

Zeitschrift: Wasser- und Energiewirtschaft = Cours d'eau et énergie
Herausgeber: Schweizerischer Wasserwirtschaftsverband
Band: 50 (1958)
Heft: 8-9

Artikel: Geotechnische Untersuchungen des Untergrundes für den Staudamm Göschenalp
Autor: Schnitter, G. / Zeller, J.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-921913>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 11.12.2024

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

Geotechnische Untersuchung des Untergrundes für den Staudamm Göschenenalp

Prof. G. Schnitter und Dipl. Ing. J. Zeller, Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau an der ETH, Zürich

Die geotechnische Untersuchung eines Dammuntergrundes ist wohl eine der schwierigsten Aufgaben, die dem Bodenmechaniker gestellt werden kann, besonders wenn es sich um große Dämme handelt. Es gilt nicht nur in groben Zügen die Materialkennziffern zu bestimmen, sondern der Untergrund ist in seinem mechanischen Verhalten, dem Zusammenwirken der einzelnen Schichten zueinander und als Gesamtheit im Hinblick auf Stabilität, Setzungen und Dichtigkeit richtig zu erfassen. Eine enge Zusammenarbeit zwischen Geologe, Bodenmechaniker und projektierendem Ingenieur ist deshalb unumgänglich.

Um ein möglichst gutes Resultat zu erzielen, trachtet man deshalb darnach, schon während der Untersuchungsarbeit ständig die verschiedenen in Betracht fallenden Dammtypen mit den Untersuchungsergebnissen des Untergrundes zu vergleichen. Aus dieser laufenden Gegenüberstellung und Berücksichtigung der wesentlichsten wirtschaftlichen Faktoren resultiert schlußendlich der sich am besten eignende Dammtyp und dessen Standort. Anschließend ist es meist notwendig, noch Detailuntersuchungen durchzuführen, die alle diejenigen Lücken schließen, welche für eine Bearbeitung des Ausführungsprojektes von Belang sind.

Die Voruntersuchungsarbeiten für den Staudamm Göschenenalp nahmen einen für derartige Bauwerke üblichen Verlauf. Nachfolgend ein kurzer Hinweis auf die wichtigsten Daten:

- 1950/51 Generelle Untersuchung: Seismische, geologische und topographische Aufnahmen, Sondierungen und generelle bodenmechanische Untersuchungen im Laboratorium.
- 1952 Ausarbeitung des Vorprojektes.
- 1952/56 Hauptuntersuchungen: Detaillierte geotechnische Aufnahmen, detaillierte bodenmechanische Untersuchungen im Felde und Laboratorium.
- 1955/56 Ausarbeitung des Ausführungsprojektes (1955 Beginn der vorbereitenden Bauarbeiten).

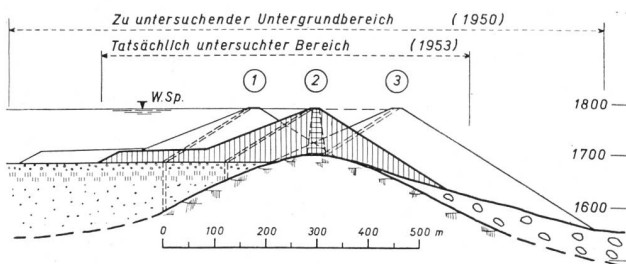


Bild 1 Staudamm Göschenenalp: Einige untersuchte Standorte des Dammes.

- ① Damm mit schrägem (evtl. senkrechtem) Kern und wasserseitiger Auflast, luftseitiger Stützkörper angelehnt an Felschwelle.
- ② Damm mit schrägem oder senkrechtem Kern und wasserseitiger Auflast, rittlings auf Felschwelle (entspricht dem definitiv gewählten Standort).
- ③ Damm mit schrägem Kern, wasserseitiger Stützkörper angelehnt an Felschwelle.

Die Standortfrage war einfach zu lösen, indem die Lage durch Topographie und Geologie im großen ganzen gegeben war. Die Voruntersuchungen zeigten sehr bald, daß eine natürliche Felschwelle vorliegt (Bild 2), die auf der Wasserseite mit z. T. wenig und auf der Luftseite mit gut tragfähigen Materialien überdeckt ist. Zu Beginn der Untersuchungen (1950) schien ein Damm vorteilhaft, dessen luftseitiger Stützkörper sich auf den Felsriegel abstützt (Bild 1). Als dann aber die Eigenschaften des wasserseitigen Untergrundes und der Felsverlauf richtig erkannt wurden, suchte man den Damm möglichst talabwärts zu verschieben. Daraus resultierte (1951) eine generell feststehende Dammaxe, die leicht modifiziert auch für das Ausführungsprojekt (1955) beibehalten wurde. Die geotechnisch zu untersuchende Grundfläche betrug zu Beginn der Arbeiten etwa 600 × 1500 m. Sie reduzierte sich dann ab 1952 für die Hauptuntersuchung auf 600 × 800 m.

I. Feldarbeiten

1. Felsverlauf

Sondierbohrungen und seismische Aufnahmen sowie die ab 1955 erfolgenden Aushubarbeiten im Bereich des Kernes erschlossen ein umfassendes Bild über den Felsverlauf. Bild 2 gibt deutlich den Felsriegel im Gebiet der Dammaxe wieder, der durch zwei Rinnen von etwa 30 bzw. 40 m Tiefe zerschnitten ist. Berg- und talwärts des Riegels fällt die Felsoberfläche stark ab. Die Lokkeresteüberdeckung beim wasserseitigen Dammfuß beträgt teilweise mehr als 80 m.

2. Geotechnischer Aufbau des Untergrundes

Der Felsriegel unterteilt nicht nur topographisch, sondern auch geotechnisch den Untergrund in zwei vollständig verschiedene Zonen. Die Wasserseite weist fluvioglaziale Ablagerungen auf, die in verschiedenen Zeitabschnitten entstanden und entsprechend heterogen aufgebaut sind. Schichten aus Silt, Grobkies und Blöcken wechseln mit Humus- oder Torfhorizonten. Im Gegensatz dazu ist die Luftseite zur Hauptsache ziemlich homogen, indem vorwiegend grobblockiges mit Kiessand vermischtes Material vorliegt.

