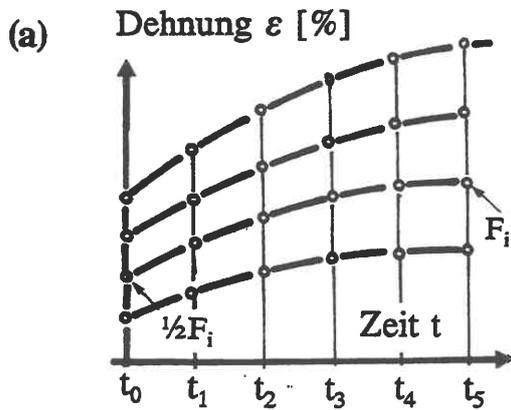


Bild K6.16 GZ - Grenzzustand



Alle Werte sind auf eine konstante Temperatur zu beziehen!

Bild K6.17: (a) Kriechversuch mit Laststufen $F_1, F_2 \dots$
 (b) Ermittlung des Grenzzustands 1
 (c) Last-Dehnungs-Isochronen
 (d) Ermittlung der Kriechsteifigkeit I_{sc} .

Dazu wird zunächst die für den Grenzzustand 1 bzw. 2 zulässige Dehnung ϵ festgelegt, wobei die für diesen GZ im Boden zu erwartende Dehnung (Bild K6.16) maßgebend ist.

Anmerkung:

Der in der Arbeitslinie für das Bodenmaterial eingetragene GZ1 ist nur als Beispiel zu verstehen und soll darauf hinweisen, daß nicht unbedingt die maximale Scherfestigkeit maßgebend ist, sondern derjenige Wert, der sich aus der Grenzdehnung der Kunststoffmatte ergibt.

Nach MCGOWN et al. (1984; 1984a) ergibt sich die Kriechlast F_k aus der Bruchlast F_f (ohne Kriechen, GZ1) aus:

$$F_k / F_f = I_{sc} \epsilon \quad (K6/08),$$

wobei die Proportionalitätskonstante als "isochrone Kriechsteifigkeit" bezeichnet wird. Sie hat die Dimension von t_c und % je % von ϵ :

$$I_{sc} = \{dF/d\epsilon\}_{t=const} \quad (K6/09),$$

Die Diagramme in Bild K6.17 veranschaulichen die Ermittlung von I_{sc} aus den Ergebnissen einer Kriechversuchsreihe mit Laststufen F_i ($i=1,2 \dots$).

Die Verbundfestigkeit der Bewehrung im Boden muß produkt-spezifisch durch Eignungsversuche nachgewiesen werden. Im allgemeinen kann in der Kontaktfläche Geokunststoff/ Boden $\delta_{GB} = 0,7\varphi'$ angesetzt werden.

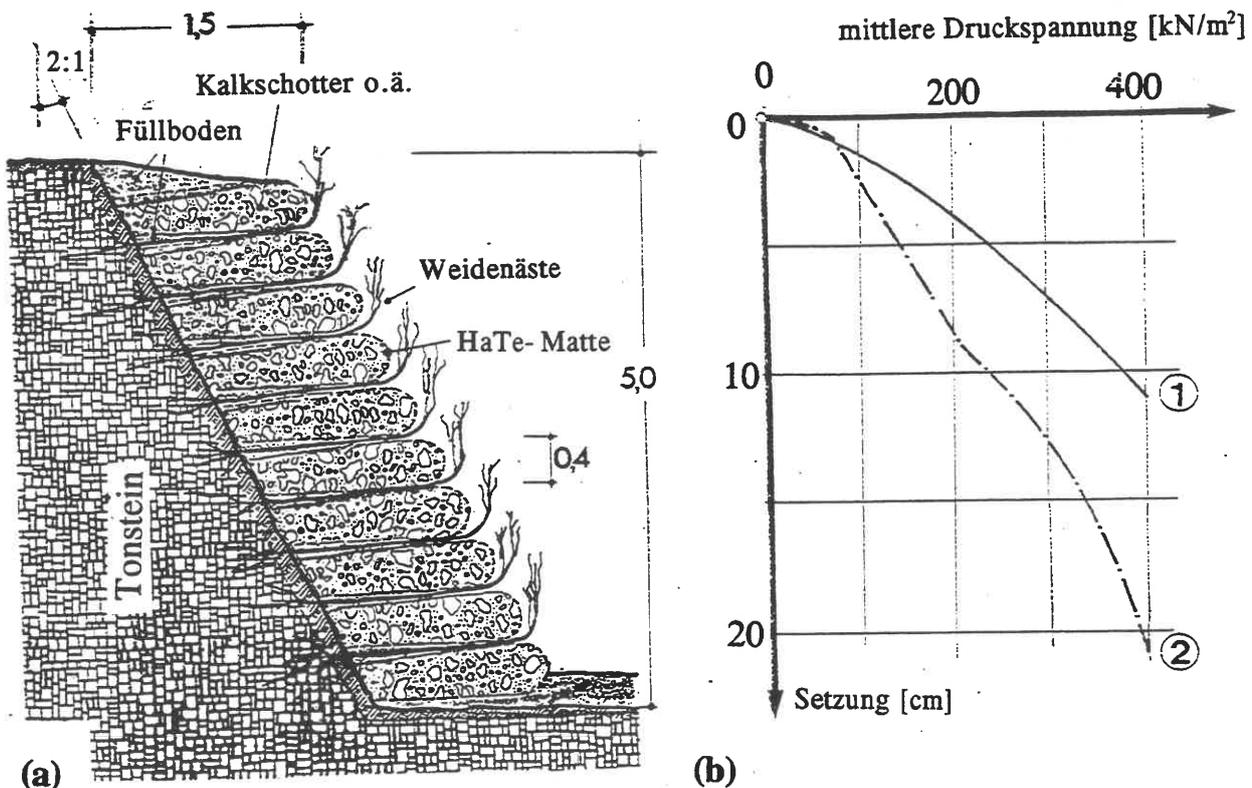


Bild K6.18 Stuttgarter Wulstverbau

(a) Querschnitt einer Versuchsböschung

(b) gemessene Arbeitslinien: 1 - für den Querschnitt (a); 2 - Querschnitt wie (a), aber mit Berme auf halber Höhe

Bei Böden, die im frisch angeschnittenen Zustand dank Kohäsion ausreichend standfest sind, aber mit der Zeit infolge Witterungseinfluß ihre Standsicherheit einbüßen, kann (Bild K6.18) ein Schutz aus geschichteten, kunststoff-ummantelten Schüttgut-Polstern den Erhalt der Kohäsion sichern.

Hinsichtlich der Dauerhaftigkeit ist man auf die Angaben der Hersteller angewiesen, sofern nicht auf die schon mehrere Jahrzehnte umfassenden Erfahrungen des Wasserbaus Bezug genommen werden kann. Chemisch gesehen, hängt die Dauerhaftigkeit von derjenigen der Wasserstoffbrücken innerhalb der Kettenmoleküle ab, und es ist davon auszugehen, daß hohe mechanische Beanspruchungen, die große Kriechdehnungen verursachen, auch die Anzahl intakter Brücken vermindern. Auf die UV-Empfindlichkeit wurde in K6.05.02 bereits hingewiesen.

.05.04 Verpackter Boden (weiche Gabionen)

Boden-Pakete, die ("Sandsack"-Prinzip) aus voll mit Kunststoffmatten umschlossenen Schüttstoffen bestehen, lassen sich wie Gabionen schichten. Die Matten müssen eine Zugfestigkeit haben, die sich bei vereinfachender Annahme einer kreisrunden Ausgangsform aus dem Ansatz des Erdruhedrucks im Innern ableiten läßt, Bild K6.19. Mit

$$p_r(\psi) = \frac{1}{2} \{ p_0 + \gamma \cdot r \cdot (1 - \cos\psi) \} \cdot \{ 1 + K_0 + (1 - K_0) \cdot \cos 2\psi \}$$

(K6/10)

folgt

$$\left. \begin{aligned} Z_1 &= (p_0/6) \cdot r \cdot (1 + 5K_0) + (2/9) \cdot \gamma \cdot r^2 \cdot (1 + 2K_0) \\ Z_2 &= (p_0/6) \cdot r \cdot (1 + 5K_0) + (4/9) \cdot \gamma \cdot r^2 \cdot (1 + 2K_0) \end{aligned} \right\} \text{ (K6/11).}$$

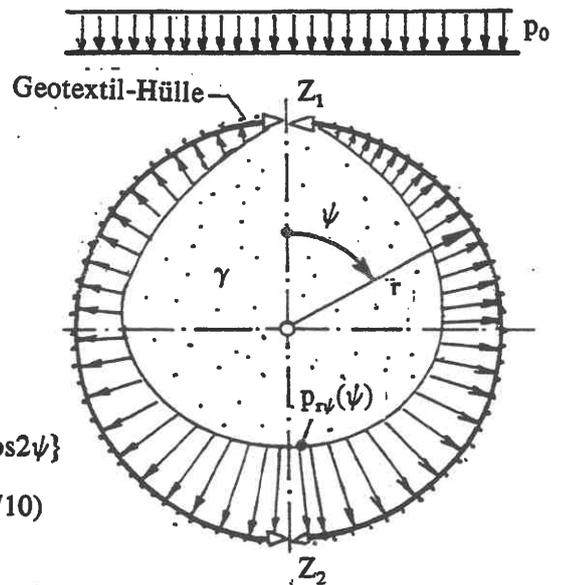


Bild K6.19

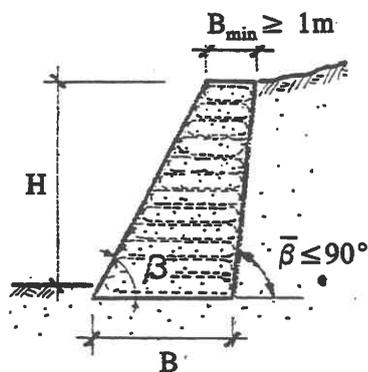


Bild K6.20 Bemessung einer Stützkonstruktion aus weichen Gabionen

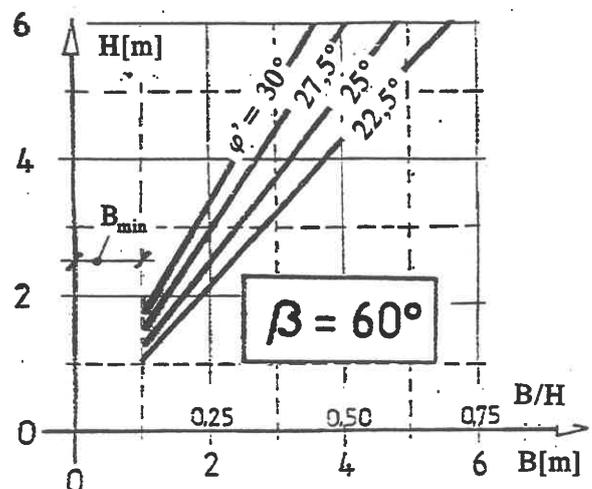


Bild K6.20 zeigt die Möglichkeit der Sicherung einer Steilböschung (ohne Wasserdruck gerechnet) mit weichen Gabionen. Bild K6.21 zeigt den Querschnitt einer aus weichen Gabionen mit innerer Zugbewehrung bestehenden Lärmschutzwand. Bei Ansatz einer 4-fachen globalen Sicherheit und Berücksichtigung eines zeitlichen Zugkraftverlustes von 50 % ist die erforderliche Zugkraft Z (kN/m):

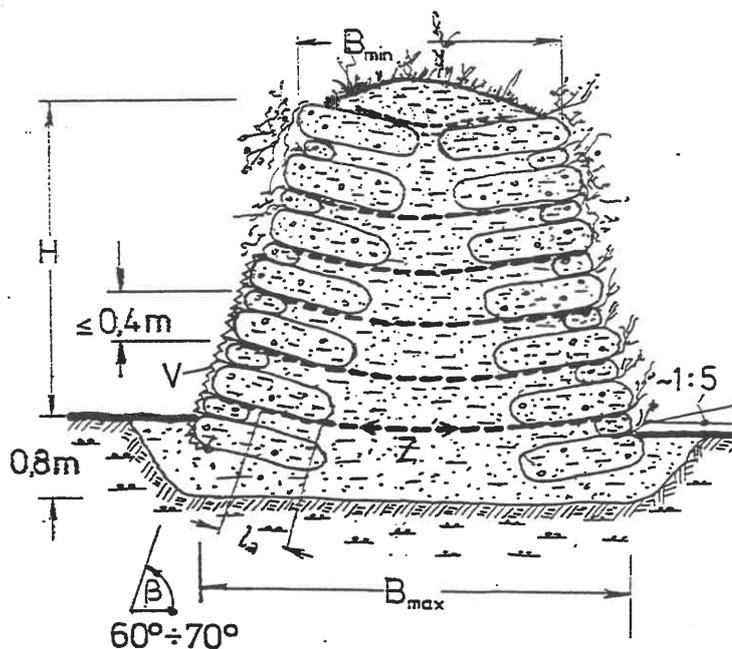
bei Höhe H [m] und $\varphi =$	25°	30°
3 - 4	37	27
4 - 5	46	34
5 - 6	56	40

Bild K6.21

Lärmschutz-Doppelwand
aus weichen Gabionen

Z - zugfeste Einlagen;

V - Drahtgewebe zum Schutz
vor mutwilliger Zerstörung



Schrifttum zu K6

- BALAAM, N.P./ POULOS, H.G. (1983): The behavior of foundations supported by clay stabilised by stone columns. Proc. VIII.ECSMFE Helsinki 1, S. 199 - 204.
- BROMS, B.B./ BOMAN, P. (1977): Lime Columns - A New Type of Vertical Drains. Proc. 9th ICSMFE Tokyo 11, S. 427 - 432.
- BROMS, B.B./ ANTTIKOSKI, U. (1983): Soil Stabilization. General Report VIII.ECSMFE Helsinki 3, S. 141 - 153 (Session 9).
- CHARLES, J.A./ WATTS, K.S. (1983): Compressibility of soft clay reinforced with granular columns. Proc. VIII.ECSMFE Helsinki 1, S. 347 - 352.
- DGEG, Arbeitskreis 14 (1986): Anwendung und Prüfung von Kunststoffen im Erdbau und Wasserbau. Empfehlungen. DVWK-Schrift 76, Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin.
- GIBSON, R.E./ ANDERSEN, W.F. (1961): In Situ Measurements of Soil Properties with the Pressuremeter. Civil Engineering & Public Works Rev. 56, S. 615.
- GOUGHNOUR, R.R. (1983): Settlement of vertically loaded stone columns in soft ground. Proc. VIII.ECSMFE Helsinki 1, S. 235 - 240.
- GREENWOOD, D.A. (1970): Mechanical improvement of soils below ground surface. Conference on Ground Engineering. Institution of Civil Engineers London, S. 11 - 22.
- GREENWOOD, D.A./ KIRSCH, K. (1983): Specialist ground treatment by vibratory and dynamic methods. State-of-the-Art Report, Symp. Institution of Civil Engineers London.
- HUGHES, J.M.O./ WITHERS, N.J. (1974): Reinforcing of soft cohesive soils with stone columns. Ground Engineering 7, S. 42 - 49.
- JESSBERGER, H.L. (1991): Bodenvereisung. In: Grundbtschb., 4. Aufl., Teil 2, Kap. 2.4 Verlag Ernst & Sohn Berlin.
- KAKIMOW, K.R. (1975): Fragen zur Theorie und Praxis des künstlichen Gefrierens von Gebirgen. Akademie der Wissenschaften der UdSSR Moskau.
- McGOWN, A./ ANDRAWES, K.Z./ YEO, K.C./ DUBOIS, D. (1984): The Load-Strain-Time Behaviour of Tensar Geogrids. Proc. Symp. on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering, Mar.
- McGOWN, A./ PAINE, N./ DUBOIS, D.D. (1984a): Use of Geogrid Properties in Limit Equilibrium Analysis. Symposium on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering, London.
- MITCHELL, J.K. (1981): Soil Improvement. State-of-the-Art Report. 10th ICSMFE Stockholm, 4, S. 509 - 565.
- PRIEBE, H. (1976): Abschätzung des Setzungsverhaltens eines durch Stopfdichtung verbesserten Baugrundes. Die Bautechnik 53, S. 160 - 162.
- ROMANA, M. (1983): Settlement control with gravel columns under oil tanks. Proc. VIII.ECSMFE Helsinki, 1, S. 301 - 305.

- SANGER, F.J./ SAYLES, F.H. (1978): Thermal and Rheological Computations for Artificially Frozen Ground Construction. Int. Symp. Ground Freezing, Ruhr-Univ. Bochum, 2, S. 95 - 117.
- SCHARDIN-LIEDKE, H. (1990): Geotextiles for the support of steep slopes, Approval Procedure. 4th Int. Conference on Geotextiles and Related Products Den Haag.
- SMOLTCZYK, U. (1983): Deep Compaction. General Report. Proc. VIII. ECSMFE Helsinki, 3, S. 63 - 74.
- SMOLTCZYK, U./ MALCHAREK, K. (1981): Lebendverbau von Steilböschungen. Tiefbau, Ingenieurbau, Straßenbau 23, S. 396 - 400.
- SMOLTCZYK, U./ HILMER, K. (1991): Baugrundverbesserung. In: Grundbtsch. 4. Auflage, Teil 2, Kap. 2.1 Verlag Ernst & Sohn Berlin.
- STOSS, K. (1976): Die Anwendbarkeit der Bodenvereisung zur Sicherung und Abdichtung von Baugruben. Gesellschaft für Technik und Wirtschaft, Dortmund.
- TANIMOTO, K. (1973): Introduction to the Sand Compaction Pile Method as applied to Stabilization of Soft Foundation Grounds. Div. Applied Geomechanics Technical Report 16, Commonwealth Sci. & Industrial Research Organization, Australia.
- VAN IMPE, W./ DE BEER, E. (1983): Improvement of settlement behaviour of soft layers by means of stone columns. Proc. VIII. ECSMFE Helsinki, 1, S. 309 - 312.
- ZITSCHER, F.F./ HEERTEN, G. (1991): Verfahren mit Geotextilien und Dichtungsbahnen. In: Grundbtsch. 4. Auflage, Teil 2, Kap. 2.13. Verlag Ernst & Sohn Berlin.

K7 Pfähle und Spundbohlen: Arten und Bauverfahren

.01 Allgemeine Hinweise

Ein Pfahl bzw. eine Spundbohle ist ein stabförmiges Bauelement, das durch Schlagen (Rammen) oder Drücken als Fertigteil im Boden bis auf eine planmäßige Tiefe gebracht werden muß oder das an der Einbaustelle in einem durch Rammen, Drücken oder Bohren erzeugten Hohlraum hergestellt wird.

Anmerkung:

Darüberhinaus gibt es im Ausland auch Schraubepfähle, die drehend und drückend in den Boden eingebracht werden, aber in der hiesigen Praxis bisher wenig Bedeutung haben.

Da das fertige Element nicht mehr sichtbar ist oder allenfalls wieder sichtbar wird (Spundbohle), wenn es bereits unter Last steht, unterliegt die Ausführung sehr detaillierten Qualitätsforderungen, die für die marktgängigen Arten genormt, für Spezial-Ausführungen an eine bauaufsichtliche Zulassung gebunden sind. In der Bundesrepublik Deutschland sind hierzu verbindlich (durch Einföhrungserlaß):

DIN 1054.100, Abschnitt 5 - Allgemeine Bestimmungen

DIN 4014 - Bohrpfähle

DIN 4026 - Verdrängungspfähle

DIN 4128 - Verpreßpfähle (Ortbeton- und Verbundpfähle) mit kleinem Durchmesser.

Die folgenden Teilabschnitte befassen sich mit den gängigen Typen und Herstellverfahren. Zur Tragfähigkeit der Pfähle siehe E4, der Spundwände siehe H2.09; zur Statik der Pfahlwerke siehe H1.09 bis H1.12.- Weiterführende Literatur: FRANKE (1992).

.02 Auswahlkriterien für Pfähle

Bei der Auswahl eines Pfahltyps sind folgende Gesichtspunkte zu prüfen:

- (a) Sind die Bauwerkslasten in der Sohlfläche des Bauwerks großflächig verteilt oder punktweise konzentriert?
Konzentrierte Lasten verlangen konzentrierte Stützung (Schwerlastpfähle).
- (b) Greifen am Bauwerk so große Horizontallasten, womöglich aus wechselnden Richtungen, an, daß Schrägpfähle notwendig sind?
(Bohrpfähle können nur eingeschränkt geneigt ausgeführt werden).
- (c) Muß mit Seitendrücken im Sinne von E5.34 gerechnet werden?
Stahlbetonpfähle kommen in solchen Fällen allenfalls dann in Frage, wenn das dadurch verursachte Verschiebungsmaß auf hinreichend kleine Werte begrenzt bleibt.
- (d) Schließen besondere Baugrundmerkmale (z.B. aggressives Grundwasser, artesischer Wasserüberdruck, Hindernisse, Fließsandschichten) bestimmte Materialien oder Verfahren aus?
- (e) Ist die Baustelle mit dem erforderlichen Gerät zugänglich? Herstellung an Land oder im Wasser?
- (f) Ist das Bauwerk sehr setzungsempfindlich oder kann es die für bestimmte Pfahlarten unvermeidlichen Erstsetzungen ertragen?
- (g) Müssen Probelastungen vorgesehen werden?

- (h) Können die erforderlichen Pfähle innerhalb der verfügbaren Bauzeit risikofrei hergestellt werden?
- (i) Kann der gewählte Pfahl in der erforderlichen Länge hergestellt werden; bzw. schließen die geforderten Pfahllängen aus Transportgründen die Verwendung von Fertigpfählen aus?
- (k) Ist mit Einsprüchen gegen das Herstellverfahren zu rechnen (Körper- und Luftschall-Emission usw.)?

Die unter Beachtung dieser Gesichtspunkte in Frage kommenden Pfahltypen werden schließlich auf ihre Wirtschaftlichkeit hin miteinander verglichen, indem die Kosten auf 1 stgdm (steigenden Meter) Pfahllänge und 1 MN Tragkraft bezogen werden.

Anmerkung:

Wenn erschwerende Umstände wegfallen, kann vermutet werden, daß Stahlbeton-Fertigpfähle am billigsten sind, gefolgt von Ortbeton-Rampppfählen, Ortbeton-Bohrpfählen und Stahlrammpfählen.

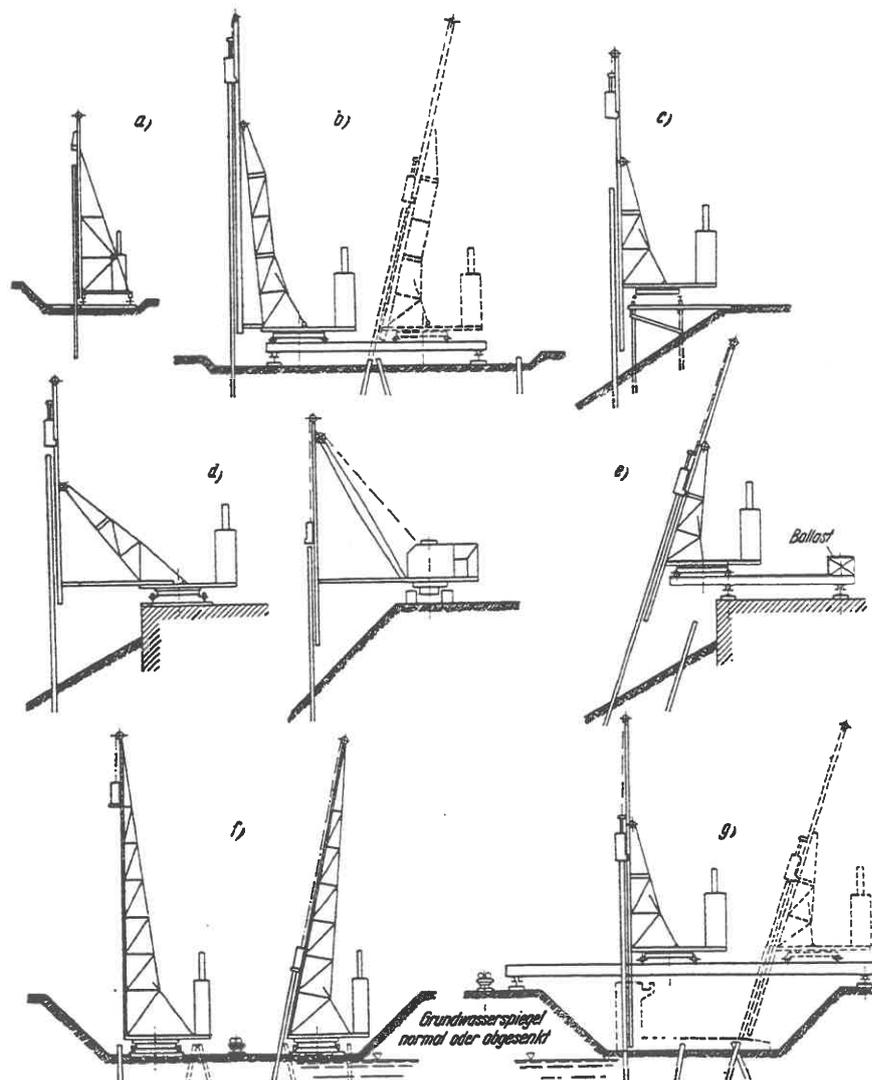


Bild K7.01 (SCHENCK 1966)

.03 Gerammte, vorgefertigte Elemente

Die für eine Rammung in Frage kommenden vorgefertigten Bauelemente sind der Rammpfahl aus Holz, Stahlbeton, Spannbeton oder Stahl und die Spundbohle aus Holz (selten), Stahlbeton bzw. Spannbeton (selten) oder Stahl. Das Rammstück erhält eine Rammhaube mit einem Hartholzfutter. Es wird mit einem an einem Mäkler (Führungsschiene) geführten Rammbar schnell- (Dieselbar) oder langsam-schlagend (Dampframmbär) in den Boden eingetrieben, wobei die Eindringung je Hitze (1 Hitze = 10 Rammschläge) registriert und die aufgewendete Rammarbeit daraus abgeleitet und mit den vorausgesetzten Baugrundverhältnissen verglichen wird. Für jeden Pfahl muß ein Rammprotokoll angelegt werden, aus dem insbesondere die bleibende Eindringung s in der letzten Hitze bzw. der Mittelwert von s über die letzten 3 Hitzten zu entnehmen sind. Daraus läßt sich, falls eine Probelastung zum Vergleich vorliegt (s.E4.03), die dynamische Pfahltraglast ableiten.

Es sei A [MN m] die aufgewandte Rammarbeit je Schlag, e [cm] die bleibende Eindringung pro Schlag ($= 0,1s$), $s_x = EA/L$ (vgl.H1.09) die axiale Pfahlsteifigkeit (Pfahl + Baugrund als einheitliches Federsystem gewertet), dann ist nach SCHENCK (1951)

$$Q_{\text{dyn}} = e \cdot s_x \cdot [-1 + \sqrt{(1 + 2 \cdot C \cdot A / s_x \cdot e^2)}] \quad (\text{K7/01}),$$

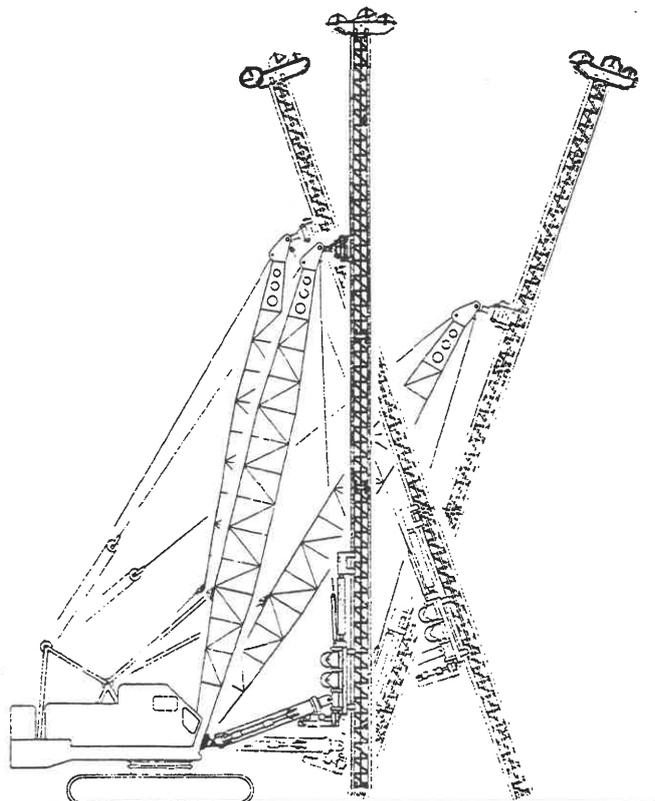
wo $C = (R + k^2G)/(R+G)$ der Wirkungsgrad des Rammschlages ist (R - Schlaggewicht, G - Gewicht von Pfahl + Rammhaube, $k = 0,3 \dots 0,6$ empirische Stoßzahl, s.a. FRANKE 1992). Man stellt an Hand der Probelastung das Verhältnis $n = Q_L / Q_{\text{dyn}}$ ("Eichfaktor") fest und kann damit für jeden gerammten Pfahl prüfen, ob er einen zulässigen Wert e eingehalten hat bzw. ob bei abweichenden Werten e die Grenzlast mittels Gl. (K7/01) berichtigt werden muß.

Bild K7.01 (SCHENCK 1966)

Bild K7.01 zeigt exemplarisch typische Rammstellungen: die Ramme fährt entweder selbst die Rammpunkte ab oder wird auf ein fahrbares (Rammunterwagen) oder festes Gerüst gestellt. Da der Mäkler, Bild K7.02, über Kopf (begrenzt) und zurückgeneigt werden kann, lassen sich alle Neigungen bis zu 1:1 und Rammpunkte in dem vom Fahrgleis bedienbaren Bereich ausführen. Wegen der Details wird auf DREES (1991) verwiesen.

Holzrammpfähle sind nur unterhalb des Grundwasserspiegels dauerhaft und werden daher heute praktisch nur für Bauhilfsmaßnahmen (Gerüst) verwendet.

Bild K7.02 (SCHENCK 1966)



Stahlbeton-Rammpfähle:

Bei leichterer Bebauung, nicht zu großen Rammtiefen und gut rammfähigem tragfähigem Boden ist der in Bild K7.03 dargestellte Rammpfahl sehr wirtschaftlich: quadratischer Querschnitt 34/34 bis 40/40 cm in B 45 bei maximal 25 m Pfahllänge. Für die durchgehende Bewehrung ist meist der Transportzustand maßgebend; daher bei größeren Längen auch Rechteckprofil. Die Mindestbewehrung ist 0,8 % des Pfahlquerschnitts. Die Querbewehrung ist eine durchgehende Wendel mit kleinerer Ganghöhe im Kopfbereich mit Rücksicht auf die Rammschläge. Die Aufstockung des Pfahls ist möglich; dazu muß die Bewehrung am Kopf so weit freigestemmt werden, daß sie gestoßen werden kann.

Anmerkung:

In den Niederlanden geht die Entwicklung gegenwärtig zu vorgespannten Pfählen mit Querschnitten von 15/15 cm (Nadelpfähle).

In Schweden und in den Niederlanden werden auch Stahlbeton-Rammpfähle aus 2 bis 3 m langen Abschnitten zusammengesetzt (Kupplungspfahl), Bild K7.04, wodurch große Längen erreichbar sind. Falls, wie in Skandinavien häufig, die Pfähle auf unebenem Fels aufstehen, erhält der unterste Abschnitt einen Schuh mit einem Stahldorn. Die Stöße (Bild K7.04) müssen mindestens die gleiche Biegesteifigkeit haben wie der Pfahlquerschnitt selbst.

Stahl-Rammpfähle:

Als Stahl-Rammpfahl verwendet man entweder ein gewalztes (Träger-) Profil oder ein spiralgeschweißtes Rohr oder ein aus Spundbohlen zusammengesetztes Rohr oder ein aus Spundbohlen zusammengesetztes Kastenprofil, Bild K7.05. Siehe dazu die Profiltabellen der Hersteller.

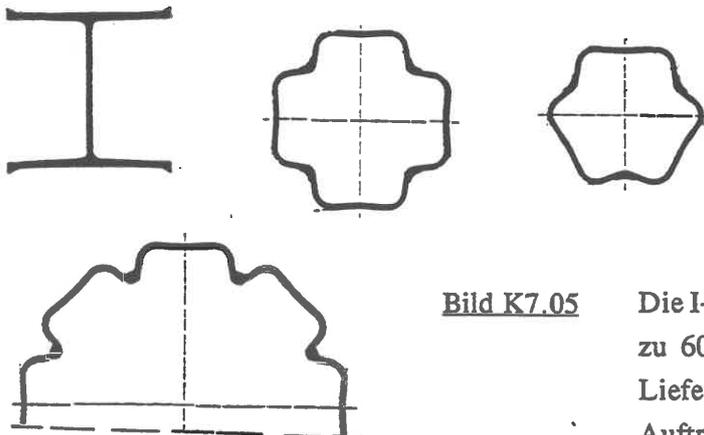


Bild K7.05

Die I-Profile haben normalerweise Steghöhen bis zu 600 mm. Höhere Profile können jedoch im Lieferwerk bestellt werden; sie werden durch Auftrennen der IPB 600 und Einsetzen von

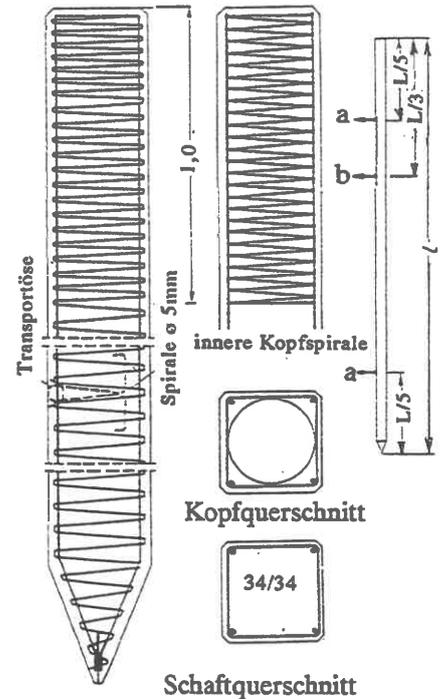


Bild K7.03 (SCHENCK 1966)

a - Transportöse
b - Öse zum Hochnehmen an der Ramme

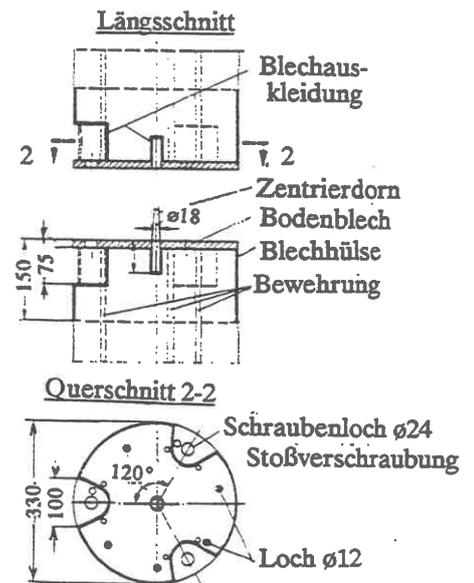


Bild K7.04 (SCHENCK 1966)

Stegblechstreifen hergestellt. Stahlrohrpfähle erhalten im Fußbereich zur Aussteifung eine Blechauskreuzung, 12 mm dick, die mindestens 50 cm lang, bei größeren Rohrdurchmessern aber so lang ist, wie sie sich gerade noch einschweißen läßt, Bild K7.06.

