

**Nr. 53 Mitteilungen
der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie**

an der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich
Herausgegeben von Prof. Dr. D. Vischer

Internationale Fachtagung über

**Verlandung von Stauhaltungen und
Speicherseen im Alpenraum**

22. und 23. Oktober 1981 in Zürich

organisiert von

der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband
dem Schweizerischen Nationalkomitee für Grosse Talsperren
dem Verband Schweizerischer Elektrizitätswerke

Zürich, 1981

- | | | |
|--------|------|---|
| Nr. 22 | 1977 | Hans Olivier Schiegg
Methode zur Abschätzung der Ausbreitung von Erdölderivaten in mit Wasser und Luft erfüllten Böden |
| Nr. 23 | 1977 | Anton Kühne
Die rasche Absenkung von Stauseen
Optimale Programme für Stauseesysteme |
| Nr. 24 | 1977 | Martin Wieland
State-of-the-Art-Report über das dynamische Verhalten von Staumauern und von Staumauerbeton während Erdbeben |
| Nr. 25 | 1977 | Manfred Spreafico
Verfahren zur optimalen Regulierung natürlicher Seen |
| Nr. 26 | 1977 | Felix Naef
Ein Vergleich von mathematischen Niederschlag-Abfluss-Modellen |
| Nr. 27 | 1978 | Kolumban Hutter und Kurt Hofer
Freistrahlen im homogenen und stratifizierten Medium
Ihre Theorie und deren Vergleich mit dem Experiment |
| Nr. 28 | 1978 | Kolumban Hutter
On the mechanics of floating ice sheets |
| Nr. 29 | 1978 | Manfred Spreafico
Ermittlung der optimalen Reguliervorschrift für einen natürlichen See — Fallstudie Brienzersee |
| Nr. 30 | 1978 | Peter Volkart
Hydraulische Bemessung steiler Kanalisationsleitungen unter Berücksichtigung der Luftaufnahme |
| Nr. 31 | 1978 | Kurt Hofer
Eine verbesserte Theorie turbulenter Freistrahlen im stratifizierten Medium und ihr Vergleich mit dem Experiment |
| Nr. 32 | 1978 | Martin Wieland
Erdbebenbedingte dynamische Beanspruchung einer Gewichtsmauer mit Berücksichtigung der Interaktion des Stausees |
| Nr. 33 | 1979 | Internationale Fachtagung über
Umbau und Erweiterung von Wasserkraftwerken
27.2. — 2.3.1979, Zürich, 1. Teil |
| Nr. 34 | 1979 | Internationale Fachtagung über
Umbau und Erweiterung von Wasserkraftwerken
27.2. — 2.3.1979, Zürich, 2. Teil |
| Nr. 35 | 1979 | Rolf Hunziker
Die Bemessung rechteckiger und kreisförmiger Kanalprofile im Bereich der hohen Füllungsgrade |
| Nr. 36 | 1979 | Martin Jäggi
Die Bildung von alternierenden Kiesbänken in geraden Flussläufen |
| Nr. 37 | 1979 | Markus Aellen, Werner Berner, Kolumban Hutter, Almut Iken und Ulrich Spring
Vorträge über Eis- und Gletschermechanik |
| Nr. 38 | 1979 | Martin Hängler
Geschiebetransport in Steilgerinnen |
| Nr. 39 | 1979 | Peter Volkart
Methoden der Sauerstoffanreicherung,
Einsatz von Wasserturbinen |

**Nr. 53 Mitteilungen
der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie**

an der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich
Herausgegeben von Prof. Dr. D. Vischer

Internationale Fachtagung über

**Verlandung von Stauhaltungen und
Speicherseen im Alpenraum**

22. und 23. Oktober 1981 in Zürich

organisiert von

der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband
dem Schweizerischen Nationalkomitee für Grosse Talsperren
dem Verband Schweizerischer Elektrizitätswerke

Zürich, 1981

V O R W O R T

In der vorliegenden Mitteilung werden die Vorträge und Schlussworte der "Internationalen Fachtagung über die Verlandung von Flusssstauhaltungen und Speicherseen im Alpenraum" vom 22./23. Oktober 1981 an der ETH Zürich wiedergegeben. Diese Beiträge wurden unverändert übernommen, die Verantwortung für deren Form und Inhalt liegt also bei den Autoren.

Zusammen mit den anderen Veranstaltern der Fachtagung freuen wir uns, dass wir diese Mitteilung allen Tagungsteilnehmern sowie anderen Interessenten zur Verfügung stellen können. Die Mitteilung hält gleichsam den heutigen Stand des Wissens über Verlandungserscheinungen in Stauseen und Massnahmen zu deren Bekämpfung fest.

Die Verlandungserscheinungen schlagen ja beim Betrieb jedes Stausees irgendwie zu Buch: Bei den einen manifestieren sie sich durch Betriebsbehinderungen bei Fassungen, Grundablässen und Stauwehren, bei den anderen reduzieren sie das Speichervolumen oder führen zu einem unerwünschten Rückstau flussaufwärts. Es sind also entweder diese Auswirkungen direkt oder die Massnahmen zu deren Verhinderung bzw. Minderung, die Produktionseinbussen oder erhöhte Betriebskosten verursachen.

Wir danken allen Autoren bestens dafür, dass sie uns mit ihren Beiträgen an ihren Ueberlegungen und Erfahrungen teilhaben lassen. Gerade solche Erfahrungen leisten der Fachwelt einen unschätzbaren Dienst !

Prof. Dr. D. Vischer

I N H A L T

		Seite
Vischer D.	Verlandung von Flusstauhaltungen und Speicherseen; Einführung in das Thema	9
Graf W.H.	Storage Loss	27
Ammann M.	Die Herkunft der feinkörnigen Sedimente in Stauräumen in Abhängigkeit der geologischen Verhältnisse im Einzugsgebiet	41
Ihringer J., Treiber B. und Plate E.	Ein Simulationsmodell für die Berechnung der Speicherverlandung	49
Schöberl F.	Die Erfassung des zeitlichen Abbaus von Verlandungskörpern während Stauräumspülungen	57
Straub T.C.	Echolot-Aufnahmen und Auswertung zur Erfassung von Verlandungen unter Wasser	67
Pfeiffer Ch.	Rheinkraftwerk Eglisau; Profilmessreihen der Verlandung 1919 - 1980	73
Morf J.	Verlandungs- und Räumungsprobleme im Stauraum des Kraftwerkes Eglisau	81
Bächli L.	Die Verlandung des Stauraumes Klingnau von 1935 bis heute	89
Jäggi M., Lambert A. und Smart G.	Verlandungen im Reusskraftwerk Bremgarten-Zufikon (Feldbeobachtungen und numerische Simulation)	99
Broz P.	Die Bedeutung von verlandenden Stauräumen für die Vogelwelt am Beispiel der Stauseen Klingnau und Bremgarten-Zufikon	107
Schiechtel H., Hillenbrand G. und Rapp R.	Verlandung der Stauräume von Wasserkraftanlagen an den schwäbisch-bayerischen Flüssen Iller, Günz, Wertach und Lech	115
Soyer G.	Mesure et surveillance des envasements dans les biefs du Rhin entre Bale et Strasbourg - Problèmes posés par les enlevements des matériaux	129
Bezinge A. et Bonvin G.	Bassin de compensation de Z'Mutt et sédiments	137

		Seite
Bächtiger O.	Auflandungsprobleme in drei Ausgleichsbecken der Kraftwerke Linth-Limmern	149
Willi W.	Verlandung und Spülung des Beckens Innerferrera der Kraftwerke Hinterrhein	157
Huber A.	Modellversuche zur Spülung von Auflandungen im Bereich der Stauwurzel des Ausgleichsbeckens Rempen der AG Kraftwerke Wägital	165
Fux Ch.	Verlandung und Spülung des Ausgleichsbeckens Mattsand	175
Volkart P.	Verlandung und Spülung des Ausgleichsbeckens Ferden; Vergleich Modell - Natur	183
Giezendanner W. et Dawans P.	Die Freihaltung des Stauraumes von Gebidem	197
Rüegsegger P.	Verlandungen im Grimsensee. - Umbau von Wasserfassung und Grundablässen sowie Einbau eines Spülstollens	207
Ziegler A.	Verlandungen beim Etzelwerk	215
Markwalder R. und Chervet A.	Die Bewirtschaftung des Emmekiesfanges beim Kraftwerk Flumenthal - Vergleich mit den seinerzeitigen Modellversuchen	223
Martini O.	Die Hochwasserkatastrophe 1978 am Ausgleichsbecken Palagnedra - Verlandung und Spülprobleme	233
Trucco G.	Sanierungsarbeiten der Staumauer Palagnedra nach dem Hochwasser 1978	241
Hofer F.	Erfahrungen mit Spülungen und Freihaltung von Stauräumen bei den Anlagen der Tauernkraftwerke AG, Salzburg	249
Krumbieck A. und Chamot P.	Spülung von Sedimenten in kleinen und mittleren Speicherbecken	257
Stucky J.-P.	Barrage du Ksob (Algérie); Projet de dérivation des débits solides par une galerie parallèle à la retenue	271
Bezinge A. et Aeschlimann R.	Rehaussement de la prise de vidange de fond du barrage de Grande Dixence	279

		Seite
Bischof R.	Schlusswort 1	289
Meier H.	Schlusswort 2	295



Internationale Fachtagung über
Verlandung von Flusstauhaltungen
und Speicherseen im Alpenraum
vom 22./23. Oktober 1981 in Zürich

In der Fachzeitschrift "wasser, energie, luft" des Schweizerischen Wasserwirtschaftsverbandes sind zum Tagungsthema die folgenden beiden Beiträge erschienen:

- Prof. Enzo Roveri, Geologo, Università di Parma:
Conservazione della capacità utile nei laghi artificiali.
Heft 9/1981 (in italienischer Sprache)
- Pierre Martin, travaux sous-marin, Peney:
La bathimétrie de l'ensablement des fleuves et des retenues.
Heft 10/1981 (in französischer Sprache)

Dans le mensuel "wasser, energie, luft - eau, énergie, air" de l'association suisse pour l'aménagement des eaux ont été publié deux articles additionnels traitant les problèmes du Symposium sur la sédimentation de retenues en rivière et de réservoirs dans le secteur alpin:

- Prof. Enzo Roveri, Geologo, Università di Parma:
Conservazione della capacità utile nei laghi artificiali.
No 9/1981 (en italien).
- Pierre Martin, travaux sous-marin, Peney:
La bathimétrie de l'ensablement des fleuves et des retenues.
No 10/1981 (en français)

Two additional papers on sedimentation of run-of-river-plants and alpine reservoirs have been published in the periodical "wasser, energie, luft - eau, énergie, air" of the Swiss Association for Water Economy:

- Prof. Enzo Roveri, Geologo, Università di Parma:
Conservazione della capacità utile nei laghi artificiali.
No 9/1981 (in intalian)
- Pierre Martin, travaux sous-marin, Peney:
La bathimétrie de l'ensablement des fleuves et des retenues.
No 10/1981 (in french)

*Internationale Fachtagung über
Verlandung von
Flussstauhaltungen und
Speicherseen im Alpenraum*

Zürich, 22. und 23. Oktober 1981

Mitteilung Nr. 53 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich

*Symposium international sur
la sédimentation de retenues
en rivière et de réservoirs
dans le secteur alpin*

Zürich, les 22 et 23 octobre 1981

**Verlandung von Flussstauhaltungen und Speicherseen
Einführung in das Thema**

Prof. Dr. Daniel Vischer

Direktor der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich, ETH-Zentrum, CH-8093 Zürich

Zusammenfassung:

Wenn der Mensch einen Fluss aufstaut, so schafft er einen künstlichen See; er verwandelt damit eine Flusslandschaft in eine Seelandschaft. Es ist aber faszinierend und demütigend zugleich festzustellen, dass dieser Eingriff von der Natur gleichsam rückgängig gemacht wird: Der Fluss verfüllt nämlich den Stausee allmählich mit seinem Geschiebe und seinen Schwebstoffen und restauriert sich. Allerdings kann der Mensch diesen Verlandungsprozess durch geeignete Massnahmen verzögern oder gar verhindern. Die nachstehenden Zeilen vermitteln eine Uebersicht über die Problematik aus der Sicht der Wasserkraftnutzung.

Résumé: Le sédimentation de retenues en rivière et de bassins d'accumulation; introduction

Lorsque l'homme crée une retenue artificielle sur un cours d'eau, il transforme un paysage fluvial en un paysage lacustre. Il est fascinant et humiliant tout à la fois de constater que la nature tend à annuler en quelque sorte cette intervention humaine: la rivière se restaure en remplissant peu à peu le bassin de retenue avec des apports solides transportés par suspension ou charriés sur le fond. Toutefois l'homme a les moyens de ralentir ou même d'empêcher ce processus de sédimentation à l'aide de mesures appropriées. Le texte ci-dessous donne un aperçu des problèmes qui se présentent lors de l'exploitation des retenues.

Summary: Silting of storage areas in rivers and lakes; introduction

Impounding a river means creation of an artificial lake; thus the scenery of a river is transformed into lake scenery. It is both fascinating and humiliating to learn that such interference will be revoked by nature: the river will gradually silt up the lake with its bed load and suspended material and regenerate itself. However, by adequate means we are able to slow down or even prevent the process of silting-up. In the following, a review of the problem is given from the view of water power development.

1. Einleitung

Werden Seen und Meeresbuchten zu Land, weil sie durch Sedimente aufgefüllt werden oder zuwachsen, spricht man von Verlandung. Diesem Umwandlungsprozess sind grundsätzlich alle Seen und viele Meeresbuchten unterworfen. Deshalb sind auch die schönen Seen unseres Alpenraums letztlich eine vorübergehende Erscheinung. Immerhin steht ihr Verschwinden nicht unmittelbar bevor: ihre Verlandung dauert nach unseren Massstäben fast Aeonen. Rechnet man beispielsweise mit einem unveränderten Fortschreiten des heutigen Sedimenteintrages in den Bodensee, so wird dieser erst in 15'000 bis 20'000 Jahren "passé" sein. Das heisst allerdings nicht, dass uns diese Entwicklung nicht schon heute beschäftigt: Die bereits im Zeitraum einer einzigen menschlichen Generation sichtbar werdende Teilverlandung ist imposant genug.

Die heutige Fachtagung befasst sich aber nicht mit natürlichen Seen, sondern mit künstlichen. Im Brennpunkt stehen die durch Stauwehre an Flüssen geschaffenen Flusstauhaltungen und die von Talsperren eingedämmten Speicherseen. Sie unterliegen an sich dem gleichen Umwandlungsprozess und sind darum ebenfalls vergänglich. Doch erfolgt ihre Verlandung etwas anders, weil sie zwei Besonderheiten aufweisen:

- Morphologische Besonderheit.

Der tiefste Punkt einer Flusstauhaltung und eines Speichersees befindet sich fast immer beim Stauwehr und bei der Talsperre und damit im Bereich des Ausflusses bzw. der Ausflussorgane. Bei einem natürlichen See hingegen liegt der tiefste Punkt des Beckens gewöhnlich weitab vom Abfluss.

- Hydrologische Besonderheit.

Der Ausfluss einer Flusstauhaltung und eines Speichersees kann mit den Ausflussorganen innerhalb gewisser Grenzen reguliert werden. Dementsprechend lässt sich auch die Wasserspiegellage beeinflussen. So ist es meist möglich, den Wasserspiegel soweit abzusenken, dass der künstliche See völlig entleert wird. Bei einem natürlichen See geht das selbstverständlich nicht.

2. Die Ursache der Verlandung

Ein See verlandet, weil

- die Zuflüsse ihr Geschiebe und ihre Schwebstoffe in den See eintragen
- sich im See infolge biologischer Prozesse Sedimente bilden
- seichte Seen oder Seebuchten zuwachsen (Moorbildung).

Bei den meisten Seen im Alpenraum sowie bei den Flusstauhaltungen und Speicherseen dominieren die zuflussbedingten Ablagerungen. Sie sind zum weitaus überwiegenden Teil natürlichen Ursprungs und werden von den Erosionsprodukten aus dem Einzugsgebiet gespeist. Diese Erosion kann deshalb als die eigentliche Ursache der Verlandung bezeichnet werden. Damit ist auch gesagt, dass die Ablagerungen in qualitativer und quantitativer Hinsicht stark vom Charakter des Einzugsgebietes abhängen. Die wesentlichsten Einflussgrössen ergeben sich aus dessen Umfang, Topographie, Hydrologie, Geologie und Vegetation.

Dieser Zusammenhang begründet unter anderem die Definition einer Ablagerungsrate, die das Verhältnis zwischen dem jährlichen Ablagerungsvolumen und der Fläche des Einzugsgebietes darstellt. Sie wird gewöhnlich in $\text{m}^3/\text{km}^2\text{a}$ oder in mm/a ausgedrückt und gibt eine interessante Vergleichsgrösse ab. Leider sind in der Schweiz nur wenige Zahlenwerte verfügbar. Die meisten stammen von Deltavermessungen in grossen natürlichen Seen (Tabelle 1) und erfassen damit nur die Ablagerungen im Deltagebiet; die Ablagerungen weitab vom Delta bleiben unberücksichtigt. Wie kürzliche Untersuchungen von Lambert (1980) am Walensee gezeigt haben, sind die letzteren mengenmässig nicht vernachlässigbar.

Für Stauseen sind nur wenige Zahlenwerte verfügbar:

- Aufgrund von Messungen in der Massa 1958 und 1959 wurde die mittlere Feststoffzufuhr zum Stausee Gebidem auf rund 500'000 m^3 oder 2'500 $\text{m}^3/\text{km}^2\text{a}$ veranschlagt (Oberlé et al 1967).
- Anlässlich der Entleerung des Grimsel-Stausees 1973 konnte festgestellt werden, dass sich dort seit dem ersten Aufstau 1932 rund 2,8 Millionen m^3 an Sedimenten abgelagert haben. Bezieht man dieses Volumen auf das direkte Einzugsgebiet von 74 km^2 , so ergibt sich

eine Ablagerungsrate von $920 \text{ m}^3/\text{km}^2\text{a}$; das indirekte Einzugsgebiet von ca. 50 km^2 dürfte nicht viel zur Verlandung beigetragen haben.

- Im Stausee Palagnedra lagerten sich von 1953 bis 1978 insgesamt 3,8 Millionen m^3 ab. Bezieht man auch diese wiederum nur auf das direkte Einzugsgebiet -- es beträgt 139 km^2 -- so resultiert eine Ablagerungsrate von $1100 \text{ m}^3/\text{km}^2\text{a}$ (SNGT 1981).

Tabelle 1: Ablagerungsraten in natürlichen Seen			
nach Jäckli(1958) und Lambert(1980), zusammengestellt vom SNGT(1981)			
Fluss/See	Einzugsgebiet km^2	Messintervall	Ablagerungsrate $\text{m}^3/\text{km}^2\text{a}$
Rhein	6123	1921-1951	425
		1969-1979	470
Linth/Walensee	530	1910-1931	227
		1931-1979	315
Aare/Brienzersee	554	1898-1933	280
Ticino-Verzasca-			
Maggia/Lago Maggiore	2897	1890-1932	388
Maggia/Lago Maggiore	926	1932-1953	262
Cassarate/Lago di Lugano	73	1930-1951	240
Baye de Montreux/Léman	15	1949-1956	123
Kander/Thunersee	1120	1740-1866	363

Vergleicht man die verschiedenen Ablagerungsraten miteinander, muss man folgendes berücksichtigen: Die in Tabelle 1 erwähnten natürlichen Seen sind im Verhältnis zu ihren Zuflüssen gross und fangen damit den Hauptteil der Schwebstoffe auf. Dasselbe gilt auch für den Grimsel-Stausee, jedoch nicht für den Palagnedra-Stausee. Denn dieser ist rund 30 bis 40 mal kleiner als der direkte, mittlere jährliche Zufluss (Melezza), so dass er bloss etwa 70 % der Schwebstoffe zurückzuhalten vermag (vgl. Abschnitt 3). Wäre er wesentlich grösser, würde seine Ablagerungsrate etwa den Wert von 1500 bis $1600 \text{ m}^3/\text{km}^2\text{a}$ erreichen.

Dennoch kann festgestellt werden, dass die ermittelten Ablagerungsraten überall fast von derselben Grössenordnung sind. Sie können folglich dazu benutzt werden, um die Geschiebe- und Schwebstoffzufuhr bei anderen natürlichen Seen und Stauseen des Alpenraums grob abzuschätzen. Die Variation von Einzugsgebiet zu Einzugsgebiet liegt offenbar im Bereich von

100 bis 2500 m³/km²a, die Variation von Jahr zu Jahr streut dabei naturgemäss ebenso.

Uebrigens wird die Ablagerungsrate in der Literatur oft als Erosionsrate oder Denudationsrate bezeichnet. Damit werden die Ablagerungen mengenmässig der Erosion gleichgesetzt, allenfalls unter Berücksichtigung eines unterschiedlichen Auflockerungsgrades. Dies ist unzulässig. Denn die Ablagerungen widerspiegeln nur einen Teil der Erosion; ein anderer Teil fliesst in Form von feinen Schwebstoffen und gelösten Stoffen durch den See hindurch, ohne dort Spuren zu hinterlassen. Und aus Messungen der Landeshydrologie geht hervor, dass beide Teile etwa von derselben Grössenordnung sind (Walser 1970, EAWAG 1977).

3. Der Verlandungsprozess

Die zuflussbedingte Verlandung eines Sees geschieht wie erwähnt deshalb, weil die Zuflüsse Geschiebe und Schwebstoffe führen. Die Grenze zwischen dem Geschiebe und den Schwebstoffen hängt von der Turbulenz ab und wird nach Kresser (1964) mit einer auf die transportierten Körner bezogene Froudezahl von 19 angegeben. Daraus lässt sich in Funktion der Strömungsgeschwindigkeit ein Grenzkorn gemäss Tabelle 2 berechnen. Grössere Körner bewegen sich im Fluss als Geschiebe, kleinere schweben.

Tabelle 2: Grenzkorn Geschiebe/Schwebstoff in Abhängigkeit
von der Strömungsgeschwindigkeit im Fluss

Geschwindigkeit in m/s	0,5	1	1,5	2	2,5	3
Grenzkorn in mm	0,1	0,3	0,6	1,1	1,8	2,5

In der Praxis wird als Durchmesser des Grenzkorns oft generell 1 mm angenommen.

Beobachtungen haben gezeigt, dass die Schwebstoffe gegenüber dem Geschiebe mengenmässig stark überwiegen. Aus Analysen im Stausee Palagnedra ist beispielsweise bekannt, dass die Ablagerungen dort zu 85 - 90 % aus

Schwebstoffen bestehen und dementsprechend nur zu 10 bis 15 % aus Geschiebe. Im Rheindelta ist der Schwebstoffanteil noch wesentlich grösser.

Hinsichtlich der Sedimentation der Schwebstoffe kann ein See als grosser Entsander betrachtet werden: Je nach seinem Inhalt vermag er einen mehr oder weniger grossen Anteil der Schwebstoffe aufzufangen. Dieser lässt sich beispielsweise in Prozenten ausdrücken und als Auffangwirkungsgrad bezeichnen. Er hängt in erster Linie von der mittleren Aufenthaltszeit der Schwebstoffe im See und damit vom Verhältnis zwischen dem Seeinhalt und dem jährlichen Zufluss ab. Brune (1953) hat diesen Zusammenhang an über 40 amerikanischen Stauseen untersucht und die Kurven von Bild 1 veröffentlicht. Daraus gehen unter anderem die Werte von Tabelle 3 hervor.

<u>Tabelle 3: Auffangwirkungsgrad in Abhängigkeit vom Verhältnis zwischen dem Seevolumen und dem mittleren Jahreszufluss bzw. von der mittleren Aufenthaltszeit</u>		
Verhältnis Seeinhalt/Jahreszufluss $\text{m}^3/\text{km}^2\text{a}$	Aufenthaltszeit a	Auffangwirkungsgrad (Mittelwert nach Bild 1) %
1/100	0,01	48
1/50	0,02	64
1/20	0,05	83
1/10	0,1	90
1/5	0,2	95
1/2	0,5	98
1/1	1	100

Bei einem Verhältnis zwischen dem Seeinhalt und dem Jahreszufluss von 1 zu 1 und grösser werden also praktisch alle Schwebstoffe aufgefangen, bei einem Verhältnis von beispielsweise 1 zu 50 bloss 64 %; die restlichen 36 % werden durch den See hindurchgetragen.

Die räumlich-zeitliche Entwicklung der Verlandung geschieht nach einem ganz bestimmten Muster: Das Geschiebe und die groben Schwebstoffe bleiben bei der Einmündung des Zuflusses liegen und formen ein Delta. Die

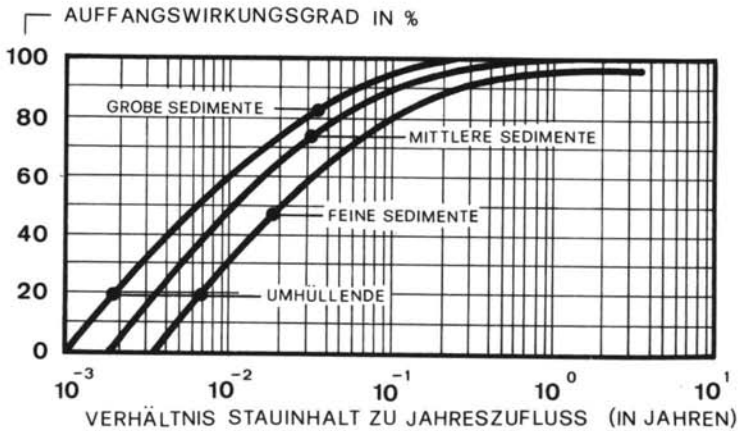


Bild 1: Auffangwirkungsgrad in Funktion des Verhältnisses von Stauinhalt zu mittlerem Jahreszufluss (bzw. zur mittleren Aufenthaltsdauer des Stauseewassers) nach Brune (1953)

feinen Schwebstoffe werden in den See getragen und setzen sich ab oder werden weiterverfrachtet. Das Absetzen erfolgt grundsätzlich überall, vorwiegend aber in strömungsarmen Seeteilen. Bei starker Schwebstoff-

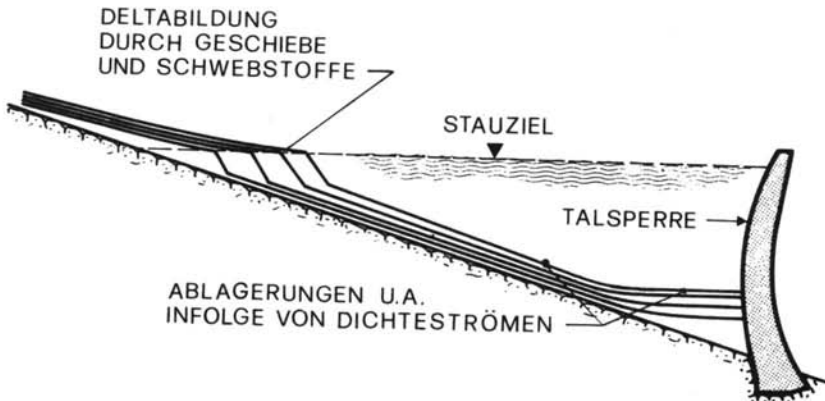


Bild 2: Verlandungsmuster für einen Stausee im Längsschnitt. Das Geschiebe und die gröberen Schwebstoffe bilden das Delta, die feineren Schwebstoffe setzen sich im ganzen See ab oder füllen mit Dichteströmen den Talweg und die tiefsten Seeteile vor der Sperre.

führung können die Zuflüsse temporär über ihr Delta in die Tiefe tauchen und einen seegrundberührenden Dichtestrom bilden, der bis in die tiefsten Seeteile vordringt und diese auffüllt. In einem Stausee mit annähernd konstantem Stauspiegel und länglichem Becken entsteht dann eine Ablagerungssequenz gemäss Bild 2. In einem Stausee mit schwankendem Stauspiegel wird die Deltabildung wegen der entsprechend schwankenden Lage der Stauwurzel gestört, das heisst, das Delta wird gleichsam in die Länge gezogen.

Das Ergebnis dieser Entwicklung ist ein Vorrücken des Deltas in den See hinein und eine Hebung des Seegrundes. Beides verringert fortwährend den Seeinhalt und führt mit der Zeit zur vollständigen Verlandung. Immerhin wird dieser Prozess -- wenn der Stauinhalt kleiner ist oder wird als der mittlere jährliche Zufluss -- zunehmend verlangsamt, weil der Auffangwirkungsgrad abnimmt. Ohne Eingriffe des Menschen wird der See aber schliesslich zu einem Fluss verengt, dessen Abflussregime den Zuflüssen entspricht. Deshalb kann der Verlandungsprozess bei einem Stausee geradezu als Restaurationsprozess bezeichnet werden: Der Mensch staut einen Fluss auf und verwandelt diesen damit auf der Staustrecke in einen See. Der Fluss verfüllt diesen See aber mit der Zeit und stellt gleichsam sein früheres Regime wieder her, allerdings auf einem um den Stau höheren Niveau.

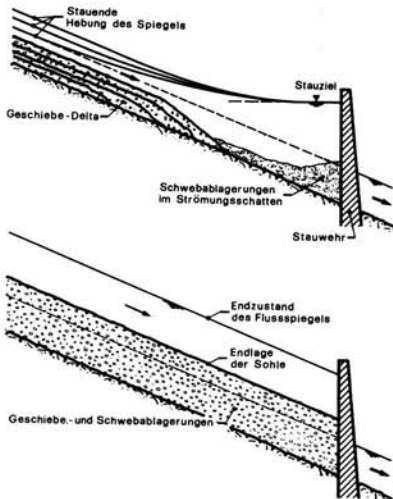


Bild 3:

Zwei Längsschnitte einer Flussstauhaltung. Entwicklung der Verlandung (oben) und deren Endzustand (unten), falls keine Gegenmassnahmen ergriffen werden. Der Fluss restauriert gewissermassen sein früheres Regime, allerdings auf einem um den Stau höheren Niveau.