Dieser verschiedenen Materialzusammensetzung paßte man die Sondiermethoden an. Auf der Wasserseite arbeitete man mit Rotations- und Schlagbohrungen, Bohrpfehl-Sondierungen (System Burkhardt), leichte und schwere Rammsonden und eine Spezialbohrung sehr großen Durchmessers erlaubte die Entnahme ungestörter Proben und Versuche im Bohrloch selbst. Außerdem standen im weiteren Verlauf der Bauarbeiten auch noch die Ergebnisse aus den Bohrungen für die Sanddrains zur Verfügung. Sondierschächte und Schürfschlitze ergänzten das Bild. — Auf der Luftseite begnügte man sich wegen des wesentlich einfacheren Aufbaues des Untergrundes mit weniger Aufschlüssen, wie Sondierschächten z. T. bis 50 m tief und einzelnen Schlagbohrungen. Die Sondierstellen benachbarter Schutthalten gewährten zusätzlichen Einblick in die Untergrund-

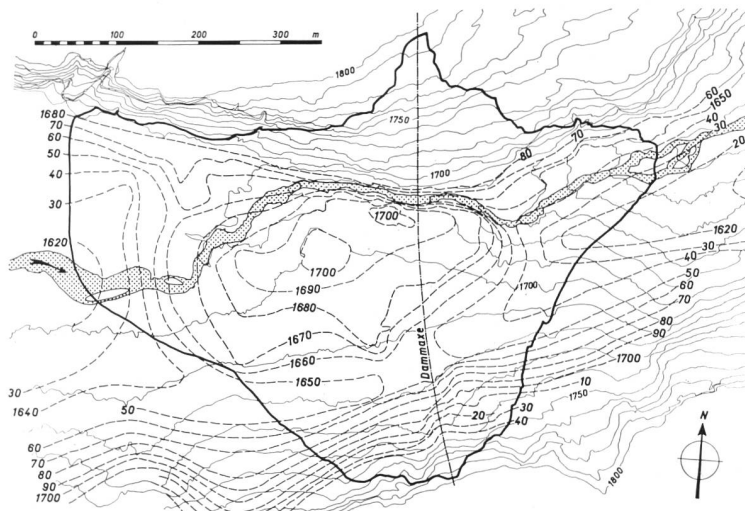


Bild 2 Dammgrundriß mit Felsverlauf.
(Auswertung von seismischen Untersuchungen, Sondierbohrungen usw., Stand Frühjahr 1958.)
— Höhenkurven der Terrainoberfläche.
- - - Höhenkurven der Felsoberfläche (mit Lockergestein überdeckt).

verhältnisse. Als besonders wertvoll erwies sich der Großaufschluß, der durch den Aushub der Fundamentgrube (Dammaxe) entstand, deren Böschungen Höhen zwischen 30 und 70 m erreichten (Bild 3) ¹.

Den Grundwasser - Untersuchungen schenkte man große Aufmerksamkeit. Mit Färbversuchen, Temperaturmessungen, chemischen Analysen, Abflußmengenmessungen, Wasserbilanzen über Zu- und Abflüsse und Grundwasserspiegelmessungen wurde versucht, Herkunft des Wassers, Wasserführung der verschiedenen Schichten und die Dichtigkeit des Staubekens zu prüfen. Die Ergebnisse waren nirgends eindeutig. Feststellbar war u. a. nur, daß im Frühjahr der Grundwasserspiegel die Talbodenoberfläche nahezu erreicht und im Herbst 2 bis 4 m fällt (mittleres Spiegelgefälle 3 bis 4%), und daß mehrere Grundwasserhorizonte mit z. T. artesisch gespanntem Wasser als Folge der verschiedenen Torf- und Siltschichten vorhanden sein müssen.

¹ Wir verzichten auf eine ausführliche Wiedergabe der Sondierarbeiten, wie Angaben über Erfahrungen, Kosten, Bohrfortschritte usw. und verweisen auf den Aufsatz von Ing. H. Zeindler: «Sondierungen zur Untersuchung der Baumaterialien und des Untergrundes für den Staudamm Göschenenalp.» Bautechnik Jahrgang 35, 1958.

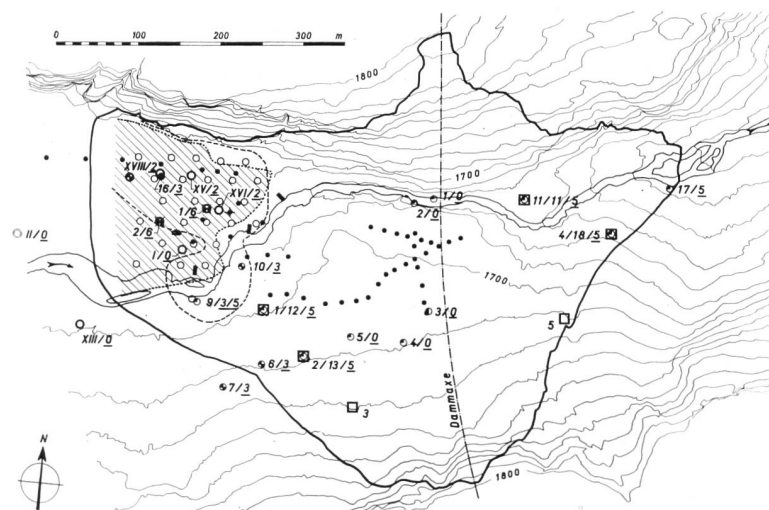
II. Bodenmechanische Untersuchungen

1. Untersuchungen für die Wasserseite

Stark vereinfacht lassen sich folgende Schichten im Bereich des wasserseitigen Dammfußes feststellen (Bild 4):

- Blockschichten, bestehend aus Kiessand mit Steinen und Blöcken, Lagerung ziemlich dicht;
- Kiessand-Schichten verschiedenster Zusammensetzungen, sehr heterogen aufgebaut;
- Sand- bis Siltschichten, besonders in tieferliegenden Partien;
- Torfschichten.

