

# **Erdbaumechanische Probleme bei der Projektierung und beim Bau des Staudammes Mattmark**

Autor(en): **Gilg, Bernhard**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **83 (1965)**

Heft 11

PDF erstellt am: **20.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-68117>

## **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.

## Erdbaumechanische Probleme bei der Projektierung und beim Bau des Staudammes Mattmark

DK 627.824.3:624.13

Vortrag, gehalten am 2. Oktober 1964 in Brig, anlässlich der Tagung der schweizerischen Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundamentstechnik

Von Dr. B. Gilg, dipl. Ing., Elektro-Watt, Zürich

### 1. Einleitung

Die Wahl eines Sperrtypes wird bekanntlich von verschiedenen technischen und wirtschaftlichen Faktoren beeinflusst. Es ist deshalb leicht möglich, dass für eine bestimmte Art von Sperrstelle in einem hochindustrialisierten Land zu einem ganz anderen Typ gegriffen wird als in einer noch unentwickelten Gegend. Denn während zum Beispiel in Ländern mit hohen Arbeitslöhnen und relativ niedrigen Maschinenkosten ein  $m^3$  Beton einer schlanken Bogenmauer bis 50 mal mehr kosten kann als ein  $m^3$  Dammschüttung, so wird das Verhältnis aus Betonpreis und Dammpreis in einer Gegend, wo die Baumaterialien von Tausenden von Arbeitern in Körbchen zur Stelle geschafft werden, ein ganz anderes sein.

In Mattmark<sup>1)</sup> war nun allerdings die Wahl der Sperre durch die Geologie vorgeschrieben, da die den Talgrund bildenden, bis 100 m mächtigen Lockergesteinsmassen den direkten Anschluss eines Betonbauwerkes am Fels von vornherein verunmöglichen. Zudem lässt sich die südliche Seitenmoräne des Allalingletschers, welcher von links her unterhalb der Sperrstelle dem Vispताल zufließt, wohl teilweise in einen Damm, nicht aber in eine Mauer einfügen.

Es blieb also nur noch die Wahl des Dammprofils, vor allem der dichtenden Zone. Eine Oberflächendichtung schied aus technischen Gründen aus, da weder eine Beton- noch eine Bitumenhaut für eine 100 m hohe Sperre ohne Risiko auf einen setzungsanfälligen Talboden abgestellt und daselbst mit irgendeiner Dichtungsschürze verbunden werden kann. Da aber in der Mattmarkgegend keine lehmigen Böden vorhanden sind, musste zwischen einem nicht bindigen, also nur relativ dichten Material, und einem eigentlichen Erdbeton, d. h. einem aufbereiteten, mit Fremdstoffen angereicherten Material, entschieden werden. Hier sprach die Wirtschaftlichkeit zu Gunsten einer der vielen Moränen, deren Granulometrie bei geeigneter Wahl des Maximalkornes und der Verdichtungsart eine genügend starke Herabsetzung der Durchlässigkeit ermöglicht. Auch lässt sich das Moränenmaterial sehr gut für einen schiefen Kern verwenden, da in ihm nur geringe Porenwasseransammlungen auftreten. Dies erlaubte eine Verschiebung des Injektionsschirmes, welcher vom Kern aus bis zum Fels reicht, gegen die Wasserseite. Er liegt somit ausserhalb der blockreichen Zone der südlichen Allalinmoräne. Im weiteren sind allfällige Nachbehandlungen leichter vorzunehmen, da noch während des Dammbaus von der Berme im unteren Drittel der wasserseitigen Böschung aus gebohrt und injiziert werden kann.

### 2. Erläuterung des Sperrprojektes (Bild 1)

Der Aufbau des Dammkörpers ist sehr einfach. Die Hauptzonen werden durch den wasserseitigen Kern und den luftseitigen Stützkörper gebildet. Dazwischen liegen die klassischen Übergangszonen, hier Filter und Drainage genannt. Auf der Wasserseite schützt eine Blockschüttung vor Erosion, Wellenschlag, Schnee und Eis, während auf der Luftseite zum Schutz der Böschung lediglich das gröbere Stützkörpermaterial nach aussen gezogen wird. Die Materialien für die Übergangszonen werden dem zukünftigen Seebecken entnommen, die übrigen Materialien werden in den beiden Allalinmoränen und in der Schwarzbergmoräne gewonnen, wobei die südliche Allalinmoräne nur in ihrem obersten Teil abgebaut wird, da sie ja sonst einen Bestandteil des Dammes bildet (Bilder 2 und 3).

Grundsätzlich sollen sich die Durchlässigkeitsbeiwerte der verschiedenen aneinander stossenden Zonen wie 1:100 verhalten; es

ergeben sich somit folgende theoretische Werte: Kern  $10^{-5}$  cm/s, Filter  $10^{-3}$  cm/s, Drainage  $10^{-1}$  cm/s.

Bevor wir näher auf die Probleme des Dammbaus eintreten, ist es notwendig, kurz auf die Dichtungsarbeiten im Lockergestein zu sprechen zu kommen, da die Stabilität des Dammes nicht nur von der Schüttung abhängt, sondern auch vom Untergrund beeinflusst wird (Bild 4).

Es hat sich in Mattmark gezeigt, dass Injektionen ein sehr taugliches Abdichtungsmittel sind. Dies ganz besonders in einem Fall, wo zum Beispiel die Errichtung einer 80 m tiefen Schlitzwand unter einem über 100 m hohen Damm sicher sehr schwierige Probleme aufgeworfen hätte. Natürlich ist es nicht immer leicht, die Wirksamkeit der Injektionen zu kontrollieren. Wasserabsenk- und Pumpversuche geben stets nur punktuelle Werte.

Um eine sichere allgemeine Beurteilung zu ermöglichen, wurde an der Dammbasis in der auf der Luftseite des Kerns liegenden Drainageschicht ein Stollen von 2 m innerem Durchmesser und 80 cm Wandstärke gebaut, welcher nebst den seitlichen Zuflüssen auch das durch den Damm und den Untergrund sichernde Wasser sammelt.

Die Hauptinjektionen mit Ton, Zement und Bentonit fanden in den Jahren 1960–1962 vor Beginn des Dammbaus statt. Nach deren Beendigung schien die im Drainagestollen anfallende Wassermenge noch etwas zu gross, und es wurde deshalb beschlossen, gewisse Teile des Schirmes mit Silikat-Injektionen nachzubehandeln. Dies war um so eher angezeigt, als sich beim Aushub der oberflächlichen Siltschicht ergab, dass auch unterhalb der tiefsten Aushubkote 2085 noch sehr sandreiche Flussalluvionen auftreten. Ihr Durchlässigkeitsbeiwert beträgt  $10^{-2}$  bis  $10^{-3}$  cm/s, so dass eine Abdichtung mit den üblichen Injektionsmitteln nicht mehr befriedigen konnte.

Um mit den chemischen Injektionen nun aber eine grösstmögliche Wirkung zu erzielen, muss jedes Aufsprengen des Bodens ausgeschlossen werden. Die Injektionsdrücke sind deshalb soweit herabzusetzen, dass sie den natürlichen Überlagerungsdruck des Bodens nicht mehr übersteigen. Dies führt namentlich in den oberen Zonen zu sehr niedrigen zulässigen Drücken. Damit das Injektionsgut trotzdem noch in genügender Menge in den Boden eindringt, musste die Einpressgeschwindigkeit stark herabgesetzt werden, und zwar bis zu 3 l Injektionsflüssigkeit pro Minute.

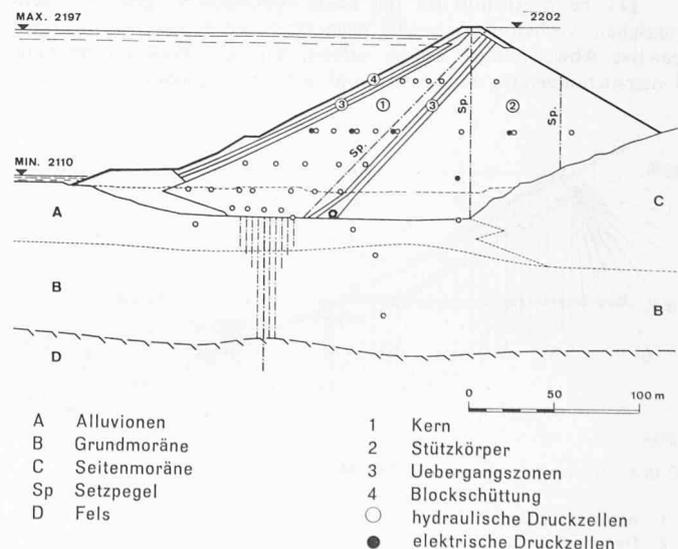


Bild 1. Querschnitt 1:4500 durch den Staudamm mit Angabe der Hauptzonen und der Messinstallationen

<sup>1)</sup> Vgl. SBZ 1961, H. 35, S. 607: Das Kraftwerk Mattmark. – SBZ 1961, H. 35, S. 609: B. Gilg: Projekt des Dichtungsschirmes im Staudamm Mattmark. – SBZ 1964, H. 52, S. 916: G. Schnitter: Neuere Entwicklungen im Bau von Staudämmen und der Mattmark-Damm.

