

# Beitrag zur Untersuchung des physikalischen und statischen Verhaltens kohärenter Bodenarten

Autor(en): **Gruner, H.E. / Haefeli, R.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **103/104 (1934)**

Heft 16

PDF erstellt am: **08.08.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-83198>

## **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

## **Haftungsausschluss**

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

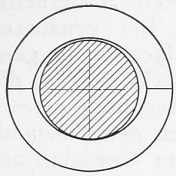


Abb. 5. Zitronen-Spiel für künstlich gekühlte Turbomaschinenlager.

bei zweipoligen elektrischen Maschinen mit sehr kleinem Luftspalt begründete Befürchtung — der Rotor eventuell beim Anlassen oder bei einem Belastungsstoss nach oben gegen die Polschuhe gerissen werden könnte. — Ob die beim „Zitronen-Spiel“ gewaltsam unterdrückte natürliche Wellenverlagerung, die durch die bekannten Rechenverfahren nicht mehr zu erfassen ist, andererseits nicht zu Nachteilen

führt, z. B. zu einseitigem Verschleiss der Oberschale und verminderter Dämpfung in senkrechter Richtung (in der das Kaltspiel mindestens =  $Z'$  sein muss), mag dahingestellt bleiben; ohne Notwendigkeit (also wenn besondere Rücksichten auf Luftspalt oder Schaufelspiel nicht zu nehmen sind) sollte man jedenfalls von der normalen (kreisrunden) Form des Lagerquerschnittes nicht abgehen.

Die genannten drei VSM-Spezial-Laufsitzte tragen bei kreisrunder Lagerbohrung der Bedingung vibrationsfreien Laufes und der Berücksichtigung der Wärmedehnungserscheinungen ohne Zweifel so weitgehend Rechnung, wie dies nach dem heutigen Stande der Erkenntnis überhaupt möglich erscheint. Zu bemerken ist dabei aber, dass die genannten Turbolaufsitzte nicht Weitsitzte im üblichen Sinne, (also etwa entsprechend den Laufsitzten der DIN-Grobpassung) darstellen, sondern vielmehr ausgesprochene Präzisions-Weitsitzte, denn ihre Toleranzen sind prozentual so gering, dass ihr „Spiel-Quotient“<sup>8)</sup> erheblich kleinere Werte als bei den Feinpassungs-Laufsitzten erreicht. Die Abweichung des Grösstspieles vom Mittelspiel ist also relativ sehr gering, wobei die Fertigung trotzdem keine Schwierigkeiten bereitet, weil die *Absolutwerte* der zulässigen Abweichungen gross genug sind.

<sup>8)</sup> Vom Verfasser eingeführter Massstab für die Toleranzbemessung. Siehe O. Kienzle und E. Falz „Die Ordnung der ISA-Laufsitzte“, Werkstattstechnik 1933, Heft 16.

**Beitrag zur Untersuchung des physikalischen und statischen Verhaltens kohärenter Bodenarten.**

Von Dr. H. E. GRUNER und Ing. R. HAEFELI, Basel.

(Schluss von Seite 174.)

III. STATISCHE UNTERSUCHUNGEN.

Um den Einfluss des Spannungszustandes des Porenwassers auf das Gleichgewicht und die innern Kräfte kohärenter, gesättigter Erdmassen zu veranschaulichen, untersuchen wir zwei Beispiele.

1. *Aenderung der Gleitsicherheit von Dammböschungen infolge rascher Absenkung des Wasserspiegels.* Der betrachtete Erddamm ruhe auf einer wenig wasserdurchlässigen Unterlage aus dichtgelagertem Kiessand. Der Dammkörper bestehe aus einem kohärenten Material als Kern (Schlick), das von einer kohäsionslosen Schutzschicht (Kiessand), die gegen die Angriffe des Wassers durch einen durchlässigen Belag (Trockenpflaster) geschützt sei, überlagert wird. Die dabei angenommenen Abmessungen und Neigungsverhältnisse, sowie die durch bodenphysikalische Untersuchungen bestimmten Materialeigenschaften, die als Berechnungsgrundlage dienen, sind aus Abb. 6 ersichtlich.