Außer in den feinkörnigen Materialien konnten nirgends ungestörte Proben entnommen werden, so daß für die grobkörnigen Materialien keine exakten Angaben über Scherfestigkeit und Setzungsempfindlichkeit möglich waren. Man behelf sich mit Raumgewichtsbestimmungen in der großen Fundamentgrube und in den Sondierschächten in Schichten gleichen Kornaufbaues und gleicher Überlagerung, indem Trichter von 1 bis 2 m³ Material ausgehoben und Gewicht sowie Vo-



Legende:

○	Vertikaldrainage	Ø 880 bzw. 450 mm	1956
●	Handrammsondierungen	Ø 32 mm	1950 / 1951
+	Rammsondierungen	Ø 90 mm	1951
○	Bohrpfahlsondierungen	10 1/2"	1950 und 1952
⊕	Schlagbohrungen	4 1/2" und 6"	1950 und 1955
⊖	Schlagbohrungen	12"	1953
⊙	Bohrung	Ø 800 mm	1955
⊘	Messbohrungen	6"	1956
□	Schächte	2,00 m x 1,50 m	1951 / 1952
■	Schürfungen (Schlitze)		
- - -	Begrenzung des oberen Torfhorizontes (Kote 1678 + 1685)		
⋯	Begrenzung des unteren Torfhorizontes (Kote 1667 + 1673)		

Bild 3 Dammgrundriß mit sämtlichen von 1950 bis 1956 ausgeführten Sondierungen.

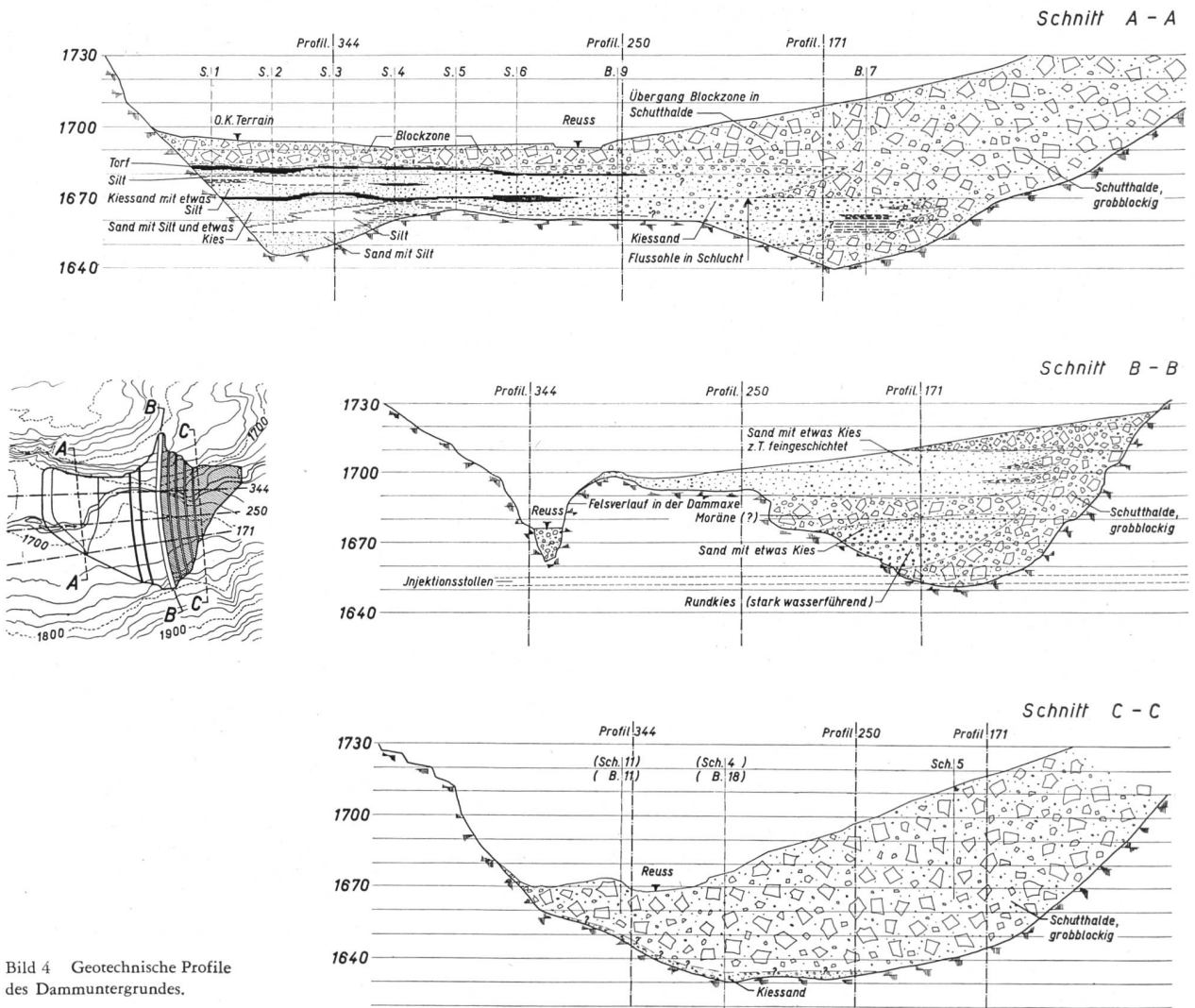


Bild 4 Geotechnische Profile des Damuntergrundes.

lumen bestimmt wurden. Es hätte auch zu weit geführt, für jede angetroffene Kornverteilung (einige hundert) die dazu gehörige Scherfestigkeit (in Abhängigkeit der Porosität) zu bestimmen. Man untersuchte deshalb exakt einige Grundtypen von Kornverteilungen hinsichtlich Scherfestigkeit (Bild 5) und inter- oder extrapolierte

dann für die vorhandene Kurve². Dieses Vorgehen er-

² Siehe J. Zeller und R. Wullmann (1957): «The shear strength of shell materials for the Göschenenalp Dam.» Proc. Fourth Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, London. (Deutschsprachige Fassung siehe SBZ 1958: «Scherfestigkeit der Stützkörpermaterialien des Staudammes Göschenenalp.»)