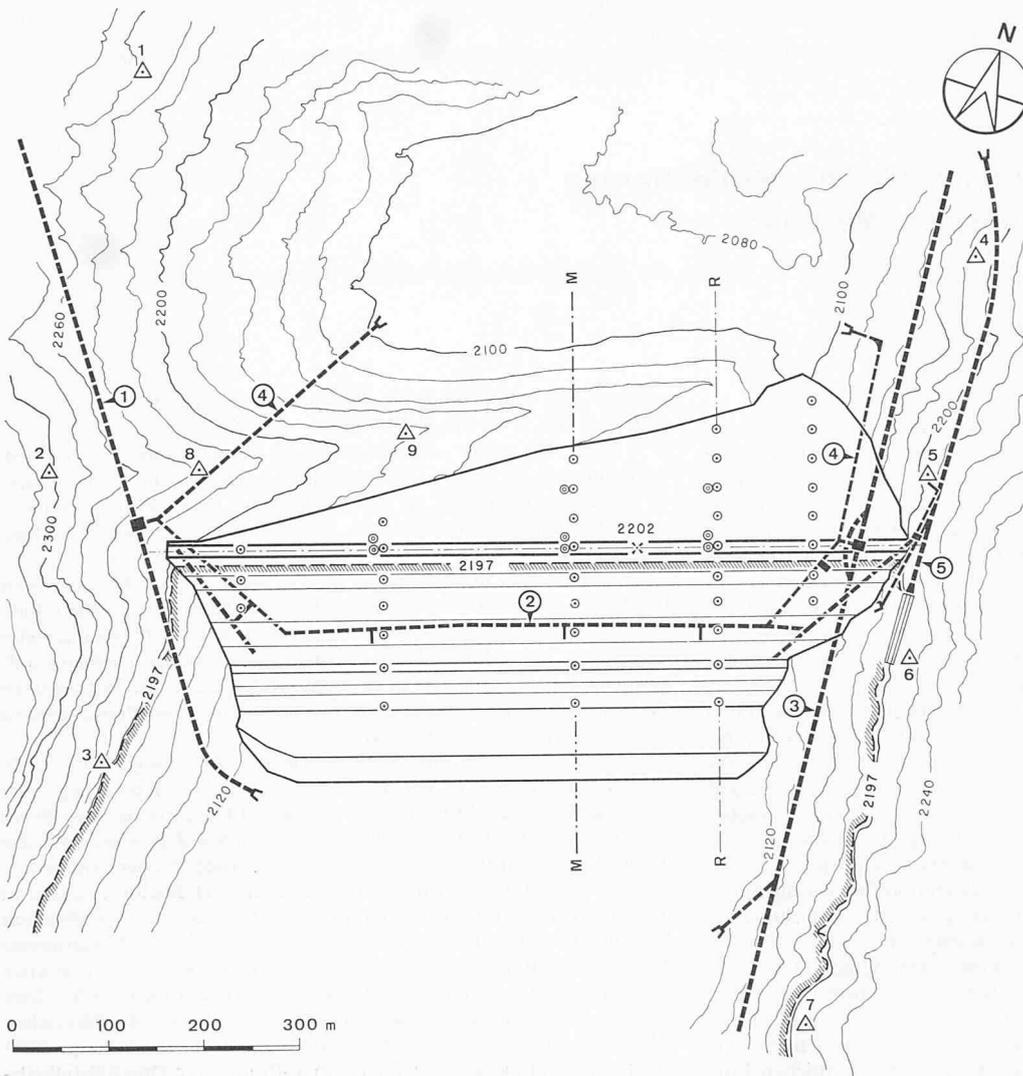


Bild 2. Der Mattmark-Damm mit Nebenbauwerken und geodätischen Messpunkten, Lageplan 1:8000

- 1 Druckstollen
- 2 Drainagestollen
- 3 Grundablass
- 4 Zugangsstollen
- 5 Hochwasserentlastung und Mittelablass
- △ geodätische Fixpunkte
- geodätische Messpunkte
- ⊙ Setzpegel

Dammvolumen:	Mio m <sup>3</sup>
total	10,30
davon:	
Kern	3,43
Stützkörper	5,76
Filter	0,61
Drainage	0,50
Aushubvolumen:	
total	1,8
Schüttung 1962	0,61
Schüttung 1963	2,11
Schüttung 1964	3,50
vorgesehen:	
Schüttung 1965/66	4,08

Der bisherige Erfolg ist sehr überzeugend. Nachdem ungefähr ein Drittel der gesamten Schirmfläche nachbehandelt wurde, ist der Wasserandrang im Stollen auf 7 l/s, d. h. einen Bruchteil desjenigen vom Herbst 1963 zurückgegangen. Das Gefälle zwischen dem Grundwasserspiegel bergseits des Schirmes und demjenigen auf der Talseite beträgt rund 11 m. Die Nachbehandlung wird nunmehr weitergeführt. Bis im April 1965 wird die ganze relativ feinkörnige Zone zwischen den Koten 2060 und 2090 chemisch injiziert sein. Der dazumal auftretende Wasserverlust wird über eine Weiterbehandlung der Schirmzone unterhalb Kote 2060 entschieden.

Die beim Aushub für die Dammfundation festgestellten geologischen Verhältnisse, welche gegenüber den früheren Annahmen gewisse Abweichungen zeigen, erforderten neue bodenmechanische Untersuchungen für den Untergrund und eine Anpassung des Dammp

profils. Es wurden während der Aushubarbeiten laufend Untersuchungen im Feldlaboratorium, vor allem auch triaxiale Scherversuche durchgeführt.

Der Vollständigkeit halber ist noch zu erwähnen, dass die ersten Untersuchungen für ein Speicherbecken in Mattmark rund 40 Jahre zurückliegen<sup>2)</sup> und dass man damals das Studium der Anlage eingestellt hat, weil die Frage der Abdichtung nicht gelöst werden konnte. Im Jahre 1954 wurden die Untersuchungen wieder aufgenommen, und mit seismischen, geoelektrischen und direkten Sondierungen wurde bis Ende 1956 vor allem die geologische Situation abgeklärt.

<sup>2)</sup> Vgl. auch die schönen Veröffentlichungen von Ing. O. Lüschg; ausführliches Protokoll seines Vortrages im Z.I.A. siehe SBZ, Bd. 86, S. 279 (28. Nov. 1925).

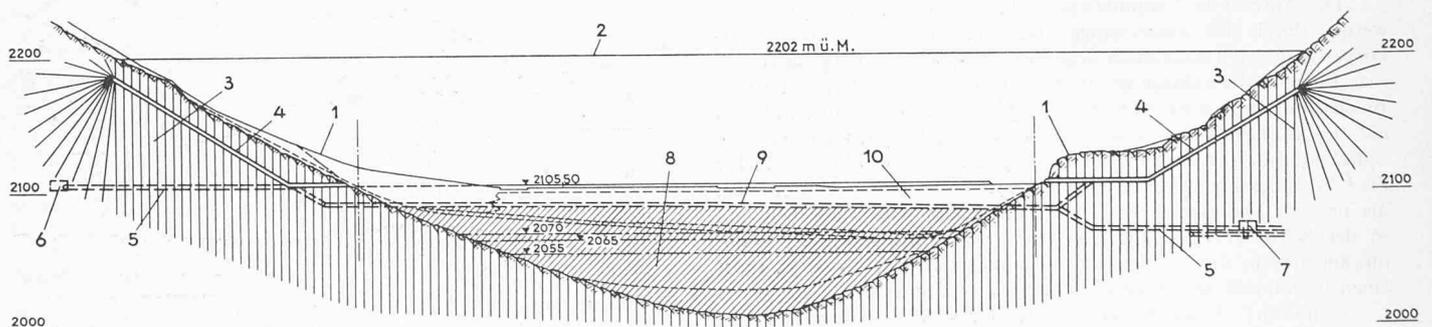


Bild 4. Querschnitt durch das Tal, Masstab 1:5500

- 1 natürliches Terrain
- 2 Dammkrone
- 3 Fels mit Injektionsschirm
- 4 Injektionsstollen

- 5 Zugang zum Grundablass und zur Drosselklappe
- 6 Drosselklappenkammer
- 7 Grundablass
- 8 Lockergestein-Untergrund mit Injektionsschirm
- 9 Drainagestollen
- 10 Oberflächliche Siltzone

Die Jahre 1957–1959 dienten den Injektionsversuchen und der Projektbearbeitung. 1960 begannen die Arbeiten für den Dichtungsschirm, 1961 diejenigen für den Staudamm. Das Jahr 1962 war vor allem dem Aushub gewidmet; die Schüttung in grossem Stil begann im Jahre 1963. Das Jahr 1964 kann insofern als Rekordjahr hingestellt werden, als – begünstigt durch das Wetter – die Installationen auf vollen Touren liefen und täglich über 30000 m<sup>3</sup> Material dem Damm zuführten, dessen Vollendung für den Herbst 1966 vorgesehen ist. Die Tabelle bei Bild 2 soll das Voranstehende noch ergänzen.

### 3. Vorversuche und Grossversuche

Normalerweise wird ein Dammprojekt auf Grund von Laboratoriumsversuchen aufgestellt, welche notgedrungen an relativ kleinen Proben ausgeführt werden. Wenn – wie im Fall von Mattmark – die Wirtschaftlichkeit der Anlage von Anbeginn ein möglichst sparsames Projekt erfordert, so muss auf Grund dieser Versuche eine relativ genaue Stabilitätsberechnung durchgeführt werden. Sie dürfen deshalb von den tatsächlichen Verhältnissen nicht zu weit entfernt sein.

Es erstaunt immer wieder, wie – gerade auch in den Entwicklungsländern – die Materialuntersuchungen im allgemeinen mit kleinen Prüfgeräten vorgenommen werden. Für Ton- und Lehmproben mag das noch angehen, bei Bodenarten mit Körnern bis zu einigen Zentimetern Durchmesser ist man jedoch gezwungen, eine die Materialkonstanten verfälschende Reduktion des Maximalkornes vorzunehmen. Es ist deshalb dringend zu empfehlen, für Proctor-, Oedometer- und triaxiale Scherversuche Geräte zu wählen, welche den Einbau von Körnern erlauben, deren Durchmesser ein Drittel oder sogar die Hälfte des tatsächlichen maximalen Korndurchmessers beträgt. Liegt dieser z. B. bei 10 cm, so müssen der Proctortopf und das Triaxialgerät mindestens 500 cm<sup>2</sup> Querschnittsfläche besitzen. Für Mattmark wurde das Projekt auf Grund von Proben in Geräten mit 50 cm<sup>2</sup> und 500 cm<sup>2</sup> Querschnitt aufgestellt. Die Baukontrollen werden aber alle im grossen Schergerät von 60 cm Durchmesser (3000 cm<sup>2</sup> Querschnitt) ausgeführt, in welchem sich auch das Trockenraumgewicht bestimmen lässt. Dabei wird versucht, beim Einfüllen der Scherprobe diejenige Verdichtung zu erreichen, welche sich in der Schüttung als effektiv erwiesen hat (Bild 5). Die Tabelle 1 zeigt für zwei charakteristische Materialien, nämlich den Kern und den Filter, den Einfluss der Probengrösse auf die Kennwerte der Materialeigenschaften.

Eine letzte Prüfmethode waren die vor dem eigentlichen Baubeginn für jede Zone systematisch durchgeführten Grossversuche. Es wurden mit für den Bau vorgesehenen Transport- und Verteilgeräten Probeschüttungen vorgenommen, welche erlaubten, die optimale Schichtstärke, den günstigsten Wassergehalt und die geeignetste Verdichtungsmethode festzulegen. In diesen Prüf-Feldern erhielt man gerade für die wichtigen Grössen wie Trockenraumgewicht und Durchlässigkeit wesentlich sicherere Resultate als im Laboratorium.