Theorie und Erfahrung zeigen, dass bei Erdrutschungen in homogenem Material normalerweise gekrümmte Gleitflächen entstehen,

deren Form sich unter gewissen Voraussetzungen mathematisch formulieren lässt.<sup>8)</sup> Bei der statischen Untersuchung praktischer Fälle können die Profile solcher Gleitflächen mit genügender Genauigkeit durch Kreisbogen oder gebrochene Linienzüge ersetzt werden. Durch allgemeine Ueberlegungen wird unter den möglichen Gleitflächen eine Auswahl getroffen und für jede derselben die statische Untersuchung hinsichtlich Gleitsicherheit durchgeführt, um dadurch die denkbar ungünstigste Gleitfläche zu ermitteln.<sup>9)</sup>

Im vorliegenden Falle wird angenommen, dass die Gleitlinie sich zusammensetzt aus der Grenzlinie zwischen gewachsenem und geschüttetem Kiessand A—B, dem vollständig innerhalb des Schlickkernes verlaufenden Bogen B—C—D mit dem Mittelpunkt o und der Strecke D—E,

deren ungünstigste Neigung sich auf Grund der Erddrucktheorie ergibt. In allen Punkten dieser Gleitfläche herrsche beim höchsten zulässigen Wasserstand, der auf Höhe der obern Begrenzung des Schlickkernes angenommen wurde, der totale hydrostatische Wasserdruck. Wir vernachlässigen somit vorerst den statisch günstig wirkenden Druckverlust des Wassers beim Durchfliessen des über der Gleitfläche liegenden Gleitkörpers. Es

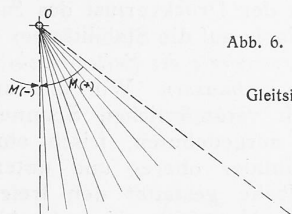
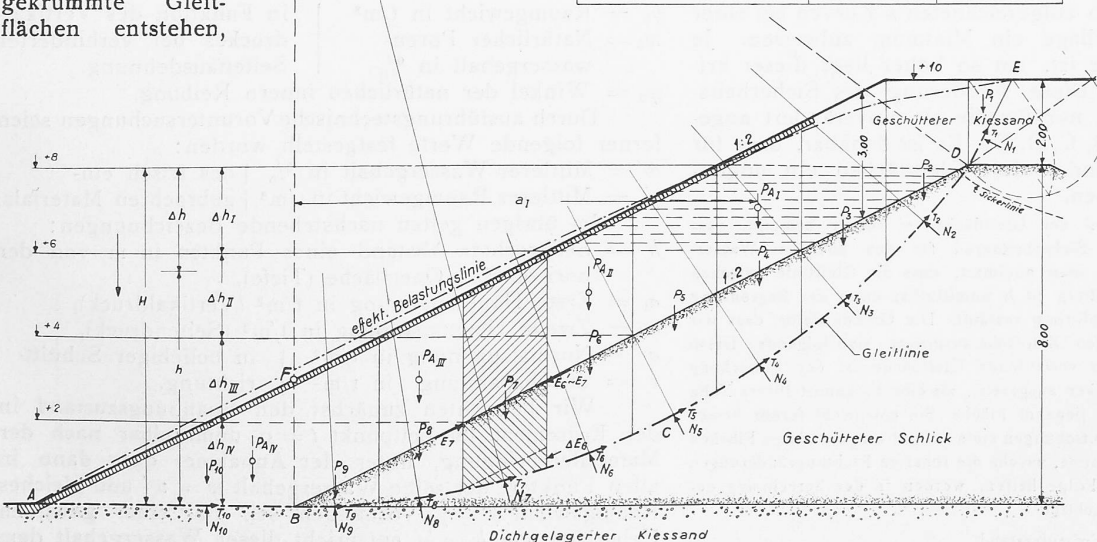


Abb. 6. Untersuchung der Gleitsicherheit eines Erddammes mit Schlickkern, Kies-Schutzschicht und Trockenpflaster. Gleitsicherheit in Funktion der Wasserspiegellage links nebenan (Seite 184).

	Kiessand	Schlick
Raumgewichte $\gamma$	gesättigt (w = 22%)	2.2 t/m <sup>3</sup>
	feucht (w = 41%)	2.0 t/m <sup>3</sup>
	trocken (w = 0)	1.8 t/m <sup>3</sup>
	im Wasser	1.2 t/m <sup>3</sup>
Reibungswert	tg $\varphi_0$	0.70
Durchlässigkeitsk	k	0.01 cm/sek



<sup>8)</sup> M. Frontard: Comptes rendus de l'Académie des Sciences 1922: pages 526, 740, 930; 1928: page 1597. — 1<sup>er</sup> Congrès des Grands Barrages 1933: Rapport No. 28.

<sup>9)</sup> W. Fellenius: Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion (Adhäsion) und unter Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen.

sei ferner vorausgesetzt, dass sich im Schlickkern das diesem Spannungszustand entsprechende natürliche Porenwasser eingestellt habe.

