Asphaltdichtungen bei Erddämmen : Beispiele und Erfahrungen von ausländischen und norwegischen Dämmen

Autor(en): **Kjaernsli, B. / Torblaa, I.**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Wasser- und Energiewirtschaft = Cours d'eau et énergie**

Band (Jahr): **57 (1965)**

Heft 10

PDF erstellt am: **31.05.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-921041

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.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

und wirtschaftliche Lebensdauer solcher Anlagen ohnehin nicht viel mehr als 20 Jahre betragen dürfte, kann dem Wunsche nach Vergrösserung der Kraftwerkleistung zweifellos anlässlich der Erstellung der nächsten Kraftwerk-Generation auf dem alten Standort Rechnung getragen werden.

Das Kraftwerk Beznau wird aber nicht nur den NOK als günstige Energiebeschaffungsmöglichkeit Nutzen bringen, sondern es wird auch der schweizerischen Industrie Gelegenheit bieten, sich in grossem Umfange an Lieferungen zu beteiligen und dabei zusätzliche Erfahrungen und Kenntnisse dieser neuen Technik zu erwerben. Bekanntlich wurde der Hauptauftrag, umfassend den eigentlichen Reaktor mit Zubehör, sowie die Turbinen-Generatoranlage, einschliesslich die zugehörigen Gebäude, an eine Arbeitsgemeinschaft, bestehend aus der Westinghouse International Atomic Power Co. Ltd., in Genf, und der AG Brown, Boveri & Cie., in Baden, vergeben.[2] Der Umstand, dass es sich dabei um einen Reaktor eines amerikanischen Systems handelt, und dass der amerikanische Partner in der Arbeitsgemeinschaft die Federführung inne hat, heisst nun durchaus nicht, dass es sich beim Kraftwerk Beznau um ein importiertes Kraftwerk handeln wird. Importiert wird allerdings das «Know How», das heisst das technische Wissen sowie die Erfahrung mit dem gewählten Reaktorsystem. Importiert werden weiter spezifisch nukleare Bauteile, das heisst alles, was sich im Innern des Reaktorgefässes befindet und weiter zahlreiche spezielle Apparate, wie zum Beispiel die Antriebe für die Kontrollstäbe des Reaktors. Der finanzielle Wert dieser Importe — abgesehen vom Brennstoff, der in vollem Ausmass vom Ausland stammt — beträgt aber weniger als 20 Prozent der gesamten Erstellungskosten des Kraftwerkes. Vom restlichen Lieferanteil hat sich naturgemäss der an der Arbeitsgemeinschaft beteiligte schweizerische Partner Brown, Boveri einige wesentliche Bestandteile zur eigenen Fabrikation reserviert, insbesondere die Dampfturbinen mit ihren Kondensatoren und die Generatoren. Zahlreiche weitere Bauelemente werden aber von der Arbeitsgemeinschaft an Unterlieferanten vergeben werden, wobei der schweizerischen Industrie, konkurrenzfähige Angebote vorausgesetzt, eine Vorzugsstellung gegenüber den Beschaffungsmöglichkeiten aus dem Ausland eingeräumt wird. Das gleiche trifft zu für Aufträge, die durch die NOK selbst direkt vergeben werden für Anlageteile, die ausserhalb des an die Arbeitsgemeinschaft vergebenen Lieferungsumfanges liegen.

[2] Diese beiden Unternehmungen führten am 2. August 1965 in Genf eine Pressekonferenz durch, die ebenfalls einer Orientierung über das Atomkraftwerk Beznau-Döttingen gewidmet war.

—

Nach diesen interessanten Ausführungen von Direktor F. Aemmer und kurzer Diskussion begab man sich auf das für das Atomkraftwerk ideal gelegene Gelände, der zwischen dem natürlichen Aarelauf und dem Oberwasserkanal des alten Wasserkraftwerks Beznau entstandenen Beznau-Insel. Hier erfolgte nach einigen baulichen Erläuterungen von Dipl. Ing. M. Thut, dem Direktor der Bauabteilung der NOK, der erste «Spatenstich», der heutigen Technik entsprechend allerdings mit einigen Grossgeräten.

Den Abschluss dieses denkwürdigen Anlasses bildete ein Apéritif im Gelände und — nach einer Carfahrt durch das Aare- und untere Limmattal — ein gemeinsames Nachtessen im Kursaal Baden. Tö.

Bildernachweis:

1 Photo Swissair
2/7 Zeichnungen NOK
8/9 Photos G. A. Töndury

ASPHALTDICHTUNGEN BEI ERDDÄMMEN

Beispiele und Erfahrungen von ausländischen und norwegischen Dämmen

DK 627.823.462

B. Kjaernsli und I. Torblaa

Aus dem Norwegischen übersetzt von M. A. Gautschi. Titel des norwegischen Originals: Asfalt på fyllingsdammer, veröffentlicht in der Publikation Nr. 48 des Norwegischen Geotechnischen Instituts, Oslo 1962.

ASPHALT ALS DICHTUNG BEI ERDDÄMMEN

Ein Erddamm besteht zur Hauptsache aus geschütteten Massen. Die norwegischen Erddämme sind gewöhnlich aus Steinen, Kies und Moräne aufgebaut, wobei Steine und Kies für den Stützkörper gebraucht werden, während das Moränenmaterial normalerweise im Kern als Dichtung eingebaut wird. Ausser Moräne können auch siltige und tonige Bodenarten als Kernmaterial Verwendung finden.

Während man das Schüttgut für den Stützkörper normalerweise an Ort und Stelle gewinnen kann — eventuell durch Sprengen von Fels —, findet sich dagegen vielfach nicht genügend Kernmaterial in der Umgebung der Baustelle. In diesem Fall ist man gezwungen, anderes Material zur Dichtung herbeizuschaffen. Beton, Stahl, Holz und Asphalt wurden bereits dazu verwendet, meist als Decke auf der wasserseitigen Böschung des Dammes.

Ein Steindamm mit Asphaltdichtung besteht in der Hauptsache aus drei Elementen, nämlich dem Stützkörper aus Stein, der Dichtung aus Asphalt — normalerweise als Oberflächendichtung — und dem Fundamentsockel, der den Uebergang von der Decke zum eventuell injizierten Dichtungskern im Erd- oder Felsuntergrund bildet, auf dem der Damm ruht.