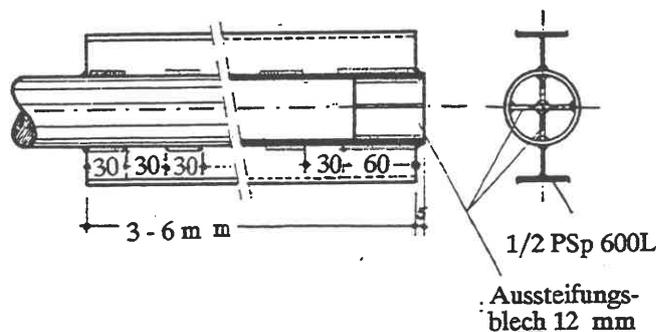


Bild K7.06

Der Stahlrammpfahl ist zwar in der Lieferung teuer, hat aber den Vorteil großer Biegesteifigkeit und Variabilität. So wird, um Material zu sparen, der Pfahl im oberen, nicht mittragenden Boden nach den Regeln des Stahlbaus unter Ausnutzung der zulässigen Stahlspannung bemessen, im tragenden unteren Boden dagegen durch angeschweißte Flügel verstärkt, Bild K7.06, wobei der halbierte PSP 600 L eine besonders wirtschaftliche Flügelform ergibt: Größere Steghöhen des Flügels würden problematisch, da sich der Boden dann nicht mehr genügend zwischen Flügelflansch und Pfahlschaft verspannt. Auch Trägerprofile können mit Flügeln versehen werden.

Anmerkung:

Die Rohr- und Kastenpfähle werden nach der Rammung bis zur Oberfläche des tragfähigen Bodens innen freigespült und dann mit Sand oder Beton verfüllt.

Die Stahlrohre sind in DIN 2448 bzw. DIN 2458 genormt (Norm-Durchmesser bei der Bemessung beachten!).

Auch Kombinationen aus Trägerprofilen im unteren Teil und darüber Rohrprofilen sind ausgeführt worden, wenn der obere Pfahlteil frei im Wasser steht (gleichmäßige Steifigkeit nach allen Richtungen).

Holzspundbohle:

Bild K7.07 zeigt einige Details der heute nur noch wenig gebräuchlichen Holzspundwände: Boden muß gut rammfähig sein, Fäulnisrisiko muß ausgeschaltet sein, indem die Bohlen entweder ständig unter dem Wasserspiegel bleiben oder aus tropischen Harthölzern oder mit Steinkohleteeröl vollgetränkten einheimischen Nadelhölzern bestehen. Verbindung der Einzelbohlen durch Spundung (daher der Name "Spundwand").

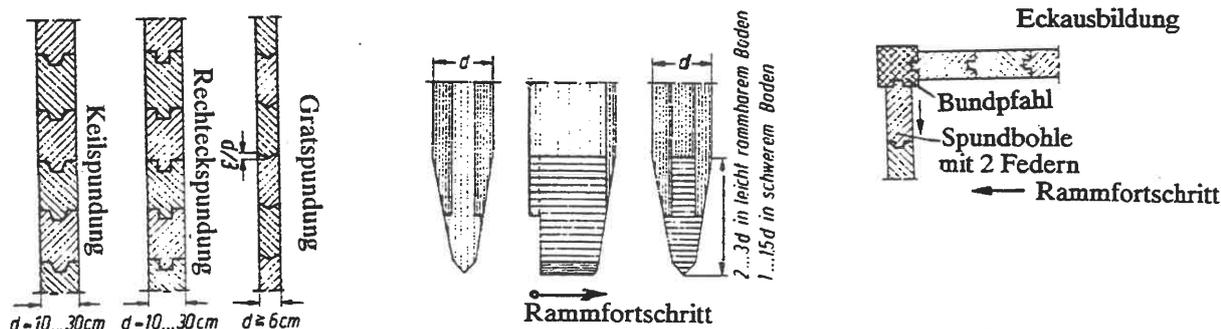


Bild K7.07 ARBEITSKREIS UFEREINFASSUNGEN (1990, E22)

Profil	Profilbreite	Wandhöhe	Rückendicke	Stegdick	Umfang	Eigenlast		Widerstandsmoment	Profilform
	b	h	t	s	Abwicklung	kg/m Einzelbohle	kg/m ² Wanc	W _y ¹⁾	
	mm	mm	mm	mm	cm/m Wand			cm ³ /m Wand	Lieferlängen der Larssen Profile, Hoesch Profile und Union Flachprofile bis 36 m.
Larssen Profile									
Larssen 601		310	7,5	6,4	258	46,3	77	745	
Larssen 602		310	8,2	8	258	53,4	89	830	
Larssen 603		310	9,7	8,2	260	64,8	108	1200	
Larssen 603 K		310	10	9	260	68,1	113	1240	
Larssen 604 ²⁾		380	10,5	9	282	74,5	124	1620	
Larssen 605	600	420	12,5	9	290	83,5	139	2020	
Larssen 605 K		420	12,2	10	290	86,7	144	2030	
Larssen 606		435	15,6	9,2	293	94,4	157	2500	
Larssen 606 K		435	15,6	10	293	97,5	162	2540	
Larssen 607		435	21,5	9,8	293	114,4	191	3200	
Larssen 607 K		435	21,5	10	293	115,2	192	3220	
Larssen 20		220	7	6	250	39,5	79	600	
Larssen 21		220	8,2	8	250	47,5	95	700	
Larssen 22		340	10	9	280	61	122	1250	
Larssen 23	500	420	11,5	10	315	77,5	155	2000	
Larssen 24		420	15,6	10	315	87,5	175	2500	
Larssen 24/12		420	15,6	12	315	92,7	185	2550	
Larssen 25		420	20	11,5	311	103	206	3040	
Larssen 31 ³⁾		450	150	9,5	230	45	100	460	
Larssen 32 ³⁾		450	250	10,5	250	54,9	122	850	
Larssen III		400	247	14,2	285	62	155	1350	
Larssen 43	500	420	12	12	280	83	166	1660	
Larssen 430 ⁴⁾	708	750			396		235	6450	
Hoesch Profile									
Hoesch 12	575	260	9,5	9,5	259	61,5	107	1140	
Hoesch 95 ³⁾		190	8	8	240	49,9	95	750	
Hoesch 116 ³⁾		250	9,3	9	253	60,9	116	1200	
Hoesch 122 ³⁾		190	11	10,7	240	64,1	122	940	
Hoesch 134	525	300	10	9,5	274	70,4	134	1700	
Hoesch 155		300	12,8	9,8	267	81,4	155	2000	
Hoesch 175		340	14	10	299	91,9	175	2600	
Hoesch 215		340	18,8	12	291	113	215	3150	
Union Flachprofile									
FL 409			9	-		54	135		
FL 412	400	86	12	-	215	61	152	120	
FL 512	500	88	12	-	255	70,5	141	90	
Hoesch Leichtprofile									
HL 1	450	80	4,5	4,5	230	20,2	45	140	
HL 2	600	130	6	6	238	37,8	63	338	
HL 2/7	600	131	7	7	239	45	75	388	
HL 3	700	150	8	8	243	61,5	88	540	
Hoesch Tafelprofile									
HT 45 ³⁾			4,5	4,5		45	45	159	
HT 50 ³⁾			5	5	227	50	50	175	
HT 60 ³⁾	1000	90	6	6		60	60	208	
HT 70 ³⁾			7	7		70	70	240	
Hoesch Kanaldielen									
HKD 400/6	400	50	6	6	240	22,1	55	102	
HKD 800	800	100	8	8	237	59	73	273	

¹⁾ Die Widerstandsmomente der Larssen Profile bedingen eine Verriegelung der im Werk zusammengezogenen Schlösser zur Aufnahme der Schubkräfte.

²⁾ Liefertermin noch offen.

³⁾ Wandform aus Larssen 43.

⁴⁾ Waizung/Lieferung nur auf Anfrage.

Bild K7.08 Deutsche Stahl-Spundwände: HOESCH - Lieferprogramm

Betonspundbohle:

Stahlbeton-Spundwände übertragen das Konstruktionsprinzip der Holzspundwand auf den Werkstoff Stahlbeton bzw. Spannbeton, wobei die Spundung durch Nut und Feder nur im Fußbereich der Bohlen (Führung beim Rammen) beibehalten, im übrigen durch nachträgliches Ausbetonieren eines ("Nut gegen Nut") vertikal durchlaufenden Hohlraums bewirkt wird. Wegen der Einzelheiten wird auf die E21 (ARBEITSKREIS UFEREINFASSUNGEN 1990) verwiesen.

Stahlbeton-Spundbohlen haben den Nachteil, daß sie beim Rammen empfindlich sind und wegen ihres relativ hohen Eigengewichts einen entsprechend schweren Rammbar erfordern ("großer Nagel verlangt schweren Hammer"). Außerdem ist das aufnehmbare Biegemoment sehr begrenzt, selbst bei vorgespannten Bohlen. Stahlbeton-Spundwände haben heute ihre Bedeutung gegenüber Bohrpfehl- oder Schlitzwänden weitgehend verloren; sie werden bei Küstenbauwerken geringer Höhe wie Bühnen an Stelle von Stahlspundwänden wegen der Sandschliffgefahr gelegentlich eingesetzt.

Stahlspundbohle: (s.a.H2.09)

Typisch für die auf Biegung beanspruchte Stahlspundwand ist das Wellenprofil, für die nur auf Zug beanspruchte Wand das Flachprofil, Bild K7.08.

Die Spundung muß hier zugfest durch Spundwandschlösser gemacht werden, für die Bild K7.09 häufige Beispiele angibt. Die Anordnung des Schlosses in der neutralen Achse ist rammtechnisch vorteilhaft. Statisch ist das aber ungünstig (maximaler Schub!), weshalb je 2 Einzelbohlen (EB) zu einer Doppelbohle (DB) im Lieferwerk bereits verbunden (intermittierende Druckstellen oder Schweißpunkte) und mit der Klaue voraus gerammt werden. Auch Dreifachbohlen können gerammt werden. Bei der Abnahme der Spundbohlen auf der Baustelle muß die Verhakung kontrolliert werden, das ist die Differenz a-b in Bild K7.09: sie soll bei den Formen 1, 2 und 3 mindestens 4 mm betragen.

Anmerkung:

Man beachte die in der E98 formulierten Abnahmebedingungen und die Stahlgütebedingungen in der E67 (ARBEITSKREIS UFEREINFASSUNGEN 1990).

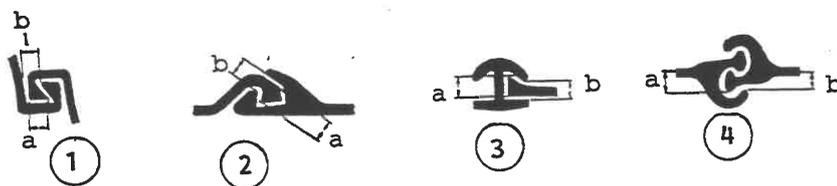


Bild K7.09 Schloßformen (ARBEITSKREIS UFEREINFASSUNGEN 1990)

In der Praxis werden zwei Stahlsorten verwendet: der St 37 und der Spundwand-Sonderstahl StSpS mit der Festigkeit und Bruchdehnung eines St 52. Der Preisaufschlag für StSpS ist so gering, daß es sich bei großen Biegemomenten immer lohnt, auf StSpS auszuweichen, falls der Baugrund die Rammung des dünnwandigen Profils erlaubt.

Anmerkung:

Einzelne Steine im Boden werden beim Rammen meist verdrängt, wenn sie nicht zu groß sind. Dagegen sind "Steinpflaster", z.B. Steinlagen in Moränen, Rammhindernisse, die zum Aufreißen der Schloßver-

bindungen führen können. Beim Weiterrammen rollen sich die Bohlen dann auf. Rammhindernisse müssen daher durch Vorbohren beseitigt oder zerkleinert werden. Im Zweifelsfall sollte durch eine Proberammung die Rammbarkeit überprüft werden, um kostspielige Fehldispositionen zu vermeiden: das Risiko liegt - abgesehen von unvorhersehbaren einzelnen Rammhindernissen - bei der ausführenden Firma.

Spundwände sind nicht absolut wasserdicht; durch die Schlösser tritt Sickerwasser. Vollständige Dichtung ist nur durch Verschweißung möglich, d.h. bis zum Wasserspiegel der Baugrubenseite. Hinweise zu dieser Frage siehe E117 des ARBEITSKREISES UFEREINFASSUNGEN (1990).

Verstärkung von Spundbohlen:

Da eine Spundwand in Längsrichtung unterschiedlich ausgelastet sein kann, faßt man einigermaßen vergleichbare Querschnitte zu einem Gruppenprofil zusammen und bemißt für die mittlere Beanspruchung (St37: zul. $\sigma = 14 \text{ kN/cm}^2$, StSpS: 21 kN/cm^2). Örtliche Spannungsüberschreitungen können dann nach der Momenten-Deckungslinie durch im Lieferwerk aufgeschweißte Laschen abgedeckt werden.

.04 Ortbeton-Rammpfähle

Wenn ein mit geschlossener Spitze in den Boden gerammtes Rohr anschließend bewehrt und betoniert wird, spricht man von einem Ortbeton-Rammpfahl. Der Erfinder dieses Pfahltyps war der Belgier FRANKI, weswegen der Pfahl oft auch als Frankipfahl bezeichnet wird. Bild K7.10 zeigt die Phasen der Herstellung. Der Fußabschluß kann entweder wie hier durch einen Betonpfropfen oder auch durch eine verlorene Fußplatte erfolgen. Die Rammrohre bleiben mit ihrem Durchmesser unter 60 cm; in der Regel sind es 40 - 50 cm. Wie bei K7.03 ist das Eindringmaß in der letzten Hitze das Indiz für eine ausreichende Rammtiefe. Damit werden Gebrauchslasten (Druck) von 1,25 MN bei 40 cm \varnothing bis zu 1,60 MN bei 50 cm \varnothing erreicht, bzw. ca. 30 % dieser Werte bei Zuglast.

Die Ramme hat ein Raupenfahrwerk und fährt am Rammort eine Grundplatte aus. Der für den Untergrund kritische Lastfall ist das Ziehen des Rammrohres, bei dem sich die Ramme auf 2 Pratzen beiderseits des Rohres abstützt. Daher ist es notwendig, auf weichem Untergrund eine Sandschicht o.ä. zu schütten, damit das 50 t schwere Gerät nicht einbricht.

Der Ortbeton-Rammpfahl bietet in verdichtungsfähigen Böden gegenüber Fertig-Rammpfählen den Vorteil, daß die Baugrund-Festigkeit in der Umgebung des Fußes gezielt gleichmäßig werden kann. Ein weiterer Vorteil ist die Anpassungsfähigkeit der Pfahlänge an die beim Rammen festgestellte Situation.

Anmerkung:

Wenn eine größere Anzahl von Pfählen in engem Abstand gerammt wird, besteht die Gefahr, daß der neben dem gerade gerammten Pfahl anstehende Boden nach oben verdrängt wird und dadurch der noch junge Beton der zuvor hergestellten Pfähle beschädigt wird. Eingebaut wird K3-Beton gemäß DIN 1045.

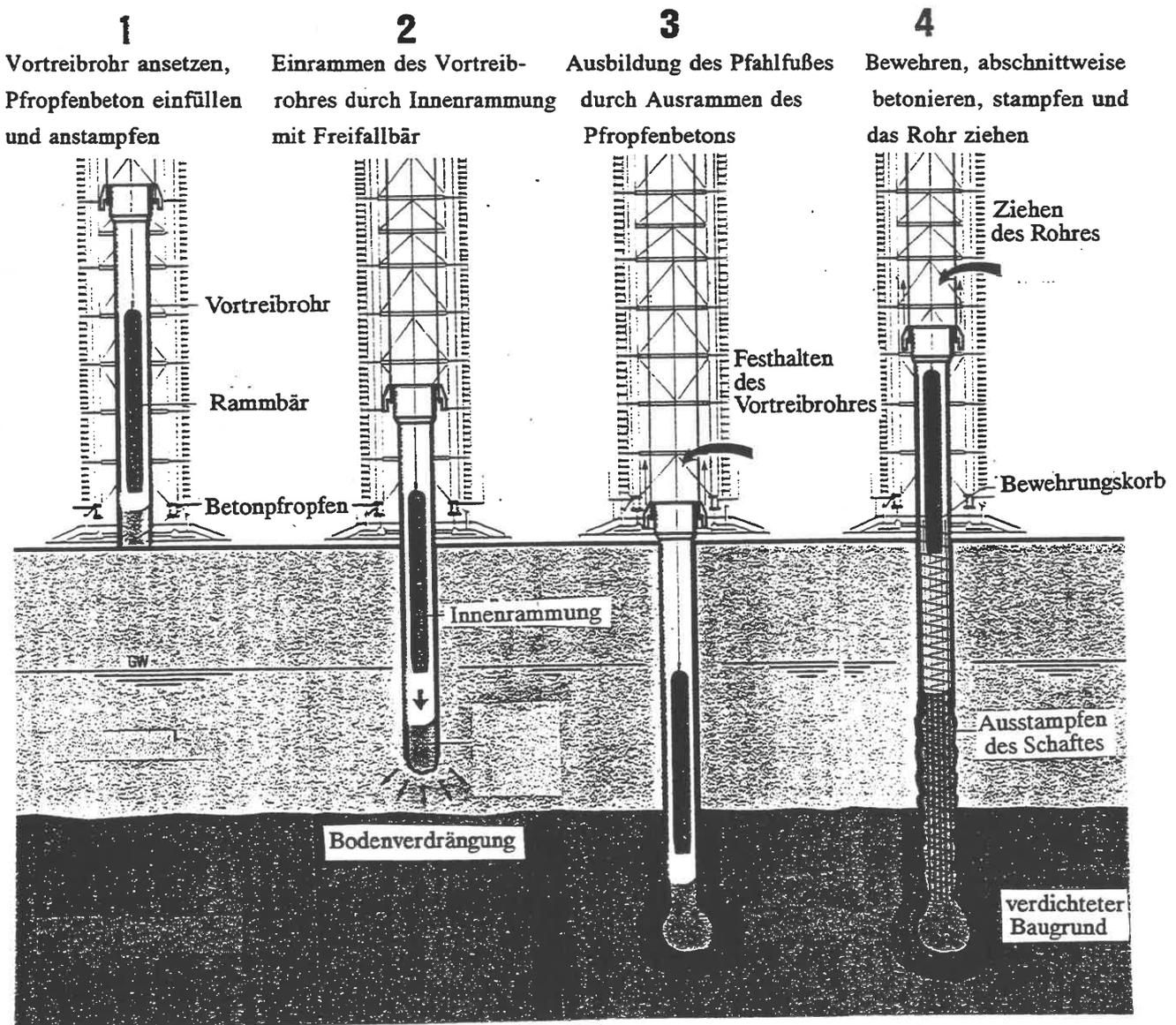


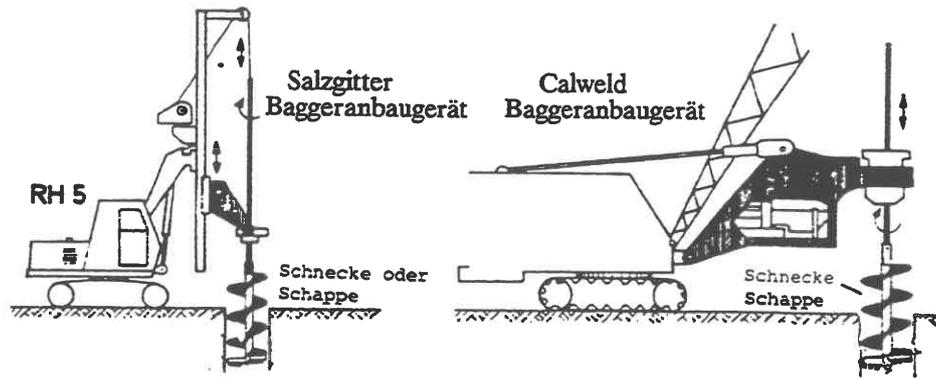
Bild K7.10

(Frankipfahl GmbH)

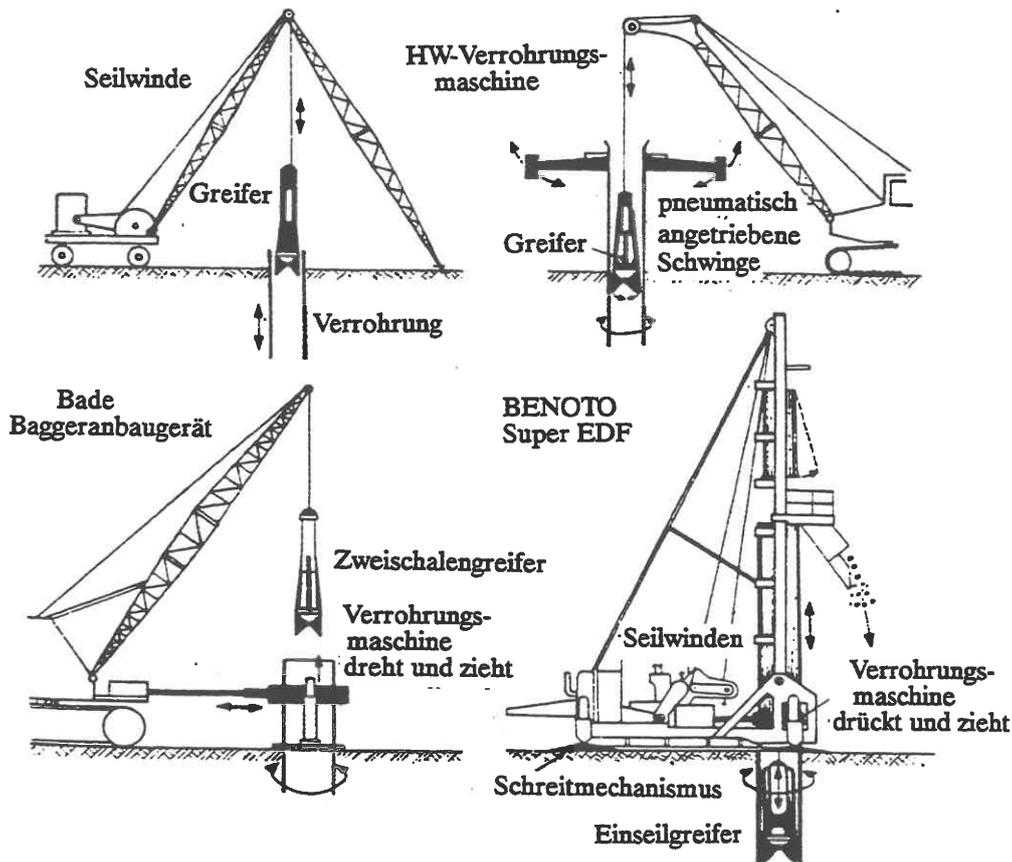
.05 Bohrpfahl

Ein Bohrpfahl ist dadurch gekennzeichnet, daß in einer maschinell hergestellten Bohrung ein unbewehrter oder bewehrter, meist örtlich betonierter Pfahl hergestellt wird, wobei das Bohrrohr vorübergehend als Schalung dient und wiedergewonnen wird. Bild K7.11 zeigt die üblichen Bohrverfahren (ULRICH 1991), Bild K7.12 ein Beispiel für die Pfahlherstellung. Wenn der Boden standfest ist, kann auf ein Bohrrohr verzichtet und mit z.B. einer Schnecke gebohrt werden. Unter Umständen genügt auch eine kurze Ansatzverrohrung in der Deckschicht. Bei wechselnden Schichten, d.h. im Regelfall, muß ein Rohr verwendet werden. Der Gerätesatz besteht dann aus einer Verrohrungsmaschine und einem - i.a. seilgeführten - Greifer.

Um einen hydraulischen Grundbruch des Bodens in das Bohrloch hinein zu verhüten, muß unterhalb des Grundwasserspiegels mit einem Wasserüberdruck in der Bohrung gearbeitet werden, der ausreicht, den



a. Pfahlbohrmaschinen mit Trockendrehbohrwerkzeug (Schnecke oder Schappe)



b. Pfahlbohrmaschinen mit Seilgreifer und Verrohrungsmaschine

Bild K7.11 (ULRICH 1991)

"Kolbeneffekt" beim Ziehen des Bohrwerkzeugs auszugleichen. Störungen des Bodens neben der Bohrung klein halten, daher keine Spülhilfe verwenden!

Schrägpfahlbohrungen verfahrensbedingt nur begrenzt möglich: bei kleineren Durchmessern 4:1, bei größeren bis 6:1 abnehmend.

Fußverbreiterungen mittels Spezialgreifer möglich, solange der Boden entweder selbst standfest ist oder nach K10 (suspensionsgestützt) stabilisiert werden kann: Durchmesser der Verbreiterung nicht über 2,5 m bzw. $2,5 \sigma_s$, wo σ_s der Schaftdurchmesser ist; Flankenneigung auf 2:1 (bindiger Boden) bzw. 3:1 (nichtbindiger Boden) begrenzt, da die Fußverbreiterung unbewehrt bleibt. Als Betongüte wird heute

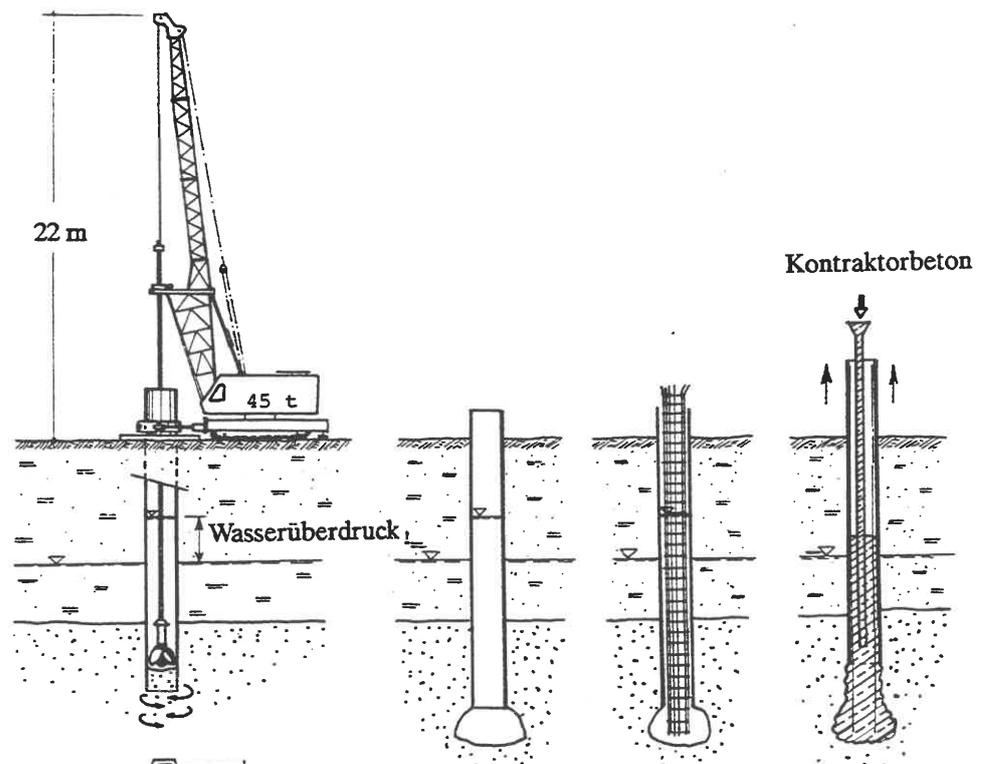
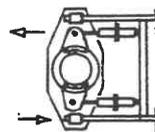


Bild K7.12

Anmerkung zu a:
Bohrrohr muß der
Bodenförderung
vorausseilen.

(Frankipfahl GmbH)



Pendeln
und
Drücken

(a) Bohren

(b) Fuß anschneiden

(c) Bewehren

(d) Betonieren
und Ziehen

für den ganzen Pfahl ein B25 verlangt, während man sich früher im Schaftbereich mit B15 begnügte.

Pfahldurchmesser: $\varnothing_s = 30$ cm (bis 10 m Länge zulässig) bis 200 cm (bis 60 m möglich); in Sonderfällen bis 400 cm ausführbar; Fußdurchmesser bis 480 cm.

Anmerkung:

Beim Entwurf muß man die marktüblichen Durchmesser wegen der verfügbaren Bohrrohre beachten, also z.B. 80, 100, 110, 130 cm.

Bewehrung: Bewehrung ist nur erforderlich, wenn a. planmäßig Querkräfte aufzunehmen sind (Bemessung nach DIN 1045, jedoch Bügeldurchmesser ≥ 8 mm, Abstände unter 25 cm) oder b. unplanmäßige Querkräfte (z.B. aus Hangkriechen) denkbar sind (Bemessung nach DIN 1045, aber als "unbewehrt" mit konstruktiver Mindestbewehrung $\varnothing 12$, $a < 20$ cm). Gegebenenfalls Beschränkung auf 2 m lange Anschlußbewehrung im Kopfbereich. Betonüberdeckung 5 cm, aber nicht wesentlich mehr (Bohrkranz-Überstand beachten). Damit ist auch ausreichender Schutz gegen aggressives Grundwasser gegeben.

Unverrohrte Bohrungen im nicht standfesten Boden erfordern (mit sauberer Fräsung!) entweder eine Stützung der Erdwand durch Tonsuspension (Nachteil: zusätzliches Gerät erforderlich; an der Erdwand bleibt beim Betonieren ein Bentonit-Film) oder das Bohren mit langer Schnecke, **Bild K7.13**, bei dem

der in die Schneckenwindungen eingebohrte Boden die Stützung bringt. Schneckenbohrpfähle sind nur vertikal und mit begrenzter Länge herstellbar, dann aber sehr wirtschaftlich. Bei Schnecken mit großem Innenrohr (Seele) wird Bewehrung da hindurch eingeführt; bei Schnecken mit kleiner Seele wird Bewehrungskorb in den Frischbeton eingerüttelt. Beton wird beim Ziehen der Schnecke am Fuß mit 2 bis 4 bar Überdruck eingepreßt. Verfahren setzt große Erfahrung der Mannschaft voraus.

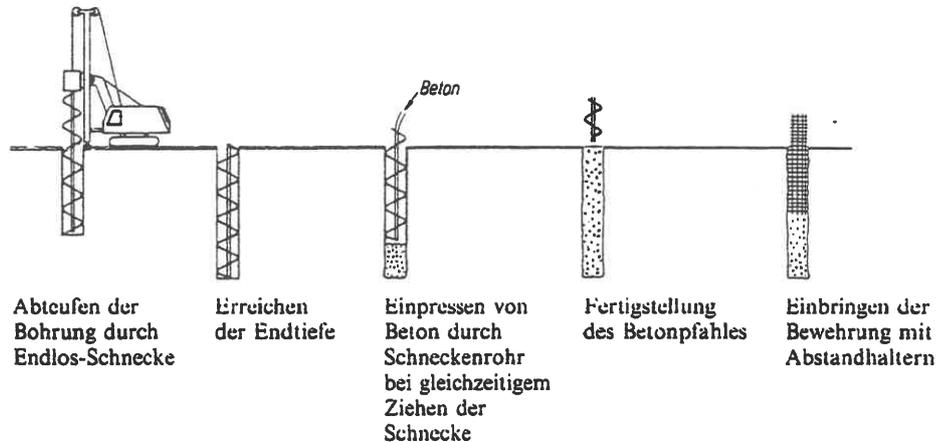


Bild K7.13 Herstellung eines Schneckenbohrpfahles
(FRANKE 1992)

Herstellungstoleranzen: 1,5 % in der Neigung, $0,05 \varnothing$ in der Exzentrizität hinnehmbar. Daraus unter Umständen resultierendes Kopfmoment muß in der Bemessung berücksichtigt werden.

Anmerkung:

Wenn Deckschichten anstehen, deren Scherfestigkeit $c_u < 15 \text{ kN/m}^2$ ist, muß in das Bohrrohr eine Hülse als Hilfsschalung eingestellt werden, damit der Frischbeton beim Ziehen des Bohrrohres nicht seitlich in den weichen Boden wegrutscht. Das gilt auch für den Fall, daß der Pfahl oben teilweise frei im Wasser steht.

Bohrhindernisse: sind um so schwieriger zu räumen, je kleiner \varnothing ist. Während gleichmäßig anstehender Fels zwar die Bohrarbeit erschwert, aber sie nicht behindert, sind lockere Steinlagen oder einzelne, in den Querschnitt hineinragende Steine blockierend und müssen durch Meißeln oder Sprengen zerkleinert werden.

.06 Pfahlherstellung durch Einrütteln

Mit Vibratoren können Pfähle oder Rohre zum Betonieren von Pfählen in Böden mit $I_p < 10 \%$ und höchstens mitteldichter Lagerung sehr wirtschaftlich auf Tiefe gebracht werden (kleiner Geräteaufwand); desgleichen Spundbohlen. Als Beispiel zeigt **Bild K7.14** den Geräteaufsatz des MÜLLER-Vibrators von KRUPP, **Bild K7.15** das vom Hersteller angegebene Leistungs-Diagramm.

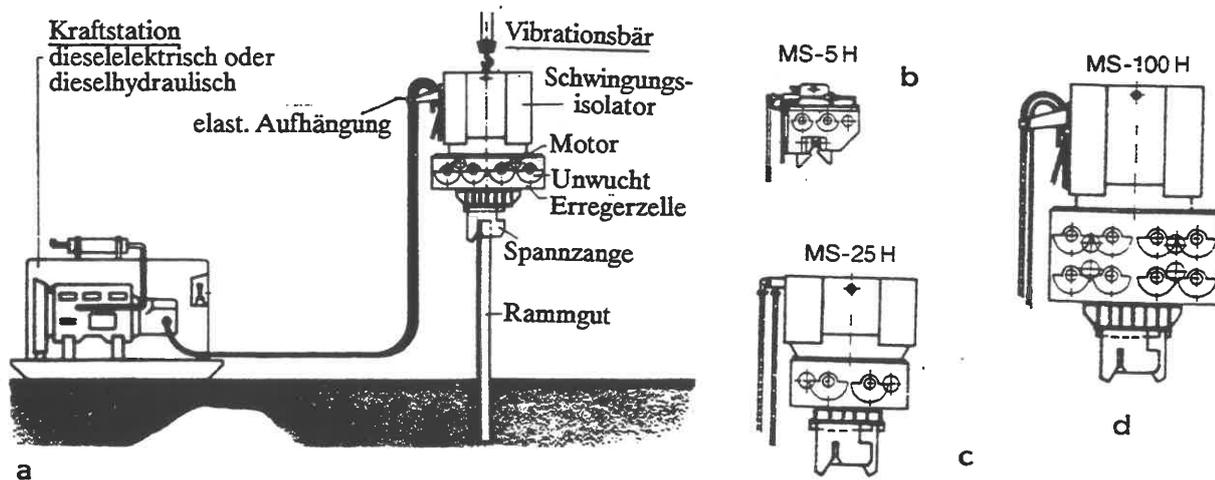


Bild K7.14 (KRUPP BAUTECHNIK 1981)

a. Geräte-Anordnung, b. leichter Vibrator, c. mittelschwerer Vibrator, d. schwerer Vibrator, System L. MÜLLER & SÖHNE.