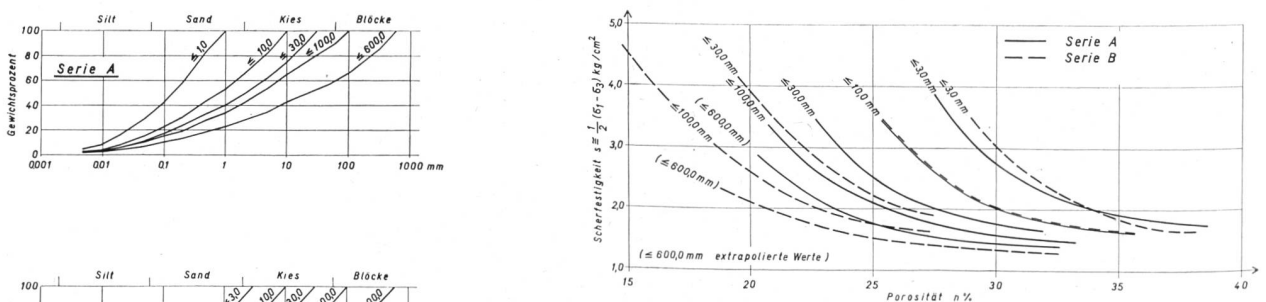


Bild 5 Prinzip der Scherfestigkeitsbestimmung von Sand, Kiessand und grobblockigen Lockergesteinen (granitisch, kantig bis leicht angerundet). Beispiel: Ein Kiessand weist eine Kornverteilungskurve auf, die derjenigen der Serie B mit max. Korndurchmesser von 30,0 mm entspricht. Bei einer gegebenen Porosität von 25 % beträgt die Scherfestigkeit $s = 2,2 \text{ kg/cm}^2$.

laubte, in verhältnismäßig kurzer Zeit alle Materialien zwischen Feinsand bis Blöcken hinsichtlich Scherfestigkeit zu interpretieren. In Bild 6 ist das Prinzip ersichtlich. Man sucht die verschiedenen Kornverteilungen zu gruppieren, vergleicht eine solche Gruppe mit den Kornverteilungen im Bild 5, findet hieraus ebenfalls aus Bild 5 die Scherfestigkeit in Abhängigkeit der Porosität und erhält das in Bild 6 wiedergegebene Scherfestigkeitsdiagramm. Entsprechend wurde beim Fein-Grobsand vorgegangen (Bild 6).

Die Feinsand- und Siltschichten gelang es weitgehend ungestört aus der speziell zu diesem Zweck erstellten Bohrung großen Durchmessers zu gewinnen. Die Scherfestigkeit wurde u. a. im Triaxialgerät ermittelt, indem die Proben vorerst auf den ursprünglichen, ihrer Entnahmetiefe entsprechenden Spannungszustand gebracht (anisotrope Konsolidation) und hierauf unter verschiedenen Spannungszuständen abgeschert wurden (Bild 7). Der Messung der Porenwasserspannungen während des Bruchvorganges wurde besondere Beachtung geschenkt. Hervorzuheben ist die große Verformbarkeit im Bereiche des Bruches. Auch sind die Porenwasserspannungen erheblich.

Die Torfschichten waren recht schwierig zu untersuchen. Ihre Schichtmächtigkeit variierte sehr stark. Die Zusammensetzung wechselte vom torfmullartigen bis zum stark gepressten kartonartigen Typ mit Silt-einschlüssen, Schilf- und Wurzelresten. Da die Hauptschubbeanspruchung vorwiegend in Schichtrichtung verläuft, entschloß man sich zu Versuchen in der Scherbüchse mit Hauptschubbeanspruchung parallel zur Schichtrichtung (Bild 8)³. Sobald die Hauptscherbeanspruchung schräg zur natürlichen Schichtrichtung erfolgte, stieg die Scherfestigkeit stark an. Sie war dann weitgehend abhängig von der Zerreißfestigkeit der Pflanzenfasern⁴.

Eine genauere Untersuchung der Beschaffenheit der Felsoberfläche ließ die Notwendigkeit einer Überprüfung der Reibungswerte zwischen Lockergestein und Fels als notwendig erscheinen. Etwa die Hälfte des gesamten Dammuntergrundes weist eine glatt geschliffene Oberfläche auf (Gletscherschliff), wohingegen die verwitterten Partien rauh bis höckerig rau sind. Die maximalen Felsunebenheiten variierten zwischen weniger als 0,5 mm (glatt) und mehreren cm (höckerig-rauh). Mit Hilfe von Scherversuchen an Ort

³ Die Torfschichten befinden sich unter dem wasserseitigen Dammbau. Die ungünstigsten Gleitflächen verlaufen dort mehr oder weniger horizontal. Sie folgen im Prinzip möglichst den Schichten geringster Scherfestigkeit.

⁴ Die für die Stabilitätsberechnung berücksichtigten Scherfestigkeitswerte der Wasserseite sind in Bild 10 zusammengestellt.