Betrachten wir nun den Grenzfall des Gleichgewichtes für den höchsten zulässigen Wasserspiegel, so wirken auf den über der Gleitfläche liegenden Damnteil folgende Kräfte:

Die Eigengewichte  $G$  der einzelnen Elemente des Gleitkörpers, der Auftrieb  $A$  der Körperelemente, sowie diese vom Wasser betroffen werden, sowie die normal und tangential zur Gleitfläche wirkenden Auflagerreaktionen  $N$  und  $T$ . Zur Ermittlung der letztgenannten wird nach Krey<sup>10)</sup> unter Vernachlässigung der sich teilweise aufhebenden Erddrücke auf die seitlichen Trennflächen der Elemente vorläufig angenommen, dass die auf jedes Element wirkende Reaktion dem durch Eigengewicht und Auftrieb bedingten Gewicht  $P$  entspreche. Die Normalkräfte  $N$  können darnach als Komponenten von  $P$  auf die Normale zur Gleitfläche bestimmt werden, die Reibungskräfte  $T$  werden für den Grenzfall des Gleichgewichtes, in dem die Gleitung beginnt, näherungsweise berechnet zu

$$T = N \cdot \operatorname{tg} \varphi_0 \quad \dots \quad (6)$$

Die Gleitung erfolgt um den Kreismittelpunkt  $o$  als Bewegungszentrum. Bezeichnen wir mit  $M_{(+)}$  das Moment aller Kräfte in Bezug auf dieses Zentrum, die in der Drehrichtung des Abgleitens wirken (hier Uhrzeigersinn) und mit  $M_{(-)}$  das Moment aller der die Gleitung verhindernden Kräfte, so erscheint als Gleitsicherheit das Verhältnis:

$$n = \frac{M_{(-)}}{M_{(+)}} \quad \dots \quad (7)$$

Erfährt der Wasserspiegel des Kanals eine rasche Senkung um die Höhe  $\Delta h_1$ , so folgt die Sickerlinie in der durchlässigen Kiesvorlage dieser Bewegung, während die Sickerlinie des Schlickkernes sich den veränderten Bedingungen nur langsam anpasst, sodass sie im Zeitpunkt vollendeter Absenkung des Kanals luftseitig annähernd unverändert und wasserseitig längs der Begrenzung des Schlickkernes verläuft. Die dem Wegfall des Auftriebes in der Kiesschicht der abgesenkten Zone entsprechende Gewichtszunahme  $P_{A1}$  erzeugt in der Gleitfläche des Schlickkernes den Zustand gespannten Porenwassers. Sie bedingt eine Zunahme der Normalkräfte  $N$  ohne Vergrößerung der Reibungskräfte  $T$ , weil die Druckerhöhung allein vom Porenwasser aufgenommen wird. Das Moment  $M_{(-)}$  bleibt somit unverändert, das Moment  $M_{(+)}$  erfährt den Zuwachs  $P_{A1} a_1$ , was eine entsprechende Reduktion des Sicherheitsgrades  $n$  zur Folge hat. Erst dann, wenn der Wasserspiegel unter Punkt  $F$  gesenkt wird, erfährt auch  $M_{(-)}$  einen Zuwachs, weil im Dreieck  $ABF$ , das aus durchlässigem Material besteht, jede durch Wegfall des Auftriebes bedingte Gewichtszunahme infolge sofortiger Entspannung des Porenwassers eine entsprechende Erhöhung der Reibung ermöglicht. Die Folge ist, dass die für eine Wasserspiegel-senkung von  $+8$  bis  $0$  aufgezeichneten  $n$ -Kurven bei einer gewissen Wasserspiegellage ein Minimum aufweisen. Je stärker die Kiesvorlage ist, um so höher liegt dieser kritische Wasserspiegel. Diese Aenderung des Sicherheitsgrades  $n$  gilt natürlich nur für die als unverändert ange-sehene Gleitfläche  $A, B, C, D, E$ . Es ist denkbar, dass für veränderten Wasserstand andere Gleitflächen ein ungünstigeres Resultat ergeben.