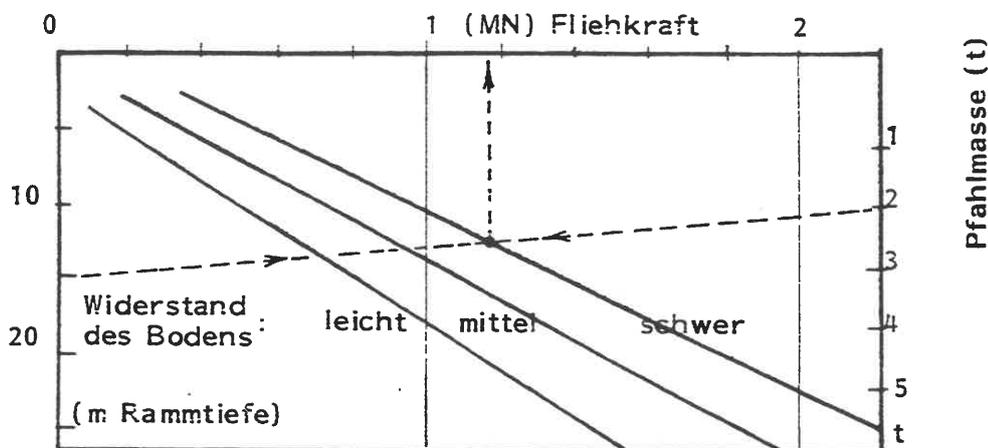


Bild K7.15
Nomogramm zur Bestimmung der erforderlichen Fliehkraft (Quelle wie Bild K7.14).

.07 Pfahlherstellung durch Einpressen

Pfähle wie Spundbohlen können auch mit Hilfe hydraulischer Pressen in den Boden gebracht werden, wenn genügend Reaktionskraft zur Verfügung steht. Daher hat das Einpressen von Pfählen insbesondere bei Unterfangungsarbeiten (K14) wirtschaftliche Bedeutung: die Pfähle werden in Abschnitten von 2 m

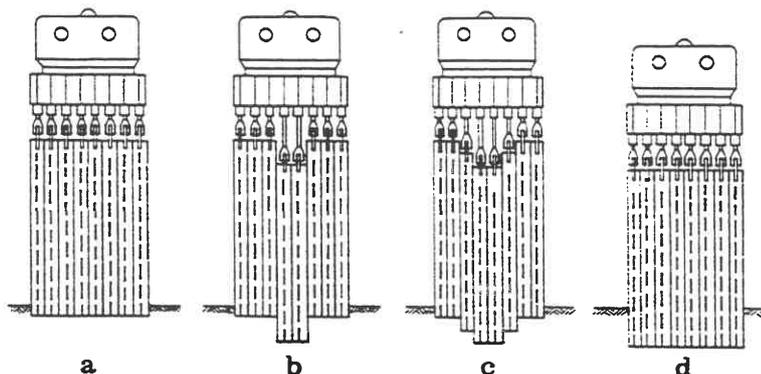


Bild K7.16 System "Pilemaster" (SCHENCK 1982)

(System z.B. wie Bild K7.04) unter einem bestehenden Bauwerk in den Boden gepreßt. Vorteil: der Pressendruck gibt in jeder Phase die Grenzlast des Pfahles an. Auch Spundbohlen von etwa 8 - 12 m Länge lassen sich mit einer Batterie hydraulischer Pressen, siehe z.B. Bild K7.16, (max. Druckkraft 2,25 MN, max. Zugkraft 1,65 MN) abteufen, wobei jeweils 2 Bohlen gedrückt, die übr-

gen als Reaktionspfähle benutzt werden. Ein deutsches Verfahren, System Klammt, arbeitet mit 2 zusätzlichen Entlastungsbohrungen durch in den Spundwand-Wellentälern angesetzte Schneckenbohrungen (HORNUNG 1976). Max. Druckkraft hier 1,0 MN. Dieses "Bohrpreßverfahren" ist weniger vom Bodenwiderstand abhängig, findet aber auch seine Anwendungsgrenze, sobald die Zugkraft der Reaktionsbohlen oder die Knicksicherheit der gepreßten Bohle erschöpft sind. Eignungsversuche auf der Baustelle sollten vor Beginn der eigentlichen Arbeit vorgenommen werden. Weitere Hinweise bei DREES (1991).

.08 Verpreßpfahl

Ein Verpreßpfahl ist ein Ortbetonpfahl so kleinen Durchmessers, daß der Beton nicht mehr mit einem Schüttrohr eingebracht, sondern mit einer Injektionslanze o.ä. eingepreßt wird. Die technischen Regeln dazu nennt DIN 4128. Dort wird zwischen Ortbetonpfählen und Verbundpfählen unterschieden. Die Herstellungsweise des ursprünglich in Italien für Unterfangungsarbeiten entwickelten und als Wurzelpfahl bezeichneten Ortbetonpfahls zeigt Bild K7.17. Durchmesser bis herunter zu 8 cm sind ausgeführt worden. Das Bohrrohr wird im Rotationsverfahren abgeteuf, das Bohrgut ausgespült.

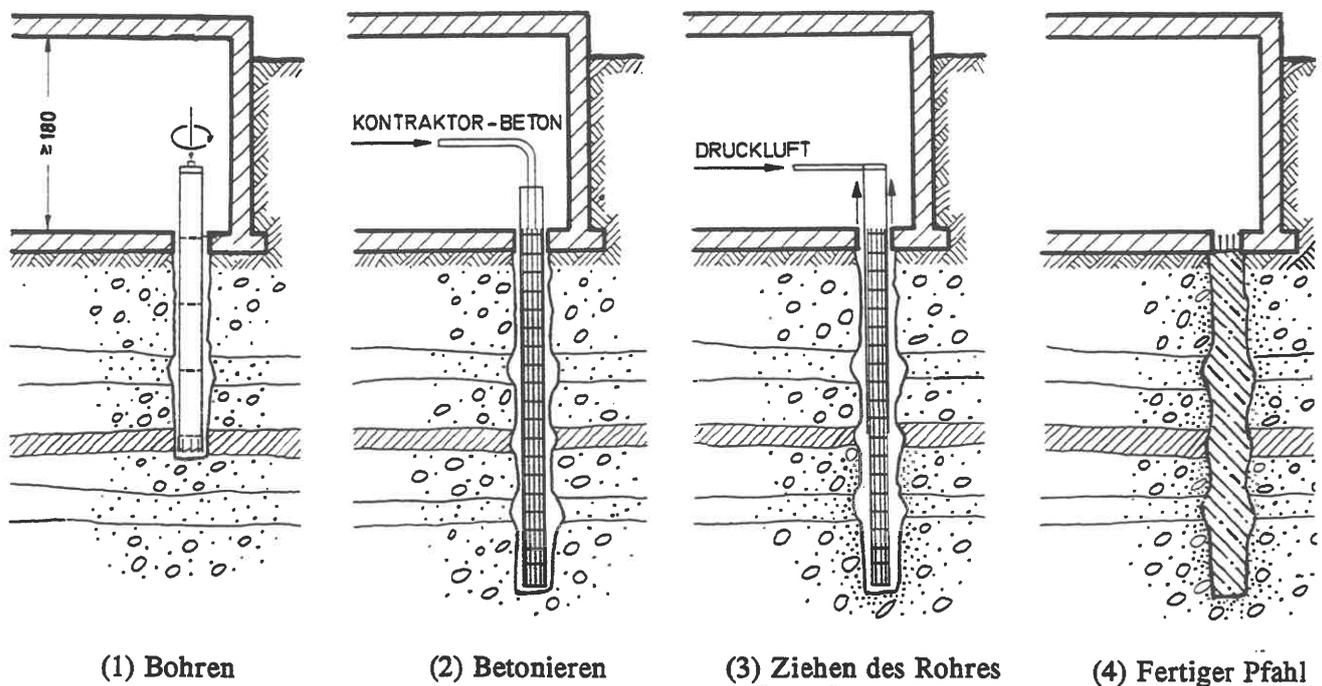


Bild K7.17 Herstellung eines Verpreßpfahls (Firmenbild Held & Franke)

Die Geräte haben eine so geringe Bauhöhe, daß die Pfähle noch bei einer Raumhöhe von nur 1,80 m hergestellt werden können, also etwa in einem Keller oder einem Stollen. Ein weiterer Vorteil ist die Möglichkeit, mit dem Bohrgerät auch Fels und Beton durchbohren zu können.

Bei den Verbundpfählen wird ein durchgehendes, vorgefertigtes Tragglied aus Stahl, Stahlbeton oder Spannbeton in das Bohrloch eingebracht. Die Kraftübertragung in den Baugrund wird durch Verpressen mit Beton oder Zementmörtel erreicht. Der Verbund kann sich auf den Lastübertragungsbereich beschränken; oberhalb genügt die Hohlraumfüllung mit Ton-Zement-Suspension.

Verpreßpfähle können extrem stark geneigt werden bis zu 75° gegen das Lot; allerdings müssen ab $\alpha = 15^\circ$ ausreichend steife Bohrrohre eingesetzt werden, um ein Durchhängen zu vermeiden. Außerdem muß die einwandfreie Säuberung, Entlüftung und Verpressung der Bohrungen gewährleistet sein, wenn die Pfähle flacher als $\alpha = 75^\circ$ sind.

.09 Pfahlkopfanschluß

Bild K7.18 (FRANKE 1992) ist eine Zusammenstellung der konventionellen konstruktiven Maßnahmen, um eine Pfahl Druck- oder -zugkraft in die Pfahlkopfplatte einzuleiten.

Nach Untersuchungen von LÄCHLER (1977) - und entsprechende Untersuchungen liegen von anderer Seite auch für Spundbohlen vor - erübrigt sich jedoch selbst bei Stahlpfählen eine besondere Kopfplatte, da die Festigkeit des Stahlbetonkörpers, in den der Pfahl einbindet, sehr viel größer ist als die Festigkeit

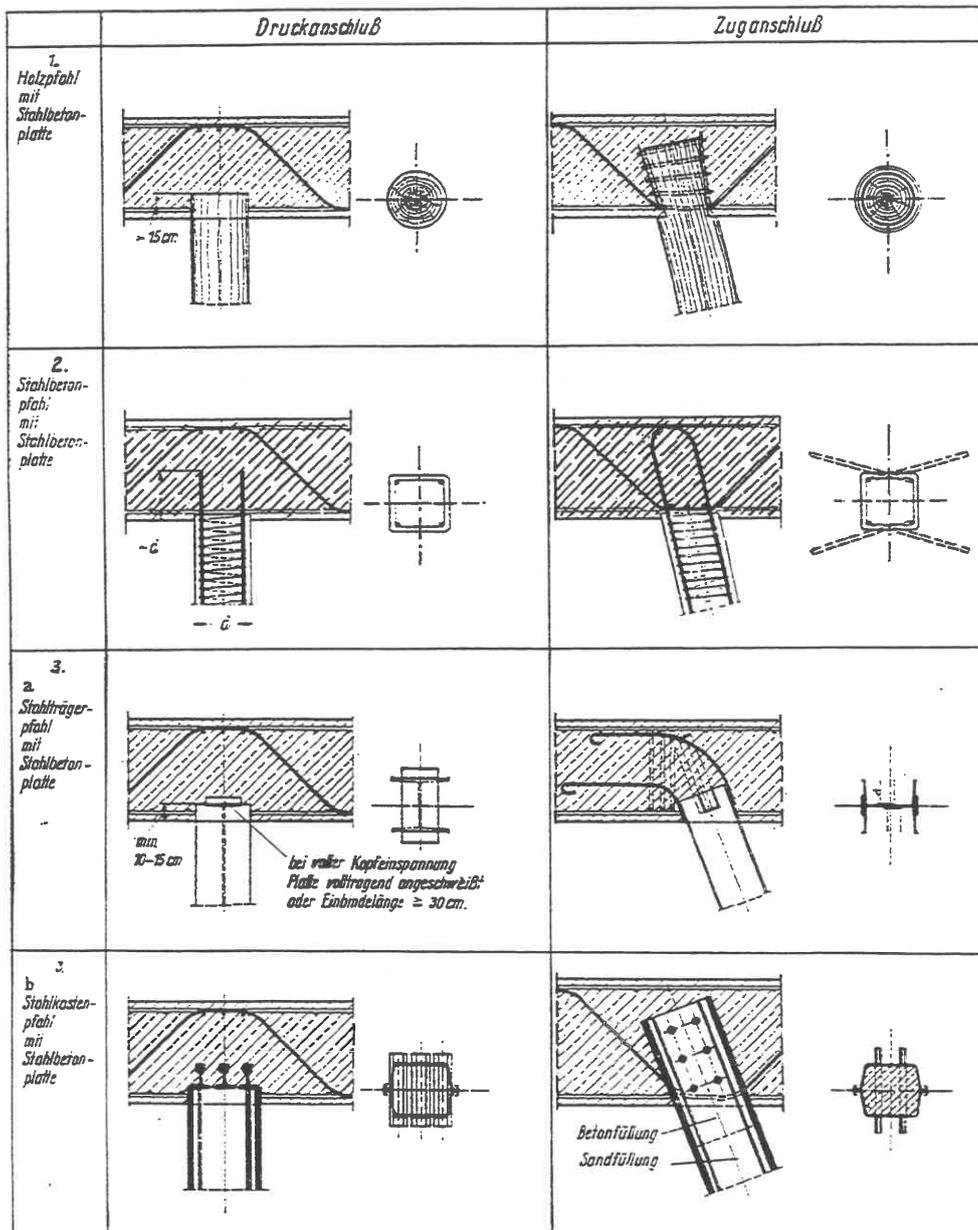


Bild K7.18

c. Verpreßpfähle (DIN 4128)

Mindestabstand: 0,80 m.

Die Mindest-Einbindetiefe ist für alle Pfahlarten 3 m, es sei denn, daß der Pfahl auf Fels steht oder ein besonderer Nachweis (Probelastung) geführt wird. Auch bei Fels sollte indessen nicht unter 0,5 m Einbindetiefe gegangen werden. Für Bauhilfsmaßnahmen gelten diese Forderungen nicht.

Schrifttum zu K7

Arbeitskreis Ufereinfassungen (1990): Empfehlungen (EAU). 8. Auflage. Verlag Ernst und Sohn, Berlin.

DREES, G. (1991): Rammen und Ziehen. In: Grundbtschb. 4. Aufl., Teil 2, Kap.2.7. Verlag Ernst und Sohn, Berlin.

FRANKE, E. (1992): Pfähle. In: Grundbtschb. 4. Aufl., Teil 3, Kap.3.3.. Verlag Ernst und Sohn, Berlin.

HORNUNG, J. (1976): Das Bohrpreßverfahren - geräuscharme und erschütterungsfreie Spundwandrammung. Baumaschine Bautechnik 23, S. 101 - 113.

LÄCHLER, W. (1977): Beitrag zum Problem der Teilflächenpressung bei Beton am Beispiel der Pfahlkopfanschlüsse. Mitt. Baugrundinstitut Stuttgart Nr. 8.

SCHENCK, W. (1951): Der Rammpfahl. Verlag von W. Ernst und Sohn, Berlin.

SCHENCK, W. (1966): Pfahlgründungen. In: Grundbtschb. 2. Aufl.. Verlag von W. Ernst und Sohn, Berlin München Düsseldorf.

ULRICH, G. (1991): Bohrtechnik. In: Grundbtschb. 4. Aufl., Teil 2, Kap. 2.6. Verlag Ernst und Sohn, Berlin.

K10 Tonsuspension als Bauhilfsmittel

.01 Allgemeine Hinweise

Die in B10.06 erwähnte große Thixotropie der Montmorillonit-Tone wird in der Geotechnik ausgenutzt, um Hohlräume im Lockergestein für eine begrenzte Zeit zu stabilisieren. Das größte Wasserbindevermögen haben Na-Montmorillonite, die z.B. nach einem amerikanischen Fundort als Bentonit im Handel sind.

Anmerkung:

In Deutschland findet man bei Landshut Tone mit 40 - 60 % Ca-Montmorillonit, die durch künstlichen Basenaustausch in Na-Montmorillonit umgewandelt und als Tixoton verkauft werden.

Schon Mischungen von nur 3,5 - 6 % (Gew.) Bentonit mit Wasser ergeben eine Suspension, die im beruhigten Zustand geliert und eine gewisse Scherfestigkeit hat. Man spricht daher von einer plastischen Flüssigkeit, die eine statische und eine dynamische Fließgrenze hat, Bild K10.01. Die Qualitätsanforderungen an geotechnische Tonsuspensionen sind in DIN 4127 genormt.

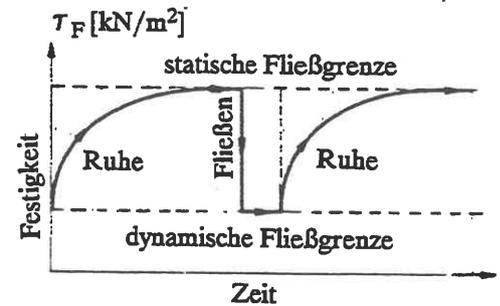


Bild K10.01 (LORENZ 1950)

Anmerkung:

Tonsuspensionen werden nach einer Erfindung von 1845 beim Tiefbohren als Bohrspülung eingesetzt, ab 1893 auch im Bergbau für das Abteufen von Schächten. Die erste Patentschrift auf geotechnischem Gebiet datiert von 1912 (WEISS 1967); die Praxis griff das Verfahren aber erst nach dem 2. Weltkrieg auf Grund der Arbeiten von LORENZ (1950) in Deutschland und VEDER (1950) in Italien auf.

.02 Stützwirkung

Bild K10.02 zeigt ein Volumenelement Boden (B), das durch eine Stützflüssigkeit (F) stabilisiert wird.

Der Druck der Stützflüssigkeit ist $\sigma_F = \gamma_F \cdot h_F$, wenn h_F die Druckhöhe von F ist. Im Boden steht Grundwasser mit der Höhe h_w an. Die nutzbare Druckdifferenz zwischen F und GW ist also

$$\Delta p = \gamma_F \cdot h_F - \gamma_w \cdot h_w.$$

F dringt über eine Länge s so tief in die Poren des Bodens ein, bis Δp bis auf die statische Fließspannung τ_F abgebaut ist. Damit ist ein "erforderliches Druckgefälle" $\Delta p/s$ definiert (DIN 4126). Es muß so groß sein, daß die unter der Auftriebswichte γ' des Bodens stehende Erdwand nicht versagt. Aus dem Gleichgewicht der auf einer vertikalen Gleitfläche potentiell abrutschenden Bodenscheibe (DIN 4126, s.a. dazu STOCKER/WALZ 1991) ergibt sich als erforderliches Druckgefälle $\Delta p/s = \gamma' \cot \varphi'_d$, wo s die (unbekannte) "Stagnationslänge" (WEISS 1967, MÜLLER-KIRCHENBAUER 1977) und φ'_d der Bemessungswert des Winkels der inneren Reibung von B sind. Damit lautet die Grenzzustandsgleichung:

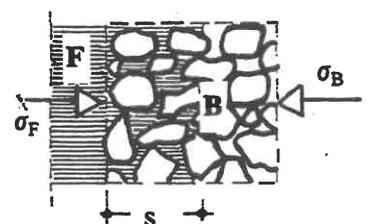


Bild K10.02

$$\gamma' \cdot \cot \varphi'_d - f_{0d} = 0$$

(K10/01).

Das vorhandene Druckgefälle f_{0d} ist nach experimentellen Untersuchungen von RUPPERT (1980):

$$f_{0d} = a \cdot \tau_F / d_{10}$$

(K10/02).

a ist der Anstieg der Geraden in Bild K10.03.

Wegen der thixotropen Eigenschaft von F definiert DIN 4126 τ_F als die Fließgrenze nach einer Ruhezeit von 1 min.

Für eine konstante Druckhöhe ist f_0 der Reziprokwert der Filterlänge s , die somit bei Tonböden so klein wird, daß man entweder überhaupt keine Suspension zur Stabilisierung benötigt oder die Suspension sich wie ein dünner Film auf die Erdwand legt. Umgekehrt besteht in grobklastischen Haufwerken das Risiko, daß sich keine endliche Filterlänge einstellt; die Suspension also wegläuft. Man muß dann versuchen, durch Füllmittel die Filterwirkung zu verbessern (Feinsand, Asche, Häcksel u.a.m.). Da die Suspension in der Regel mehrfach eingesetzt werden soll und daher wiederaufbereitungsfähig bleiben muß, darf das Füllmittel nicht so beschaffen sein, daß es sich nicht wieder separieren läßt.

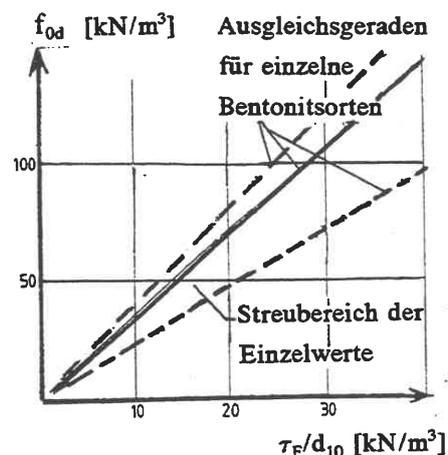


Bild K10.03 (RUPPERT 1980)

.03 Bestimmung der Fließspannung

Die statische und die dynamische Fließspannung werden in einem Rotationsviskosimeter gemessen, das ist, Bild K10.04, eine Labor-Flügelsonde mit einer Einrichtung zur Messung des Drehmoments bei eingprägter Drehgeschwindigkeit. Da die Viskosität der Suspension temperaturabhängig ist, muß die Versuchstemperatur festgelegt (üblich: 20°) und konstant gehalten werden.

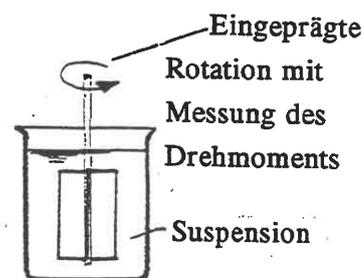


Bild K10.04

Bild K10.05 zeigt Versuchsergebnisse für eine 5 %-ige Tonsuspension. Die Rührzeit zwischen den Messungen von τ_F und τ_{Fr} war 30 min (KÄRCHER 1968).

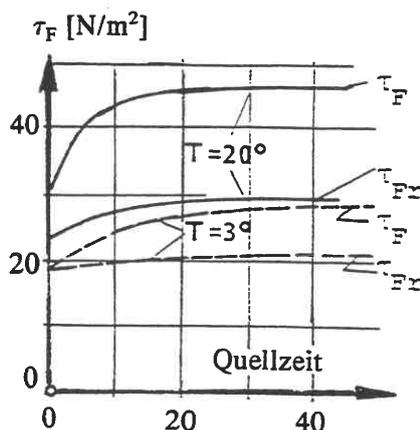


Bild K10.05 (KÄRCHER 1968)

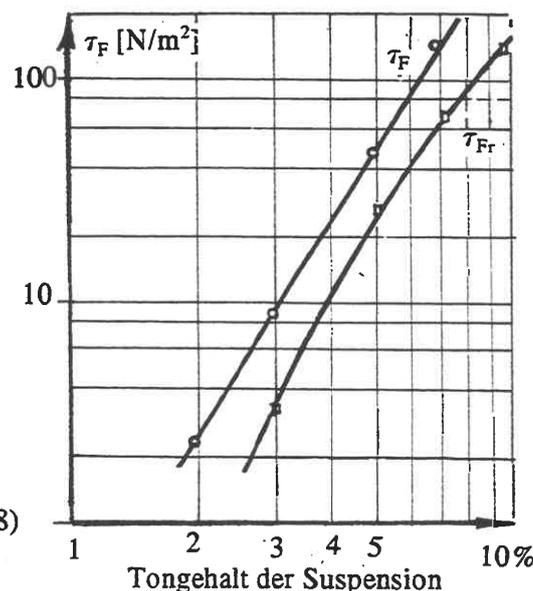


Bild K10.06
(KÄRCHER 1968)

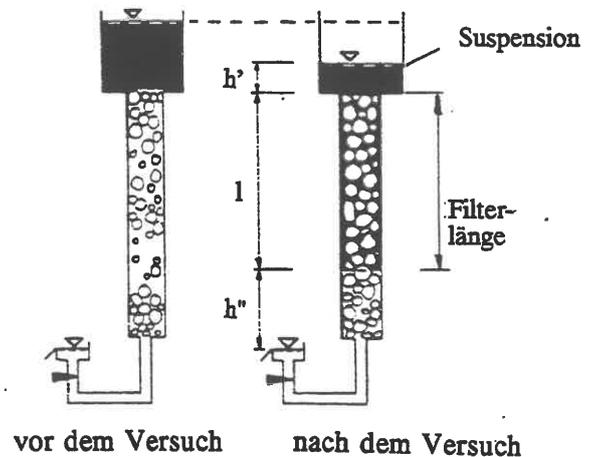
Die Fließspannung hängt vom Tongehalt der Suspension ab, wie Bild K10.06 zeigt: etwa 1 % mehr Ton führen zu einer Verdopplung der Fließspannung.

.04 Experimentelle Bestimmung des Stagnationsgefälles f_0

Das Stagnationsgefälle kann auch direkt im Labor für einen nichtbindigen Boden und eine gewählte Suspension in einem Durchlaufzylinder (Permeameter nach MÜLLER-KIRCHENBAUER 1969) bestimmt werden, Bild K10.07. Dabei wird für h_F eingesetzt:

$$h_F = h' + l + h'' \cdot (\gamma_w / \gamma_F) \quad (K10/03).$$

Bild K10.07
(MÜLLER-KIRCHENBAUER 1977)



.05 Bestimmung der Quellzeit

Wegen der aus Bild K10.05 ersichtlichen großen Abhängigkeit der Fließspannung von der Temperatur, die im Labor gewöhnlich höher ist als auf der Baustelle, muß der Baustelle auf Grund eines Vorversuchs auch die Quellzeit bekanntgegeben werden, das ist die Zeit, die bis zum Erreichen des Endwertes von τ_F erforderlich ist. Sie beträgt in der Regel 36 h und läßt sich nicht nur durch erhöhte Mischtemperatur, sondern auch durch Steigern der Mischzeit verkürzen, z.B. bei Verdopplung der Mischzeit auf 12 h.

.06 Bestimmung der Suspensions-Stabilität

Die Tonsuspension zerfällt entweder durch Sedimentation in ihre einzelnen Phasen oder sie gibt unter Druck an einer durchlässigen Grenzfläche Wasser ab: Filtration. Die Stabilität der Suspension wird deswegen im Labor überprüft und durch die bei einer Spannung von 1 bar und bei 20°C ausgepreßte Wassermenge Q_F [cm³] gemessen, Bild K10.08.

Die Suspensions-Stabilität ist auch sehr stark vom pH-Wert des Grundwassers abhängig, d.h. von der Ionen-Konzentration. Der Wert soll zwischen 7,0 und 9,5 liegen. Bei Arbeiten an der Meeresküste ist das nicht einzuhalten, und es besteht die Gefahr, daß die Suspension ausflockt. Um das zu verhindern, muß ein chemisches Zusatzmittel wie Antisol, eine organische Verbindung, beigegeben werden.

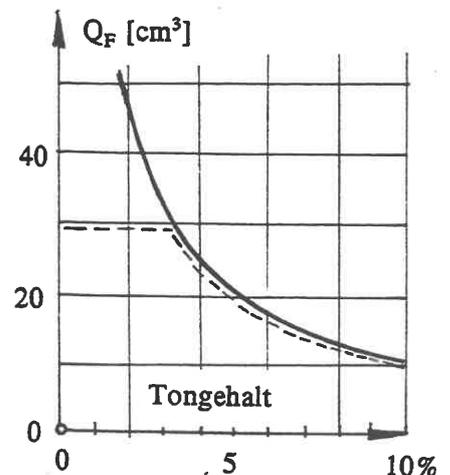


Bild K10.08 (KÄRCHER 1968)
(nach DIN 4126 zulässiger Bereich gestrichelt)

.07 Wahl der Suspension

Bei der Festlegung der Rezeptur für eine Tonsuspension sind folgende Gesichtspunkte gegeneinander abzuwägen:

1. Aus statischen Gründen soll die Wichte γ_F hoch sein. Da die Wichte normalerweise wenig variabel ist, wird in Sonderfällen versucht, sie durch Zugabe von Füllstoffen hoher Wichte zu erhöhen, Bild K10.09 (g - Füllstoffzuschlag je Volumeneinheit).

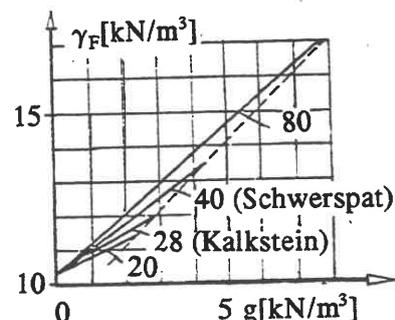


Bild K10.09 (KÄRCHER 1968)

2. Mit Rücksicht auf die Verarbeitbarkeit in der Mischanlage darf γ_F nicht zu groß werden.

3. Um zu große Sickerverluste zu vermeiden, sind kleine Eindringlängen s erwünscht (s. K10.02). Das bedeutet nach Gl. (K10/02) für grobkörnige Böden hohe statische Fließspannungen.

4. Aus dem gleichen Grund wie (3) sollen auch die Verluste beim Baggern des Schlitzes klein, also die dynamische Fließspannung τ_{Fr} klein sein, die Thixotropiezahl (das Verhältnis τ_{Fr}/τ_{Fr}) also groß.

Bild K10.10 zeigt ein Diagramm von KÄRCHER (1968) mit den erforderlichen Grenzwerten als Funktion des Korndurchmessers d_{25} des zu stützenden Bodens.

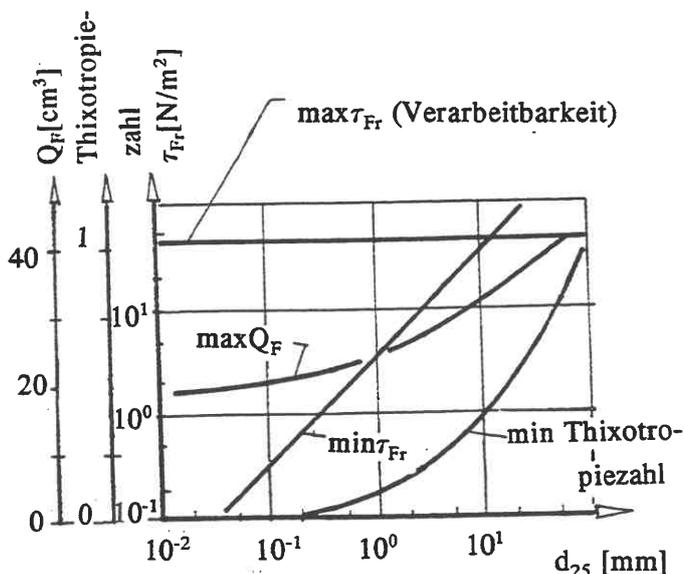


Bild K10.10 (KÄRCHER 1968)

5. Da der Greifer des Baggers gewöhnlich im freien Fall durch die Suspension den anstehenden Boden lösen muß, darf γ_F vor allem bei größeren Grabtiefen nicht zu groß werden. Das spielt besonders eine Rolle, wenn Dichtungswände im Einphasenverfahren aus Ton-Zement-Suspension hergestellt werden sollen.

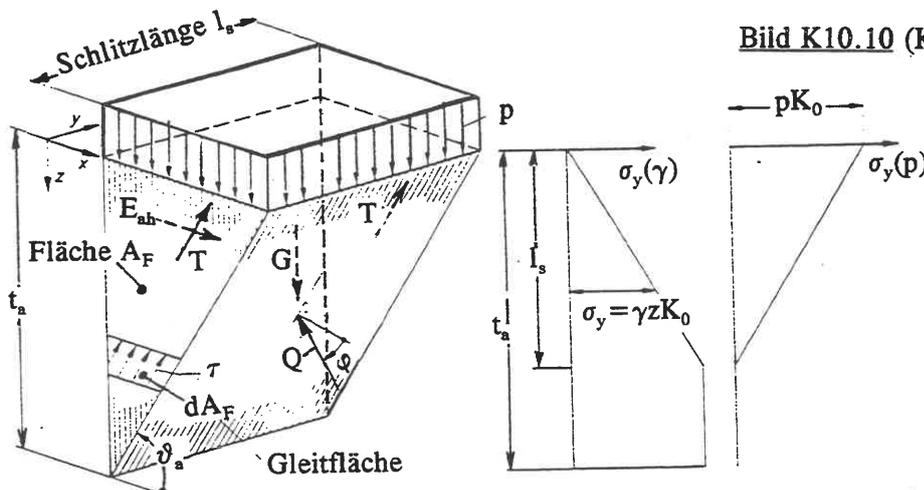


Bild K10.11 Ansatz der stützenden Schubspannungen in den dreieckförmigen Flankenflächen des Bruchkörpers: $T = \int \tau \cdot dA_F$; $\tau = c + \sigma_y \cdot \tan \varphi$

.08 Globale Standsicherheit

Schlitzte, die neben Bauwerken abgeteufelt oder durch Verkehrslasten auf der Geländeoberfläche beansprucht werden, können nur in begrenzter Länge stabilisiert werden, weil diese Lasten zusätzliche Erddrücke verursachen, die nur durch Spannungsüberlagerungen im Sinne einer Gewölbewirkung neben dem Schlitz in den Boden übertragen werden können. Auch in Bauwerkswänden werden sich solche inneren Gewölbe ausbilden.

In DIN 4126 wird ein einfacher Erddruckansatz für einen räumlichen Bruchkörper angegeben, Bild K10.11. Dabei wird angenommen, daß auf die Seitenflächen A_F des Bruchkörpers der Ruhedruck wirkt. Vgl. Angaben in E5.32.

.09 Bauvorgang

Die Breite der Schlitzwand richtet sich nach der Arbeitsbreite des Greifers bzw. der Fräse. Sie beträgt 40 - 100 cm, im Regelfall 60 cm. Die Bauphasen sind beim Greiferbetrieb (Bild K10.12):

1. Herstellen der etwa 1 m tiefen Leitwände aus Stahlbeton- oder Stahl-Fertigteilen oder in ganzer Länge örtlich betoniert. Sie sichern den oberen Teil des Schlitzes und geben dem Greifer die notwendige Führung.