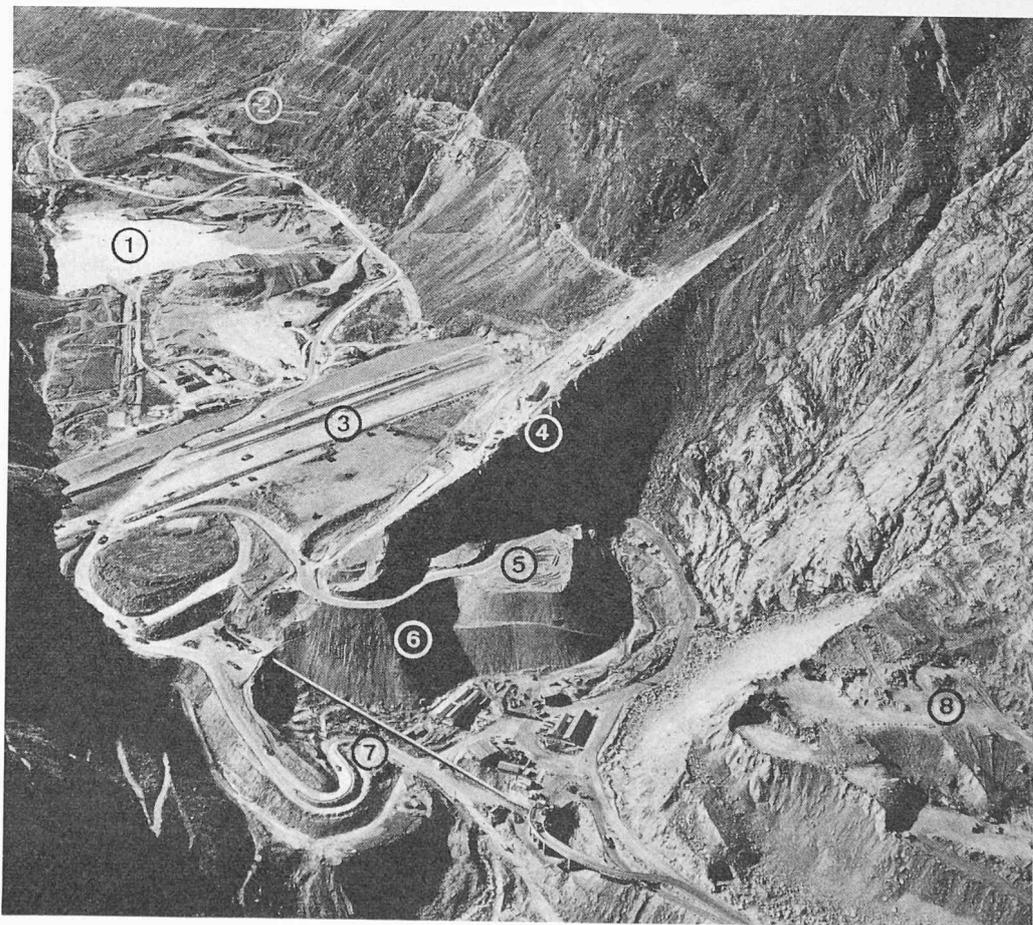
Für den Kern vor allem zeigte es sich im Laufe der verschiedenen Untersuchungen, dass die nötige Verdichtung leicht, die nötige Dichtigkeit dagegen weniger leicht zu erzielen war. Um die letztere zu erhalten, nämlich  $k$ -Werte unterhalb  $10^{-5}$  cm/s, musste die Entmischung bekämpft werden, d. h. die unverdichtete Schichtstärke musste auf 40 cm, die verdichtete somit auf rund 35 cm beschränkt und das Maximalkorn auf 150 mm limitiert werden. Die beste Verdichtung war mit Pneuwalzen zu erhalten, Schaffusswalzen ergaben einen weniger günstigen Eindruck. Dabei zeigte es sich, dass praktisch schon nach 2 Walzdurchgängen der maximal mögliche Effekt erreicht war, so dass man – aus Sicherheitsgründen – die Verdichtungsmethode auf 4 Durchgänge mit einer 80-t-Pneuwalze festlegte. Der Einfluss des Wassergehaltes war nicht völlig eindeutig festzustellen, immerhin erwies sich ein Gehalt von  $3\frac{1}{2}\%$  als optimaler Wert. Das Trockenraumgewicht stieg bis auf 2,5 t/m<sup>3</sup>, was einem Porenvolumen von 17% entspricht. Der  $k$ -Wert entsprach mit  $\sim 1 \cdot 10^{-5}$  cm/s den Laborversuchen mit einem Maximalkorn von 50 mm, das Trockenraumgewicht lag etwas über dem Wert nach Proctor modified 500 cm<sup>2</sup> (Maximalkorn 30 mm).

Tabelle 1 Einfluss der Probengrösse auf die erhaltenen Kennwerte

Materialkonstante	Tangens des Scherwinkels		Kohäsion in kg/cm <sup>2</sup>		Trockenraumgewicht in t/m <sup>3</sup>	
Topflächen in cm <sup>2</sup>	50	3000	50	3000	50	3000
Maximalkorn in mm	10	70	10	70	10	70
Kennwert für Kern	0,84	0,92	0,9	0,2	2,33	2,44
Kennwert für Filter	0,84	0,80	0,6	0,8	2,09	2,18

Bild 3. Luftaufnahme der Stauanlage, Blick gegen Süden (Staugebiet)

- 1 Baggerfeld für die Uebergangszonen
- 2 Schwarzbergmoräne (Stützkörper)
- 3 Dammschüttung
- 4 Südmoräne des Allalngletschers
- 5 Depot für Drainagematerial
- 6 Depot für Filtermaterial
- 7 Transportband für Kernmaterial
- 8 Nordmoräne des Allalngletschers (Kern- und Stützkörpermaterial)



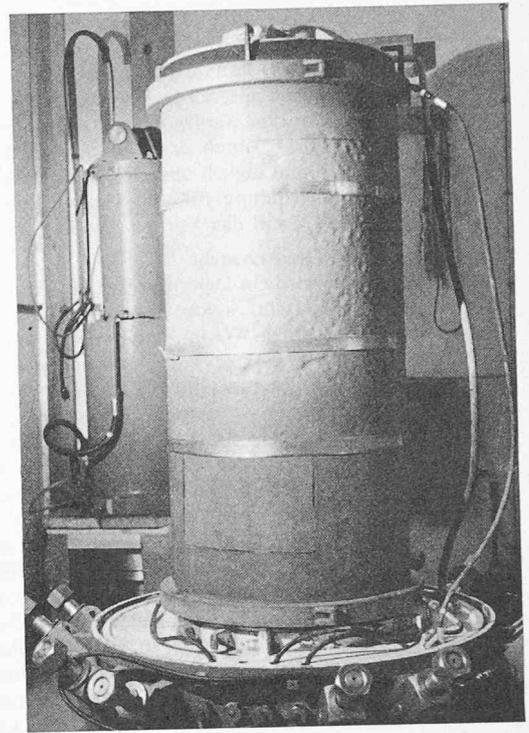
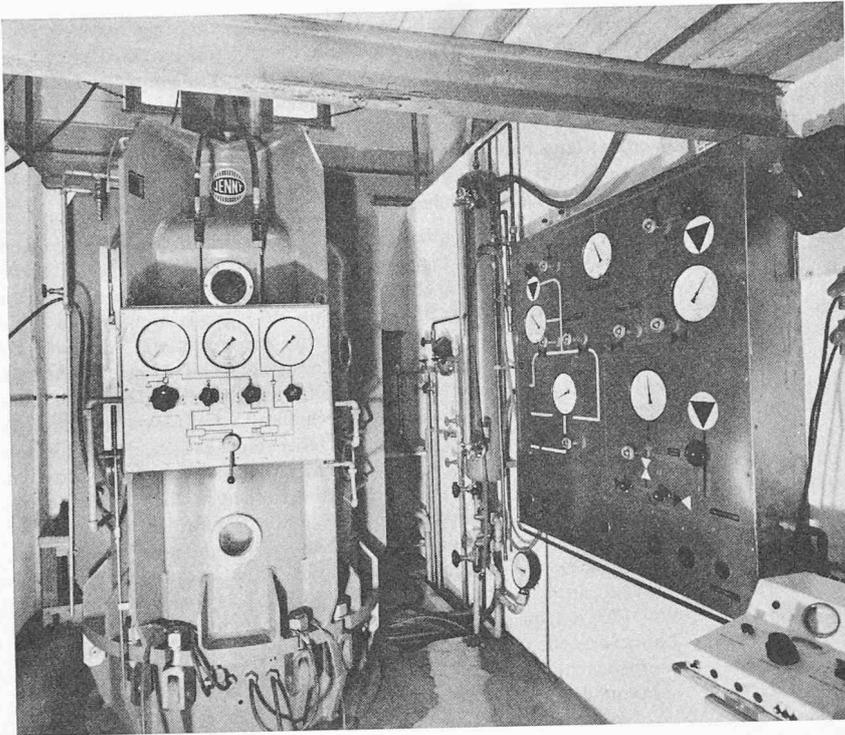


Bild 5. Triaxiales Schergerät für zylindrische Proben mit 3000 cm<sup>2</sup> Querschnitt und 120 cm Höhe, Seitendruck 1—5 kg/cm<sup>2</sup>; Vertikaldruck bis 30 kg/cm<sup>2</sup>. Links: Druckglocke montiert während des Abpressversuches; rechts: Druckglocke entfernt, Probe in Gummihülle sichtbar

Bild 6. Oben: Bulldozer schieben Moränenmaterial zum Kolmann; unten: der Kolmann-Bandlader in Aktion



Bei der Bau-Ausführung hat sich dann allerdings gezeigt, dass zur Vermeidung jeglicher Kiesnester mit dem Kernmaterial noch «strenger» verfahren werden muss. Das Maximalkorn wurde soweit herabgesetzt, wie die Installation es zulies, so dass der Anteil der Steine über 100 mm nur noch wenige % beträgt. Die Schüttstärke wurde auf rund 17 cm begrenzt, damit der Bulldozer beim Vorstossen der Mahden, welche bei der Öffnung der Bodenentleerer notgedrungen entstehen, unter Umständen auftretende Steinkonzentrationen sofort verteilt. Zwei solcher 17-cm-Schichten zusammen werden mit der Pneuwalze zu einer 30-cm-Schicht verdichtet.