Hinsichtlich der Wahl der Gleitfläche sei ferner bemerkt, dass im vorliegenden Falle der Sicherheitsgrad für den höchsten Wasserspiegel kaum ändert, wenn man annimmt, dass die Gleitlinie zwischen den Punkten  $B$  und  $D$  geradlinig (d. h. unmittelbar unter der Begrenzung des Schlickkernes) statt kreisförmig verläuft. Die Gründe dafür, dass wir trotzdem von der kreisförmigen Gleitfläche ausgingen, sind folgende: Diese im Innern des Schlickkernes verlaufende Gleitfläche ist der Entstehung gespannten Porenwassers stärker ausgesetzt, als eine in unmittelbarer Nähe der durchlässigen Kiesschicht liegende Fläche. Sie entspricht ferner besser der Erfahrung, nach der Erdbebenwirkungen stets auf gut ausgerundeten Flächen erfolgen. Die innern Widerstände, welche die scharfen Richtungsänderungen gebrochener Gleitlinien zur Folge hätten, werden in der Berechnung der Gleitsicherheit nicht berücksichtigt.

<sup>10)</sup> Krey: Erddruck, Erdwiderstand.

Die für obige Annahmen berechneten Sicherheitsgrade sind in der  $n_0$ -Kurve dargestellt. Bei genauerer Rechnung sind nun noch die zwei nachfolgenden im günstigen Sinne wirkenden Faktoren zu berücksichtigen, die wir bisher der Uebersicht halber nicht in Rechnung gesetzt haben. Der eine derselben ist bedingt durch den Umstand, dass in Wirklichkeit die Uebertragung der Gewichte auf die Gleitfläche nicht genau so erfolgt, dass in jedem Teil der Fläche das Gewicht des senkrecht darüber liegenden Materialprismas übertragen wird. Dies rührt daher, dass auf ein solches Prisma ausser dem Gewicht noch seitliche, schief gerichtete Erddrücke  $E$  wirken, die sich nur ausnahmsweise aufheben, normalerweise jedoch eine belastende oder entlastende Komponente ergeben. Um diesen Einfluss für das vorliegende Beispiel zu untersuchen, haben wir die effektive Belastungsfläche angenähert berechnet und dargestellt. Es entsteht eine Verlagerung der Lasten derart, dass im untern flachen Teil der Gleitfläche eine Mehrbelastung, im obern steilen Teil eine entsprechende Entlastung eintritt. Berücksichtigen wir die dadurch bedingten Aenderungen der Momente  $M_{(\pm)}$ , herrührend einerseits von vertikalen positiven und negativen Zusatzgewichten und andererseits von den zusätzlichen Reibungskräften, so erhalten wir unter der vereinfachenden Annahme, dass die Absenkung des Wasserspiegels ohne wesentlichen Einfluss auf die Gewichtsverlagerung sei, für den Sicherheitsgrad die  $n_1$ -Kurve, die der  $n_0$ -Kurve angenähert parallel läuft. Der andere, hier ebenfalls günstig wirkende Faktor ist dadurch bedingt, dass die Durchströmung des über der Gleitfläche liegenden Damnteiles einen gewissen Druckverlust erzeugt. Der in der Gleitfläche vorhandene Wasserdruck ist deshalb etwas geringer, als der hydrostatische Druck. Diese Abweichung, die sich durch zusätzliche Normal- und Reibungskräfte in der Gleitfläche auswirkt, lässt sich auf Grund des Strömungsbildes des Sickerwassers bei bekannten Durchlässigkeitswerten  $k$  der Materialien schätzungsweise berechnen. Die  $n_2$ -Kurve zeigt sowohl den Einfluss der Gewichtsverlagerung, als auch denjenigen des Druckverlustes des Sickerwassers. Bei der luftseitigen Böschung wirkt sich der Druckverlust des Sickerwassers im Gegensatz zu obigem auf die Stabilität im ungünstigen Sinne aus.

2. Grenzwerte des Seitendruckes in kohärenten, wasser-gesättigten Erdmassen. Wir untersuchen die Grenzwerte des zeitlich veränderlichen Spannungszustandes in einer unendlich ausgedehnten, frisch eingebrachten Erdschicht mit horizontaler oberer und unterer Begrenzungsebene. Die Oberfläche gestattet den freien Austritt des Porenwassers, die Unterlage sei undurchlässig. Das homogene, quasiisotrope Material sei durch ein geeignetes technisches Verfahren, z. B. das Spülverfahren, oder durch sorgfältiges Walzen in dünnen Schichten luftfrei eingebracht worden.

Gemäss Abb. 7 seien folgende Materialeigenschaften auf Grund von Versuchen bekannt:

$\gamma_0$  = Raumgewicht in  $t/m^3$  } in Funktion des Vertikal-  
 $w_0$  = Natürlicher Poren- } druckes bei verhinderter  
 wassergehalt in % } Seitenausdehnung.  
 $\varphi_0$  = Winkel der natürlichen innern Reibung.