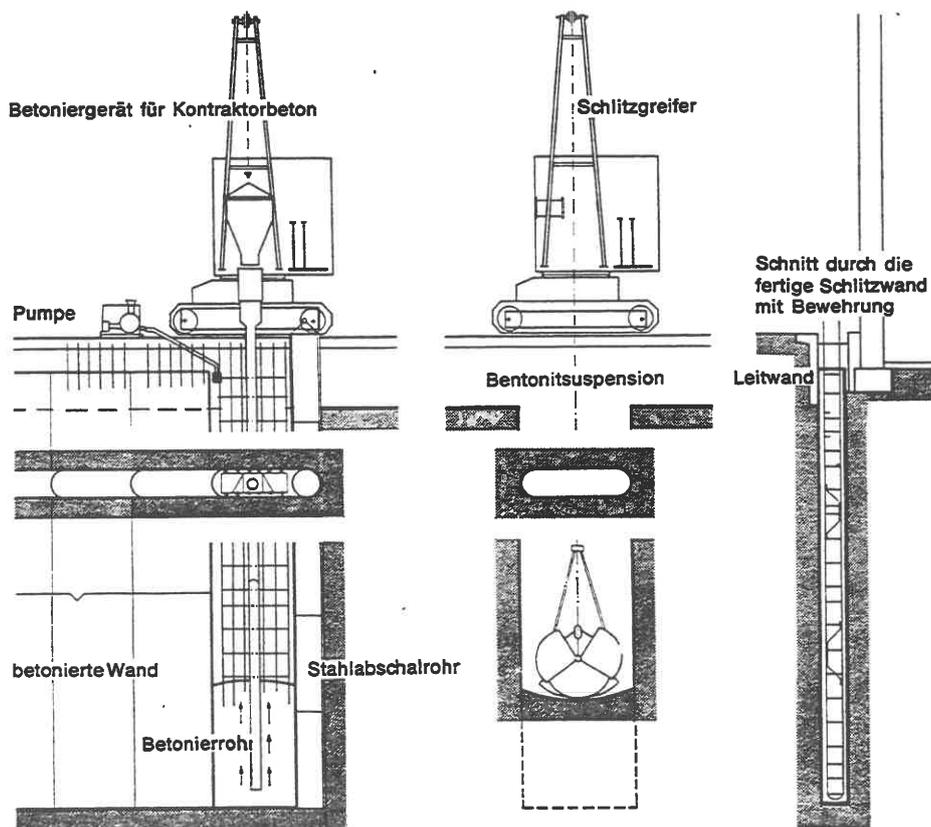


Bild K10.12 Herstellen einer Schlitzwand im Greiferbetrieb
(Ph. Holzmann AG)

2. Bodenförderung im Greiferbetrieb (Seilgreifer oder Hydraulikgreifer, an Kelly-Stange geführt) bei gleichzeitigem Einfüllen der Tonsuspension (Spiegel der Schlämme darf nicht zu stark absinken). Falls Hindernisse die Bodenförderung blockieren, müssen sie zerbohrt oder zermeißelt werden.
3. Einsetzen der seitlichen Abschäl-Elemente (z.B. Rohre) und Umsetzen des Baggers zum übernächsten Schlitzwand-Abschnitt.
4. Einsetzen des Bewehrungskorbes, der mit einer Fußplatte, Abstandshaltern und einer zusätzlichen Gurtbewehrung in Höhe der späteren Anker, falls solche vorgesehen sind, ausgerüstet ist.

Anmerkung:

Falls der ausgebagerte Schlitz einige Tage stehen bleiben muß, ehe betoniert werden kann, muß die unvermeidliche Volumenverminderung der Suspension (bis zu 10 %) infolge Wasserabgabe durch Nachfüllen ausgeglichen werden.

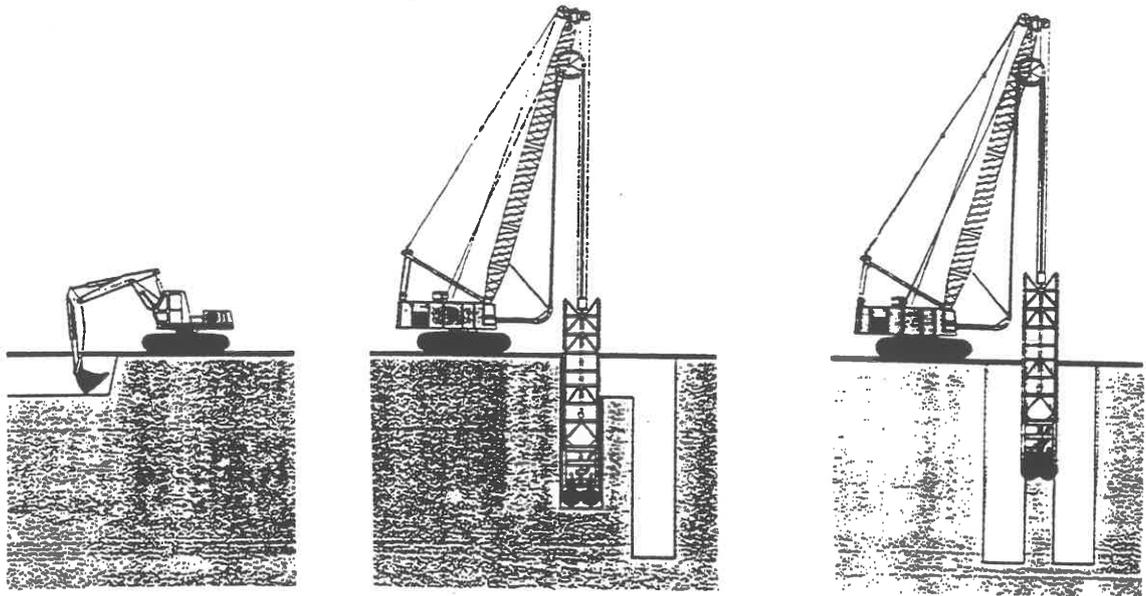
5. Einfüllen des Kontraktorbetons (300 kg/m^3 Zement), durch den die Schlämme nach oben verdrängt wird (kein Risiko der Durchmischung; auch die Haftung des Betons an der Bewehrung wird nicht beeinträchtigt). Nach kurzem Abbinden des Betons werden die Abschäl-Elemente gezogen.
6. Die verdrängte Suspension wird aufgefangen und in eine Aufbereitungsanlage zurückgepumpt, in der die grobkörnigen Bestandteile abgeschieden werden. Auf diese Weise kann die Suspension beliebig oft wiederverwendet werden. Am Ende des Bauvorgangs wird sie in die Kanalisation gepumpt; die Übergabe an Deponien kommt nicht in Frage, da die Konsolidierung Jahre beansprucht.

Bei großen Tiefen (bis zu 120 m ausgeführt) werden Schlitz in den Boden eingefräst (STOCKER/WALZ 1992), wobei das an der Sohle gefräste Bodenmaterial mit der Stützflüssigkeit hydraulisch zu Tage gefördert wird. Die gefrästen Lamellen überlappen sich, so daß saubere Arbeitsfugen gewährleistet sind. Bild K10.13 zeigt den Arbeitsablauf beim Einsatz einer Schlitzwand-Fräse.

Die Erfahrung hat gezeigt, daß die Verformung des Bodens bei Stützung durch eine Tonsuspension ganz wesentlich vermindert wird. Daher lassen sich Schlitz dicht neben einer bestehenden Bebauung abteufen. Aus diesem Grund ist sogar das Schlitz des Bodens in Kreuz- oder in T-Form ausführbar. Weitere Vorteile sind die niedrigen Geräusch- und Erschütterungspegel bei der Ausführung von Schlitzwänden. Zu den Konstruktionsformen siehe H2.06.

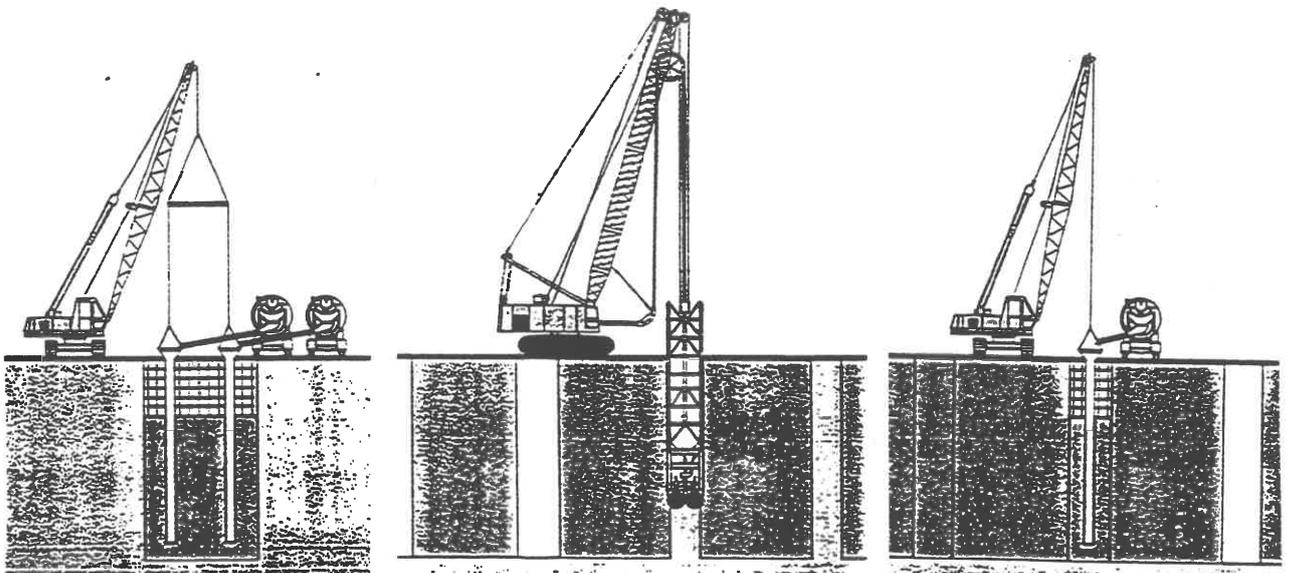
Schrifttum zu K10

- KÄRCHER, K. (1968): Über Suspension für Bentonitschlitzwände. Techn. Nachrichten Ph.Holzmann AG, Nr.5.
- KARSTEDT, J./ RUPPERT, F.R. (1980): Standsicherheitsproblem bei der Schlitzwandbauweise. Baumaschine u. Bautechnik, S. 327 - 334.
- LORENZ, H. (1950): Über die Verwendung thixotroper Flüssigkeiten im Grundbau. Die Bautechnik 27, S. 313 - 317. Ferner: Patentschriften aus 1950, 1951.
- MÜLLER-KIRCHENBAUER, H. (1969): Untersuchungen zur Eindringung von Injektionsmassen in porigen Untergrund und zur Auswertung von Probeverpressungen. Veröff. Inst. Bodenmech. Felsmech. Universität Karlsruhe, Heft 39.



1. Mindestens 2,5 bis 3 m Voraushub

2. Fräsen eines Primär-Schlitzes

3. Betonieren des
Primär-Schlitzes

4. Fräsen und Betonieren eines Sekundärschlitzes

Bild K10.13 Herstellen einer Schlitzwand im Fräsbetrieb (Bauer Spezialtiefbau GmbH)

- MÜLLER-KIRCHENBAUER, H. (1977): Stability of Slurry Trenches in Inhomogeneous Subsoil. Proc. IX. ICSMFE Tokyo, II, S. 125 - 132.
- RUPPERT, F.-R. (1980): Bentonitsuspensionen für die Schlitzwandherstellung. Tiefbau, Ingenieurbau, Straßenbau H.8, S. 684 - 686.
- STOCKER, M./ WALZ, B. (1992): Pfahlwände, Schlitzwände, Dichtwände. In: Grundbtschb. 4. Aufl., Teil 3, Kapitel 3.7. Verlag Ernst & Sohn, Berlin.
- VEDER, Ch. (1950): Österreichisches Patent Nr. 176800 Klasse 84/11.
- WEISS, F. (1967): Die Standfestigkeit flüssigkeitsgestützter Erdwände. Bauingenieur-Praxis Heft 70. Verlag W. Ernst u. Sohn, Berlin, München.

K 11 Anker

.01 Allgemeine Hinweise

Ein Anker ist eine zugfeste Seilverbindung, durch die zwei Punkte in ihrer räumlichen Lage zueinander in der Verankerungsrichtung festgelegt werden. In der Geotechnik liegen Anker innerhalb des Bodens, so daß die beiden fixierten Punkte ein Teilvolumen des Bodens zusammendrücken. Von den beiden Punkten liegt mindestens einer, der Spannungspunkt, auf einer freien Oberfläche oder Wandfläche, während sich der zweite, der Ankerpunkt, im Innern des Bodenvolumens befinden kann.

Der Spannungspunkt wird in der Form des Ankerkopfes realisiert, der seine Kraft über eine massive Platte oder einen Balken auf den Boden überträgt. Der Ankerpunkt wird entweder konstruktiv wie ein Spannungspunkt oder über eine in den Boden eingesetzte Ankerplatte (oder -wand) oder durch einen Verpreßkörper hergestellt, Bild K11.01.

Im Bild oben ist das Fangedamm-Prinzip (vgl. H2.12) mit zwei Spannungspunkten = Ankerpunkten skizziert, bei dem der Anker ein Rundstahl mit aufgewalztem Gewinde ist (Spundwandanker). Die untere Skizze zeigt den Verpreßanker, der abgesehen von Spundwandverankerungen heute die Regel ist. Dabei wird unterschieden:

- nach der Bodenart:

Felsanker - Erdanker;

- nach der Nutzungsdauer:

Temporäranker für eine Nutzungsdauer bis zu 2 Jahren -

Permanentanker.

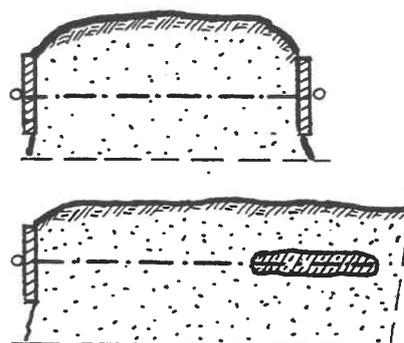


Bild K11.01

Hinsichtlich der Tragfähigkeit wird unterschieden zwischen der Tragfähigkeit im Zugglied selbst und der äußeren Tragfähigkeit des Ankers im Boden. Als drittes kommt die Standsicherheit des Systems Anker + Bodenvolumen hinzu. Die technischen Regeln für geotechnische Anker enthält DIN 4125.

.02 Herstellungsverfahren

Spundwandanker werden entweder an der frei im Wasser stehenden, noch unbelasteten Spundwand montiert oder, im Fall der zunächst voll im Boden steckenden Spundwand, auf dem anstehenden Boden verlegt.

Eine sehr viel allgemeinere Anwendung im Grundbau finden Verpreßanker, d.h. Ankerstähle, die ihre Kraft über einen Verpreßkörper als Ankerpunkt in den Boden übertragen. Sie erfordern eine Bohrarbeit (\varnothing 80 - 150 mm), die in jeder räumlichen Richtung und in Längen bis über 30 m ausführbar ist. Aus Herstellungsgründen gibt man den Ankern, die in offener Bohrung verpreßt werden sollen, ein Gefälle von 10° . Wenn das (z.B. im Tunnelbau) nicht möglich ist, muß die Bohrung vor dem Verpressen verdämmt werden.

Bild K11.02, übernommen von OSTERMAYER (1991), stellt die bohrtechnischen Möglichkeiten zusammen: verrohrte Bohrungen im Lockergestein mit geringer Kohäsion (a, b) und Wasserspülung bzw., bei

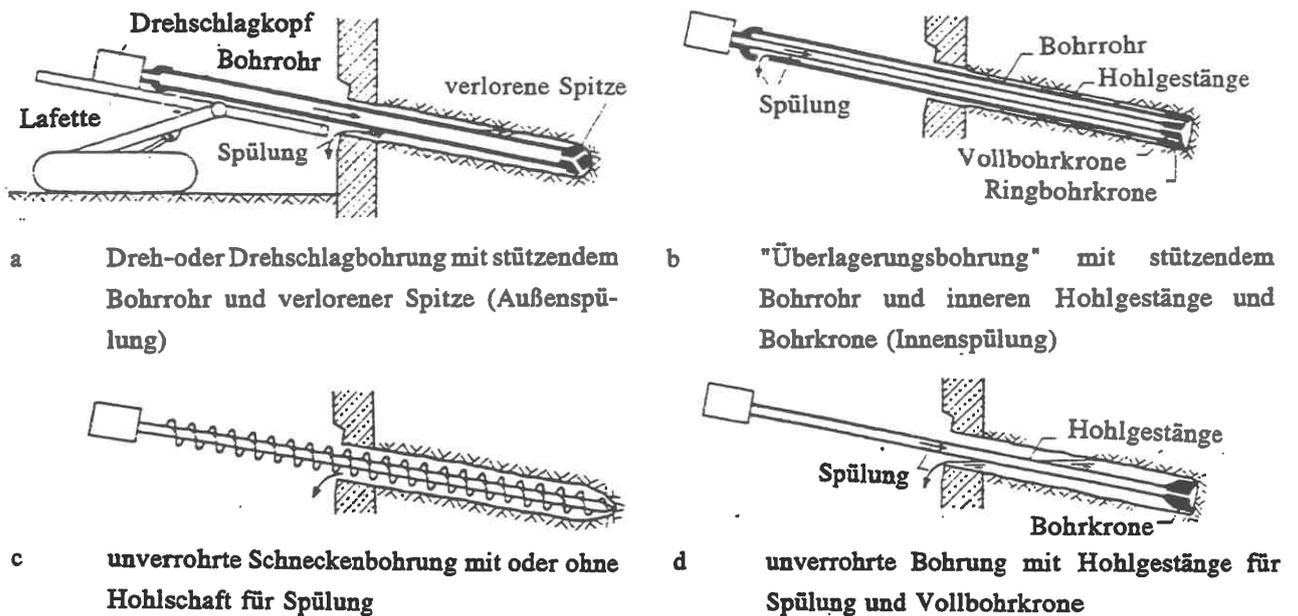


Bild K11.02 (OSTERMAYER 1991)

gegen Wasserzutritt empfindlichen Bodenarten, Luftspülung, wenn das Bohrklein nicht seitlich verdrückt werden kann, sondern herausgefördert werden muß. Eine Stabilisierung des Bohrlochs mit Tonsuspension nach K10 ist ebenfalls möglich. In gut standfesten Bodenarten kann auf eine Verrohrung verzichtet werden (Schneckenbohrung, c, oder Felsbohrungen, d).

Die Störung des Bodens durch das Bohren hat erfahrungsgemäß keinen Einfluß auf die Traglast eines Verpreßankers. Mit Richtungsabweichungen bis etwa 5 % im dichtgelagerten Lockergestein muß gerechnet werden.

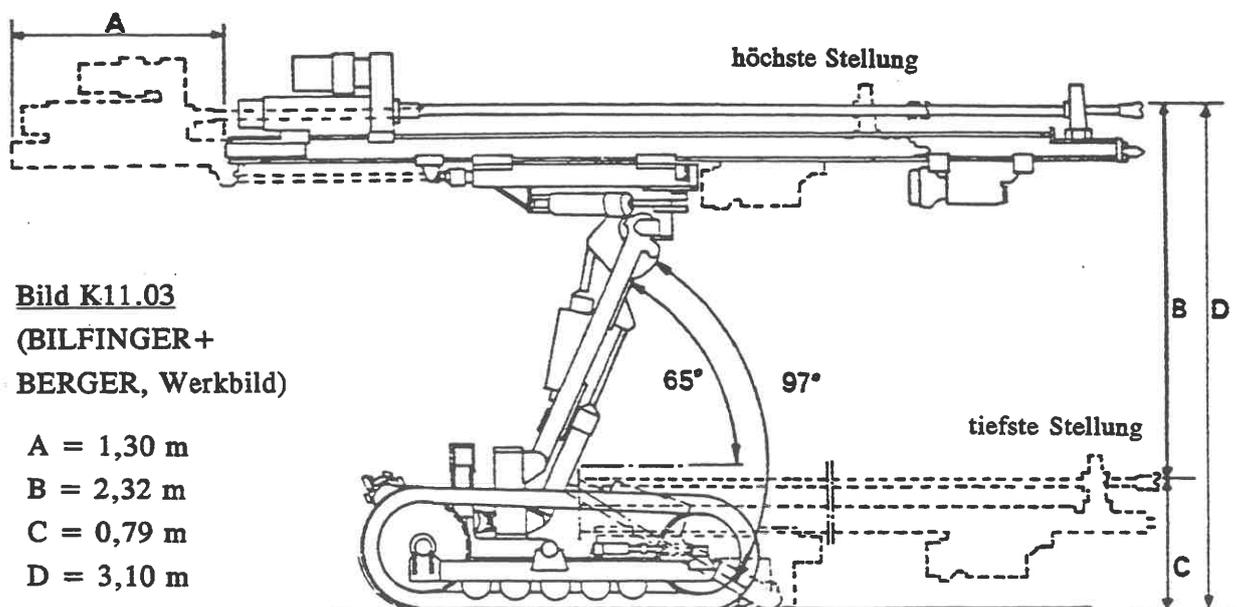


Bild K11.03
(BILFINGER + BERGER, Werkbild)

- A = 1,30 m
- B = 2,32 m
- C = 0,79 m
- D = 3,10 m

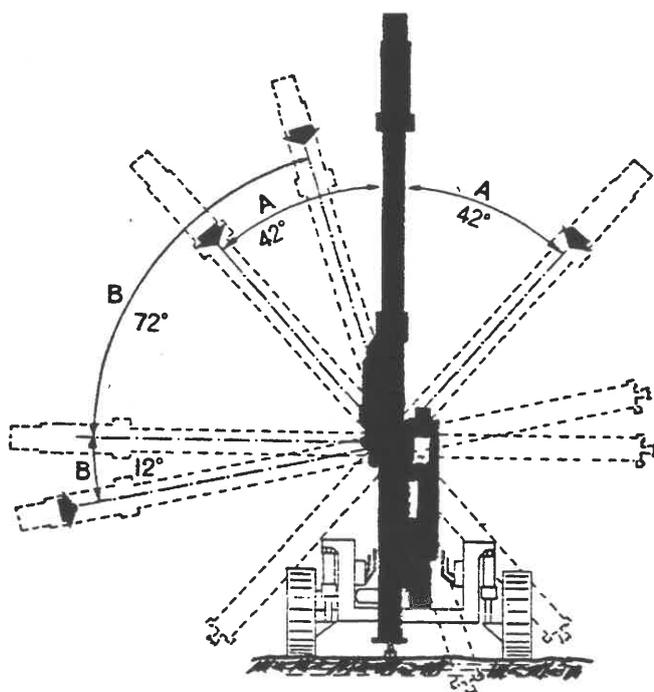


Bild K11.04 (Quelle wie K11.03)

Die Bilder K11.03 und K11.04 zeigen ein Beispiel für ein Ankerbohrgerät, um einen Eindruck von den Abmessungen und den Richtungsmöglichkeiten zu geben. Das Gerät hat ein Betriebsgewicht von 4,4 t, eine Aufstandfläche von 2,2 m (quer) × 2,5 m (längs) sowie eine Gesamtlänge von 5,63 m.

Im Bohrprotokoll sind die Beobachtungen des Bohrwiderstands, Spülwasserverbrauchs, Bohrklein-Anfalls usw. festzuhalten.

Anmerkung:

Eine Kontrolle des Bodens durch Beobachtung des Bohrkleins ist in der Regel nicht möglich.

Nach dem Bohren wird der Stahlzuganker eingeschoben und der Verpreßkörper durch Injizieren von Zementmörtel hergestellt. Um die Länge des Verpreßkörpers entsprechend den statischen Annahmen zu begrenzen, sind zwei Wege gangbar: a. am talseitigen Ende des Verpreßkörpers wird ein Packer gesetzt (im Fall einer Verrohrung muß diese so weit gezogen werden), s. K2; b. das Bohrloch wird zunächst voll verpreßt und anschließend bis auf den Verpreßkörper wieder freigespült.

Anmerkung:

Wegen der Vielzahl der auf dem Markt angebotenen Ankerpunkt-Konstruktionen wird hier darauf verzichtet, eine bestimmte Lösung darzustellen. Die Kraftübertragung erfolgt in jedem Fall entweder direkt über Schub durch den Verpreßkörper, wobei dort Zugrisse in Kauf genommen werden müssen, oder indirekt über eine Fußplatte o.ä., die sich auf den Verpreßkörper abstützt, so daß dieser auf Druck beansprucht wird.

Der Verpreßanker ist, je nach Zementart, nach 3 - 10 Tagen belastbar. Außerhalb des Verpreßkörpers wird der Raum zwischen Bohrlochwand und Anker entweder mit Sand oder Bentonit-Zement-Suspension geringer Festigkeit verfüllt.

.03 Korrosionsschutz

Der Korrosionsschutz bei Spundwandankern wird durch einen Dicken-Zuschlag gewährleistet. Bei Verpreßankern lassen sich mehrere Risikoklassen unterscheiden:

Klasse 1. Anker für temporäre Zwecke aus Baustahl oder Betonstahl mit $\varnothing > 16$ mm des einzelnen Stabes: kein besonderer Schutz erforderlich, falls das Grundwasser nicht aggressiv ist.

Klasse 2. Anker für temporäre Zwecke aus Baustahl oder Betonstahl mit $9,5 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 16 \text{ mm}$, Grundwasser nicht aggressiv: einfacher Korrosionsschutz in dem nicht vom Verpreßmörtel umschlossenen Teil des Ankers, z. B. durch eine Hostalen-Beschichtung des Ankerstahls im Herstellerwerk.

Das gleiche gilt für Anker aus Vorspannstahl.

Klasse 3. Temporäranker in aggressivem Grundwasser und Daueranker: Beschichtung auf ganzer Länge, also auch im Verpreßbereich, durch eine diffusionsdichte und korrosionsbeständige Ummantelung im Herstellerwerk oder durch ein Hüllrohr gleicher Eigenschaft, wobei der Ringraum mit einem dauerplastischen Stoff ausgepreßt wird. Eine Beschädigung der Korrosionsschutz-Maßnahme während des Transports, Einbau und Spannens muß ausgeschlossen sein.

Wegen der Einzelheiten sei auf DIN 4125 und die Zulassungsbescheide des Instituts für Bautechnik verwiesen.

Für Gebirgsanker gilt DIN 21521 Teil 1.

Besondere konstruktive Sorgfalt erfordert der Übergang vom Anker zum Ankerkopf: der gesamte Kopfbereich wird in eine hülsenartige Kammer eingeschlossen, die ebenfalls mit einem dauerplastischen Stoff ausgepreßt wird, siehe Bild K11.05.

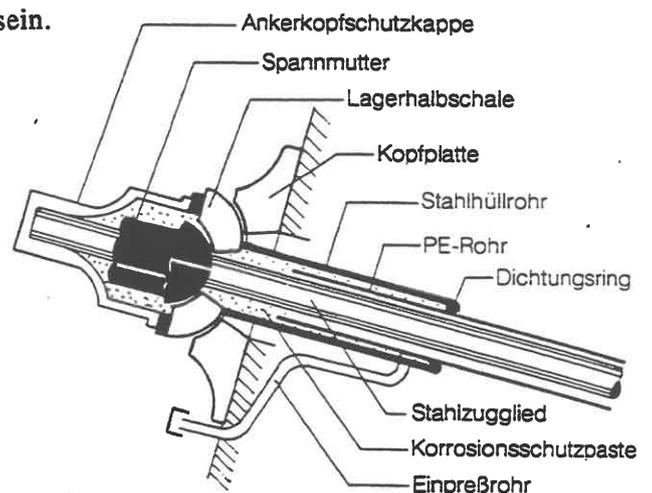


Bild K11.05 (Werkbild Bauer Schrobenhausen)

.04 Kraftübertragung vom Verpreßanker in den Boden

Der Verpreßkörper hat $100 - 150 \text{ mm } \varnothing$ und $4 \div 10 \text{ m}$ Länge und kann Zugkräfte in der Größenordnung von

- 1 MN im bindigen Boden;
- 1,5 MN im nichtbindigen Boden;
- 4 MN im Fels

übertragen: Um den Ankerkörper herum entwickelt sich im Boden ein Eigenspannungszustand, der ab etwa 4 m Abstand von der Geländeoberfläche nicht mehr von der Auflast abhängig ist, sondern nur noch von der Scherfestigkeit bei behinderter Dilatanz (WERNICK 1978). Von einer bodenmechanischen Berechnung der Ankerkraft ist abzuraten. Für leicht zu definierende Bodenarten wie Sand oder Kies gibt es inzwischen Erfahrungsdiagramme wie das in Bild K11.06 von OSTERMAYWER (1991). Sehr viel zurückhaltender sind Erfahrungsdiagramme für bindige Bodenarten anzuwenden.

Bild K11.07 kann allenfalls für Vorbemessungen verwendet werden und soll die Tendenz der abnehmenden Mantelreibung bei zunehmender Verpreßkörperlänge verdeutlichen. Insgesamt ist festzustellen:

1. Die Grenzlast eines Verpreßankers wächst mit der Scherfestigkeit, d.h. mit der Lagerungsdichte bzw. Konsistenz des Bodens.

2. Ungleichkörnige Sande tragen mehr als gleichkörnige.

3. Die Grenzlast wächst nicht linear proportional mit der Länge des Verpreßkörpers: Längen über 7 m sind wegen des progressiven Bruchs längs des Verpreßkörpers im allgemeinen unwirtschaftlich (OSTERMAYER/SCHEELE 1977).

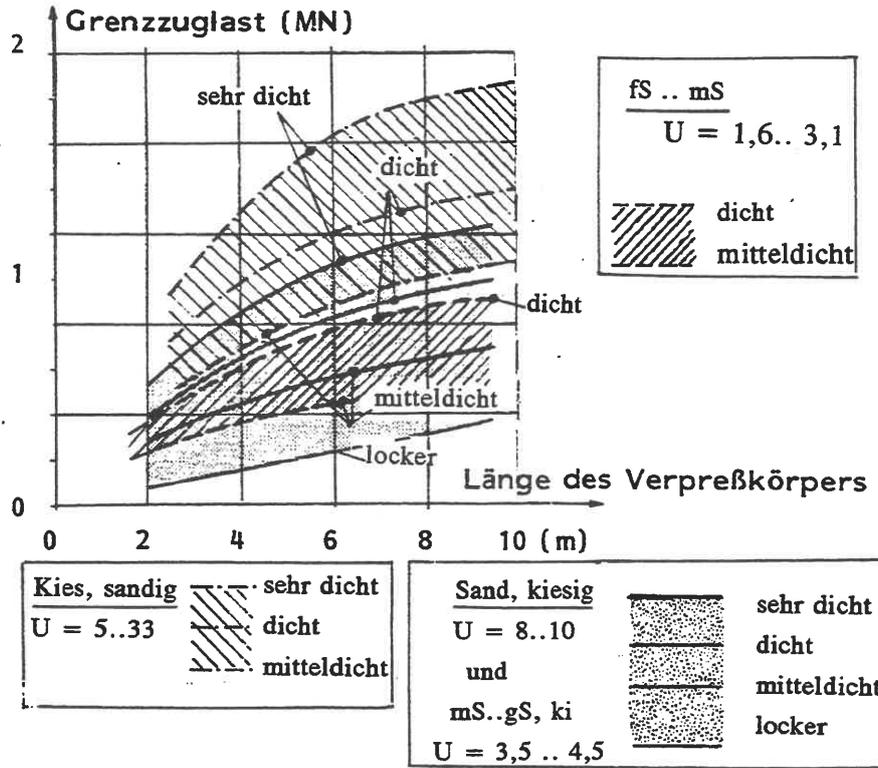


Bild K11.06

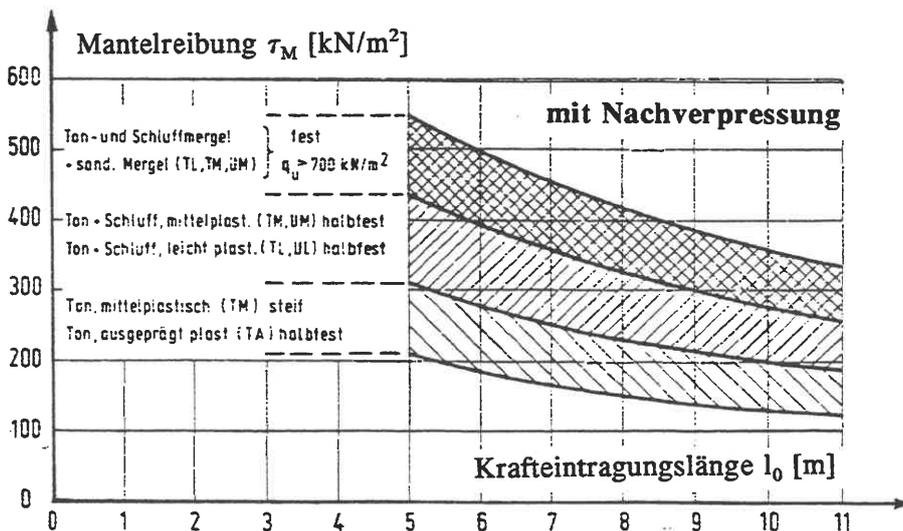
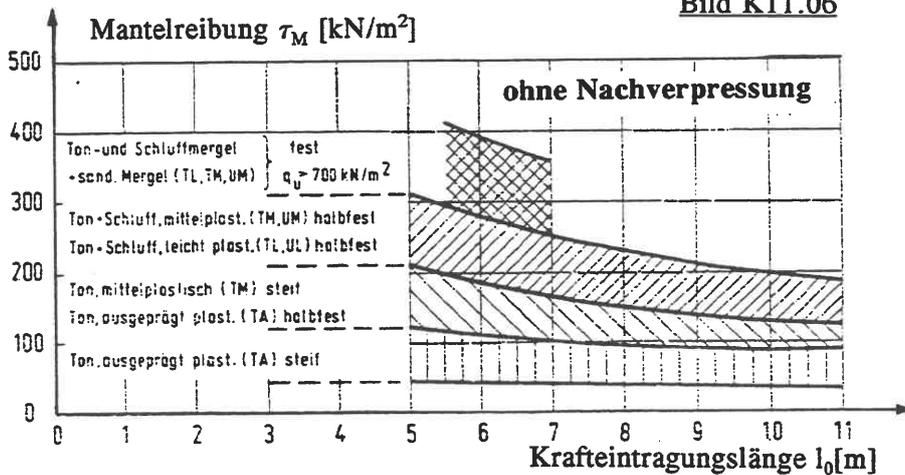


Bild K11.07
(OSTERMAYER 1991)

4. Bei nichtbindigen Böden ist der Durchmesser des Verpreßkörpers im Rahmen der gängigen Maße zwischen 100 und 150 mm ohne Einfluß auf die Grenzlast.
5. Im bindigen Boden nimmt die Nutzlast eines Ankers mit wachsender Plastizität ab.
6. Im bindigen Boden ist die Mantelreibung unabhängig vom Durchmesser des Verpreßkörpers, d.h. entgegen der Aussage 4 für nichtbindige Böden nimmt hier die Grenzlast mit dem Durchmesser zu.
7. Im bindigen Boden läßt sich die Tragkraft durch Nachverpressen beträchtlich erhöhen.