Das *Stützkörpermaterial*, welches wie das Kernmaterial grösstenteils von der nördlichen Allalinmoräne stammt und sich von diesem nur durch das auf 800 mm heraufgesetzte Maximalkorn unterscheidet, lässt ohne weiteres Schichtstärken von 1,50 m zu, da die Heterogenität der Schüttung und allfällige Kiesnester lediglich zu der sehr erwünschten höheren Durchlässigkeit ( $\sim 10^{-2}$  cm/s) beitragen. Die Entmischung ist natürlich bei Verwendung von Rückwärtskippern ziemlich stark. Ohne weitere Verdichtung als diejenige der Transport- und Verteilfahrzeuge konnte anhand von grossen Probelöchern ein Trockenraumgewicht von rund 2,4 t/m<sup>3</sup>, also ein Porenvolumen von nur 20%, ermittelt werden. Der Wassergehalt spielt eine untergeordnete Rolle. Jedenfalls ist der natürliche Wassergehalt des Moränenmaterials tief genug, dass auch noch bei Regenwetter am Stützkörper gearbeitet werden kann.

Auch hier hat sich bei der Bau-Ausführung eine gewisse Änderung ergeben, weil nun ein grosser Teil des Stützkörpers mit Material gebaut wird, das bei der Aufbereitung des Kernmaterials als Überkorn anfällt. Im Kernmaterial wird durch eine neuartige Abtrenninstallation – Wobbler genannt – das Maximalkorn auf 100 ÷ 150 mm reduziert; das Überkorn zwischen rund 150 mm und rund 800 mm gelangt direkt in den Stützkörper. Das selbe Überkorn wird auch für die Blockschüttung auf der Wasserseite verwendet (Bilder 6 und 7).

Das *Filtermaterial*, in Analogie an die Kerngrossversuche ebenfalls in Schichten von 40 cm geschüttet, zeigte eine weitgehende Unempfindlichkeit gegen jede künstliche Verdichtung. Die im zukünftigen Seebecken gewonnene Flussalluvion konnte bei einem geringen natürlichen Wassergehalt von 1½ % auf ein hinreichendes Trockenraumgewicht von 2,27 t/m<sup>3</sup> entsprechend einem Porenvolumen von 20% verdichtet werden. Der Durchlässigkeitswert betrug  $\sim 10^{-3}$  cm/s, d. h. rund 100 mal mehr als beim Kernmaterial, was durchaus erwünscht war. Während dem Bau war es nicht immer möglich, die Qualität des Materials der Grossversuche beizubehalten, da die für den Filter gebaggerten Alluvionen ihre Granulometrie leicht veränderten. Die Hauptsorge, wenn man von einer Sorge sprechen

will, ist die Einhaltung der richtigen Durchlässigkeit, welche sich zwischen dem Kern und der Drainage einpassen muss.

Die *Drainagematerial*-Versuche wurden gleich wie diejenigen für das Filtermaterial ausgeführt. Das Drainagematerial entstammt auch den selben Alluvionen, wird aber künstlich verändert. Die Vorschrift lautet dahin, dass die Durchlässigkeit dieses Materials rund  $100 \times$  grösser als diejenige des Filters sein soll. Der Feinanteil war deshalb zu entfernen. Da nun der kleinste aussiebende Korndurchmesser rund 3 mm ist und da man natürlich nicht eine volle Körnung von 0 bis 200 mm über ein 3-mm-Sieb schicken kann, erforderte die Aufbereitung des Drainagematerials eine richtige Waschanlage, wie sie zur Beschaffung von Betonzuschlagstoffen verwendet wird (Bilder 8 und 9).

Die Grossversuche ergaben – ebenfalls bei einer Schichtstärke von 40 cm – einen *k-Wert* von  $10^{-1}$  cm/s und ein Trockengewicht von  $2,09 \text{ t/m}^3$ , d.h. ein Porenvolumen von 26%. Der Feinanteil unter 3 mm konnte durch die Nass-Siebung zwar nicht völlig entfernt, aber doch immerhin auf 12% beschränkt werden.

Der Leser möge sich nicht wundern, dass hier so ausgiebig über die Grossversuche gesprochen wurde. Denn sie sind es, welche erst die mannigfachen bei der Projektierung getroffenen Annahmen bestätigen. In Mattmark brachten die Grossversuche keine Überraschungen, weil schon bei den Vorversuchen relativ grosse Prüfgeräte angewandt wurden, und weil wohl auch die Materialien nicht zu Kaprizen neigen. Wir kennen aber leider andere Dammprojekte, wo der Mangel an geeigneten Laborversuchen und an Grossversuchen sich störend und vertuehrend ausgewirkt hat.

#### 4. Die eigentlichen Baukontrollen

Zuverlässige Baukontrollen, welche schon bei der Auswertung der Grossversuche anfangen, sind sicher relativ aufwendig; jedoch ist eine geringere Zahl solcher Kontrollen einer grossen Zahl von billigen und wenig zuverlässigen Prüfungen unbedingt vorzuziehen.

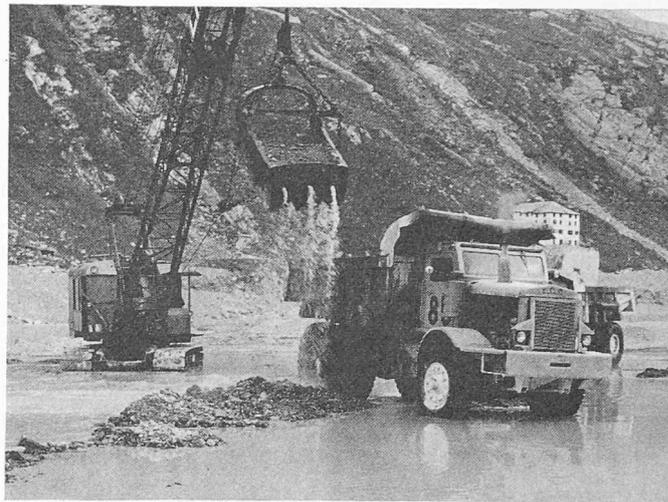


Bild 8. Baggerung des Filter- und Drainagematerials

Ein sehr eindrückliches Beispiel für diese Maxime ist die Kontrolle des *Trockenraumgewichtes*. Dafür stehen heute im Prinzip drei Methoden zur Verfügung:

1. die primitivste, nämlich das Ausheben und Ausmessen eines Loches mit anschliessender Wägung des ausgehobenen Materials,
2. die verfeinerte Anwendung der 1. Methode, welche darin besteht, dass ein mit Material gefüllter Plastik- oder Netzbeutel in der entsprechenden Dammzone regelrecht eingebaut, einige Meter

Bild 7. Stützkörperschüttung mit Blöcken bis zu 80 cm Durchmesser. Links Wasserseite, rechts Luftseite



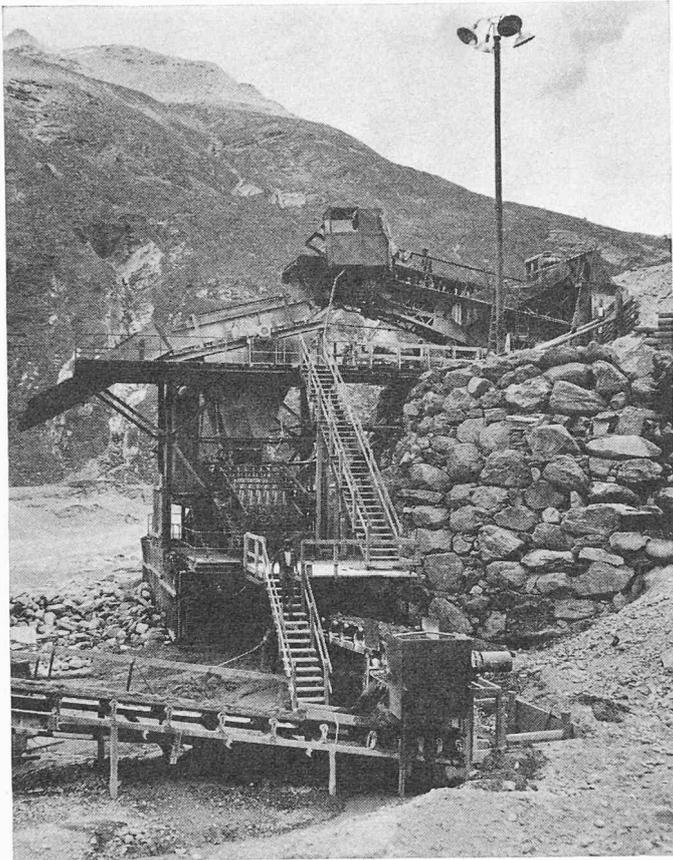
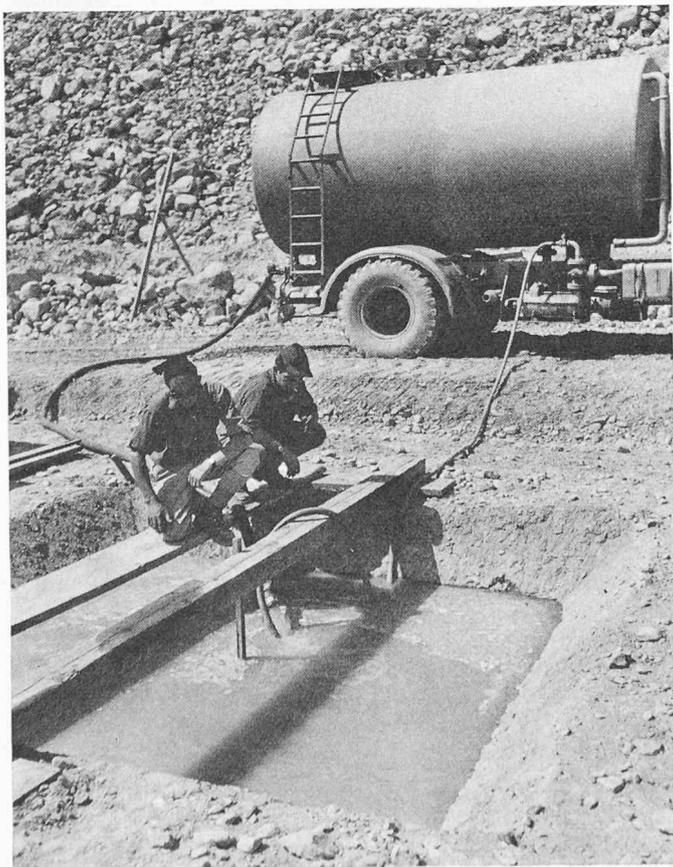


Bild 9. Aufbereitung des Drainagematerials

Bild 10. Probeloch im Kernmaterial mit Wasserabsenkversuch, im Hintergrund die Stützkörperschüttung



überdeckt und schliesslich wieder ausgegraben und volumetriert wird,

3. die geniale Methode, welche auf der Absorption von  $\gamma$ -Strahlen im Boden beruht und somit als Nuklearmethode bezeichnet werden kann.