Was den Stützkörper anbelangt, so ist vor allem die Grösse seiner Deformationen von entscheidender Bedeutung, da diese Schäden an der Asphaltdecke verursachen können. Die Deformationen hängen von der Höhe des Dammes ab, von den Eigenschaften des Schüttgutes und von den angewendeten Schüttmethoden. Inwieweit Deformationen des Stützkörpers Spannungen mit schädlichen Folgen in der Decke bewirken, hängt überdies von der Form der wasserseitigen Böschung ab. Deformationen, die einer planen wasserseitigen Decke aufgezwungen werden, bewirken in ihr Zugspannungen. Dagegen entstehen in einer konvex gegen das Wasser gebogenen wasserseitigen Decke unter sonst gleichen Bedingungen Druckspannungen. Ohne näher auf die Frage der Anforderungen an den Stützkörper einzu-

gehen, muss gleichwohl darauf hingewiesen werden, dass die Deformationseigenschaften und die Form des Stützkörpers von ausschlaggebender Bedeutung für das ganze Bauwerk sind (B. Kjaernsli, 1962).[1]

Damit die Decke ihre Aufgabe, dauernd zu dichten, erfüllen kann, muss der Asphalt einer Reihe von Anforderungen genügen. Zunächst muss der Asphaltbelag natürlich dicht sein. Weiter muss die Decke aber auch genügend flexibel sein, damit sie die Deformationen, denen sie ausgesetzt wird, ohne nennenswerte Schäden aushält. Sodann muss der Asphalt so beschaffen sein, dass er selbst bei starker Sommerwärme nicht abwärts sickert; er muss den Wellen und dem Eis widerstehen, und er muss gegenüber den klimatischen Einwirkungen wie Temperaturschwankungen, Wind, Sonnenbestrahlung (Ultraviolettstrahlen) unempfindlich sein. Zusammenfassend kann also festgestellt werden, dass der Asphalt einer solchen Decke Anforderungen bezüglich Durchlässigkeit, Flexibilität, Festigkeit und Dauerhaftigkeit gerecht werden muss.

Asphalt, auch Asphaltbeton genannt, besteht aus einer Mischung von Bitumen und Zuschlagstoffen mit einem gewissen Luftinhalt. Seine Eigenschaften sind darum abhängig von denjenigen seiner Bestandteile und deren Mischverhältnis. Das Bitumen ist als eine Flüssigkeit zu betrachten, deren Viskosität stark von der Temperatur abhängig ist. Je höher die Temperatur ist, desto kleiner ist seine Viskosität, das heisst desto leichter fliesst es. Nun kann aber Bitumen hergestellt werden, das bei gegebener Temperatur grössere oder kleinere Viskosität aufweist. Man bezeichnet die verschiedenen Bitumentypen nach der gemessenen Penetration. Sie entspricht, nach fünf Sekunden gemessen, dem Einsinken einer standardisierten Nadel im Bitumen bei 25 °C. Ein Bitumen mit einer Penetration von 60—70 ist also entsprechend fester als ein solches mit einer Penetration von 80—100.

Die Eigenschaften der Zuschlagstoffe sind vor allem nach der Kornverteilung und der Mineralzusammensetzung zu beurteilen. Sie bilden das Kornskelett im Asphalt, während das Bitumen mehr oder weniger die Poren ausfüllt.

Zur Abschätzung kann angenommen werden, dass die Durchlässigkeit des Asphaltes bis zu einem gewissen Grade vom Bitumengehalt abhängt und zwar wird er mit zunehmendem Bitumengehalt dichter. Ebenso muss die Festigkeit als vom Bitumengehalt abhängig angenommen werden; hier gilt aber, dass eine Erhöhung des Gehaltes über einen gewissen optimalen Wert hinaus eine Reduktion der Festigkeit bewirkt. Die grösstmögliche Festigkeit wird schätzungsweise dann erreicht, wenn die Kornverteilung der Zuschlagstoffe eine möglichst dichte Lagerung gestattet. Eine solche dichte Lagerung wird zudem eine kleine Durchlässigkeit begünstigen, die Flexibilität aber reduzieren.

Die Penetration des Bitumens hat in gleicher Weise Einfluss auf die Eigenschaften des Asphaltes, indem höhere Penetration niedrigere Festigkeit und grössere Flexibilität bedeutet und umgekehrt. Neben der Art der Asphaltmischung ist auch das Vorgehen beim Aufbringen von grundlegender Bedeutung. Damit die Belagsmaschinen möglichst weitgehend Verwendung finden und die Decke maschinell verdichtet werden kann, müssen Arbeitsplanum und Fundamentsockel entsprechend ausgebildet werden.

Ohne auf die vielen wichtigen Details bei der Ausführung einzutreten, muss doch darauf hingewiesen werden, dass die Schwierigkeiten beim Auslegen und Verdichten mit zunehmender Steilheit der wasserseitigen Böschung grösser werden. Diese Steilheit ist zudem bedeutsam für die Festigkeit des Asphaltes, denn je steiler die Böschung ist, desto grössere Festigkeit muss der Asphalt aufweisen. Dass andererseits steilere Böschungen ein vermindertes Steinvolumen bewirken und damit die Baukosten für den Stützkörper reduzieren, liegt auf der Hand. Damit muss der projektierende Ingenieur wiederum zwei sich konkurrenzierende Wünsche gegeneinander abwägen.

Zusammengefasst sieht sich der projektierende Ingenieur folgenden asphalttechnischen Problemen gegenübergestellt: Der Asphaltbelag wird auf Grund der Wahl der Zuschlagstoffe, des Bitumeninhaltes und der Penetration projektiert. Die Wahl der Neigung der wasserseitigen Böschung ist sowohl technisch als auch ökonomisch von grösster Wichtigkeit; dagegen ist eine eventuelle Krümmung der Fläche eine weitgehend technische Frage. Weiter ist der Fundamentsockel ein wichtiger Bestandteil des Dammes. Er soll so ausgebildet werden, dass er nicht nur zweckmässig ist, sondern auch ein einwandfreies Auslegen der Decke ermöglicht. Ebenso ist die Wahl der Dicke der Decke und der Anzahl der zu legenden Schichten sowohl technisch als auch finanziell von grosser Bedeutung.

BEISPIELE VON AUSLÄNDISCHEN UND NORWEGISCHEN ERDDÄMMEN, BEI DENEN ASPHALT VERWENDET WURDE

In der diesem Bericht beigegebenen Tabelle wurden Daten von 21 Dämmen zusammengestellt, die zeigen, wie die beim Dammbau mit Asphaltdichtungen auftretenden Fragen schon gelöst wurden. Die Angaben sind im wesentlichen aus der Literatur zusammengetragen worden, welche im Verzeichnis aufgeführt wird.

Die Tabelle gibt Namen und Nummer des Dammes, den Literaturnachweis, das Land, in dem er gebaut wurde, das Jahr, in dem die Asphaltdichtung ausgeführt wurde, sowie die Höhe über Meer an. Die Abmessungen des Dammes werden mit Höhe, Böschungsneigung von Oberwasser- und Unterwasserseite, sowie mit der Länge und der Form der Dammkrone angegeben. Weiter wird das Material des Stützkörpers und dessen Einbauart angedeutet.