.05 Spannkraftverlust durch Kriechen

Wie bei der Pfahlprobelastung, siehe E4.03, muß auch bei Ankern nach DIN 4125 in Eignungs- und gegebenenfalls auch in den Abnahmeprüfungen auf der Baustelle kontrolliert werden, ob ihre Zugkraft durch Relaxation im Laufe der Zeit abnimmt. Man bestimmt auch hier das Kriechmaß

$$k_s = (s_2 - s_1) / \lg(t_2/t_1) \quad (\text{K11/01})$$

aus der Auftragung der Ankerkopfverschiebung s über dem Logarithmus der Zeit t . Bild K11.08 gibt Erfahrungsdaten für k_s . Es ist deutlich zu sehen, wie k_s exponentiell ansteigt, wenn bei Sand eine etwa 1,5-fache, bei Ton eine etwa 2-fache Sicherheit gegen Versagen überschritten wird. Bei zum Kriechen neigenden Böden wird deswegen die rechnerische Grenzlast nach einem Kriechmaß $k_s = 2$ mm festgelegt. Wenn dieser Wert z.B. bei Dauerankern (s.a. K11.06) auf 2/3 abgemindert wird, ist erreicht, daß unter der Gebrauchslast ein Kriechmaß von 0,6 mm nicht überschritten wird.

Anmerkung:

Ein Kriechmaß von 0,5 mm bedeutet anschaulich, daß der Ankerkopf im Zeitraum zwischen 30 min und 50 Jahren 3 mm nachgibt, was einem Kraftverlust von etwa 12 % bei einem Vorspannstahl 835/ 1030 entspricht.

Die Ankerkopf-Verschiebung s besteht aus

- der elastischen Dehnung des Ankers und Stauchung des Verpreßkörpers;
- der Herstellung des Schubverbunds zwischen Verpreßkörper und Boden;
- der Verformung des Bodenvolumens zwischen den Spannungspunkten.

Die beiden ersten Anteile spielen für k_s keine Rolle.

Auch die Häufigkeit einer Last (Schwell-Beanspruchung) kann die Gebrauchslast begrenzen. Dies wird analog zum Zeiteinfluß geprüft, indem man s als Funktion des Logarithmus der Lastwechsel aufträgt. Man erhält ein Schwellmaß k_n , das vor allem bei nichtbindigen Böden zu beachten ist. Eine Entfestigung ist nicht zu befürchten, wenn die Schwell-Last kleiner als 20 % der Gebrauchslast ist.

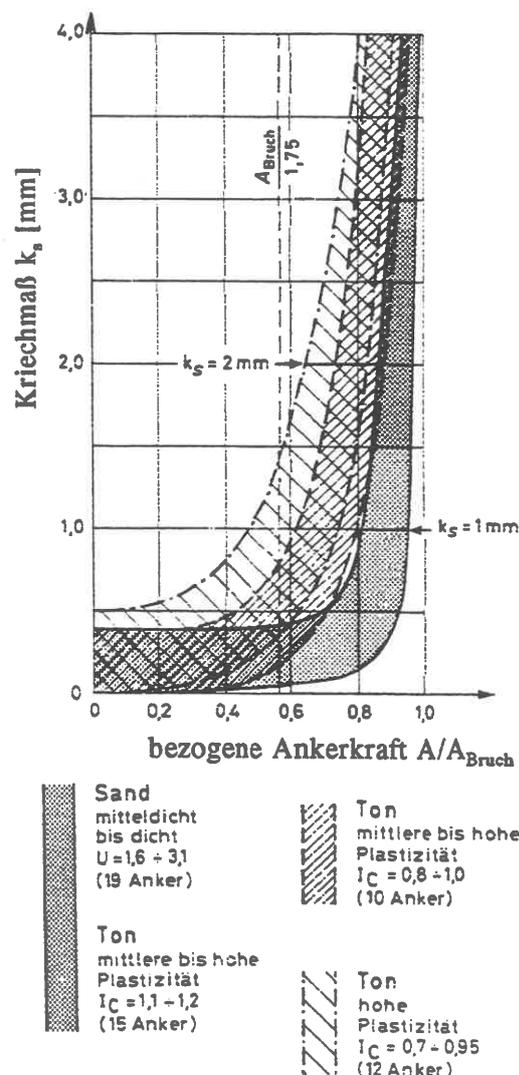


Bild K11.08 (OSTERMAYER 1991)

Über die Relaxation infolge dynamischer Lasten ist bisher wenig bekannt, doch wird man davon auszugehen haben, daß sich die Reduktion der Scherfestigkeit durch dynamische Lasten in entsprechendem Umfang auch auf die Ankerkraft auswirkt. Wenn dynamische Lasten möglich sind, muß so konstruiert werden, daß die Standsicherheit eines Tragsystems bei Ausfall der Anker noch über 1 liegt.

.06 Probelastungen

Spundwandanker können wie andere Stahlbau-Elemente auch ohne eine besondere Grundsatzprüfung eingesetzt werden.

Dagegen werden Verpreßanker nur zugelassen, wenn die einwandfreie Herstellbarkeit des Ankers durch amtlich überwachte Herstellung von Ankern in je einem nichtbindigen und einem bindigen Boden, mindestens 3 Stück, geprüft ist, wobei die Anker nach dem Versuch ausgegraben und einer Werkstoffprüfung unterzogen worden sein müssen.

Auf der Baustelle werden Eignungs- und Abnahmeprüfungen vorgenommen, Bild K11.09:

Eignungsprüfung: Kontrolle der Eignung des Ankers unter den speziellen Baustellenbedingungen an 3 Ankern, die im Gegensatz zur Grundsatzprüfung nicht ausgegraben zu werden brauchen.

Gemessen werden die Arbeitslinie und k_s .

Abnahmeprüfung: Jeder Temporäranker wird mit der 1,2-fachen, jeder Daueranker mit der 1,5-fachen Gebrauchslast geprüft, ehe er abgenommen werden kann. Bei Temporärankern wird außerdem jeder 20. Anker weiter belastet bis zur

- 1,33-fachen Gebrauchslast, wenn er Erdruchdruck,
- 1,50-fachen Gebrauchslast, wenn er aktivem Erddruck ausgesetzt ist.

Bei der Abnahmeprüfung wird auch aus dem Verschiebungsmaß s die freie Ankerlänge l_{fst} rückgerechnet, die aus statischen Gründen unbedingt einzuhalten ist. Da hierfür nur die elastische Dehnung des Ankers von Belang ist, muß man diese durch Entlasten und Wiederbelasten des Ankers bestimmen.

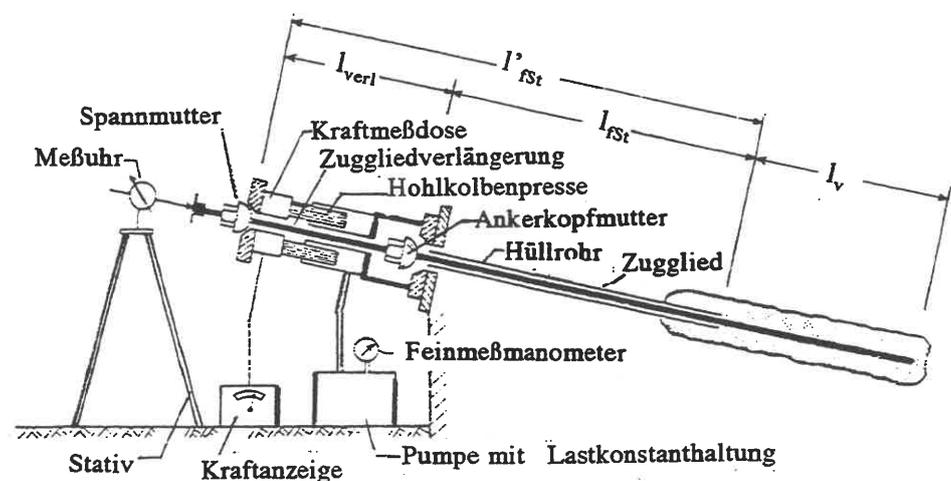


Bild K11.09 (OSTERMAYER 1991)

Nach der Abnahme werden die Anker auf die Vorlast (Festlegelast) gespannt und festgemacht. Sie entspricht maximal der Gebrauchslast, falls nicht zwecks Minimierung der Bodenverformungen

vorgespannt werden soll - dann geht man mit der Vorlast bis auf die 1,2-fache Gebrauchslast.

Aus den für die Eignungsprüfung in DIN 4125 vorgeschriebenen 3 Versuchsergebnissen ergeben sich der Mittelwert, der durch 1,3, und der kleinste der 3 Werte, der durch 1,1 zu teilen ist, um den charakteristischen Wert A_k der Ankerkraft zu bestimmen. Der Bemessungswert A_d ergibt sich daraus für Temporäranker über einen Partialsicherheitsbeiwert $\gamma_m = 1,25$, für Daueranker über $\gamma_m = 1,5$.

.07 Gegenseitige Beeinflussung von Anker

Wie aus Modellversuchen in Sand und theoretischen Überlegungen hervorgeht (WERNER 1975), braucht man eine gegenseitige Beeinträchtigung des Tragverhaltens bei Verpreßankern dann nicht mehr zu befürchten, wenn ihr Abstand größer ist als ihr 10-facher Durchmesser im Verpreßkörper. Eine Kontrolle der Gruppenwirkung wird bei Ankerabständen unter 1 m erforderlich ("Gruppenprüfung"). Es empfiehlt sich aber, mit dem Abstand nicht unter 1,5 m herunterzugehen, wenn sich das konstruktiv erreichen läßt.

Besondere Probleme dieser Art ergeben sich bei Wandecken durch einander kreuzende Ankerlagen, Bild K11.10. Die Verpreßkörper dürfen (a) nicht im aktiven Gleitkeil der parallel zu den Ankern verlaufenden Wand liegen; andernfalls müssen (b) die Zusatz-Erddrücke aus den Verpreßkörpern auf die Wand berücksichtigt werden.

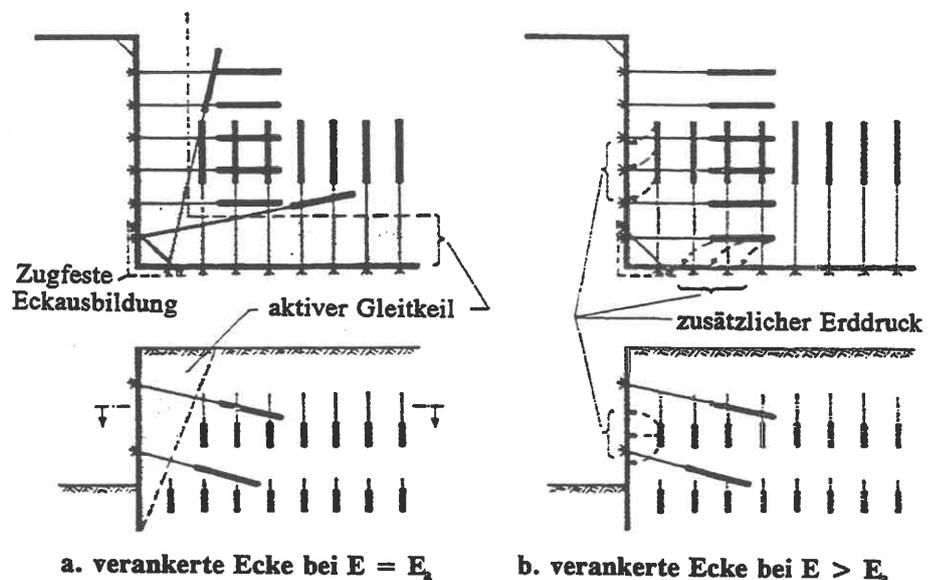


Bild K11.10 (OSTERMAYER 1991)

.08 Standsicherheit des rückverhängten Bodenvolumens

Bei der Untersuchung der Standsicherheit des aus Zugankern und dem vorgespannten Bodenvolumen bestehenden Systems müssen verschiedene Versagens-Möglichkeiten untersucht werden. Diese Nachweise sind unabhängig davon, ob es sich um Spundwandanker oder Verpreßanker handelt.

1. Versagen oberflächennaher Anker durch Grundbruch

(Bild K11.11) Nachweis, daß der Bemessungswert der Ankerkraft A durch die Differenz der Bemessungswerte von

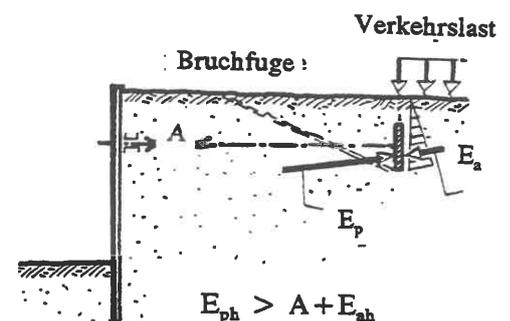


Bild K11.11

Erdwiderstand und Erddruck aufgenommen werden kann. Der Bruchkörper reicht am Ankerpunkt bis zur Geländeoberfläche, weil der Boden im Fall des Bruchs mitgenommen wird.

Bei Verpreßankern wird als Ankerpunkt der Schwerpunkt (praktisch: Mittelpunkt) des Verpreßkörpers angesehen.

Ein Versagen in dieser Form ist nicht mehr zu erwarten, wenn der Abstand des Ankerpunkts von der Geländeoberfläche die Größenordnung von 4 m erreicht.

Anmerkung:

Eine aus einzelnen Ankerplatten bestehende Reihe von Ankerpunkten wirkt bereits bei einem Abstand (quer zur Ankerrichtung) von der 2-3-fachen Ankerplattenbreite wie eine durchlaufende Wand (STRECK 1966).

Die Verkehrslast auf der Geländeoberfläche wird nur insoweit angesetzt, als sie den aktiven Erddruck auf die Ankerplatten ungünstig beeinflusst. Einen verwandten Fall des Versagens zeigt Bild K11.12: der Grundbruch, ausgelöst durch Zuganker im Boden.

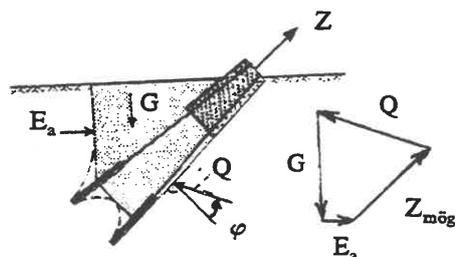


Bild K11.12 (OSTERMAYER 1991)

2. Versagen auf tiefer Bruchfläche (Bild K11.13)

Bei dem Versagen auf tiefer Bruchfläche handelt es sich um einen Geländebruch im Sinne von E6, vgl. mit Bild E6.23. Dabei ist offen, welche geometrische Form der Bruchfläche maßgebend ist. In der Praxis untersucht man häufig näherungsweise eine ebene Bruchfläche, die durch die geradlinige Verbindung des Ankerpunktes mit demjenigen Punkt F der zu verankernden Wand festliegt, der sich bei freier Fußlagerung ergeben würde (ARBEITSKREIS UFEREINFASSUNGEN 1990): "Nachweis der tiefen Gleitfuge".

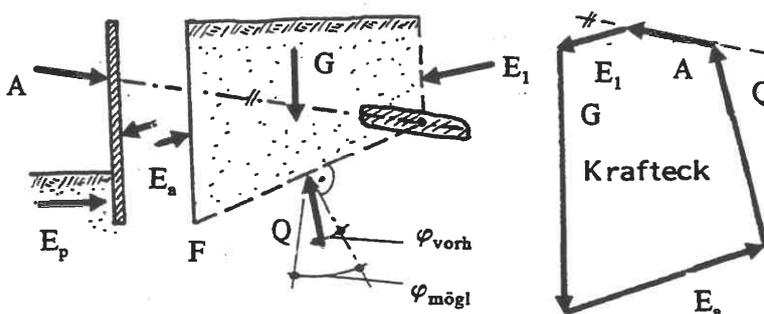
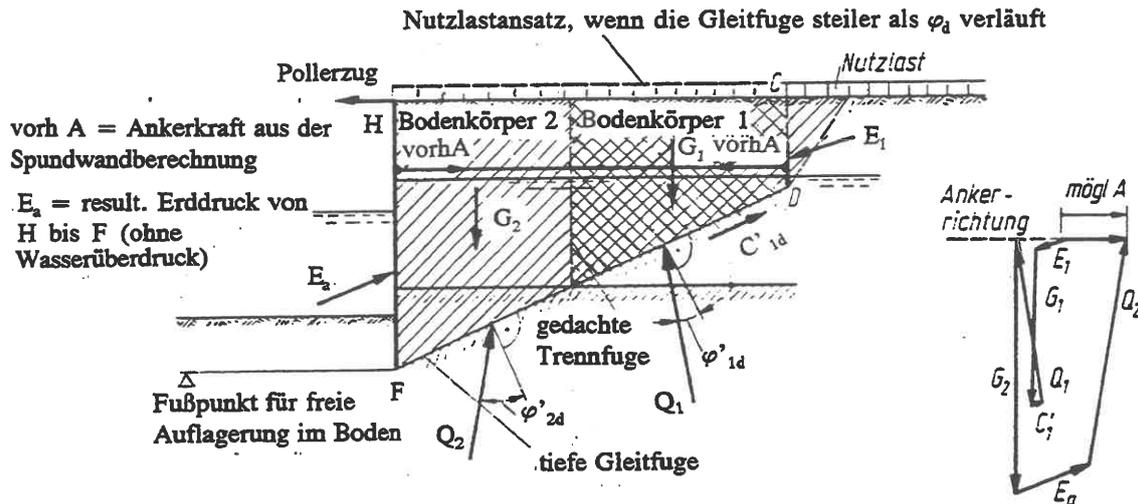


Bild K11.13

Bild K11.14 zeigt die Übertragung dieser Überlegung auf den Fall des geschichteten Bodens.

Wenn die Wand am Fuß eingespannt ist, gilt als tiefe Gleitfuge die Verbindung zwischen der Unterkante D der Ankerwand bzw. dem Ankerpunkt des Verpreßkörpers und dem unteren Querkraft-Nullpunkt der Wand.

E_a darf nur in der Größe eingesetzt werden, die für die Berechnung der erforderlichen Ankerkraft A maßgebend gewesen ist. Für alle beteiligten Kräfte sind die Bemessungswerte einzusetzen, um ausreichende Sicherheit zu gewährleisten.



Anmerkung:

Man geht zur Zeit davon aus, daß der vorstehend beschriebene Nachweis auch das Risiko mit abdeckt, das sich daraus ergibt, daß auch Versagensformen mit Bruchflächen nach E6 oder auch nach oben gekrümmte in Analogie zu Bild H2.60 auftreten könnten, Bild K11.15.

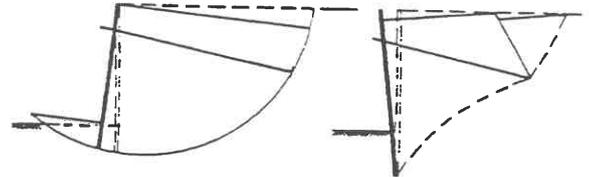


Bild K11.15

An dem Nachweis ändert sich prinzipiell nichts, wenn der Anker vorgespannt wird, nur ist zu beachten, daß A dann aus dem Vorspann-Anteil A, und dem Stützkraftanteil A - A, besteht und A, als innere Kraft nicht in den Nachweis mit eingeht.

Schrifttum zu K11

- Arbeitskreis Ufereinfassungen (1990): Empfehlungen (EAU), 8. Auflage. Verlag Ernst und Sohn, Berlin.
- OSTERMAYER, H. (1991): Verpreßanker. In: Grundbtschb. 4. Aufl., Teil 2, Kap. 2.5. Verlag Ernst und Sohn, Berlin.
- OSTERMAYER, H./ SCHEELE, F. (1977): Research on ground anchors in noncohesive soils. Proc. IX. ICSMFE, Tokyo, Special Sess. 4. Ferner in: Revue Francaise de Géotechnique, no. 3, S. 92 - 97.
- STRECK, A. (1966): Erddruck und Erdwiderstand. In: Grundbtschb. 2. Aufl., Teil I, S. 234 - 290. Verlag von W. Ernst und Sohn, Berlin.
- WERNER, H.-U. (1975): Das Tragverhalten von gruppenweise angeordneten Erdankern. Die Bautechnik 52, S. 387 - 390.
- WERNICK, E. (1978): Tragfähigkeit zylindrischer Anker im Sand unter besonderer Berücksichtigung des Dilatanzverhaltens. Veröff. Inst. f. Bodenmech. Felsmechanik Universität Karlsruhe, Heft 75.

K12 Seebauverfahren

.01 Allgemeine Hinweise

Im folgenden werden Bauverfahren und -geräte vorgestellt, mit deren Hilfe es möglich ist, im Flachwassergebiet vor einer Küste ein Bauwerk zu erstellen. Entwurfsaufsteller und Bauleiter müssen mit den Besonderheiten dieser Technologie vertraut sein. Wegen der besonderen Lastannahmen wird auf H0 verwiesen.

Seebaustellen benötigen eine schwimmende, besser eine feste Basis. Das kann eine künstliche Insel, eine durch einen Deich oder Fangedamm umschlossene Baugrube, eine aufgeständerte Plattform (Hubinsel), ein verankertes oder auf Grund gesetztes Schiff oder ein Schwimmkasten sein.

Da alle Baustoffe über See antransportiert werden müssen, sind die Bauvorgänge stark wetterabhängig:

1. Die Standsicherheit aller Konstruktionen ist in Zwischenzuständen durch Unwetter gefährdet;
2. Die Versorgung der Baustelle kann, falls sie nicht über eine Hilfsbrücke erfolgt, durch zu hohen Wellengang ständig unterbrochen werden, was z. B. bei der Planung des Betonierens zu beachten ist.

Anmerkung:

Eine Wettervorhersage ist regional mit unterschiedlicher Vorwarnzeit möglich, die z. B. in der Deutschen Bucht nur 2 Tage beträgt.

Die Baustellenbesatzung muß entweder nach jeder Schicht an- und abtransportiert oder besser auf der Baustelle einquartiert werden. Die Arbeit erfolgt meist rund um die Uhr, um gute Wetterlagen zu nutzen. Das erfordert doppeltes Personal und Versorgungspersonal auf der Baustelle. Deswegen wird ein möglichst hoher Technisierungsgrad angestrebt; Verfahren mit kurzen Bauzeiten werden bevorzugt. Der Bauleiter muß neben der üblichen Qualifikation auch Erfahrung im Umgang mit schwimmendem Gerät haben und mit der örtlichen Wettersituation vertraut sein.

.02 Schwimmendes Gerät, Übersicht

Schwimmendes Gerät wird vor allem zum Einrichten und Versorgen der Seebaustelle eingesetzt, sowie beim Naßbaggern und Spülen. Für eine Baustelle des Massivbaus kommen schwimmende Plattformen wegen Wetteranfälligkeit nur hilfsweise und für begrenzte Teilaufgaben in Betracht.

Einteilung des schwimmenden Geräts:

- A. Einfacher Untersatz durch eine schwimmende Plattform: Prahm
- B. Prahm + Ramme = Schwimmramme (bzw. + Dreibock, + Bagger usw.)
- C. Prahm mit Hebegerät in fester Verbindung: Schwimmkran
- D. Prahm mit absenkbaaren Beinen: Hubinsel
- E. Transportbehälter mit und ohne Eigenantrieb: Schute, Barkasse, Küstenmotorschiff
- F. Schlepper, Kabelleger, Rohrleger
- G. Naßbagger (mit und ohne Transportbehälter), Unterwasserbagger.

.03 Prahm und Schwimmramme

Ein Prahm ist ein Stahlblechkasten mit geringer Eintauchtiefe und rechteckigem Grundriß. An Deck sind Festmache-Einrichtungen wie z. B. Poller die einzige Ausrüstung. Prahme gibt es in sehr verschiedenen Größen und damit Tragfähigkeiten. Das Transportgut muß auf Deck fest verankert und so gelegt werden, daß der Schwerpunkt der Last möglichst dicht am Schwerpunkt des Prahms liegt. Für den Transport ist kein großer Freibord (Bordhöhe über dem Wasserspiegel) erforderlich.

Anmerkung:

Bei Seetransporten sind die Vorschriften der Seerberufsgenossenschaften zu beachten.

Eine Schwimmramme, Bild K12.01, ist eine auf einem Prahm festgemachte Landramme. Die zwangsläufig exzentrische Last kann gegebenenfalls durch Ballastieren ausgeglichen werden. Tidehub beeinträchtigt Schwimmrammung nicht, da sich der Wasserstand langsam verändert, so daß die Ramme mit ihrem Mäklär nachfolgen kann. Dagegen sind die Dünung und ein Wellengang mit Wellenlängen in der Größenordnung der Prahmlänge sehr unangenehm und können die Einstellung der Arbeiten erzwingen.

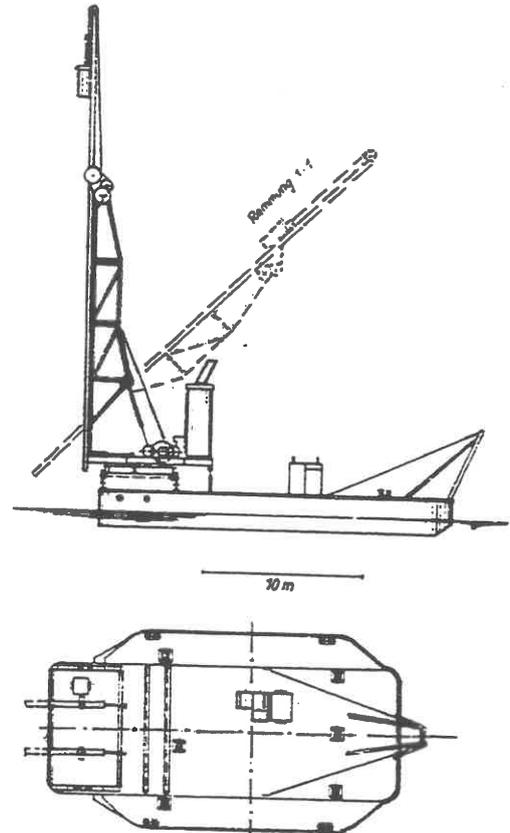


Bild K12.01

Nachweis der Schwimmstabilität

Schwimmstabilität ist vorhanden, wenn ein Körper bei einer Auslenkung um den Winkel α aus seiner Ruhelage stets ein in die Ruhelage rückdrehendes Moment erfährt. Dies ist immer der Fall, wenn (Bild K12.02) der Gewichtsschwerpunkt G unter dem Auftriebs-Schwerpunkt A liegt. Wenn bei einer Auslenkung A nach A' wandert, ergibt das Lot durch A' im Schnitt mit der Achse des Schwimmkörpers das Metazentrum M . Wenn G oberhalb von A liegt, bleibt der Körper weiter schwimmstabil, sofern M genügend hoch liegt. Man berechnet daher die metazentrische Höhe

$$m = [(J - \Sigma J_w) - h_a] / V$$

In dieser Gleichung bedeuten:

J [m^4] - das Trägheitsmoment der durch den Schwimmkörper aus der Wasserfläche ausgeschnittenen Umrißfigur um die durch den Schwerpunkt gehende Achse, parallel zur Schlingerachse;

ΣJ_w - Summe der Trägheitsmomente innerer Wasserflächen (falls Wasser als Ballast genommen wird) um ihre jeweiligen Hauptträgheitsachsen parallel zur Achse von J ;

V [m^3]- Verdrängungsvolumen des Kastens;

h_a [m] - Abstand AG : positiv, wenn G über A liegt.

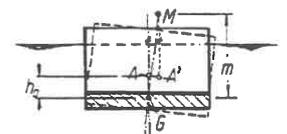


Bild K12.02
(SCHENCK/
SMOLTCZYK 1982)

(K12/01).

Die metazentrische Höhe m sollte einige Dezimeter betragen. Die Schlingerzeit T des Schwimmkörpers ist proportional zu i/\sqrt{m} (i - Trägheitsradius aus J). Das "Trimmen" eines Schwimmkörpers muß ein Kompromiß zwischen folgenden Forderungen sein:

- für die Schwimmstabilität soll m groß sein;
- für die Lenkbarkeit und ruhige Lage im Wasser soll T groß, d.h. m klein sein;
- zur Verminderung des Kenter-Risikos durch Aufschaukeln (Resonanz) soll m nicht zu groß sein.

Anmerkung:

Wenn m groß ist, läßt sich der Schwimmkörper schwer auslenken und nimmt unter ungünstigen Wetter-Umständen viel Wasser über.

Schlepperleistung:

Der Schleppwiderstand im Wasser ist

$$W_f = 2,8 \cdot (v^2/2g) \cdot A \cdot \gamma_w \quad (\text{K12/02})$$

wo A [m^2] die Widerstandsfläche in der Projektion,
 v [m/s] die Schleppgeschwindigkeit (1,6 bis 2,8 m/s) sind.

Die Schlepperleistung ist dann rund

$$N \text{ [kW]} = 5,5 \cdot W_f \quad (\text{K12/03}).$$

.04 Schwimmkran

Der Schwimmkran ist ein wichtiges Bauhilfsmittel, um Lasten von 200 bis 300 t umzusetzen oder über (kurze) Entfernungen zu transportieren. In Deutschland ist vor allem die Baureihe "Magnus" verfügbar; ein Beispiel zeigt Bild K12.03.

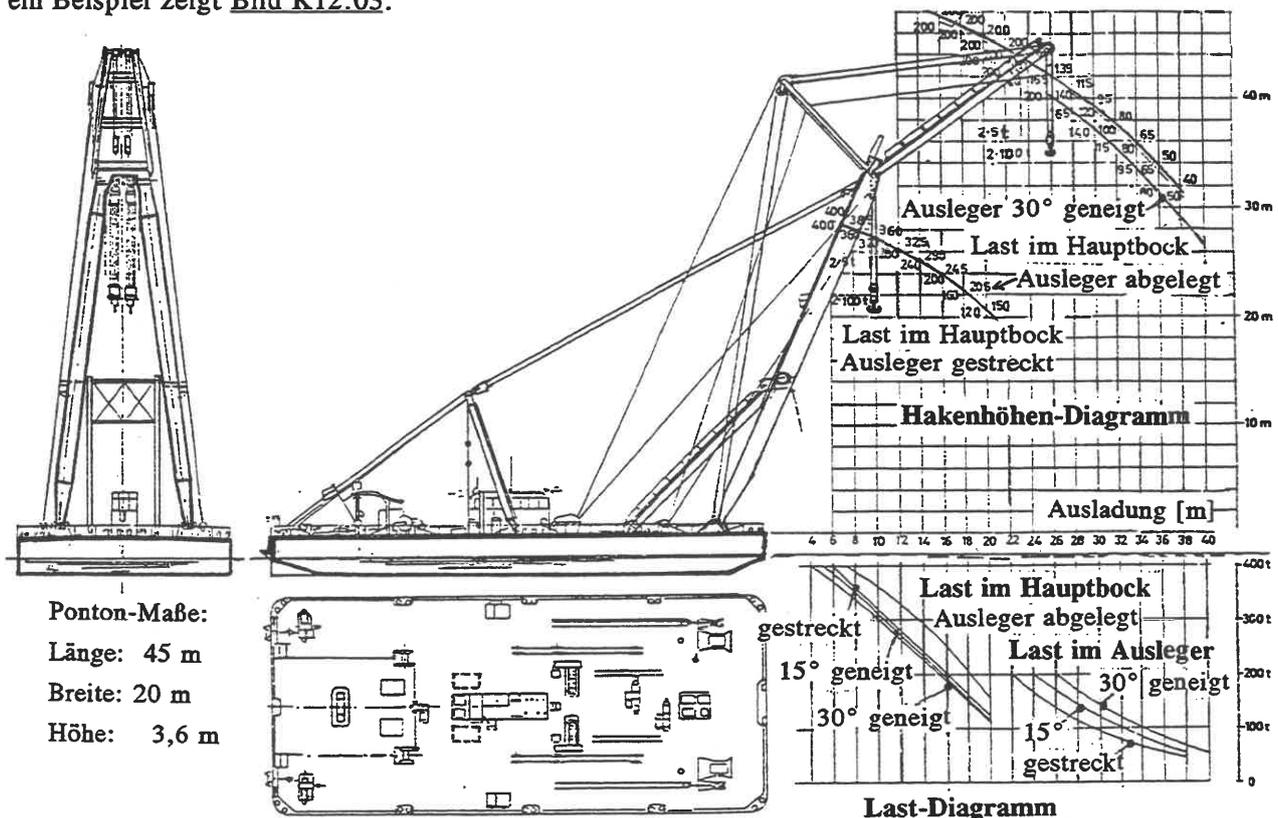


Bild K12.03

.05 Hubinsel

Hubinseln sind schwimmfähige Prahme mit absenkbaren Beinen: die Plattform klettert, z.B. mit der in Bild K12.04 skizzierten pneumatisch-hydraulischen Vorrichtung, nach dem Fallenlassen der Beine an diesen so weit über den Wasserspiegel, daß Wellen nicht mehr von unten geschlagen können.

Vermietung in Deutschland durch die Hubinsel GmbH, Köln und Hamburg. Nutzlast bis 24 MN, Gesamthubkraft bis 40 MN. Schwimmend geschleppt als Transportfahrzeug für u.a. große Fertigteile geeignet.

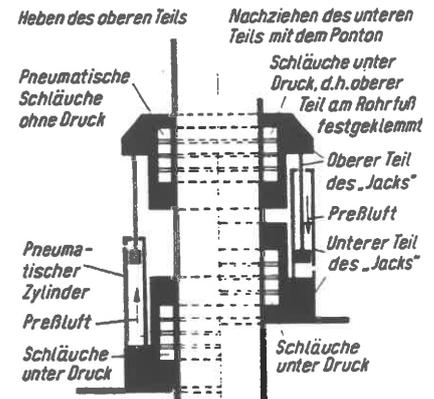
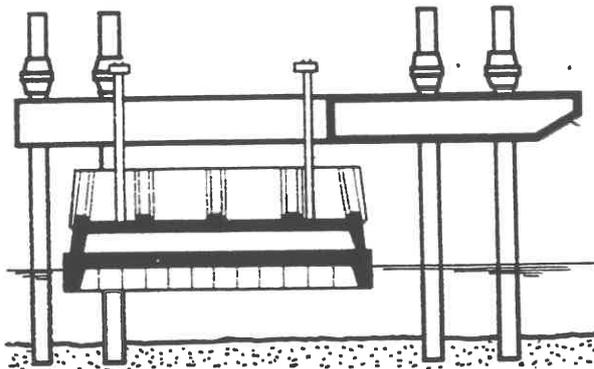
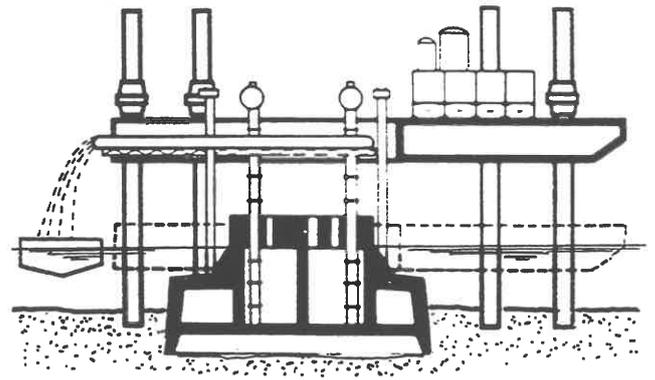


Bild K12.04

(SCHENCK/ SMOLTCZYK 1982)



Zustand 1



Zustand 2

Bild K12.05 Absenken eines Druckluft-Senkkastens mittels Hubinsel
(Werbeschrift der HUBINSEL GMBH)

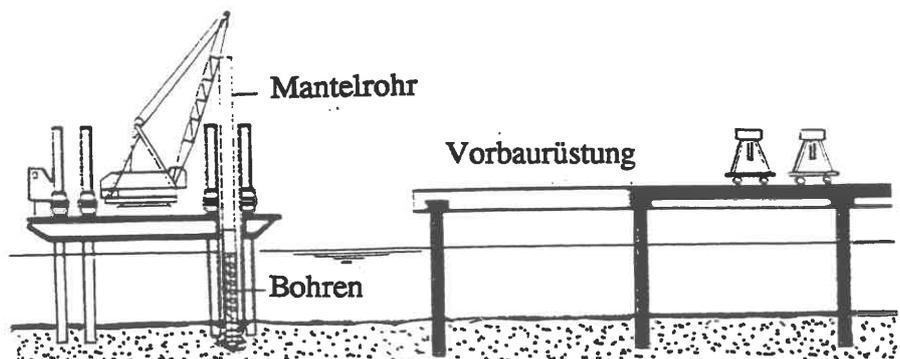
Die Beine der Hubinsel sind als Versorgungs- bzw. Ballasttanks ausgelegt. Die in Bild K12.05 dargestellte Hubinsel hat einen Heck-Ausschnitt, in den ein vorgefertigter Gründungskörper eingehängt werden kann.