Durch ausführungstechnische Voruntersuchungen seien ferner folgende Werte festgestellt worden:

$w'$  = Mittlerer Wassergehalt in % } des frisch ein-  
 $\gamma'$  = Mittleres Raumgewicht in  $t/m^3$  } gebrachten Materials.

Im übrigen gelten nachstehende Bezeichnungen:

$h$  = Senkrechter Abstand eines Punktes in  $m$  von der horizontalen Oberfläche (Tiefe),  
 $\sigma_I$  = Erste Hauptspannung in  $t/m^2$  (Vertikaldruck),  
 $\sigma_{II}$  = Zweite Hauptspannung in  $t/m^2$  (Seitendruck),  
 $\sigma$  = Normalspannung in  $t/m^2$  } in beliebiger Schnitt-  
 $\tau$  = Schubspannung in  $t/m^2$  } richtung.

Wir betrachten zunächst den Spannungszustand in der Erdschicht im Zeitpunkt  $t = 0$  unmittelbar nach der Materialeinbringung, unter der Annahme, dass dann in allen Punkten der selbe Wassergehalt  $w = w'$  und gleiches Raumgewicht  $\gamma = \gamma'$  vorhanden sei. Bei einer gewissen Ueberlagerung  $h = h_0$  entspricht dieser Wassergehalt dem



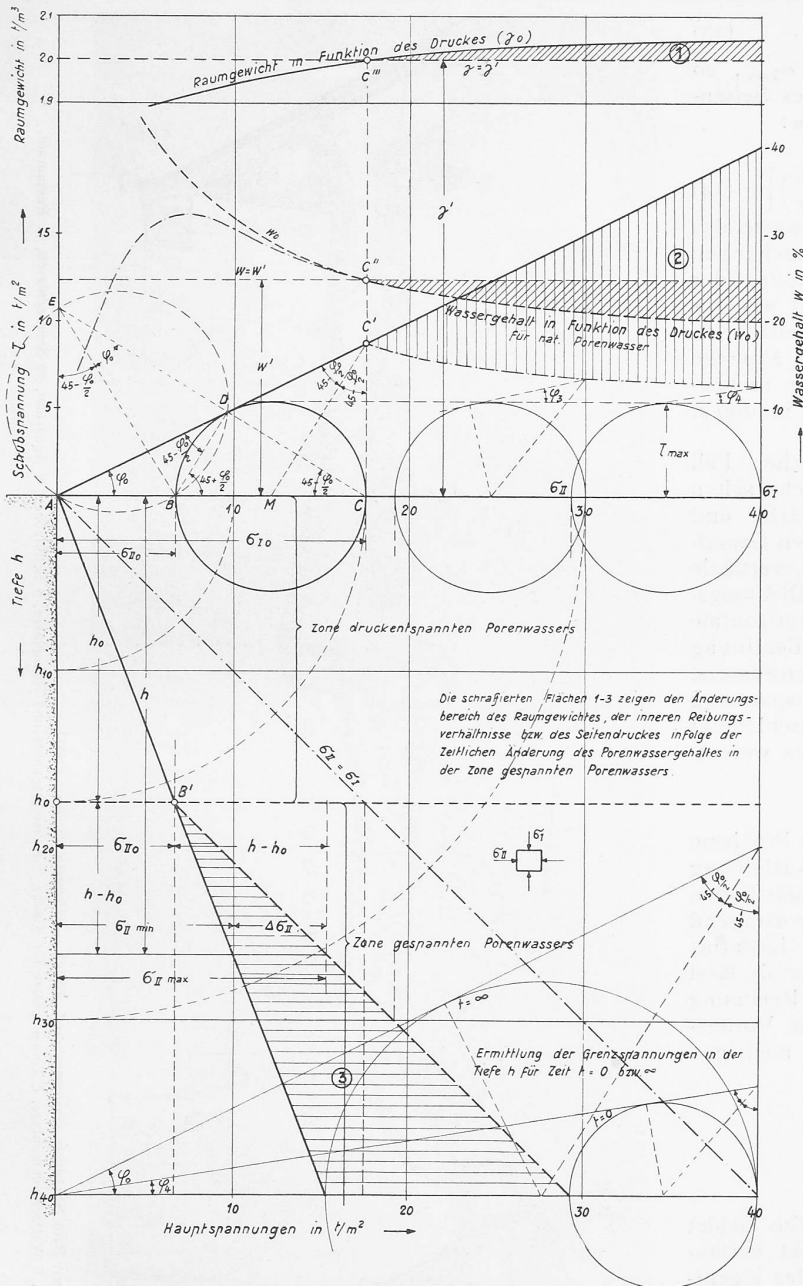


Abb. 7. Seitendruck in kohärenten, wassergesättigten Erdmassen.