Für die Asphaltdichtung findet man in der Tabelle eine Beschreibung des Arbeitsplanums, die Grösse der zu dichtenden Fläche, sowie die Dicke und die Anzahl Lagen der Asphaltdichtung. Die maximale Korngrösse der Zuschlagstoffe und die Anzahl ihrer Komponenten werden ebenfalls aufgeführt. In den folgenden Kolonnen werden die Penetration des Bitumens und der Gehalt der Mischung an Bitumen in Gewichtsprozenten der Zuschlagstoffe angegeben. Bei der Lage der Dichtung werden zwei Arten unterschieden, nämlich Oberflächendichtung oder Dichtung mittels Kern oder Wand im Innern. In der Kolonne Oberflächenschutz finden sich Angaben über die Art des Schutzes wie Schutzdecke aus Beton oder Bitumen- oder Farbanstrich. Die Bemerkungen endlich zeigen eventuelle Verlustwassermengen und andere Angaben von besonderem Interesse.

Wenn auch die Tabelle eigentlich für sich selbst spricht, so sollen gleichwohl einige wesentliche Dinge hervorgehoben werden.

Von den 20 fertigen Dämmen wurden neun in Deutschland und vier in Algerien gebaut, während der Rest in verschiedenen Ländern ausgeführt wurde. Drei Kontinente sind vertreten: Afrika, Europa und Nord-Amerika. Die Höhe über Meer variiert zwischen 45 und 3300 m. Damit kann ange-

[1] Namen und Jahrzahl weisen auf das Literaturverzeichnis am Schluss des Artikels hin.

nommen werden, dass eventuelle allgemeine Erfahrungen nicht an bestimmte klimatische Verhältnisse geknüpft sind. Der älteste der aufgeführten Dämme ist ca. 25 Jahre alt.

Die grösste Dammhöhe weist der Iril Emda (4)[2] mit 80 m auf, ferner sind elf der Dämme höher als 30 m, das heisst die Tabelle umfasst sowohl grosse als auch kleine Dämme.

Die Neigung der Oberwasserseite variiert zwischen 1:0,7 beim obersten Teil des Ghrib-Dammes (1) als steilstem und 1:3,0 beim Turawa (11) als flachstem Damm. Steilere Böschungen als 1:1,6 auf der Wasserseite weisen nur drei Dämme auf, nämlich Ghrib (1), Bou-Hanifia (2) und Radoina (6). Der Stützkörper besteht bei diesen Dämmen aus Steinen, die mit Hilfe von Kranen lagenweise plaziert wurden. An der Oberwasserböschung wurden zudem ausgesucht grosse Steine als Mauer aufgebaut. Weiter wurde bei diesen drei Dämmen der Asphalt mit einer armierten Betondecke geschützt. Es zeigte sich aber, dass dies nicht unbedingt notwendig gewesen wäre, jedenfalls nicht im Falle Ghrib, wo die Betondecke 1954/55 entfernt wurde, nachdem sie teilweise abgerutscht war. Die Asphaltdecke wurde hernach mit einem weissen Anstrich versehen, um die Wärmeabsorbierung als Folge der Sonnenbestrahlung zu reduzieren.

Dort, wo der Damm aus einer Steinfüllung besteht, sei es durch Vorkopfschütten und Einspülen oder aber in Lagen geschüttet, verdichtet und eventuell benetzt (ohne Zurechtlegen der einzelnen Steine), variiert die Neigung gegen das Oberwasser zwischen 1:1,6 und 1:3.

Die Dämme Iril Emda (4), Montgomery (5) und Wahnbach (17), alle über 30 m hoch, zeigen, dass bei Dämmen aus Stein der Asphaltbelag mit Erfolg mit einer Neigung von 1:1,6 bis 1:1,7 ausgelegt werden kann.

Was die Form der Dammkrone anbelangt, so ist aus der Tabelle ersichtlich, dass sie meist gerade oder konvex gegen das Oberwasser hin angelegt ist. Diese Krümmung soll bewirken, dass durch die Deformation infolge des Wasserdruckes lediglich Druckspannungen in der Asphaltdecke entstehen.

Bevor der Belag aufgebracht werden kann, muss auf der Böschung ein Arbeitsplanum für Belagsmaschine und Walzen erstellt werden. Falls notwendig, muss auch eine Drainageschicht zwischen Stützkörper und Belägen angeordnet werden. Diese Drainageschicht soll das Entstehen eines Wasserdrucks unter der Decke bei raschem Absenken oder Leeren des Beckens verhindern. Die Notwendigkeit und die Dimensionierung einer solchen drainierenden Schicht hängt somit in erster Linie von der Dichtigkeit des Stützkörpers ab.

Die Zwischenräume in der Rohplanie werden mit Mörtel, Beton oder mit Bitumen bespritztem Splitt ausgefüllt. Darauf wird eine Decke aus porösem Beton oder Asphalt aufgebracht; eventuell wird der Asphalt als Bindeglied auf die Böschung gestreut.

Die Dicke des Belags hat natürlich sowohl in technischer wie auch in finanzieller Hinsicht grosse Bedeutung. Aus der Tabelle geht hervor, dass die Dicke für eine frontale Asphaltdichtung zwischen 5 und 26,5 cm liegt. Im grossen ganzen beträgt sie aber 8—12 cm, lediglich diejenige von Montgomery (5) ist mit 26,5 cm dicker. Bemerkenswert sind einige der deutschen Dämme, nämlich Genkel (14), Henne (16), Wahnbach (17) und Riveris (18) mit zwei voneinander durch eine Drainageschicht getrennten Decken. Diese Zwischenschicht ist in verschiedene Sektionen unterteilt und mit einem Kontrollgang verbunden, um eventuell auftretende Undichtigkeiten messen und lokalisieren zu können.

Der Asphaltbelag ist normalerweise in 2 bis 3 Lagen von 3 bis 6 cm Dicke aufgebracht und verdichtet worden. Die maximale Korngrösse der Zuschlagstoffe schwankt zwischen 8 und 37 mm und macht ½ bis ¼ der Lagendicke aus. Meist verlangt man, dass die Zusammensetzung der Zuschlagstoffe sehr genau einer gegebenen Kornverteilungskurve angeglichen werde. Es können dementsprechend ± 2 % maximale Abweichungen vorgeschrieben werden. Um solch strengen Vorschriften genügen zu können, müssen die Zuschlagstoffe in mehreren Fraktionen geliefert werden; ihre Anzahl variiert gemäss Tabelle zwischen drei und sechs. Drei Fraktionen sind genügend, wenn sie eine sehr günstige Zusammensetzung aufweisen. Fig. 1 zeigt einige Kornverteilungskurven von Zuschlagstoffen einiger Dammdichtungen mit Asphalt.

Die Eigenschaften des Asphaltbetons sind abhängig von der Penetration des Bitumens und dessen Mengenverhältnis zu den Zuschlagstoffen; letzteres ist in der Tabelle in Gewichtsprozenten ausgedrückt. Die Penetration variiert von 20/30 bei den härtesten bis 80/100 bei den weichsten Bitumen. Abgesehen von Sarno (3) erkennt man einen Zusammenhang zwischen Klima und Wahl der Penetration: während in Algerien Bitumen mit einer Penetration von 20/30 Verwendung fand, wurde bei den andern Dämmen Bitumen mit einer Penetration von 50/60 und 80/100 gebraucht. Bemerkenswert ist ferner die Wahl bei Montgomery (5) von Bitumen 50/60, ein eher festes Bitumen für 3300 m über Meer. Sehr umfangreiche Laborversuche führten zu diesem Entscheid.

