

Neuere Entwicklungen im Bau von Staudämmen und der Mattmark-Damm: Vortrag

Autor(en): **Schnitter, G.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **82 (1964)**

Heft 52

PDF erstellt am: **21.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-67643>

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.

gegeben; warum denn heute nicht bezeugen, dass die Lebensfreude durchaus biblisch und christlich ist? Hier soll der Architekt konkrete Forderungen stellen und er darf nicht ausweichen in architektonische Exzentrizitäten. Der Einbezug der bildenden Künste gehört zu den besonders schönen, aber auch besonders verantwortungsvollen Aufgaben beim Bau der protestantischen Kirche, deren Raum heiter und nicht mystisch ist. Der Architekt wird ringen, ja auch kämpfen müssen für eine Integration des Bildwerks mit der Architektur, für den frühzeitigen Beizug der Künstler, die seiner räumlichen Grundidee in ihrem Schaffen nachzugehen vermögen.

Als architektonische Gestaltungselemente visueller Art für den äusseren Rahmen einer versammelten Gemeinde sind auch die Proportionen und die Lichtführung zu betrachten.

Bescheidenung

Vor allem bei der heutigen Stellung der Kirche in der menschlichen Gesellschaft bildet die Bescheidenung auch in der baulichen Form

eine Grundlage, auf der aufgebaut werden kann. Bescheidenheit und Echtheit sind Merkmale der protestantischen Kirche und müssen es bleiben. Unter dem Gesichtspunkt solcher Disziplinierung scheinen nicht nur jene cerebralen Leistungen, jene Häufung modernistischer Formen am wahren Problem vorbeizugehen, sondern es verlieren auch architektonische Kontroversen über Symmetrie oder Asymmetrie, über das Problem der grossen kahlen Stirnwand und über Stellung von Kanzel und Abendmahlstisch an Gewicht.

Die früheren turmlosen Kirchen des Bettlerordens (Cluny), die Notkirchen *Otto Bartnings* für kriegszerstörte Gebiete oder kirchliche Bauten, wie sie *Rainer Senn* für die «Communauté des chiffonniers d'Emmaus» z.B. in der Bettlerkapelle von St-André de Nice entworfen hat (SBZ 1959, H. 52, S. 854) dürften als rudimentäre Ausgangspunkte betrachtet werden.

Wir alle kennen das «*Unser Vater*» in seiner Einfachheit und Grösse. In ihm mögen wir erkennen, wie wir Kirchen bauen sollen!

Gaudenz Risch

Neuere Entwicklungen im Bau von Staudämmen und der Mattmark-Damm

Von Prof. G. Schnitter, ETH, Zürich

DK 627. 824. 3

Vortrag gehalten an der Tagung der Schweizerischen Gesellschaft für Bodenmechanik und Foundationstechnik in Brig am 2. Oktober 1964

1. Einleitung

Erd- und Steindämme sind in den letzten Jahren, weltweit gesehen, in grösserer Zahl ausgeführt worden, wobei der Begriff Steindamm (rock-fill dam) heute Anwendung findet auf Dämme, deren Stützkörper aus kiesig-steinigem Material bestehen, das gewonnen wird aus Moräne, aus alluvionalen oder diluvialen Kies-Sand-Ablagerungen, aus Bergschutthalde oder aus im Steinbruchbetrieb abgebauten Felsgesteinen. Eine untere Begrenzung der Feinanteile wird nicht mehr verlangt. Steindämme dieser Art werden nicht nur geschüttet, sondern können auch in Lagen mässiger Schichtstärke eingebracht und verdichtet werden. Mit dieser Begriffsbestimmung gehören sowohl der Göschenenalp- wie der Mattmark-Damm zu den Steindämmen. Charakteristisch für die Bevorzugung von Dämmen gegenüber Talsperren aus Beton ist die Praxis in den USA. Unter den 100 höchsten Dämmen in jeweils verschiedenen Zeitperioden ergibt sich das Verhältnis von Betonmauern zu Erddämmen aus Tabelle 1 [1]).

Tabelle 1. Verteilung der Talsperren auf die verschiedenen Typen

Periode	Betonmauern	Gemischte Typen	Erd- und Steindämme
1923–1928	58%	7%	35%
1953–1958	34%	(in 34% inbegriffen)	66%
1963 im Bau	9%	18%	73%

Dabei gehören heute schon Erd- und Steindämme über 100 m Höhe zur normalen Konstruktionspraxis. Dämme über 200 m sind in Ausführung begriffen: Oroville (USA) und Sayansk (Russland) mit 225 m Höhe; weitere sind im Projektstadium; in Russland ist der bis heute höchste Steindamm mit 300 m Höhe im Bau.