Die primitive Methode ist einigermassen narrensicher, sofern man sie vernünftig anwendet. Sie leistet uns in Mattmark wertvolle Dienste, wobei allerdings einige wesentliche Punkte zu berücksichtigen sind.

Vergleichsversuche in ein und demselben Schüttabschnitt haben gezeigt, dass kleine Löcher stets höhere Trockenraumgewichte ergeben als grössere. Dieses Phänomen wurde näher untersucht und dabei festgestellt, dass in einem Material, dessen Körnung bis rund 200 mm geht, das Prüfloch mindestens  $6 \text{ m}^3$  gross sein sollte und nicht steilere Böschungen als 1:1 besitzen darf, damit der Fehler in der Grössenordnung von 1% bleibt. Dies führt zu einem Prüfloch, das die Form eines umgekehrten Pyramidenstumpfes besitzt, welcher eine «Grundfläche» (oben!) von  $3,40 \times 3,40 \text{ m}$  und eine Tiefe von 1 m aufweist. Die Gestalt des Loches wird genau ausnivelliert, das Gewicht des ausgehobenen Materials beläuft sich auf rund 15 t (Bild 10).

Die früher oft verwendeten Sandersatz- oder Ballonmethoden, bei welchen Lochgrössen von nur rund  $200 \text{ dm}^3$  auftreten, haben sich als völlig unzureichend erwiesen. Der Fehler ist systematisch, d. h. die Trockenraumgewichte sind ständig zu hoch und zwar häufig bis 10%. Der Grund ist darin zu suchen, dass beim Öffnen des Loches die Wände nachgeben, was sich um so störender auswirkt, je geringer der Abstand zwischen diesen Wänden ist.

Die zweite Methode mit dem Einbau eines materialgefüllten Beutels soll beim Gepatsch-Damm gute Dienste leisten. Wir haben sie in Mattmark nicht angewandt. Eine gewisse Schwierigkeit besteht sicher im Wiederauffinden des Beutels. Der Vorteil liegt aber darin, dass eine Zone kontrolliert werden kann, welche relativ tief im Damm liegt, während bei uns die oberflächliche Schüttung bis in die Tiefe von 1 m erfasst wird.

Die dritte, nämlich die nukleare Methode, wird in Mattmark ebenfalls angewandt. Das Prinzip der Methode beruht in der Fähigkeit des Bodens, mit steigendem Raumgewicht zunehmend  $\gamma$ -Strahlen zu absorbieren. Der Boden wird also von der Oberfläche oder von einem Bohrloch aus bestrahlt, und ein Geigerzähler notiert die zurückkehrenden Teilchen, deren Zahl mit steigendem Raumgewicht des Bodens abnimmt. Von den verschiedenen auf dem Markt erhältlichen Geräten haben wir das Oberflächengerät gewählt, da bei dessen Gebrauch der zu untersuchende Boden nicht durch eine Bohrung verletzt werden muss. Die Resultate sind nach einer vorangegangenen genauen Eichung des Gerätes durchaus befriedigend. Da die erfasste Zone aber nur etwa 20 cm tief ist, sind sie sehr empfindlich auf Steine und geben natürlich nur Auskunft über die Oberfläche. Dafür sind die Versuche rasch durchgeführt, was man vom Aushub von 15 t Material für ein Loch von  $6 \text{ m}^3$  Inhalt nicht behaupten kann.

Trotzdem bleibt das Aushub-Verfahren das einzige wirklich zuverlässige. In Mattmark wird je eine entsprechende Kontrolle für  $50000 \text{ m}^3$  Kernmaterial,  $20000 \text{ m}^3$  Filter- und  $25000 \text{ m}^3$  Drainagematerial vorgenommen.

Die selben Löcher werden nun auch für Durchlässigkeitsversuche im Kern und im Filter benutzt. Dabei ist darauf zu achten, dass das Wasser im Loch nicht allzu hoch aufgefüllt wird, da vor allem der Kern in seinen obersten 30 cm oft mangels Verdichtung noch zu durchlässig ist.

Natürlich wird auch der Wassergehalt jeder Probe bestimmt, was trotz allen neuesten Verfahren noch immer am besten durch Trocknen der feuchten Probe in einem Ofen und Messung des Gewichtsverlustes geschieht. Das nukleare Verfahren, welches auf der Absorption von  $\alpha$ -Strahlen durch H-Atome beruht, hat sich in Mattmark als untauglich erwiesen.

Die neben den Feldkontrollen unumgänglichen Laboratoriumsversuche werden in dem sehr reichlich ausgestatteten Baustellenlabor durchgeführt. Dieses dient im übrigen mit seinem grossen Triaxialapparat, welcher Seitendrucke bis zu  $5 \text{ kg/cm}^2$  und Vertikaldrucke bis zu  $30 \text{ kg/cm}^2$  zulässt, noch einer ganzen Anzahl weiterer in- und ausländischer Baustellen.

##### 5. Vergleich der verschiedenen Resultate und Stabilitätsberechnung

Die Nachkontrolle der Scherfestigkeit und der Porenwasserspannung der Dammmaterialien sowie des Untergrundes war uns sehr wertvoll und erlaubte eine zuverlässige Nachberechnung der Gleit-

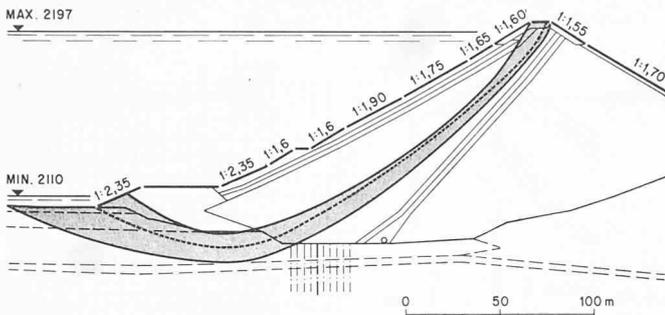


Bild 11. Dammquerschnitt 1:4000 mit untersuchtem Gleitbereich und massgebender Gleitfläche (gestrichelt)

sicherheiten. Die Berechnung erfolgte, wie bereits für das Bauprojekt, elektronisch, wobei nicht nur Gleitkreise, sondern auch komplizierte Gleitflächen untersucht wurden.

Die Sicherheiten betragen nunmehr auf der Wasserseite bei rascher Absenkung 1,33 ohne Erdbeben und 1,03 mit Erdbeben, auf der Luftseite 1,29 mit Erdbeben. Dort ist übrigens die Böschung selbst massgebend. Auf der Wasserseite sind es einige tiefe Gleitflächen komplizierter Form, welche bis 30 m unter die Auflastkote reichen (Bild 11).

Der relativ niedrige Sicherheitskoeffizient von 1,03 für die Wasserseite darf nicht verwundern, denn einmal stellt die Kombination von rascher Absenkung (in einigen Wochen) mit einem Erdbeben von 10% der Erdbeschleunigung ein äusserst seltenes, d. h. unwahrscheinliches Ereignis dar, und zweitens ist in diesem Fall der See leer, so dass also selbst bei einer Beschädigung des Dammes keine Katastrophe eintritt.

Die in Tabelle 2 zusammengestellten Resultate der Baukontrolle und die in den Bildern 12 und 13 aufgezeichneten Kornverteilungen lassen sich kurz wie folgt erläutern.

a) *Kern*. Während der Feinkornanteil unter 0,1 mm im Baujahr 1963 im Mittel auf 12% gesunken war, nahm er 1964 wieder auf den im Vorprojekt angenommenen Wert von 14% zu, was teilweise auf Variationen im Aufbau der Moräne, teilweise auf die Abänderung der Wobler-Installation zurückzuführen ist. Die Streuung bleibt in den zulässigen Grenzen. Das Trockenraumgewicht lag schon 1963 über dem ursprünglich verlangten Wert von 2,40 t/m<sup>3</sup>; es ist im Jahre 1964 auf 2,5 t/m<sup>3</sup> (nach der Lochmethode bestimmt) angestiegen, was bei einem spezifischen Gewicht von 2,99 t/m<sup>3</sup> als sehr gut angesehen werden muss. Das sorgfältige Einbring- und Verdichtungsverfahren

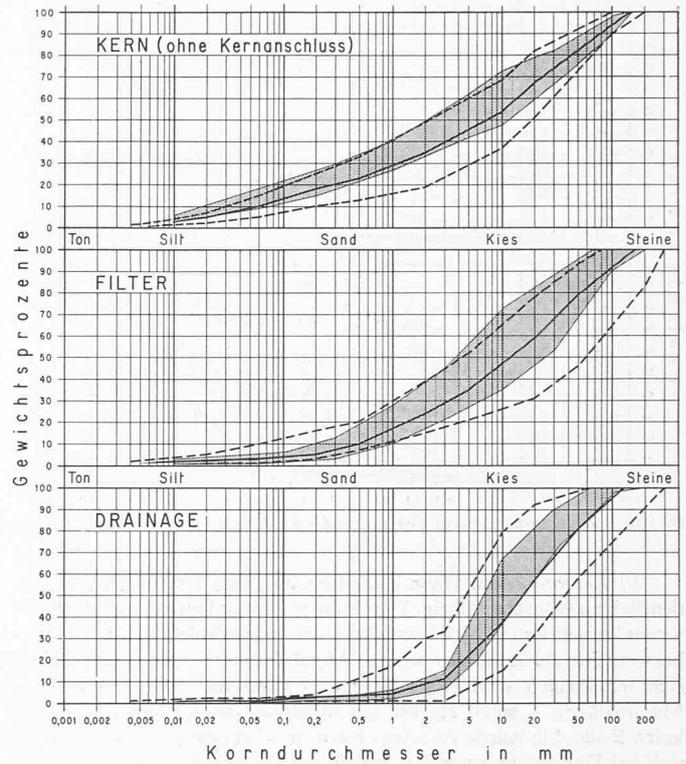


Bild 12. Kornverteilungskurven für Kern, Filter und Drainage. Volle Linien = Mittelkurven 1963/64, gestrichelte Linien = Grenzkurven 1963/64, Raster = Streubereich der Vorversuche

hat sich also bewährt. Deshalb ist auch der mittlere Durchlässigkeitsbeiwert, welcher bereits 1963 leicht unter dem Sollwert lag, 1964 nochmals zurückgegangen und entspricht nunmehr dem Wert des Grossversuches. Die Streuung, welche 1963 noch etwas gross war, hat sich 1964 stark verringert. Der Wassergehalt entspricht den Vorschriften. Übersteigt er 6%, so muss der Kerneinbau eingestellt oder Material an einer anderen Stelle der Moräne gewonnen werden. Die Maximalwerte bis zu 11,3% entsprechen den Ausnahmefällen, bei welchen der Einbau sofort eingestellt wurde. Sie beziehen sich nur auf geringe Materialmengen.