Die Standsicherheit der Hubinsel muß vom planenden Ingenieur für alle Bauzustände nachgewiesen und der Seeberufsgenossenschaft und der Versicherung eingereicht werden.

Bild K12.06

Molenbau mittels
Hubinsel

(Quelle wie K12.05)



.06 Schuten und Schlepper

Schuten sind Transportbehälter für Massengüter und bestehen aus einem ringförmigen Auftriebs- (Schwimm-)körper und einem innenliegenden Transportraum.

Beispiele:

Tragkraft [t]	Länge [m]	Breite [m]	Seitenhöhe [m]	Gewicht [t]
30 - 50	15 - 25	3,0 - 4,7	1,1 - 1,5	13 - 24
55 - 65	18 - 22	3,5 - 5,0	1,3 - 1,4	16 - 22
90 - 100	21 - 25	5,0 - 5,7	1,3	28
140	25	5,4	1,9	35

Für den Transport von Sand und Kies, die als Austauschboden unter Wasser eingebaut werden sollen, verwendet man zweckmäßig Klappschuten, s. Bild K12.07.

Laderaum [m³]	Länge [m]	Breite [m]	Seitenhöhe [m]	Gewicht [t]
14	15	3,0	1,4	10
105	28,4	6,1	1,9	55
160	33,5	6,4	2,3	80
330	46,5	8,3	3,0	193
510	54,0	9,3	3,2	260

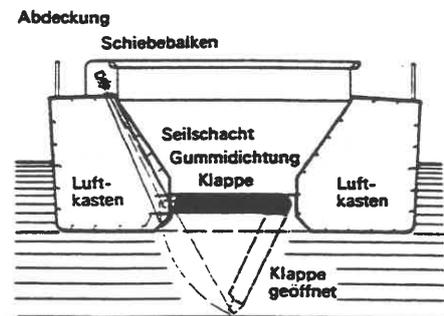


Bild K12.07

Quelle: "Reederei Holzmann"
Firmenveröffltg.

Schlepper sind Zugmaschinen für Schuten, Prahme, Hubinseln, Schwimmkästen und Schiffe. Die im Einzelfall erforderliche Hakenkraft bestimmt Größe und Anzahl der anzumietenden Schlepper (Normaltyp 75 - 110 kW; Hochseeschlepper bis 450 kW). Schlepper werden zum Ziehen und zum Steuern eingesetzt. Man nimmt besser

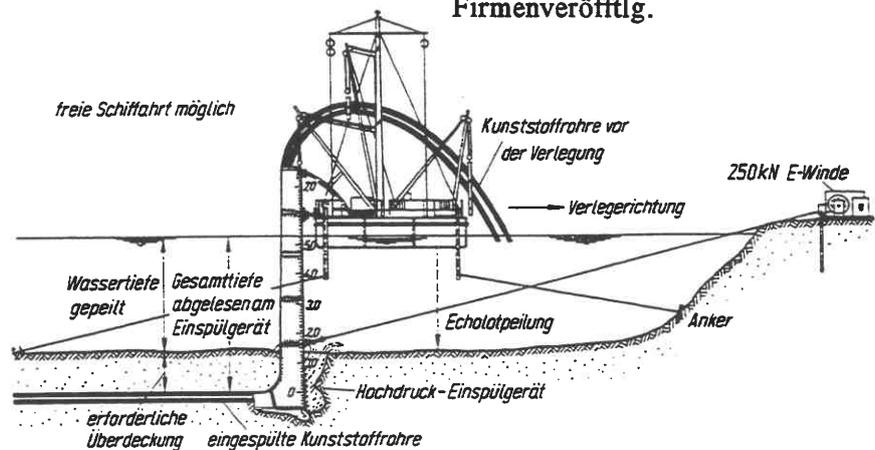
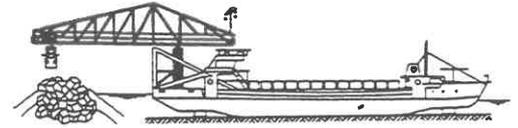


Bild K12.08 (RODATZ 1991)

mehrere kleine Einheiten als eine große. Für einen Schwimmkasten-Transport kommt man im allgemeinen mit 3 Schleppern aus; 2 Bugschlepper und 1 Steuerschlepper hinter dem Heck oder an der Seite des Schwimmkastens.

Kabelleger (Bild K12.08), Blockleger (Bild K12.09) sind Beispiele für Spezialgeräte, um Versorgungsleitungen einzuspülen bzw. eine Sohlabdeckung zu legen.

.07 Naßbagger**Bild K12.09 (RODATZ 1991)**

Naßbagger sind schwimmende Geräte, die den Boden unter Wasser lösen, aufnehmen bzw. fördern und ihn transportieren oder absetzen. Wegen der Einzelheiten wird auf RODATZ (1991) und die dort genannte Literatur, insbesondere BRÖSSKAMP (1969/71) verwiesen.

Saugbagger

Der Saugbagger löst den Boden mit Spülhilfe durch einen rotierenden Schneidkopf. Nach dem Prinzip des Lufthebeverfahrens oder der Wasserstrahlpumpe wird das gelöste Material durch eine Förderleitung nach oben gedrückt und entweder in eine Schute geworfen oder über eine Spülleitung auf einem Spülfeld deponiert.

Anmerkung:

Eine Spülleitung kann über größere Entfernung (1 - 2 km) als auf dem Wasser schwimmende Gelenkkette installiert werden.

Bild K12.10 zeigt als Beispiel einen Schneidkopf-Saugbagger (Cutter) der Ph. Holzmann AG, Hamburg.

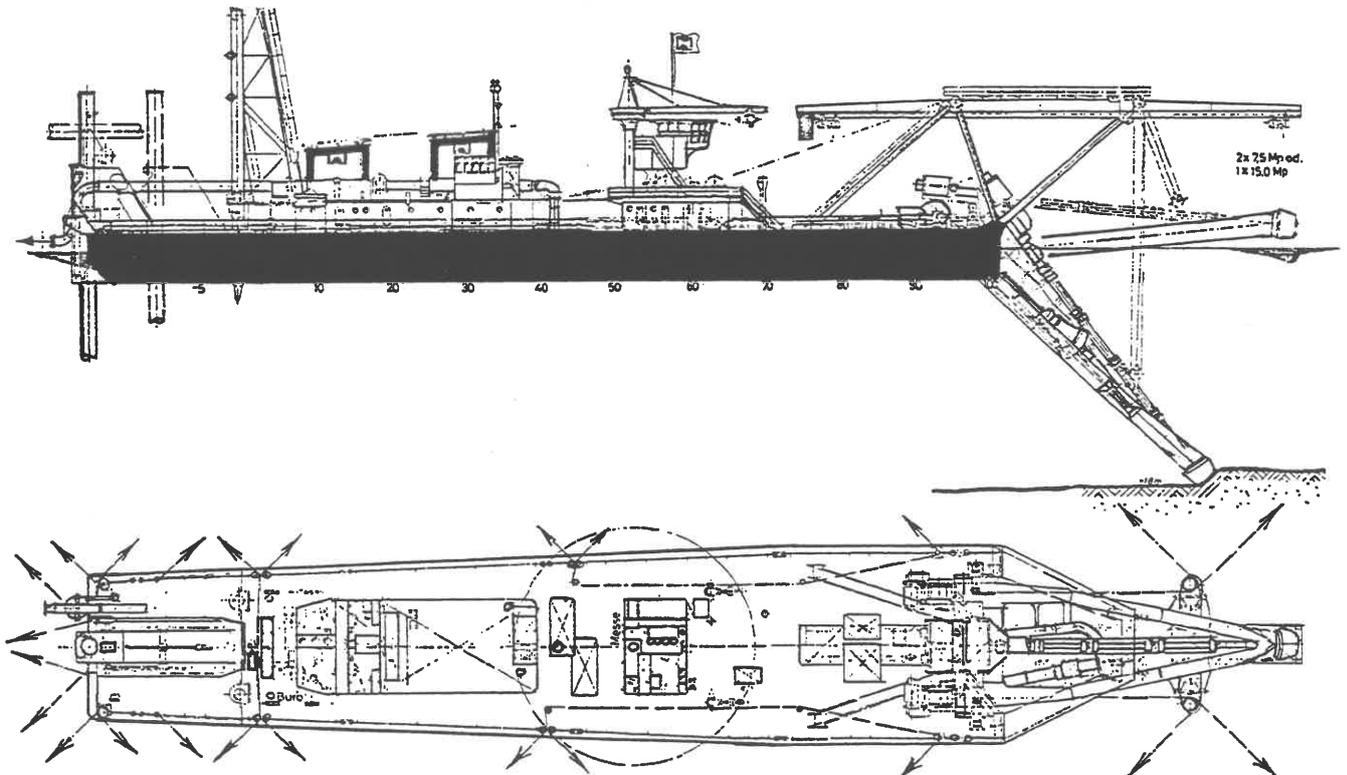
**Bild K12.10 (Werkbild Ph. Holzmann AG)**

Bild K12.11 zeigt schematisch den Arbeitsvorgang. Der Bagger stabilisiert sich selbst durch ein Heckbein und wird durch verankerte Leinen in einer Position gehalten, Bild K12.10. Das Bein dient als Drehpunkt, wenn mittels der Leinen ein Baggerfeld fächerförmig überstrichen wird.

Die mit starren Rüssel ohne Gefahr für den Bagger erreichbare Tiefe liegt bei 25 m. Größere Tiefen erfordern eine gelenkige Verlängerung in der Art von Bild K12.12.

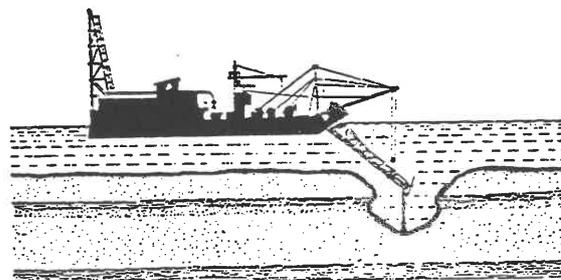


Bild K12.11
(SCHENCK/SMOLTCZYK 1982)

Bei einem gut zu lösenden und zu fördernden Boden wie Sand sind Stundenleistungen von über 4000 m³ möglich: von daher kommt die außerordentliche Wirtschaftlichkeit des Naßbagger-Verfahrens bei großen Unterwasser-Erdarbeiten wie der in Bild K3.05.

Kleinere Saugbagger können, in mehrere Teilkörper zerlegt, auch über Land transportiert und auf natürliche oder künstliche Binnengewässer gesetzt werden.

Der z. B. für einen Straßendamm benötigte Sand kann so billig im Naßverfahren gewonnen und über eine Spülleitung, bei größeren Längen mit Zwischenpumpstationen, zur Einbaustelle gefördert werden.

Hopperbagger ("hopper" - Laderaum)

Der Hopper- oder Laderaum-Saugbagger ist ein Saugbagger mit eigenem Laderaum, Bild K12.13. Er ist seetüchtig und wird da verwendet, wo ein Einsatz normaler Saugbagger wegen Küstenferne und zu starker Dünung unmöglich ist. Laderaum 500 m³ bis 5000 m³. Große Hopperbagger sind nur bei großen Fahrwegen rentabel.

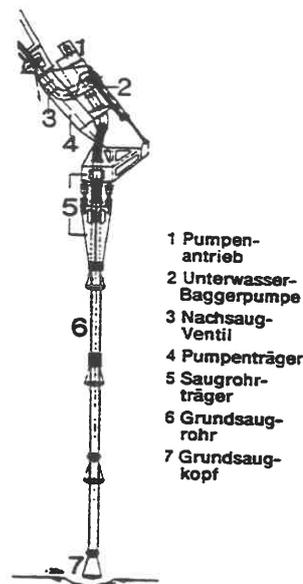


Bild K12.12

Die Hopper saugen im Fahren. Daher muß der Saugkopf so gestaltet sein, daß auch bei unebener Sohle möglichst viel Festsubstanz gefördert wird, denn das Wasser ist Totlast. Saugtiefe bis etwa 13 m. Die Saugrohre sollen seitlich sitzen und nach Beendigung des Förderns an Deck gehievt werden, damit der Fahrwiderstand kleiner ist und das Manövrieren nicht behindert wird.

Bei neueren Systemen ist der Laderaum zwecks Verminderung der Totlast wie ein Absetzbecken gestaltet.

Eimerkettenbagger

Bei diesem Gerät erfolgt das Lösen und Fördern des Bodens durch eine Eimerkette, siehe Bild K12.14. Eimerkettenbagger kommen eher für Dauereinsätze wie das Freihalten von Schifffahrtsrinnen in Frage als für vorübergehende Einsätze im Seebau.

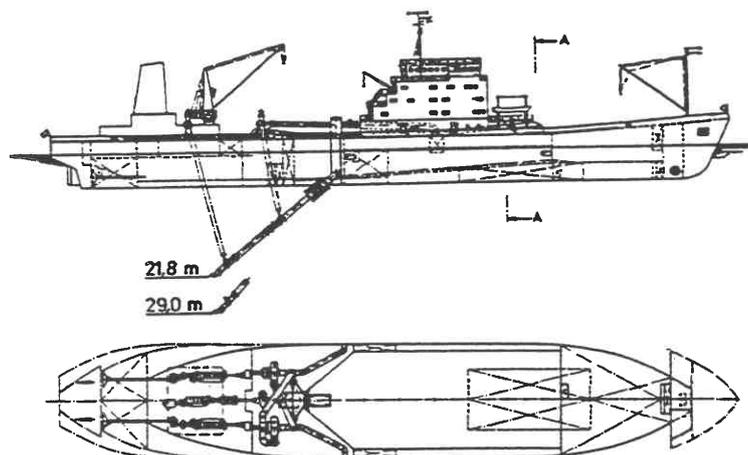
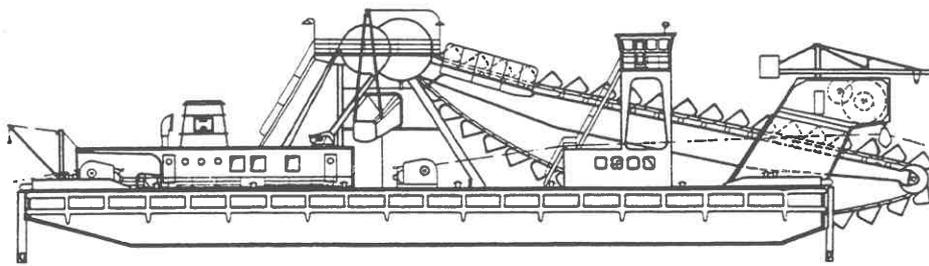
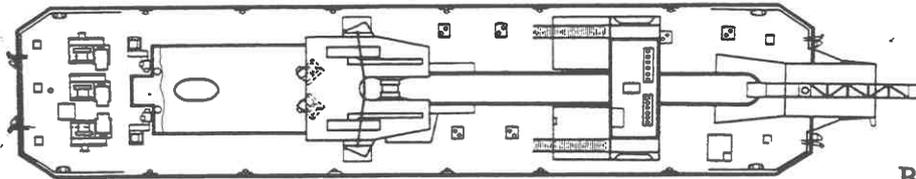


Bild K12.13 (RODATZ 1991)



LÄNGSANSICHT



Daten:

Länge über alles	57 m
Länge über Deck	50 m
Breite	10,5 m
Tiefgang	2,0-2,2 m
Gewicht	907 t
Wasserverdrängung	505 BRT
Unterkunft an Bord für	18 Mann
Install. Leistung	802 kW
Baggertiefe max.	24 m
Eimerinhalt	0,80 m ³
Baggerschlitz,	
Länge	21,0 m
Breite	2,15 m
Schüttzahl max.	26 Eimer/min

Bild K12.14 (RODATZ 1991)

Löffel-Schwimmbagger

Der Löffel-Schwimmbagger ist ein auf einem Prahm installierter Löffelbagger ohne Eigenantrieb, der bis in etwa 11 m Wassertiefe arbeiten kann. Man erreicht zwar keine große Leistung damit, hat aber in Ergänzung zu den Großgeräten die Möglichkeit, unter beengten Raumverhältnissen, etwa in Baugruben, unter Wasser zu baggern. Eine entsprechende Kombination ist auch der Schwimmbagger mit Greiferkorb, dessen Arbeitstiefe (durch zunehmenden Strömungswiderstand gegen den freien Fall des Greifers) auf etwa 35 m begrenzt ist.

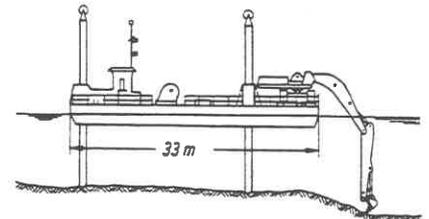


Bild K12.15 (RODATZ 1991)

.08 Bauverfahren: Übersicht

Bauwerke (z. B. Brückenpfeiler, Leuchttürme) können im offenen Gewässer wie folgt gegründet werden:

- Wassertiefe bis etwa 10 m: Spundwandbaugrube (H2.09), Fangedamm-Baugrube (H2.12), künstliche Insel (Deich-Baugrube), Hubinsel. Dann alle gängigen Gründungsarten (s.H1.). Oder: Schwimmkasten-Bauweise (K12.09).
- Wassertiefe bis 25 m: Druckluft-Senkkasten oder Brunnen, von einer Hubinsel abgesenkt (entweder als Gründung für sich oder in Kombination mit Pfahlgründung). Oder Absetzen eines Rohrgerüsts (Jacket) auf Grund und Pfahlrammung von einer Hubinsel. Oder Steinschüttung mit aufgesetztem Schwimmkasten.
- Wassertiefe bis 50 m: Einschwimmen eines Gründungskörper in Flachlage, Aufrichten (schwimmend) vor Ort und auf Grund setzen; evtl. als Brunnen- oder kombinierte Brunnen-Pfahlgründung. Hubinseleinsatz möglich, wenn die Insel sich horizontal am Gründungskörper abstützen kann. Oder: Pfahlgründung mittels Jacket (s.o.).

.09 Schwimmkasten - Verfahren

Unter einem Schwimmkasten wird ein ganz oder teilweise vorgefertigtes, entweder schwimmfähiges oder schwimmfähig gemachtes Bauelement verstanden, das entweder selbst zum Gründungskörper bestimmt ist oder als Schalung und Baugrubensicherung auf See dienen soll. Die Abmessungen sind nur durch die am Herstellungsort und auf dem Transportweg verfügbaren Wassertiefen begrenzt. Auch für die Länge des Transportweges gibt es keine technischen, sondern nur wirtschaftliche Grenzen.

Anmerkung:

Hochseetransporte, wie sie z.B. im Mittelmeer schon ausgeführt wurden, erfordern sehr lange Schleppleinern, um die Schlepper nicht zu gefährden.

Für den Bau und das Absetzen gelten die in H5.14 genannten Gesichtspunkte. Im Gegensatz zu Tunnelsegmenten können die gedrungeneren Stahlbeton- oder Spannbetonkonstruktionen für Senkkästen (s.H1.13) auch ohne Dockbaugrube am Ufer hergestellt werden:

Bild K12.16 zeigt ein Beispiel, wo der Kasten durch Abbaggern eines Uferstreifens zu Wasser gebracht wird.

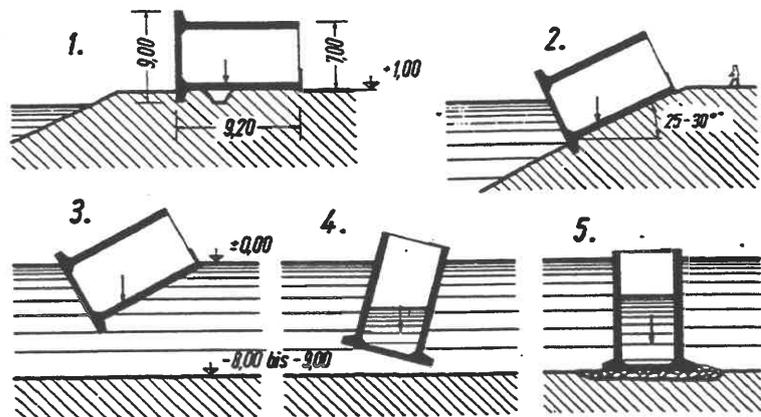


Bild K12.16 (RODATZ 1991)

Kleinere Einheiten können auch mittels Schwimmkran ins Wasser gesetzt werden. Man kann sie auch auf einem Prahm herstellen und diesen dann planmäßig kentern lassen (WÖHLERMANN 1971), Bild K12.17.

Bild K12.18 stellt das vom Verfasser für die Gründung des Leuchtturms "Kalkgrund" in der Flensburger Förde entwickelte Verfahren dar. Dabei wird eine Stahlbetonschale vorgefertigt und auf den Grund abgesetzt. Sie ist mit einem Führungsring für die nachfolgende Pfahlrammung ausgerüstet. Nach der Rammung wird der Boden mit Unterwasserbeton geschlossen und der Gründungskörper dann leergepumpt.

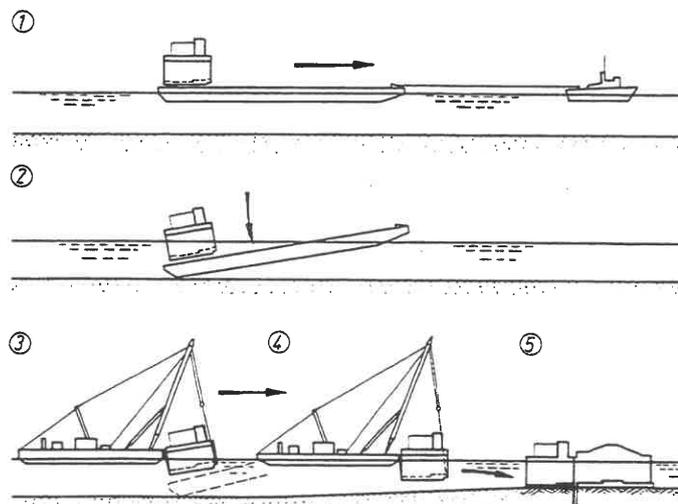


Bild K12.17 Dockschleuse Glückstadt

- | | |
|-------------------------------------|---------------------------------|
| 1 - Einschwimmen | 4 - Positionieren |
| 2 - Absenken des Pontons | 5 - Absetzen auf Auflagerbalken |
| 3 - Übernahme durch den Schwimmkran | |

Analog kann auch erst der Pfahlrost gerammt und dann das Fertigteil darauf abgesetzt werden.

Kleinere Gründungselemente können auch bei geeigneten Untergrundverhältnissen insgesamt eingespült oder eingerammt werden. Beispiele siehe bei RODATZ (1991).

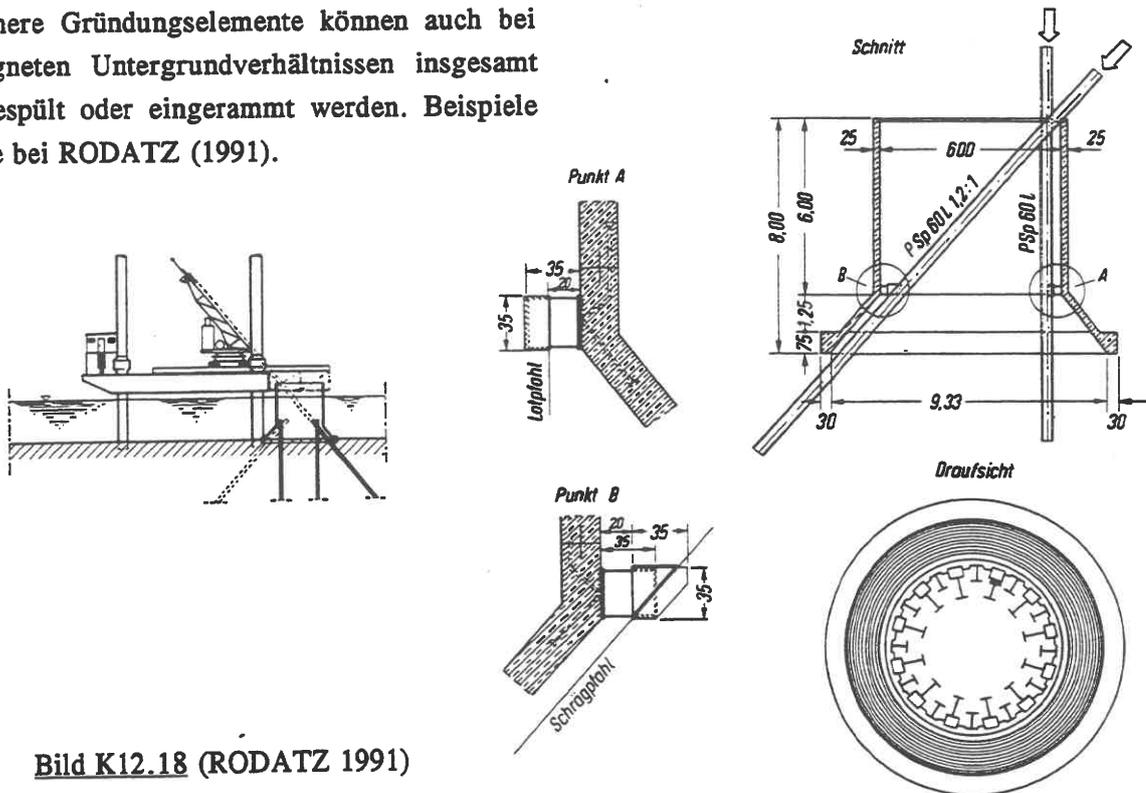


Bild K12.18 (RODATZ 1991)

Schrifttum zu K12

BRÖSSKAMP, K.-H. (1969/71): Entwicklungen der Naßbagertechnik. Jahrbuch Hafenbautechn. Gesellsch.32, S.161 - 167.

RODATZ, W. (1991): Gründungen im offenen Wasser. In: Grundbtschb.4. Aufl., Teil 2, Kap. 2.8. Verlag Ernst & Sohn, Berlin.

SCHENCK, W./ SMOLTCZYK, U. (1982): Gründungen im offenen Wasser. In: Grundbtschb.3.Aufl., Teil 2, Kap. 2.17. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin München.

WÖHLERMANN, B.-S. (1971): Neubau der Dockschleuse Glückstadt. Die Bautechnik 48, S. 181 - 187.

K 14 Sicherung von Gründungen: Unterfangung und Unterfahung

.01 Allgemeine Hinweise

Als Unterfangung bezeichnet man eine bauliche Maßnahme, durch die der Gründungshorizont eines bestehenden Bauwerks an einzelnen Stellen oder insgesamt tiefer gelegt wird.

Dagegen wird von Unterfahung gesprochen, wenn unter einem bestehenden Bauwerk, unmittelbar unter den Fundamenten, ein Stollen oder Tunnel gebaut wird.

Da derartige Maßnahmen teuer sind, wird im Einzelfall zu prüfen sein, ob stattdessen das zu sichernde Bauwerk entweder zerlegt und nach Abschluß der Arbeiten wiedererrichtet oder ob es abgerissen oder verschoben werden kann.

Anmerkung:

Die Entscheidung hängt von der Bedeutung und dem historischen Wert des Bauwerks und von dessen baulichem Zustand ab. Eine sorgfältige Gebäude-Aufnahme (Art und Zustand des Tragwerks, vorhandene Risse und Setzungen, Versorgungs- und Entsorgungsleitungen etc.) ist in jedem Fall notwendig, um für eventuelle Haftpflicht-Ansprüche eine dokumentierte Grundlage zu haben.

Von besonderer Bedeutung sind die Grundwasserverhältnisse und ihre mögliche Beeinflussung durch die Baumaßnahme (speziell bei alten Holzpfahlgründungen).

Bild K14.01 zeigt die prinzipiell möglichen statischen Systeme für Unterfangungen und Unterfahrungen.

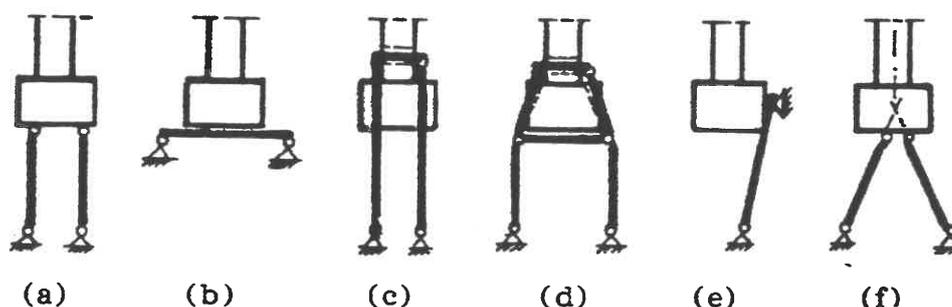


Bild K14.01 Statische Systeme (SMOLTCZYK 1981)

- (a) Pendelstäbe; (b) Joch; (c) Joch auf Pendelstützen oberhalb des alten Fundaments;
 (d) Sprengwerk; (e) Schrägpfehl als einhüftige Balken-Stütze; (f) Pfahlbock aus Schrägpfehlen.

.02 Unterfangung einer Außenwand

Kein bestehendes Bauwerk darf, vorübergehend oder ständig, ohne ausreichende Sicherungsmaßnahme bis zu seiner Fundamentunterkante oder tiefer freigeschachtet werden (DIN 4123).

Die Sicherung besteht, falls der Altbau nicht auf Fels gegründet ist, entweder darin, eine verformungsarme Verbauwand nach H2 oder eine Unterfangung auszuführen. Bei kleinen Höhendifferenzen wird sich eine Baugrubenwand nicht oder allenfalls lohnen, wenn sie zum konstruktiven Bestandteil des Neubaus gemacht werden kann.

Bild K14.02 zeigt das übliche Verfahren bei Höhendifferenzen von wenigen Metern: zunächst Aushub der Baugrube unter Aussparung einer Berme, die eine ausreichende Grundbruchsicherheit gewährleisten soll. Die eingetragenen Mindestmaße sind Richtwerte für den Regelfall: nicht- oder schwachbindige Böden; keine wesentlichen Horizontalkräfte; Grundwasserstand unterhalb der Baugrubensohle.

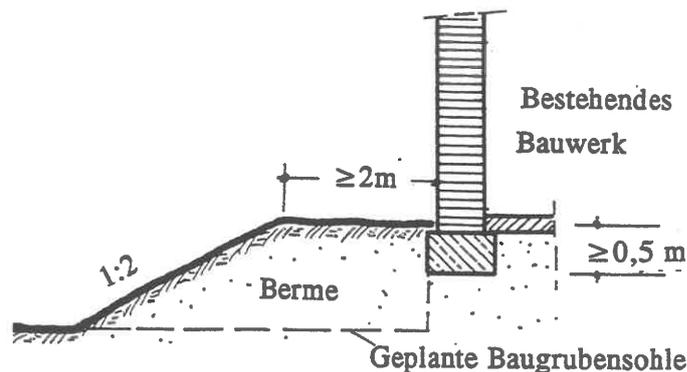


Bild K14.02 (DIN 4123)

In die Berme hinein werden dann Schlitze von höchstens 1,25 m Breite bis unter das bestehende Fundament ausgehoben und gegebenenfalls durch einen Grabenverbau (H2.09) gesichert. Unter dem Altbaufundament wird ein Pfeiler hochgemauert bzw. betoniert. Bei gemauerten Pfeilern wird die Fuge zwischen Pfeiler und Fundament durch großflächige Stahlkeile kraftschlüssig geschlossen. Bei betonierten Pfeilern genügt das satte Anschließen des frischen Betons (geringes Schwindmaß). Der Abstand zwischen den ersten Schlitzen soll etwa die 4-fache Schlitzbreite, also 4 - 5 m, sein.

Dabei schafft man die ersten Festpunkte zweckmäßig unter den Gebäudeecken, um eine Sattelagerung des Altbaus zu vermeiden. Bild K14.03 zeigt ein Beispiel: zunächst (1) als Absicherung für die Eckunterfangung (2). Bei längeren Wänden würde man dann auch unter inneren Querwandanschlüssen einen Schlitz (2) anordnen. Sobald alle hauptbelasteten Wandpunkte gesichert sind, kann der Rest in einem engeren Abstand, jeweils im Wechsel (3) und (4) nachgeholt werden.

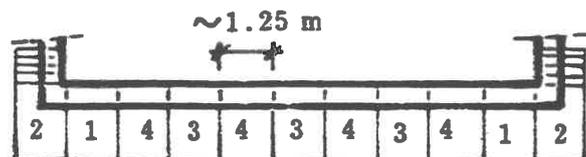


Bild K14.03 (SMOLTCZYK 1981)

Das Neubau-Fundament ist gleichzeitig mit der Unterfangung abschnittsweise herzustellen; die Unterkanten müssen auf gleicher Höhe liegen.

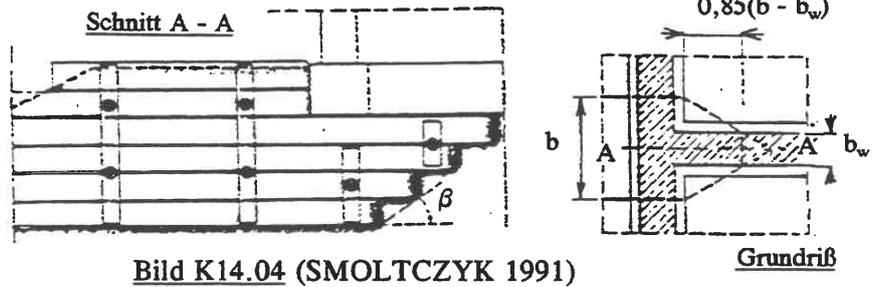
Anmerkung:

Das in DIN 4123 standardisierte Unterfangungsverfahren ist zwar ohne erdstatischen Nachweis zugelassen, doch sollte in Zweifelsfällen auf einen Grundbruchnachweis (Lastfall 2) nicht verzichtet werden.