Beobachtungen und Messungen an zahlreichen ausgeführten Dämmen über 100 m Höhe zeigten ein derart günstiges Verhalten im Betrieb, dass diese weitgehenden Extrapolationen den verantwortlichen Konstrukteuren gerechtfertigt erscheinen. Erst die zukünftige Erfahrung mit diesen Kolossalbauten wird zeigen, inwieweit auch diese Bauwerke den in sie gelegten Erwartungen entsprechen werden und welche neuen technischen Probleme zu bewältigen sein werden, um Schwierigkeiten zu begegnen, die bei Dämmen geringerer Höhe eine nur geringfügige Rolle spielten oder überhaupt noch nicht bemerkt wurden. Ist doch zu berücksichtigen, dass mit zunehmender Höhe der Vertikaldruck und damit auch die im Innern eines Damms auftretenden Seitendrücke sowie die Scherbeanspruchungen stark anwachsen. Die üblichen Scherfestigkeitsversuche im Triaxialapparat benutzen in der Regel Seitendrücke, die bedeutend geringer sind als jene, welche in hohen Dämmen auftreten werden. Die wenigen bekannt gewordenen Versuche mit hohen Seitendrücken zeigen, dass die lineare Beziehung nach Coulomb zwischen Scherfestigkeit und Vertikalspannung nicht mehr gültig ist. Es scheint, dass mit zunehmendem Seitendruck die Mohr'sche Umhüllende keine Gerade bleibt, sondern ähnlich wie bei Fels und Beton sich konkav nach unten

krümmt, d.h., dass der Winkel der inneren Reibung bei steigendem Seitendruck abnimmt. Dieses eine Beispiel möge einleitend zur Verdeutlichung des Gesagten genügen.

2. Dichtung

Im grundsätzlichen Aufbau des Querschnittes sind nach wie vor zu unterscheiden die Typen mit Oberflächen- und mit Innendichtung.

Die *Oberflächendichtung* ist bei Steindämmen bis 100 m Höhe mit Erfolg angewandt worden, und selbst grössere Höhen können erreicht werden, sofern zum mindesten der wasserseitige Teil des Stützkörpers möglichst gut verdichtet wird, um wesentliche Setzungen zu vermeiden, und sofern natürlich die Untergrundverhältnisse diesen Typ überhaupt gestatten. In diesem Zusammenhang soll auf die Untersuchung [2] an einer grösseren Anzahl von höheren Steindämmen der USA hingewiesen werden, bei welchen sich folgende Abhängigkeit zwischen der Setzung s der Krone im höchsten Querschnitt eines Damms und dessen Höhe h ergab:

$$s = 0,001 \cdot h^{3/2} \text{ (Streuung } \pm 30\%)$$

Diese Relation darf aber nicht ohne weiteres auf andere Querschnitte als den höchsten in dem selben Damm übertragen werden, da die maximalen Setzungen auch jene gegen die Widerlager hin beeinflussen und vergrössern können. Nach der selben Quelle sind ein Jahr nach Bauvollendung bereits 85% der Setzungen erfolgt. Die Oberflächendichtung wird nach wie vor hauptsächlich aus bewehrtem Beton oder aus Bitumenbeton hergestellt. In Deutschland und Italien (z.B. Diga di Zoccolo) sind bekanntlich eine Reihe gut gelungener Steindämme mit wasserseitiger Abdeckung aus Bitumenbeton gebaut worden, deren grösste Höhe meines Wissens rund 70 m erreicht; dabei ergaben die eingebauten Setzungspegel, dass mit Erreichen der Dammkrone die Setzung der Schüttnassen bereits praktisch abgeschlossen, d.h. ganz geringfügig war [3]. Im Unterschied zu den erwähnten Dämmen in den USA werden die Steindämme in Deutschland bedeutend stärker verdichtet. Die Neigung der wasserseitigen Böschung kann aus ausführungstechnischen Gründen dabei nicht steiler als 1:1,7 gewählt werden, wodurch der Vorteil der Oberflächendichtung, nämlich die Ersparnis an Dammvolumen, nicht voll ausgenutzt werden kann.

Trotz gewissen Vorteilen der Oberflächendichtung, auf die andernorts von mir hingewiesen wurde, wird die *Innendichtung* dank anderen Vorteilen, sehr oft wirtschaftlicher Art, häufiger angewandt, und sie ist die bei uns für höhere Dämme aus anderen Gründen einzig ausgeführte Dichtung eines Damms. Dabei glaubte man lange, für den dichtenden Erdkern nur Materialien verwenden zu dürfen, die dank ihres Anteiles an Feinstteilen, Ton und Silt, Durchlässigkeitsbeiwerte nach Darcy von $k = 10^{-7}$ bis 10^{-8} cm/s erreichten (siehe z.B. Querschnitt des Damms Castiletto-Marmorera [4]). Erst in neuerer Zeit wurden Kerne aus nicht bindigen Böden hergestellt und durch entsprechende Verdichtung k -Werte von mindestens 10^{-5} cm/s erzielt. Dem Vorteil der grösseren Undurchlässigkeit eines lehmigen Kernes steht sein grosser Nachteil geringerer Scherfestigkeit und grösserer, länger anhaltender Zusammendrückbarkeit und grösserer Empfind-

1) Zahlen in eckiger Klammer beziehen sich auf die Literaturhinweise am Schluss des Aufsatzes.

lichkeit in bezug auf Schwankungen im Wassergehalt gegenüber. Gerade letzterer Umstand ist für unsere Verhältnisse von Bedeutung. Das starke Anwachsen der Porenwasserspannungen in Lehmkernen schon bei geringen Änderungen des Wassergehaltes muss immer vor Augen gehalten werden und hat die meisten Dammbauer dazu geführt, den Einbauwassergehalt unterhalb des optimalen Wassergehaltes festzulegen, obschon damit eine grössere Setzungsempfindlichkeit in Kauf genommen werden muss.