Bild 3 zeigt diesen Restaurationsprozess in einer Flussstauhaltung. Der Inhalt einer solchen ist im allgemeinen sehr viel kleiner als der mittlere jährliche Zufluss, weshalb der Auffangwirkungsgrad gering ist. Folglich setzt sich von den anfallenden Schwebstoffen nur ein geringer Teil ab, und zwar vorwiegend in strömungsarmen Buchten, Innenkurven, Untiefen etc. Das Delta wird dann hauptsächlich vom Geschiebe gebildet und weist bei kleinen Stauhöhen wesentlich flachere Böschungen auf als gewöhnlich. Werden keine Gegenmassnahmen ergriffen, so verwandelt sich die Flussstauhaltung mit der Zeit in einen Fluss, der um die Stauhöhe höher liegt, als der ursprüngliche. Falls dieser in seinen eigenen Sedimenten abfließt, nimmt der neue Fluss etwa dieselbe Breite und dasselbe Gefälle ein. Denn jeder Flusslauf strebt einem Gleichgewichtszustand zu, bei dem die anfallende Geschiebe- und Schwebstoffmenge unverändert weitertransportiert wird. Und diese Menge ist vor und nach einem Aufstau ja grundsätzlich dieselbe. Deutliche Ansätze zu einem solchen Restaurationsprozess sind beispielsweise in der Aarestauhaltung Klingnau zu sehen.

4. Negative Folgen der Verlandung

Bei Speicherseen haben die Geschiebe- und Schwebstoffablagerungen eine Verkleinerung des Speichervolumens und damit eine Einschränkung des Speicherbetriebs zur Folge. Dabei wirkt sich die Deltabildung im allgemeinen ungünstiger aus als die restliche Ablagerung. Denn sieengt die oberen Wasserschichten und damit dasjenige Stauvolumen ein, das als Speicher für Nutzungszwecke und Hochwasserrückhalt besonders wichtig ist. Bild 4

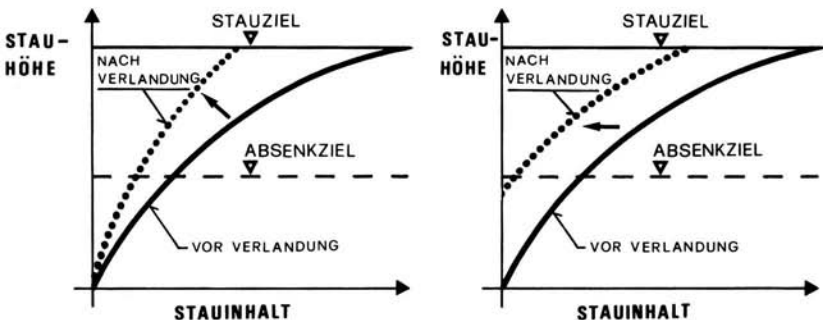


Bild 4: Veränderung der Seeinhaltskurven (Abhängigkeit des Seeinhalts von der Stauhöhe) infolge Verlandung. Links bei Deltabildung, rechts bei Ablagerungen am Seegrund

versucht dies anhand der zeitlichen Entwicklung der Seeinhaltskurven zu verdeutlichen. Bei Flusssstauhaltungen spielt der Speicherbetrieb eine geringere oder gar keine Rolle, weshalb dort der Verlust an Stauraum weniger ins Gewicht fällt.

Wie aus den Bildern 1 und 3 hervorgeht, verursachen die Ablagerungen auch eine Erhöhung der Sohle der Zuflüsse. Diese Veränderung kann sich bei geringem Flussgefälle weit flussaufwärts bemerkbar machen und dort Ausuferungen im Hochwasserfall begünstigen bzw. entsprechende Gegenmassnahmen erheischen. Flussabwärts der Stauseen findet allenfalls ein reziproker Vorgang statt: Dort fällt infolge der Ablagerungen kein Geschiebe und höchstens eine reduzierte Schwebstoffmenge an, was eine Erosion und damit eine Eintiefung der betroffenen Flüsse bewirken kann. In der Schweiz ist dieses Problem glücklicherweise nicht aktuell.

In schiffbaren Flusssstauhaltungen besteht die Möglichkeit, dass die Ablagerungen die Schifffahrtsstrasse schmälern oder gar blockieren. Als wunde Punkte erweisen sich diesbezüglich die Einfahrten zu unteren Schleusenvorhöfen. Ein Beispiel hierfür findet sich in Birsfelden am Hochrhein.

Weitere nachteilige Folgen ergeben sich, wenn die Ablagerungen den Einlauf von Fassungen und anderen Abflussorganen erreichen. Praktisch alle Speicherseen im Alpenraum weisen eine Triebwasserfassung für die Kraftnutzung und einen Grundablass auf. Diese Anlagen können durch Geschiebe und Schwebstoffe ganz oder teilweise verstopft werden und schliesslich ihren Dienst versagen. Oder ihr Betrieb kann wegen dem schwerstoffbelasteten Wasser gefährdet werden, etwa infolge von Abschleiß an Rechen, Schützen und Schiebern. Geht die Entsanderwirkung eines Kraftwerk-Speichersees verloren, so leiden natürlich auch die Turbinen darunter.

Die Flusssstauhaltungen des Alpenraums dienen wie die Stauseen fast ausnahmslos der Kraftnutzung. Die sich in ihnen ausdehnenden Ablagerungen können die Zuströmung zu den Turbinen beeinträchtigen, etwa durch Sandbankbildung vor oder im Rechen.

Mit diesen Beispielen ist die Liste der negativen Folgen einer Verlandung noch keineswegs vollständig.

5. Massnahmen gegen die Verlandung

5.1. Günstige Platzierung des Stausees

In gewissen Gebieten ist es möglich, einen benötigten Stausee in einem Nebental statt im Haupttal anzuordnen. Das Wasser des Haupttals wird dann geschiebefrei gefasst, entsandet und in den Stausee übergeleitet. Dasselbe wird allenfalls auch mit dem Wasser aus weiteren Nebentälern gemacht. Auf diese Weise verfügt der Stausee über ein kleines direktes Einzugsgebiet, sowie über ein grosses indirektes. Er unterliegt damit einer wesentlich kleineren Geschiebe- und Schwebstoffzufuhr als wenn er im Haupttal liegen würde.

Es gibt im Alpenraum viele Speicherseen, die hinsichtlich Verlandung davon profitieren, dass sie nur ein kleines direktes Einzugsgebiet aufweisen, dafür aber ein grosses indirektes. Ihre diesbezügliche Anordnung wurde aber selten aufgrund sedimentologischer Gesichtspunkte gewählt. Das gilt beispielsweise auch für die Grande Dixence. Es ist in diesem Zusammenhang aber interessant festzustellen, dass dieser mit 400 Millionen m³ Inhalt grösste Stausee der Schweiz ein direktes Einzugsgebiet von bloss 44 km² gegenüber einem indirekten von 360 km² aufweist.

5.2. Minderung der Feststoffzufuhr

In Abschnitt 2 wurde als Ursache der Feststoffzufuhr die Erosion im Einzugsgebiet genannt. Es ist deshalb naheliegend, dass man diese Erosion zu mindern sucht. Dazu eignen sich grundsätzlich Bepflanzungen (insbesondere Aufforstungen), Hangverbauungen, Wildbach- und Flusskorrekturen usw. Doch sind solche weiträumigen Massnahmen zu kostspielig, um sich allein im Hinblick auf die Verminderung einer Verlandung zu rechtfertigen. Ausserdem kommen sie meist erst nach Jahren oder gar Jahrzehnten zum Tragen und wirken auch dann nur begrenzt.

Erfolge lassen sich am ehesten noch bei der Minderung der Geschiebezufuhr erzielen. Man kann im Einzugsgebiet einige besonders stark erodierende Wildbäche abtreppen und mit Kiesfängen versehen. Diese bestehen im wesentlichen aus kleinen räumbaren Staubecken. Eine an sich wirksame Alternative dazu besteht in der Erstellung eines Vorbeckens an der

Wurzel des Stausees. Ein solches Becken kontrolliert praktisch das ganze Einzugsgebiet und drosselt, wenn es zuverlässig geräumt wird, die Geschiebezufuhr in den Stausee vollständig. Die Räumung der Kiesfänge und Vorbecken stellt allerdings gewisse Probleme, die im übernächsten Abschnitt beschrieben werden. Vereinzelte Vorbecken wurden deshalb auch schon mit Spülstollen versehen, die ins Unterwasser des Stausees ausmünden (Bild 5).

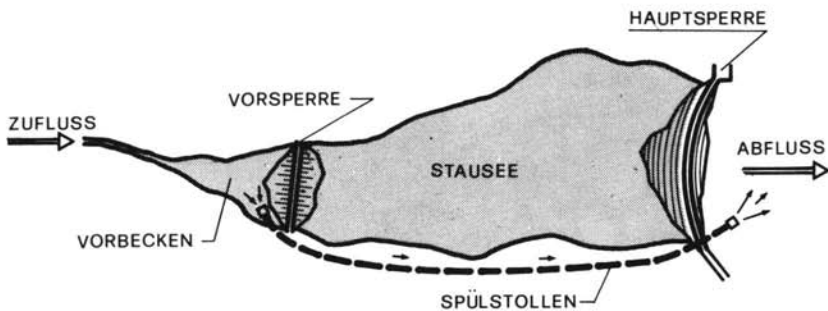


Bild 5: Situation eines Stausees mit einem Vorbecken, das mit einem ins Unterwasser ausmündenden Stollen gespült werden kann

Es ist klar, dass Kiesfänge und Vorbecken die Schwebstoffe nicht zurückzuhalten vermögen. Sie sind im allgemeinen derart klein, dass ihr Auffangwirkungsgrad praktisch null ist. Eine Verbesserung bringt die Lösung, wie sie vor wenigen Jahren im Stausee Palagnedra verwirklicht worden ist. Dort wurde anstelle einer Vorsperre eine Zwischensperre in den Stausee eingebaut, die normalerweise überstaut wird. Sie weist einen grossen Teil der Schwerstoffe und insbesondere die grundberührenden Dichteströme in einen bei Hochwasser betätigten Spülstollen ab.

5.3. Schaffung eines Auffangraumes im Stausee

Eine bewährte Methode, um den Speicherraum und damit den Nutzraum eines Stausees zu erhalten besteht darin, diesen von Anfang an um einen Auffangraum zu vergrössern. Die Bemessung desselben kann beispielsweise auf die während 50 Jahren (oder der Konzessionsdauer) zu erwartenden Ablagerungen Rücksicht nehmen. Entsprechend Abschnitt 4 sollten dabei aber sowohl die Deltabildung als auch die übrige Sedimentation beachtet werden.

Häufig wird der Auffangraum jedoch nur in Form eines Totraums vorgesehen und damit praktisch nur auf die übrige Sedimentation -- insbesondere also auf die seegrundberührenden Dichteströme -- ausgerichtet.

Als Totraum wird der Stauraum unterhalb der Fassung definiert. Tabelle 4 vermittelt eine Uebersicht über den Totraum der 10 grössten Schweizer Stauseen.

Tabelle 4: Stauinhalt und Totraum der 10 grössten Schweizer Stauseen			
Name	Stauinhalt in Mio m ³	Totraum in Mio m ³	Totraum in % des Stauinhalts
Dixence	401	1	0,2
Emosson	227	2	0,9
Gruyère	200	20	10
Valle di Lei	200	3	1,5
Mauvoisin	181,5	1,5	0,8
Livigno	164,2	0,2	0,1
Wägital	148,8	72,7	49
Vogorno	106,0	12,8	12
Grimsel	101	7,1	7
Mattmark	101	1	1

5.4. Räumen der Ablagerungen

Eine Verlandung kann selbstverständlich auch dadurch gehemmt oder verhindert werden, dass man die Ablagerungen laufend oder periodisch räumt. Dies lässt sich mit Baggern vom Ufer oder von Schiffen aus verwirklichen. Sofern das Baggergut aus Geschiebe und damit aus Kies besteht, ist es im allgemeinen verwertbar. Es findet als Material für Strassenkoffer, Dammschüttungen und -- von Holz und anderen organischen Beimengungen befreit -- als Betonzuschlagstoff Absatz. Enthält es dagegen grosse Mengen an Schwebstoffen und damit an Schlamm, so fehlt eine sinnvolle Verwendungsmöglichkeit, und es stellen sich unangenehme Deponieprobleme. Das heisst die Räumung der Ablagerungen wird dann zu einer kostspieligen Massnahme.

5.5. Spülung des Stausees

Bis zu einem gewissen Grad können Sedimente auch beseitigt werden, indem man sie durch den Grundablass wegspült. Die Wirkung der Spülung ist umso besser, je länger sie intensiv erfolgt und je tiefer der Stauspiegel dabei abgesenkt wird. Diese Aussage wird verständlich, wenn man bedenkt, dass es grosser und anhaltender Schleppkräfte bedarf, um Geschiebe- und konsolidierte Schwebstoffablagerungen aufzulockern und abzutragen.

Mit einer kurzen Spülung bei vollem Stausee ist nicht viel zu erreichen. Man erzeugt einzig unmittelbar vor dem Grundablass einen Erosionstrichter mit steilen Böschungen. Dieser genügt allenfalls, um den Grundablass und eine darüber liegende Fassung freizulegen, aber nicht, um einen teilweise verlandeten Stauraum zurückzugewinnen (Bild 6).

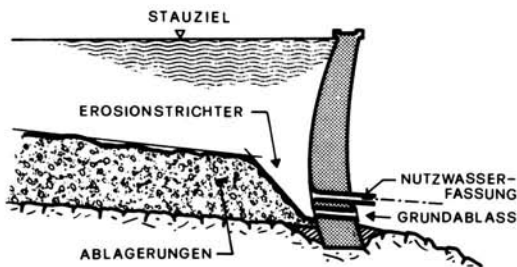


Bild 6:
Längsschnitt einer Sperre mit Grundablass und darüberliegender Fassung. Kurze Spülungen bei vollem Stausee schaffen bloss einen Erosionstrichter mit steilen Böschungen, vermögen also die Ablagerungen nur in einem engen Bereich abzutragen.

Wenn die Gefahr besteht, dass der Grundablass vor oder während der Spülung verstopft, muss er besonders ausgebildet werden. Eine gute Lösung besteht darin, den zum selbsttätigen Ausputzen erforderlichen Durchfluss mit einem Injektorschacht gemäss Bild 7 sicherzustellen.

Lange Spülungen bei abgesenktem Stauspiegel schmälern den Betrieb des Stausees erheblich und sind darum unwirtschaftlich. Deshalb trachtet man im Sinne eines Kompromisses nach einem möglichst gerafften aber doch effizienten Spülprogramm. Dies hat wiederum zur Folge, dass der Abfluss schubweise mit hohen Feststoffkonzentrationen belastet wird. Die entsprechend nachteiligen Folgen für die Unterlieger und insbesondere für die Fischerei lassen sich mildern, wenn die Spülungen jeweils auf die Hochwasserzeiten beschränkt werden, also auf Zeiten, in denen die Flüsse

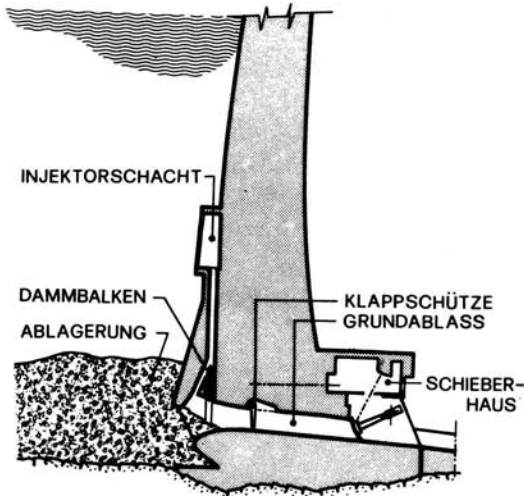


Bild 7:

Längsschnitt durch einen Grundablass mit Injektorschacht. Wenn die Ablagerungen den Grundablass zudecken, können sie nur weggespült werden, wenn genügend Wasser zugeführt wird. Dies geschieht durch den Injektorschacht (Beispiel Gebidem)

ohnehin feststoffbefrachtet sind. Dabei gelingt es unter Umständen auch, die beim Delta abtauchenden, grundberührenden Dichteströme direkt durch den Grundablass weiterzuleiten.

In diesem Zusammenhang sei noch bemerkt, dass die meisten Hochwasserentlastungen der Speicherseen eigentlich das falsche Wasser entlasten, nämlich das relativ saubere Oberflächenwasser. Sie sollten deshalb nicht als Ueberläufe, sondern als Grundablässe konzipiert werden. Vielleicht rechtfertigt die Entwicklung betriebssicherer Grundablassschützen ein entsprechendes Umdenken? In den Flussstauhaltungen bestehen diesbezüglich kaum Probleme, weil die meisten Stauweherschützen sowohl über- wie unterströmt werden können.

6. Schlussfolgerungen

Die Erosion unserer Landschaft müssen wir als naturgegeben hinnehmen und somit auch die Geschiebe- und Schwebstoffführung unserer Flüsse. Gegen die in den Stauseen resultierende Verlandung können wir uns zur Wehr setzen, indem wir die geschilderten Massnahmen ergreifen. Ein dauernder Erfolg wird uns aber -- besonders wenn wir wirtschaftlich bleiben wollen --

kaum beschieden sein. Denn diese Massnahmen sind entweder wenig wirksam oder dann sehr teuer. Sie können zwar dazu dienen, einige Teilziele zu verwirklichen, wie etwa die Freilegung eines Grundablasses oder einer Fassung, sie vermögen aber die Verlandung als solche nicht zu verhindern. Deshalb müssen wir uns damit abfinden, dass insbesondere unsere schwer spülbaren Speicherseen ähnlich wie die natürlichen Seen vergänglich sind.

Glücklicherweise erfolgt die Verlandung der im Alpenraum geschaffenen grossen Speicherseen im allgemeinen nur sehr langsam. Als Beispiel kann der Grimselsee mit seinem Stauvolumen von rund 100 Millionen m^3 dienen. Wenn er in Zukunft derselben Ablagerungsrate wie in den letzten 40 Jahren unterliegt, so verschwindet er erst in 1500 Jahren. Bei den kleinen Speicherseen und den Flusstauhaltungen geht die Entwicklung aber rascher. Dem Beispiel Grimsel kann das Beispiel des Gebidemsees mit seinem Stauvolumen von 9 Millionen m^3 gegenübergestellt werden. Er würde ohne kräftige Spülungen in weniger als 20 Jahren mit Feststoffen verfüllt (Oberlé et al 1967). Und da er 1967 in Betrieb genommen wurde, wäre er schon Mitte der 80er-Jahre Vergangenheit, das heisst eine Ebene und begehrbar.

Im grossen und ganzen darf aber festgehalten werden, dass die vollständige Verlandung bei den meisten Stauseen im Alpenraum kein akutes Problem darstellt. Es sind also gewissermassen bloss die Vorboten der Vergänglichkeit, die uns heute beunruhigen, aber nicht die Vergänglichkeit selbst. Mit dieser werden sich spätere Generationen auseinandersetzen müssen. Wir heutigen Wasserbauer können uns diesbezüglich ähnlich wie Ludwig XIV mit seinem "après moi le déluge" der Verantwortung entledigen und mit Hartung (1959) ausrufen: "Nach uns die Verlandung !" -- oder vielleicht noch besser: "Die Verlandung ? -- Nach uns !"

Literaturnachweis

Brune G.M. (1953): Trap efficiency of reservoirs. Transactions of American Geophysical Union, 34 (3), S. 407-418

EAWAG, Eidgenössische Anstalt für Wasserversorgung, Abwasserreinigung und Gewässerschutz (1977): Jahresbericht 1976, S. 15 - 17

Hartung F. (1959): Ursache und Verhütung der Stauraumverlandung bei Tal-sperren. "Wasserwirtschaft" Heft 1, S. 3 - 13

Jäckli H. (1958): Der rezente Abtrag der Alpen im Spiegel der Vorland-sedimentation. "Eclogae geol. Helv." 51/2, S. 354 - 365

Kresser W. (1964): Gedanken zur Geschiebe- und Schwebstoffführung der Gewässer. "Oesterreichische Wasserwirtschaft" Jg. 16, Heft 1/2, S. 6-11

Lambert A. (1980): Das Delta der Linth im Walensee; ein Vergleich der Seegrundaufnahmen von 1931 und 1979. "Wasser, Energie, Luft" Jg. 72, Heft 7/8, S. 243 - 246

Oberlé R., Dubas Ch., Gardet A., Charpié J., Decoppet J.P. (1967): Protection contre l'ensablement du bassin d'accumulation de l'aménagement hydroélectrique de la Massa. Rapport Q 33/R 37, 9ième Congrès des Grands Barrages, Istamboul 1967, S. 665 - 688

SNGT, Schweizerisches Nationalkomitee für grosse Talsperren (1981): General paper for the 14th ICOLD-Congress in Rio de Janeiro 1982 (im Druck)

Walser E. (1970): Transport gelöster Stoffe in Fliessgewässern; Verhandlungen der Schweizerischen Naturforschenden Gesellschaft anlässlich der 150. Versammlung in Bern. Berichthaus-Verlag Zürich, S. 175 - 176

*Internationale Fachtagung über
Verlandung von
Flussstauhaltungen und
Speicherseen im Alpenraum*

Zürich, 22. und 23. Oktober 1981

*Mitteilung Nr. 53 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der
Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich*

*Symposium international sur
la sédimentation de retenues
en rivière et de réservoirs
dans le secteur alpin*

Zurich, les 22 et 23 octobre 1981

Storage Loss

Walter Hans Graf, Prof. Dr.

Laboratoire d'Hydraulique, Ecole Polytechnique Fédérale, CH-1015 Lausanne

PERTE DE CAPACITE DE RETENUE - RELATIONS EMPIRIQUES

Il est important pour l'élaboration d'un projet d'aménagement hydraulique et son exploitation ultérieure de pouvoir disposer de prévisions concernant l'alluvionnement des retenues (cadences et répartition) et la perte de capacité qui en résulte. Si nous pouvions disposer d'une information suffisante sur les modalités hydrauliques de la formation des dépôts et leur effet de "grignotage" de la retenue, nous pourrions calculer le "déficit volumétrique" correspondant. Dans cet article nous traiterons des méthodes empiriques qui ont été développées pour une solution immédiate de ce problème.

STAUHAUMVERLUST DURCH ABLAGERUNG VON FESTSTOFFEN - EMPIRISCHES

Kenntnisse über die Ablagerung von Feststoffen, deren räumliche und zeitliche Verteilung und die dadurch erfolgenden Stauhaumverluste sind von grosser Wichtigkeit für den Entwurf und Betrieb von Stauräumen. Im Folgenden werden empirische Verfahren vorgestellt, die eine Abschätzung des Stauhaumverlustes ermöglichen.

STORAGE LOSS

Empirical methods to determine the loss of storage in reservoirs will be reviewed.

STORAGE LOSS

For design and operation of a reservoir it becomes important to be able to predict the sediment deposition, its distribution and the encountered storage loss. If there would exist sufficient information on the hydraulics of the Deposition Pattern and its volumetric storage depletion effect, one could calculate the Storage Loss. In this section we shall discuss empirical methods which have been developed for the immediate solution of the problem.

1 Trap Efficiency

Under trap efficiency one understands the ability of a reservoir to trap and/or retain the sediment which enters the reservoir. Estimates of trap efficiency of proposed and existing reservoirs are important because of the amount of sediment trapped during the design life of a reservoir must be provided for in the reservoir's volume; this plus water storage for the design hydrology are the two components that govern the ultimate size of the reservoir. Storage loss measured as trap efficiency will depend mainly upon : (i) the characteristics of the watershed (drainage area, vegetation, soils, etc.), (ii) the water and sediment inflow into the reservoir (hydrograph and sedimentograph, sediment composition, etc.), (iii) the reservoir's storage (its dimensions, configuration, capacity, retention period, etc.), (iv) the water and sediment outflow from the reservoir (outlet and spillway operation, etc.). In the empirical methods which will be presented, only one or the other parameter is considered directly (other parameters may enter indirectly).

In the United States (USA) periodically, the Committee on Sedimentation of the Water Resources Council summarizes data from known (reliable) reservoir sediment deposition surveys. The latest summary presents data through 1975 for well over 1000 reservoirs; see Dendy et al. (1978); listed are reservoir size, drainage area, sediment accumulation, capacity-inflow ratio, etc. A useful discussion of a summary is subsequently presented, see Dendy et al. (1973), from which is taken Table : 1. The total storage loss from the 1105 reservoirs was about 4.2 billion m³ in less than 19 years; this represents an average annual

loss of about 0.2 % of the total capacity. It is to be noted that the average depletion has a tendency to increase with a decrease in reservoir capacity. For the alpine region Bauer (1968) has prepared a summary of

Capacity Range 10^3 m^3	Number of Reservoirs	Total Drainage Area		Net Drainage Area		Initial Reservoir Storage Capacity		Storage Depletion			Average Period of Record, years
		mi^2	km^2	mi^2	km^2	ac ft	10^3 m^3	ac ft	10^3 m^3	%	
0 to 12.33	190	180	466	164	425	844	1,041	217	268	25.7	11.8
12.33 to 123.3	257	454	1,176	437	1,132	9,184	11,328	1,772	2,186	19.3	14.5
123.3 to 1,233	283	4,269	11,057	3,634	9,412	112,042	138,284	18,432	22,736	16.5	23.5
1,233 to 12,330	174	30,509	78,018	15,191	39,345	567,497	700,008	76,063	93,824	12.4	20.9
12,330 to 123,300	107	113,787	294,708	87,458	226,516	4,363,134	5,381,926	395,786	488,202	9.1	23.6
123,300 to 1,233,000	69	316,854	820,654	175,636	454,897	23,712,144	29,248,930	844,039	1,065,792	3.6	18.4
> 1,233,000	23	358,472	928,442	184,227	477,148	80,396,384	100,498,940	7,081,799	8,767,899	3.4	19.1
	1105	824,525	2,135,521	466,747	1,208,875	89,161,229	109,980,377	3,438,108	4,240,907	3.9	18.6

Table 1 Summary of reservoir capacity and storage depletion data [after Dendy et al. (1973)]

sedimentary accumulation in reservoirs. Some world-wide data, including U.S. data were collected by Buttlng and Shaw (1973).

1.1 Trap Efficiency Curve after BRUNE (1953) is certainly the most widely used relationship for reservoir design; it was established utilizing more than 40 reservoirs. It was recommended again by Bondurant et al. (1973) and Pemberton (1980). The curve given in Figure 1 relates the "Sediment trapped in %" against the "Capacity/inflow ratio : in [acre-feet of capacity/acre-feet of mean annual inflow]".

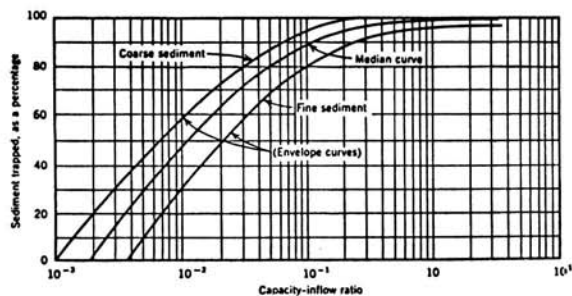


Fig. 1 Brune's Trap Efficiency Curve [after Bondurant et al. (1973)]

For very large reservoirs, the trap efficiency will be 100 % or all

sediments are retained in the reservoir. For small reservoirs, the trap efficiency may be very low or much of the sediment passes the barrage, i.e. the sediment does not get a chance to deposit. Also notice that coarse sediment is more efficiently trapped than the fine one. The median curve of Fig. 1 was suggested for use. Gottschalk (1964) stated that this relationship is very useful for storage-type reservoirs, but its applicability to other reservoirs remains to be demonstrated. Bauer (1968) who studied alpine reservoirs finds reasonable agreement but "run-of-river" reservoirs show considerable deviation. (For capacity/inflow ratio of 2×10^{-3} the trap efficiency may reach values of 60 %). In the recent Lake Mead Survey by Lara et al. (1970) it was judged that the trap efficiency is 100 %. According to Rooseboom (1975) intensive sampling in the Verwoerd reservoir basin in RSA showed that very little sediment passed and confirmed Brune's trap efficiency curve.

1.2 Trap Efficiency Curve by CHURCHILL (1948) is represented in Figure 2. It relates the percentage of incoming material passing through the reservoir with a sedimentation index, which is the ratio of the period of retention (capacity at mean operating pool level divided by average daily inflow) to mean flow velocity through the reservoir (obtained by dividing average cross-sectional area in square feet, into the inflow; the average cross-sectional area is computed by dividing capacity by length of reservoir), in English units. Borland (1971) has recommended that this relationship is more applicable for desilting and semidry reservoirs than the one of Brune. A sample calculation of Brune's and Churchill's methods is given by Borland (1971 p. 30).