Der Gehalt an Bitumen schwankt zwischen 7,0 und 11,1 Prozent des Gewichtes der Zuschlagstoffe. Er wird vor allem dadurch bestimmt, dass der Asphaltbeton, bei 80 bis 130 °C sorgfältig verdichtet, eine Porosität von weniger als 3 bis 4 Prozent und grösser als 0 aufweisen sollte, das heisst trotzdem nicht gesättigt sein darf (W. F. van Asbeck, 1961, W. C. Rüegg, 1960 und J. Thévenin, 1961). Unter Porosität wird hier das Verhältnis zwischen Luftporenvolumen und Volumen des Asphaltbetons verstanden.

Die Bedeutung dieser Bedingung bezüglich Porosität wird durch die beiden folgenden Beispiele hervorgehoben:

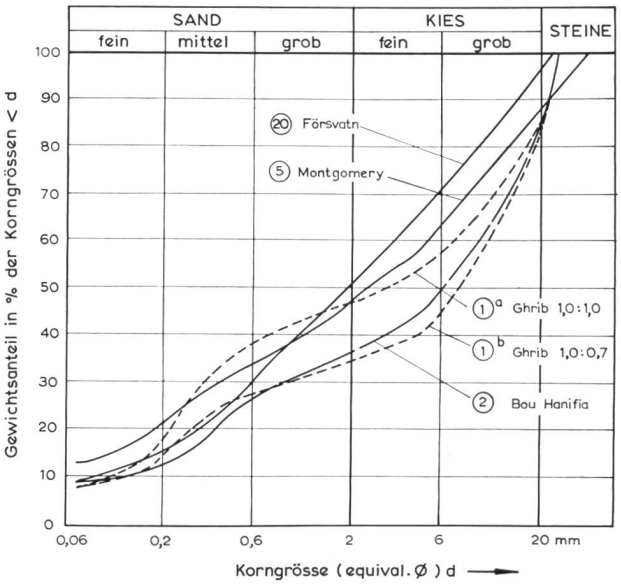

Bild 1 Einige Beispiele typischer Kornverteilungskurven der Zuschlagsstoffe für Asphaltbeton, der zur Dichtung von Erd- und Steindämmen verwendet wurde.

[2] Die Nummer in Klammern weist auf die Nummer des Dammes in der Tabelle hin.

DAMM							ASPHALTDICHTUNG									
Nr.	Name	Geometrie des Dammes					Arbeits-planum	Areal in 1000 m²	Zuschlagstoffe			Bitumen		Lage der Dichtung	Oberflächenschutz	Bemerkungen
	Land und Jahr	Höhe in m	Böschungsneigung		Dammkrone	Stützkörper										
			wasser-seitig	luft-seitig	Länge in m				Dicke in cm	max. ⌀ mm	Anzahl Kompo-nenten	Penetration	Gehalt in % der Zuschlag-stoffe			
Ref.	Höhe in m ü.M.				Form											
1 (1 u. 18)	Ghrib Algerien 1937 435 m ü.M.	65	1,0 : 0,7 1,0 : 1,0	1,0 : 1,35	250 gerade	Stein gemauert	Mörtel und 8 cm poröser Beton	13	6+6=12	25	5	20/30	8,0	frontal	ursprünglich: arm. por. Beton nun: Weisse Farbe	Wasserverlust bei der ersten Füllung 25 l/s, inzwischen abgenommen bis 0,1 l/s (konst.) Betonschutz fiel teilweise ab und wurde 1954/1955 vollständig entfernt.
2 (8)	Bou-Hanifia Algerien 1939 300 m ü.M.	56	1,0 : 0,8 1,0 : 1,0	1,0 : 1,25	konvex geknickt	Stein gemauert	poröser Beton	23	6+6=12	25		20/30	8,0	frontal	Armierter Beton	Wasserverlust 3 l/s unterste Asphaltlage armiert
3 (12)	Sarno Algerien 1952 427 m ü.M.	36	1,0 : 2,0 1,0 : 2,5	1,0 : 1,5 1,0 : 2,0	310 gerade	Erde lagenweise	10 cm poröser Asphaltbeton	11	4+4=8	13	4	80/100	8,0	frontal	kein spez. Schutz	Wasserverlust durch die Decke ist unbedeutend
4 (23)	Iril Emda Algerien 1954 536 m ü.M.	80	1,0 : 1,6	1,0 : 1,5	710 S-förmig	Stein lagenweise	5 cm Mörtel und 12 cm armierter poröser Beton	65	6+6=12	25	4	40/50	9,0	frontal	armierter Beton ohne Fugen	Wasserverlust 5 l/s
5 (13 u. 17)	Montgomery USA 1957 3300 m ü.M.	35	1,0 : 1,7	1,0 : 1,4	565 gerade	Stein gekippt u. gespült	Splitt 20/70 bespritzt mit Bitumen und 2–7 cm Asphalt	22	7,5+9,0+ 10,0=26,5	37	4	50/60	8,5	frontal	kein spez. Schutz	Es wurden einige unbedeutende Risse in der oberen Partie ausgebessert.
6 (22)	Radoina Jugoslawien 1959 815 m ü.M.	42	1,0 : 0,74 1,0 : 0,89	1,0 : 1,0 1,0 : 1,4	360 gerade	Stein gemauert	15 cm poröser Beton	6	4,5+4,5 =9	20	6	50/75 (92%) nat. Bit.(8%) gibt 40/50	8,6	frontal	armierter Beton ohne Fugen	Wasserverlust 2–3 l/s
7 (14)	Maria al Lago Italien 1955 2056 m ü.M.	18	1,0 : 2,0 1,0 : 2,25	1,0 : 2,0	325 gerade	Erde lagenweise	5 cm armiert und 12 cm poröser Beton	7	5+5=10	16	4	40/50 (20%) 80/100 (80%)	8,0 11,1	frontal	armierter Beton	
8 (3)	Vale do Gaio Portugal 1949 45 m ü.M.	51	1,0 : 3,0	1,0 : 1,4	368	Erde lagenweise Stein gem.	10 cm poröser Beton		eine Lage 10–20	9	4	40/60 (75%) 180/200 (25%)	11,1	im Innern 1,0 : 0,75		
9 (5)	Wanna Schweiz 1956 1720 m ü.M.	14	1,0 : 2,0	1,0 : 1,5	300	Erde lagenweise	12 cm Splitt 30/60 bespritzt mit Bitumen	44	3+3=6	8	3	80/100	7,8	frontal	Lackasphalt 0,3 kg/m² und Travers-Asphaltpulver	Rechteckiges Ausgleichbecken Wasserverlust 5 l/s
10 (1 u. 14)	Amecke Deutschland 1934 285 m ü.M.	12	1,0 : 2,0			Erde und Stein lagenweise	20 cm Splitt mit Bitumen bespritzt	2,5	3,5+2,5 =6	10	4			frontal	Bitumen	Ursprünglich gedichtet mit schief liegendem Lehmkern. Wegen Undichtigkeit mit Asphaltdecke ergänzt.
11 (14)	Turawa Deutschland 1937	13	1,0 : 3,0			Erde		8	2 Lagen =5					frontal		
12 (20)	Schevelinger Deutschland 1940	14	1,0 : 1,75			Stein	25 cm Splitt 40/60 und 15/35 + 55 kg/m² Asph.	3,5	3+3=6	8	4	65	11,1	frontal	Bitumen und Filler	
13 (14)	Dreilägerbach Deutschland 1950		1,0 : 2,5					0,7	2 Lagen =6					frontal		
14 (16)	Genkel Deutschland 1952 330 m ü.M.	43	1,0 : 2,25	1,0 : 1,5 1,0 : 1,75	180 konvex	Stein lagenweise	Mörtel + 8 cm Splitt 40/60 mit Bit. bespr. + 6 cm Asphalt	11	3+3+3=9 3+3=6	8	5	80 (85%) Trinidad (15%)	8,1	frontal	Bitumen+Filler 5 kg/m²	Zwei Decken, dazwischen 12 cm dicke Drainageschicht. Wasserverlust 0,3 l/s
15 (7 u. 13)	Perlenbach Deutschland 1954 467 m ü.M.	18	1,0 : 1,75	1,0 : 1,75	120 gerade	Stein lagenweise	0,08 m³/m² Beton + ca. 6 cm Asph.	2,6	3,5+3,5=7					frontal		
16 (15)	Henne Deutschland 1955 327 m ü.M.	58	1,0 : 2,07 1,0 : 2,15	1,0 : 1,65 1,0 : 2,5	376 konvex R=3000 m	Stein lagenweise	0,08 m³/m² Beton und ca. 6 cm Asphalt	28	3 Lag. =9,5 2 Lag. =6,5			80/100 Trinidad u. Asbest-Fas.	8,2	frontal	Bitumen+Filler 6 kg/m²	2 Decken, dzw. 10 cm dicke Drainageschicht. Extra Sicherung mit 1,0 m breiter zentraler «Bremszone» aus Asphalt. Verlust ~ 0
17 (14)	Wahnbach Deutschland 1956	46,5	1,0 : 1,6	1,0 : 1,5 1,0 : 1,75	360	Stein	ca. 6 cm Asphalt	25	2 Lag. = 9 1 Lag. = 4					frontal		Zwei Decken, dazwischen 11 cm dicke Drainageschicht
18 (14)	Riveris Deutschland 1958	45	1,0 : 2,0	1,0 : 1,5 1,0 : 2,0	180	Stein	ca. 6 cm Asphalt	12	2 Lag. = 8 1 Lag. = 4					frontal		2 Decken mit 15 cm dicker Drainageschicht dazw. bis zur halben Höhe, dann 1 Decke
19 (10)	Rotgüldensee Oesterreich 1957 1713 m ü.M.	18	1,0 : 1,25	1,0 : 2,0	110 konvex geknickt	Stein lagenweise			120			70/100		im Innern 1,0 : 1,0		
20	Försvatn Norwegen 1961 848 m ü.M.	4	1,0 : 1,7	1,0 : 1,4	43 gerade	Stein gekippt	10 cm Splitt 30/50 bespritzt mit Bitumen und 30 kg/m² Asphalt	0,27	5+5=10	25–12	4	80/100	7,0	frontal	z.T. o. Behandlung, z.T. mit Bitumen- od. Alum.-Anstrich	Wasserverlust 7 l/s
21	Venemo Norwegen 705 m ü.M.	63	1,0 : 1,7	1,0 : 1,4	240 konvex R=1000 m	Stein lagenweise u. gekippt		12						frontal		Stützkörper im Aufbau begriffen, Belagsarbeiten voraussichtlich 1963