Der durch die Konstruktion des Mohr'schen Kreises erhaltene Seitendruck  $\sigma_{II_0}$  entspricht somit dem nach der üblichen Erddrucktheorie bestimmten spezifischen Erddruck für Wandreibung  $o$  und Böschungswinkel  $\varphi_0$ .

Die über der Ebene  $h = h_0$  liegende Erdzone verhält sich hinsichtlich des Seitendruckes bei verhinderter Seitenausdehnung wie ein elastisches Material, d. h. der Seitendruck wächst proportional mit der Tiefe  $h$ , das Verhältnis der Hauptspannungen  $n = \frac{\sigma_{II}}{\sigma_I}$  ist somit konstant. Die Poissonzahl  $m$  ergibt sich aus dem Winkel  $\varphi_0$  auf Grund der Beziehung:

$$\frac{1}{m} = n = \text{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi_0}{2} \right) \dots (10)$$

In der unter der Ebene  $h = h_0$  befindlichen Zone wird im Zeitpunkt  $t = 0$  von der festen Phase (feste Substanz des Bodens) nur das Gewicht der über der Ebene  $h_0$  gelegenen Schicht getragen. Die unter der Ebene  $h_0$  gelegenen Erdmassen belasten hauptsächlich die flüssige Phase (Porenwasser). Daraus folgt, dass in allen Punkten, die tiefer liegen, als die Ebene  $h_0$ , die durch die feste Phase von Korn zu Korn übertragenen Spannungen die selben sind. Da die Hauptspannungen des Zweiphasensystemes sich aus dem Spannungsanteil der festen und dem der flüssigen Phasen zusammensetzen, lassen sie sich in solchen Punkten wie folgt berechnen:

$$\sigma_I = \gamma' h_0 + \gamma' (h - h_0) = \gamma' h \dots (11)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{II \max} &= \sigma_{II_0} + \gamma' (h - h_0) = \\ &= \gamma' h_0 \text{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi_0}{2} \right) + \gamma' (h - h_0) \end{aligned} \dots (12)$$

Der Durchmesser des Mohr'schen Kreises als Differenz der Hauptspannungen ist konstant, d. h. unabhängig von der Tiefe, ebenso die maximale Schubspannung  $\tau_{\max}$ , die hier nur vom Spannungszustand der festen Phase abhängt.

Wir betrachten nun allgemein die zeitliche Veränderung des Spannungszustandes, die durch die Strömung des Porenwassers hervorgerufen wird.

Die über der Ebene  $h = h_0$  gelegene Zone wird von dem aus der darunter liegenden Schicht austretenden Porenwasser durchströmt. Ist die oberflächliche Verdunstung kleiner, als die durch die Ebene  $h_0$  aufsteigende Wassermenge, so findet in der oberen Zone eine Wasseranreicherung statt, deren Maximum durch das natürliche Porenwasser gegeben ist und die ein Schwellen des Materials zur Folge hat, ohne dass der Seitendruck den oben bestimmten Grenzwert überschreitet. Ist die oberflächliche Verdunstung dagegen grösser, als die durch die Ebene  $h_0$  strömende Wassermenge, so trocknet die betrachtete Schicht langsam aus, was dazu führen kann, dass die Verdunstungsoberfläche sich ins Innere des Erdkörpers zurückzieht. Es entstehen dann Schrumpfrisse, die den Spannungszustand vollständig verändern, indem in der durch die Risse betroffenen Verdunstungskruste der Seitendruck  $o$  wird (linearer Spannungszustand).

In der unter der Ebene  $h = h_0$  gelegenen Zone findet infolge Entweichen des Porenwassers eine allmähliche Entlastung der flüssigen Phase bei entsprechender Mehrbelastung der festen Phase statt. Die vertikale Hauptspannung  $\sigma_I$  des ganzen Systemes wird von dieser Änderung nicht betroffen. Der Seitendruck dagegen nimmt allmählich ab und erreicht bei Vernachlässigung der durch die Zusammendrückung bedingten Raumgewichts- und Längenänderungen nach theoretisch unendlich langer Zeit, d. h. nach vollständiger Entspannung des Porenwassers, den untern Grenzwert, der mit dem spezifischen Erddruck der üblichen Erddruckberechnung übereinstimmt.