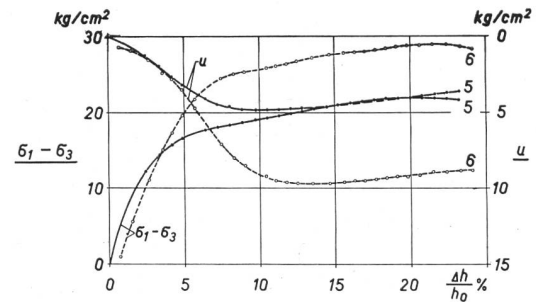


Fig. 1

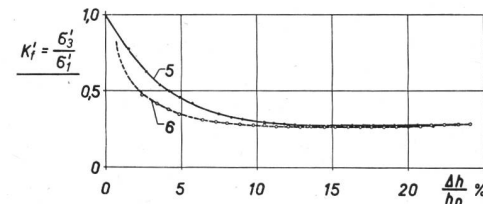


Fig. 2

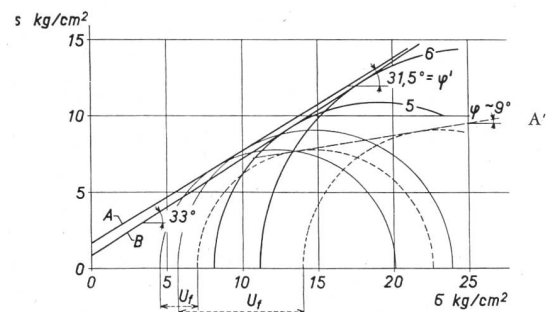


Fig. 3

Bild 7 Verhalten eines Siltes beim Schervorgang. Entnahmetiefe 39 m, $\gamma_e = 1,49 \text{ t/m}^3$, $\gamma_s = 2,72 \text{ t/m}^3$, $w = 29\%$ (gemessen im entspannten Zustand). Kornverteilung: 100 % kleiner 0,2 mm, 55 % kleiner 0,02 mm, 5 % kleiner 0,002 mm. Scherversuch: triaxial, undrainiert, vertikale Deformationsgeschwindigkeit 0,5 mm/min (Bezeichnungen siehe Anhang).

Fig. 1 Spannungs-Deformations- und Porenwasserspannungs-Deformationsdiagramme.

Fig. 2 «Ruhedruck»-Deformationsdiagramm.

Fig. 3 Scherfestigkeits-Diagramm.

A. Mohrsche Hüllkurve in effektiven Spannungen (σ').

A': Abnahme der scheinbaren inneren Reibung infolge Porenwasserspannungen (zugehörig zu Kurve A).

B: Dasselbe Material aus einem ca. 100 m daneben befindlichen Bohrloch.

Die Reibungswinkel ϕ' variieren in den verschiedenen Proben zwischen 30 und 33°.

und Stelle mit einer 1 x 1 m Scherbüchse wurden an Kiessand mit max. Korndurchmesser ≤ 10 und ≤ 200 mm entsprechend dem Typ A, Bild 5, Versuche durchgeführt. Sie waren sehr aufschlußreich, indem z. T. eine erhebliche Abminderung des Reibungswiderstandes

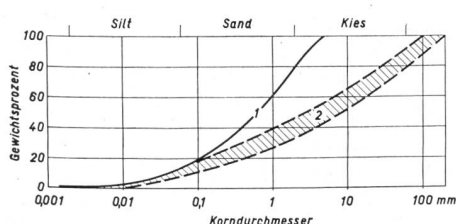
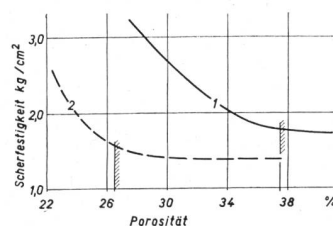


Bild 6 Scherfestigkeit verschiedener Kiessande (ermittelt mit Hilfe von Bild 5).



Typ 1 Fein- bis Grobsand mit einer in Natur gemessenen Porosität von ca. 37%.

Typ 2 12 aus den Sondierbohrungen XV, XVIII und ϕ 80 cm zwischen Kote 1680 und 1693 entnommene Proben mit ähnlicher Kornverteilung; max. Porosität in Natur ca. 27% (zugehörig zur Materialgruppe der Serie A mit einem max. Korndurchmesser von 100 bis 200 mm).

gegenüber dem entsprechenden Wert im Lockergestein selbst festgestellt wurde (Bild 9). Je grobkörniger der Hauptanteil des Kiessandes im Verhältnis zu den Unebenheiten der Felsoberfläche war, um so mehr verminderte sich der Reibungswert.

Der Vollständigkeit halber sind in Tabelle 2 einige Setzungs- und Durchlässigkeitseigenschaften zusammengestellt. Der Torf fällt durch seine außerordentlich starke Kompressibilität und geringe Durchlässigkeit besonders auf.

2. Untersuchung der Luftseite

Wie früher erwähnt, sind die geotechnischen Verhältnisse der Luftseite wesentlich einfacher. Die Hauptmasse des Untergrundes besteht aus grobblockigem Material mit Steinen bis Kiessand, analog den Schutthaldenmaterialien. Der max. Korndurchmesser beträgt etwa 2 bis 3 m (ungefähr 10% des Gesamtmaterials). Eine Untersuchung erübrigte sich, da dieses Material schon als Dammbaumaterial eingehend geprüft worden war. Im Prinzip war das Vorgehen dasselbe wie für die Kiessandmaterialien der Wasserseite (Bild 5), nur daß

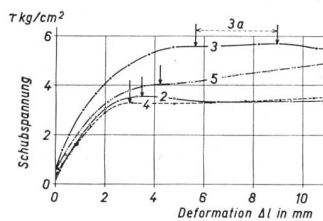


Fig. 1

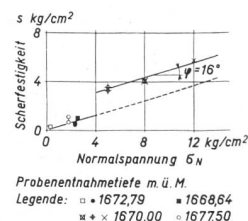


Fig. 2

Bild 8 Scherversuche an Torf parallel zur Schichtrichtung, Probenentnahmetiefen 25 bis 30 m, Versuch in Scherbüchse, drainiert, Schubgeschwindigkeit 0,05 mm/min.

Fig. 1 Schubspannungs-Deformations-Diagramm (mutmaßlicher Bruch mit Pfeil markiert).

Versuche 2 und 4: $\sigma_N = 5,0 \text{ kg/cm}^2$; Versuch 5: $\sigma_N = 8,0 \text{ kg/cm}^2$; Versuch 3: $\sigma_N = 12,0 \text{ kg/cm}^2$ (3a: Bruchbereich).

Fig. 2 Scherfestigkeitsdiagramm (der aus diesen Versuchen gefundene Reibungswinkel φ kann näherungsweise demjenigen aus triaxialen Scherversuchen gleichgesetzt werden). Die kleinen Scherwerte wurden aus Versuchen direkt im Bohrloch (Drehflügel) gefunden. (Die Abminderung von σ_N in der Bohrlochsohle ist berücksichtigt.)