Bei Sarno (3) war die erste Schicht der Decke ein Misserfolg. Der Verlust durch Sickerwasser als Folge der zu grossen Porosität war schon bei kleinem Stau beträchtlich (J. Salva, 1955). Beim Belagseinbau beim Førsvatn (20) wurde ebenfalls eine grössere Porosität als 4 % festgestellt, hauptsächlich als Folge der nicht vorschriftsgemässen Zusammensetzung des Asphaltbetons. Was man auf Grund der Porositätsmessungen während des Baus voraussehen konnte, wurde durch die späteren Sickerverlustmessungen bestätigt. Die Decke war nicht dicht genug.

In weitaus den meisten Fällen ist die Asphaltdichtung als frontale Decke ausgebildet, nur in zwei der betrachteten Beispiele ist sie als schräge Wand ins Damminnere verlegt worden. Die Vorteile eines frontalen Belages sind vor allem darin zu suchen, dass die Dichtung nach beendeter Schüttung verlegt werden kann, dass bei gleichem Dammvolumen kleinere Neigungen angewendet werden können und dass ein eventueller Unterhalt wesentlich leichter erfolgen kann.

Eine solche frontale Dichtung wird aber Wasser, Eis, Wetter und Wind ausgesetzt. Es wurde denn auch bei fünf Dämmen, nämlich bei Ghrib (1), Bou Hanifia (2), Iril Emda (4), Radoina (6) und Maria al Lago (7) eine armierte Betondecke als Schutz darauf gelegt. Drei davon zeichnen sich, wie bereits erwähnt, durch besonders steile wasserseitige Böschungen aus, nämlich (1), (2) und (6), so dass die Betondecke den Asphalt nicht nur gegen Wetter und Wind schützen, sondern ihn auch vor dem Hinuntersickern bewahren soll. Nachdem bei Ghrib die Betondecke teilweise hinunterrutschte, hernach ganz entfernt und nicht mehr ersetzt wurde, scheint es zweifelhaft, ob sie wirklich notwendig ist.

Die andern Oberflächendichtungen erhielten keine Schutzdecke, dagegen wurden ihre Oberflächen speziell behandelt, zum Beispiel durch Besprühen oder Bemalen mit Bitumen oder mit einer Mischung von Bitumen und Filler, Lack oder Farbe. Die Aufgabe dieser Oberflächenbehandlung ist wohl das Füllen eventuell vorhandener kleiner Poren und Unebenheiten der Oberfläche und damit eine Reduktion der Angriffspunkte für Wasser- und Eiserosion. Bei Førsvatn (20) wurde ein Teil der Decke mit einem Aluminiumfarbanstrich versehen, um neben dem Ausebnen der Oberfläche eine bessere Reflexion der Wärme- und UV-Strahlen zu erreichen und damit die Erwärmung und die schädliche Einwirkung der UV-Strahlen zu reduzieren.