Die Stärke des Kernes wird heute kleiner gewählt als früher. Sie richtet sich nach den zulässigen Sickerverlusten, den Einbaunotwendigkeiten und der für den Kern zur Verfügung stehenden Bodenart. Während früher eine Stärke gleich der Dammhöhe im entsprechenden Horizontalschnitt als normal angesehen wurde, hat sich gezeigt, dass eine Kernstärke gleich der Hälfte bis zu einem Drittel der Höhe (Göschenenalp) ohne weiteres genügt, dass selbst Stärken von 20% bis 25% der Höhe noch meistens genügen (Gepatsch-Damm im Kaunertal, Tirol, 28%; Mattmark-Damm 80%). Von grosser Wichtigkeit sind dabei die oberwasser- und unterwasserseitigen *Übergangszonen*, deren Bedeutung für das gute Gelingen eines Dammbaues und dessen zufriedenstellendes Verhalten während des Betriebes immer mehr erkannt wird. Der Aufbau dieser Zonen erfolgt je nach den Unterschieden in der Kornzusammensetzung und damit in den Durchlässigkeitsbeiwerten von Stützkörper und Kern ein- oder mehrschichtig derart, dass im Durchschnitt der Durchlässigkeitsbeiwert zweier benachbarter Zonen sich um 1:100 ändert. Die Stärke der einzelnen Schichten dieser Übergangszonen muss einen sorgfältigen Einbau und die Verdichtung im Grossbetrieb ermöglichen. Die Übergangszonen, Filter und Entwässerungsschicht sind auf Grund von Versuchen im Labor auf ihre richtige Kornverteilung hin zusammenzusetzen. Ihre künstliche Aufbereitung lässt sich deswegen selten umgehen, doch führt ihr beschränktes Volumen kaum zu einer wesentlichen Verteuerung der Dammbaukosten. Richtig ausgewählte Filterzonen sind der beste, wenn nicht der einzige Garant gegen die Gefahr des Auswaschens; ähnliches gilt für die Abdeckung der Fundamentflächen mit einer Filterschicht bei Dämmen auf durchlässigem Untergrund und mehr oder weniger wasserdichten Diafragmen.

Wegen Mangel an natürlichem Kies-Sand mit genügend Feinanteilen, um die geforderte Undurchlässigkeit zu erzielen, musste bekanntlich der Kern des Göschenenalpdammes durch Zusatz von 11% Opalinuston künstlich aufbereitet werden. Diese Methode der Verwendung eines im deutschen Sprachgebrauch mit «Erdbeton» bezeichneten Materiales ist auch andernorts angewandt worden, wobei als Zusatz meist Bentonit verwendet wird (siehe z. B. Gepatsch-Damm [5] und verschiedene italienische Dämme). Bei diesen Dämmen mit schlanken Kernen kommt der gewissenhaften Ausführung und den Übergangszonen ganz besondere Bedeutung zu.

Beim *Mattmark-Damm* besteht der Kern aus genau dem selben Moränenmaterial wie der Hauptteil des Stützkörpers. Die Korngrössen über 12 ÷ 15 cm werden ausgeschieden und direkt dem Stützkörper zugeführt. Die ursprünglich vorgesehene Ausscheidung bei einem grösseren Korn musste verlassen werden, weil einerseits der Feinanteil zu gering und andererseits die Entmischungsgefahr zu gross wurde. Hier liegt die Begrenzung in der Anwendung von nur körnigem Material. Ein gewisser Anteil von Feinem, Feinstsand und etwas Silt, muss vorhanden sein, um die gewünschte Undurchlässigkeit zu erreichen (in Mattmark $k = 2 \cdot 10^{-5}$ cm/s) und der Gefahr der Entmischung beim Einbau entgegenzutreten. Sie wird auch durch Wahl geringer Einbaustärken und entsprechende Entleerung der Bodenentleerer bekämpft; dies erfordert aber eine Verkleinerung des maximalen Korndurchmessers, da ja die Schichtstärke leicht grösser sein soll als dieser Durchmesser. In Mattmark werden Einbaustärken von 15 cm gewählt, wobei je 2 Lagen von total 30 cm zusammen mit einer Pneuwalze von 80 t Gewicht verdichtet werden.