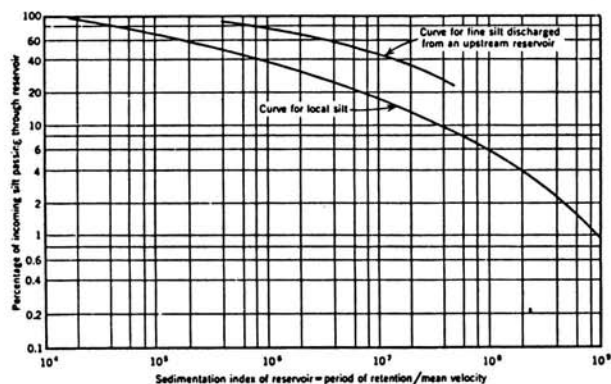


Fig. 2 Churchill's Trap Efficiency Curve [after Bondurant et al. (1973)]

1.3 Trap Efficiency Relation by BROWN (1958) shows the relationship of sediment trapped in percent to the ratio of (original) capacity, in acre-feet, to watershed area, in square mile. The curves given in Fig. 3 were based upon 15 reservoirs

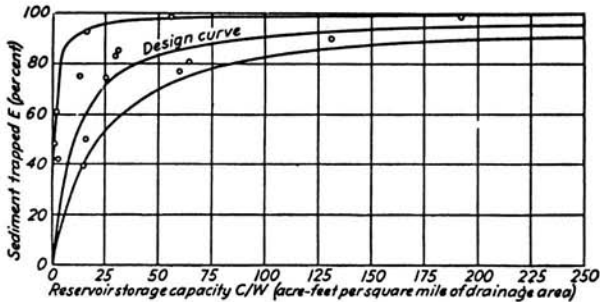


Fig. 3 Brown's Trap Efficiency Curve [from Brown (1958)]

1.4 Trap Efficiency Relation by CHEN (1975) presents a series of curves for various particle size, d in mm, relating the trap efficiency to the ratio of basin area, A in m^2 , to the outflow rate, Q_o in cms. It is given in Fig. 4 and compared with Brune's and Churchill's curves. It shows conclusively that these two "well-established" relations tend to underestimate trap efficiency for coarser material, but overestimate for finer material.

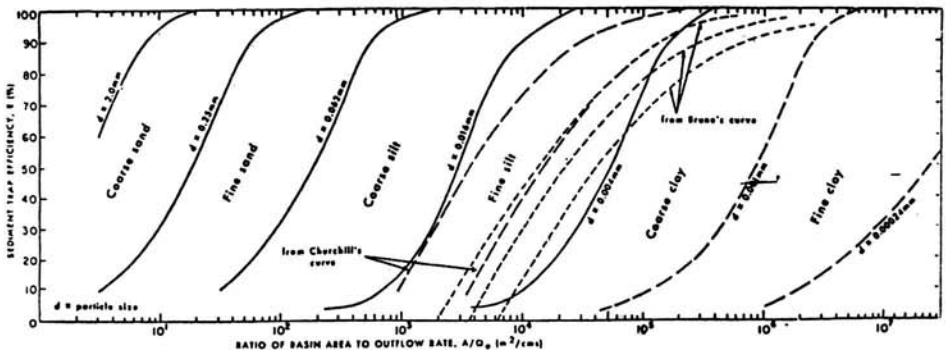


Fig. 4 Chen's Trap Efficiency Curve [after Chen (1975)]

1.5 The Annual Loss Relation by Buttlings and Shaw (1973) relates the "annual % loss" with the "Reservoir Capacity/Catchment Area" ratio. 130 reservoirs were used to establish a relationship. It was found that there is a trend towards lower annual losses in the smaller "Reservoir Capacity/Catchment Area" reservoirs. The same trend was observed for the largest and smallest reservoirs.

To determine the sediment deposit volume Rooseboom (1975) has given the relation :

$$\frac{V_t}{V_{50}} = 0.376 \ln \left(\frac{t}{3.5} \right) \quad 1)$$

for $t \geq 8$ years

based upon data of 4 USA reservoirs and 5 RSA reservoirs; V_t is the averaged sediment volume after t year and V_{50} the one after 50 years, the latter is an arbitrary reference.

2 Distribution of Sediment Deposits

"Prediction of distribution is an inexact procedure" according to Bondurant et al. (1973), since it depends upon many factors, and the effect of the various factors is poorly understood. The few relations which exist, shall be briefly presented.

2.1 Area Increment Method was developed by Borland and Miller (1958) from the U.S. Bureau of Reclamation. A relation was developed which states that the total volume of sediment, V_S , to be distributed in the reservoir consists of the portion which is uniformly distributed vertically over the height, $(H - h_0)$, plus the portion, V_0 , below the new zero elevation of the reservoir, or

$$V_S = A_0 (H - h_0) + V_0 \quad 2)$$

where A_0 is an area correction factor in acres, which is the original reservoir area at the new zero elevation at the dam, H is the reservoir

depth at the dam in feet (from streambed to maximum water surface), h_0 is the depth in feet, to which the reservoir is completely filled with sediment - new zero level. The procedure in applying this rather simple method involves a series of approximations; the interested reader is advised to consult Borland and Miller (1958) who work a sample problem. Results obtained with this method compare favorably with actual resurveys. It should be noted, that this procedure is based on the assumption that the sediment deposition can be approximated by reducing uniformly the reservoir area at each elevation. This method as well as the following one is particularly applicable to large multipurpose reservoirs.

2.2 Empirical Area-Reduction Method was developed from actual sediment accumulation data for 30 reservoirs in the USA by Borland and Miller (1958) and by Borland (1971). The reservoirs were classified by shapes as follows :

Reservoir type	Classification
I	Lake
II	Flood plain - foothill
III	Hill
IV	Gorge

Survey data for 30 reservoirs have been used to develop relationships for these 4 reservoir types of "percent sediment deposited" to "percent reservoir depth"; it is given with Figure 5. This method gives an indication of the manner in which the sediment will distribute. A sample calculation is performed by Borland and Miller (1958), Borland (1971) and Bondurant et al. (1973); also indicated is a favorable comparison with field observations.

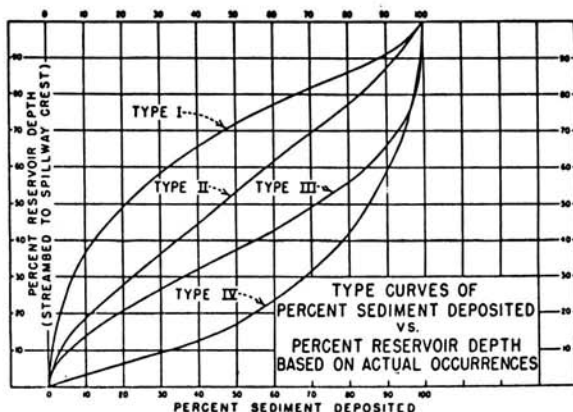


Fig. 5 "Sediment deposited" Type Curves [from Borland and Miller (1958)]

2.3 Regression Equations for the prediction of sediment accumulation have been presented in various papers. For 23 small flood-retarding reservoirs in loess area of western Iowa, USA, Heinemann (1961) used the multiple regression method and obtained :

$$Y_D = 22.6 + 0.88 D_S - 81.2 n - 0.175 C_S + 0.494 W_S \quad 3)$$

where Y_D is the percent of original reservoir depth filled with sediment, D_S is the total original storage depletion in percent, n is the original "n" value, C_S is the total storage capacity in acre-feet and W_S is the sediment sample volume dry weight in lb/ft^3 . Four other methods are briefly reviewed by Beer et al. (1966).

Flaxman (1966) analyzed 30 locations in 9 western states of USA. In a regression analysis for the determination of the annual rate of reservoir deposition in acre feet per square miles were included 13 variables. Similar regression relations could be developed from existing data on other reservoirs.

2.4 Average unit mass, W_t , for a given deposit over a period of T years in kg/m^3 is given by Pemberton (1980)

$$W_t = W_i + 0.43 K \left[\frac{T}{T-1} (\ln T) - 1 \right] \quad 4)$$

where W_i is the initial unit mass and K is "Lane-Koelzer" factor to be obtained from Table 6.

Type of reservoir operation	Initial mass, W_i			K factors		
	Clay	Silt	Sand	Clay	Silt	Sand
Sediment submerged	416	1,120	1,550	256	91	0
Moderate to considerable drawdown	561	1,140	1,550	135	29	
Normally empty	641	1,150	1,550			
Riverbed sediments	961	1,170	1,550			

Table 6 Initial unit mass, W_i and K-factors, in kg/m^3 [from Pemberton (1980)]

3 Reservoir Sedimentation Surveys

In the United States (USA), [see Bondurant et al. (1973)] is the survey of existing reservoirs a wide spread practice, particularly by Government Agencies such as the Corps of Engineers, the Bureau of Reclamation and the Soil Conservation Service.

Reservoir survey data obtained after closure of the dam render useful information on deposition pattern, trap efficiency and unit mass of deposited sediment. This information may be necessary for an efficient operation of the reservoir.

3.1 Techniques of Survey : Before commencing a new survey, the original and/or preceding ones should be studied. Subsequently a decision should be made on a technique for the forthcoming survey.

There are 3 basic techniques of survey : (i) for filled reservoirs: sonic equipment, measuring primarily the reservoir bottom, and terrestrial surveying or aerial photogrammetric equipment, measuring the water surface; (ii) for empty reservoirs: aerial photogrammetric equipment, measuring the reservoir bottom and (iii) for partly empty reservoirs: a combination of above.

In addition it is essential to sample the deposited sediments,

for determination of its specific mass and size distribution.

For detailed discussions on these techniques the reader is referred to Rausch and Heinemann (1968), Lara et al. (1970) and Borland (1971)

The various method of computational procedures - used in the United States (USA) - to utilize effectively above recolted data, are reviewed by Heinemann and Dvorak (1965), Borland (1971) and Lara et al. (1970)

3.2 Survey Equipments are reviewed by Lara et al. (1970), and Rausch and Heinemann (1968).

Standard terrestrial surveying equipment, including transits, levels, plan tables and rods, can be used rather effectively. More recently the photogrammetric methods are proving to be economically attractive; they require a minimum of ground control and with stereoscopic equipment contour map can readily be drawn [see Pemberton (1980)].

Sonic sounders or fathometers, operating from a boat traversing the reservoir, detect continuously the reservoir bottom. The sonic sounder consists of a sensor-unit containing the transmitting and the receiving transducer and of a recording unit, recording on a chart the water depth continuously. Furthermore, sonic sounders are capable of delineating the differences in densities of submerged deposits. In addition to the sonic sounders, which are sophisticated and expensive, the deployment of sounding poles remains a traditional possibility.

Sediment samplers are employed to take undisturbed volumetric samples of deposited sediments. Such samplers are known as gravity-core sampler, piston core sampler, spud-rod sampler, etc.; they are shown in Lara et al. (1970). Another type of samplers, determining solely the specific weight of the deposit in situ without removing a sample, is the radio-active probe. Best known amongst them is the gamma probe.

4 Control Measures

Due to many variables involved in the reservoir sedimentation problems no single control measure can be suggested. In order to simplify the discussion, we shall group the control measures in categories, namely :

(i) control of watershed, (ii) control of inflow, (iii) control of deposition and (iv) removal of sediment deposits. However, the effectiveness of control measures is not well known; a quotation by Einstein (1961) seems appropriate "...engineering control of deposition processes in and above reservoirs is practically unknown today". For further discussion of Control Measures the reader is referred to Gottschalk (1964), Roehl et al. (1969) and Bondurant et al. (1973), Gvelesiani and Shmaltzel (1968), and Hartung (1959).

4.1 Control of Watershed, if at all possible may be the most effective control measure, since it does eliminate the sediment production in the watershed and the watercourse. Such control measure are certainly feasible in smaller watersheds, however in larger ones it may be an expensive and long-term undertaking. Nevertheless when selecting a reservoir site the sediment production of the given watershed should be carefully investigated.

An extensive paper on "Sediment Control Methods" was prepared by Roehl et al. (1969); it limits itself to watershed of 250,000 acres. Proper soil conservation practices are one of the most effective means to reduce erosion. Furthermore a correct management of the vegetative cover of the watershed is very important; such methods may reduce the sheet, gully and channel erosion drastically. Some examples are cited by Bondurant et al. (1973). The important role of proper farming and foresting techniques, such as contour farming and terracing, as well as grazing management, must also be considered as an effective control measure.

4.2 Control of Inflow of Sediment into the reservoir area can be achieved by proper watershed management and supplemented with engineering structures throughout the watershed. Stream-channel improvement and stabilization should be considered. Four principal methods have been suggested by Brown (1958) : (i) building of settling (or debris) bassin, (ii) building of off-channel reservoirs, (iii) utilization of existing or new by-pass canals and (iv) vegetative screening (dense plant growth reduces the flow velocity and causes deposition). The hydraulics of gully-control structure was investigated by Woolhiser and Lenz (1965) and

Sugio (1965). Kikkawa (1980) reports of useful experiences with debris control dams" in Japan.

4.3 Control of deposition begins with the proper design of the reservoir, which must fit into the erosion-sedimentation pattern of the region. Deposition analyses should be performed and a sediment pool be put aside for the deposits during the design life of the barrage. The proper positioning and operating of outlets [see Duquenois (1956)] and the spillways, possibly with drawing directly sediment laden density currents, is another means for controlling.

4.4 After deposition has occurred, there exist various methods of removal of the sediments. Methods such as dredging, flushing - a laboratory investigation on flushing was performed by Willi (1965) - and sluicing have been employed, but are seldom deemed practical because they are expensive and not always effective. Gvelesiani and Shmaltzel (1968) studying soviet reservoirs, proposed that flushing is the cheapest method of combatting silting of impounded pools. Mikhalev (1971) reports that flushing during several days during the flood season is sufficient to wash out several years of accumulation of sediments. McKeogh (1981) reports of the efficient use of sediment removal systems, consisting of a trapping-flushing technique, in two Indian reservoirs.

5 Bibliography

- Bauer, F. (1968) : "Die Verlandung in natürlichen Seen, Talsperren und Flusskraftwerken"; in Festschrift "Wasser-Berlin-1968"
- Beer, C.E. et al. (1966) : "Evaluating Sedimentation Prediction Techniques in Western Iowa"; Trans. Am. Soc. Agr. Engrs, V. 9/6
- Bondurant, D.C. et al. (1973) : "Sediment Control Methods in Reservoirs"; Proc. Am. Soc. Civ. Eng'g, V. 99, HY4
- Borland, W.M. (1971) : "Reservoir Sedimentation" in "River Mechanics"; (H. Shen, Editor) Water Res. Publication, Fort Collins
- Borland, W.M. and C.R. Miller (1958) : "Distribution of Sediment in Large Reservoirs"; Proc. Am. Soc. Civ. Eng'g, V. 84, HY2

- Brown, C.B. (1958) : "Sediment Transportation" in "Engineering Hydraulics", (Ed. H. Rouse), Wiley, New York
- Buttling, S. and T.L. Shaw (1973) : "Predicting the Rate and Pattern of Storage Loss in Reservoirs"; 11th Congress, Comm. Intern. Grands Barrages
- Chen, C.N. (1975) : "Design of Sediment Retention Basin"; Proc. Nat. Symp. Urb. Hydr. and Sediment Control, U. of Kentucky, Lexington
- Dendy, F.E. and W.A. Champion (1978) : "Summary of Reservoir Deposition Surveys made in the USA through 1975"; U.S. Dept. of Agr., Misc. Publ. 1362
- Dendy et al. (1973) : "Reservoir Sedimentation Surveys in the U.S."; in "Man-Made Lakes"; Am. Geophys. Union; Geophys. monograph 17; Washington, USA
- Duquenois, H. (1956) : "New Methods of Sediment Control in Reservoirs"; Water Power, May
- Flaxman, E.M. (1966) : "Some Variables which influence Rates of Reservoir Sedimentation in Western USA"; Symp. Lakes and Reservoirs, Intern. Assoc. Sci. Hydrology
- Gottschalk, L.C. (1964) : "Reservoir Sedimentation"; Section 17.I in "Handbook of Hydrology"; (V.T. Chow, Editor), McGraw Hill, New York
- Gvelesiani, L.G. and N.P. Shmaltse (1968) : "Siltation of Hydroelectric Reservoirs"; (in Russian), "Energia", Moscow
- Hartung, F. (1959) : "Ursache und Verhütung der Stauraumverlandung bei Talsperren"; Wasserwirtschaft, 49. Jgg, Hft 1
- Heinemann, H.G. (1961) : "Sediment Distribution in small Flood-Retarding Reservoirs..."; U.S. Dept. Agr., ARS 41-44
- Heinemann, H.G. and V. Dvorak (1965) : "Improved volumetric Survey and Computation Procedures for small Reservoirs"; Proc. Fed. Inter-Agency Sedim. Conf., U.S. Dept. of Agr., Misc. Publ. 970

- Kikkawa, H. (1980) : "Reservoir Sedimentation" in "Application of Stochastic Processes in Sediment Transport"; Ed. H.W. Shen et al.; Water Resources Publ., Littleton, Colo., USA
- Lara, J.M. et al. (1970) : "Sediment Measurement Techniques : Reservoir Deposits"; Proc. Am. Soc. Civ. Eng'g, V. 96, HY12
- McKeogh, E.J. (1981) : "Sedimentation Control in Indian Reservoirs"; Int. Water Power, October
- Mikhalev, M.A. (1971) : "Control of Silting in Reservoirs on Mountain Rivers"; Proc., Ass. Int. Rech. Hydr., V. 5; Congr., Paris, France
- Pemberton, E. (1980) : "Survey and Prediction of Sedimentation in Reservoirs"; in "Applications of Stochastic processes in Sediment Transport"; Ed. H. Shen et al.; Water Res. Publ., Littleton, Colo., USA
- Rausch, D. and H. Heinemann (1968) : "Reservoir Sedimentation Survey Methods"; Res. Bull. 939, Univ. of Missouri, Agr. Exp. Station
- Roehl, J.W. et al. (1969) : "Sediment Control Methods..."; Proc. Am. Soc. Civ. Eng'g, V. 95, HY2
- Rooseboom, A. (1975) : "Sedimentneerlating in damkomme"; Techn. Rep. No 63; Dept. Wat. Affairs, RSAfrica
- Sugio, S. (1965) : "On the Equilibrium Bed Profiles of Rivers"; Bull. Fac. Eng., Tokushima Univ., V. 2/2
- Willi W. (1965) : "Zur Frage der Sohlenerosion bei grossen Gefällen"; Mitt.; Vers. Anst. Wasserbau (VAWE) Zürich, Nr 68
- Woolhiser, D.A. and F. Lenz (1965) : "Channel Gradients above Gully-Control Structures"; Proc. Am. Soc. Civ. Eng'g, V. 91, HY3

*Internationale Fachtagung über
Verlandung von
Flussstauhaltungen und
Speicherseen im Alpenraum*

Zürich, 22. und 23. Oktober 1981

*Mitteilung Nr. 53 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der
Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich*

*Symposium international sur
la sédimentation de retenues
en rivière et de réservoirs
dans le secteur alpin*

Zürich, les 22 et 23 octobre 1981

Die Herkunft der feinkörnigen Sedimente in Stauräumen in Abhängigkeit der geologischen Verhältnisse im Einzugsgebiet

Meinrad Ammann

Geologisches Institut, Baugeologie ETH Hönggerberg, CH-8093 Zürich

Zusammenfassung

In dieser Arbeit werden feinkörnige Sedimente aus vier Schweizer Stauseen untersucht und mit aufgearbeiteten Proben aus den Zuflüssen verglichen. Dabei zeigt sich, dass die gelieferte Sedimentmenge stark abhängt vom geologischen Aufbau des Einzugsgebietes.

"Lacs artificiels: Leurs sédiments fins et géologie du territoire de provenance"

Résumé

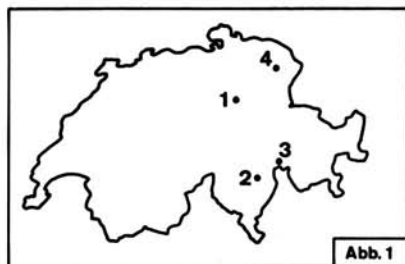
On a étudié des échantillons de sédiments en provenance de quatre lacs artificiels suisses et comparé avec ceux recueillis dans les affluents. Il en résulte que la quantité de sédiment dépend très étroitement de la géologie du territoire de provenance.

"The origin of fine-grained sediment in reservoirs as a function of the geological situation in the source areas"

Abstract

Investigations of fine-grained sediments from four Swiss reservoirs are compared with samples collected from affluents. It is shown that the quantity of fine-grained sediment is strongly dependent on the geological situation in the source areas.

1. EINLEITUNG, UNTERSUCHUNGSMETHODEN



- 1 Sihlsee
- 2 Bacino di Val Malvaglia
- 3 Sufnersee
- 4 Gübsensee

Aus den oben erwähnten 4 Stauseen (Auswahl nach geologischen Gesichtspunkten) wurden mittels Rammbohrungen 52 Kurzkerne gewonnen, an denen vor allem Kornverteilung und Mineralgehalt untersucht wurden.

Kornverteilung: Siebsatz 2mm-1mm-0,5mm-0,25mm-0,125mm. Der Siebdurchgang des kleinsten Siebes (je nach See bis gegen 100%) wurde mittels eines Korngrössenmessgerätes (HIAC-ASAP-520) weiter untersucht.

Mineralgehalt: Zum Vergleich kommen hier nur Resultate, die an der gleichen Kornfraktion (<0,125mm) gewonnen wurden. Auf die Untersuchungsmethodik kann aus Platzgründen nur kurz eingetreten werden. Es wurde vor allem der Gehalt an Calcit, Dolomit und Quarz ermittelt. Gemäss der untersuchten Problematik schien dabei in erster Linie die Reproduzierbarkeit der Resultate wichtig. Titration (Calcit, Dolomit) und Röntgendiffraktometrie (Calcit, z.T. Dolomit, Quarz (100), Quarz (101)) waren die hauptsächlich angewendeten Methoden. Die Resultate wurden z.T. mit Hilfe der Passonmethode und mikroskopischer Präparate nachgeprüft. Bei sämtlichen Proben wurden mindestens 3mal die Prozentwerte ermittelt (bei der Titration ab Einwaage, bei Diffraktometer-Aufnahmen 3 Parallelpräparate) und anschliessend Mittelwert und Standardfehler bestimmt. Bei den titrimetrisch gewonnenen Resultaten beträgt der Standardfehler selten mehr als $\pm 0,5\%$, bei den röntgenographisch erzielten Werten ist er meist kleiner als $\pm 1,0\%$.

Als weiterer Schritt wurden in den Einzugsgebieten der vier Seen 92 Sedimentproben aufgesammelt und aufgeschlämmt, bis sie eine Kornverteilung zeigten, die den entsprechenden untersuchten Seesedimente möglichst ähnlich war. Diese Fluss-

sedimente wurden analog den Seeproben auf Calcit, Dolomit und Quarz untersucht. Bei der Interpretation der Daten kamen nur nach der gleichen Methode gewonnene Resultate zum Vergleich.

Es muss darauf hingewiesen werden, dass die gesammelten Flussproben nur eines oder mehrere Hochwasserereignisse repräsentieren, während die Sedimentproben aus den Seen Mittelwerte über viele Jahre darstellen.

2. DARGESTELLTE BEISPIELE

Aus Platzgründen können hier nur 2 Beispiele von Seen gezeigt werden, auch muss die Interpretation teilweise dem Leser überlassen bleiben.

Kommentar zu den Abbildungen 2 und 3:

Theoretisch können für jede Seeprobe dreimal (für Calcit, Dolomit und Quarz) die Anteile zweier sedimentliefernden Zuflüsse berechnet werden. Dies geschieht mittels einer einfachen Mischungsrechnung

$$\text{Calcit}_3 = \text{Calcit}_1 \cdot X + \text{Calcit}_2 \cdot (1-X)$$

Dabei wird allerdings für alle drei Mineralien vorausgesetzt, dass sie sich bei der Ablagerung im See gleich verhalten. Analog können Flussproben unter sich behandelt werden.

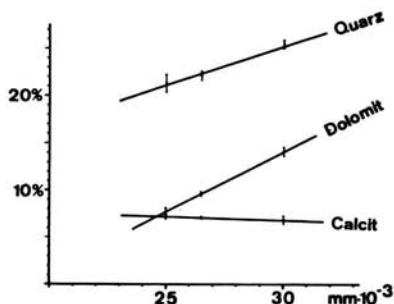
Die erwähnte Berechnung stösst leider hie und da auf Widersprüche. Man muss sich auch die Standardfehler der angegebenen Mittelwerte in Erinnerung rufen: Für Calcit und Dolomit beträgt der Standardfehler selten mehr als $\pm 0,5\%$, für Quarz ist er meist kleiner als $\pm 1,0\%$.

Abb.2: Bacino di Val Malvaglia

Aus dem natürlichen Einzugsgebiet des Sees sind die Prozentwerte einiger Proben aufgeführt. Diese Werte weichen aber kaum über den Betrag des Standardfehlers voneinander ab. Bei den Wasserfassungen A und E repräsentieren sich mesozoische Gesteine durch den hohen Dolomitgehalt (Rauhwacken!) des gelieferten Schlammes recht deutlich.

A= untere Fassung am Brenno del Lucomagno, E= Fassung im Val Soi.

Sehr deutlich zeigt sich die Vermischung des gelieferten Sedimentes im Seebecken. Bei Berechnungen muss man allerdings auf eine unangenehme Tatsache Rücksicht nehmen, nämlich dass die Prozentwerte stark abhängig sind von der absoluten Grösse des Mittelwertes der Kornverteilung. Deshalb ist es je nach Fall nötig, mehrere Kornverteilungen einer Probe zu untersuchen; dies geschah beispielsweise für die Probe O.



Probe O: %-Werte = Funktion des Mittelwertes der Kornverteilung.

Im interessierenden Bereich (0,023-0,032mm) ändert sich der prozentuale Gehalt der drei Mineralien offenbar linear.

Diese Darstellung gilt nicht generell, sondern ändert sich je nach petrographischem Aufbau des Einzugsgebietes.

Für die Proben im Bacino di Val Malvaglia ergeben sich folgende Abhängigkeiten:

Probe	Mittelwert der Kornverteilung mm	Schlamm aus natürlichem Einzugsgebiet	Schlamm aus künstlichem Einzugsgebiet (Fassungen A-F)
U	0.027 *	100%	0%
T	0.0285 *	100%	0%
S	0.026 *	100%	0%
R	0.024	80%	20%
Q	0.0265	55%	45%
P	0.0255	50%	50%
N	0.032	80%	20%
O	0.025	0%	100%

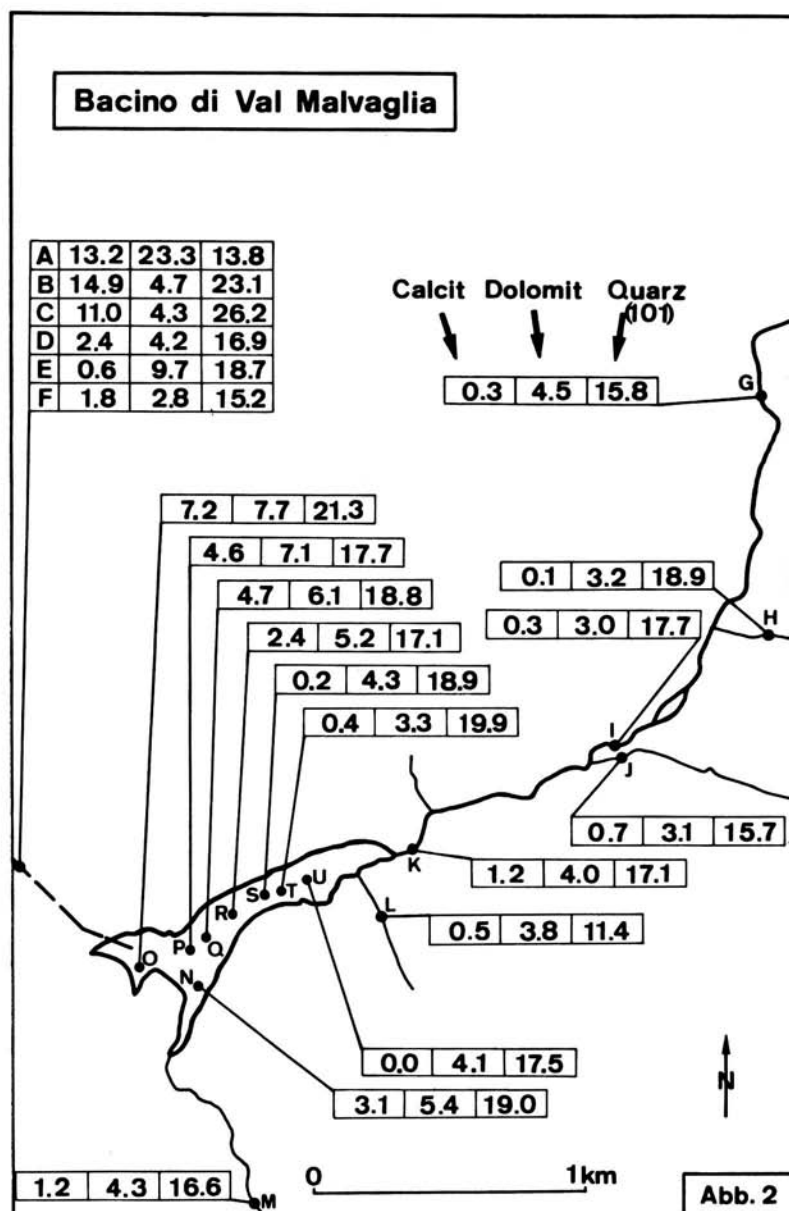
* Aufschlammung

Diese Werte wurden gemittelt aus den Berechnungen für Calcit, Dolomit und Quarz. Sie sind als Schätzungen zu verstehen, weil die Probe O als repräsentativ für den gelieferten Schlamm der Wasserfassungen A-F eingesetzt wurde, was in Frage gestellt werden kann.

Abb.3: Sihlsee, hinterer Seeteil

Folgende Zuflüsse sind wichtig:

- Minster: Probe A. Im Einzugsgebiet ($51,4 \text{ km}^2$) vorwiegend Mergelschiefer, untergeordnet Sandsteine, Kalke, Dolomite, basische Gesteine und Tiefseesedimente.
- Sihl: Probe W. Im Einzugsgebiet ($31,9 \text{ km}^2$) vor allem Kalke und Kieselkalke, untergeordnet Mergelschiefer und Sandsteine.