Zusammenstellung der wichtigsten Versuche an Untergrundmaterialien (Total der untersuchten Proben: 518)

Tabelle 1

Materialart	Klassifikation	Zustand der Proben		Setzungsversuche	Durchlässigkeitsversuche	Konsolidversuche (triaxial)	Scherversuche		
		gestört	ungestört				Triaxialapparat	Scherbüchse	
<i>Wasserseite:</i>									
Blockschicht	entspricht Stützkörpermaterial	212	212	—	4*	4*	—	140	
Kiessand-Schichten									
Sand-Silt-Schichten		114	103	11	1	4	2	7	4
Torfschichten		53	45	8	2	2	—	2	6
Kontaktzone Kiessand-Fels		—	2	—	—	—	—	—	20
<i>Luftseite:</i>									
Blockschicht	entspricht Stützkörpermaterial	134	134	—					(siehe Wasserseite)
Kiessand-Schichten									
Sand-Silt-Vorkommen	(nicht untersucht)	3							

* Diese Versuche werden noch ergänzt werden, um eine exaktere Prognose über das Setzungsmaß des Dammes stellen zu können.

Erläuterungen:

- Klassifikation: Hierzu dienten Messungen von Atterberggrenzen, Kornverteilung, spezifisches Gewicht, Anlieferungswassergehalt, Trockenraumgewicht, Sättigungsgrad, Porosität und in speziellen Fällen eine Umschreibung von Kornform und Oberflächenbeschaffenheit.
- Konsolidationsversuche: Messung der Porenwasserspannungen in Abhängigkeit des Konsolidationsdruckes an drainierten und undrainierten Proben.
- In der Tabelle nicht aufgenommen sind: Penetrationsversuche, Scherfestigkeitsversuche mit Drehflügel und sämtliche Vorversuche (exkl. Klassifikation), d. h. Versuche, die dem Vorprojekt zu Grunde gelegt worden waren.

Zusammenstellung einiger Setzungs- und Durchlässigkeitswerte

Tabelle 2

Material	Entnahmetiefe in m	gestört (g) ungestört (u)	Kornverteilung Anteil in % kleiner			Setzung $\delta = \frac{\Delta h}{h_0}$ in % bei einem Konsolidationsdruck σ_c von			Durchlässigkeit k_{10} in cm/sec bei einem Konsolidationsdruck σ_c von		
			2,0	0,2	0,02	1,0	4,0	16,0	1,0	4,0	16,0
			mm	mm	mm	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²
Torf	25,0*	u	—	—	—	7	14	41	$1 \cdot 10^{-8}$	$3 \cdot 10^{-9}$	$5 \cdot 10^{-10}$
Silt (mit Torfspuren)	26,0	u	100	100	56	2	4	6,5	—	10^{-6}	—
Sand	9,0	g**	85	50	11	7	10	13	$8 \cdot 10^{-5}$	$6 \cdot 10^{-5}$	$4 \cdot 10^{-5}$

* Der Torf wurde laut Untersuchungsergebnissen nur durch die natürliche Erdüberlagerung konsolidiert (keine oder nur geringe Gletscherauslastung).
 ** Einbau bei lockerster Lagerung, die möglich war ($n = 46\%$), Porosität in Natur etwa 37 bis 40%.

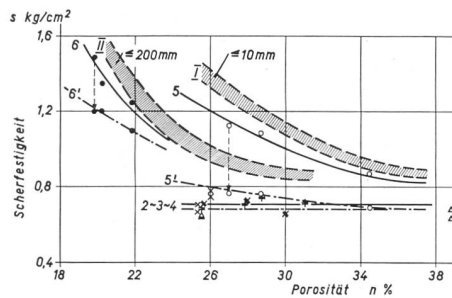


Bild 9 Reibungsversuche mit Kiessanden auf verschieden rauher Fels-oberfläche (Material trocken).

Scherbüchse 100×100 cm, $\sigma_N = 1,0$ kg/cm²,
Schubgeschwindigkeit 2 mm/min.

2 Kiessand = 200 mm, Felsoberfläche glatt

3 Kiessand = 200 mm, Felsoberfläche rau

4 Kiessand = 200 mm, Felsoberfläche höckrig-rauh

(bei den Versuchen 2 bis 4 sind Bruchfestigkeit und Restscherfestigkeit gleich groß)

5 Kiessand = 10 mm, Felsoberfläche glatt

6 Kiessand = 10 mm, Felsoberfläche rau

(5' und 6' entsprechen der Restscherfestigkeit)

I und II Scherfestigkeit des Kiessandes selbst.

die Scherdiagramme auf größere Korndurchmesser extrapoliert wurden⁵.

Die Kiessande, die vorwiegend im Bereich des Reußbettes angetroffen wurden, entsprechen jenen der Wasserseite (Bild 6).

Die Reibungswerte zwischen Fels und Lockergestein dürften etwas günstiger sein, da nach Ansicht des Geologen anzunehmen ist, daß die Felsoberfläche mehrheitlich dem rauhen Typ angehört, doch fehlen einwandfreie Aufschlüsse, so daß für die Stabilitätsberechnung vorsichtig gewählte Reibungswerte angenommen wurden ($\text{tg } q' = 0,65$ an Stelle von $\text{tg } q' = 0,80$ im Material selbst).