Mit dieser Einzelheit aus dem Mattmark-Damm soll als Beispiel gezeigt werden, dass die endgültige Zusammensetzung eines Dammquerschnittes erst während des Baues erfolgt. Des Interesses wegen möge noch erwähnt werden, dass neuerdings von der Strabag auch Dämme bis rund 30 m Höhe mit einer Innendichtung aus Bitumenbeton erstellt wurden.

Die *Anordnung des Dichtungskernes* erfolgt mehr oder weniger symmetrisch in der Dammaxe oder in Richtung der Wasseseite geneigt. Letzterer Typ wurde meines Wissens beim Nantahala-Dam in Nord-Carolina durch die Aluminum Company of America zum ersten Male ausgeführt und dann von dieser Gesellschaft mehrmals wiederholt, siehe z. B. Kenney Dam in Britisch Columbien, erbaut 1952 [5].

Weshalb in der Mattmark ein ähnlicher Typ gewählt wurde, ist schon mehrfach dargelegt worden. Die Dichtung und das für den Stützkörper vorhandene Bodenmaterial sowie der Baugrund bestimmen die wasser- und luftseitige Böschungsneigung, wobei in den letzten Jahren allgemein eine Zunahme der Böschungsneigungen der ausgeführten Dämme gegenüber früher festgestellt werden kann. Nach wie vor müssen die Neigungen auf Grund von Erfahrung an ähnlichen, ausgeführten Dämmen angenommen und durch Rechnung nachgeprüft werden.

3. Berechnung

Die Grundlage jeder Berechnung bildet die Kenntnis der *Bodenkennziffern*, d. h. der Gewichte, Scherfestigkeiten und k -Werte der Materialien. Dabei ist die repräsentative Bestimmung der tatsächlichen Scherfestigkeit eines Bodens unter den Bedingungen, wie sie im Damm auftreten, noch immer das Zentralproblem, das niemand wagen wird, als gelöst zu betrachten. Die Bestimmung der Scherfestigkeit im Triaxialapparat mit Messung der Porenwasserspannungen hat sich allgemein durchgesetzt. Aus der Wünschbarkeit, ja der Notwendigkeit, bei Verwendung von körnigen Böden als Damm-Material auch die Scherfestigkeit und die Durchlässigkeit grobkörniger Mischungen untersuchen zu können, werden grosse Triaxialgeräte (z. B. 3000 cm² Querschnittsfläche und 120 cm Probenhöhe auf der Mattmark) eingesetzt. Neben den Laborversuchen haben die Feldversuche und die bereits mehrfach erwähnten Messungen und Beobachtungen während des Baues und an fertigen Dämmen an Bedeutung und Umfang zugenommen. Nach meiner Ansicht sind die dabei gewonnenen Erkenntnisse, wobei allerdings sofort auf die oft sehr heikle und nicht immer eindeutige Interpretation gewisser Messungen hingewiesen werden muss, die wertvollste Dimensionierungsgrundlage. Hier und bei dieser Gelegenheit soll auf die Publikation des Schweiz. Nationalkomitees für grosse Talsperren hingewiesen werden mit dem Titel «Comportement des Grands Barrages Suisses», welche demnächst erscheinen wird.

Die *Berechnungsverfahren* haben sich, soweit es sich um die Stabilitätsberechnung der Böschungen handelt, in den letzten Jahren nicht geändert. Die Berechnung mit effektiven Spannungen wird praktisch allgemein angewandt, gelegentlich wird der definitive Belastungszustand «Becken voll» noch mit totalen Spannungen nachgerechnet. Als Gleitflächen werden wie üblich meistens Kreise oder gebrochene Flächen, wie sie sich aus dem Aufbau des Dammes und des Untergrundes ergeben, angenommen. Die wesentlichste Neuerung ist der Einsatz von Rechenmaschinen, der bei entsprechender Programmierung den Rechenaufwand wesentlich herabzusetzen gestattet bei gleichzeitiger genauere Ermittlung der ungünstigsten Gleitflächen durch Untersuchung einer bedeutend grösseren Anzahl von Gleitflächen. Die Standsicherheit der Böschungen des Mattmark-Dammes ist auf diese Art nachgerechnet worden. Zur Zeit liegt eine Promotionsarbeit bei mir, in welcher gezeigt wird, wie mit einem entsprechenden Programm auf direkte Weise die ungünstigste Gleitfläche und damit der kleinste Sicherheitsfaktor bestimmt werden kann, sofern als Ausgangsgleichung die von *Fellenius* aufgestellte Stabilitätsbedingung benützt wird.