natürlichen Porenwasser. Die in dieser Tiefe  $h_0$  liegende horizontale Ebene teilt den Erdkörper in zwei Zonen: eine obere Schicht, in der sich das Porenwasser nicht an der Druckübertragung beteiligt, und eine untere Schicht mit gespanntem Porenwasser. In der Trennungsebene  $h = h_0$  beträgt die vertikal gerichtete Hauptspannung  $\sigma_{I_0} = \gamma' \cdot h_0$ . Die horizontal gerichtete Hauptspannung  $\sigma_{II_0}$  ist gleich dem Minimalwert, der zur Aufrechterhaltung des Gleichgewichtes bei verhinderter Seitenausdehnung erforderlich ist. Sie wird durch die Bedingung, dass das Verhältnis von Schub und Normalspannung den Wert der inneren Reibung in keiner Schnittrichtung überschreiten darf, bestimmt:

$$\frac{\tau}{\sigma} \leq \text{tg} \varphi_0 \dots (8)$$

Zeichnen wir im Punkt C den zur Tiefe  $h_0$  gehörigen Mohr'schen Kreis, wobei obige Bedingung dadurch erfüllt wird, dass dieser den oberen Schenkel des Winkels  $\varphi_0$  tangiert, so folgt:

$$\sigma_{II_0} = \overline{AB} = \overline{AE} \text{tg} \left( 45 - \frac{\varphi_0}{2} \right) = \overline{AC} \text{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi_0}{2} \right)$$

$$\sigma_{II_0} = \gamma' h_0 \text{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi_0}{2} \right) \dots (9)$$

$$\sigma_{II \min} = \gamma' h \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi_0}{2} \right) \dots (13)$$

Bildet man die Differenz  $\Delta \sigma_{II} = \sigma_{II \max} - \sigma_{II \min}$ , so ergibt sich, ausgehend vom untern Grenzwert des Seitendruckes (Gl. 13), sein oberer Grenzwert (Gl. 12) zu:

$$\begin{aligned} \sigma_{II \max} &= \sigma_{II \min} + \Delta \sigma_{II} = \\ &= \sigma_{II \min} + \gamma' (h - h_0) \left[ 1 - \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi_0}{2} \right) \right]. \end{aligned} \quad (14)$$

Damit wären alle die theoretischen Grenzwerte des Seitendruckes ermittelt, die für statische Untersuchungen von Interesse sind. Die Berechnung des Verlaufes der zeitlichen Aenderung des Spannungszustandes ist weniger wichtig. Sie könnte bei gegebenem Durchlässigkeitskoeffizienten nach dem Vorbild der von Terzaghi für ähnliche Fälle aufgestellten „Näherungsverfahren für die rechnerische Behandlung des Spannungsausgleiches in bindigem Boden“ erfolgen.<sup>11)</sup>

In der Praxis ist die für den theoretischen Fall gemachte Voraussetzung der horizontalen Oberfläche selten erfüllt. Für Erdschichten mit geneigter Oberfläche und paralleler Unterlage lässt sich jedoch auf der selben Grundlage eine ähnliche Lösung angeben. Für die vertikale Symmetrieebene flach abgeboßter Erdkörper (Dichtungskern in Erdämmen) gilt angenähert der für horizontale Oberfläche dargestellte Spannungszustand unter Beachtung der veränderten Strömungsverhältnisse des Porenwassers. Durch konstruktive Massnahmen kann die Entspannung des Porenwassers bereits während der Bauzeit beschleunigt und damit der obere Grenzwert des Seitendruckes wesentlich reduziert werden.

\*

Ueberblicken wir nochmals die behandelten Probleme und offenen Fragen, so ergibt sich, dass die Ausbildung einwandfreier bodenphysikalischer Untersuchungsmethoden für eine fortschrittliche Entwicklung des Erdbaues dringend notwendig ist. Nur auf Grund einer genauen Kenntnis der technisch wichtigen Eigenschaften des Materials lässt sich eine bessere Uebereinstimmung zwischen Rechnung und Wirklichkeit erzielen und nur unter dieser Voraussetzung sind die im Erdbau üblichen, relativ niedrigen Sicherheitsgrade gerechtfertigt.