Unter Bemerkungen sind unter anderem auch die gemessenen Sickerwassermengen aufgeführt. Es kann festgestellt werden, dass diese Verluste, mit Ausnahme von Førsvatn (20), absolut unbedeutend sind. Die Verluste bei Førsvatn sind, wenn man die kleine Stauhöhe in Betracht zieht, unerwünscht gross und haben ihre Ursache, wie schon er-

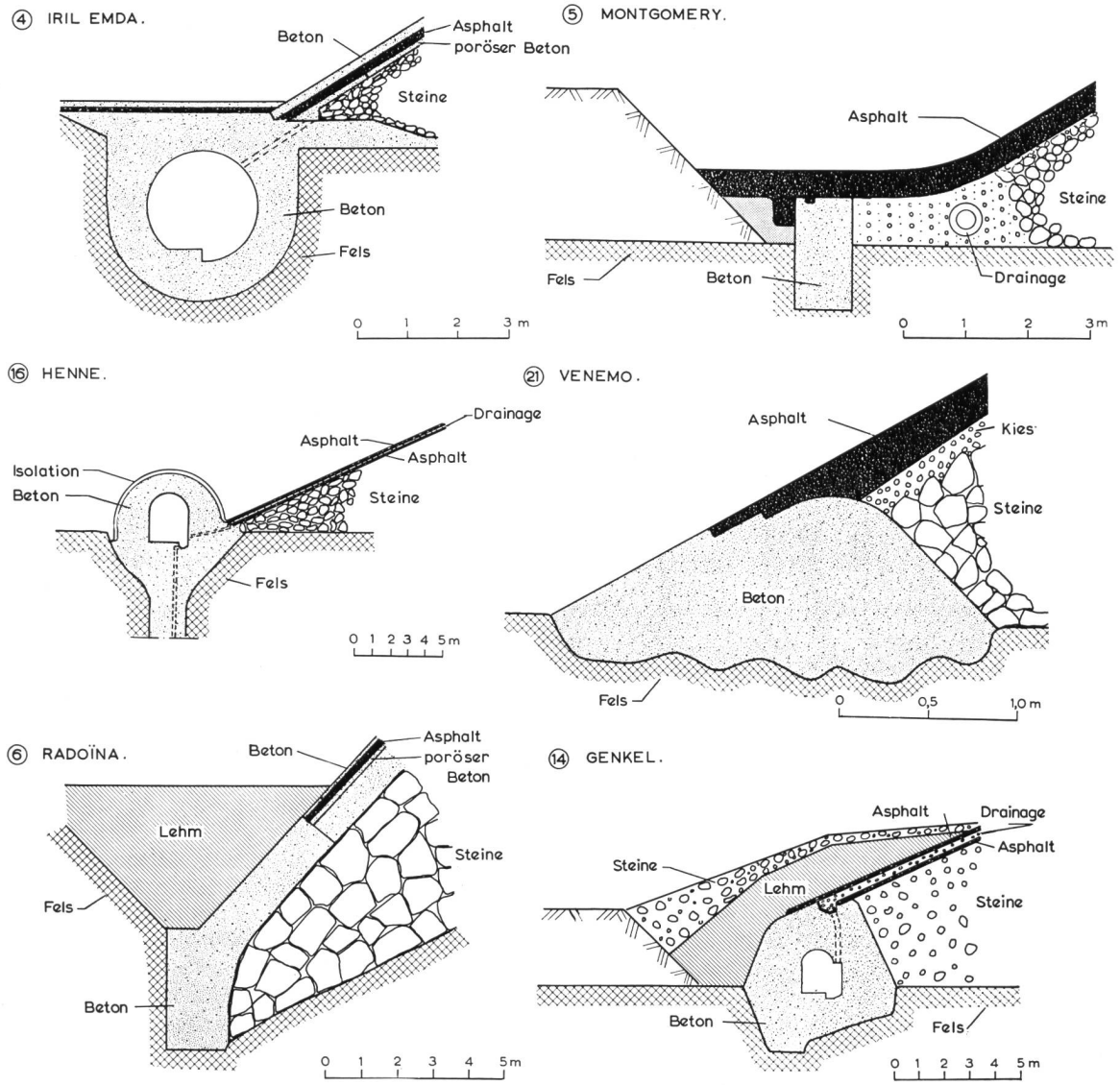

Bild 2 Sechs Konstruktionsbeispiele des Fundamentsockels am oberwasserseitigen Dammfuss

wähnt, in der zu grossen Porosität. Erwähnenswert ist ferner der mit der Zeit abnehmende Verlust bei verschiedenen Dämmen. Laborversuche bestätigten die selbstdichtende Eigenschaft von Asphaltbeton. Es wurde festgestellt, dass die Durchflussmenge durch einen Riss in einer Asphaltprobe bei konstantem Wasserdruck mit der Zeit abnahm (R. Vormeringer, 1955).

Neben den gemessenen Sickerverlusten ist die Frage des Unterhaltes der Dichtung von grösster Bedeutung für die Beurteilung dieses Dammtypes. Im allgemeinen findet man in der Literatur nur sehr spärliche Angaben darüber. Für Montgomery (5) wird festgehalten, dass bis zu 10 cm tiefe Risse über der höchsten Wasserlinie entstanden. Es sei dies auf zu wenig sorgfältiges Verlegen und Komprimieren der Decke infolge praktischer Schwierigkeiten zurückzuführen. Ausser dem Füllen dieser Risse werden keine Unterhaltsarbeiten erwähnt (J. L. Sherard, 1961). Was die deutschen Dämme anbelangt, besonders Genkel (14) und Henne (16), so haben persönliche Erkundigungen des Autors ergeben, dass keine Schäden auftraten und dementsprechend auch keine Unterhaltsarbeiten notwendig wurden. Die Tatsache, dass innerhalb von ca. 20 Jahren in Deutschland neun und in Algerien vier Dämme mit Asphaltdichtung gebaut wurden, ist der beste Beweis dafür, dass Asphaltbeton unter den gegebenen Umständen in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht als günstig betrachtet wurde.

Der Fundamentsockel bildet, wie bereits weiter oben erwähnt, den Uebergang von der Decke zum eventuell injizierten Dichtungsschirm im Untergrund. Fig. 2 zeigt einige Ausführungsbeispiele. Im allgemeinen besteht der Sockel aus Beton und enthält in gewissen Fällen, besonders bei deutschen Dämmen, einen Kontrollgang. Ein solcher Gang verteuert aber die Konstruktion wesentlich, so dass er dort weggelassen wird, wo man nicht derartige Anforderungen bezüglich der Kontrolle und der Möglichkeit für spätere Injektionen stellt.