Alle bekannten Rechenverfahren betrachten nur die Stabilität in der Querschnittsebene. Die Berücksichtigung der tatsächlich vorhandenen *räumlichen Wirkung* hat noch zu keinem einigermassen überzeugenden Verfahren geführt. Die Berechnung des Spannungs- und Verzerrungszustandes des als Scheibe aufgefassten Querschnittes eines Dammes ist möglich geworden dank der Verwendung elektronischer Rechenmaschinen, die die numerische Berechnung von Gleichungssystemen selbst mit einer Grosszahl von Unbekannten in kurzer Zeit gestattet [6]. Neben der Schwierigkeit, die Randbedingungen möglichst exakt in die Rechnung einzuführen, tritt grundsätzlich jene der Wahl eines zutreffenden Stoffgesetzes. Ein Erddamm ist ein elastoplastischer Körper. Im Damminneren treten plastische Zonen auf, die um so bedeutungsvoller und ausgedehnter werden, je höher ein Damm wird. Der Berechnung darf deshalb vielleicht in erster Annäherung ein ideal-elastisches Verhalten zu Grunde gelegt werden, zutreffender ist jedoch die Annahme eines elasto-plastischen Verhaltens und ein entsprechendes Gesetz gemäss den Annahmen in der Plastizitätstheorie (z. B. elastisch-idealplastisches Verhalten eines Materials).

Die *Wirkung eines Erdbebens* wird ähnlich wie bei Staumauern dadurch berücksichtigt, dass Horizontalkräfte eingeführt werden, herrührend von der Bebenbeschleunigung und der Masse des Dammes. Die Sicherheitsfaktoren für die verschiedenen Belastungszustände

werden dadurch je nach Bodenart ganz wesentlich beeinflusst, insbesondere sofern höhere Bebenbeschleunigungen als die üblichen 10% der Erdbeschleunigung angenommen werden. Trotz starker Herabsetzung der numerischen Werte für die Sicherheit (bis gegen 1) lassen sich oft Abflachungen der Böschungsneigungen nicht vermeiden. Welches sind nun aber die bei Erdbeben aufgetretenen eigentlichen Schäden und davon ausgehend die tatsächlich wirkenden Kräfte? Erst in den letzten Jahren wurden vor allem in den USA und in Japan die Bebenwirkungen auf Dämme einer systematischen Untersuchung unterzogen [7 und 8]. Aus den Beobachtungen folgt, dass bis heute zweierlei Schäden festgestellt wurden, nämlich Längsrisse in der Krone und Setzungen derselben, hingegen keinerlei wesentliche, die Sicherheit des Dammes gefährdende Rutschungen. Es ist deshalb zu erwarten und zu hoffen, dass in absehbarer Zeit der Wirklichkeit besser entsprechende Belastungsannahmen und Berechnungsmethoden zur Berücksichtigung der Erdbebenwirkung vorliegen werden.

4. Gründung

Wie jedes Bauwerk, bedarf auch der Erd- und Steindamm einer sicheren Gründung, die sorgfältig untersucht, projektiert und ausgeführt werden muss. Dies ist bei Dämmen auf durchlässigem Untergrund, wie z. B. beim Mattmark-Damm ganz besonders notwendig. Die Technik der Gründung auf solchen Böden hat im letzten Jahrzehnt unter dem Druck der Notwendigkeit, Talsperren auch bei weniger günstigen Baugrundverhältnissen erstellen zu können, beachtliche Fortschritte aufzuweisen. Dabei tritt zur Sicherheit gegen statischen Grundbruch (Überschreitung der vorhandenen Scherfestigkeit der Untergrundmaterialien) die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch und die Beschränkung der Sickerverluste durch Unterläufigkeit auf das im konkreten Falle wirtschaftlich tragbare Mass.

Die klassische Methode der Gründung eines Erddammes bestand darin, den Dichtungskern bis auf eine undurchlässige Schicht hinunter zu verlängern, auch bei relativ grossen Tiefen. Der Göschenalp-Damm z. B. wurde in dieser Weise auf Fels abgestellt. Die Aushubarbeiten und insbesondere die Wasserhaltung dafür verteuern diese Lösung stark, oder können sie bei zu grossen Tiefen (Mattmark, Serre-Ponçon bis 100 m) überhaupt verunmöglichen. An ihrer Stelle gelangten auch Spundwände und Betondiafragmen zur Anwendung, welche aber nur bis zu beschränkten Tiefen ausgeführt werden können. Spundwände weisen beachtliche Nachteile auf, insbesondere dann, wenn grobblockiges Material das Rammen einer auf die ganze Fläche dichtenden Wand verunmöglichen. Die Betondiafragmen waren nach der herkömmlichen Natur schwierig so einzubringen, dass nicht Lockerungen im Gefüge des Bodens eintraten, wodurch Erddrücke entstanden, die zu Rissen im Beton führen können. Diesem Nachteil kann, teilweise wenigstens und bis zu beschränkten Tiefen, durch Herstellung im Schlitzwandverfahren unter Zuhilfenahme einer tyxotropen Flüssigkeit entgegengetreten werden, insbesondere auch durch Auffüllen der Wand mit einem plastischen Material, z. B. einem Erdbeton anstelle des spröden gewöhnlichen Betons. Doch wird die Stärke eines auf diese Weise erstellten Diafragmas auf einige wenige Meter beschränkt bleiben müssen, wodurch das hydraulische Gefälle stark konzentriert wird und sich bei kleineren Undichtheiten, z. B. bei den Stössen der einzelnen Wandelemente, grosse Geschwindigkeiten