Das Aufweichen der Sohle in der Baugrube durch Niederschläge muß durch eine offene Wasserhaltung verhütet werden.

Die Unterfangung kann bei injektionsfähigem Untergrund dadurch mechanisiert werden, daß man den Boden unter dem Altbaufundament nach K2 verfestigt.

In der Regel wird dieses Unterfangungsverfahren bei Höhenunterschieden bis zu 5 m angewendet. Bei Wandanschlüssen (Querwände an Längswände) muß für einen allmählichen Übergang von der vertieften zur bestehenden Fundamentierung gesorgt werden, wie das in Bild K14.04 (als Beispiel) dargestellt ist.



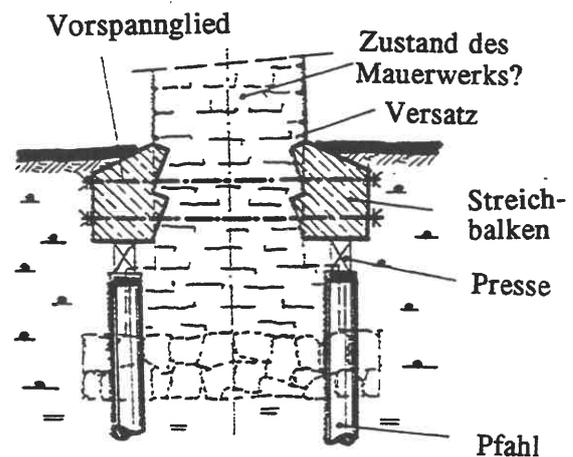
.03 Tiefe Unterfangung

Bei Höhenunterschieden über 5 m wird die neue Baugrube entweder durch eine verformungsarme Baugrubenwand nach H2 gesichert (der Raum dafür muß verfügbar sein) oder die Altbaufundamente müssen nach dem in Bild K14.01 skizzierten statischen Schema auf eine neue Gründung umgesetzt werden. Dasselbe gilt bei Höhenunterschieden von weniger als 5 m, wenn der Grundwasserspiegel höher ansteht.

Auch Setzungsschäden an historischen Bauten, die entweder flach auf Steinlagen oder tief auf Holzpfähle gegründet sind, sind häufig Anlaß zu solchen Maßnahmen.

Falls das Gebäudeinnere zugänglich ist, kommen statische Systeme nach Bild K14.01 (b), (c), (d) und (f) in Frage. Sie unterscheiden sich vor allem darin, wie die Wandlast umgesetzt wird.

Bild K14.05 zeigt ein System mit pfahlgegründeten Streichbalken, die mit dem Mauerwerk verzahnt und durch Spannanker verbunden werden. Die Lösung setzt voraus, daß das Mauerwerk (innere Beschaffenheit prüfen!) imstande ist, die Kraftumleitung zu ertragen. Unter Umständen muß es durch Injizieren verfestigt werden. Da das Umsetzen Joch für Joch erfolgt, muß beobachtet werden, wie sich die Setzungen der bereits vorher hergestellten Joche mit fortschreitender Unterfangung entwickeln: eventuell muß nachgepreßt werden.



Eine Zusammenstellung von Gründungs-Sanierungen bei historischen Bauten findet man bei SCHULTZE (1971).

Die Bilder K14.06 bis K14.08 zeigen die Varianten mit dem Jochbalken (Lösung Bild K14.01 (c)) und den gekreuzten Verpreßpfählen (Bild K14.01 (f)).

Aufwendiger ist die tiefe Unterfangung, wenn der Keller des zu unterfangenden Hauses nicht benutzt werden kann. Wenn das Grundwasser so tief ansteht, daß zwischen der Unterkante des Fundaments und

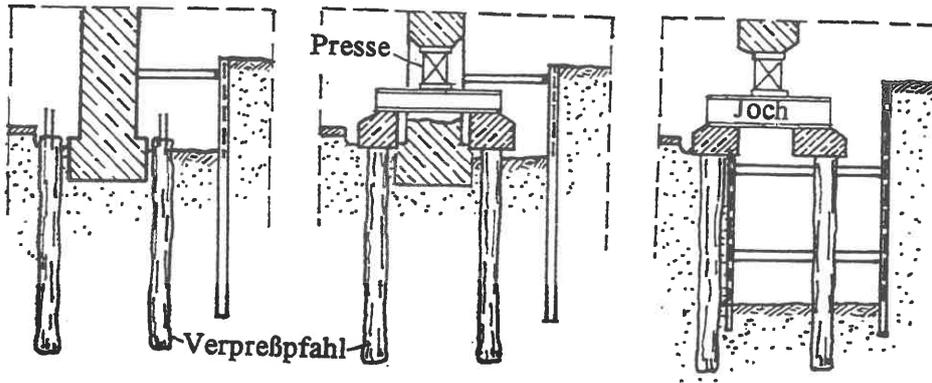


Bild K14.06

dem Wasserspiegel noch 2 m bleiben, kann man wie in K14.02 das Fundament in Abschnitten bergmännisch untergraben und eine Verpreßpfahl-Gründung ausführen, Bild K14.09.

Wenn dagegen das Grundwasser in Höhe der Fundamente ansteht und auch nicht abgesenkt werden darf, sollte als nächste Möglichkeit die Bodenverfestigung nach K6 untersucht werden. Wenn auch die Bodenverfestigung ausscheidet, muß der Altbau entweder durch eine ringsum gezogene Dichtungswand vom äußeren Grundwasser getrennt und dann im Schutz einer Grundwasserhaltung gearbeitet werden (Setzungsrisiko für den Altbau), oder die Fundamentlasten müssen durch hebelartige Balken auf Pfähle neben der Außenwand umgesetzt werden (Hebel + Druckpfahl + Zuganker).

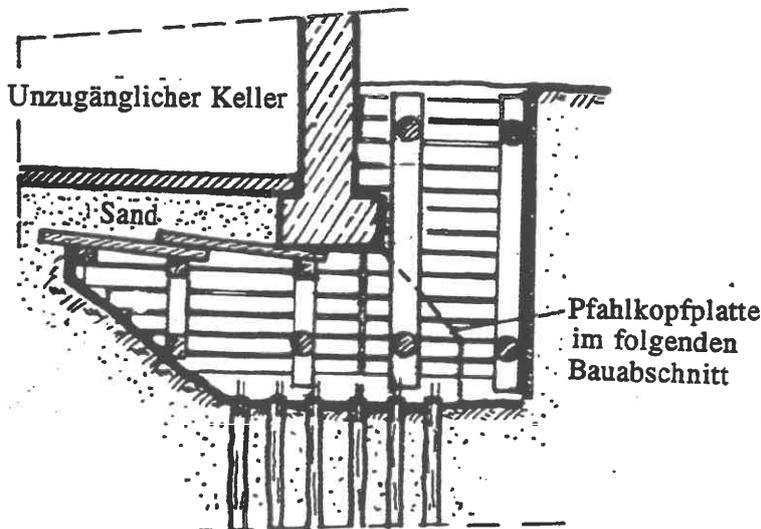


Bild K14.09

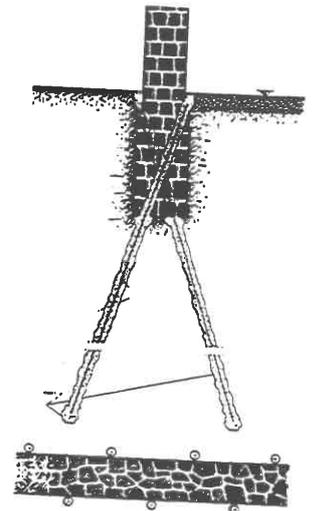


Bild K14.07 (LIZZI 1980)

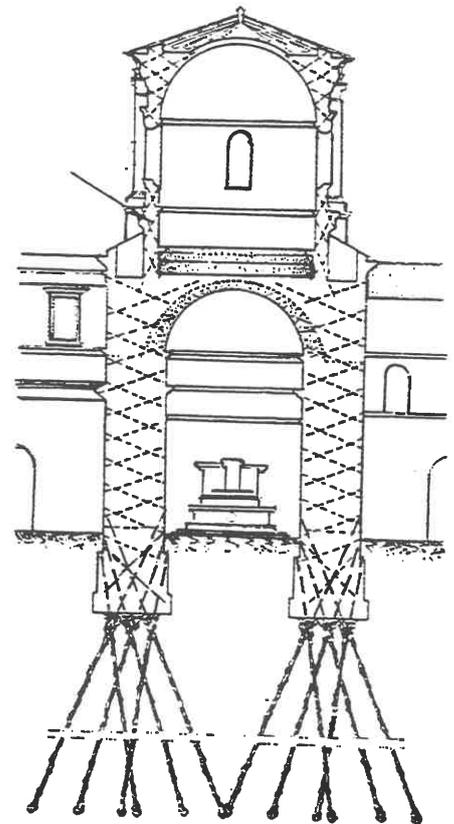


Bild K14.08 (LIZZI 1980)

Unterfangung und Sanierung der Kirche St. Andrea delle Fratte in Rom, 1960. Graue in Rom, 1960.

.04 Teilunterfahrung

Wenn die Trasse eines Verkehrstunnels den Grundriß eines Bauwerks anschneidet, müssen dessen Wand- oder Säulenlasten entweder auf das Tunnelbauwerk umgesetzt oder seitlich versetzt in eine neue Gründung übertragen werden. Die erste Lösung hat den Nachteil, den Tunnel zusätzlich zu belasten und möglicherweise ungleichförmige Setzungen zu verursachen, und schafft eine statische unklare Gründung des Altbaus.

Vorteilhafter ist die in Bild K14.10 dargestellte Lösung mit seitlich versetzten neuen Lagerpunkten. Bei dem Beispiel handelt es sich um ein Hamburger Speichergebäude, dessen Fassadenwand durch eine Bohrpfehlgründung und mit Hilfe vorgespannter Streichbalken (abschnittsweise hergestellt) unterfangen wurde. Günstig war, daß der Keller für die Baumaßnahmen genutzt werden durfte.

Häufig müssen die Altlasten doppelt umgesetzt werden: zunächst auf eine provisorische Traversenkonstruktion, die den Bau der endgültigen Unterfangungsmauer ermöglicht, dann auf diese Mauer. Interessante Beispiele hierzu finden sich bei JOAS/ WEBER/ HEINE (1971), siehe auch SMOLTCZYK (1991).

.05 Vollunterfahrung

Bei der Vollunterfahrung eines Altbaus muß zwischen Tunnel und Bauwerk eine tragende Deckenplatte eingezogen werden, durch die die Bauwerkslasten abgeschirmt werden. Diese Schirmdecke muß aus einzelnen Balken abschnittsweise hergestellt werden und trägt deswegen nur in Balkenrichtung.

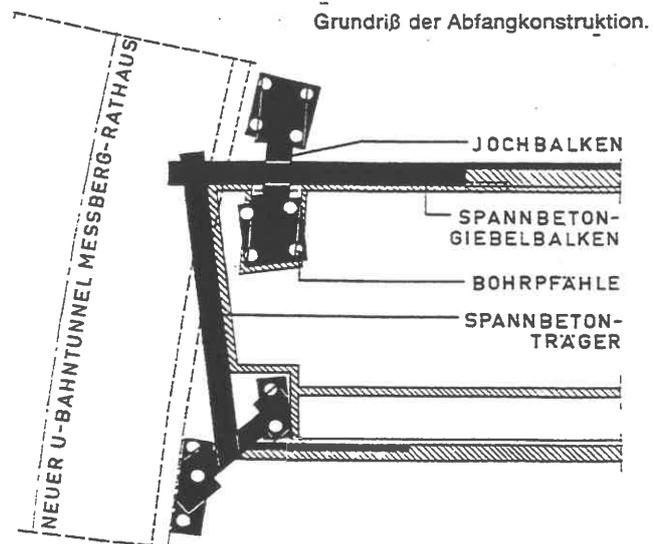
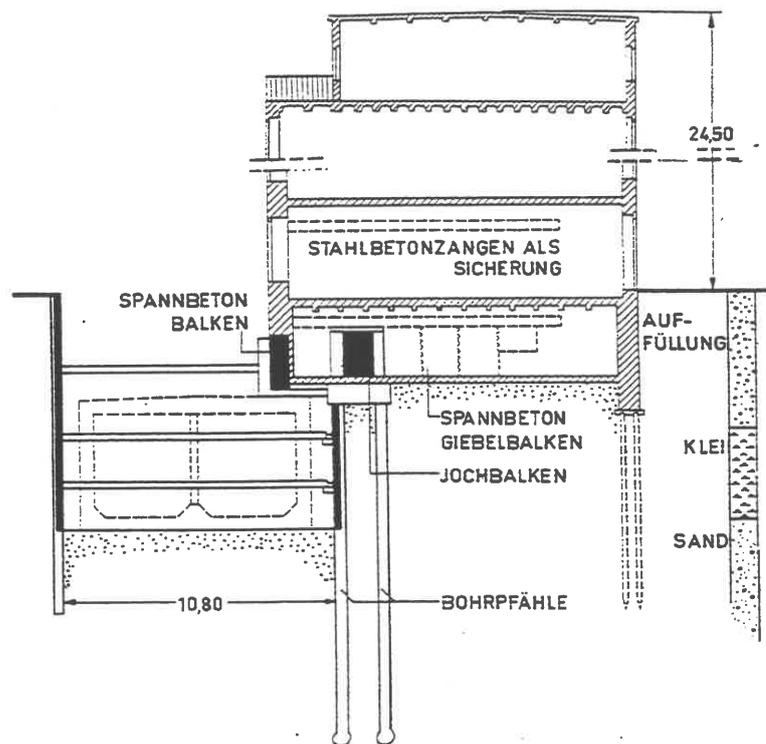


Bild K14.10
(STRUMPF/GRÄNERT/SCHMIDT 1967)

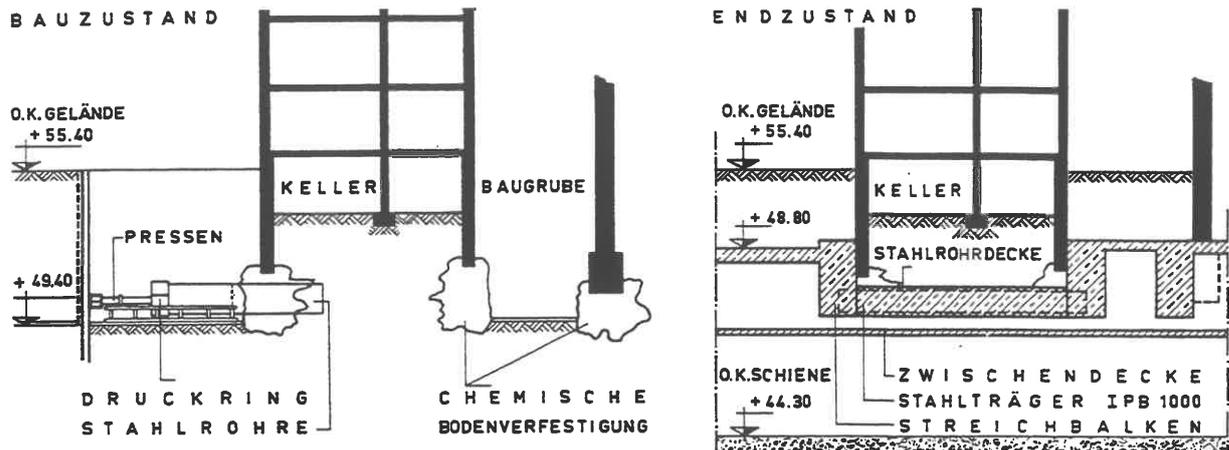


Bild K14.11 (Quelle wie K14.10)

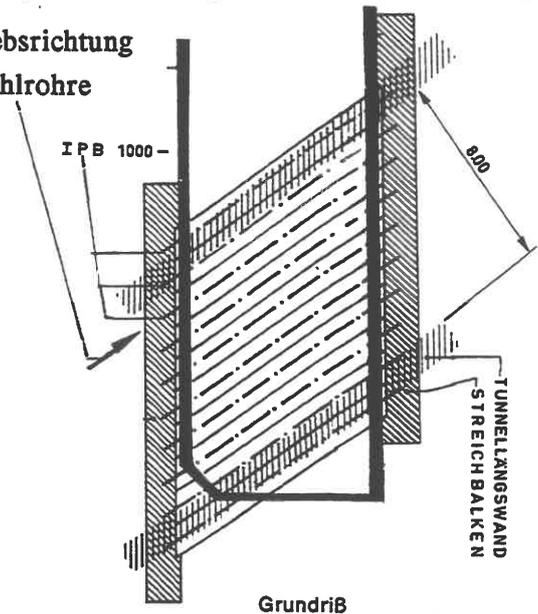
Die Balken müssen entweder in bergmännischem Vortrieb oder im Schutz einer Stahlschalung hergestellt werden. Hierzu gibt Bild K14.11 ein Beispiel: Die Hausfundamente wurden provisorisch durch eine chemische Bodenverfestigung unterfangen. Dann wurden beiderseits des Hauses Baugruben ausgehoben, von denen aus Stahlrohre von 1,2 m \varnothing auf etwa 10 m Länge hydraulisch durchgepreßt wurden. Dazu ist ein Pressenwiderlager erforderlich, das die Reaktionskraft als Erdwiderstand mobilisieren kann. Die Stahlrohre erhalten am Kopf eine Druckplatte, die symmetrisch von zwei Pressen gedrückt wird.

Anmerkung:

Durch diese doppelte Pressenanordnung ist ein gewisses Steuern des Rohrvortriebs möglich. Tatsächlich läßt sich eine erstaunliche Richtungstreuung erreichen. Auch die Durchpreßlängen sind inzwischen erheblich gesteigert worden, so daß man heute in der Lage ist, unter allen praktisch vorkommenden Bauwerks-Grundrissen Schirmdecken herzustellen. Bei größeren Längen empfiehlt sich allerdings eine Kontrolle des Durchhangs.

In die Rohre wurden Profilstahlträger IPB 1000 als Tragglieder eingeschoben und die Rohre dann ausbetoniert. Anschließend wurden die Streichbalken neben dem Altbau betoniert, durch die die Rohrschirmdecke zu einer Platte zusammengefaßt wurde. In der letzten Phase wurden die Tunnel-Längswände gebaut. Dazu wurde zunächst ein Kanalverbau abgeteuft, dessen eine Seite als verlorene Schalung für die Längswand benutzt wurde. Nach dem Erhärten der Längswände und dem Einbau der Lager für die Streichbalken auf den Tunnellängswänden konnte der Erdkern ausgehoben werden. Damit setzte sich der Altbau endgültig auf den Tunnel ab. Setzungen in cm-Größe sind fast unvermeidlich, wobei vor allem die Rückbauzustände zu beachten sind.

**Vortriebsrichtung
der Stahlrohre**



Anmerkung:

Es wäre daher verfehlt Sparsamkeit, das für die Zwischenzustände verwendete Material wiedergewinnen zu wollen (Ziehen von Kanaldielen usw.).

.06 Verschieben von Bauwerken

Wenn diese Aufgabenstellung auch selten ist, so kommt sie doch gelegentlich vor und ist beherrschbar: Bauwerke lassen sich in jeder räumlichen Richtung in eine andere Lage versetzen. Beispiele sind bereits aus dem vorigen Jahrhundert bekannt.

Dazu muß jeder einzelne Lagerpunkt des Bauwerks unterfangen und auf einen gemeinsamen Trägerrost umgesetzt werden, der seinerseits wiederum auf einer Verschiebebahn mit Pressenhilfe bewegt werden kann. Das kann, wie bei Brückenverschiebungen, ein einfaches Gleiten sein. Bei größeren Wegen muß aber vorgesorgt werden, daß nicht einzelne Punkte während des Verschiebevorgangs größere Setzungen erleiden als die benachbarten. Deswegen setzt man in solchen Fällen den Trägerrost auf Rollwagen ab, die konstruktiv den Fahrwerken großer Portalkrane ähneln. Jeder Lagerpunkt wird durch eine hydraulische Presse höhenverschieblich gehalten. Sobald eine Relativsetzung an einem Lager beginnt, fällt der Pressendruck ab und löst eine Gegensteuerung aus. Bei einem Beispiel aus der jüngsten Vergangenheit wurde ein sehr empfindliches gotisches Kirchenschiff 800 m verschoben, wobei die Höhenlage-Differenz zwischen den Lagerpunkten bis auf 0,4 mm begrenzt werden konnte. Die Verschiebekräfte sind nicht groß und bleiben bei etwa 1 % der Vertikallast, zuzüglich 0,5 % für das Anfahren. Die Vorschubpressen arbeiten stets gegen rückwärts gerichtete Pressen auf der anderen Seite des Baukörpers, damit die Bewegung immer kontrolliert und mit annähernd gleichförmiger Geschwindigkeit erfolgt. Im übrigen wird auf das Schrifttum verwiesen, s.z.B. SMOLTCZYK (1991).

Schrifttum zu K14

- JOAS,H./ WEBER,J./ HEINE,E.(1971): Die Sicherung von Gebäuden und sonstigen Anlagen beim Münchner U-Bahn-Bau. Die Bautechnik 48, S. 37 - 42.
- LIZZI, F. (1980): The use of "Pali Radici" (root pattern piles) in the underpinning of monuments and old buildings and in the consolidation of historic centres. Special Publication by FONDEDILE S.p.A.: English version of an Italian article in L'Industria delle Costruzioni no. 110 (1980), Rom.
- SCHULTZE, E. (1971): Erhaltung und Sanierung von Baudenkmälern, Baugrund und Gründungen. Mitt. VGB 53 Aachen.
- SMOLTCZYK, U. (1981): Saving Cities an Old Buildings. State-of-the-Art Report. Proc.X.ICSMFE Stockholm, 4, S. 441 - 465.
- SMOLTCZYK, U. (1991): Unterfangungen und Unterfahrungen. In: Grundbtschb.4.Aufl., Teil 2, Kap.2.3. Verlag Ernst u. Sohn, Berlin.
- STRUMPF,K./ GRÄNERT,W./ SCHMIDT,G.(1967): U-Bahn-Bau. Techn. Berichte Philipp Holzmann AG, April-Heft.

Sachregister

A-Linie (Casagrande)	45	aperiodische Bewegung	222
Abdichtung (Gründungskörper)	426	Aquaplaning	260
Abessinierbrunnen	414	Arbeitsdiagramm Boden/Geotextil	451
Abnahmeprüfung (Anker)	485	Arbeitsgleichung (FEM)	243
Absenkdiagramm	298	Arbeitskammer	299
Absenkeinrichtung: Unterwassertunnel	377	Arbeitskreise der DGEG	10
Absenken (Senkkasten)	296	Arbeitsschutz (Druckluftbetrieb)	300
Absenkhilfe	296	artesischer Druck	201,407
Absenktoleranz (Senkkasten)	296	assozierte Fließregel	79
Absenktrichter	410	Astpackung zur Ufersicherung	404
Abspannmast, Gründung	301	Atterberg-Grenzwassergehalt	44
Abstand: Baugrundaufschlüsse	25	ATV	11
Abstimmung	224	Aufbruchkörper (Zugpfahl)	155
Aggradierung	18	Aufschaukeln (Schwimmkörper)	492
aktiver Erddruck (COULOMB)	167	Aufschlußtiefe	25
Aktivitätszahl	45,57,75	Aufspülung	258
Albit	18	Auftrieb	276
Alte österr. Tunnelbauweise	344	Ausbaubogen	345,350
Alterung	54	Ausfallkörnung	43
Alterung (Geotextilien)	450	Ausfließen der Böschung	204,225
Aluminium-Hydroxyl	18	Ausflockung	21
"anerkannte Regel"	11	Aushub: Berücksichtigung bei Bettung	231
Anfangsgefälle i_0	50	Aushub-Berücksichtigung (Setzung)	127
Angriffspunkt der Erddruckkraft	170	ausmittige Last	114,258,264
Angstrøm	19	Ausnutzungsgrad	197
anisotrope Konsolidation	76	Ausrollgrenze	44
Anker (Tunnelbau)	350	Ausschleusen	300
Anker (Zugfundament)	302	Ausschleusungszeiten	301
Anker: Definition	480	Außenwand-Unterfangung	500
Ankerbohrgerät	482	äußere Kraft bei Böschungsberechnung	204
Ankerkopf	483	Austauschmaterial	434
Ankerkopfverschiebung	485	Auswahlkriterien für Pfähle	456
Ankerkraft	483	Ausweichprinzip	275
Ankerlänge, Berechnung	487	back pressure	68
Ankerwand	313	Baggerloch	326
Anlegebrücke	390	Baggerrinne (Unterwassertunnel)	377
Anorthit	18	Ballast mittels Luftdruck	297
Ansatzverrohrung	464	Ballast (Schwimmkörper)	491
Anschlußbewehrung	466	Ballonverfahren	97
Anschlußleistung (Pumpe)	415	Barkasse	490
Anschmelzen	427	Baugrube in fallendem Gelände	328
Antisol	475	Baugrube, unregelmäßige Form	329
Anziehungspotential	57	Baugrunderkundung	22
		Baugrundgutachten	38
		Baugrundinstitut	9
		Baugrundnormen, deutsche	14

Baugrundrisiko	13	Blockgleiten	211
Baumwurzel, Wirkung auf Böschung	395	Blockleger	494
Baunorm, Verbindlichkeit	12	BLUM	333,338
Bauordnung	11	Boden-Klassifizierung	42
Bauverfahren off-shore	497	Bodenbewehrung mit Kunststoffen	449
Bauwerksabdichtung	426	Bodenbezeichnung	38
Bemessungsgleichung: Grundbruch	266	Bodenersatz	434
Bemessungslast: Pfahl	150	Bodenförderung im Druckluft-Senkkasten	299
Bemessungswert	246	Bodenfrost	91
benachbarte Fundamente	268	Bodenkennwert	249
Benoto-Gerät	465	Bodenmechanik: Definition	11
Bentonit	473	Bodenpaket	453
Bentonit-Zement-Suspension	482	Bodentrocknung	441
Bentonitschild	355	Bodenvereisung	442
Beobachtungsmethode	248,373	Bodenverfestigung	441
Beräumen	404	Bodenverfestigung (Tunnelbau)	349
BERESANTZEW	183	Bodenverflüssigung	438
bergmännischer Tunnelbau	342,345	Bodenvernagelung	405
Bergschäden	15	Bohrhammer-Tiefbohrung	419
Bergsenkung	275	Bohrhindernis	467
Berliner Verbau	325	Bohrkopf, selbststeuernd	419
Berme	394	Bohrlochseismik	86
Bernold-Blech	346	Bohrpfahl, Traglastermittlung	154
Beschichtung (Abdichtung)	426	Bohrpfahl	464
Beschichtung gegen Korrosion	483	Bohrpfahlwand	311,425
Beschleunigung, Wirkung	84	Bohrprofil	40
Bestimmtheitsbereich	137	Bohrprotokoll (Anker)	482
Beton-Spundbohle	462	Bohrspülung	473
Betongüte: Bohrpfahl	466	Bohrverfahren (Baugrunderkundung)	32
Betonplombe	297	Böschung und Hang (Begriff)	192
Betonüberdeckung	466	Böschung mit Flachgründung	271
Bettungsmodul (Tunnelring)	368	Böschung ohne Reibung	209
Bettungsmodulverfahren (Tunnelbau)	366	Böschung: konstruktive Gesichtspunkte	394
Bettungsmodulverfahren	227,236	Böschungs-Vorerkundung	393
Bewegungsfuge	431	Böschungsbruch, allgemein	192
Bewegungsgleichung (Massenpunkt)	222	Böschungsfließen	204
Bewehrte Erde	315	Böschungssicherung durch Bewehrung	450
Bewehrung: Bohrpfahl	466	Böschungsstabilisierung	159
Bewehrung: Rammpfahl	459	Böschungstafeln (BISHOP/MORGENSTERN)	202
Binder	310	BOUSSINESQ: Einzellast lotrecht	110
biologischer Böschungsverbau	395	Brandung	251
Biotit	18	Bruchbedingung, räumlich	66
Bitumen-Verguß (Sp-Schloß)	317	Bruchfuge	193
Bitumenbahn-Abdichtung	427	Bruchkörper-Mechanismus, allgemein	210
Bitumenstrick-Umwicklung	318	Bruchlast: Pfahl	150
Bleiverstimmung	358	Bruchsand	76

Brückenlager auf Spundwand	320	Deviator	104
Brückenpfeilergründung	321	DGEG	10
Brunnen-Ausstattung	414	Diamant-Vollbohrkrone	419
Brunnengalerie	411	Dichte	47
Brunnengleichung	409	Dichtung (Unterwassertunnel)	377
Brunnengründung	292	Dichtungsmittel	423
Brunnengründung auf See	497	Dichtungswand und -sohle	425
Brunnenschneide	295	Dicken-Zuschlag für Korrosion	482
Brunnentopf	428	Dilatanz	75,483
Brustverbau	353	Dilatanzwinkel	72
Bundpfahl	460	DINorm	11,14
Busch-Schwelle (Gewässer)	397	direkte Setzungsberechnung	123
Buschlage	397	disperse Struktur	21
CAQUOT/KERISEL	176	Doline	15
CAUCHY-Problem	142	Doloß	391
CD-Versuch	63	Doppel-Indices	99
CEN	11	Doppelbohle	462
Charakteristiken	137	Drahtschotterwalze	397
charakteristischer Wert	246	Dränage	276
Chlorit	20	Dränage (Böschung)	402
Cone Penetration Test CPT	27	Dränage: Stützmauer	308
Containerkaje Bremerhaven	383	Dränage: Raumgitter	311
Cordonbau	397	Dränrinne	401
COULOMBSche Bruchbedingung	66	Dränstrang	408,433
COULOMBScher Erdwiderstand	175	Drehbohren	419
COULOMBScher Erddruck	167	Drehschlagbohrung	481
critical state line	78	Dreiecklast auf Rechteck	119
cross-hole	86	Dreifachbohle	462
Crosshole-Seismik	444	Dreischicht-Tonmineral	19
c_u als Funktion von σ_c	79	Druck-Porenzahl-Diagramm	52
CU-Versuch	63,69,77	Druckausbreitung, Kugelmodell	109
CU-Versuch: Auswertung	68	Druckluftgründung	298
CULMANN-Verfahren (E_a)	170	Druckluftkrankheit	300
Cutter	495	Druckring-Verbau	314,329
D-Versuch	77	Drucksetzungslinie	52
Dalben	157,180	Drucksonde	27
Damböschung, bewehrt	406	Drucksteife	323
Dämpfungsgrad	222	Druckvorspannung (Dichtung)	427
Dämpfungskonstante	222	Dübelpfahl	158
Daueranker	480	duktils Verhalten	68,74
Deckelbauweise	312	DUNCAN/CHANG-Ansatz	81
Deckwerk	395	Durchdringung	428,430
degeneriertes System (Pfähle)	280	Durchlässigkeit	50
Degradierung	18	Durchlässigkeitskoeffizient	50
Dehnung	107	Durchlauf-Entwässerung	332
Dehydrierung	91	Dynamic Probing DP	26

dynamische + große statische Wirkung	85	Einzellast neben Wand: E_a	171
dynamische Pfahltraglast	458	Eisdicke	254
dynamische Fließgrenze	473	Eisdruck	253
Dynamische Intensivverdichtung	438	Eislinse	91
dynamischer E-Modul	87	elastische Kompression	56
dynamischer Einfluß	84	elastische Verformung	80
dynamischer Pumpversuch	410	elastische Länge	229
dynamischer Triaxialversuch	85	elastische Bettung, Gleichungen	229
E-Modul, linear wachsend	123	elastische Länge (Pfahl)	157
E-Modul E_u	127	elastischer Schwerpunkt (Pfahl)	285
E_a : äußere Einwirkungen	171	elastischer Schwerpunkt (Pfahl)	157
ebene, stationäre Sickerströmung	215	Elastizitätsmodul, spannungsabhängig	81
EDV-Berechnung	238	Elektro-Osmose	417
effektive Spannung	68	Element-Wahl (FEM)	239
Eichfaktor (Rammung)	458	Elementbauweise: Einschnitt	313
Eigenfrequenz	222	Elementbauweise: Aufschüttung	315
Eignungsprüfung (Anker)	485	Elementsteifigkeitsmatrix	242
Eignungszahl (Verdichtung)	438	elliptische Platte, starr	114
Eimerkettenbagger	496	endlich langer Balken, gebettet	230
einachsiger Druckversuch	64	Energiebilanz bei dynamischer Verdichtung	436
einax. Druckversuch mit Frost	92	Englische Tunnelbauweise	344
Einbau-Kontrolle	97	Entfestigung durch Verwitterung	46
Einbaukriterien bei Ton	97	Entnahmeggerät für Bodenproben	36
Einbindetiefe: Einfluß auf σ_{zz}	116	Entspannung (Grundwasser)	412
Einbindung, Mindestmaß (Träger)	325	Entwässerung: Stützmauer	308
Eindringlänge	473,476	Entwurfssituation	247
einfache Annahme (Gleitkreis)	196	E_p vor Trägerfuß	186
einfache Annahme (Sohldruck)	227	E_p bei gekrümmter Bruchfläche	176
Einflußbereich	137	Erdarbeiten im Straßenbau	436
Einflußradius, Sprengverdichtung	439	Erdbebenwirkung: Böschung	225
Einkornbeton	308,314,401	Erdbebenzonen in D	226
Einmassenverfahren	425	Erddruck, Definition	161
Einpreßdruck	422	Erddruck, teilmobilisiert	172
Einpreßpfahl	468	Erddruck auf Tunnel-Ortsbrust	375
Einpressung	419	Erddruck in einfachen Fällen	249
einschaliger Tunnelausbau	360	Erddruck, räumlich	181
Einschwimmen	497	Erddruck-Abschirmung (Uferwand)	385
Einschwingmethode (k-Bestimmung)	410	Erddruck-Lastbild	330
Einspannung (Pfahl)	157	Erddruck-Umlagerung	330
Einspannung	178	Erdfall	15,275
Einwirkung u. Widerstand	246	Erdmodell (Senkkasten)	295
Einwirkungsdauer (Bergschaden)	16	Erdruhedruck bei geneigtem Gelände	163
Einzelfassung, axial	409	Erdruhedruck im gesättigten Ton	164
Einzelfassung, eben	408	Erdruhedruck im Halbraum	162
Einzellast waagerecht	110	Erdstützung (Tunnelbau)	356
Einzellast lotrecht	110	Erdwand, unverbaut	403