Der Fundamentsockel muss einerseits entsprechend den Belastungen, denen er ausgesetzt ist, dimensioniert werden, andererseits soll er aber eine Fundamentfläche aufweisen, die nach eventuell ausgeführten Injektionen auch dicht ist. Die Form wird vor allem auf zwei Dinge Rücksicht nehmen müssen. Der Sockel soll das maschinelle Aufbringen des Belages gestatten. Bei Montgomery (5) wurde der Sockel vor den Dammfuss gesetzt. Sobald die Sockeloberkante nicht der Verlängerung der Belagsebene entspricht, ist eine maschinelle Belagsarbeit nicht möglich. Bei V e n e m o (21) liegt der Sockel in der Ebene der Decke. Die Aussparungen gestatten das Walzen der einzelnen Lagen auch beim Anschluss. Diese Art ergibt eine reduzierte Asphaltfläche gegenüber derjenigen von Montgomery. Neben den arbeitstechnischen Rücksichten ist auch darauf zu achten, dass dort, wo der Sockel nennenswert über den festen Grund hinausragt, bei der Belastung durch das Wasser keine Risse in der Decke als Folge der Zusammendrückung der Hinterfüllung entstehen. Eine schräge Rückseite, wie zum Beispiel bei Venemo, scheint in dieser Hinsicht vorteilhafter zu sein, als ein vertikaler Abschluss wie bei Montgomery. Bei Genkel und Radoina, wo die Unterfüllung des Sockels die Höhe von 3—4 m erreicht, wurde als zusätzliche Sicherung Lehm auf der Oberwasserseite angebracht, siehe Figur 2. Bei Henne schliesst die Decke am Fusse der Böschung an, macht aber die maschinelle Verdichtung beim Anschluss unmöglich.

Die Beispiele in Fig. 2 zeigen, welche Lösungen gefunden wurden, je nachdem ob das Gewicht mehr auf die arbeitstechnischen Probleme oder aber auf die Probleme der Undichtigkeit durch Risse in der Decke infolge grosser Deformationen des Dammaterials gelegt wurde.

ZUSAMMENFASSUNG UND ERFAHRUNGEN

Als Dichtung eines Erddammes muss eine Asphaltdecke gewisse Bedingungen bezüglich Durchlässigkeit, Flexibilität, Festigkeit und Haltbarkeit erfüllen. Ob sie dies kann, muss anhand von Erfahrungen mit bestehenden Dämmen gleicher Konstruktion oder mittels Laborversuchen beurteilt werden.

Auf Grund der Erfahrungen bei den 20 hier beschriebenen fertigen Dämmen und in vermindertem Grad auch auf Grund von Laborversuchen soll im folgenden die Brauchbarkeit von Asphalt als Dichtung bei Steindämmen beurteilt werden.

James L. Sherard hat sich nach dem Studium der Erfahrungen bei neun der hier beschriebenen Dämme positiv zur Brauchbarkeit von Asphaltbeton ausgesprochen; es sei deshalb für den folgenden Abschnitt auch auf ihn verwiesen (J. L. Sherard, 1961).

Die besprochenen Beispiele zeigen, dass die Bedingungen bezüglich Durchlässigkeit erfüllt werden können, da bei einer Reihe von Dämmen von bis zu 80 m Höhe nur unbedeutende Sickerverluste beobachtet wurden. Die Erfahrungen bei Sarno (3) und Førsvatn (20) zeigen aber — und Laborversuche können das bestätigen —, dass die Porosität einen gewissen Wert nicht überschreiten darf, vermutlich 3—4 %, soll der Asphaltbeton dicht sein.

Die Flexibilität ist ausschlaggebend für eventuelle Rissbildung infolge von Deformationen des Stützkörpers. Für die besprochenen Dämme liegen keine Angaben über nennenswerte Rissbildungen vor. Die Bauart des grössten Teils dieser Dämme, sei es ein Mauerwerk wie bei den algerischen, sei es eine in Lagen eingebrachte und eventuell durch Stampfen oder Vibrieren verdichtete Konstruktion wie bei den deutschen Dämmen, ergab nur unbedeutende Deformationen. Die entsprechenden Erfahrungen geben somit keine genügende Grundlage für die Beurteilung der Flexibilität des Asphaltbetons. Bei Montgomery (5), wo der Stützkörper vor Kopf geschüttet und gut eingespült wurde, stellten sich auch bei dieser Baumethode entsprechende Deformationen ein. Trotzdem zeigten sich auch hier keine Risse, die zu nennenswerten Sickerverlusten hätten führen können.

Ferner weisen sowohl die gemachten Erfahrungen als auch Laborversuche darauf hin, dass die Verluste durch entstandene Risse mit der Zeit abnehmen und zwar als Folge der selbstdichtenden Eigenschaft des Asphaltbetons (J. Thévenin, 1958 und 1961, R. Vormeringer, 1955).

Die Festigkeit des Asphaltbetons kann dann als genügend bezeichnet werden, wenn die Decke nicht die Böschung hinunterkriecht und damit Risse verursacht. Sowohl die Erfahrungen bei gebauten Dämmen als auch Laborversuche weisen darauf hin, dass richtig zusammengesetzter Asphalt genügend fest ist, um auch unter sehr warmen Klimaverhältnissen bei Böschungen von 2:3 nicht abwärts zu sickern. Die Erfahrungen bei Ghrib zeigen, dass der Asphaltbeton selbst in sehr warmem Klima bei Neigungen bis 1:1 stabil ist, bei lichtreflektierendem Schutzanstrich sogar bei steileren Neigungen.

Soll die Asphaltdecke dauerhaft sein, so muss sie der mechanischen Beanspruchung von Wasser und Eis stand-

halten und gegenüber Wetter und Wind beständig sein. Es liegen keine Angaben über Schäden vor, die auf solche Ursachen zurückzuführen wären.

Es wurden wenig Erfahrungen darüber gesammelt, wie eine Asphaltdecke den Einwirkungen von Eis widersteht. In Deutschland beobachtete man, dass die Eisdecke nicht nennenswert am Asphalt festfror, selbst wenn das Reservoir mit Eis bedeckt war, oder dass offenes Wasser zwischen Eis und Asphaltdecke vorhanden war. Dies kann damit erklärt werden, dass die Temperatur der Decke auf der Höhe des Eises infolge des Wärmereservoirs im Damm und im tiefer liegenden Wasser über dem Gefrierpunkt bleibt.

Auch wenn das Eis nicht festfriert, so wäre denkbar, dass es während des Hinuntergleitens beim Absenken des Wasserspiegels trotzdem Schaden anrichten könnte. Schäden solcher Art wurden von keinem Damm gemeldet, und aus der Schweiz wird berichtet, dass das Eis sehr leicht und ohne schädliche Einwirkungen über die Decke hinuntergleitet (J.-C. Ott, 1960). Auch beim Montgomery-Damm wurde die Decke durch das Eis nicht beschädigt. Laborversuche mit festgefrorenem Eis zeigten, dass das Eis bis zum Bruch belastet werden konnte, ohne dass die Decke beschädigt wurde (Vanderlip, Scheidenhelm und Snethlage, 1958).

Die Frage der Dauerhaftigkeit von Asphaltbeton kann nicht beantwortet werden, ohne dass gleichzeitig die erwartete Lebensdauer angegeben wird. Man verfügt über Erfahrungen mit Dämmen, deren ältester ca. 25 Jahre alt ist, die meisten sind aber nicht mehr als zehn Jahre alt. Immerhin hat man Grund, anzunehmen, dass Asphaltbeton als Dichtungsdecke zumindest gleich dauerhaft ist wie Zementbeton.