Tabelle 2. Zusammenstellung einiger Dichtungsschleier unter Dämmen im Lockergestein

Name und Land	Dammhöhe m	Durchlässigkeit vor Injektion cm/s	Dichtungsschleier Tiefe m	Fläche m ²
Serre-Ponçon (Frankreich)	119	$5 \cdot 10^{-2}$	110	4 200
Sylvenstein (Deutschland)	45	$5 \cdot 10^{-1}$	92	5 200
Mission (Canada)	60	$1 \cdot 10^{-1}$	150	6 300
Bomba (Italien)	63	$4 \cdot 10^{-1}$	25	6 000
Notre Dame (Frankreich)	41	$9 \cdot 10^{-1}$	50	7 200
Vernago I (Italien)	69	$5 \cdot 10^{-3}$	26	8 000
Mattmark (Schweiz)	110	$5 \cdot 10^{-3}$	80	20 100
High Aswan (Sadd-El-Aali) (Aegypten)	111	$3 \cdot 10^{-2} \div 5 \cdot 10^{-3}$	130	54 700 (in Ausführung)

mit all ihren Nachteilen einstellen könnten. Ähnliches gilt und in grösserem Masse für die ebenfalls schon ausgeführten Bohrpfahlwände, bei welchen noch die Schwierigkeit hinzutritt, alle Pfähle lückenlos in der selben Ebene liegend einzubringen.

Oft wird bei Dämmen geringerer Höhe der Kern wasserseitig weitergezogen in Form eines Dichtungsteppichs. Offenbar ist diese Lösung wirtschaftlich nur möglich bei mässigem Wasserdruck und geeigneten topographischen Verhältnissen im Oberwasser. Ausserdem ist zu beachten, dass, von wenigen Ausnahmen abgesehen, die Durchlässigkeit in horizontaler Richtung ein Vielfaches ist von jener in vertikaler Richtung, d. h. jede Vergrösserung des Sickerweges durch Anordnung einer vertikalen Dichtung wirkt sich viel günstiger aus als durch Verlängerung des Sickerweges in horizontaler Richtung (siehe Kriterien von Lane). Überhaupt ist bei sämtlichen Überlegungen betreffend die Unterläufigkeit von der stark vereinfachenden Annahme der Homogenität und Isotropie des Untergrundes abzugehen. Der Untergrund eines Dammes ist grundsätzlich heterogen und anisotrop.

Der Dichtungsschleier unter dem Mattmark-Damm ist, wie aus früheren Vorträgen bekannt, durch Injektion des Untergrundes entstanden. Diese Methode ist mit Erfolg ausser für Baugrubenumschliessungen auch bei verschiedenen Dammbauten verwendet worden; Tabelle 2 gibt dazu eine kleine Übersicht. Ohne im einzelnen auf die Ausführung des Dichtungsschleiers in der Mattmark nochmals einzugehen, sind einige Bemerkungen allgemeiner Natur am Platze (siehe auch [9]). Die Stärke eines Dichtungsschleiers kann durch die Erhöhung der Anzahl der parallel im Abstand von rund 3,00 m zueinander angeordneten Bohrlochteilen beliebig gewählt und, sofern erwünscht, mit der Tiefe abnehmend angeordnet werden, wodurch das hydraulische Gefälle auf den erforderlichen Wert vermindert wird.

Je durchlässiger ein Boden vor der Injektion ist, desto leichter ist es, eine relative Undurchlässigkeit zu erzielen, d. h. ein gutes Verhältnis der k -Werte vor und nach der Injektion zu erreichen. Mit einem Ton-Gel mit Betonitbeimischung und den erforderlichen chemischen Zusätzen kann ein k -Wert von 10^{-4} cm/s bis allerhöchstens etwas weniger erzielt werden. Zur weiteren Verringerung des k -Wertes, insbesondere zur Schliessung von allfälligen feinen Sickerwegen, ist die Injektion von reinen Chemikalien, deren Viskosität im Zeitpunkt der Injektion wenig höher ist als Wasser, notwendig. Dieses Injektionsgut muss aber im Boden trotzdem eine gewisse Steifigkeit erreichen, um stabil zu sein und unter der Wirkung des Wasserdruckes nicht ausgewaschen zu werden. Gerade in der Zusammensetzung des Injektionsgutes sind in den letzten Jahren durch die massgebenden Spezialfirmen auf diesem Gebiete grosse Anstrengungen gemacht worden, um für jeden Einzelfall mit seinen spezifischen Bedürfnissen die richtige Wahl treffen zu können. Trotzdem ist jedem Bauherrn oder seinem Vertreter anzuraten, auch selbst sich über die Eigenschaften der vorgeschlagenen Mittel genauestens zu informieren und mit dem Unternehmer die Injektionstechnik, vor allem die anzuwendenden Drücke und Injektionsgeschwindigkeiten, auf Grund erster Versuche im Labor und im Felde genau zu besprechen.