III. Ergebnisse der Baugrunduntersuchungen

1. Interpretation der Meßergebnisse im Hinblick auf die Dammberechnung

Die eingehende bodenmechanische Untersuchung des Baugrundes liefert eine Vielzahl von Bodenkennziffern. Es wäre wohl ein uferloses Unterfangen, alle Details in der Dammberechnung berücksichtigen zu wollen, da der Arbeitsaufwand enorm und die Berechnung kaum ein aufschlußreiches Bild der Wirkung des Untergrundes auf die Dammsstabilität, Setzungen u. a. zu vermitteln vermöchte. Es gilt aus diesem Grunde, die Meßwerte zu sichten, zu ordnen und in idealisierte geotechnische Profile einzufügen. Man ist deshalb bemüht, den Schichtaufbau zu vereinfachen, Wichtiges von Unwichtigem zu trennen und eventuell auszuschneiden. Dies ist eine außerordentlich heikle Arbeit, da man sich u. a. ständig den Mechanismus der Gleitflächenbildung und die in Anwendung kommenden Berechnungsmethoden vor Augen zu halten hat. Zum besseren Verständnis der nachfolgenden Ausführungen sind einige Hinweise auf die Form der Gleitflächen dienlich. In sehr vielen Fällen weisen Rutschungen schalenförmige Gleitflächen auf. Die Stabilitätsanalyse sollte deshalb als 3-dimensionale Betrachtung erfolgen. Dies ist aber außerordentlich zeitraubend. Man ist deshalb bestrebt,

⁵ Siehe Fußnote 2.

wo dies zulässig erscheint, die schalenförmigen durch «zylinderförmige» Gleitflächen anzunähern. Die Stabilitätsanalyse läßt sich dann als 2-dimensionale Betrachtung durchführen. In einem solchen Falle beschränkt man sich auf einen repräsentativen Schnitt, wobei kreisförmige und nichtkreisförmige Gleitflächen unterschieden werden können. Auch die Berechnungsverfahren ihrerseits sind auf stark vereinfachte Annahmen aufgebaut. Es sind dadurch entstandene, allzu krasse Abweichungen vom Naturvorgang durch geschickte Annahme der Bodenkennziffern und geotechnischen Profile zu mildern. Ohne Kompromisse ist nicht auszukommen. Man neigt wohl eher dazu, die ungünstigeren Verhältnisse anzunehmen. Dies ist durchaus vertretbar, da eine günstige Interpretation der Baugrundverhältnisse bei gleichzeitiger knapper Dammdimensionierung zu schwerwiegenden Folgen (Rutschungen) führen könnte. Weil diese Arbeit derart verantwortungsvoll ist, prüfe man immer und immer wieder, ob die vorgenommenen Vereinfachungen wirklich hieb- und stichfest sind und ob sie für alle zu untersuchenden Stabilitätszustände, wie z. B. «Bau des Dammes» oder «erstmaliger Einstau», vertretbar bleiben. Eine Änderung der Annahmen kann sich im Laufe der Berechnung im Sinne einer besseren Erfassung der tatsächlichen Baugrundverhältnisse oder einer erlaubten Vereinfachung aufdrängen. Es ist nicht ausgeschlossen, daß im Laufe der Bauarbeiten als Folge eines durch den Bauvorgang detaillierter erschlossenen Untergrundes (und auch Baumaterialien) Änderungen in den Berechnungsannahmen notwendig werden, die Korrekturen am Projekt mit sich bringen können.

Am Beispiel des Dammquerprofils 344, dessen Lage in Bild 4 angedeutet ist, sei in aller Kürze auf das gewählte Vorgehen verwiesen, wie es für die Berechnung der Dammsstabilität der Wasserseite benötigt wurde. Profil 344 soll für den ganzen wasserseitigen Teil im Gebiet der Auflast, d. h. auf etwa 150 m Dammlänge repräsentativ sein. Variationen in Schichtlage und -mächtigkeit sind darin zu vereinigen. Das dazugehörige idealisierte Untergrundprofil wurde für den Fall aufgestellt, daß mit zylindrischen, nichtkreisförmigen Gleitflächen gerechnet werde⁶. In Bild 10 ist ein Ausschnitt aus dem Untergrundprofil 344 wiedergegeben. Links ist eine aus drucktechnischen Gründen etwas vereinfachte Darstellung der Sondierbohrung XVIII und rechts ein der Berechnung zu Grunde gelegter Profilausschnitt mit den dazugehörigen Bodenkennziffern wiedergegeben. Man setzte voraus, daß die verschiedenen kleineren und größeren Torfschichten in eine mehrere Meter mächtige Schicht zusammengefaßt werden dürfen, da die Gleitflächen, wie früher angetönt, die Tendenz zeigen, möglichst lange einer wenig widerstandsfähigen Schicht, wie sie der Torf darstellt, zu folgen⁷. Auch wählte man an Stelle einer Folge wenig mächtiger Kiessandschichten verschiedener Kornzusammensetzung, vor allem im Bereich stark gekrümm-

⁶ Die Annahme nichtkreisförmiger Gleitflächen erlaubt eine genauere Berücksichtigung von Schichtung und Kennziffern.

⁷ Bei Annahme von kreisförmigen Gleitflächen, die in derartigen Baugrundverhältnissen in Natur kaum auftreten werden, wäre es zweckmäßig, von Kote 1667,0 bis 1685,0 eine einzige Torfschicht anzunehmen, damit diese hinsichtlich Scherfestigkeit genügend zur Geltung kommt. Als Raumgewicht ist dagegen das tatsächlich vorhandene einzusetzen. Einige rechnerische Stichproben lassen erkennen, wie weit die Vereinfachung erfolgen darf.

ter Gleitflächen, eine einzige idealisierte Schicht mit mittleren Bodenkennziffern. Sie wurden gefunden, indem man längs einiger gedachter Gleitflächen den mittleren Reibungsbeiwert und das dazugehörige mittlere Raumgewicht bestimmte.⁸

Da die Untergrundverhältnisse auf der rechten Tal- seite (Wasserseite) und vor allem auf der gesamten Luftseite geotechnisch einfach zu interpretieren sind, ergeben sich für die Stabilitätsberechnung keine Schwierigkeiten. Auf eine Erläuterung des Vorgehens wird deshalb verzichtet.

Auf das Vorgehen für die Setzungsber- echnung wollen wir an dieser Stelle nicht eintreten. Es ist im Prinzip dasselbe wie es schon bei der Stabilitäts- berechnung geschildert wurde. Auch fehlen im heutigen Zeitpunkt noch einige Angaben über das Setzungsver- halten des Stützkörper- resp. des grobblockigen Unter- grundmaterials.