Erdwiderstand, allgemein	174	Flachgründung, Definition	257
Erdwiderstand, teilmobilisiert	177	Flachgründung an Böschung	271
Erdwiderstand (Sp-Fuß)	333	Flachprofil (Spundwand)	462
Erdwiderstand am Böschungsfuß	208	Flammschmelz-Klebeverfahren (FSK)	427
Erdwiderstand (Gleitsicherheit)	259	Flechtwerk	396
Erektor	353	Flexibilitätsmatrix	233
Ergiebigkeit (Brunnen)	411	Fließbedingung	80
Erhitzung: Wirkung im Boden	90	Fließgrenze	44
Erosion	214	Fließgrenze, Bestimmung	474
Ersatzradius (Brunnen)	411	Fließgrenze, dynamische	473
Erschütterungsschutz	224	Fließkurve	77
Erschütterungswirkung: Bauwerke	224	Flügel (Stahlpfahl)	460
erstbelastete Probe	68	Flügelsonde	29,30
erzwungene Schwingung	223	Flutwelle	251
Essener Verbau	314	FORCHHEIMER	412
Eurocode	11	Förderleistung	415
Exzentrizität	264,271	Formbeiwert:Grundbruch	266
Fachzeitschrift	7	fossile Bruchfläche	193
Fallplatte	438	FOURIER-Analyse	220
Fangedamm	337,390	FOURIERSche Wärme fluß-Diffgl.	444
Fangedamm-Prinzip	480	Frankipfahl	463
Faschine	397	freie Ankerlänge	486
Faschinen-Drän	402	Freileitungsmast, Gründung	301
Federkonstante	222	Freivorbau	263
Feldspat	18	Frequenz, Einfluß auf Festigkeit	85
FELLENIUS-Regel	196	Frosteindringung	92
Fels, zul. Sohlspannung	258	Frosthebung	446
Felskluft, Verpressung	420	Frostindex	92
Felsmechanik: Definition	4	Frostkörper	443
Felsschlagsicherung	401	Frosttiefe	92
Felssturz	192	FSK-Verfahren	427
FEM im Tunnelbau	371	Fuge in beschichtetem Bauteil	431
FEM im Grundbau	238	Fuge	274
FEM-Berechnung der Bodenvereisung	445	Fugenband	431
Festgestein, Definition	42	Fugendichtung	358,360
Festigkeit gefrorenen Bodens	92	Füllbeton (Druckluftkammer)	300
Festlegelast (Anker)	486	Füllbohle	317
Filter, umgekehrtes	332	Füller	422
Filtergeschwindigkeit	50	Füllmittel für Tonsuspension	474
Filterkeil	402	Fundamente: Interaktion	268
Filterkies	402	Fundamentgründriß, aufgelöst	269
Filterregel	219	Fundamentsohle abgestuft	267
Filterrohrlänge	415	Fundamentsteifigkeit, Einfluß	113
Filtration	475	Fußauskreuzung (Stahlrohr)	460
Firste	342	Fußsicherung (Felsböschung)	401
Flächengründung, Definition	257	Fußverbreiterung	465

Gabion	401	Glühverlust	44
Gebäude-Aufnahme	500	GOURSAT-Problem	142
Gebirgsanker	483	Grabenverbau	324
Gebirgsgüteklassen	364	Grabenverbaugerät	325
Gefrierdruck	91	Granit	18
Gefrierrohr	443	graphische Spundwandberechnung	334
Gefrierverfahren (Tunnelbau)	349	Grenzdehnung (Kunststoffmatte)	452
Gefrierverfahren	442	Grenzlant (Anker)	484
Gefrierzeit	444	Grenzlant: Pfahl	150
Gefügewiderstand	63	Grenztangente (Bruchkreis)	200
gekrümmte Bruchfläche	176	Grenzwinkel (Bergschaden)	16
Geländebruch, allgemein	192	Grenzzustand nach PRANDTL	136
Gelbdruck	12	Grenzzustand	247
Gemischte Spundwand	317	Grundbau: Definition	4
gemischter Verbau	327	Grundbau: historisch	4
geneigte Last	264	Grundbruch (Anker)	487
Geogitter	449	Grundbruch	263
Geokunststoffe	449	Grundbruch: analyt. Lösung	137
geometrische Linearisierung	107	Grundbruch: Schräglant, analyt. Lösung	139
Geotechnik: Definition	4	Grundsatzprüfung: Injektionsmittel	424
geotechnische Untersuchung	22	Gründung, historisch	4
Geotechnische Kategorie	248	Gründungstiefe (Unterwassertunnel)	377
Geotextilien	449	Grundwasser	407
Geschiebemergel	43	Grundwasser-Absenkung	408
Gesims (Spundwand)	318	Grundwasser-Absperrung	408
gestaffelter Verbau	328	Grundwasser-Erkundung	23
gestalttreue Volumenänderung	108	Grundwasser-Untersuchung	37
Gesteinsfestigkeit: Quarz	61	Grundwasserabsenkung als Vorlast	434
Gesteinshärtel	18	Grundwasserabsenkung (Tunnelbau)	357
Gewölbe-Effekt	173	Grünschwelle	400
Gewölbestützmauer als Ufermauer	387	Gruppenwirkung (Anker)	487
Gewölbewirkung: Schlitz	477	Gruppenwirkung (Pfähle)	151,471
Gezeitenhub	407	Gummidichtung (Unterwassertunnel)	378
Gezeitenwasserstand	251	Gurt (Verbau)	325
Gipsverfahren: Verdichtungskontrolle	97	Gurt	318
Glaukonit	19	Gußeisen-Tübbing	358
Gleichgewichtsbedingung, dynamisch	221	H-Kraft-Einfluß auf Sohlspannung	258
Gleitlinien bei Lastneigung	265	Haftreibung	61
Gleitlinienfeld	137	Halbraumschwingung	220
Gleitlinienlänge (Grundbruch)	269	Halbraumverfahren	227,232
Gleitreibung	61	halbunendlicher Balken, gebettet	231
Gleitschicht gegen Zwangsbewegung	275	Hämatit	19
Gleitsicherheit	259	Hamburger Verbau	325
Gleitung	107	Handschild	352
Glimmer	18	Hangbewegungen (gemessen)	195
Glockenprofil	345	Hangfaschine	399

Hangrost	399	Injektionsverfahren	419
harmonische Schwingung	220	innere Reibung	63
Hartholzfutter	458	Institut für Bautechnik	12
Hauptspannungen	100	Interaktion	227
Hauptuntersuchung	24	Interaktionsproblem	113
Heckbein	495	intermittierende Stufung (Körnung)	43
Heckenbuschlage	398	Invarianten	101
Heckenpflanzung	398	Invarianzbedingung	67
Heißluft-Schweißung	429	Isoasphalie	199
Heister	397	Isotopensonde	30
Herstell-Toleranz (Bohrpfahl)	467	ISRM	10
Hilfsfundament	377	ISSMFE	10
Hitze (Rammen)	458	Jacket	497
HJULSTROEM-Diagramm	255	Jochbalken	502
HOESCH-Spundwand-Programm	461	JOOSTEN	422
Hohlgestänge	481	Kabelleger	490,494
Hohlsog	415	Kalkgehalt	44
Holm	318	Kalkpfahl	448
Holzgrüschwelle	400	Kalotte	342
Holzrammpfahl	458	Kältemittel	442
Holzspundbohle	460	Kaltverschweißung	61
Holzverbau (Tunnel)	343	Kämpfer	342
Holzverbohlung	326	Kanaldiele	324,328
Hopperbagger	496	Kanalverbau	324
Horizontalbohrung	419	Kaolinit-Kristall	19
Horizontalschub diagonal	260	Kapillarität	51
Hubinsel	490,493	Karsthöhle	15
HVORSLEV	78	Kartenhaus-Struktur	21
HW-Schwinge	465	Kastenfangedamm	337
hydraulisch eingepreßter Pfahl	468	Kastenprofil: Stahlpfahl	459
hydraulischer Grundbruch (Tunnelbau)	352	Kastenschergerät	64
hydraulischer Grundbruch (Bohrpfahl)	464	Kastenstützmauer als Ufermauer	388
hydraulischer Grundbruch	219,317,332,413	Kationen-Austausch	20
Hydrojet	355	KB-Wert	225
Hydrosaat	395	Kehlenstoß	428
Hydroschild	355	Keil (Steife)	326
hydrostatischer Druck	250	KEM bei Böschung	205
Hydroventil	297	kennzeichnender Punkt	123
IAEG	10	Kenter-Risiko	492
Illit-Kristall	19	Kernbauweise	347
indirekte Setzungsberechnung	126	Kernbohrung	419
Ingenieurgeologie: Definition	4	Kernweite	261,306
Injektion im Festgestein	420	Keuperton	20
Injektion im Lockergestein	420	Kiesfilter	402
Injektion für Unterfangung	501	kinematisch bestimmter Pfahlrost	279
Injektionsmittel	422	Kinematische Elemente Methode (KEM)	144

kinematischer Zwang bei E_a	173	Körnungslinie	42
Kippen	262	Kornverteilungslinie	42
klaffende Fuge	261	Kornzerkleinerung	74
Klappschute	494	Körperschall	224
Klarspülung	419	Korrosion (Spundwand)	321
Klassifikation, Schrifttum	5	Korrosionsschutz	482
Kleinbohrpfahl	469	KÖTTER-REISSNERSche Differentialglchn.	140
Kluft-Element	372	Krafteintragungslänge	484,486
Kluftwasser	407	Kraftübertragung (Schwingung)	223
Knetversuch	44	Krainer Wand	309
Knicken von Pfählen	157	Kreis als Bruchfuge	195
Knicklänge (Pfahl)	158	Kreisplatte, starr	114
Knickverband	327	Kreisplatte auf elast. Halbraum	113
Knotenkraft (FEM)	243	Kreisplatte: Spannung darunter	118
Kohäsion, scheinbare	58	Kreisring, teilgebettet	368
Kolbeneffekt	465	Kreisring unter Erddruck	367
Kolk	255	Kriech-Ansatz für gefror. Boden	93
Kolmatation	214	Kriechen (Hang)	194
Kölner Verbau	324,347	Kriechlast: Pfahl	150,156
Kombinationswert	248	Kriechmaß (Anker)	485
Kompression, elastische	56	Kriechminderung (Böschung)	159
Kompressionsbeiwert	53	Kriechsteifigkeit (Geotextil)	451
Kompressionsmodul	55	Kriechversuch (Geotextil)	451
Kompressionsmodul, dynamisch	221	Kriechversuch (Injektionsmittel)	424
Kompressionsversuch	52	Kristallisationsdruck	91
Kompressionswelle	221	kritische Neigung	204
Kongresse	10	kritischer Zustand	78
Konsolidation im geschichteten Boden	134	Krümmungszahl	43
Konsolidation, anisotrop	76	Kugeltensor	104
Konsolidation, zweidimensional	133	Kühlaggregat	443
Konsolidationssetzung	128	Kühlkreislauf-System	442
Konsolidierungsgrad	131	Kühlleistung	445
Konstruktion bei Bergschaden	275	Künette	402
Konstruktion von Böschungen	394	Kunstharz (Injektion)	422
Kontrolle (Injektion)	424	künstliche Insel	490
Kontrollmessung	249	Kunststoff-Beschichtung	429
Konvergenz (Tunnelbau)	351	Kunststoff-Dränband	433
Konvergenzwelle	16	Kupfer-Riffelband-Verstärkung	428
Kopfausrundung (Böschung)	394	Kupplungspfahl	459
Kopfeinspannung (Pfahl)	286,471	Küstenmotorschiff	490
Kopfplatte	277	Lade-Gerät	64
Kopfverschiebung (Anker)	485	Laderaum-Saugbagger	496
Kornform, Einfluß	76	Lagerungsdichte	48
Kornform	44	Lagerungsdichte, Einfluß auf φ	77
Kornkennzahl	42	Lamellenfreie Methode	196
Kornreibung, rollende	62	Lamellenverfahren	196

Lanze zum Gefrieren	443	Monodur	422
LAPLACEsche Differentialglg.	216	Monosol	423
Lärmschutzwand	453	Montmorillonit	20,473
Lasche (Spundwand)	463	MORISON	252
Last geneigt	264	Mulchsaat	396
Last-Setzungskurve (Fundament)	263	Mure	192
Lastfall	247	Muscovit	18
Lastwechsel-Einfluß	58	nachgebende Stützung	165
Lastwechseleinfluß (Anker)	485	Nachverpressung (Anker)	484
Latente Umwandlungswärme	91,445	Nachweis auf tiefer Bruchfläche (Anker)	488
Lateritbildung	18	Nadelpfahl	459
Läufer	310	Naßbagger	490,495
lebender Flechtzaun	399	Naßbaggerei	434
Lebendverbau	395	Naßsaat	395
Lehmansche Trogtheorie	15	Naßverfahren (Spritzbeton)	347
Leitungstunnelbau	364	Naturstein-Schichtung	401
Leuchtturmgründung	498	Neigungsbeiwert: Grundbruch	266
Liner Plates	363	Neue österr. Tunnelbauweise	349
Linie kritischer Zustände	78	neutraler Punkt bei Mantelreibung	151
Linienbruch (Böschung)	192	nichtlinear-elastischer Halbraum	228
Linienlast senkrecht	112	nichtlineare Feder (Schwingung)	223
liquefaction	85,225	Nocke	428
liquidity index	45,73	Nominalwert	246
Löffel-Schwimmbagger	497	Normalitätsbedingung	79
lokale Interaktion	228	NÖT + Druckluftverfahren	351
Löschbrücke	390	NÖT	349
Löß	58,73	Nut und Feder	460
Löß-Verdichtung	440	Nut gegen Nut	462
Luftwegigkeit	351	Oberflächen-Verfestigung	74
Lugeon-Einheit	424	Oberflächenrauigkeit	61
Mäkler	458	Oberflächenspannung	51
MANDEL-CRYER-Effekt	133	Oberflächenverdichtung	436
Manschettenrohr	421	Oberflächenwelle	251
Mantelreibung	150	OCR	165
Massenpunkt-Schwingung	222	Oedometer	52
Materialschleuse	299	offene Wasserhaltung	413
Matrizen-Verschiebungsmethode	233	Offshore-Bauverfahren	497
Mauerform, ideale	306	Oktaederspannung	105
Messervortrieb	349	Ölverbrennung im Boden	441
metazentrische Höhe	491	Optimierung (KEM)	148
Modell: progressiver Bruch	65	organogener Boden	44
Modellgesetz der Zeitsetzung	130	Ortbeton-Rammpfahl	463
mögliche Setzung	274	Ortbeton-Tunnelbauweise	364
MOHR-COULOMBsche Bruchbedingung	66,78	Orthoklas	18
Mohrsche Spannungsebene	102	Ortsbrust-Abstützung	352,373
Mole	390,493	Packer	420,482

Palisade	399	Porenanteil	47
passiver Erddruck	174	Porenluftdruck	68
PASTERNAK-Fälle	230	Porenwasserdruck in Sohlfläche	260
peak im Scherweg	65	Porenwasserdruck	68,70
periodische Schwingung	220	Porenwasserdruck: E_p	177
Permanentanker	480	Porenwasserdruckmessung	63
Permeameter	475	Porenwasserdruckparameter	70
Personenschleuse	299	Porenzahl e	47
Pfahl-Plattengründung	277	Positionieren, Schwimmstück	377
Pfahlabstand	471	Potentiale: Anziehung, Abstoßung	21
Pfahlbiegung	156	Potentiallinie	216
Pfahlbock biegesteif, vereinfacht	290	Potentialströmung	216
Pfahlbock: Definition	277	Potenzansatz nach OHDE	56
Pfahlbohrmaschine	465	Prahm	490
Pfahldübel	158	PRANDTL-Grenzzustand	136
Pfahldurchmesser (Bohrpfahl)	466	Pressen (Tunnelschild)	353
Pfahlgründung im Erdbebengebiet	277	Primärsetzung	128
Pfahlherstellung durch Rütteln	467	Prinzip der virtuellen Arbeit	282,287
Pfahlknickung	157	Probebelastung (Anker)	486
Pfahlkopfanschluß	470	Proberammung	463
Pfahlkopfanschluß durch Dichtung	428	Proctorversuch	95
Pfahlnormen (deutsche)	456	Proctorwerte	97
Pfahlprobebelastung, axial	155	progressiver Bruch: Modell	65
Pfahlrost: symmetrisch	284,288	pseudo-elastische Verformung	81
Pfahlrost: axialsymmetrisch	284	Pumpensumpf	413
Pfahlrost: Definition	277	Pumpversuch	50,409
Pfahlrost: eben	284,288	Pyknometer	47
Pfahlrost: nur Lotpfähle	283	q_r/q_s (CPT)	29
Pfahlrost: Rechenannahmen	278	quadratische Erregung	223
Pfahlrostberechnung mit Biegung	285	Quarz	18
Pfahlrostberechnung ohne Biegung	281	Quelle	407
Pfahlsteifigkeit	285,458	Quellschweißung	429
Pfahlwand, aufgelöst	311	Quellzeit (Tonsuspension)	475
Pfändung	324	Radiometrische Sonde	30
Pfeiler-Verkantung	125	Ramm-Einrichtungen	457
Phasenwinkel	223	Rammarbeit	458
Pilemaster	468	Rammbar	458
Plagioklas	18	Rammhaube	458
plastisches Potential	79	Rammhindernis	462
Plastizität	44	Rammpfahl	152,458
Plattendruckversuch	98	Rammrohr	463
Plattengründung	228	Rammsondierung	26
Pleuger-Pumpe	415	Rammstellung	458
Polkonstruktion	103	Randwertproblem	142
Polstergründung	434	RANKINE-Zustand	165,175
Polygonalboden	58	Rasenziegel	395

Rauhigkeit	61	Sackung	58,122
Raumgitter	309	SAINFLOU	252
räumliche Bruchbedingung	66	Sanddrän	433
räumlicher Erddruck	181,184	Sandinjektion (Unterwassertunnel)	378
Rauten-Flechtzaun	396	Sandsack-Prinzip	453
RAYLEIGH-Welle	221	Sandsäule	446
Rechteck mit Dreiecklast	119	Sandschliff	321
Rechteckfundament, schlaff	115	Sandunterspülung (Tunnelbau)	377
Rechteckplatte, starr	114	Sättigungsgrad	95
reduzierte Sohlfläche	265	Sättigungszahl	48
Refraktionsseismik	86	Sauberkeitsschicht	259
Reibung, innere	63	Saugbagger, zerlegbar	496
Reibungspfahl	153	Saugbagger	495
Reibungsverminderung (Senkkasten)	297	Saumbohle	403
Reichweite	410	Schachtbrunnen	414
Reisigbettung	398	Schallschutzwall	406
Relaxation (Ankerkraft)	486	Schappe	465
resonant column method	85	Scheibenlösung (Tunnel)	371
Resonanzfrequenz (Boden)	85	Scherfestigkeit	60
Restscherfestigkeit	73,173	Scherfestigkeit im gestörten Boden	73
Richtung der Hauptspannungen	102	Scherparameter: Bemessungswert	246
Richtungsabweichung (Ankerbohren)	481	Scherverformung	65
Ringspaltverpressung	352,373	Scherwegdiagramm	65
Rinnenprofil	345	Scherwelle	221
Rippenstützmauer	309	Schichtwasser	407
Rippenstützmauer als Ufermauer	388	Schiechteln	396
Rohfilzpappe	427	schiefe Last	264
Rohrdurchführung	428	Schiffsdruck	256
Rohrleger	490	Schiffsgröße	382
Rohrpfahl, spiralgeschweißt	459	Schiffsstoß	256
Rohrschirmdecke	505	Schild-Dichtung	353
Rohrschlaufe	276	Schildschneide	352
Rollende Kornreibung	62	Schildschwanz	353
Rollrasen	395	Schildvortrieb	352
Rotationsviskosimeter	474	Schildvortrieb unter Druckluft	357
Rückbauzustand	330,505	Schildvortrieb, vollmechanisch	354
rückläufiger Stoß	428	Schildvortrieb, teilmechanisch	354
Rückverhängung	323,450	Schirmdecke	504
Ruhedruck	162	Schlammstrom	192
Rundholzsteife	325	Schlepper	490,494
Rutschung, zeitliche Entwicklung	194	Schlepperleistung	492
Rütteln	436	Schleppleinenlänge	498
Rüttelpfahl	467	Schleusenrüttler	446
Rüttelstopfverfahren	446	Schlickräumung	377
Saatmatte	396	Schlingerzeit	492
Säbelwuchs	194	Schlitzwand, vorgespannt	312

Schlitzwand mit Fertigteilen	312	Schwimmkran	490,492
Schlitzwand	312	Schwimmramme	490
Schlitzwand: Statik	476	Schwimmstabilität	377,491
Schlitzwandelement in Kreuzform	478	Schwingbeiwert	249
Schlitzwandfräse	477,479	Schwinggeschwindigkeit: krit. Werte	225
Schlitzwandgreifer	477	Schwingung	220
Schloß (Stahlspundwand)	462	Seele (Schneckenbohrer)	467
Schloßstahl	317	Seetransport	491
Schlußstein	358	Seilgreifer	465
Schmalwand	425	Seitendruck	187
Schneckenbohrung	464,467	Seitendruck auf Pfahlgruppe	189
Schneckenbohrung (Anker)	481	Seitendruck durch Pfahlrammung	384
Schneckenförderung (Tunnelbau)	356	Seitendrucksonde	31,369
Schneide (Senkkasten)	292,295	sekundäre Setzung	54
Schneidkopf-Saugbagger	495	Sekundärsetzung, Minderung	433
Schneidschuh	364	Senkkasten als Ufermauer	387
Schockgefrieren	442	Senkkasten: Bodenstützung	294
Schottersäule	446	Senkkasten: Bauverfahren	295
schräge Sohlfläche	260	Senkkastengründung	292
Schrägpfahlanschluß	319	Senkung	15,122,275
Schrägpfahlbohrung	465	Sensitivität	73
Schrämkopf	345,355	Setzung durch GW-Absenkung	416
Schraubenpfahl	456	Setzung, zulässige	273
Schrifttum, Klassifikation	5	Setzung neben Verbauwand	331
Schrumpfgrenze	58	Setzung, allgemein	122
Schubmodul (Sand)	80	Setzung: Wirkung auf E_a	173
Schubmodul, dynamisch	85,221	Setzungsausgleich	272
Schurf	32	Setzungsberechnung, indirekt	126
Schute	490,494	Setzungsberechnung, direkt	123
Schuttstrom	192	Setzungsfuge	274
Schüttung	258	Setzungsminderung durch Schottersäule	448
Schutzmaßnahme (Dichtung)	430	Setzungsnachweis	271
schwebende Pfahlgründung	153	Setzungsprognose	272
Schwellbeiwert	53	Setzungsschaden (Tunnelvortrieb)	373
Schwelldruck	57	Setzungsunterschiede, empirisch	272
Schwelle	397	Sicherheitsdefinition (Böschung)	195
Schwelle mit Nagelung	398	Sickerschlitz	408
Schwellmaß	57	Sickerströmung	214
Schwellmaß (Anker)	485	Sickerwasser	407
Schwellvermögen	57	Sieblinie	42
Schergewichtsmauer	306	Silikatinjektion	422
schwimmende Pfahlgründung	153	Siliziumdioxid-Kristall	18
schwimmendes Gerät	490	Simple Shear-Gerät	64
Schwimmkasten als Ufermauer	384,387	SKEMPTON-Parameter	70
Schwimmkasten	318,498	Sofortsetzung	127
Schwimmkasten-Transport	494	Sohldruck (Platte)	235

Sohldruckkonzentration	236	Spülverlust	419
Sohldruckverteilung	227,263	Spundbohle (Definition)	456
Sohlenbeton (Senkkasten)	297	Spundung (Holzpfahl)	460
Sohlensicherung	390	Spundwand für hohe Ufermauer	384
Sohlfläche, schräg	260	Spundwand: Sperrwirkung	219
Sohlfläche, unregelmäßig (Grundbruch)	269	Spundwand: Prinzip	316
Sohlfläche, aufgelöst	269	Spundwand: Bemessung	329
Sohlfuge (Molenbau)	390	Spundwand-Verstärkung	463
Sohlneigungsbeiwert	267	Spundwandanker	319,322,480
Sohltreibungswinkel	259	Spundwandbaugrube im Fluß	321
Sohlschubkraft	259	Spundwandprofile	317,461
Sohlsicherung	255	Spurhaltung (Hafenkran)	385
Sohlspannung, zulässige	257	Stagnationslänge	473,475
Sohlzugspannung: Elimination	236	Stahl-Rammpfahl	459
Soil Fracturing	421	Stahl-Tübbing	361
SOKOLOVSKI-Theorie	139	Stahlbeton-Aussteifung	327
Sonderfälle des Grundbruchs	267	Stahlbeton-Rammpfahl	459
Sonderprobennahme	35	Stahlbeton-Tübbing	359
Sondierung	26	Stahldorn am Pfahlfuß	459
Sorptionspotential	57	Stahlsorten (Spundwand)	462
Spannkraftverlust (Anker)	485	Stampfen	436
Spannungsbegriff	99	Standard Penetration Test	27
Spannungstensor	99	Standhöhe, Erdwand	403
Spannungsweg	68,74	Standicherheit: Schlitz	477
Spannungszustand, eben (FEM)	245	Standicherheitsdiagramm (TAYLOR)	200
Sparrenzimmerung (Tunnel)	344	Standzeit	364
Sperrschicht (Grundwasser)	412,425	Stangendrän	402
Sperrwirkung: Spundwand	219	statisch bestimmter Pfahlrost	279
spez. Oberfläche	21	statische Fließgrenze	473
Spiegelinie	216,409	statischer Fehler (Gleitkreis)	196
Spiegelungsprinzip (MINDLIN)	113	Steckholz	396
Spitzendruck	150	Steckling	397
Sporn	268,308,385	Steifemodul	54
Spreitlage	396	Steifemodulverfahren	227,232
Sprengladung	439	Steifenlage	325
Sprengung in der Arbeitskammer	301	Steifigkeitsmatrix: Pfahlrost	283,287
Sprengverdichtung	439	Steighöhe	51
Spritzbeton (Tunnelbau)	346,350	STEINBRENNER-Diagramm	116
Spritzbeton-Versiegelung	311,405	Steinpflaster	462
Sprödbruchverhalten	68	Steinsäule	446
Sprödheitszahl	73	Steinschlag-Schutzzaun	401
SPT	27	Steuerschlepper	494
Spülfeld	495	stochastische Schwingung	220
Spülhilfe	465	Stoffgesetz, hyperbolisch	81
Spülhilfe (Senkkasten)	298	Stoßzahl	249
Spülleitung, schwimmend	495	Stoßzahl (Rammung)	458

Strahlsonde	30	Thixotropie	21,73
Streichbalken	502	Thixotropiezahl	473
Streichen und Fallen	39	Tidehub	407
Streifenfundament, starr	114	tiefe Gleitfuge	488
Streifenfundament, schlaff	115	tiefe Unterfangung	502
Streuung	246	Tiefe: Baugrunduntersuchung	25
Stromlinie	216	Tiefenverdichtung	437
Strömungsdruck	251	Tiefgründung, Definition	257
Strömungskraft	201,214	Tixoton	473
Struktur: Ton	21	Tone, Entstehung	18
Stuttgarter Böschungsverbau	404,406	Tongehalt (Suspension)	474
Stuttgarter Wulstverbau	452	Tonmineral, Elemente	18
Stützflüssigkeit	473	Tonsuspension	473
Stützlinie	211	Torf	44
Stützmauer, Begriff	305	totale Spannung	68
Stützscheibe	401	Trägerbohlwand	324,336
Stützwand, Begriff	305	Tragfähigkeit, Schottersäule	447
Suffusion	214	Tragfähigkeitsbeiwert: Grundbruch	266
Sulfatbeständigkeit	422	Tragfähigkeitsbeiwert	138
Suspensions-Stabilität	475	Traglast in der Bodenmechanik	136
Symbole	8	Traglastminderung bei Exzentrizität	266
Synärese	423	Traglastverfahren (Tunnelbau)	370
Systemankerung	351	Tragverhalten: Pfahl	151
Tabelle für Spitzendruck u. Mantelreibung	152	Trajektorienbild	263
Tagesbruch	15	Transformation (σ_{II})	100
Tankgründung auf Schottersäulen	448	Transformation: biegesteifer Pfahlrost	286
Tauchpumpe	414	transiente Schwingung	220
Teilfläche	17	Transmissivität	410,413
teilgesättigter Zustand	68	Transversalwelle	221
Teilschnittmaschine	345	Trapezlast: Spannung darunter	117
Teilsicherheitskonzept	246	Treibeis	254
Teilunterfahrung	504	Trennschicht	276
Teilverbau, mechanisch (Böschung)	401	Triaxialgerät	63
Telleranker	428	Trimmen (Schwimmkörper)	492
Temperatur-Einwirkung (Tunnel)	379	Trockenreibung	61
Temperaturleitzahl	88	Trockensaat	395
Temporäranker	480	Trockenverfahren (Spritzbeton)	347
Terraprobe	438	True Triaxial	64
Terre armée	315	Tübbing	357
Tetrapode	391	Tunnel: Begriffe	342
thermisch verursachter Porenwasserdruck	90	Tunnelauskleidung	357
thermische Bodenverfestigung	441	Tunnelbelastung	365
Thermogramm	90	Tunnelberechnung im Kontinuum	371
THIEMsche Brunnengleichung	409	Tunnelberechnung	365
Thix-Schild	355,374	Tunnelbettung	365
thixotrope Flüssigkeit	297	Tunnelbrücke	378

Tunnelschild-Dichtung	353	Verdichtungsfähigkeit	48,95,436
Tunnelsicherung, historisch	343	Verdichtungsgrad	437
Tunnelstatik	364	Verdichtungstiefe	436
Tunnelverformung	373	Verfestigung	78,80
Überbausteifigkeit	235	Verfestigungsgrad	131
überbaute Böschung	386	Verflüssigung	85,225
Überdeckung, Untertunnel	377	Verformungselemente (Bergschaden)	17
Überkorn	96	Verformungszustand: eben/axialsymm.	75
Überlagerungsbohrung	481	Vergrößerungsfunktion	223
Übertragungsmatrix	230	Verhakung	61
Ufer-Faschine	402	Verkalkung	415
Ufermauer	382	Verkantung, analyt.Lösung	125
Ulme	342	Verkantung	272
Ultrafeinzement	422	Verkehrslast aus Baubetrieb	403
umgekehrtes Filter	413	Verkehrswasserbau: Elemente	382
Umströmung einer Spundwand	217	Vernähung	398
Umwandlungswärme	91	Vernagelung	405
Ungleichförmigkeit	76	Verockerung	415
Ungleichförmigkeitszahl	43	verpackter Boden	453
Ungleichkörnigkeit	76	Verpreßanker	480
Unrundheit (Tunnelring)	366	Verpreßkörper (Anker)	483
Unstetigkeitslinie	137	Verpreßpfahl	469,502
Unterfahrung (Definition)	500	Verrohrungsmaschine	464
Unterfangung (Definition)	500	Versagenswahrscheinlichkeit	246
Unterwasseranker	323	Verschieben (Bauwerk)	506
Unterwasserbagger	490	Verschiebungsansatz (FEM)	239
Unterwasserbeton (Senkkasten)	297	Verschiebungszustand, allgemein	105,122
Untertunnel	375	Versiegelung	404
unverrohrtes Bohren	466	Versuchsspur	68
unvollkommener Brunnen	409	Verträglichkeitsbedingung	80,108
up-hole	86	Verwitterung	18,74
UU-Versuch	63	Verwitterungsgrad	45
UV-Strahlung	450	Verzerrungstensor	106
Vakuum-Entwässerung	416	Verzugsmatte	346
Van-der-Waals-Kräfte	19	Vibrationsplatte	437
Vandalismus (Geotextilien)	450	Vibrator	467
Varianz	247	Vibrowing	438
Variation der Bruchkreise	199	Viskositätsindex	159
Vegetationsdecke	395	VOB,A und B	13
Verbau mit Druckringen	314	VOB,C:ATV	12
Verbau: gestaffelt	328	Vollfläche	17
Verbau: fallendes Gelände	328	vollkommener Brunnen	409
Verbundfestigkeit (Geotextil)	452	Vollschnittmaschine	345
Verbundpfahl	469	Vollsicherung	275
Verdampfer-System	442	Vollunterfahrung	504
Verdichtungs-Erddruck	172	Volumenersatzverfahren	97

Volumenkonstante Bodenentnahme (Tunnelbau)	356	weiche Gabionen (soft gabion)	452
volumentreue Gestaltänderung	108	Weißdruck (DIN)	13
Vorbelastung zur Bodenverbesserung	433	Welle (Begriff)	220
Vorbelastung, scheinbare	54	Wellen im Halbraum	222
Vorbelastung (Ruhedruck)	164	Wellendruck	251,390
Vorbelastung	68	Wellenfeld im Boden	86
Vorbelastung: Setzungseinfluß	273	Wellenschlag, Schutz	397
Vorbelastungsverhältnis	71,78	Wellenstoß	251
Vorbohren	325	Well Point	414,417
Vorpfänddiele	346	Weterrisiko auf See	490
Vorplanung	22	Wichte	47,249
Vorpreßverfahren	363	Widerstandsprinzip	275
Vorspannung (Sp-Anker)	331	Winddruck	255
Vorspannung (Tunnelbau)	345	Winkelstützmauer als Ufermauer	387
Voruntersuchung	24	Winkelstützmauer	307
Vorzeichenregel	99	wirksamer Korndurchmesser	43
Wabenstruktur	21	Wirkungsgrad (Rammschlag)	458
Wahres Triaxialgerät	64	Wirkungsgrad (Pumpe)	415
Wahrnehmungsstärke KB	225	Wirtschaftlichkeitsvergleich, Pfahl	457
wahrscheinliche Setzung	274	Wracklast	377
Walzen	436	Wulstverbau	406
Wandanschluß, biegesteif	235	WZ-Faktor (Einpreßmörtel)	422
Wandschubspannungseinfluß (auf E_2)	168	Zeitsetzung, eindimensional	128
Wärmeausdehnungskoeffizient	90	Zeitsetzung, mehrdimensional	132
Wärmedurchgangszahl	88	Zeitsetzung	127
Wärmekapazität	88	Zeitsetzung im geschicht. Boden	134
Wärmeleitung	88	Zeitsetzung, zweidimensional	133
Wärmeübergangszahl	88	Zeitsetzungskurve	52
Wasseraufnahmefähigkeit	57	Zellenfangedamm	318,337
Wasserdichtigkeit: Spundwand	463	Zielfunktion (KEM)	148
Wasserdruck	250	Zonenbruch (Böschung)	192
Wasserdruck-Ansatz (Böschung)	200	ZTVE	11
Wasserdurchlässigkeitsversuch	424	ZTVV-StB81	436
Wassergehalt, Einfluß auf φ	77	Zugfundament	301
Wassergehalt	48	Zugpfahl	153
Wasserglas	422	Zugpfahl als Anker	323
Wasserhaltung neben Gewässer	414	Zugspannungsbereich des Bodens	79
Wassermolekül	19	zulässige Setzung	273
Wassersack	332	Zulassung, allgemeine	12
Wasserstand	250	Zustand II (Platte)	236
Wasserüberdruck (Spundwandbemessung)	332	Zweimassenverfahren	425
Wattsand	43	zweischaliger Tunnelausbau	359
WD-Test	424	Zweischicht-Tonmineral	19
		Zylinderdruckversuch	69