Die Kontrolle der ausgeführten Injektionsarbeiten geschieht normalerweise durch Ausführung einer grösseren Anzahl von k -Wert-Bestimmungen nach den bekannten Methoden und Vergleich der gefundenen Werte mit jenen vor der Injektion mit den selben Methoden bestimmten. So einfach dies scheint, ist trotzdem zu bemerken, dass damit allein kein unbedingt schlüssiger Beweis für die Güte der Arbeit geleistet werden kann. Der Grund dazu liegt einmal in der erwähnten Heterogenität des Bodens und zudem in der notwendigerweise beschränkten Anzahl von Versuchen, die, im Massstab des Dammes gesehen, doch nur Nadelstiche sind. Bevorzugte Sickerwege, die im Rahmen der Gesamtwirkung von geringer Bedeutung sein mögen, können das Bild verfälschen. Gewarnt muss auch werden vor dem Versuche, durch Färbung im Oberwasser und Messung der Laufzeit von Farbbeilchen durch Wasserentnahmen im Unterwasser auf k -Werte des Schleiers zu schliessen. Abgesehen davon, dass die quantitative Interpretation von Sickerströmungen in porösen Medien mittels gefärbten Wassers auf grösste Schwierigkeiten stösst, sagt die «Laufzeit» eines Teilchens noch nichts aus über die mittlere Durchlässigkeit eines Mediums. Es gibt immer bevorzugte Sickerwege. Die einzig zuverlässige Methode, die Güte eines Schleiers zu kontrollieren, liegt in der Anordnung verschiedener Piezometer in einigen Querprofilen und deren Beobachtung bei verschiedenen Seespiegelständen. Ausserdem sind die Sickerwassermengen zu messen, wozu es einer durchlaufenden Sammelleitung mit Messapparatur bedarf, was bei grösseren Bauwerken, wie in Mattmark, durch Anordnung eines Drainagestollens geschieht.

5. Ausführung und Kosten

Jede Talsperre ist ein Einzelfall, ein einmaliges Werk. Ein Erd- und Steindamm ist dies in erhöhtem Masse. Nicht nur wechselt der Untergrund von Ort zu Ort, auch die zu verwendenden Baustoffe wechseln. Trotz den sorgfältigsten Voruntersuchungen im Felde und im Labor, trotz Feldversuchen zur Festlegung der besten Abbau- und Einbaumethoden, trotz eingehender Projektierung des Dammes und der Baumethoden, werden sich kleinere oder gar grössere Überraschungen bei der Baudurchführung, dem Baugrubenaufschluss, der Wasserhaltung, dem Aufbau der Baustoffvorkommen usw. nicht vermeiden lassen. Ein Damm entsteht zur Hauptsache draussen und nicht im Büro. Daraus folgt, dass die massgebenden Ingenieure der Bauleitung und der Unternehmung über Erfahrung und Kenntnisse auf diesem Gebiete verfügen müssen, und über den organisatorischen, wirtschaftlichen und administrativen Aufgaben die wesentlichen technischen Aspekte des Ingenieurbauwerkes, das ihnen zur Ausführung anvertraut ist, nicht vernachlässigen.

Die zum Einsatz gelangenden Erdbaugeräte sollten es ermöglichen, auftretende Änderungen in der Zusammensetzung der vorhandenen, für den Damm bestimmten Materialien ohne grössere Umstellungen vorzunehmen. Sie müssen eine gewisse Flexibilität in ihren Einsatzmöglichkeiten aufweisen. Es fällt auf, dass in den USA Erd-dämme billiger erstellt werden können als bei uns, während dies für Staumauern nicht zutrifft. Als Gründe dafür werden unter anderem oft die bei uns angeblich klimatisch ungünstigeren Bedingungen angeführt. Dieses Argument trifft für gewisse Gegenden der USA sicher zu, aber andere Gegenden haben mit uns sehr vergleichbare Niederschlags- und Temperaturverhältnisse. Persönlich erkläre ich mir eine der Hauptursachen damit, dass wir unsere Dammbaugeräte und Installationen noch nicht eindeutig genug dem jeweiligen Einzelfall entsprechend wählen. Seit dem Bau der Räterichsboden-Mauer wird jede Betonsperrenbaustelle mit dem ihr am besten entsprechenden Geräteeinsatz ausgerüstet und dadurch wird in wirtschaftlichster Weise gebaut. Für die Dammbaustellen trifft dies im gleichen Masse

nicht zu, wohl aus der Befürchtung heraus, allzugrosse Bagger und Transportfahrzeuge fänden später nach Bauabschluss keine entsprechenden Einsatzmöglichkeiten und die notwendige restliche Abschreibung der hohen Investitionen sei dadurch nicht gewährleistet. Dies führt zu höheren als den optimalen Selbstkosten und damit zu höheren Preisen.