Tabelle 2 Ergebnisse der Einbaukontrollen 1963—1964

		Kern		Kernanschluss		Filter		Drainage		Stützkörper		
		1963	1964	1963	1964	1963	1964	1963	1964	1963	1964	1964
										Direktbau	Überschuss	Direktbau
Trockenraumgewicht in t/m <sup>3</sup>												
γ min.	L	2,30	2,39	2,14	2,23	2,14	2,28	1,95	2,04			
	J	2,27	2,28	2,12	2,26							
γ mittel	L	2,47 <sup>s</sup>	2,50 <sup>s</sup>	2,29	2,40 <sup>s</sup>	2,21	2,32	1,96	2,08	2,48	2,54	2,30
	J	2,47	2,39	2,36	2,39							
γ max.	L	2,59	2,61	2,40	2,54	2,30	2,41	1,97	2,13			
	J	2,59	2,49	2,50	2,49							
Sollwert		2,40	2,40	2,35	2,35	2,20	2,20	2,00	2,00	2,27	2,27	
Durchlässigkeit k in cm/s												
k min.		0,10·10 <sup>-5</sup>	0,16·10 <sup>-5</sup>	0,75·10 <sup>-5</sup>	0,49·10 <sup>-5</sup>	0,72·10 <sup>-3</sup>				3,00·10 <sup>-1</sup>		
k mittel		1,80·10 <sup>-5</sup>	0,80·10 <sup>-5</sup>	4,70·10 <sup>-5</sup>	1,70·10 <sup>-5</sup>	2,46·10 <sup>-3</sup>	3,28·10 <sup>-4</sup>	nich bestimmbar	4,90·10 <sup>-1</sup>			
k max.		9,90·10 <sup>-5</sup>	1,50·10 <sup>-5</sup>	240·10 <sup>-5</sup>	4,30·10 <sup>-5</sup>	5,00·10 <sup>-3</sup>			6,80·10 <sup>-1</sup>			
Sollwert		2,00·10 <sup>-5</sup>	2,00·10 <sup>-5</sup>	2,00·10 <sup>-5</sup>	2,00·10 <sup>-5</sup>	1,00·10 <sup>-3</sup>	1,00·10 <sup>-3</sup>	1,00·10 <sup>-1</sup>	1,00·10 <sup>-1</sup>			
Natürlicher Wassergehalt W* in %												
0-30 mm												
W* min.		2,53%	2,59%	2,56%	3,95%	1,40%	1,70%					0 - d max.
W* mittel		4,95%	4,95%	5,34%	5,37%	3,22%	3,35%					3,10 0,30
W* max.		8,55%	11,30%	9,55%	7,08%	6,04%	8,10%					
Sollwert		4-5%	5 ± 1%			max. 3%	max. 5%					

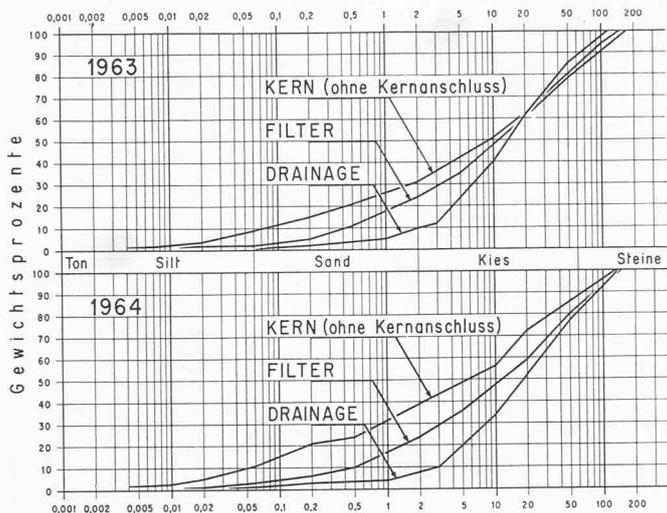


Bild 13. Zusammenstellung der mittleren Kornverteilungen 1963 und 1964

b) *Kernanschluss*. Diese Zone liess im Jahre 1963 noch verschiedentlich zu wünschen übrig. Durch die nunmehr laufend ausgeführten Kontaktinjektionen wird vor allem die mangelnde Dichtigkeit verbessert. Da die Zone nur wenige Meter breit ist – sie unterscheidet sich im übrigen vom Kern bloss durch das auf 30 mm begrenzte Maximalkorn – spielt sie für die Stabilität des Damms praktisch keine Rolle. Sie wurde zwischen Kern und Fels eingeschaltet, weil sie sich bei Dammsetzungen der unebenen Felsoberfläche besser anpasst als das grobkörnige Kernmaterial. Im Jahre 1964 ergaben die Kontrollen befriedigende Resultate.

c) *Filter*. Bei praktisch konstant bleibender Kornverteilung hat sich das Trockenraumgewicht 1964 gegenüber 1963 etwas erhöht. Das Porenvolumen betrug zuletzt 19%. Dementsprechend ist der mittlere  $k$ -Wert von  $2 \cdot 10^{-3}$  cm/s auf  $3 \cdot 10^{-4}$  cm/s abgesunken. Er liegt jetzt an der unteren Grenze und sollte sich in den nächsten Baujahren nicht mehr verringern. Der Wassergehalt ist befriedigend, er spielt im übrigen für den Einbau eine untergeordnete Rolle.

d) *Drainage*. Die Kornverteilung 1964 ist etwas gröber als 1963, was nicht unerwünscht ist. Das Trockenraumgewicht lag 1963 etwas unter dem Sollwert, 1964 dagegen wenige Procente darüber. Die Durchlässigkeit ist bei einem Porenvolumen von 27% rund  $10^3$  mal grösser als diejenige des Filters, was als etwas extrem angesehen werden muss. Da aber sowohl die Filter- als auch die Drainagezone aus Gründen der Fahrzeugverwendung sehr breit sind, ist auch bei allenfalls auftretenden Auswaschungen an der Zonenbegrenzung keine Beeinträchtigung der Funktionsweise von Filter und Drainage zu befürchten.

e) *Stützkörper*. Die eigentlich tragende Masse des Damms ergibt in bezug auf das Trockenraumgewicht befriedigende Resultate. Die Scherfestigkeit ist dementsprechend hoch. Diese kann allerdings nur in Analogie zu den Kernmaterial-Untersuchungen abgeschätzt werden, da kein Schergerät ein Material mit Körnern bis 800 mm Durchmesser zu überprüfen erlaubt. Trotz dem hohen Raumgewicht und entsprechend niedrigen Porenvolumen von 15–23% ist die Durchlässigkeit wegen der bereits erwähnten Entmischung noch genügend gross.

Wie bereits erläutert, wurde bei der Nachrechnung den veränderten Materialkonstanten Rechnung getragen. Ungünstige Untergrundverhältnisse erforderten eine Veränderung des Profils durch Anbringen einer wasserseitigen Auflast. Tabelle 3 vergleicht die für die Projektberechnung verwendeten und die am Bau ermittelten durchschnittlichen Materialkonstanten.

Tabelle 3 Vergleich der Materialkonstanten

	Projektberechnung					Baukontrolle				
	$\text{tg } \varphi'$	$c'$	$\bar{B}$	$\gamma_e$	$\gamma_s$	$\text{tg } \varphi'$	$c'$	$\bar{B}$	$\gamma_e$	$\gamma_s$
Kern	0,88	0,15	5	2,40	2,99	0,92	0,20	2	2,49	2,99
Filter	0,83	0,55	0	2,14	2,82	0,80	0,80	0	2,26	2,82
Drainage	0,83	0,55	0	1,97	2,82	0,80	0,77	0	2,02	2,82
Stützkörper	0,90	0,00	0	2,27	2,99	0,92	0,20	0	2,44	2,99
Untergrund	0,83	0,55	5	1,83	2,82	0,68	0,30	7	1,90	2,78

$\varphi'$  Scherwinkel.  $c'$  Kohäsion in kg/cm<sup>2</sup>.  $\bar{B}$  Porenwasserspannungskoeffizient in ‰.  $\gamma_e$  Trockenraumgewicht in t/m<sup>3</sup>.  $\gamma_s$  Spez. Gewicht in t/m<sup>3</sup>.

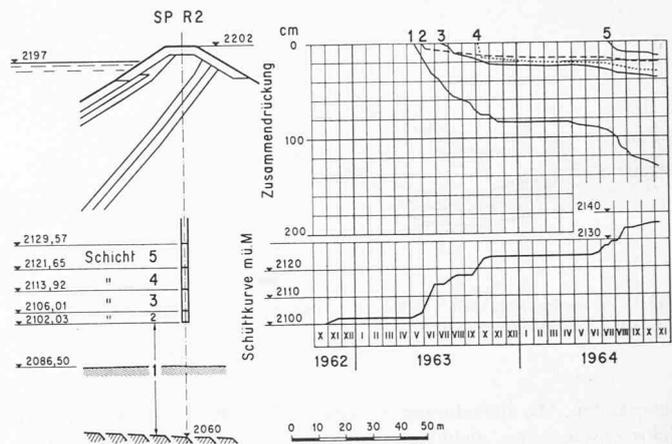


Bild 14. Setzungen im Untergrund und in der bisherigen Schüttung im Profil R (s. Bild 2)

## 6. Messanlage und Messresultate

Die seit Baubeginn angesetzten Kontrollmessungen am Staudamm von Mattmark werden mit folgenden Installationen durchgeführt:

- 100 Porenwasserdruck-Geber System Huggenberger/Bureau of Reclamation, welche durch je 2 Rohrleitungen den direkten Wasserdruck nach der Messzentrale übermitteln. Die beiden Rohrleitungen dienen zum Spülen des Systems und sind gleichzeitig eine Selbstkontrolle des Gebers, da beide den selben Druck anzeigen sollten.
- 10 Maihak-Porenwasserdruckgeber, gebaut nach dem Prinzip der schwingenden Saite, mit elektrischer Übertragung der Messwerte.
- 8 Setzpegel, ausgerüstet mit Kunststoff-Rohren. Die Lage der im Boden befindlichen Aluminiumplatten wird mit einer elektrischen Sonde festgestellt, welche in das Pegelrohr eingeführt wird.
- Erddruckdosen System Huggenberger/Heierli, verbessert durch Anbringen eines gefederten Ringes um die Dose, welcher die Druckspitze vom Rand der Dose wegnehmen soll.
- Geodätische Punkte auf den Dammböschungen und im Drainagestollen sowie im Fels.