Sihlsee, hinterer Seeteil

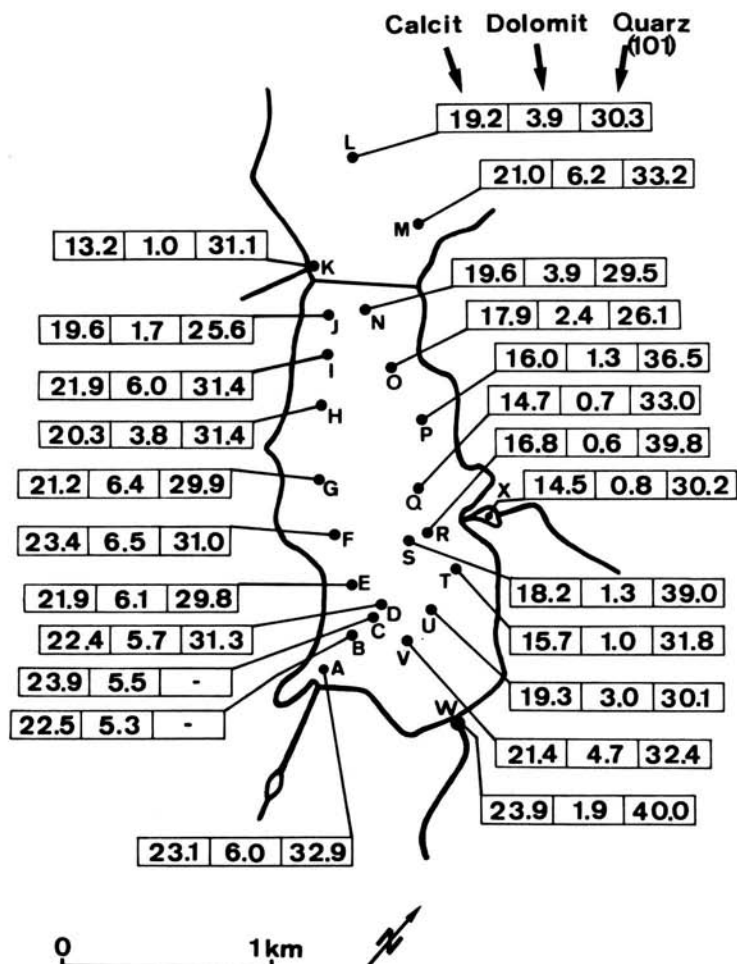
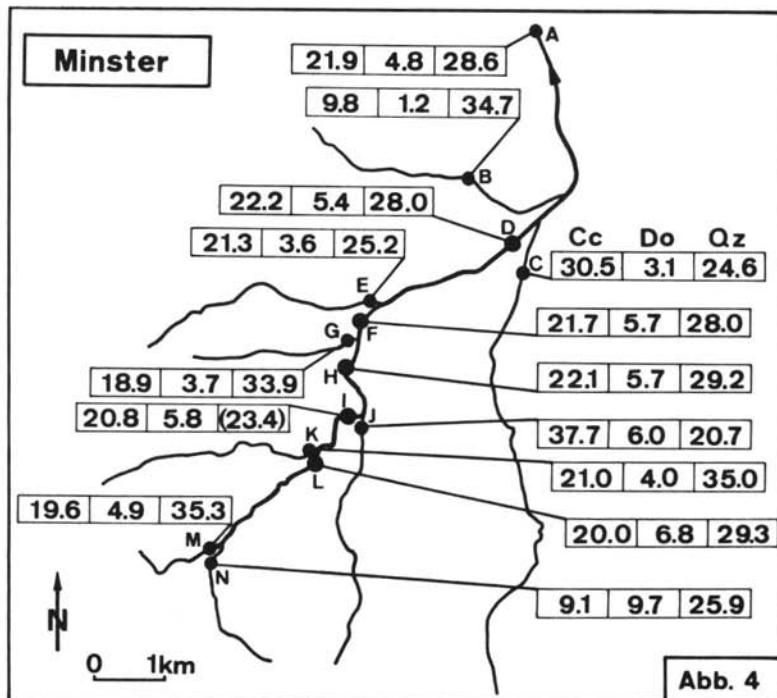


Abb. 3

- Eubach: Probe X. Im Einzugsgebiet (9,4 km²) vorwiegend Sandsteine und Mergelschiefer.
- Steinbach: Probe K. Im Einzugsgebiet (3,2 km²) vor allem Sandsteine und Mergelschiefer.

Eindrücklich ist die Dominanz der Minster im hinteren See-
teil. Auch die Proben H,J,N und O dürften weitgehend auf
die Minster zurückzuführen sein, was wegen Korngrößen-
abhängigkeiten nicht sofort ersichtlich ist.
Die Sihl vermag sich bei weitem nicht ihrer Einzugsgebiets-
grösse gemäss durchzusetzen.

Das Einzugsgebiet der Minster ist auf Abb.4 dargestellt.
Alle Werte wurden auf eine Korngrößenverteilung mit einem
Mittelwert von 0,017mm auskorrigiert. Auffallend ist die
Konstanz der Werte der Minster von Pkt. D bis I. Leider
lassen sich die Anteile von B,D und C bei der Vermischung
zur Probe A nicht genau ermitteln, was aus geologischen
Gründen recht interessant wäre.
Analoge Konstellationen im weiteren Einzugsgebiet des Sihl-
sees weisen auf die Dominanz von Mergelschiefern als
Schlammlieferanten hin.



3. RESULTATE, KRITIK

Feinkörnige Sedimente können nur unter grösserm Aufwand gewissen geologischen Einheiten im Einzugsgebiet zugeordnet werden. Dies liegt daran, weil die meisten Bestandteile der Schlamme einerseits nicht herkunftstypisch und andererseits nur schwer quantitativ erfassbar sind.

Die Menge der in Seen abgelagerten Schlamme hängt sicher vom geologisch-petrographischen Aufbau des Einzugsgebietes ab. Hauptkriterien sind dabei:

Gestein im Kleinbereich: a) Korngrößenverteilung innerhalb der Fest- und Lockergesteine. Ist die "Schlammfraktion" mengenmässig stark vertreten?

b) Zementierung der Gesteine, Zusammenhalt der Körner.

Gestein im Grossbereich: Schichtung und Schieferung. Feingeschichtete oder -geschieferte Gesteine scheinen besonders produktiv, insbesondere dann, wenn Schichtung oder Schieferung hangparallel einfallen.

Die Lockergesteine (im weiteren Sinne, d.h. Gehängeschutt, Rutschmassen, Moränen, Verwitterungsrückstände, Böden, etc.) nehmen in der behandelten Problematik naturgemäss eine besondere Stellung ein, da sie der Erosion nurmehr verminderten Widerstand entgegensetzen können. Besonders wichtig ist dabei ihre Exposition zum Gewässernetz.

Die vorliegenden Untersuchungen sind noch nicht abgeschlossen; die Methoden können noch verbessert und durch weitere bereichert werden. Verbesserung der Aussagekraft wird angestrebt und scheint möglich. Vor allem muss auch versucht werden, die Resultate quantitativ auszuwerten.

Das hier angewendete Konzept: Untersuchung von Seeschlammern und nachfolgende Abtastung der Flüsse ins Einzugsgebiet hinein ist deshalb einer direkten Untersuchung der anstehenden Gesteine vorzuziehen, weil dadurch Effekte wie Verwitterung, Klimaeinflüsse, Aufarbeitung in Flüssen (Abrieb), etc. bei der Bearbeitung ausgeschlossen werden können, da die aufgesammelten Proben bereits eine "Naturbearbeitung" erleiden mussten, die die oben erwähnten Effekte beinhaltet.

JAECKLI H. (1953): Geologische Eigentümlichkeiten der Geschiebeherde des bündnerischen Rheingebietes. Wasser- und Energiewirtschaft 8/9, 1953

JAECKLI H. (1958): Der rezente Abtrag der Alpen im Spiegel der Vorlandsedimentation. Eclogae geol. Helv. 51/2, 1958

STURM M. und MATTER A. (1972): Sedimente und Sedimentationsvorgänge im Thunersee. Ecl. geol. Helv. 65/3, 1972

*Internationale Fachtagung über
Verlandung von
Flussstauhaltungen und
Speicherseen im Alpenraum*

Zürich, 22. und 23. Oktober 1981

*Mitteilung Nr. 53 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der
Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich*

*Symposium international sur
la sédimentation de retenues
en rivière et de réservoirs
dans le secteur alpin*

Zurich, les 22 et 23 octobre 1981

Ein Simulationsmodell für die Berechnung der Speicherverlandung

E. J. Plate, Prof. Dr., J. Ihringer, B. Treiber, Dr.-Ing.

Institut Wasserbau III, Universität Karlsruhe, Kaiserstrasse 12, D-75 Karlsruhe

Zusammenfassung

Bei der Anwendung von mathematischen Simulationsmodellen für die Speicherbetriebsoptimierung ist die Berechnung der Speicherverlandung von großer Bedeutung. Es wird gezeigt, wie mit Hilfe einer Vereinfachung der Speichergeometrie die Absetzung von Schwebstoffen in einem Speicher und damit die zeitliche Veränderung der Speichersohle ermittelt werden kann.

Summary

The calculation of the reservoir deposition with the application of mathematical simulation models for the optimization of reservoirs is of great importance. The sedimentation of the wash load in a reservoir will be demonstrated by means of simplified reservoir geometry, and thus the current change in time of the reservoir bed will be determined.

Résumé

C'est le calcul des dépôts alluvionnaires d'un réservoir au moyen des modèles de simulation qui est d'un grand importance pour le fonctionnement optimale du réservoir. Il est montré comme à l'aide d'une simplification de la géométrie du réservoir, la déposition des matières en suspension et par cela finalement le changement temporel du fond du réservoir peuvent être déterminés.

Einleitung

Mathematische Simulationsmodelle gehören zu den modernen Planungsmethoden für Versorgungsspeicher. Die Speicherbemessung und die Bestimmung optimaler Betriebsregeln können mit solchen Simulationsmodellen durchgeführt werden. Dazu ist es erforderlich, den zeitlichen Verlauf der einzelnen Einflußgrößen, wie Zufluß, Abgabe, Verdunstung und Verlandung (Abb. 1), sowie ihre Zusammenhänge möglichst genau zu beschreiben. Allerdings sollten die einzelnen Teilmodelle einfach und überschaubar sein, damit das Gesamtmodell mit einem vertretbaren Aufwand bei der Planung verwendet werden kann. Im folgenden wird ein Verfahren zur Berechnung der Speicherverlandung infolge Schwebstoffen vorgestellt. Es ermöglicht, in Abhängigkeit von der bestehenden Speicherbetriebsregel, die Bestimmung der zeitlichen Veränderung der Speichersohle. Dieses Modell wurde für einen Bewässerungsspeicher in Saudi-Arabien entwickelt und eingesetzt, es kann jedoch mit entsprechenden Modifikationen der Zufluß- und Schwebstofftransportfunktionen auch in anderen Gebieten angewendet werden.

Generierung der Speicherzuflüsse

Eine zuverlässige Speichersimulation erfordert lange Zuflußganglinien. Da gemessene Abflüsse meist nur bei kürzeren Zeiträumen vorliegen, werden künstliche Zuflußganglinien über ein stochastisches Datengenerierungsmodell erzeugt und bei der Simulation verwendet. Die Speicherzuflüsse bestehen aus einer Wasser-Feststoff-Mischung, wobei sich die Feststoffe in Geschiebe und Schwebstoffe unterteilen lassen. Da zwischen dem Abfluß und den mitgeführten Feststoffen über die Transportkapazität eine physikalische Beziehung besteht, genügt es, ein Modell zu erstellen, das die gemessenen Abflüsse im statistischen Sinn ähnlich reproduziert. Dazu wurde ein Tageswertmodell verwendet, das den speziellen Erfordernissen des Projektgebietes angepaßt war. Dieses Modell arbeitet in 2 Schritten: Zunächst wird über die Anwendung von zwei bedingten Wahrscheinlichkeiten eine Folge von trockenen und nassen Tagen erzeugt, wobei an trockenen Tagen kein Abfluß und nassen Tagen ein Abfluß auftritt. Im zweiten Schritt wird über einen Markoff-1 Prozeß den nassen Tagen eine bestimmte Abflußhöhe zugeordnet. Dieses Modell ist in (3) ausführlich beschrieben.

Durch Analyse von Wasserproben, die in der Nähe der geplanten Dammsstelle entnommen wurden, konnte die Abhängigkeit zwischen Abfluß und Schwebstoff-

fracht für 4 verschiedene Kornklassen zwischen 0,002 und 0,2 mm Durchmesser aufgestellt werden (Abb. 2). Mit Hilfe dieser Beziehung und den generierten Abflüssen erhält man die täglichen Schwebstoffmengen, die dem Speicher zufließen. Da das Gefälle des Flusses an der Sperrenstelle relativ klein ist und damit auch die Geschiebemengen, die an der Flußsohle mitgeführt werden können, wurde vereinfacht angenommen, daß der Anteil des Geschiebes größer als 0,2 mm durch eine 15%-ige Erhöhung der Schwebstofffracht berücksichtigt werden kann.

Berechnung der Absetzung

Camp (1) hat den Absetzvorgang in Rechteckbecken durch Lösung der vereinfachten Diffusionsgleichung (Gl. 1) beschrieben.

$$v_x \frac{\partial C}{\partial x} = \frac{\partial^2 C}{\partial y^2} + w \cdot \frac{\partial C}{\partial y} \quad (1)$$

In Gl. (1) ist C die Feststoffkonzentration und w die Sinkgeschwindigkeit der betrachteten Partikel in ruhendem Wasser. In Gl. (1) wird die Diffusion in x-Richtung vernachlässigt. Der Diffusionskoeffizient ϵ wird unter Annahme einer linearen Verteilung der turbulenten Schubspannung über die Wassertiefe y eine Konstante und aus dem Reibungsverlustbeiwert λ für raue Rohre bestimmt. Mit der zusätzlichen Annahme einer über den gesamten Fließquerschnitt konstanten Geschwindigkeit $v_x = v_m$ erhält man als Lösung der Gleichung das in Abb. 3 dargestellte Diagramm.

Die Feststoffkonzentration C am Beckenauslauf, bezogen auf die Konzentration C_0 am Einlauf ist nach Abb. 3 eine Funktion von $\frac{W \cdot T}{h}$ und $\frac{W}{u_*}$. Die erste Variable ist das Verhältnis der Strecke $W \cdot T$, die ein Partikel während seines Aufenthaltes im Becken absinkt, zur Gesamtwassertiefe h. Die zweite Variable ist das Verhältnis der Sinkgeschwindigkeit W zur Schubspannungsgeschwindigkeit u_* .

Eine Verfeinerung des Modells von Camp wurde von Sarikaya (4) durchgeführt. Er hat verschiedene Geschwindigkeitsverteilungen über den Fließquerschnitt und damit einen mit der Tiefe veränderlichen Diffusionskoeffizienten angenommen und damit die Diffusionsgleichung unter Verwendung eines expliziten Differenzschemas gelöst. Da seine Ergebnisse nur wenig von den Ergebnisse nach Camp abweichen, kann auch das Diagramm (Abb. 3) als Stand des Wissens verwendet werden.

Speichervereinfachung

Da die Geometrie des geplanten Speichers (Abb. 5) nicht mit der eines Absetzbeckens verglichen werden kann, wurden folgende Vereinfachungen getroffen:

- Der Speicher besteht aus einem 9,95 km langen Kanal, dessen Breite und Tiefe zum Damm hin ständig zunimmt. Dabei wurde der Verlauf der Breite dieses Ersatzspeichers über die Höhe so gewählt, daß die Speicherkennlinien des Originalspeichers erhalten bleiben (Abb. 6).
- Dieser Ersatzspeicher wird in 9 Abschnitte unterteilt, wobei jeder Abschnitt wie ein rechteckiges Absetzbecken berechnet wird.

Mit diesen Vereinfachungen ist es nun möglich, über die Beziehungen von Camp die Absetzung der Sedimente pro Speicherabschnitt und pro Korngröße und damit die laufende Veränderung der Speichersohle und des nutzbaren Speicherinhaltes zu berechnen.

Ergebnisse

Für die Steuerung des Speichers wurden zwei Varianten untersucht: Erstens reiner Hochwasserbetrieb, wobei der Abfluß aus dem Speicher über den offenen Grundablaß nur über die Stauhöhe gesteuert wird und zweitens der Betrieb als Bewässerungsspeicher (2). Der Speicherbetrieb wurde mit 5 generierten Tageszuflußganglinien über jeweils 100 Jahre simuliert. Dabei wurden die Absetzgrade für die 4 verschiedenen Kornklassen (Abb. 2) getrennt ermittelt. Tabelle 1 zeigt, daß die Absetzgrade für Hochwasserschutz (im Mittel 0,39%) bedeutend kleiner sind als für Bewässerungsbetrieb (im Mittel 79%). Dies folgt aus der unterschiedlichen Aufenthaltszeit im Speicher, da bei Betrieb als Hochwasserschutzspeicher der Speicherraum möglichst leer gehalten wird, wogegen für Bewässerungszwecke ein möglichst voller Speicher angestrebt wird. Dies zeigt sich auch in Abb. 8 am Verlauf der Speichersohle nach 25, 50, 75 und 100 Simulationsjahren.

Literatur

- 1 Camp, T.R., 1946: "Sedimentation and the design of settling tanks", ASCE, 111 (1946), S. 895 - 936.
- 2 Plate, E.J.; Treiber, B., 1979: "A simulation model for determining the optimum area to be irrigated from a reservoir in arid countries", III. World Congress on water resources, Mexiko.
- 3 Schmidt, O., Treiber, B., 1980: "Ein Simulationsmodell für Tagesabflüsse in ariden Gebieten", Wasserwirtschaft, Heft 1.
- 4 Sarikaya, H.B., 1977: "Numerical model for discrete settling", Proc. ASCE, 103, HY 8, S. 865 - 876.

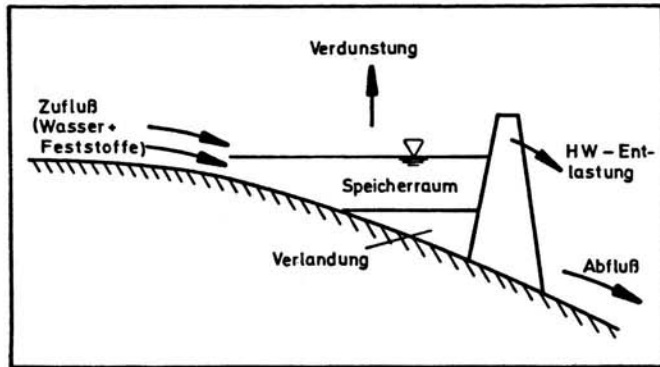


Abb. 1: Systemskizze des Speichers

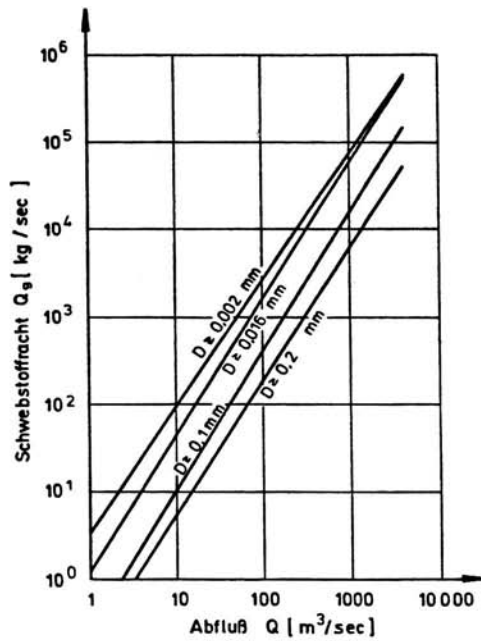


Abb. 2: Abhängigkeit zwischen Schwebstofffracht und Abfluß

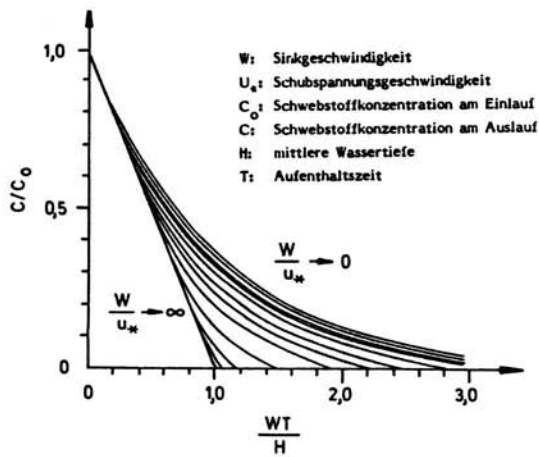


Abb. 3: Absetzkurven von Camp



Abb. 4: Grundriß des Speichers

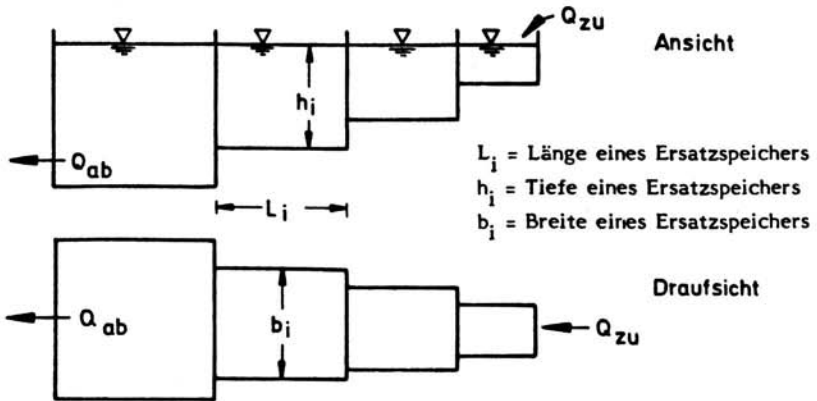


Abb. 5: Ersatzsystem des Speichers zur Verlandungsberechnung

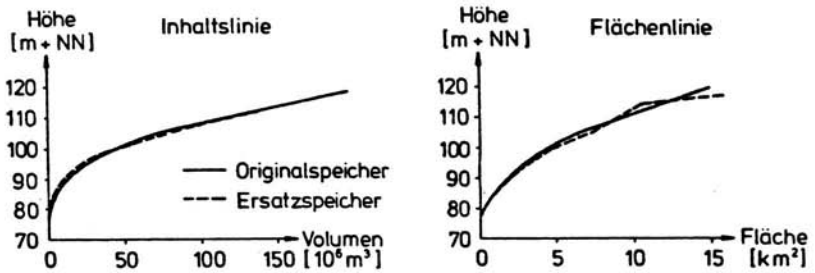


Abb. 6: Vergleich der Speicherkennlinien von Ersatzspeicher und Originalspeicher

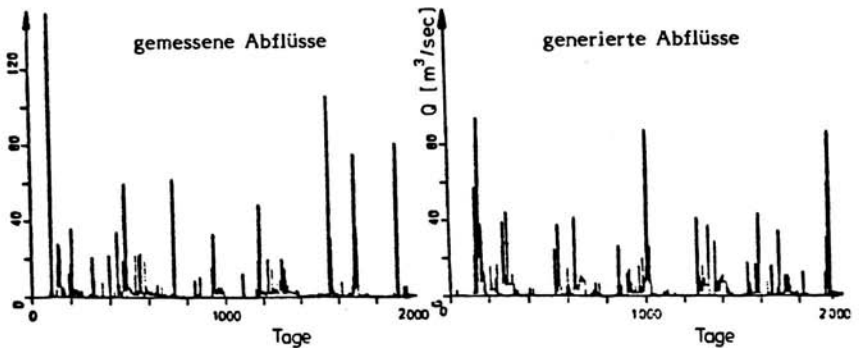


Abb. 7: gemessene und generierte Abflußganglinie

Lauf	Hochwasserschutz					Bewässerung				
	Absetzgrad pro Korngröße					Absetzgrad pro Korngröße				
	0,002	0,016	0,10	0,20	mm Total	0,002	0,016	0,10	0,20	mm Total
1	0,05	0,44	0,52	0,54	0,36	0,45	0,96	1,00	1,00	0,84
2	0,06	0,47	0,52	0,54	0,38	0,43	0,90	0,95	0,98	0,79
3	0,08	0,56	0,63	0,65	0,46	0,38	0,80	0,85	0,89	0,71
4	0,06	0,48	0,56	0,57	0,39	0,45	0,97	0,99	1,00	0,84
5	0,04	0,47	0,54	0,55	0,37	0,44	0,90	0,92	0,92	0,79
Mittel	0,06	0,48	0,55	0,57	0,39	0,43	0,91	0,94	0,96	0,79

Tabelle 1: Absetzgrad für verschiedene Korngrößen

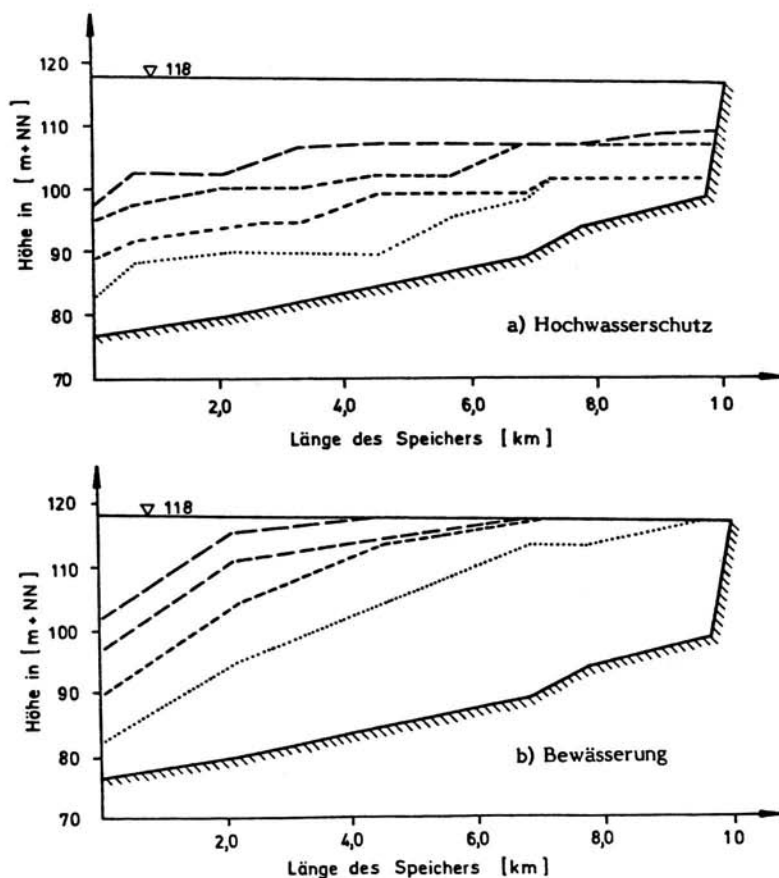


Abb. 8: Verlauf der Speichersohle nach 25, 50, 75 und 100 Simulationen.

*Internationale Fachtagung über
Verlandung von
Flussstauhaltungen und
Speicherseen im Alpenraum*

Zürich, 22. und 23. Oktober 1981

*Mitteilung Nr. 53 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der
Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich*

*Symposium international sur
la sédimentation de retenues
en rivière et de réservoirs
dans le secteur alpin*

Zurich, les 22 et 23 octobre 1981

Die Erfassung des zeitlichen Abbaus von Verlandungskörpern während Staumspülungen

Friedrich Schöberl, Dipl.-Ing. Dr. techn.

Institut für Konstruktiven Wasserbau und Tunnelbau, Universität Innsbruck, Technikerstrasse 13,
A-6020 Innsbruck

Zusammenfassung

Zum zeitlichen Abbau von Verlandungskörpern kann aufbauend auf die Erosionsversuche von W.WILLI eine modifizierte Formel vorgestellt werden, welche direkt den Einfluß des involvierten Kornmaterials berücksichtigt. Weiters werden Berechnungsansätze für die zeitlich-exponentielle Abnahme der Erosionstätigkeit und der am Ende des Erosionsprozesses einsetzenden Abpflasterung aufgezeigt.

Résumé: La diminution temporelle des accumulations sédimentaires pendant la purge des retenues

Sur la base des essais réalisés par W.WILLI une formule modifiée concernant la diminution temporelle d'une accumulation sédimentaire peut être présentée en tenant directement compte de l'influence du matériau sédimentaire. De plus quelques équations sont données au sujet de la réduction exponentielle dépendant du temps du mouvement d'érosion et de la couche superficielle qui se forme à la fin du processus d'érosion.

Abstract: Time-dependent degradation of sediment accumulations during the scouring of storage basins

Concerning the time-dependent degradation of sediment accumulations a modified formula is presented, basing on the results of W.WILLI's experiments and directly considering the influence of the involved sediment material. Furthermore some equations are given for the time-exponential reduction of erosion activity and of selfstabilisation by armoring at the end of the erosion process.

1. Einführung

Mit der Masse der durch Fließgewässer abgetragenen und verfrachteten Verwitterungsprodukte der Erdkruste wird man dort augenscheinlich konfrontiert, wo zwangsweise natürliche Regimeordnungen und deren Transportpotential verändert werden. So zieht bekannterweise die Errichtung von Stauwehren bzw. Speichern auf Grund der dadurch ausgelösten Verminderung vorhandener Transportkapazitäten die Aussedimentierung einer in Summe gewaltigen Menge ansonst anstandslos abgeführter Feststoffe nach sich. Die Probleme, welche sich aus der sukzessiven Verlandung der Stauräume und der somit steten Verringerung der Nutzinhalt ergeben, sind naturgemäß unterschiedlich, je nachdem ob es sich um Jahresspeicher mit hohem Rückhaltevermögen oder um Kleinspeicher bzw. Stauhaltungen von Niederdruckanlagen handelt. Bei Großspeichern, die einen hohen Teil der Jahreswasserfracht aufzufangen vermögen, spielt die Größe der Anlandung in Relation zur projektierten Lebensdauer der Anlage eine unbedeutendere Rolle als bei Fassungsspeichern oder Flußstauhaltungen, wo die jährliche Akkumulation größere Schwierigkeiten bereitet.