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass der Erd- und Steindamm immer häufiger angewendet wird, sogar für Talsperren bis 300 m Höhe und für Bauwerke, bei welchen Erdmassen bis gegen 100 Mio m³ bewegt werden müssen. Dies bedingt eine vertiefte Kenntnis des Verhaltens eines Dammes unter seinem Eigengewicht, dem Wasserdruck und der Erdbebenwirkung. Es erfordert auch die Entwicklung, die Konstruktion und den Einsatz entsprechender Geräte für Entnahme, Transport und Verdichtung. Die Gründung auf durchlässigem oder bautechnisch schlechtem Untergrund ist möglich, erfordert aber eingehende Untersuchungen und Massnahmen zur Sicherstellung der Tragfähigkeit, der notwendigen Undurchlässigkeit und Berücksichtigung der Folgen auftretender Setzungen.

Literaturangaben

- [1] Achter Talsperrenkongress in Edinburg, 1964, General Paper des USA Nationalkomitees, Band IV.
- [2] Achter Talsperrenkongress in Edinburg, 1964, Frage 31, R 32, Band III.
- [3] Strabag, Asphalt-Wasserbau, Neue Entwicklungen und Ausführungen. 7. Folge, 1964.
- [4] W. Zingg, Der Staudamm Castiletto des Juliawerkes Marmorera. «Schweiz. Bauzeitung» 1953, Nr. 33, S. 470.
- [5] Achter Talsperrenkongress in Edinburg, 1964, Frage 31, R 4, Band III.
- [6] Die Berechnung von Spannungen und Verschiebungen in Erddämmen. Promotionsarbeit von Dr. H. Bendel an der ETH.
- [7] N. N. Ambraseys, On the Seismic Behaviour of Earth Dams, Proceedings Second World Conference on Earthquake Engineering (Japan 1960), I, 331.
- [8] Earth- and Earth-Rock Dams, Wiley, New-York 1963.
- [9] H. Cambefort, Injections des sols, Paris 1964, Ed. Eyrolles.

Belgische Dreistrom-Lokomotiven für die Strecke Mons-Brüssel

DK 621. 335. 2

Im Zuge der Arbeiten für die Elektrifikation der Strecke Paris-Brüssel¹⁾ musste auch das belgische Teilstück Mons-Brüssel umgebaut und mussten neue Lokomotiven beschafft werden. Hierüber wird in «Le Génie Civil» vom 1. März und 1. April 1964 ausführlich berichtet. Die Elektrifikation der Hauptlinien begann in Belgien erst im Jahre 1935 mit der 44 km langen Strecke Brüssel-Antwerpen, wobei Gleichstrom von 3000 V verwendet wurde. Heute sind 1030 km mit der gleichen Stromart elektrifiziert, sehr bald werden weitere wichtige Teilstrecken hinzukommen. In den Niederlanden wird mit Gleichstrom von 1500 V gefahren, in Nordfrankreich mit Einphasenwechselstrom von 25 kV und 50 Hz. Für den durchgehenden Schnellzugsverkehr mussten daher Triebfahrzeuge beschafft werden, die mit allen drei Stromarten arbeiten können.

Die hierfür entwickelten neuen Lokomotiven weisen je zwei zweiachsige Triebdrehgestelle mit Traktionsmotoren für jede Achse auf, die bei einem Dienstgewicht von 77,7 t eine Achslast von 19,4 t haben. Die Dauerleistung beträgt 2620 kW (3560 PS), die entsprechende Geschwindigkeit 97 km/h, die Einstundenleistung ist 2770 kW

(3760 PS), die maximale Geschwindigkeit 150 km/h. Der mechanische Teil wurde von der Société La Brugeoise et Nivelles geliefert, der elektrische Teil von den Ateliers de Constructions Electriques de Charleroi mit Ausnahme der Silizium-Gleichrichter, die von den Firmen Siemens Schuckert-Werke und Le Matériel Electrique S.W. gebaut wurden. Bild 1 zeigt die prinzipiellen Schaltbilder für den Betrieb mit den drei Stromarten. Bei Gleichstrom von 1500 V sind alle vier Traktionsmotoren parallel geschaltet. Zum Anfahren werden lediglich die beiden Anfahrwiderstände stufenweise ausgeschaltet, die in den Hauptstromkreisen der beiden zu einem Drehgestell gehörenden Motoren eingebaut sind. Auf eine Umschaltung Serie-Parallel wurde im Interesse der Einfachheit verzichtet. Die Hilfsmotoren für die Kühlluftventilatoren, die Luftkompressoren und die Heizwiderstände sind parallel geschaltet; der Strom wird durch Widerstände geregelt. Beim Betrieb mit Gleichstrom von 3000 V bleiben die beiden Traktionsmotoren eines Drehgestells parallel, jedoch werden die Motorgruppen der beiden Drehgestelle hintereinander geschaltet. In analoger Weise schaltet man auch die Hilfsmotoren und Heizwiderstände gruppenweise hintereinander. Muss mit Wechselstrom von 25 kV, 50 Hz gefahren werden, so wird zunächst die Span-

¹⁾ Über diese Arbeiten s. SBZ 1963, H. 51, S. 902.