Die Resultate der Porenwasserdruckgeber sind sehr befriedigend. Entsprechend der Bauphase treten nur geringe Wasserdrücke auf, welche dem Grundwasserspiegel entsprechen. Ausser einem Maihak-Gerät sind keine Ausfälle zu konstatieren. Porenwasserüberdrücke wurden bisher nicht festgestellt. Die hydraulische Direktübertragung der Wasserdrücke bewährt sich. Die Kunststoffröhrchen versehen ihren Dienst ohne Schwierigkeiten. Die Resultate der Erddruckdosen sind noch nicht eindeutig überprüfbar. Es steht lediglich fest, dass die Messwerte den theoretischen erdstatischen Wert im allgemeinen überschreiten. Die Setzpegel funktionieren sehr gut. Allerdings erfordert die Ablesung mit dem elektrischen Anzeigergerät grosse Sorgfalt.

An zwei Beispielen soll die Tendenz der Setzungen erläutert werden:

- a) Der Setzpegel R2 liegt unter der Kronenaxe, ungefähr im rechtsufrigen Viertelpunkt des Damms wo das Dammprofil am breitesten ist, weil die südliche Allalimoräne dort ausläuft. Der natürliche Boden liegt auf Kote 2086,5, der Fels etwa auf Kote 2060. Die Grundplatte des Pegels befindet sich aber nicht auf der Aushubkote, sondern 16 m höher auf Kote 2102,02.

Tabelle 4 Setzungen SP R 2

Nr.	Schicht Stärke	Auflast in m Höhe	Setzung in cm in %	
			cm	%
2	4,0 m	30 m	21	5,2
3	7,9 m	22 m	37	4,7
4	7,7 m	14 m	29	3,8
5	7,9 m	6 m	15	1,9

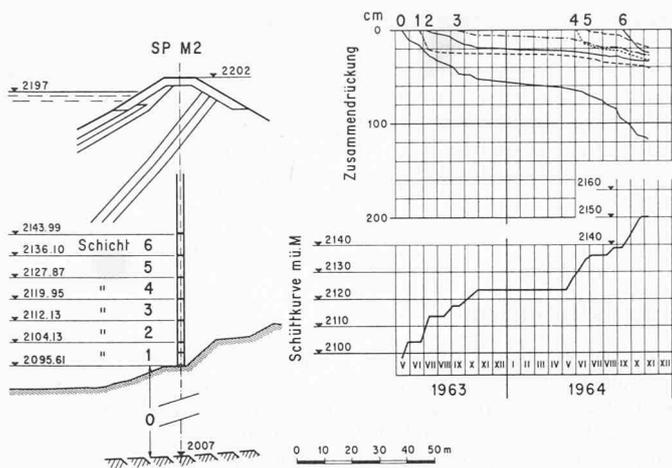


Bild 15. Setzungen im Untergrund und in der bisherigen Schüttung im Profil M

Wir sehen aus Bild 14, dass sich der Untergrund sowie die unterste Dammschicht von rund 16 m Stärke unter einer wachsenden Auflast bis zu 34 m Höhe während 2 Jahren um 130 cm bzw. um 3 % gesetzt hat. Die prozentualen Setzungen in den 4 bis 8 m starken Dammschichten gehen aus Tabelle 4 hervor.

Der Vergleich zwischen prozentualer Setzung und Auflasthöhe lässt ein nahezu lineares Spannungs-Setzungsdiagramm vermuten. Der  $M_E$ -Wert würde  $120 \div 150 \text{ kg/cm}^2$  betragen. Die Verhältnisse in der Damm-Mitte, d. h. im Bereich des Pegels SP M2, werden durch Bild 15 wiedergegeben. Die Zahlenwerte sind aus Tabelle 5 ersichtlich.

Die Untergrundsetzung von 1,3% scheint relativ schwach, jedoch ist zu berücksichtigen, dass nicht die gesamte Lockergesteinsmasse gleichmässig an der Konsolidation teilnimmt. Immerhin dürfte der  $M_E$ -Wert in der Grössenordnung von  $1000 \text{ kg/cm}^2$  liegen. Die Dammschichten zeigen in der Setzung gewisse Unregelmässigkeiten, die  $M_E$ -Werte schwanken zwischen  $100 \text{ kg/cm}^2$  und  $250 \text{ kg/cm}^2$ . In der allerersten Phase der Konsolidation sind sie natürlich noch wesentlich kleiner.

b) Ein weiteres Bild des im Dammuntergrund sich abspielenden Setzungsvorganges gibt das Einsenkungsdiagramm des Drainagestollens (Bild 16). Die Setzungskurven sind praktisch analog zum Felsverlauf, so dass man vermuten kann, der ganze Untergrund setze sich ziemlich gleichmässig.

Sehr aufschlussreich ist die Feststellung, dass die Setzungsbeiträge annähernd proportional zur Auflast sind. Der Untergrund besitzt also einen einigermaßen konstanten Verformungsmodul. Da die Belastungsfläche wesentlich grössere Abmessungen besitzt als die Mächtigkeit des Lockergesteins, so dürften die Vertikaldrücke bis zum Felsuntergrund nicht allzu sehr abnehmen. Im Maximum betragen sie jetzt  $12 \text{ kg/cm}^2$ , in Mittel also wohl rund  $10 \text{ kg/cm}^2$ . Bei einer maximalen Setzung von 106 cm auf 80 m Tiefe ergibt sich eine prozentuale Setzung von 1,3%. Dies entspricht einem  $M_E$ -Wert von  $800 \text{ kg/cm}^2$ . Die ziemlich ausgeprägten Setzungen am rechten Talhang deuten darauf hin, dass die in dieser Gegend relativ starke fluvioglaziale Schicht eine grössere Verformbarkeit besitzt als die darunterliegende Grundmoräne.

Tabelle 5 Setzungen SP M2

Nr.	Schicht Stärke	Auflast in m Höhe	Setzung in cm	Setzung in %
0	89 m	54 m	117	1,3
(Untergrund)				
1	8,5 m	46 m	42	4,9
2	8,0 m	38 m	33	4,1
3	7,8 m	30 m	24	3,1
4	7,9 m	22 m	32	4,0
5	8,2 m	14 m	19	2,3
6	7,9 m	6 m	24	3,0

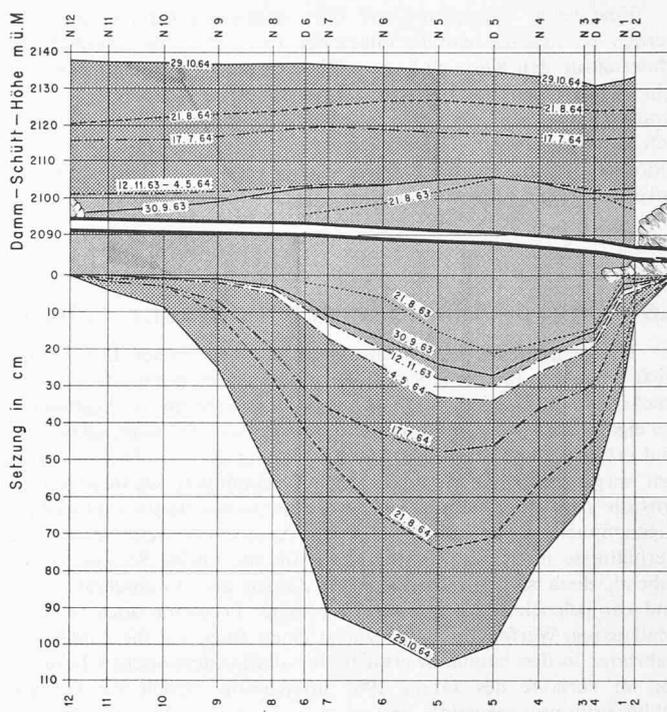


Bild 16. Setzungen des Drainagestollens unter der zunehmenden Dammschüttung

## 7. Schlussbetrachtungen

Der Staudamm Mattmark besitzt einige Merkmale, welche ihn zu einem aussergewöhnlichen Bauwerk stempeln.

Ein erstes ist seine Fundation auf *alluvialem Untergrund*, welcher eine ausgedehnte und nicht ganz einfache Behandlung erfordert. Die Kosten dieser Behandlung betragen ungefähr einen Drittel der eigentlichen Sperrkosten. Der Mattmarkdamm steht damit neben der Assuansperre einzig da, ruhen doch die meisten grossen Dämme, wie der 230 m hohe Oroville-Damm und der 150 m hohe Cougar-Damm, mit dem Kern auf dem gewachsenen Fels.

Das Untergrundproblem hat uns in Mattmark bewogen, den etwas teuren *Drainagestollen auf der Sohle* zu bauen, welcher einmal die Durchsickerung und zum zweiten die horizontalen Verschiebungen und die Setzungen zu kontrollieren erlaubt. Es wird sehr interessant sein, diese horizontalen Verschiebungen zu messen, da sich der Stollen gerade in der Zone befindet, in welcher nach Ansicht vieler Fachleute die grössten Horizontalschübe auftreten. Bis heute betragen diese Verschiebungen erst rund 1 cm.

Ein zweites Merkmal ist der *Kern*. Das vorhandene Moränenmaterial erlaubt bei sorgfältigem Einbau eine genügend dichte Masse aufzuschütten. Doch besitzt sie nicht die Reserve eines Lehmkernes. Hier wurde nun aber die moderne Tendenz verfolgt, soweit als möglich mit dem von der Natur angebotenen Material zu bauen. In Göschenen, in Sylvenstein und in Gepatsch war dies entweder nicht durchführbar oder man traute dem natürlichen Material nicht; deswegen wurde der Kern – jedenfalls teilweise – mit Ton vergütet. Die steigenden Baukosten erlauben aber ein solches Vorgehen immer weniger. Dafür wählt man denn auch breitere Kerne. Der Mont-Cenis-Damm verfolgt im übrigen ähnliche Wege. Auch dort weist das Kernmaterial nur rund 14% Feinanteil unterhalb 0,1 mm auf, und der Kern ist entsprechend seinem  $k$ -Wert von  $10^{-5} \text{ cm/s}$  relativ breit.