Um den Verlandungsprozeß in Grenzen zu halten, ist es bei singulären Stauhaltungen durchaus üblich, regelmäßige Spülungen mit gelegtem Stau durchzuführen (5, 7). Nach vorhandenen Betriebserfahrungen kann der Verlandungsfortschritt durch einzelne sporadische Spülvorgänge nicht nachhaltig aufgehalten oder verzögert werden. Bei Staumassenketten sind hingegen bei dieser Art der Spülung durch Verlagerung der Verlandungsmassen von einer Stufe zur anderen Probleme gegeben.

Sieht man vorerst von Möglichkeiten wie Dauerbaggerungen ab, so kann es, wie Beispiele zeigen, zielführend sein, einen höheren Verlandungsgrad einzukalkulieren und bei gehaltenem Stau automatisch mit der Überwasserabfuhr Feinstoffe abzutreffen. Man macht sich dabei die Tatsache zunutze, daß bei ausreichender Überwasserabfuhr nach einer längerjährigen intensiven Anlandungsphase ein gewisser Reststauraum freigehalten werden kann (1).

2. Spülvorgang bei gelegtem Stau

Unbeschadet der oben angeschnittenen Probleme ist eine intensive Staumassenausräumung unabhängig vom Verlandungsfortschritt und unter Voraussetzung einer entsprechend hohen Wasserzufuhr nur bei gelegtem Stau möglich. Dieser Spülvorgang ist dadurch gekennzeichnet, daß die Strömung durch die hohen Gefällsverhältnisse am Abfallrücken des Verlandungskörpers ein hohes Erosions- und Transportvermögen entwickelt, welches der Erosion ermöglicht, rasch gerinneaufwärts fortzuschreiten. Das überstürzt in Bewegung gesetzte Material erfüllt nahezu den gesamten Wasserkörper, wobei auch größere Sedimentkörner bis zur Wasseroberfläche vordringen können. Es besteht allerdings auch hier eine starke bis sprunghafte Konzentrationszunahme in der sohlernen Schicht. Typisch für den Erosionsvorgang ist die Ausbildung sogenannter Antidünen, also Sohlwellen, die stromaufwärts wandern. Die Dünen-

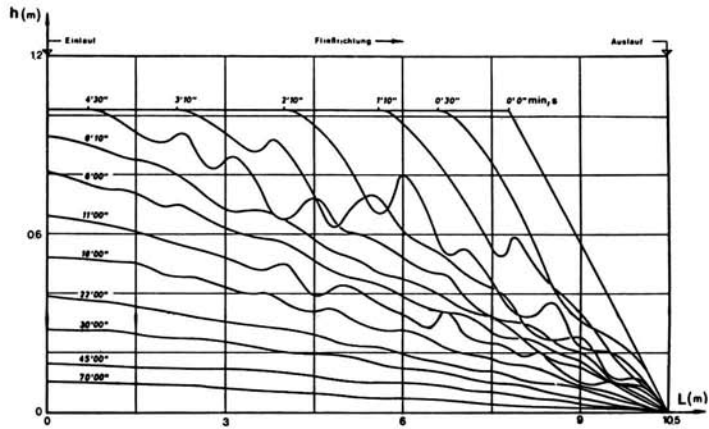


Abb. 1: Sohlenlängsprofilausbildung als Funktion der Zeit
Erosionsversuch Nr. 124 nach W.WILLI (11)

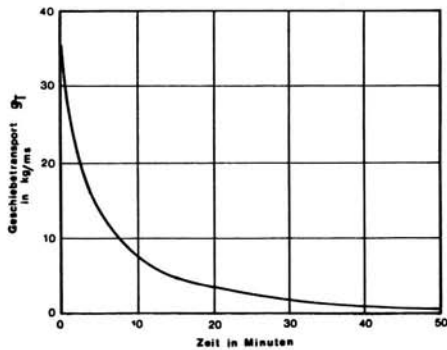


Abb. 2: Feststofftransportabnahme beim Erosionsversuch
Nr. 124 nach W.WILLI (11)

berge erreichen oft ein Mehrfaches der Wassertiefe. Sie ver-
ebben aber mit zunehmender Weglänge und gehen am oberen Ende
der Erosionsstrecke wieder in eine ebene Sohle über (Abb.1).
Bei Versuchen mit abgeplasterter Gerinnesohle zeigte sich,
daß der Abtrag am Verlandungsrücken so stark sein kann, daß
er sich am Fuß der Akkumulation in den Sohluntergrund fort-
setzt, also die Abpflasterung aufgerissen und durch nach-
drängendes Material ausgetauscht wird.
Der Erosionsvorgang kommt zum Erliegen, wenn der Abbau des
Sedimentkörpers soweit fortgeschritten ist, daß Gefällsver-
hältnisse erreicht werden, welche eine Selbstabpflasterung
des Verlandungsmaterials ermöglichen oder wenn größeres,
von der Strömung nicht mehr angreifbares Bettmaterial frei-
gelegt wird.

3. Berechnungsansätze

Sieht man von früheren Näherungslösungen ab, die fast zur
Gänze auf bekannten Geschiebetriebformeln aufbauten, so war
es erstmals WILLI (11), der sich systematisch, gestützt auf
Modelluntersuchungen, mit Erosions- und Transportvorgängen
bei Grundspülungen beschäftigt hat. Der komplexe Spülvor-
gang (Antidünenbildung, ständige Änderung des Gefälles und
der Wassertiefe entlang der Erosionsstrecke) gestattete ei-
ne quantitative Aussage über die Größe des Materialtrans-
portes nur in Form einer Mittelwertdiagnose, d.h. alle in
die Berechnung eingehenden Parameter figurieren als Kon-
stante oder repräsentative Mittelwerte.
Weiters konnte vom gesamten Erosionsvorgang nur jene Haupt-
phase behandelt werden, bei der die Strömung noch alle Se-
dimentkomponenten verfrachten kann (vollausgebildete Erosi-
on).

Die Berechnung eines über einen bestimmten Zeitraum anfal-
lenden Feststoffvolumens erfolgt schrittweise durch Unter-
teilung des vorliegenden Materialkörpers in einzelne Keile.
Jedem in der Zeit Δt erodierten Keilvolumen ΔV entspricht
aus Gründen der Massenkonservierung eine mittlere Erosions-
rate g_{Tm} .

$$\rho_s \cdot \frac{\Delta V}{\Delta t} = g_{Tm} \quad (1)$$

g_{Tm} wird als Mittel aus der jeweils an den zwei Keilgrenz-
flächen auftretenden Feststoffführung bestimmt. Für g_T hat
WILLI eine Abhängigkeit von den Größen

$$\left[J_{sec}, L, q, u_m, \frac{v_w}{v_s} \right]$$

nachweisen können. Der Einfluß des Alluvionsmaterials auf
das Erosionsgeschehen wird in seiner Arbeit durch die rela-
tive Verschiebungsgeschwindigkeit der Körner u_m erfaßt. Sie
ist definiert als die Differenz der Momentangeschwindigkeit
einzelner Partikel zur mittleren Korngeschwindigkeit. Die
Charakteristika der Partikelbewegung wurden durch photogra-
phische Aufnahmen bestimmt.

Die allgemeine Anwendung dieses Parameters ist mit Schwierig-
keiten verbunden, da vor allem bei Korngemischen nur die

größerer Komponenten optisch zu erfassen sind, versuchstechnische Restriktionen in die Berechnung einfließen und auch bezüglich der Übertragbarkeit Probleme erwachsen. In einer am Institut für Konstruktiven Wasserbau und Tunnelbau der Universität Innsbruck durchgeführten Diplomarbeit konnte der Nachweis geführt werden, daß sich in Analogie zu den Erfahrungen bei Geschiebetransportversuchen der maßgebende Korndurchmesser der Mischung d_{mGS} als ein den Erosionswiderstand kennzeichnender Parameter eignet. Unter Einbeziehung dieses Parameters wurde für die Größe der Feststoffführung am Ende der Erosionsstrecke die Beziehung

$$g_T^* = \alpha \cdot F^* \quad (2)$$

mit
$$g_T^* = \frac{g_T}{\rho_s d^{3/2} g^{1/2}}$$

und
$$F^* = \frac{J_{sec}^{1/5} L^{0.425} q^{0.625}}{d_{mGS}^{1.3625} g^{0.3125}} \frac{\gamma_w}{\gamma_s} \quad , \quad \alpha = 1,605$$

abgeleitet (Abb. 3).

Der weitere Berechnungsweg besteht nun analog zu WILLI, mit Kenntnis der g_{Tm} -Werte, im Aufsummieren der Größen ΔV und Δt , wodurch schließlich das Gesamterosionsvolumen V

$$V = \frac{1}{\rho_s} \sum_0^t g_{Tm} \Delta t \quad (3)$$

bestimmt werden kann.

Betrachtet man den zeitlichen Verlauf des Räumungsprozesses, so kann auch direkt aus der mit Fortdauer der Spülung zu beobachtenden exponentiellen Abnahme der Feststoffführung eine Berechnungsmethode aufgestellt werden (Abb. 2).

Wird für einen beliebigen Zeitpunkt t die erodierte Menge V zum gesamten Erosionsvolumen V_0 in Bezug gesetzt, so läßt sich zeigen, daß die zeitliche Abnahme funktionell durch den Ansatz

$$\frac{V}{V_0} = 1 - e^{-\alpha t} \quad (4)$$

beschrieben werden kann.

Vor allem bis zu einem Verhältnis von $\frac{V}{V_0} \leq 0,5$ wird die Funktion durch das vorhandene Versuchsmaterial gut angepaßt. Auf natürlich schweres Material beschränkt, konnte für α auf dimensionsanalytischer Basis der Ausdruck

$$\alpha = 102 \frac{q^{1/2} g^{1/4} d_{mGS}^{3/4}}{L_0^2} \quad (5)$$

gefunden werden.

Unter Beachtung der Rohdichte läßt sich die Größe der Feststoffführung durch die Differentiation von Gleichung 1 gewinnen

$$g_T = \rho_s \cdot \frac{dV}{dt}$$

und man erhält

$$g_T = \rho_s \alpha V_0 e^{-\alpha t} \quad (6)$$

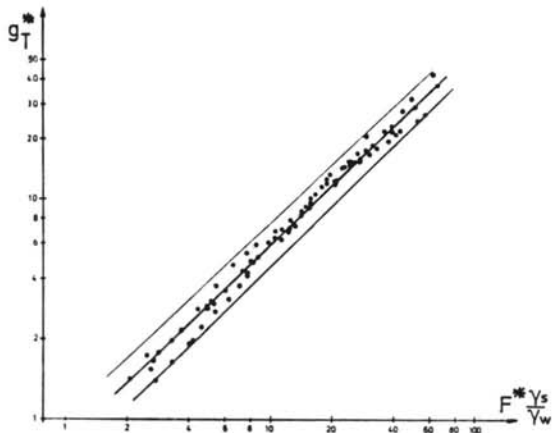


Abb. 3: modifizierte WILLI-Formel $g_T^* = a \cdot F^*$

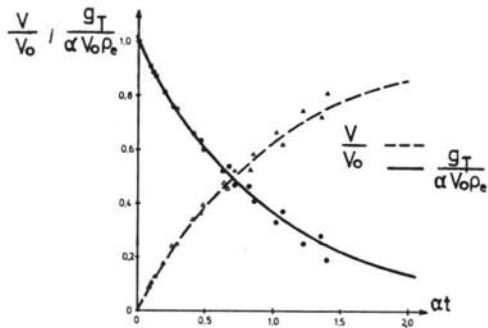


Abb. 4: exponentielle Zunahme der Spülmenge bzw. exponentielle Abnahme der Feststoffführung als Funktion der Zeit

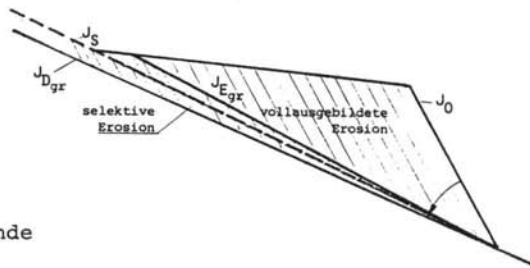


Abb. 5: Grenzzustände

Auch die nach Gleichung 3 bestimmten absoluten Größen der Feststoffführung stimmen gut mit den getesteten Versuchsunterlagen überein (Abb. 4).

Bei welchen Gefällsverhältnissen die Erosionstätigkeit versiegt, kann nach den Gleichungen 1 bis 6 nicht abgeschätzt werden. Meist ist die Zusammensetzung des bettbildenden Materials und die der Anlandung verschieden, sodaß der gröbere, nicht erodierbare Gerinneuntergrund und dessen Sohlgefälle den zeitlichen Endpunkt fixiert. Es ist aber auch durchaus möglich, daß selektive Erosion bereits vor Erreichung der Gerinnesohle, also noch im Akkumulationskörper einsetzt und es dort allmählich zur Stabilisierung infolge Deckschichtbildung kommt. Das Grenzgefälle im abgeplasterten Endzustand ist nach Untersuchungen des Autors (8) unter Einbeziehung der Versuche von GÜNTER (3) abhängig von

$$J_{Dg} = f\left(\frac{d_{mgs}}{h}, \frac{q}{h^{3/2}g^{1/2}}, a\right)$$

mit dem Kornstrukturkoeffizienten

$$a = \frac{1}{0,878} \left(\frac{d_{90}}{d_{50}}\right)^{1/3} \left(\frac{d_{mgs}}{d_{50}}\right)^{1/2}$$

Unter Einbeziehung der Widerstandsgleichung von STRICKLER wird für den Meterstreifen unter Ausschaltung von Wandeinflüssen

$$J_{Dg} = \left(\frac{K}{q^{2/3} k_s^{1/3}}\right)^{1/3} \quad (7)$$

erhalten.

In der Größe K sind alle Faktoren, welche den Einfluß des Korngemisches betreffen, zusammengefaßt. Für natürlich schwere Korngemische ist

$$K = 8,61 \frac{d_{mgs}^2}{\left(\frac{d_{90}}{d_{50}}\right)^{1/3} \left(\frac{d_{mgs}}{d_{50}}\right)^{1/2}} \quad (8)$$

In Abhängigkeit von der Strömungsbelastung und dem Kornmaterialaufbau kann damit das zugehörige Stabilisierungsgefälle abgeschätzt werden (Abb. 5).

Ergänzend zu den vorgestellten Beziehungen, welche für zweidimensionale Abflußbedingungen abgeleitet wurden, stehen zur Abschätzung phänomenologischer Details wie Antidünenbildung oder Mäandrierstendenz bei der Spülwegausbildung eine Reihe sedimenthydraulischer Kriterien aus der Fachliteratur, siehe z.B. GRAF (2), zur Verfügung. Infolge der idealisierten Randbedingungen wird man bei ausgeprägt räumlichen Strömungsbedingungen im Speicherraum auf spezifisch ausgerichtete Modelluntersuchungen nicht verzichten können, wohl bewußt, daß auch dann Einschränkungen durch Modellähnlichkeitsgrenzen in Kauf genommen werden müssen.

SYMBOLE

J_{sec}	mittleres Sohlgefälle	g	Erdbeschleunigung ($9,81 \text{ m/s}^2$)
J_{Dgr}	Stabilisierungsgefälle	d_{mGS}	massgebender Korndurchmesser des Grundsichtmaterials
J_{Egr}	Gefälle, bei dem selektive Erosion beginnt	d_{mDS}	massgebender Korndurchmesser der Deckschicht
q	spezifischer Abfluss pro Breitenmeter ($\text{m}^3/\text{s}, \text{m}$)	$d_p (d_{50}, d_{90})$	Korndurchmesser, dem P-Gew.% des Siebdurchgangs entsprechen
h	Wassertiefe (m)	v	jeweiliges Erosionsvolumen zum Zeitpunkt t (m^3/m)
$k_s = \frac{26}{(d_{90})^{1/6}}$	Rauhigkeitswert nach Strickler ($\text{m}^{1/3}/\text{s}$)	v_o	gesamtes Erosionsvolumen (m^3/m)
u_m	relative Verschiebungsgeschwindigkeit der Körner (m/s)	g_T	Erosionsrate bzw. Feststofftrieb ($\text{kg}/\text{m}, \text{s}$)
γ_w	spezifisches Gewicht des Wassers	L	jeweilige Länge der Erosionsstrecke (m) zum Zeitpunkt t
γ_s	spezifisches Gewicht des Kornmaterials	L_o	Gesamtlänge der Erosionsstrecke (m)
ρ_s	Reindichte des Kornmaterials	t	Zeit
ρ_e	Rohdichte des Kornmaterials		

LITERATURVERZEICHNIS

- 1 AHAMMER H. - Versuch einer Erfassung des zeitlichen Ablaufs der Verlandung von Stauhaltungen (Beispiel Inn), Wasserwirtschaft 69, 1979, H.7/8, S.243-248
- 2 GRAF H.W. - Hydraulics of Sediment Transport, Mc-Graw-Hill Book Company New York, 1971
- 3 GUENTER A. - Die kritische mittlere Sohlenschubspannung bei Geschiebemischungen unter Berücksichtigung der Deckschichtbildung und der turbulenzbedingten Sohlenschubspannungsschwankungen, Mitteilung der VAW Nr. 3, ETH Zürich, 1971
- 4 KRONFELLNER-KRAUS G. - Zur Geschiebebilanzierung, Interpraevent 1975, Band 1, S.49-61
- 5 LAUFFER H. und RUDOLF K. - Ueberwachung von Staauraumpülungen mittels gleichzeitiger Wasserspiegelbeobachtungen, Schriftenreihe "Die Talsperren Oesterreichs", H.18, S.142-149, Wien, 1970
- 6 NIEDERMAIER H. - Sohlenerosion eines Gerinnes als Funktion der Zeit, Diplomarbeit am Institut für Konstruktiven Wasserbau und Tunnelbau der Universität Innsbruck, 1978

- 7 PARTL R. - Zahlenmässige Analysen von Stauraumverlandungen, Schriftenreihe "Die Talsperren Oesterreichs", H.22, S.87-107, Wien, 1975
- 8 SCHOEBERL F. - Zur Frage der Gefällsausbildung beim Selbststabilisierungsprozess von erodierenden Gerinnen, Dissertation, Institut für Konstruktiven Wasserbau und Tunnelbau der Universität Innsbruck, 1979
- 9 SCHOKLITSCH A. - Stauraumverlandung und Kolkabwehr, Springer-Verlag Wien, 1935
- 10 SOMMER N. - Untersuchung über die Geschiebe- und Schwebstoffführung und den Transport von gelösten Stoffen in Gebirgsbächen, Interpraevent 1980, Band 2, S.69-94
- 11 WILLI W. - Zur Frage der Sohlenerosion bei grossen Gefällen, Mitteilung der VAW an der ETH Zürich, 1965

*Internationale Fachtagung über
Verlandung von
Flussstauhaltungen und
Speicherseen im Alpenraum*

Zürich, 22. und 23. Oktober 1981

*Mitteilung Nr. 53 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der
Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich*

*Symposium international sur
la sédimentation de retenues
en rivière et de réservoirs
dans le secteur alpin*

Zurich, les 22 et 23 octobre 1981

Echolot-Aufnahmen und Auswertung zur Erfassung von Verlandungen unter Wasser

T. C. Straub

Ingenieurbüro Straub AG, Wiesentalstrasse 83, CH-7000 Chur

**Echolot-Aufnahmen und Auswertung zur Erfassung von Verlandungen unter
Wasser**

Es werden die für die Ermittlung von Verlandungen, von Stauhaltungen
und Speicherseen geeigneten Messverfahren mit Echolot-Ausrüstung be-
schrieben.

Differentes techniques de mesures pour le relevé des dépôts sédimen-
taires dans des bassins d'accumulation sur la base de l'écho-sonde
seront présentées.

Suitable measurement techniques and procedures for surveying of sedi-
ment deposits in reservoirs, applying echo-sounding equipment will be
described.

Herkömmliche Gewässervermessungsmethoden

Für die Wahl der zweckmässigsten Massnahmen um Verlandungen von Flussstauhaltungen und Speicherseen begegnen zu können, müssen diese quantifiziert werden, d.h. gemessen werden. Zwei Möglichkeiten bieten sich an:

Das Vermessen von Profilen oder die topographische Aufnahme des Untergrundes. Im folgenden möchte ich die heute praktizierten Verfahren aufzeigen.

Es ist gar noch nicht so lange her, als Untergrundprofile noch manuell durch punktweises Abloten mit Schnur und Gewicht erfolgte. Inzwischen hat sich das Echolot als Tiefenmessgerät überall durchgesetzt. Solche Lotgeräte mit einfacher graphischer Aufzeichnung der Echos sind heute zahlreich auf dem Markt erhältlich oder bei Ingenieurbüros, Bauunternehmungen usw. vorhanden. Das Echolot ist der Grundbaustein jedes nachstehend beschriebenen, ausgeklügelten Messsystems. Das Prinzip des Echolotes ist einfach: Die Tiefe lässt sich aus der Zeit bestimmen, die die Schallwelle benötigt. Der Schall wird vom Schwinger erzeugt, am Boden reflektiert und wieder empfangen. Wird noch die Wasserüberdeckung des Schwingers addiert, erhält man die Wassertiefe. Durch kontinuierlichen Papiervorschub werden die Echos von Lotungen aneinandergereiht aufgezeichnet und ergeben so ein Profil. Allerdings ist dieses Profil in der Länge nicht massstäblich, da die Fortbewegungsgeschwindigkeit des Lotes ja nicht konstant gehalten werden kann. Insbesondere im Uferbereich ist dies gänzlich unmöglich.

Digitalisieren und Verarbeiten der Echolotungen

Anstelle der oben erwähnten graphischen Aufzeichnung der Echolotungen können Gewässertiefe und Zeit auch digital erfasst werden. Plausibilitätstests und überschüssige Beobachtungen sind aber nötig um vorkommende grobe Fehler der gemessenen Tiefenwerte auszuschliessen. Statt diese nach Zeitelementen zuzuordnen und abzuspeichern, werden zu jeder Lotung Standortkoordinaten ermittelt und zusammen mit den entsprechenden Tiefenwerten abgespeichert. Die bisher unbefriedigend gelösten Ortungsprobleme können heute recht gut bewältigt werden. In den letzten 10-20 Jahren kam dann noch die Entwicklung der elektronischen Distanzmessung dazu. Auf koordinatenmässig bestimmten Fixpunkten an den Ufern werden sogenannte Bodenstationen eingerichtet. Theoretisch genügen dabei zwei Stationen. Für eine zuverlässige Ortung müssen immer vier gleichzeitig anpeilbar, d.h. sichtbar und in Betrieb sein. Dies ist nötig um eine allfällige Falschmessung erkennen und eliminieren zu können. Das Ziel ist ein digitales Geländemodell des Seeuntergrundes zu erhalten. Dies wird erreicht durch systematisches Befahren des Gewässers.

Auf einem Fahrtenschreiber wird der jeweilige Standort des Bootes, das heisst, die Fahrt aufgezeichnet. Der Bootsführer orientiert sich also lediglich nach dem Fahrtenschreiber und hat so die Gewähr für genügendes

und vollständiges Befahren des Gewässers. Ein Taktgeber sorgt dafür, dass in bestimmten Intervallen eine Messung mit dem Echolot durchgeführt wird. Die so gemessene Tiefe und die auf dem Bordcomputer errechneten Koordinaten des Schiffstandortes werden laufend abgespeichert. Damit erhält man vom Gewässeruntergrund ein digitales Geländemodell. Die vielen Geräte und Ausrüstungsteile schliessen aber die Verwendung der üblicherweise auf Speicherseen vorhandenen kleinen Boote aus.

Die Verarbeitung dieser Daten zu Profilen oder zu einem topographischen Plan des Untergrundes erfolgt durch einen grösseren Rechner und einen daran angeschlossenen Plotter. Die Software dazu ist heute vorhanden, wenn auch noch in unterschiedlicher Qualität in bezug auf Benutzerfreundlichkeit, Leistungsfähigkeit, Flexibilität und Fehlersicherheit. Die Verarbeitung digitaler Geländemodelle zu topographischen Karten oder Profilen ist eine neuere Entwicklung und bedingt meines Wissens zur Zeit immer noch die gesonderte Eingabe von Unstetigkeiten des Geländes - wie Böschungskanten, Gräben, Geräte und dergleichen. Die Programme wurden für sichtbares Gelände entwickelt. So kann der Vermesser visuell im Gelände oder aus Photomodellen solche Unstetigkeiten zuverlässig erfassen. Im Wasser ist dies aber nicht möglich. Dieser Mangel kann zu erheblichen Ungenauigkeiten führen, so elegant diese Methode an und für sich erscheinen mag.

Massstabsgetreue Echogramme

Eine andere Entwicklung zum Erfassen des Untergrundes mittels Echolot-Verfahrens geht in Richtung der direkten Erhebung von genauen und massstabsgetreuen Echogrammen. Solche Geräte-Systeme sind seit einigen Jahren im Handel erhältlich. Der Papierstreifen wird nicht mehr einfach kontinuierlich abgerollt. Der Papiervorschub ist an die laufend gemessene Distanz zu einem festen Uferpunkt gekoppelt. So erhält man ein massstabsgetreues, direkt auf dem Schiff aufgezeichnetes Profil, ein massstabsgetreues Echogramm. Dabei wird wie folgt vorgegangen: Auf einem Uferpunkt oder auf einer Boje im Wasser mit bekannten Koordinaten wird die Bodenstation eines Positionierungsgerätes aufgestellt. Die dazugehörige mobile Station wird auf dem Boot eingerichtet, wo auch die kontinuierliche Distanzmessung erfolgt und den Papiervorschub des Echographen steuert. Die Genauigkeit ist recht gut. Sie wird lediglich durch allfällig hohen Wellengang, die Zeichengenauigkeit und das Auflösungsvermögen des Echolotes eingeschränkt. Die Tiefengenauigkeit dürfte je nach Massstab zwischen 1 und 2 Dezimetern liegen. Bei grösseren Seetiefen nimmt sie ab. Krupp Atlas gibt z.B. folgende Messgenauigkeiten für die von uns betriebene Anlage an:

im 20 m Tiefenbereich \pm	5 cm
im 40 m Tiefenbereich \pm	10 cm
im 80 m Tiefenbereich \pm	20 cm

Als Längengenauigkeit des Positionierungsgerätes und damit des Papiervorschubes gibt Krupp Atlas $\pm 0,05$ % der Wegstrecke an, was im Bereich

von 200 m etwa ± 10 cm entspricht.

Die fertigen Profile zeigen so alle feinen Bodenunebenheiten. Das erlaubt eine recht gute Beurteilung von Profil-Veränderungen im Laufe der Zeit.

Der schwache Punkt dieses Verfahrens ist die Abfahrngenauigkeit der Profile, d.h. die seitliche Abweichung von der Sollfahrlinie ist erheblich. Vor allem dann, wenn zu Kontrollzwecken dasselbe Profil in zeitlichen Abständen mehrmals gefahren werden soll, ist es wesentlich, dass auch wirklich das gleiche Profil gemessen wird. Die durchschnittlichen Abweichungen von der Sollfahrlinie liegen je nach den äusseren Umständen und den Navigationsmethoden zwischen 30 cm und mehreren Metern!

Die äusseren Umstände, die zu erheblichen Ungenauigkeiten führen, sind: stark oder unregelmässig fliessendes Wasser, starker Wind, schwimmende Feststoffe (z.B. Treibholz) und Ungeübtheit des Fahrers. Aber mindestens gleichstark wird das Resultat durch die gewählte Navigationsmethode beeinträchtigt. Alle indirekten Methoden (wie z.B. Einweisung des Bootführers über Funk) führen zu grossen mittleren Abweichungen vom Sollkurs. Solche Methoden sind deshalb wenig geeignet. Wir suchten deshalb nach einer direkteren Navigationshilfe. Nach Versuchen mit Laserdetektoren, die nicht sonderlich befriedigten, haben wir in Zusammenarbeit mit der Firma Wild Heerbrugg einen Lichtkeilprojektor für unsere Zwecke entsprechend modifiziert. Dieses Gerät wurde eigentlich als Landehilfe in der Flugtechnik geschaffen. Durch Umdrehen des Gerätes um 90° und nach Anbringung eines Teilkreises, ähnlich einem Theodolith, konnte ein recht brauchbares Navigationsgerät für das Befahren von Profilen entwickelt werden. Der Lichtkeilprojektor wird auf der Bodenstation aufgestellt und entsprechend ausgerichtet. Der Steuermann des Bootes sieht einen weissen Lichtpunkt, wenn sich sein Auge in der Axe befindet. Weicht er nach links oder rechts ab, so wird der Lichtpunkt anfänglich schwächer, dann aber zunehmend intensiv rot bzw. grün. Ein etwas erfahrener Bootsmann kann so das Schiff mühelos recht genau auf Kurs halten. Falls die vorher erwähnten äusseren Umstände optimal sind, (ruhiges, stehendes Wasser, keine Feststoffe) muss noch mit folgender mittlerer Querabweichung von der Sollfahrlinie gerechnet werden:

bei 200 m Distanz	50 cm
bei 500 m Distanz	1,30 m
bei 1000 m Distanz	2,50 m

Die Genauigkeit nimmt mit zunehmender Distanz ab. Die maximale Reichweite beträgt etwa 2 km. Der Betrag der Abweichung mag immer noch hoch erscheinen. Alle anderen von uns getesteten Methoden ergeben aber höhere, z. Teil wesentlich höhere Querabweichungen vom Sollkurs.