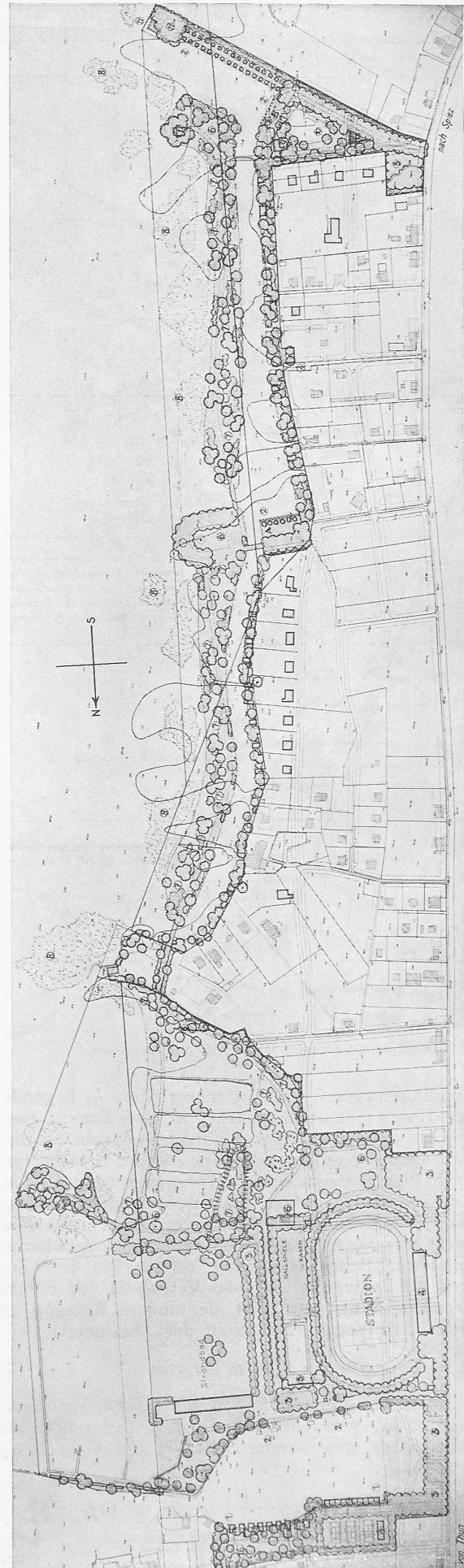
## Wettbewerb für die Seeufergestaltung der Stadt Thun.

Das in vorliegendem Wettbewerb behandelte Gebiet liegt an dem in nord-südlicher Richtung gestreckt verlaufenden Westufer des Thunersees, also südlich der eigentlichen Stadt, längs der sog. Seeallmend, an der Strasse Thun-Spiez. Es erstreckt sich von der Südseite des Strandbades rund 1,5 km weit bis zur Besetzung von Bonstetten. In erster Linie sollte das Seeufer für die Fussgänger als Promenadenanlage ausgebildet werden, unter möglicher Fernhaltung von Verkehr. Einige öffentliche Landungsstellen für Motor- und Ruderboote waren jedoch vorzusehen. Die gartenbautechnische Behandlung des Seeufers sollte sich dem Charakter der offenen Uferlandschaft anpassen. In Verbindung mit der Promenade waren Erholungs- und Schmuckanlagen, sowie Tummelplätze für Kinder vorzusehen, und schliesslich Vorschläge für die Regelung der Bebauung innerhalb des unmittelbaren Uferbereiches zu machen.

### Aus dem Bericht des Preisgerichts.

Das Preisgericht tagte vollzählig am 16. und 17. Februar 1934 im Stadtratsaal in Thun. An Stelle des zurückgetretenen Fachpreisrichters, Baumeister H. Frutiger, amtierte Stadtbaumeister H. Staub. Das Stadtbauamt hat die rechtzeitig eingelangten neun Projekte einer Vorprüfung unterzogen und festgestellt, dass das Wettbewerbsprogramm bei allen Projekten erfüllt wurde, mit Ausnahme eines Projektes, zu dem neben dem Hauptprojekt noch eine Variante vorlag, die unberücksichtigt beiseitegelegt wurde.

<sup>11)</sup> Terzaghi: „Erdbaumechanik“ 1925, S. 155 und ff.



1. Preis (2000 Fr.), Entwurf Nr. 3. — Verfasser Edgar Schweizer, Dipl. Arch., Thun, mit Paul Schädlich, Gartenarchitekt, Zürich. — Uebersichtsplan 1 : 6000. Legende : 1 vermietbare Boothäuser, 2 Landungsstellen, 3 Autoparkplätze, 4 Tribünen, 5 Wettschwimmanlage, 6 Tummelplätze für Kinder, 7 Aussichtspunkte und Ruheplätze, 8 Schilfzonen, 9 Aquarium, 10 Seeerosenteich, 11 Restaurant.