Man kommt also zum Schluss, dass Asphaltbeton als Dichtungsbelag auf einem geschütteten Damm eine vertretbare Lösung darstellt, solange sie wirtschaftlich konkurrenzfähig ist. Allerdings muss betont werden, dass nur eine richtige Projektierung und eine sorgfältige Ausführung ein zufriedenstellendes Resultat geben.

LITERATUR

ASBECK, W. F. VAN / DEMPWOLFF, R.: Bitumen im Wasserbau; ein Nachschlagswerk. – London, Shell Petroleum Co. Ltd. 1955; 160 S.

ASBECK, W. F. VAN: The use of asphaltic bitumen for sealing earth and rock-fill dams. – International Congress on Large Dams, Transactions, Question 27, R. 5, Roma 1961; 17 S.

CARLOS, A. DA P. / SANCHES, DA S.: Aims and conditions of the utilization of bituminous products in some Portuguese dams. – International Congress on Large Dams, Transactions, Question 27, R. 105, Roma 1961, 19 S.

CARUSO, B. / PANCINI, M.: La diga di Maria al Lago; sbarramento secondario in materiale sciolto del serbatoio della Fedaia – Geotecnica, Bd. 4, Nr. 5, 1957; S. 221–238.

KEHRLI, W.: Die Ausgleichbecken Wanna und Safien-Platz der Kraftwerksgruppe Zervreila – Hoch- und Tiefbau, Nr. 6, 7, 8, 1960; (Schweizerische Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik. Veröffentlichungen, 23). 10 S.

KJÆRNSLI, B.: Deformasjoner av fyllingsdammer. – Teknisk ukeblad, (NGI, Publ. 48), Bd. 109, Nr. 11, 1962, S. 249–258.

LAUTERWALL, R. / ENDER, R.: Die Wasserversorgung des Kreises Mondschau – Gesundheits-Ingenieur, Bd. 77, Nr. 15/17, 1956; S. 243–250.

OTT, J.-C.: La construction du barrage de Bou-Hanifia «Algérie» – Bulletin technique de la Suisse Romande, Febr., 1944; 22 S.

OTT, J.-C.: Expériences faites au cours de la construction des bassins de compensation d'Eggen «Energie Electrique du Simplon» et du Bergli «Simmenthaler Kraftwerke A.-G.» – Schweizerische Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik. Veröffentlichungen, 23, S. 1–16.

POSCH, E. VON: Die Steindamm-Talsperre am Rotgüldensee – Österreichische Ingenieur-Zeitschrift, Bd. 2, Nr. 2, 1959; S. 64–67.

RÜEGG, W. C.: Asphalt-Dichtungsbeläge für Ausgleichbecken – Schweizerische Bauzeitung, Bd. 78, Nr. 21, 1960; (Schweizerische Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik. Veröffentlichungen, 23) S. 342–345.

SALVA, J.: The Sarno-dam – Travaux, Bd. 39, Nr. 247, supplément, 1955; S. 179–189.

SCHEIDENHELM, F. W. / SNETHLAGE, J. B. / VANDERLIP, A. N.: Montgomery dam; rock fill with asphaltic concrete deck – American Society of Civil Engineers. Proceedings, Bd. 84, Nr. PO 1, paper 1556, 30 S. American Society of Civil Engineers. Transactions, Bd. 125, 2. Teil, 1960, 1958; S. 431–464.

SCHUSTER, R.: Asphaltbeton-Dichtungen im Talsperrenbau – Baumaschine und Bautechnik, Bd. 4, Nr. 4, 1957; S. 111–117.

SCHUSTER, R.: Dammbau und Asphaltbeton-Dichtung der Hennetalsperre – Bitumen, Bd. 19, Nr. 8/9, 1957; S. 183–189.

Shell Petroleum Co., Ltd. Bitumen Department: Waterproofing the Genkeltal dam, Germany. London – Hydraulic works circular, 1957.

SHERARD, J. L.: A current review of experiences with asphaltic concrete impervious membranes on the upstream slope of earth and rockfill dams – Symposium on the Use of Asphalt in Hydraulic Structures, Bakersfield, Cal., 1961; 40 S.

THEVENIN, J.: Le barrage du Ghrib – Travaux, Bd. 42, 1958; S. 711–731.

THEVENIN, J.: Barrage du Ghrib «Algérie»; observations et études sur le vieillissement du masque en béton bitumineux – International Congress on Large Dams, 7. 1961. Transactions, Question 27, R. 36, Roma 1961; 28 S.

TÖLKE, F.: Entwicklungslinien im Talsperrenbau unter besonderer Berücksichtigung der Steindämme und Beton-Steinmauern – Wasserwirtschaft, Bd. 42, Nr. 4, 1952, S. 89–120.

VANDERLIP, A. N. SCHEIDENHELM, F. W. / SNETHLAGE, J. B.: Laboratry investigation of asphaltic concrete, Montgomery dam, Colorado – New York 1958; 78 S.

VERCON, M. / MARKOVIC, M.: Masque d'étanchéité en béton bitumineux du barrage de Radoïna – International Congress on Large Dams, 7. Transactions, Question 27, R. 44, Roma 1961; 14 S.

VORMERINGER, R.: Constitution d'un masque souple et raccordement aux ouvrages rigides. «Barrage de l'Iril Emda sur l'Oued Agrioun». – International Congress on Large Dams, 5. Transactions, Bd. 4, Paris 1955; S. 951–988.

FERNMESSUNG VON DURCHFLUSS UND FERNZÄHLUNG DER TOTALWASSERMENGE

D. Reyss-Brion (Paris)

DK 532.57

Es wird eine im Jahre 1964 in Frankreich in Betrieb genommene Anlage beschrieben, die den Durchfluss und die Menge von Wasser misst und registriert und die von Windkanalantrieben verbrauchte hydraulische Energie für Verrechnungszwecke zählt.

Das staatliche Bureau für Raumfahrtstudien und -Forschung ONERA (Office National d'Etudes et de Recherches Aérospatiales) hat bei Modane ein Forschungszentrum errichtet, das mit sehr leistungsfähigen Windkanälen für Studien an Modellen von Flugkörpern ausgerüstet ist. Die Ventilatoren oder Kompressoren der Windkanäle werden von Peltonturbinen angetrieben. Zur Zeit sind drei Windkanäle in Betrieb (siehe Bild 1):

1. Der Windkanal im Schallbereich S1 — MA für Dauerbetrieb ist ausgerüstet mit zwei gegenläufigen koaxialen Ventilatoren, die von zwei Turbinen T1, T2 von je 40 MW angetrieben werden. Der Durchfluss dieser Turbinen variiert von 0...12 m^3/s. Der Abwasserkanal ist mit einer Ueberfall-Messeinrichtung D1 ausgestattet — mit separaten Mess-Schächten am Ufer —, welche die Messung des Wasserniveaus gestattet.