Ein drittes Merkmal ist die Art der *Verdichtung*. Eine ausgezeichnete Vorverdichtung wird, wie sich das mehr und mehr herausstellt, durch das Befahren der Schüttung mit den Transport- und Verteilfahrzeugen erreicht. Eine spätere Verdichtung muss noch mit Walzen bewerkstelligt werden. Dabei konkurrenzieren sich die bis zu 200 t schweren Pneuwalzen und die wesentlich leichteren Vibrationswalzen. Bei beiden Typen zeigt es sich, dass der Verdichtungseffekt in den paar ersten Durchgängen erzielt wird. Schon der 3. und 4. Durchgang sind mehr eine Sicherheitsmassnahme, weitere Durchgänge dürften meist überflüssig sein.

Eine letzte Bemerkung soll über diejenigen Dämme gemacht werden, bei welchen man das Glück hat, Ton, Lehm oder lehmhaltiges Material für den Kern zu finden. Dieser kann dann im allgemeinen sehr schmal gehalten werden, wobei allerdings der hydraulische Gradient im Kerninnern den Wert 4 nicht überschreiten sollte. Da sich Lehmkerne relativ stark nachsetzen, werden sie gerne schief angeordnet. Vor zu schiefen Kernen ist aber abzusehen, denn die leider unvermeidlichen Porenwasserspannungen vermindern die Scher-

festigkeit und verlangen unter Umständen ziemlich flache wasserseitige Böschungen. Die Verdichtung geschieht auch da meist mit Pneuwalzen. Eine intensive Kontrolle während des Baues und in den ersten Betriebsjahren ist hier besonders zu empfehlen. Vor allem dürfte eine grosse Zahl von Porenwasserdruckgebern die Überwachung sehr erleichtern.

Adresse des Verfassers: *Bernhard Gilg*, Dr. sc. techn., Elektrowatt, Postfach, 8022 Zürich.

## Lehrlingsprobleme in den bautechnischen Zeichnerberufen

DK 373.634

Die tiefgreifende Umschichtung im Schweizerischen Berufsleben wirkt nicht nur für die Hochschulen und für den technischen Nachwuchs auf der Ingenieur-Stufe, sondern ebensowohl für die Ausbildung der eigentlichen Berufsleute, der Handwerker und Zeichner, schwierige und erdrückende Fragen auf. Die Ausbildung der Handwerker ist in den vergangenen Jahren immer mehr verkümmert, während andererseits die Zahl der Lehrlinge in den zeichnerischen Berufen sprunghaft zugenommen hat. Es soll hier nicht der Anschein erweckt werden, die Verhältnisse im Kanton Zürich seien für die übrige Schweiz massgebend, doch sind die angegebenen Zahlen als Durchschnittswerte und zur Beleuchtung gesamtschweizerischer Probleme doch bezeichnend genug. Werfen wir daher zuerst einen Blick auf die Zahlen der Lehrlinge in den bauhandwerklich-installationstechnischen Berufen, die im Verlaufe des Jahres 1965 im Kanton Zürich zur Lehrabschlussprüfung angemeldet sind:

Maurer	rd. 115	Plattenleger	rd. 17
Zimmerleute	rd. 30	Schreiner	rd. 110
Dachdecker	rd. 9	Maler	rd. 110
Gipser	rd. 8	Heizungsmonteur	rd. 37
Schlosser	rd. 18	Sanitärmonteur	rd. 60
		Insgesamt	514

Diesen ausführenden Berufen stehen folgende Lehrlingszahlen in den vorwiegend dienstleistenden Zeichnerberufen (im Kanton Zürich) gegenüber:

Vermessungszeichner	14	Heizungszeichner	29
Tiefbauzeichner	100	Lüftungszeichner	12
Eisenbetonzeichner	88	Sanitärzeichner	19
Stahlbauzeichner	7	Elektrozeichner	16
Metallbauzeichner	9	Beleuchtungszeichner	2
Hochbauzeichner	300	Insgesamt	596

Die Lehrlingsprüfungen dieser vorstehend erwähnten Berufe werden im Kanton Zürich durch die Kantonale Prüfungskommission für baugewerbliche Zeichnerlehrlinge organisiert, die sich über das ständige Anwachsen der Lehrlingszahlen nicht zu verwundern hat. So werden unter Leitung dieser Kommission im kommenden Frühling 615 Lehrabschlussprüfungen (inkl. Vermessungszeichner aus der übrigen, deutschsprachenden Schweiz) durchgeführt. Die Prüfungskommission setzt sich aus Berufsleuten der von ihr betreuten Sparten zusammen. Diese üben ihr Amt im Nebenberuf und mit viel Begeisterung für die Nachwuchsprobleme aus. Zur Durchführung der Prüfungen muss ein Expertenstab (Fachexperten für die praktische Prüfungen) von über 200 Personen aufgeboden werden. Diese Fachexperten entstammen ausnahmslos der Praxis und rekrutieren sich aus Firmeninhabern oder leitenden Angestellten, die mit der Lehrlingsausbildung im eigenen Betrieb vertraut sind. Dass bei der Organisation der Prüfungen peinlich darauf geachtet wird, dass ein Fachexperte nicht betriebseigene Lehrlinge prüfen muss, sei am Rande vermerkt. Die Verwurzelung der Fachexperten im Berufsleben, die sich lt. Bundesgesetz gleichmässig auf Arbeitgeber und Arbeitnehmer zu stützen hat, bewährt sich im Kanton Zürich hervorragend. Der Prüfling weiss, dass nur die an der Prüfung erbrachten Leistungen für seine Noten zählen, dass seine Kenntnisse von Berufsleuten frei von Schulgewohnheiten erwogen und beurteilt werden.

Diese Richtlinien schliessen aber den Kontakt mit den Berufsschulen nicht aus. Jedem interessierten Fachlehrer wird auf Gesuch hin der Zutritt zu den Fachprüfungen erlaubt – sofern er dazu von der Schule nicht direkt aufgefordert wird. Jedoch haben sich die Lehrer jeder Stellungnahme zu den Noten zu enthalten. Dem Kontakt zwischen Schule und Prüfungsinstanz dienen auch die von der Kommission veranstalteten Vorträge für die vor der Prüfung stehenden

Lehrlinge. In diesen orientieren Kommissionsmitglieder und Fachexperten über die Rechtsgrundlagen der Prüfungen (Bundesgesetz, Ausbildungs- und Prüfungsreglement, Verordnung über die Prüfungen und das Beschwerderecht) und die zu erbringenden Leistungen, das erforderliche Wissen und Können und nicht zuletzt über die voraussichtlichen Prüfungstermine. Diese Veranstaltungen werden jeweils von den Gewerbeschulen organisiert und von den Gewerbelehrern gemeinsam mit den Lehrlingen besucht.

Die Gewerbeschulen befinden sich ihrerseits in einer ständigen Entwicklung. Als man vor ein paar Jahren an der Gewerbeschule Zürich ein eigenes Schulgebäude für die Bauzeichner- und Hochbauzeichner-Lehrlinge in Betrieb nahm, ahnte man noch nicht, dass ab Frühling 1965 neben den Hochbauzeichnerklassen in Winterthur eine Tiefbauzeichnerklasse und in Uster und Meilen zusätzliche Hochbauzeichnerklassen geführt werden müssten. Diese Dezentralisation wird mancher Lehrtochter und manchem Lehrling die Lehre erleichtern, weil der Besuch der Gewerbeschule nicht mehr mit der wöchentlichen Reise nach der zürcherischen Metropole belastet ist. Dass aber die Besetzung dieser Schulen mit voll- und nebenamtlichen Lehrkräften ihrerseits Probleme aufwirft, muss hier in aller Deutlichkeit erwähnt werden.

Das rechtliche Rückgrat jeglicher Berufsausbildung ist das im eidgenössischen Gesetz über die berufliche Ausbildung verankerte «Ausbildungs- und Prüfungsreglement». Die Zürcherische Prüfungskommission ist glücklich, dass in der Zeit ihres Bestehens, d.h. seit Herbst 1960, für die Metallbauzeichner und die Lüftungszeichner derartige Reglemente in Kraft gesetzt wurden und dass für den Sanitärzeichner, der ehemals «Zeichner auf Gas- und Wasserinstallationen» hiess, ein neues Reglement geschaffen und in Kraft gesetzt werden konnte. Sie hat ihrerseits dem kantonalen Industrie- und Gewerbeamt zuhanden des BIGA einen Entwurf für den «Beleuchtungszeichner»-Beruf eingereicht und damit diesen Prüfungen einen wenigstens provisorischen rechtlichen Rahmen gegeben. Um so mehr beklagt die Kommission mitsamt den ihr angeschlossenen Fachexperten, dass sich die massgebenden Fachverbände, VSEI und VSE, noch nicht entschliessen konnten, den Entwurf für das «Ausbildungs- und Prüfungs-Reglement» für Elektrozeichner dem BIGA zur Genehmigung vorzuschlagen. Der vorliegende Entwurf hat sich in vielen Prüfungen bewährt, und es ist nicht einzusehen, weshalb der reglementslose Zustand noch weiter andauern sollte.

Die im «Reglement für Bauzeichner» zusammengefassten Berufe Tiefbauzeichner, Eisenbetonzeichner und Stahlbauzeichner sind von verschiedenen Bewegungen erfasst, so dass nächstens eine eigene Berufsbezeichnung «Stahlbauzeichner» mitsamt einem zugehörigen besonderen «Reglement» entstehen wird. Vor einiger Zeit ist, was der Aktualität halber erwähnt sei, ein Entwurf zu einem neuen Heizungszeichner-Reglement erschienen.

Ganz anders liegen hingegen die Probleme bei den Hochbauzeichnern. Ihr Ausbildungs- und Prüfungs-Reglement spricht in absoluter Verkennung des heutigen Berufsbildes noch von dem «zeichnerischen Hilfspersonal» auf Architekturbüros. Kein anderes Reglement behandelt die Zeichner seiner Berufsgruppe derart herablassend! Vielleicht hat die allgemeine Lage des Architektenberufes – in gewissen, nichtzürcherischen Zentren werden nur 15% der Lehrlinge durch S.I.A.-Architekten ausgebildet – dazu geführt, dass die Lehrlingsprobleme allzusehr vernachlässigt wurden, obschon Fachlehrer und vor allem die Prüfungsexperten auf eine baldige Revision des nun 25 jährigen Reglementes seit Jahren hingewiesen haben. Es bedarf aber der aktiven Mithilfe der Fachverbände, S.I.A., BSA, STV und FSAI, um unser mit vielen Aufgaben belastetes Bundesamt für Industrie, Gewerbe und Arbeit zu überzeugen, dass ein neues Reglement, mit vierjähriger Lehrzeit und etwa halbjähriger Bauplatzpraxis, für diesen Beruf dringend vonnöten wäre.