Anwendung dieser Methode

Die Methode des Abfahrens und Erstellens von massstabsgetreuen Echogrammen ist dann besonders geeignet, wenn die Zunahme der Ablagerungen

in Speicherseen und sonstigen Stauhaltungen im Verlaufe der Zeit relativ genau erfasst werden sollen. Je nach Problemstellung werden die gleichen Profile alle 2, 5, 10 oder 20 Jahre gemessen. So lässt sich die Veränderung der Untergrundtopographie im Laufe der Zeit recht zuverlässig beurteilen. Dass nur einzelne Profile gemessen werden und nicht die gesamte Untergrundtopographie wie z.B. bei der Methode über das digitale Geländemodell, mag als Nachteil erscheinen. Die Ablagerungsdecke dürfte aber kaum Unstetigkeiten oder abrupte Änderungen aufweisen. So ist eine Extrapolation der Messwerte auf die Umgebung durchaus zulässig, wenn überhaupt nötig.

Periodisch gemessene Profile müssen am Ufer markiert, die Vermesser sagen versichert werden. Alsdann bestimmt der Vermesser die Ausgangspunkte koordinaten- und höhenmässig. Diese sogenannte Nullmessung erfordert etwas höhere Aufwendungen als die periodisch durchzuführenden Kontrollmessungen. Die folgenden Messreihen beschränken sich dann aufs blosse Abfahren der Profile mit der beschriebenen Ausrüstung. Zumeist stellt der Auftraggeber, in der Regel der Kraftwerksbetrieb sowohl Boot als auch Bootsführer zur Verfügung. Für Installation und Demontage der Ausrüstung muss ein Tag veranschlagt werden, während das Abfahren eines Profiles je nach Länge 15-30 Minuten benötigt.

Direktes quantitatives Erfassen der Ablagerungen

Besonders interessant wäre natürlich die Direkterfassung von Ablagerungen. Dies ist dann möglich, wenn die Dichtewerte der Ablagerungen wesentlich verschieden sind von derjenigen des Untergrundes. Das Prinzip stammt aus der Reflektionsseismik und ist folgendes: Bessere Vermessungslote operieren mit verschiedenen Frequenzen, und zwar üblicherweise im Bereiche von 10 bis 200 Khz. Hohe Frequenzen geben nicht nur eine bessere Boden-Aufzeichnung, sondern sie werden selbst von sehr leichtem und weichem Boden, wie Schlamm und Schlick, reflektiert. Tiefe Frequenzen andererseits dringen durch diese feinen Ablagerungen hindurch und reflektieren erst auf dichtem Boden, vor allem auf sandigem, steinigem oder felsigem Untergrund. Durch gleichzeitige Verwendung zweier verschiedener Frequenzen, einer hohen und einer tiefen (z.B. 20 und 200 Khz) können schlammige Ablagerungen auf festem Untergrund direkt erfasst werden. Leider sind aber die Ablagerungen in schweizerischen Gewässern im allgemeinen zu solide, als dass sie sich in der Weise direkt bestimmen liessen. Entsprechende Versuche unsererseits blieben denn auch meist erfolglos.

Qualitatives Erfassen der Ablagerungen

Mit den beschriebenen Vermessungsmethoden kann aber im allgemeinen nichts über die Beschaffenheit der Ablagerungen ausgesagt werden. Bei speziellen Aufgabenstellungen (ich denke da z.B. an die Verstopfung eines Grund-

ablasses) ist dies aber mindestens so wichtig wie die Frage der quantitativen Bestimmung. Bei feinem Material wird bereits eine Sonde Aufschluss geben. Bei sperrigen Ablagerungen wie Geröll, Steine, Wurzelstöcke und dergleichen ist der Bildübermittlung ein hoher Stellenwert einzuräumen. In der Schweiz ansässige Unternehmungen bieten heute recht vielfältige Dienste für Unterwasserarbeiten an. So können in wenig tiefen Gewässern durch Taucher Fotos aufgenommen werden, oder eine mitgeführte Unterwasser-Fernsehkamera erlaubt die Uebermittlung von Aufnahmen von Ablagerungen direkt auf einen Bildschirm. Durch den Anschluss eines Video-Aufzeichnungsgerätes an den Monitor, können wichtige Unterwasser-szenen zugleich abgespeichert werden. Die Standortanweisungen an den Taucher werden dabei per Draht übermittelt. Bei grösseren Tiefen oberhalb der Tauchgrenze von ca. 50 Metern, kann die Unterwasser-Fernsehkamera von einem Boot aus manövriert werden.

Die Ermittlung der Art von Ablagerungen, sei es mit Taucher oder ferngeleiteter Ausrüstung, sollte immer in direkter Zusammenarbeit mit der Vermessung erfolgen, damit der jeweilige Standort solcher Untersuchungen genügend genau ermittelt wird.

Damit hoffe ich Ihnen, sehr geehrte Herren, einen Ueberblick über die heutigen Einsatzmöglichkeiten moderner Echolot-Ausrüstungen und deren Adaption zur Erfassung von Verlandungen gegeben zu haben.

*Internationale Fachtagung über
Verlandung von
Flussstauhaltungen und
Speicherseen im Alpenraum*

Zürich, 22. und 23. Oktober 1981

*Mitteilung Nr. 53 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der
Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich*

*Symposium International sur
la sédimentation de retenues
en rivière et de réservoirs
dans le secteur alpin*

Zurich, les 22 et 23 octobre 1981

Rheinkraftwerk Eglisau Profilmessreihen der Verlandung 1919 – 1980

Christof Pfeiffer

Teilhaber des Ing.-Büros Pfeiffer, Turnerstrasse 1, CH-8400 Winterthur

RHEINKRAFTWERK EGLISAU

Profilmessreihe der Verlandung 1919 - 1980

Methoden der Vermessung von Flussquerprofilen zur Erfassung der Sohlenveränderung am Beispiel des Rheinkraftwerks Eglisau der Nordostschweizerischen Kraftwerke (NOK)

USINE ELECTRIQUE D'EGLISAU

Série de mesures de la sédimentation de la retenue d'eau

Méthodes de mensuration de profils en travers de rivière pour déterminer la variation des fonds illustrée par l'exemple de l'usine d'Eglisau appartenant aux forces motrices du Nord-Est Suisse (NOK)

HYDRO POWERSTATION EGLISAU

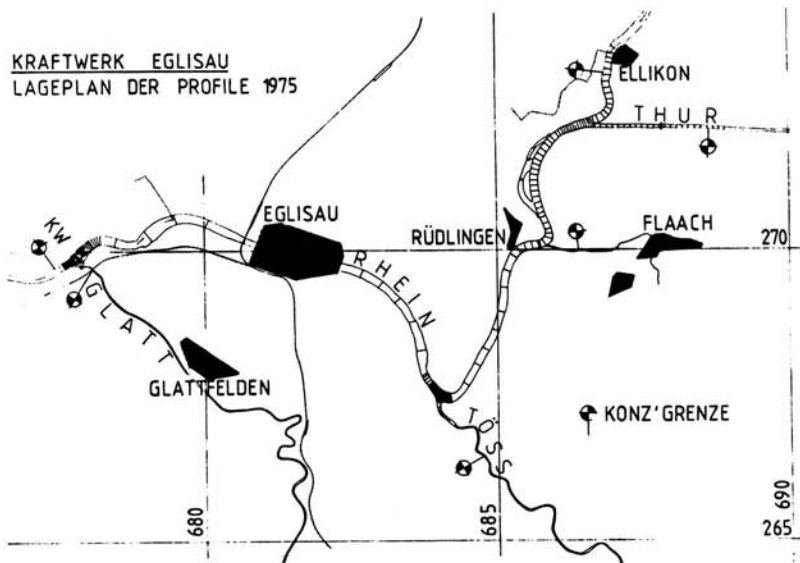
Periodical survey of the sedimentation 1919 - 1980

The methods to measure river profiles to determin the alteration of the riverbed are shown at the example of the Rhineriver power station Eglisau. This plant belongs to the North-East-Suisse powercompany (NOK)

Das Konzessionsgebiet des Kraftwerkes Eglisau
beinhaltet die folgenden Fluss-Strecken:

- RHEIN : 400 m unterhalb der Fähre in Ellikon bis
400 m unterhalb des Stauwehres.
- THUR : 800 m oberhalb der Strassenbrücke Flaach -
Ellikon bis zur Mündung in den Rhein.
- FLAACHER-
BACH : Bis 500 m oberhalb der Mündung in den Rhein.
- TOESS : Von der Gemeindegrenze Freienstein-Teufen
bis zur Mündung in den Rhein.
- GLATT : Von der Eisenbahnbrücke bis zur Mündung.

Das vom Kraftwerk Eglisau durch periodische Profilauf-
nahmen untersuchte Gebiet geht im Rhein, in der Thur und
im Flaacherbach jeweils um einige hundert Meter, in der
Töss um 2 km über das Konzessionsgebiet hinaus. In der
Glatt wurden, soviel ich feststellen konnte, nie Profile
aufgenommen.



ZEITTADEL DER PROFILAUFNAHMEN IM STAU-RAUM
DES KRAFTWERKS EGLISAU

1915 - 1920 Bau des Kraftwerks
1927 Höherstau um einen Meter

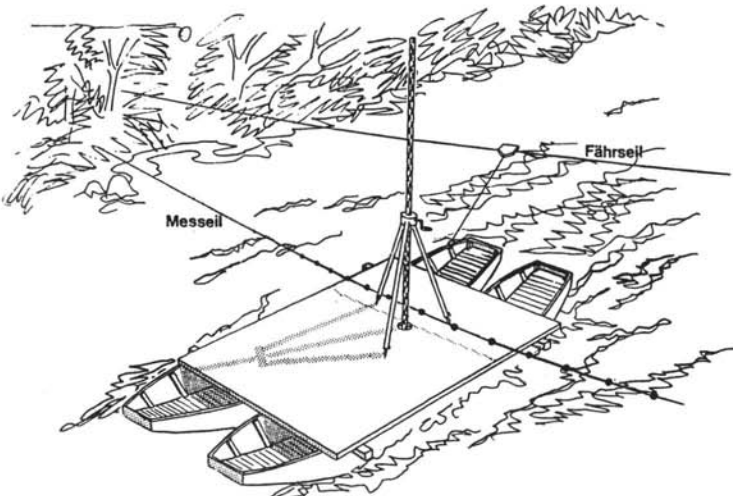
JAHR	ANZAHL PROFILE	AUFNAHME DURCH
		- <u>GESAMTAUFNAHME DER HAUPTPROFILE</u>
1919	66	Eidg. Amt für Wasserwirtschaft
1928	101	Wasserbau & Wasserrechts-Abteilung des Kantons Zürich, Herr Schneider
1936	135	dito Herr Bachofen
1947	135	Ingenieurbüro W. Pfeiffer, Winterthur, Herr Attinger
1956	161	dito Herr Klainguti
1965	196	Ingenieurbüro C+P Pfeiffer, Winterthur
1977	208	dito,
		- <u>TEILAUFNAMEN IM RHEIN VON ELLIKON BIS RUEDLINGEN UND IN DER THUR</u>
1925	58	Eidg. Amt für Wasserwirtschaft (Aufnahmen im Hinblick auf die Schiffbarmachung)
1970	78	Ingenieurbüro C+P Pfeiffer, Winterthur
1979/ 1980	45	dito, für Baggerprojekt
1981	45	dito,
		- <u>TEILAUFNAMEN IM RHEIN BEI TOESSEGG UND IN DER TOESS</u>
1974/ 1975	81	Ingenieurbüro C+P Pfeiffer, Winterthur, für Baggerprojekt und Abrechnung
		- <u>TEILAUFNAMEN IM FLAACHERBACH</u>
1938	1947	
1939	1950	je 14 Profile durch Verschiedene
1941	1968	
1943	1975	

MESSVERFAHREN DER PROFILAUFNAHMEN IM RHEIN

Bis und mit der Aufnahme 1956 wurden alle Aufnahmen mit Peilstange oder mit Drahtlot gemessen. Dabei dürfte sich die Arbeitsweise in dieser Zeit kaum geändert haben. Man hat zwei Weidlinge zu einer Schiffsbatterie zusammengebaut. Darauf wurde die Peilstange in einem Bock montiert. Sie konnte mit einer Seilwinde gehoben und gesenkt werden. Bei grösserer Strömung, wie sie in der Flussstrecke oberhalb Rüdlingen meist herrscht, wurden zudem zwei Halteseile vom unteren Lattenende über die Büge der beiden Schiffe geführt. Damit konnte man der Verbiegung der Latte entgegenwirken. Die Latte selber ist aus 3 Teilen zusammensteckbar, total 10 m lang. Sie hat elliptischen Querschnitt.

Bei jedem Profil musste eine Fähre gebaut werden, da das beschriebene Messschiff ohne Motorantrieb von Hand nicht am Messeil gehalten werden konnte. Das Messeil wurde auf dem Profil über den Rhein gespannt. Es ist dies ein Drahtseil, bei dem alle Meter eine Plombe aufgepresst ist.

Schiffsbatterie mit Peilstange als Fähre am Messeil



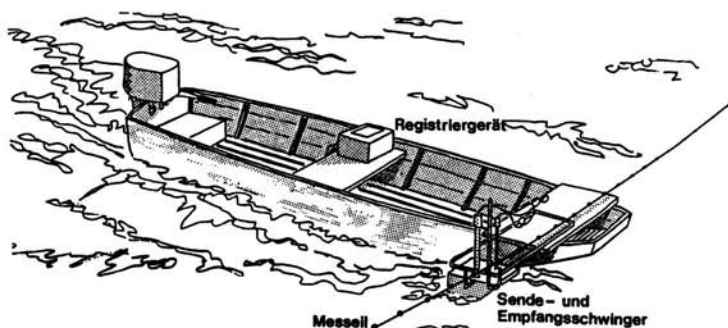
In der Regel mass man alle Meter die Wassertiefe. Unter Berücksichtigung des momentanen Wasserspiegels erhielt man aus dem so erstellten Messprotokoll die Daten für die Auswertung der Aufnahmen.

Bei den grösseren Tiefen gegen das Stauwehr und bei gleichzeitig geringerer Strömung wurde dann meistens auf das Drahtlot umgestellt. Ein tellerförmiges, ca. 25 kg schweres Gewicht wird dabei an einem über eine Messwalze laufenden Drahtseil auf Grund gelassen. Bei den früher verwendeten Modellen war unten am Teller eine elektrische Kontaktplatte montiert, die bei Grundberührung einen Stromkreis zu einer Warnglocke schloss. Heute verwenden wir diese zusätzliche Einrichtung nicht mehr; der Messende stellt die Grundberührung mit genügender Genauigkeit am Verhalten des Drahtes fest.

Da diese wesentlich leichtere Installation in einem einfachen Weidling Platz hat, konnte dann unterhalb Rüdlingen, wo damit gemessen wurde, auf den Bau von Fähren verzichtet werden.

Allgemein hat man alle diese Messungen bis 1956 ohne den Einsatz von Schiffsmotoren gemacht. Dementsprechend war auch eine bescheidene Tagesleistung (nicht der mit der Messung Beschäftigten) zu erwarten. Im Schnitt hat man mit 6-8 Mann vier Profile im Tag messen können.

1965 haben wir zum ersten Mal mit Echolot gemessen. Verwendet wurde ein Fahrentholz/Böhm Echograf. Dieser zeichnet die Wassertiefe permanent (10 Lotungen in der Sekunde) auf, so dass beim Fahren über den Fluss ein zusammenhängendes Profil entsteht. Leider ist dieses Echogramm ein Zeit / Tiefen-Diagramm und nicht das gewünschte Distanz / Tiefen-Diagramm. Also mussten wir weiterhin mit dem Messeil arbeiten. Da wir gleichzeitig auch Motorschiffe verwendeten, konnte aber auf den Fährenbau verzichtet werden. Mit ungefähr demselben Mannschaftsbestand von ca. 6 Mann konnten wir jetzt 15 bis 20 Profile im Tag messen.



Wie aus der Zeichnung ersichtlich, werden die Sende- und Empfangsschwinger für die Tiefenlotung in einem ausschwenkbaren Rahmen vorne rechts im Schiff befestigt. Dieser Rahmen hat zudem eine vertikale Führungsstange mit einem unteren Auffangbügel. Der Schiffsführer fährt nun das Schiff mit dieser Führungsstange an das Messeil und schiebt es unter leichtem Druck an das Seil von links nach rechts quer über den Fluss. Die Messmarken, die passiert werden, müssen auf dem Echogramm markiert werden. Dies geschieht durch einen Druckschalter, den ein Gehilfe, unter gleichzeitigem Mitzählen der Plomben, bedient. Anhand dieser Zeitmarken kann dann für die Auswertung eine Entzerrung des Echogramms vorgenommen werden.

Vorerst noch haben wir die so gewonnenen Resultate ebenfalls in Handzeichnungen übertragen. Die "Mittleren Sohlen" wurden aus den Echogrammen durch Ausmessen der Wassertiefen bei diesen Zeitmarken und dann über eine Flächenberechnung nach Simpson ermittelt.

Die nächste Neuerung kam mit den Messungen 1970. Wir erhielten von der NOK die Möglichkeit, zusammen mit deren EDV-Abteilung eine Auswertung mit dem Computer vorzubereiten. Es entstand daraus das Programm-Paket "FLUSSQUER". Die Echogramme werden digitalisiert, die übrigen Messungen im Uferbereich (Nivellements, Staffellattenmessungen etc) werden über Lochkarten eingegeben. Profilpläne werden geplottet und verschiedene weitere Resultate gerechnet und ausgedruckt.

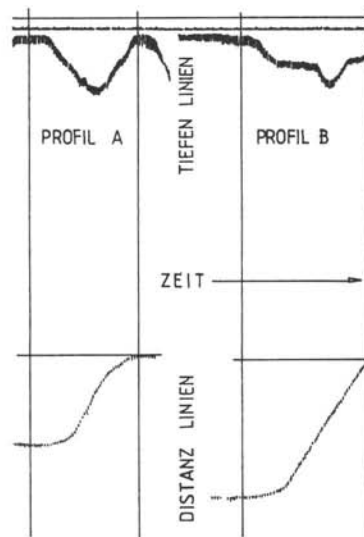
1972 war dann das Jahr der Einführung unseres eigenen Vermessungsschiffes und der darin installierten Messeinrichtung MULTILLOT. Es wurde dadurch möglich, ohne Messeil zu arbeiten. Das MULTILLOT misst nicht nur Wassertiefen mit Ultraschall, es werden auch eine oder zwei Distanzen zu fest verankerten Antwortgebern gemessen.



MESSSCHIFF ECHO-S

Im Schlauchboot der Antwortgeber für die Distanzmessung

Damit ist es uns heute möglich, mit 3 Mann im Mittel 15 Profile im Tag zu messen. Ein wesentlicher Vorteil des MULTILLOTES ist darin zu sehen, dass keine Seile verwendet werden müssen, ist doch das Spannen von Seilen über einen Fluss immer mit grossen Gefahren verbunden. Auch wird zu gewissen Zeiten verschiedenorts das Spannen des Messeils überhaupt nicht möglich sein, da die Schifffahrt dadurch zu stark beeinträchtigt würde. In der nebenstehenden Verkleinerung eines MULTILLOT-Echogrammes ist die in der oberen Hälfte gezeichnete Linie die Aufzeichnung der Tiefen, im unteren Teil ist die Distanz zum am Ufer verankerten Antwortgeber gezeichnet.



MESSVERFAHREN IN DER THUR UND DER TOESS

Bis zur Aufnahmeserie 1965 dürfte, soweit ich es aus den mir zugänglichen Unterlagen ansehen kann, allgemein mit Messeil und Abstichen der Wassertiefe mit einer von Hand geführten Messlatte gearbeitet worden sein. Der Bau von Führen erübrigte sich, kann doch der hier überlicherweise verwendete Weidling bei normaler Wasserführung ohne weiteres von Hand am Messeil gehalten werden. Vor allem in der Töss wurden die Profile meist mit Nivellieren gemessen.

Aber auch in diesen beiden Flussstrecken haben wir in den letzten Jahren die Arbeitsmethode teilweise geändert. Im unteren Teil der Thur ist der Einsatz unseres Messschiffes möglich und somit das Arbeiten mit dem MULTILOT gegeben. Weiter oben und in der Töss arbeiten wir heute mit gutem Erfolg mit dem Distomat, was das Messeil ebenfalls erübrigt. Selbstredend werden auch diese Profile heute alle mit dem Computer ausgewertet. Dies gibt für die Zukunft dem heutigen Stand der Möglichkeiten entsprechend die beste Art des Datenarchivs.

SCHLUSSBEMERKUNGEN

Trotzdem uns heute gegenüber früher wesentlich leistungsfähigere Geräte zur Verfügung stehen, zeigt es sich gerade bei einem Flusskraftwerk wie Eglisau, dass bei den verschiedensten Charakteristiken der einzelnen Flussabschnitte auch verschiedene Arbeitsmethoden, insbesondere die alten, herkömmlichen Techniken mit Erfolg angewendet werden können. Wir verwenden heute mit Ausnahme der Peilstange auf der Schiffsbatterie alle vorgängig beschriebenen Geräte wahlweise nach deren besten Eignung für die gestellte Aufgabe.

*Internationale Fachtagung über
Verlandung von
Flussstauhaltungen und
Speicherseen im Alpenraum*

Zürich, 22. und 23. Oktober 1981

Mitteilung Nr. 53 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich

*Symposium international sur
la sédimentation de retenues
en rivière et de réservoirs
dans le secteur alpin*

Zurich, les 22 et 23 octobre 1981

Verlandungs- und Räumungsprobleme im Stauraum des Kraftwerkes Eglisau

Jakob Morf, dipl. Bauing. ETHZ

Nordostschweizerische Kraftwerke AG, NOK, CH-5401 Baden

Verlandungs- und Räumungsprobleme im Stauraum des Kraftwerkes Eglisau

Durch Geschiebeablagerungen von Zuflüssen wird der oberste Teil des Stauraumes des Kraftwerkes Eglisau (Eigentümer und Betreiber: Nordostschweiz. Kraftwerke AG, Bauzeit: 1915 - 1920) stark belastet. Diese Auflandungen verursachen eine Hebung des Grundwasserspiegels durch den das angrenzende Kulturland durch Vernässung gefährdet wird. Periodische Ausräumungen des Flussbettes sind nötig. In drei Baggerkampagnen wurden bis heute insgesamt 760'000 m³ Geschiebe dem Rheinbett entnommen.

Problèmes dus à des dépôts sédimentaires et à leur évacuation, dans la retenue de l'Usine hydro-électrique d'Eglisau

(Propriétaire et exploitant: Forces Motrices du Nord-Est de la Suisse SA, Période de construction: 1915 - 1920)

La partie amont de la retenue de l'Usine hydro-électrique d'Eglisau est gravement encombrée par d'importants dépôts sédimentaires apportés par les affluents. Ces dépôts sédimentaires sont à l'origine d'une élévation notable du niveau de la nappe phréatique, phénomène qui met en danger les zones de cultures avoisinantes par une trop forte humidification. Il est donc nécessaire de procéder périodiquement à des travaux d'évacuation du lit du fleuve. 760'000 m³ de sédiments ont été retirés du lit du Rhin au cours des trois campagnes de dragage effectuées jusqu'à ce jour.

Silting and removing problems in the storage zone of the Hydraulic Power Plant Eglisau

The affluents deposit big quantities of sedimentary materials in the uppermost part of the storage zone of the Hydraulic Power Plant Eglisau (Owner and Operator is Nordostschweiz. Kraftwerke AG, Baden. Construction period 1915 - 1920). These deposits raise the ground water level and menace to wet the adjacent cultivated land. It is necessary to remove the deposited sediments periodically 760'000 m³ of material were removed out of the Rhine river bed in three dredging campaigns.

Verlandungs- und Räumungsprobleme im Stauraum des Kraftwerkes Eglisau

1. Einleitung

Die zwei in den Stauraum des Rheinkraftwerkes Eglisau mündenden Flüsse Thur und Töss führen beachtliche Geschiebemengen mit sich. Dieses Geschiebe lagert sich in den Mündungsgebieten und den daran anschliessenden Rheinstrecken ab. Der Rhein, der ja den Bodensee durchflossen hat, ist oberhalb der Thurmündung praktisch geschiebefrei.

Das unterhalb der Thurmündung abgelagerte Material erhöht die Flussole des Rheines und der dadurch steigende Wasserspiegel lässt auch den Grundwasserspiegel unter dem Ellikerfeld ansteigen. Dieses landwirtschaftlich genutzte Gebiet liegt nur knapp über dem Mittelwasserspiegel des Rheines und in niederschlagsreichen Jahren kann das Ellikerfeld durch den hohen Grundwasserstand vernässt z.T. sogar überflutet werden. Ertragsausfälle an den landwirtschaftlichen Kulturen sind die Folgen. Die Staugrenze des Kraftwerkes Eglisau liegt nur wenige hundert Meter oberhalb der Thurmündung, die Thur wird nur unwesentlich eingestaut und folglich treten im Thurbett keine störenden Auflandungen auf.

Anders geartet sind die Verhältnisse beim Zusammenfluss von Rhein und Töss. Beide Flüsse fliessen hier zwischen hohen, steilen Talhängen und der Aufstau durch das Kraftwerk Eglisau beträgt hier bereits einige Meter. Die Töss bringt nicht all ihr Geschiebe bis ins Rheinbett und ihre Sohle hat sich im Laufe der Zeit um einige Meter gehoben. Diese Erscheinung wirkte sich erst ca. 2 km oberhalb des Zusammenflusses, wo das Tössstal sich verbreitert, störend auf das umgebende Gelände aus. Durch die nun seit Jahren laufende Kiesgewinnung aus dem Tössbett haben sich die Verhältnisse normalisiert.

Die Geschiebeablagerungen von Thur und Töss im Rheinbett erfordern periodische Ausbaggerungen im gestauten Rhein.

2. Das Kraftwerk Eglisau

Vorerst gestatte ich mir, das Kraftwerk Eglisau kurz vorzustellen.

Eigentümer und Betreiber: Nordostschweiz. Kraftwerke AG

Erstellungszeit: 1915 - 1920

Konzessionsstrecke: ca. 16 km

Mittleres nutzbares Gefälle: 10.3 m

Ausbauwassermenge: 400 m³/sec

Installierte elektrische Leistung

(7 Maschinengruppen): 32'500 kW

Mittlere jährliche

Energieproduktion: 230 Mio kWh

(Bild 1) Das Einzugsgebiet des Rheines bedeckt beim Standort des Kraftwerkes Eglisau eine Fläche von ca. 14'650 km². Davon entfallen auf das Einzugsgebiet der Thur ca. 1720 km² und der Töss ca. 440 km². Während der Normalstau auf der Kote 343.48 m ü.M. liegt, erheben sich die höchsten Punkte im Einzugsgebiet der Thur, der Säntis, auf 2500 m ü.M. und im Einzugsgebiet der Töss das Schnebelhorn auf 1300 m ü.M. Es ist

hier noch zu bemerken, dass der Stauspiegel beim Kraftwerk ursprünglich auf Kote 342.48 lag und im Jahre 1927, also nach einer Betriebsdauer von 7 Jahren um einen Meter gehoben wurde.

3. Geschiebeverhältnisse

Während der Projektierungsarbeiten für das KW Eglisau war man sich der zu erwartenden Geschiebeprobleme bewusst. In der Konzessionsurkunde ist festgehalten: "Das Kraftwerkunternehmen hat die schädlichen Geschiebeablagerungen auf der ihr zum Unterhalt überbundenen Gewässerstrecken nach Anweisung der zuständigen Behörden zu entfernen. Sollten im Laufe der Zeit Kiesablagerungen der Thur im Rheinbett den Wasserstand bei der Rüdlingerbrücke oder oberhalb davon merklich erhöhen, so sind auf Verlangen der Konzessionsbehörden unverzüglich die nötigen Vorkehrungen zur Behebung dieser Zustände auf Kosten des Unternehmens zu treffen".

4. Baggerungen 1938 - 41 und 1959 - 60

Die nassen Jahre 1933-35 mit lange andauernden hohen Rheinwasserständen gaben den Anstoss für die Studie zu einer ersten Baggerkampagne auf der Rheinstrecke zwischen der Thurmündung und der Rüdlingerbrücke. Die Besitzer der tiefliegenden Gebiete im Ellikerfeld beklagten sich über die zunehmende Vernässung ihres Kulturlandes. Die durch die Baudirektion des Kantons Zürich veranlassten Profilaufnahmen ergaben folgende Verhältnisse:

Im Flussabschnitt von der Thurmündung bis zur Rüdlingerbrücke, d.h. auf einer Flussstrecke von ca. 2.5 km, hatte sich im Zeitraum von der Inbetriebnahme des Kraftwerkes, d.h. von 1920 - 1936, die Rheinsohle im Mittel um 46 cm gehoben. Bei einer mittleren Wasserführung hatte das eine durchschnittliche Erhöhung des Wasserspiegels im Rhein von ca. 30 cm zur Folge.

Die NOK arbeiteten ein Baggerprojekt aus, das im wesentlichen folgende Massnahmen vorsah:

- Aushub einer gestreckten Mittelwasserrinne mit einer Sohlenbreite von 90-105 m. Damit sollten ohne künstliche Einbauten möglichst grosse Durchflussquerschnitte geschaffen werden.
- Erstellung eines Kiesfanges unmittelbar unterhalb der Thurmündung von ca. 100'000 m³ Fassungsvermögen zur Aufnahme des Geschiebes der Thur. Dieser Auffangraum wurde durch eine zusätzliche Vertiefung der Flusssohle um ca. 70 cm gebildet. Man hoffte, damit den Weitertransport des Geschiebes in die untere Korrektionsstrecke zu verhindern, so dass künftige Baggerungen sich auf die Räumung dieses Kiessammlers beschränken könnten. In der Folge erwies sich diese Annahme als unrichtig. Der Stromstrich folgte der Auffangrinne und transportierte ein Teil des anfallenden Geschiebes rheinabwärts. Die Verwendung bzw. Deponierung einer Kiesmenge von ca. 230'000 m³ bildet Probleme. Mitte der dreissiger Jahre war dieses Material noch nicht so begehrt wie heute. Mit dem in den Jahren 1938 - 41 gebaggerten Material wurden parallel des rechten und linken Rheinuferes anschliessend an den Rheinuferdamm tiefliegende Teile des Ufergeländes aufgefüllt und wieder urbar gemacht.