2. Hinweis auf einige konstruktive Maßnahmen zur Überbrückung der ungünstigen Baugrundverhältnisse der Wasserseite.

Die geringe Scherfestigkeit vor allem der Torf- schichten hatte zur Folge, daß der Anschluß an den Untergrund nicht mit steilen Dammböschungen gesucht werden durfte. Mit allen Mitteln trachtete man darnach, entweder eine Erhöhung der Scherfestigkeit durch Auf- bringen einer Auflast herbeizuführen oder aber mit

⁸ Leider gelingt es heute noch nicht, die bei einem Bruchvorgang auftretenden Deformationen der Materialien ausreichend in der Stabili- tätsberechnung zu berücksichtigen. Dies verlangt bei stark unterschied- lichem Verformungsverhalten z. B. zwischen Damm und Untergrund eine entsprechend vorsichtigerer Dammdimensionierung.

Hilfe flacherer Dammböschungen den Schub am Damm- fuße zu verringern. Man wählte aus wirtschaftlichen und z. T. bodenmechanischen Erwägungen einen mit einer über 20 m hohen Auflast verstärkten Dammfuß.

Als Folge der starken Beanspruchung des Unter- grundes durch das «Gewicht» des Dammkörpers und der Auflast sind große Deformationen zu erwarten (Set- zungen und Horizontalverschiebungen). Da die Durch- lässigkeit der Torfschichten außerordentlich gering ist ($k = 10^{-9}$ cm/s), muß daher mit langer Konsolidations- dauer und mit sehr langsam abklingenden Porenwasser- spannungen gerechnet werden. Der rasche Baufort- schritt läßt aber aus Stabilitätsgründen eine derart langsam fortschreitende Konsolidation nicht zu. Man schuf deshalb Abflußmöglichkeiten mit Hilfe vertikaler Sanddrains. Wie berechtigt diese Maßnahme war, zeigen Feldmessungen. Als Folge der etwa 20 m hohen Auflast wurden in 1 3/4 Jahren Setzungen von im Mittel mehr als 100 cm gemessen, wobei durch die Drains die Porenwasserspannungen auf weniger als 10 % der Erdlast ($\gamma_e \cdot h$) an Stelle von 70 bis 80 % ohne Drains hinuntergedrückt werden konnten.

Mit Hilfe regelmäßiger Beobachtungen über verti- kale und horizontale Bewegungen der Dammoberfläche, Überwachung der Setzungspegel und der Porenwasser- spannungen (u. a. 4 Meßstellen im Gebiet der Auflast un- terhalb der Torfschichten) wird der Damm besonders während der kritischen Bauperiode und des «erstmaligen» Einstaues unter Kontrolle gehalten.

Der Elektro-Watt, elektrische und industrielle Un- ternehmungen AG, Zürich, sei an dieser Stelle für die Bewilligung zur Veröffentlichung der Meßdaten bestens gedankt.

IV. Anhang

Zusammenstellung der Bezeichnungen:

- γ_e Trockenraumgewicht t/m^3
- γ_e' Naßraumgewicht, gesättigt t/m^3
- γ_e^* Raumgewicht bei einem beliebigen Wassergehalt, der niedriger als der Sättigungswassergehalt ist.
- γ_s Spezifisches Gewicht t/m^3
- w Wassergehalt %
- n Porosität
- s Scherfestigkeit kg/cm^2
- c Kohäsion in totalen Spannungen kg/cm^2
- c' Kohäsion in effektiven Spannungen kg/cm^2
- φ Scheinbarer Winkel der inneren Reibung in tota- len Spannungen
- φ' Scheinbarer Winkel der inneren Reibung in effek- tiven Spannungen
- u Porenwasserspannung kg/cm^2
- \bar{B} Porenwasserspannungskoeffizient = $\frac{\Delta u}{\Delta \sigma_1}$
- σ Normalspannung in totalen Spannungen kg/cm^2
- σ' Normalspannung in effektiven Spannungen kg/cm^2
- k Durchlässigkeitskoeffizient, nach Darcy cm/s
- K Koeffizient = $\frac{\Delta \sigma_3}{\Delta \sigma_1}$

Mit Index 0 bedeutet er die Ruhedruckziffer und mit Index f den Spannungszustand bei Bruch.

h Überlagerungshöhe

δ Setzungsmaß = $\frac{\Delta h}{h_0} \%$

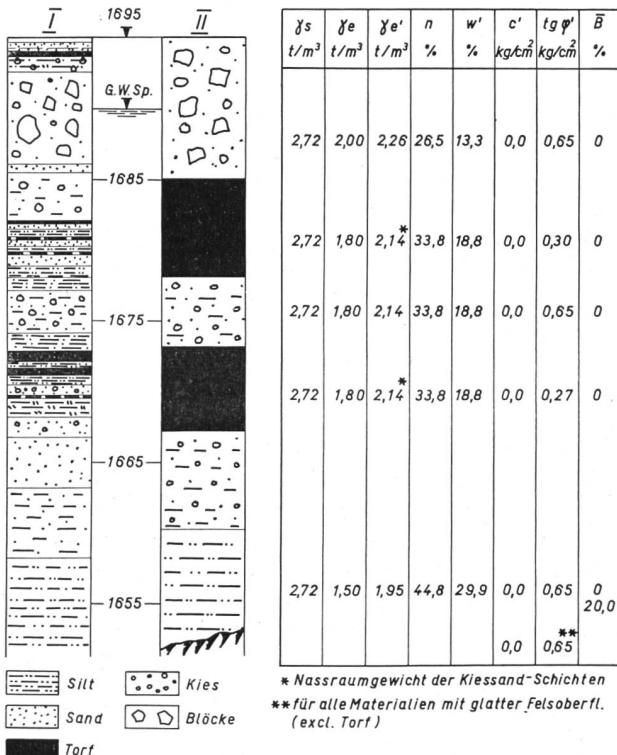


Bild 10 Gegenüberstellung eines im Dammquerprofil 344 erbohrten geo- technischen Profils der Wasserseite zum idealisierten Profil, das einem Teil der Stabilitätsberechnung zugrunde gelegt wurde (Bezeichnungen siehe Anhang).

I Bohrung XVIII
II idealisiert, repräsentativ für 150 m Dammlänge