Mitte der fünfziger Jahre waren die Verhältnisse wieder mit denen vor der ersten Baggerung vergleichbar. 1959/60 waren dem Rhein nochmals 207'000 m³ Material zu entnehmen. Das Baggerprojekt lehnte sich stark an das von 1938 an. Als Deponiegebiete standen wiederum Teile des Flaacherfeldes zur Verfügung, d.h. die Auffüllung von 1939/41 wurde landeinwärts fortgesetzt.

5. Baggerungen 1979/80 (Bild 2)

Nach wiederum ca. 20 Jahren war eine neuerliche Räumung des Rheinbettes unterhalb der Thurmmündung fällig.

Gegenüber den früheren Baggerprojekten wies das Projekt 1978 einige prinzipielle Unterschiede auf:

Einmal wurde auf die Ausbildung eines gegenüber der angestrebten mittleren Sohle vertieften Kiessammelraumes verzichtet. Ferner wurde das Projekt insofern erweitert, als auch die Auflandung am linken Rheinufer anschliessend an die Thurmmündung, im Gegensatz zur Baggerung vor 20 Jahren, komplett entfernt und so die Uferlinie wie sie vor 1920 bestanden hatte wieder hergestellt wurde.

Das führte zwangsläufig zu folgendem Arbeitsablauf in zwei voneinander unabhängigen Baulosen.

Die Räumung der an die Thurmmündung anschliessenden Strecke erfolgte mit Dragline-Baggern vom Ufer und von Dämmen aus, die vorerst mit Material aus dem Rhein geschüttet werden mussten. Die Abfuhr erfolgte mit Lastwagen, wofür von der Baggerstelle bis zum Anschluss an die nächste bestehende Strasse eine Transportpiste von ca. 1.5 km Länge herzurichten war.

Für den Aushub in der freien Flussstrecke bis zur Rüdlingerbrücke kam ein Schwimmbagger zum Einsatz.

Der Bagger belud direkt die Schubboote, welche den Kies zum Umschlagplatz transportierten und hier entladen wurden. Via Zwischensilo, das am rechten Rheinufer im unteren Teil der Baggerstrecke aufgestellt war, kam das gebaggerte Material auf Lastwagen und dann zu den Verwendungs- bzw. Deponieplätzen.

Für die Materialabfuhr waren neue Lösungen zu suchen, da die früheren Deponieplätze nicht mehr zur Verfügung standen.

Die Baggerkubatur, die total ca. 323'000 m³ betrug, wurde wie folgt verwendet:

Ca. 107'000 m³ wurden durch öffentliche Körperschaften, Gemeinden, Korporationen, Kantone, aber auch durch die NOK für ihren Eigenbedarf beansprucht für Schüttungen, Strassenunterhalt, Deponien für spätere Verwendung.

Ca. 155'000 m³ wurden durch private Unternehmer zur direkten Verwendung für Schüttungen oder Zwischenlagerung für spätere Wiederverwendung bezogen.

Ca. 61'000 m³ unbrauchbares Material (z.B. verunreinigt durch Holzeinschlüsse etc.) wurden in ausgebeuteten Kiesgruben zu deren Wiederauffüllung deponiert.

Gemäss den Bestimmungen in der Konzession für das Kraftwerk Eglisau sind die Anstösser-Kantone Eigentümer des dem Rheine entnommenen Kiesmaterials. Die privaten Bezüger hatten für die Verwendung des Kieses zu Gunsten der Kantone eine Gebühr zu entrichten.

Es folgen nun noch einige Zahlen über den Arbeitsablauf:

Baustelle "Landbaggerung"		
Gebaggerte Kubatur		142'600 m3
Arbeitsdauer	22.2.1979 - 22.7.1980	
Unterbruch wegen Hochwasser		12 Tage
Unterbruch wegen sonstigen Gründen		3 Tage
Mittlere tägliche Baggerleistung		405 m3

Baulos "Schwimmbagger"		
Gebaggerte Kubatur		180'800 m3
Arbeitsdauer	23.4.1979 - 24.7.1980	
Unterbruch wegen Hochwasser		9 Tage
Unterbruch wegen sonstigen Ursachen		12 Tage
Mittlere Tagesleistung		698 m3

Ueber die aufgelaufenen Kosten ist folgendes auszusagen:

Baulos "Landbaggerung"		
Installationen, Transportpisten, Geländeinstandstellung	Fr.	90'000.--
Baggerarbeiten, Transporte, Deponierungsaufwendungen	Fr.	1'051'000.--
Anteil Projektierung, Bauleitung, verschiedene bauseitige Leistungen	Fr.	111'000.--
Total	Fr.	1'252'000.--
Aufwand für 1 m3 Baggergut	ca. Fr.	8.80
		=====

Baulos "Schwimmbagger"		
Installationen, Umschlagplatz, Geländeinstandstellung	Fr.	344'000.--
Baggerarbeiten, Wassertransport	Fr.	1'152'000.--
Transporte und Deponierungskosten	Fr.	892'000.--
Anteil an Projektierung, Bauleitung, verschiedene bauseitige Leistungen	Fr.	211'000.--
Total	Fr.	2'599'000.--
Aufwand für 1 m3 Baggergut	ca. Fr.	14.40
		=====

Der Durchschnittsaufwand pro m3 gebaggertes Material beläuft sich somit auf	ca. Fr.	11.90
		=====

Es folgen nun einige Bemerkungen zum Material, das dem Rheinbett entnommen wurde.

(Bild 3) Dieses Bild zeigt eine abgedeckte Zwischendeponie, welche mit Kies aus dem Los "Landbaggerung" angelegt wurde.

Vor dem Beginn der Projektierungsarbeiten haben wir Siebanalysen von Material durchgeführt, das von drei Kiesbänken in der Baggerstrecke stammte. Der mittlere Korndurchmesser wurde zu $d_m = 20$ mm, d_{90} zu 40 mm ermittelt. Korndurchmesser über 50 mm wiesen noch 2.7 % des Materials auf.

Die Verunreinigungen vor allem Holzeinschlüsse im Baggergut waren sehr unterschiedlich. Immerhin konnten ca. 80 % des ausgehobenen Materials der Wiederverwendung als Schütt- und Koffermaterial zugeführt werden.

6. Resultate

In den drei bisher durchgeführten Baggerkampagnen wurden total 760'000 m³ Geschiebe ausgehoben.

Da aber während der ersten Betriebsjahre bis zum Höherstau die Verhältnisse für die Geschiebeablagerung an der Stauwurzel anders waren als nach dem Höherstau, bei der zweiten Baggerung die Kiesablagerungen am linken Rheinufer unmittelbar bei der Thurmündung nicht vollständig entfernt wurden und die Rheinsohle nach den jüngsten Räumungsarbeiten nicht absolut der Sohle vor dem Staubeginn entspricht, gibt die Zahl von 12'700 m³, die durchschnittlich jedes Jahr durch die Thur im obersten Teil des Stauraumes abgelagert wurden, ein verzerrtes Bild der effektiven Verhältnisse.

Es kann nämlich festgestellt werden, dass die Geschiebemengen eine abnehmende Tendenz aufweisen. Die Ursachen dafür müssen in den laufend erstellten Sohlensicherungen und in der Kiesentnahme im Ober- und Mittellauf des Flusses gesucht werden.

Nun muss ich noch auf die Hauptfrage der Rheinbett-Ausräumung eintreten. Hat das Resultat der Baggerarbeiten den Erwartungen entsprochen, d.h. in welchem Masse hat sich der Rheinwasserspiegel bei bestimmten Wassermengen gesenkt, ist ein Einfluss auf den Grundwasserspiegel zu beobachten und hat sich die Vernässungsgefahr im Ellikerfeld vermindert?

Als Beispiel zeige ich die Gegenüberstellung der drei Pegel Flaach, Thurspitz, Schönigraben vor und nach der neuesten Baggerung. (Bild 4)

Die Beziehungskurven beziehen sich auf die Abflussmenge im Rhein in der Strecke unterhalb der Thurmündung. Da die Wassermengen des Rheines und der Thur sich nicht durchwegs parallel ändern, sind die Angaben für den Pegel Schönigraben, der oberhalb der Thurmündung liegt aber für das Ellikerfeld massgebend ist, nur innerhalb eines gewissen Schwankungsbereiches gültig. Der Erfolg ist aber offensichtlich. Aehnliche Kurven und Zahlen wie auf dem Bild angegeben, liessen sich auch für die Baggerperioden 1938/41 und 1959/60 zeigen.

Die Verbesserung der Verhältnisse im Ellikerfeld war nach jeder Baggerung offenkundig und wurde von den Grundbesitzern jeweils bestätigt und anerkannt. Aber derselbe Ablauf wird weitergehen: Geschiebetransport durch die Thur, Ablagerung im Rhein, Ausbaggerung und Abfuhr.

7. Tössegg

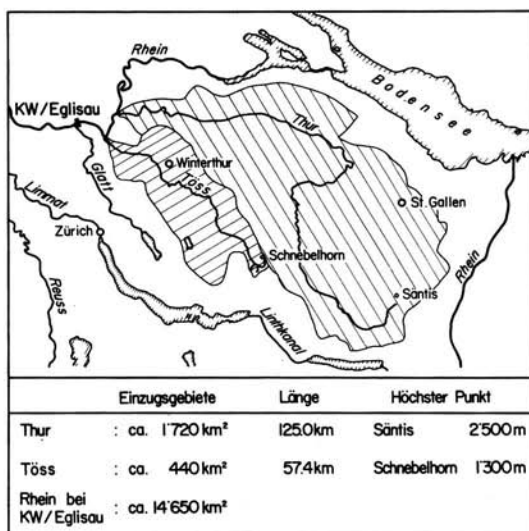
Anschliessend an die Baggerungen der Jahre 1979/80 in der Rheinstrecke unterhalb der Thurmündung wurde im Bereich der Tössmündung der Mündungskegel der Töss im Rheinbett abgebaut. Die Verhältnisse hatten sich seit

der letzten Baggerung im Jahre 1976 noch nicht so entwickelt, dass sich eine neuerliche Ausräumung aufgedrängt hätte. Wir wollten aber die zur Verfügung stehenden Installationen noch ausnützen und der Schwimmbagger wurde nochmals eingesetzt. 30'000 m³ Geschiebe wurden ausgeräumt, mit den Schubbooten nach dem Umschlagplatz oberhalb der Rüdlingerbrücke transportiert und von da aus zur Wiederverwendung oder Zwischendeponie abgeführt.

8. Schlussbetrachtungen

Ich habe versucht, Ihnen ein Teil der sich aus der Materialzufuhr in den Stauraum des Kraftwerkes Eglisau ergebenden Probleme näher zu bringen. Wir müssen uns aber dessen bewusst sein, dass durch diese Ausführungen bei weitem nicht das ganze Problempaket erläutert wurde. Die Verhältnisse bei der Tössmündung wurden nur gestreift, die Konsequenzen der Geschiebeablagerungen auf die Strecke zwischen der Rüdlingerbrücke und der Tössegg konnten nicht zur Sprache kommen. Ebensovien liessen sich die Schlammablagerungen im unteren Teil des Stauraumes in mein Referat einbeziehen.

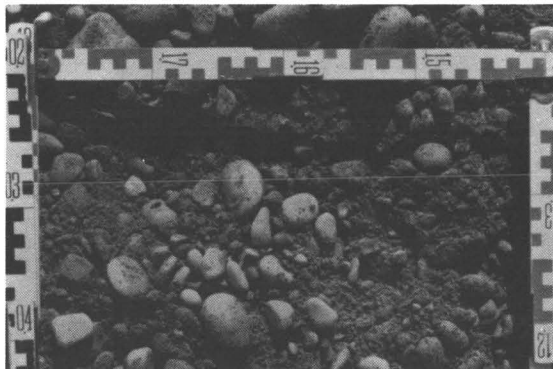
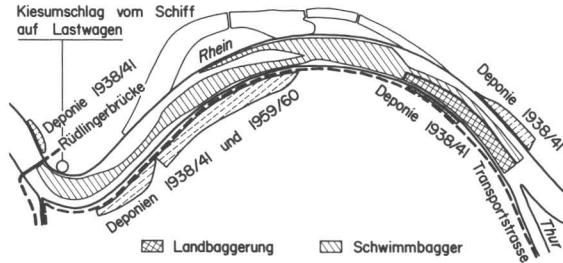
Eine Ausdehnung des Problemkreises wird in den nächsten Jahren durch die projektierten Korrektionsarbeiten an der Thur zu erwarten sein. Die vorgesehenen Arbeiten, welche die Hochwassergefahren, d.h. die Ueberschwemmungen im Thurtal vermindern sollen, werden höhere Hochwasserspitzen zur Folge haben. Andererseits darf erwartet werden, dass wegen der zusätzlich zur Ausführung gelangenden Sohlensicherungen und den geplanten vermehrten Kiesentnahmen die Geschiebemengen nicht wieder ansteigen werden. Auf jeden Fall wird die Thur mit ihrem wildbachähnlichen Abflussregime und ihrer Geschiebefracht auch in den kommenden Jahrzehnten das Verhalten der Flusssole und der Flussufer im obersten Teil des Stauraumes des Kraftwerkes Eglisau massgeblich beeinflussen.



Kraftwerk Eglisau
Rheinbaggerung 1979/80

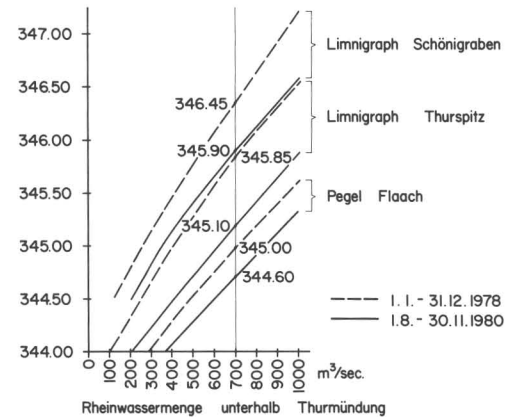
Baggerprojekt 1978

Kiesumschlag vom Schiff
auf Lastwagen



Kraftwerk Eglisau
Rheinbaggerung 1979/80

Einfluss der Baggerungen auf die Rheinwasserstände



◀ Baggergut

*Internationale Fachtagung über
Verlandung von
Flussstauhaltungen und
Speicherseen im Alpenraum*

Zürich, 22. und 23. Oktober 1981

*Mitteilung Nr. 53 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der
Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich*

*Symposium international sur
la sédimentation de retenues
en rivière et de réservoirs
dans le secteur alpin*

Zurich, les 22 et 23 octobre 1981

Die Verlandung des Stauraumes Klingnau von 1935 bis heute

Leonhard Bächli

Aarewerke AG Kraftwerk Klingnau, CH-5322 Koblenz

Zusammenfassung

Die Verlandung des Klingnauer Stausees begann unmittelbar nach dessen Aufstau im Jahre 1935. Sein ursprünglicher Inhalt hat sich inzwischen von rund 7 Mio m³ auf rund 3 Mio m³ verringert. Die Auflandung hat den Seeboden gut abgedichtet. Eine durchgehende Kolmatierung der Dämme hat die stets zunehmende Uferauflandung jedoch nicht bewirkt. Der langsam entstehende Beharrungszustand zeigt deutlich, dass die Aare ihren früheren Lauf auf einer höheren Kote wieder bildet. Zukünftig mögliche Ueberschwemmungen der aufgelandeten Flächen werden jedoch durch die Dammanlagen begrenzt sein.

Résumé. L'envasement de la retenue de Klingnau de 1935 à aujourd'hui

L'envasement de la retenue de Klingnau a commencé aussitôt après le remplissage de celle-ci en 1935. Le volume initial de la retenue de 7 Mio de m³ s'est réduit entretemps à environ 3 Mio de m³. L'envasement a occasionné un étanchement parfait du fond de la retenue. Il n'a cependant pas réussi à colmater intégralement les rives. Le rétablissement lent de l'état d'équilibre montre que l'Aar reprend son ancien cours mais à un niveau supérieur. Des inondations futures éventuelles seront, du fait de la présence des digues, limitées aux zones envasées.

Summary. Silting-up of the Klingnau storage-lake from 1935 until today

The silting-up of the Klingnau storage-lake, beginning immediately after impounding in 1935, caused a reduction of the storage volume from initially 7 Mio m³ to 3 Mio m³. The lake bottom has been well sealed by the deposition of soil. A complete sealing effect for the lake embankments did not, however, result from the depositions. The state of aggradation has slowly stabilized to become permanent and shows clearly that the river Aare is forming again its original course but at a higher level. The degree of inundation possible for the silted-up areas will, however, still be limited by the embankments.

1. Einleitung

Das Kraftwerk Klingnau der Aarewerke AG wurde in den Jahren 1929 bis 1935 gebaut und nützt die untersten 7 Kilometer des Aarelaufes vor der Mündung in den Rhein aus. Die Betriebsaufnahme der 3 Maschinengruppen, mit einer den heutigen Gefällsverhältnissen entsprechenden Gesamtleistung von rund 38'000 kW und einer mittleren Jahresenergieerzeugung von rund 230 Mio kWh, erfolgte im Jahre 1935. Die Wasserrechtskonzession ist auf das Jahr 2015 befristet.

2. Aarekorrektur 1885 bis 1904

Die Aare, deren Einzugsgebiet bei der Mündung in den Rhein 17'780 km² beträgt, war vor der Aarekorrektur in ihrem untersten Lauf arg verwildert. Abbildung 1 zeigt den ungefähren Zustand im Jahre 1885, Abbildung 2 das Ausführungsprojekt.



Abb. 1. Zustand der Aare im Jahre 1885 vor der Regulierung. 1 : 60,000.



Abb. 2. Ausführungsprojekt. 1 : 60,000.

Auffallend ist die Teilung in zwei grosse Arme bei Klingnau. Infolge der steten Auflandungen wurden damals die Ueberschwemmungen der Ufer- und Umgebungsgelände durch die bis auf 3'000 m³/sek. ansteigenden Hochwasser immer häufiger. Durch ein Dekret vom 25. November 1885 beschloss der Grosse Rat den Fluss, vom Ortsteil Eien der Gemeinde Böttstein bis zum Zusammenfluss mit dem Rhein, zu korrigieren. Mit einem errechneten Kostenaufwand von Fr. 950'000.-- glaubte man das Bauvorhaben bis 1891 beenden zu können. Die mannigfachen Schwierigkeiten liessen das Werk jedoch erst Ende 1904 vollenden, wobei sich Kosten von Fr. 1'550'000.-- ergaben. Die gestrichelten Linien in der Abbildung 1 zeigen den Lauf des korrigierten Flusses. Die nach der Korrektion beidseitig der Aare entstandenen sogenannten "Giessen" wurden jedoch bei Hochwasser weiterhin überflutet. Mit dieser Korrektion ist seinerzeit die Grundlage für die heutige wasserwirtschaftliche Nutzung dieser Flussstrecke geschaffen worden. Diese erste Korrektion vermochte jedoch die Ueberflutung des Schachengeländes und einen Grossteil des übrigen Ufergeländes ausserhalb des linken Aaredammes bei mittleren bis starken Hochwassern nicht zu verhindern.

3. Das Ausführungsprojekt

Ursprünglich war ein Kanalkraftwerk mit Wehr gegenüber Klingnau und einem rechtsufrig anzulegenden Ober- und Unterwasserkanal vorgesehen. Der früher korrigierte Aarelauf war als Hochwasser-Entlastungskanal in das Projekt integriert worden.

Der durch dieses Projekt bedingte massive Einstau des oberliegenden Kraftwerkes Beznau der Nordostschweizerischen Kraftwerke AG, (NOK) sowie diverse weitere technische Mängel, veranlassten die Projektanten nach einer anderen Lösung zu suchen. Die in der Folge durchgeführten Studien führten zu einer Lösung ohne Kanalbauten. Wehr- und Maschinenhaus sollten nördlicher und nebeneinander direkt in das zu verbreiternde Flussbett gestellt werden.

Der Stau am Wehr wurde unverändert auf Kote 318.40 m ü.M. belassen. Der bestehende rechtsseitige Aaredamm zwischen Döttingen und Koblenz war zu erhöhen.

Mit der Erstellung von neuen linksufrigen Dammanlagen wurde das gesamte ehemalige Schachengebiet mit dem Aufstau überflutet und der heutige Stausee gebildet. Die zwischen den Staukoten 317.90 und 318.40 vorgesehene Schwellbetriebs-Bewirtschaftung konnte wegen den damaligen Energieabsatzmöglichkeiten nicht genutzt werden. Da die Spitzenlastdeckung später anderweitig erfolgte,

wurde seit Inbetriebnahme stets auf die Kote 318.40 gestaut.

4. Stauseegelände und Dammkonstruktionen

Die vorgenannten Verhältnisse waren bestimmend für die Bemessung des Stausees und der zu erhöhenden und neu zu erstellenden Dämme. Geologisch besteht die Felsunterlage im oberen Teil des Staugebietes aus Keuper und im unteren Teil aus Trigonodusdolomit. Ueber diesen Felsschichten liegt eine 7 bis 14 m starke Kiesschicht aus diluvialem Schotter, welche wiederum an einzelnen Stellen eine bis zu 2m dicke Schlickschicht aufwies (heute bis zu ca. 5 m). Umfangreiche Beobachtungen der Grundwasserverhältnisse und geologische Untersuchungen lieferten keine ausreichenden Unterlagen zur Bestimmung der Durchlässigkeitsverhältnisse der Bodenschichten. Da die Aare vorallem bei Hochwasser - damals wie heute - viele feine Sinkstoffe mit sich führt, erwartete man eine verhältnismässig rasche Selbstabdichtung vorwiegend des Seebodens. Diese vorstehend geschilderten Boden- und zu erwartenden Sinkstoffablagerungsverhältnisse waren für die Konstruktion der Dammanlagen mitbestimmend.

Die über Jahre nach dem Aufstau durchgeführten Grundwasserbeobachtungen haben die Erwartungen bezüglich der Seebodenabdichtung bestätigt.

Im eigentlichen Seebereich wurden zwei verschiedene Dammtypen erstellt, die sich hauptsächlich durch die Dichtungsort unterscheiden. Soweit die bestehenden Aaredämme benützt werden konnten, wurde an denselben das schlickige und sandige Material sowie der Humus abgetragen und durch eine reine Kiesschüttung ersetzt. Die wasserseitige Böschung erhielt einen Betonbelag mit Bitumenmasse abgedichteter Fugenteilung und solidem Fuss (Sporn), welcher in den gewachsenen Kiesboden eingelassen wurde. Die neu geschütteten Kiesdämme erhielten eine wasserseitig in der Böschung geneigte Lehmschlagdichtung von ca. 50 cm Dicke, die so tief angelegt wurde, wie dies die Niederwasserführung der Aare damals ermöglichte. Darüber wurde eine Kieslage von 0,7 bis 1,3 m Stärke aufgebracht. Im Bereich der Wellenwirkung wurden als Böschungsschutz Wellenschlag-Betonplatten, die 0,60 m über und 1,4 m unter den Stauspiegel reichen, aufgelegt.

5. Schwebestoffablagerungen und Strömungsverhalten

Mit dem Aufstau der Aare und der Verbreiterung des Flusslaufes durch den Einstau des angrenzenden Schachengeländes ist der frühere Abflusscharakter weitgehend verändert worden. Im Stausee wurde die Wasser-Fliegeschwindigkeit kleiner und damit das Schleppvermögen stark herabgesetzt. Speziell während der ersten Betriebszeit

sind gewaltige Schwebestoffablagerungen aufgetreten.

Während der ersten Kontrollperiode 1935 - 46 sind die grössten Schwebestoffablagerungen im linken Staugebiet sowie im unteren Teil des Aareflussbettes und der rechten Einlaufbucht entstanden. Dieselben betrugen rund 2,1 Mio. m³ oder 30 % des früheren Gesamtstauvolumens von rund 7 Mio m³.

Von 1946 - 51 haben die Ablagerungen im linken Stauraum und bei der rechten Einlaufbucht verlangsamt zugenommen. Im unteren Teil des alten Flussbettes war bereits ein kleiner Wiederabtrag eingetreten wodurch sich die Auflandung nur noch um ca. 200'000 m³ erhöhte.

Von 1951 - 56 haben die Ablagerungen im linken Staugebiet angedauert und sich auch auf die rechte Einlaufbucht ausgedehnt, während sich die Abschwemmung in den unteren Flussbettpartien verstärkte.

Mit zunehmender Auflandung war im Laufe der Jahre eine starke Seitenströmung längs des unteren linken Stauseedammes entstanden. Dabei ist eine neue Rinne erodiert. Durch die teilweise Verlagerung des Aareabflusses nach der linken Stauseebucht ist sodann vor den Turbineneinläufen eine unerwünschte Querströmung aufgetreten, die öfters zu Rechenstabbrüchen geführt hatte. Die starke Seitenströmung sowie auch die Querströmung vor dem Einlaufrechen wurde durch eine noch vom Werkbau herführende Oeffnung im untersten Teil des überfluteten linken Aaredammes begünstigt.

Diese Dammlücke ist während der Niederwasserperiode 1956/57 bis auf ca. 50 cm unter die Staukote von 318.40 geschlossen worden. Hierfür wurden ca. 8'000 m³ Geschiebmaterial ab einer Kiesbank unterhalb des Stauwehres gebaggert und mit Schiffen in die Dammbresche eingebracht. Damit konnte beim Kraftwerk Klingnau gleichzeitig ein kleiner Gefälls- und Leistungsgewinn erzielt werden.

Schon während dem Einbringen der Kiesauffüllung in die Dammlücke war eine Abnahme und Verschiebung der Dammueberströmung flussaufwärts und damit eine Verbesserung des Zuflusses zum Maschinenhaus feststellbar. Die erste Massnahme erwies sich jedoch als ungenügend. In den folgenden Jahren ist die Aufschüttung des alten linksseitigen Dammes flussaufwärts verlängert worden. Der alte rechtsseitige überströmte Aaredamm wurde auf einer Länge von ca. 450 m vor dem Maschinenhaus weggebaggert und zwischen dem Wehr und dem Maschinenhaus musste ein Vorkopf erstellt werden. Erst diese kostspieligen zusätzlichen Massnahmen erbrachten eine befriedigende Lösung. Die stetig zunehmende Verlandung des linksseitigen Staugebietes haben die Querströmungen weiter verringert zugleich aber zu einer verstärkten Auflandung vor der Wehranlage geführt.

Die dadurch bedingte Erhöhung der Strömungsgeschwindigkeit auf der rechten Aareseite hat die Ablagerungen vor dem Einlaufrechen verringert.

6. Auswirkungen der zunehmenden Verlandung vor dem Wehr

Die zunehmende Verlandung vor dem Wehr erschwert den Einsatz der Dammbalken beträchtlich. Ein Wegspülen des abgelagerten Materials durch ein "Nur-Oeffnen" der Unterschützen hat sich stets als unwirksam erwiesen. Während vieler Jahre wurden die Ablagerungen mittels einsetzen der mit Abstützfüssen ausgerüsteten Dammbalken und durch langsames Öffnen der Unterschützen mit relativ gutem Erfolg weggespült. Diese Unterstömung des Dammbalkens bewirkte bei bestimmten Öffnungs-Verhältnissen Schwingungen am Dammbalken. Die öfteren Wiederholungen führten im Jahre 1958 zu einem Dammbalkenbruch. Der entstandene Sachschaden war beträchtlich und die Notabschlusswand-Erstellung gestaltete sich äusserst schwierig. Es war daher angezeigt nach anderen Möglichkeiten zu suchen. Die Aufwühlung der Ablagerungen mit Druckluft und das Absaugen des Materials mittels eines Injektors erwiesen sich als erfolgsversprechend. In der Folge wurde ein schwimmendes Gerät, welches beide Funktionen auszuführen vermag, entwickelt. Der Einsatz dieses Gerätes hat sich inzwischen als wirkungsvoll erwiesen wobei aber dessen Einsatz und Wartung relativ aufwendig ist.

7. Erhaltung der linksufrigen Seebuchten

Wie schon an früherer Stelle erwähnt, hat sich nach der Aufschüttung des alten Dammes im unteren Seebereich die linksufrige Längsströmung verringert. Naturschutzkreise befürchteten eine schnelle Verlandung der sich im Bereich der Halbbrücke befindenden Seebuchten, als Folge der hier bei Hochwasser auftretenden Querströmung vom rechten zum linken Aareufer.

Aufgrund von Strömungsuntersuchungen wurde diese Einströmungslücke mittels einer Pfahlwand geschlossen hinter welcher sich inzwischen ein Sandwall gebildet hat. Die kommenden Jahre werden zeigen ob sich die Verlandung und Selbstaufforstung der Seebuchten und der seichten Wasserflächen tatsächlich verlangsamen wird, oder ob infolge fehlender Strömung die Vegetation die Verlandung noch beschleunigt.

8. Auswirkung der Verlandung auf die Kolmatierung der Dämme

Die Dämme mit Betonplattenverkleidung und Sporn haben sich während der 45-jährigen Betriebszeit gut bewährt. Dagegen wurden an den Dammpartien mit Lehmichtung die Wellenschutzplatten im Bereich der rechtsufrigen Bucht schon seit der Inbetriebnahme stets unterspült, sodass sie z.T.

abgerutscht und eingesunken sind. Diese Plattenbewegungen konnten, trotz periodischer sorgfältiger Hinterfüllung, nicht zum Stillstand gebracht werden.

Die Plattenbewegungen, Hinterspülungen und Kieseinbringungen haben die leider etwas zum Teil sandhaltige Lehmschicht negativ beeinflusst, sodass schon relativ frühzeitig undichte Stellen aufgetreten sind. Auch wurde bei später vorgenommener Ueberprüfung der Lehmschicht festgestellt, dass deren Dicke teilweise weit weniger als 50 cm beträgt. Durch die Plattenrisse und durch die mit relativ schnell schrumpfender Vergussmasse ausgefüllten Plattenfugen konnte das Wasser gut durchdringen und durch den beschädigten Lehmschlag fließen. Dies wiederum führte noch zu grösseren Schäden am Lehmschlag. Trotz starker Verschlamung und Auflandung der inneren Dammfusspartien sind die Dammdurchsickerungen im Laufe der Zeit in der Bucht nicht zur Ruhe gekommen.

Dies ist einerseits auf den starken Wellenschlag, andererseits auch auf den Umstand zurückzuführen, dass sich in der Einlaufbucht vor dem Maschinenhaus grössere Geschwemmungen - Westwind bedingt - ablagern, wodurch die Selbstabdichtung durch den siltig-tonigen Sand erschwert wird. Die in den Jahren 1953 und 1966 durchgeführten Dammsanierungs- und Fugensanierungen erbrachten nur zeitlich limitierte Teilerfolge.

Entlang dem linken neuen Aaredamm, gleicher Konstruktion wie im Buchtbereich auf der rechten Seite, sind keine grossen Plattenbewegungen entstanden und die undichten Stellen haben sich streckenweise durch die starke Auflandung mit Ausnahmen selbst abgedichtet. Eine Dammstrecke von ca. 450 m Länge unterhalb des Hochbordes musste jedoch schon 1936/37 mittels einer seeseitigen Vorschüttung besser abgedichtet werden. Diese Vorschüttung erwies sich bis vor kurzer Zeit als erfolgreich. Trotz vermehrter Auflandung in diesem Bereich haben sich erneut grössere Einlauftrichter gebildet, durch welche vermehrt Wasser in und durch den Dammkörper fliesst.

Die materialtechnischen Untersuchungen der Auflandungen im Stausee Klingnau haben ergeben, dass dieselben bei einem relativ kleinen Anteil von Grobgeschwemmung keine Kolmatierung herbeiführen. Eine im November 1980 durchgeführte Seeabsenkung hat die Ergebnisse der Untersuchung bestätigt.

Die zunehmenden Dammdurchsickerungen führten dazu, dass siltig-toniger Sand durch - und körniger Sand aus den Dammanlagen in die Vorflutgräben gespült wird. Eine umfangreiche Dammsanierung war unumgänglich geworden und steht kurz vor der Vollendung.

9. Entwicklung der Verlandung in einen Beharrungszustand

Die bisher eingetretene Verlandung hat den Seeinhalt von ursprünglich 7 Mio m³ auf rund 3 Mio m³ verringert. Aufgrund entsprechender Messungen des Eidg. Amtes für Wasserwirtschaft kann geschätzt werden, dass die Aare bei Klingnau durchschnittlich etwa 0,5 Mio m³ pro Jahr an Schwebstoffen talwärts führt. Davon setzt sich jedoch nur ein kleiner Teil im Stausee Klingnau ab und füllt dessen Buchten auf. Die Entwicklung der Sandbänke seit der Inbetriebnahme des Kraftwerkes im Jahre 1935 zeigt deutlich, dass die Aare ihren früheren Lauf wieder bildet, jedoch auf einer höheren Kote. Dies bedeutet, dass die Entwicklung einem Endzustand entgegenstrebt, in welchem der eigentliche See in wenigen Jahrzehnten restlos aufgefüllt sein wird. An seiner Stelle wird eine entsprechende ausgedehnte Ebene von der Aare praktisch in ihrer ursprünglichen Breite durchflossen und allenfalls von Zeit zu Zeit überschwemmt werden.

Der sich einstellende Beharrungszustand dürfte weitere Ablagerungen vor dem Einlaufrechen verhindern. Eine Verminderung der Ablagerungen vor dem Wehr kann aber nicht erwartet werden.

Weil das gestaute Wasser nie für einen Schwellbetrieb genützt werden konnte, hat der Klingnauer Stausee die Funktion einer grossen Entsanderanlage übernommen. Durch die Verlandung hat sich der Stausee entgegen früheren Befürchtungen von seiten der Naturschutzkreise zu einem national und international bedeutenden Vogelbiotop entwickelt. Die zudem entstandenen Pflanzen- und Tiergemeinschaften haben den Klingnauer Stausee aber auch zu einem eigentlichen Naherholungsgebiet werden lassen.

Literaturverzeichnis:

Daniel Vischer: Die Verlandung von Flusstauhaltungen
Schweizer Ingenieur und Architekt
Heft 14/1980

Julius Osterwalder: Das Aarekraftwerk Klingnau
Sonderdruck der Aarewerke AG



Zustand der Auflandung von 1975 im Klingnauer Stausee bei
normal Staukote 318.40 m.ü.M.

*Internationale Fachtagung über
Verlandung von
Flussstauhaltungen und
Speicherseen im Alpenraum*

Zürich, 22. und 23. Oktober 1981

Mittellung Nr. 53 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich

*Symposium international sur
la sédimentation de retenues
en rivière et de réservoirs
dans le secteur alpin*

Zurich, les 22 et 23 octobre 1981

**Verlandungen im Reusskraftwerk Bremgarten-Zufikon
Feldbeobachtungen und numerische Simulation**

**Martin Jäggi, dipl. Ing. ETHZ, André Lambert, Dr. sc. nat.
und Graeme Smart, Ph. D.**

Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, VAW, ETH-Zentrum, CH-8092 Zürich

Zusammenfassung

Die Ablagerungsvorgänge in der Reuss-Stauhaltung Bremgarten-Zufikon und im Flachsee von Unterlunkhofen werden einerseits durch Feldbeobachtungen, andererseits mit numerischer Simulation zu erfassen versucht. Dieses Vorgehen ermöglicht in erster Näherung eine Voraussage der zu erwartenden Verlandung.

Résumé: Sédimentation dans la retenue de Bremgarten-Zufikon sur la Reuss (Observations et simulation numérique)

Les processus de sédimentation dans la retenue de Bremgarten-Zufikon et du domaine lacustre d'Unterlunkhofen sont étudiés au moyen de mesures dans le terrain ainsi que par simulation numérique. Ce procédé permet une première approximation de l'évolution de l'envasement.

Abstract: Sedimentation in the Bremgarten-Zufikon-reservoir on the Reuss river (Field observations and numerical simulation).

Sedimentation processes in the reservoir and in the lacustrine realm of Unterlunkhofen are investigated by field measurements and numerical simulation. This procedure provides an approximation of the silting-up progress.

1. EINLEITUNG UND ZIELSETZUNG

1975 wurde das neue Reusskraftwerk Bremgarten-Zufikon in Betrieb genommen. Zwei Jahre später begann die Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) im Rahmen des ETH-Reusstalforschungsprojektes die Ablagerungsvorgänge in der neu entstandenen Stauhaltung zu untersuchen.

Der Sedimentation im Flachsee von Unterlunkhofen — einer Ausbuchtung des Stauraums — wird dabei wegen seiner Bedeutung als Natur- und Vogelschutzreservat besondere Aufmerksamkeit gewidmet.

Die Untersuchungen dienen einerseits der Erprobung geeigneter experimenteller und messtechnischer Methoden für die Erfassung der Auflandungsprozesse, anderseits der Entwicklung eines numerischen Modells, welches die Sedimentationsvorgänge beschreiben und — basierend auf den Resultaten der Feldmessungen — voraussagen soll.



*Bild 1: Reussstauhaltung Bremgarten-Zufikon aus der Vogelschau.
Unten links: Stauwehr und Kraftwerk; oben links: Flachsee von Unterlunkhofen mit künstlich angelegten Inseln als Brutstätten für Vögel. Die Stauwurzel befindet sich im Bereich der Brücke Unterlunkhofen - Rottenschwil, etwa 200 m oberhalb des Flachsees.
(Foto Comet, mit freundlicher Genehmigung der Aargauischen Elektrizitätswerke).*

2. FELDARBEITEN

2.1. Ablagerungen im Flachsee von Unterlunkhofen

Mit der Absicht einen "künstlichen" Flachwasserbiotop zu schaffen, wurde die Stauhaltung westlich von Unterlunkhofen auf einer Strecke von 1,5 km rechtsufrig nicht eingedämmt. Dadurch wurden beim Aufstau rund 19 ha Land unter Wasser gesetzt (vgl. Bild 1).

Um die Sedimentationsraten in diesem Flachsee zu ermitteln, versucht man die Höhe der Ablagerungsschicht, welche sich auf dem überfluteten "Festland" absetzt, zu bestimmen. Zwei unterschiedliche Geräte kommen dafür zum Einsatz:

Mit einem Plexiglasrohr, das sich mit einem aufgesetzten Verschlussmechanismus abdichten lässt, können aus dem weichen Schlamm Sedimentkerne bis zur vormaligen "Landoberfläche" "gestochen" werden; die praktisch ungestörten Proben eignen sich besonders für qualitative Analysen der Ablagerungen im Vertikalprofil.

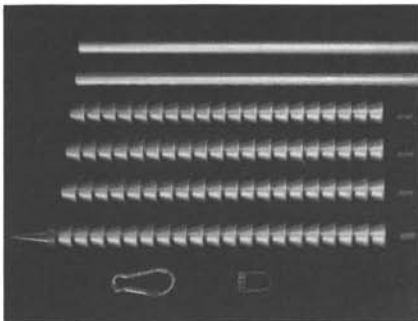


Bild 2: Eine rasche Bestimmung der Ablagerungshöhe erfolgt mit einem einfachen "Schlammloot", das aus einer Serie von maschinell gedrehten Aluminium-Kelchen besteht (Bild links). Das Griffstück kann beliebig verlängert und die Spitze durch den Schlamm bis zum festen Grund gestossen werden (Bild rechts). Beim Herausziehen bleibt der Schlamm in den Kelchen hängen, so dass die Ablagerungsmächtigkeit abgemessen werden kann.

Die Sedimentationsraten im Flachsee sind mit 1 - 25 cm/Jahr (Durchschnitt von 6 Jahren) örtlich sehr verschieden. Dies liegt einerseits daran, dass der Flachsee als Ausbuchtung der Stauhaltung stark durchströmte Zonen aufweist, was durch Strömungsmessungen auch quantitativ dokumentiert ist. Andererseits besteht eine gewisse Abgrenzung durch den Faschinenzaun, der am Uebergang von der Stauhaltung in den Flachsee zum Schutz gegen Geschwemmsel errichtet wurde und wo sich infolge der Fliessgeschwindigkeitsänderung bevorzugt Sediment absetzt. Hohe Sedimentationsraten sind auch in Buchten, welche im Strömungsschatten liegen, zu verzeichnen.

Im Luftbild unterscheiden sich diese Auflandungskernzonen deutlich von durchströmten Teilen des Sees. Hier erkennt man infolge der geringen Ablagerungshöhen noch Umrisse überfluteter Felder und Wege.

Luftbildvergleiche und Sondierungen mit dem Schlammlot werden die einfachsten Mittel sein, die Auflandung weiterhin zu beobachten, namentlich wenn durch eine Verlängerung des Faschinenzauns die Strömungsverhältnisse verändert werden sollten.

2.2. Sedimentation im Stauraum

Im Vergleich zum Flachsee erweist sich die direkte Erfassung der Ablagerungsraten im eigentlichen Stauraum infolge zeitweise starker Durchströmung als schwierig.

Das Bundesamt für Wasserwirtschaft nimmt im Einvernehmen mit der VAW im Abstand von zwei Jahren Querprofile im Stauraum auf (Bild 3). Diese Aufnahmen zeigen, dass stellenweise Ablagerungen von bis zu 2 m Mächtigkeit zu verzeichnen sind. Unmittelbar vor der Staumauer sind keine überdurchschnittliche Werte festgestellt worden. Dies ist auf die zeitweise Oeffnung der Grundablässe bei hohen Abflüssen zurückzuführen, weil dadurch ein grosser Teil der anfallenden Schwebstoffe direkt ans Unterwasser weitergegeben wird. Damit können auch grössere Spülungen vermieden werden, welche das Unterwasser unzumutbar mit Feststoffschüben belasten würden.

Die Querprofilaufnahmen dokumentieren nicht nur den gegenwärtigen Zustand der Sohle, sondern werden als wichtigste Randbedingung in das von uns entwickelte numerische Verlandungsmodell eingegliedert. Weitere notwendige Eingabedaten sind die Konzentration und die Korngrösse der eingetragenen sowie der abgesetzten Feststoffe. Zu

diesem Zweck wurden im Bereich der Stauwurzel (Brücke Rottenschwil) und im Turbinenauslauf bei hohen Abflüssen mit fest installierten automatischen Pumpsamplern im zeitlichen Abstand von 1 - 2 Stunden Wasserproben entnommen und die Feststoffe analysiert. Mit Hilfe von Tauchereinsätzen, konnten Sedimentfallen ausgesetzt und damit abgesetztes Material aufgefangen werden.

3. NUMERISCHE SIMULATION DER VERLANDUNG

Für die numerische Simulation des Verlandungsprozesses wird die Stauhaltung in Längsabschnitte eingeteilt, und die Rechnung in Zeitschritten durchgeführt, während denen die verschiedenen Parameter konstant gehalten werden. Die Anfangsgeometrie ist durch die Querprofilaufnahmen gegeben.

Wichtigste Vereinfachung ist die Rechnung mit einem konstanten massgebenden Korndurchmesser. Da die in der ungestauten Reuss transportierten Schwebstoffe mengenmässig erheblich mehr ins Gewicht fallen als das Geschiebe, muss angenommen werden, dass im Staubereich vorläufig nur erstere eine Rolle spielen. Langfristig muss aber auch ein Anwachsen des Kieselgehaltes bei der Stauwurzel berücksichtigt werden. Für die Vergleichsrechnungen mit der bisherigen Entwicklung und für die ersten Prognosen wurde nur der Schwebstoffanteil der Reuss berücksichtigt.

3.1. Programmaufbau

Für den in der Rechnung als massgebend angenommenen Korndurchmesser werden die kritische Schubspannungsgeschwindigkeit nach Iwagaki (1) und die Sinkgeschwindigkeit nach Rubey (2) bestimmt. Diese Werte bleiben für die ganze Rechnung konstant.

Nun wird für einen bestimmten Zeitschritt die Staukurvenberechnung und die Bestimmung der Verlandungs- resp. Erosionsmengen durchgeführt. Zuerst werden aus den Resultaten des vorhergehenden Zeitschritts die neuen Querprofile bestimmt. Dabei wird die Ablagerungsrate gleichmässig auf den Referenzabschnitt verteilt, die Erosion aber proportional zur Tiefe. Diese Rechnung entfällt natürlich beim ersten Zeitschritt.

Mit den neuen Querprofilen wird unter Annahme eines konstanten Rauigkeitsbeiwerts eine Staukurvenberechnung von unten nach oben durchgeführt. Der Wasserspiegel beim Wehr im untersten Profil bleibt für alle Abflüsse konstant,

gemäss Konzession des Kraftwerks. Danach stehen für jeden Längsabschnitt hydraulischer Radius, Energieliniengefälle und somit die Transportkapazität fest. Letztere wird für den gewählten Korndurchmesser nach Engelund/Fredsoe (3) bestimmt.

Von oben nach unten berechnet, resultiert nun für jeden Längsabschnitt die Differenz zwischen aktueller Schwebstoffführung und dem Transportvermögen, d.h. die neue Erosions- resp. Verlandungsrate. Es wird die Einschränkung gemacht, dass bei einem Ueberschuss an Transportkapazität das Konzentrationsprofil nicht sofort gesättigt wird, sondern dass die Sohlenerosionsrate die Geschiebetransportkapazität (Transportanteil in unmittelbarer Sohlennähe) nicht übersteigen kann. Weiter kann bei einem Ueberschuss an suspendiertem Material der Absetzvorgang nicht schneller erfolgen, als dies die vorherberechnete Sinkgeschwindigkeit zulässt. Ohne diese Einschränkungen würden in den Rechnungen unrealistische Schwankungen und Instabilitäten auftreten.

Die berechneten Erosions- und Depositionsraten bilden die Grundlage für den nächsten Zeitschritt.

3.2. Dateneingabe, Vergleichsrechnung

Erste Sensitivitätsanalysen durch Vergleich der Rechnung mit der Sohlenentwicklung 1977 - 1979 (Profile BWB, Bild 3) zeigten, dass eine Variation des massgebenden Korndurchmessers den Ort der intensivsten Verlandung, eine Variation der Schwebstoffkonzentration in der Reuss oberhalb der Stauhaltung die Verlandungsintensität massgeblich beeinflussten. Durch reinen Vergleich, indem die Tagesmittel der Wasserführung in der Reuss und der kleinen Emme berücksichtigt wurden, konnten die beiden Eingabegrössen zu $d = 0.05 \text{ mm}$ und $c = Q_s/Q_E = 2.2$ ($Q_E - Q_{Eo}$) unabhängig voneinander bestimmt werden. Q_s ist die sekundliche Schwebstoffführung in der Reuss, bezogen auf Q_E , den momentanen Abfluss in der kleinen Emme, und Q_{Eo} der mittlere Emmeabfluss vor Beginn eines Hochwasseranstiegs. Der Abflussanteil der Emme wurde demnach als entscheidend angesehen. Die Korngrösse 0.05 mm entspricht aber auch ungefähr dem mittleren Durchmesser des abgelagerten Materials. In Filtraten der Schwebstoffproben lagen aber nur die gröberen Fraktionen in diesem Bereich.

Die Schwebstoffkonzentrationen, die als Eingabeparameter für die numerische Simulation gebraucht werden, durften also lange nicht so hoch sein wie die effektiv im Feld gemessenen. In den erhaltenen Schwebstoffproben findet sich auch ein grosser Anteil von viel feinerem Material, das sich im Stauraum nur beschränkt absetzen kann und für den Verlandungsprozess somit bedeutungslos ist. Die optimierte obige Schwebstofffunktion erfüllt denn auch diese Bedingung, die Eingabekonzentrationen sind wesentlich kleiner als die im Feld bestimmten.



Bild 3: Vergleich der Querprofile 1977 und 1979 gemäss Sohlenaufnahme BWB

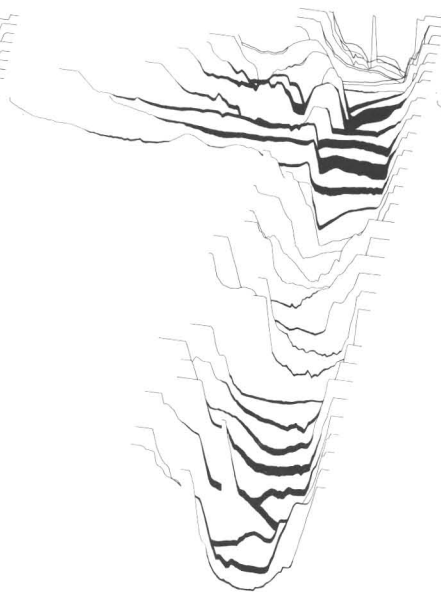


Bild 4: Vergleich der Querprofile 1977 und 1979, erhalten durch numerische Simulation



Bild 5: Veränderung in der Stauhaltung in 1987, gemäss numerischer Simulation mit mehrfachen Wiederholungen der Abflüsse von 1977 - 1979.

Die Querprofile sind ca. 15 fach überhöht.

Bild 4 zeigt die Aenderung der Querprofile für die Vergleichsperiode gemäss Rechnung. Das Resultat wurde durch bestmögliche Anpassung der Eingabedaten, deren Grössenordnung durch Felddaten erhärtet ist, erhalten. Eine bessere Anpassung ist nur möglich durch eine Verfeinerung der Rechnung, etwa das Einführen einer zusätzlichen Randbedingung in den obersten Profilen, da dort eine Kiessole vorhanden ist und das Modell vorläufig dort zu starke Erosionsraten angibt, oder genauere Bestimmung der Gerinnerauhgkeit.

4. PROGNOSE

Mit dem nun vorhandenen Prognosemodell wurde versucht, die Entwicklung für die Zukunft abzuschätzen, unter alleiniger Berücksichtigung der Schwebestoffe. Die Periode 1977 - 1979 wurde in hydrologischer Sicht als repräsentativ angesehen und 4 mal wiederholt. Die dadurch für das Jahr 1987 erhaltene Verlandung ist aus Bild 5 ersichtlich. Aus den jährlichen Depositionsraten ist ein Trend zu einem Gleichgewichtszustand hin ersichtlich, der aber nach der durchgeführten Rechnung 1987 noch nicht erreicht wäre. Zu diesem Zeitpunkt würden am oberen Ende der Stauhaltung bei Hochwasser 40 - 50 cm höhere Wasserspiegellagen auftreten als 1977.

5. SCHLUSSFOLGERUNG

Mit dem für die Stauhaltung Bremgarten-Zufikon entwickelten mathematischen Prognosemodell kann ein Bild von der künftigen Sohlenentwicklung entworfen werden. Vorerst ist mit weiteren starken Ablagerungen von Feinsand und Schlamm zu rechnen. Die Verlandungsintensität nimmt mit der Zeit ab. Die höhere Sohlenlage, die zu einem Gleichgewichtszustand tendiert, bewirkt einen gewissen Verlust an Abflusskapazität. Eine verlässliche längerfristige Prognose ist allerdings nur möglich bei genauerer Erfassung der Gerinnerauhgkeit und bei Berücksichtigung des vorerst vernachlässigten Anwachsens des Kiesdeltas im Stauwurzelbereich. Langfristig müsste auch der Betrieb der Wehranlage den neuen Bedingungen angepasst werden.

Literaturhinweise

- 1.) Y.Ywagaki, Y. Tsuchiga, " An Analysis of the Stable Cross Section of a Stream Channel ", Disaster Prev. Inst. , Kyoto Univ., Bull. no. 29, march 1959.
- 2.) W. W. Rubey, " Settling Velocities of Gravel , Sand and Silt Particles ", Am. J. of Sci., 5th series, Vol. 25, No. 148, 1933, pp. 325 - 338.
- 3.) F.Engelund, J. Fredsoe, " A Sediment Transport Model for Straight Alluvial Channels", Nordic Hydrology 7, 1976.

*Internationale Fachtagung über
Verlandung von
Flussstauhaltungen und
Speicherseen im Alpenraum*

Zürich, 22. und 23. Oktober 1981

*Mitteilung Nr. 53 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der
Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich*

*Symposium international sur
la sédimentation de retenues
en rivière et de réservoirs
dans le secteur alpin*

Zurich, les 22 et 23 octobre 1981

Die Bedeutung von verlandenden Stauräumen für die Vogelwelt am Beispiel der Stauseen Klingnau und Bremgarten-Zufikon

Pavel Broz, dipl. Bau-Ing. ETH

Zieglerhaus, CH-8911 Rottenschwil

Zusammenfassung

Die hervorragende Bedeutung von verlandenden Stauräumen für die Vogelwelt im besonderen und den gesamten Naturhaushalt ganz allgemein wird am Beispiel der Wasservögel auf zwei Stauseen im Schweizerischen Mittelland dargestellt.

Résumé

L'importance des retenues dans le processus de sédimentation pour l'avifaune démontrée par exemple des lacs de Klingnau et Bremgarten-Zufikon

L'importance significative des retenues dans le processus de sédimentation pour l'avifaune en particulier et le system écologique en général est démontrée par l'exemple des oiseaux aquatiques de deux retenues du plateau suisse.

Summary

The importance for birds of reservoirs filled up by sediments shown on the example of lakes 'Klingnau' and 'Bremgarten-Zufikon'

The outstanding importance of reservoirs filled up by sediments for birds in particular and the nature in general is shown on the example of waterfowl on two lakes in northern Switzerland.

1. Einleitung

Es mag vielleicht überraschen, dass die Verlandung von Stauräumen auch positive Seiten haben soll. In den meisten Fällen verursacht ja die Verlandung von Stauseen für die Betroffenen (z.B. Kraftwerksgesellschaften) mehr oder weniger grosse Probleme. Die grössten Schwierigkeiten entstehen bei den Speicherseen, weil dort das Stauvolumen ausschlaggebend ist. Weniger Probleme ergeben sich im allgemeinen in Stauseen von Laufkraftwerken. Im günstigsten Falle verläuft dort die Verlandung derart, dass sie den Kraftwerksbetrieb nicht beeinträchtigt. Andererseits erlangen aber gerade solche verlandenden Stauräume eine hervorragende Bedeutung für die Vogelwelt und den gesamten Naturhaushalt.

Am Beispiel der Wasservögel an zwei Stauseen im Schweizerischen Mittelland soll im folgenden dieser Aspekt kurz dargestellt werden. Zuerst müssen aber einige Grundlagen erläutert werden, welche zum Verständnis der nachfolgenden Ausführungen beitragen sollen.

2. Einige Grundlagen

Jeder natürliche See dient verschiedenen Vogelarten als Lebensraum. Er kann je nach Gegend und Vogelart als Brut-, Rast- oder Ueberwinterungsplatz dienen. Aber auch die meisten künstlichen Seen im Alpenvorland werden früher oder später von der Vogelwelt, insbesondere von den Wasservögeln besiedelt. Die Eignung der Stauseen für die Vogelwelt richtet sich in erster Linie nach der Erreichbarkeit der vorhandenen Nahrung. Es handelt sich dabei einerseits um verschiedene Wasserpflanzen und Algen, andererseits um Kleinlebewesen wie Schnecken, Muscheln, Würmer, Insektenlarven und andere. Diese Nahrung findet man vor allem im Bereich des Seegrundes. Somit spielt die Seetiefe, die ja massgebend durch die Verlandung beeinflusst wird, eine entscheidende Rolle.

Die verschiedenen Wasservogelgruppen erreichen bei der Nahrungsaufnahme vom Seegrund sehr unterschiedliche Wassertiefen. Die Darstellung in Abbildung 1 soll dies etwas veran-

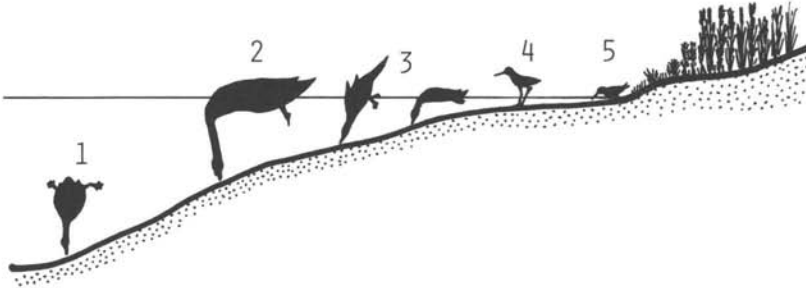


Abb.1. Schematische Darstellung der Anpassung von Wat- und Wasservögeln an die Uferzonen eines Gewässers (nach Reichholf 1973):
1 = Tauchenten (Reiher-, Tafel-, Schellenten u.a.)
2 = Höckerschwan
3 = Gründelenten (Spiess-, Stock-, Krickenten u.a.)
4 = langbeinige Watvögel
5 = kurzbeinige Watvögel

schaulichen. Die Tauchenten erreichen mit etwa 6 Metern die grössten Wassertiefen. Der Höckerschwan taucht nicht, erreicht aber dank seines langen Halses Tiefen von maximal anderthalb Metern. Die Gründelenten können Nahrung bis 50 cm unter Wasser suchen und schliesslich die Watvögel bis etwa 20 cm. Innerhalb jeder Gruppe gibt es noch weitere Unterschiede zwischen den einzelnen Arten. Wegen ihrer kleinen Gestalt erreicht die Krickente Tiefen von nur etwa 25 cm. Die



Abb.2. Stockenten suchen gründelnd nach Nahrung in untiefen, aufgelandeten Wasserbereichen am Stausee Bremgarten-Zufikon.

gründelnde Spiessente dagegen gelangt mit ihrem längeren Hals bis in eine Tiefe von 50 cm. Bei einzelnen Arten gibt es sogar Unterschiede zwischen Männchen und Weibchen. So bevorzugen bei der Reiherente die Weibchen eine Tauchtiefe von 3,5 bis 4,5 Metern, die Männchen aber 4,5 bis 5,5 Metern.

Man sieht also daraus, dass die Nahrung auf dem ganzen Seeboden von einer Tiefe von etwa 6 Metern an aufwärts von den Wasservögeln vollständig genutzt werden kann. Aus diesem Grunde sind für die Vogelwelt vor allem wenig tiefe Seen von besonderer Bedeutung. Schon ein grosser Teil der natürlichen Seen ist nur im Uferbereich für die Wasservögel interessant. Auch alle Speicherseen im Alpenraum weisen eine zu grosse Tiefe auf. Ausserdem wirkt sich dort der stark schwankende Wasserspiegel ungünstig aus. Zudem liegen sie meistens auf einer grossen Meereshöhe und werden schon aus diesem Grunde von den Wasservögeln nicht besiedelt.

Günstigere Bedingungen liegen dagegen bei vielen Flussstauseen vor. Meistens werden sie aber erst durch die fortschreitende Verlandung geschaffen. Wie viele Beispiele zeigen, kann in solchen Stauseen die Verlandung recht schnell vor sich gehen. Aber auch hier gibt es Unterschiede. In schmalen Stauräumen stellt sich das neue Gleichgewicht zwischen Auflandung und Abtrag bereits bei einer grösseren Wassertiefe ein. Damit wird der Seegrund höchstens für die Tauchenten erreichbar. Je breiter der Stausee, desto eher kann die Verlandung weiter-schreiten bis sich Flachwasserzonen und schliesslich Inseln ausbilden.

3. Die Entwicklung am Stausee Klingnau

Wie Beobachtungen zeigen, verlanden die beiden Stauseen Klingnau und Bremgarten-Zufikon recht stark. Der 1935 entstandene Stausee Klingnau hat parallel zur fortschreitenden Verlandung in Bezug auf die Vogelwelt eine interessante Entwicklung durchgemacht. Als praktisch der ganze See noch eine Tiefe von 4 bis 6 Metern aufwies, diente er vor allem den Tauchenten als bedeutendes Ueberwinterungsgebiet. Von November bis Februar waren durchschnittlich etwa 6000 Enten anwe-

send und nutzten die idealen Bedingungen aus. Es waren vor allem Tafel- und Reiherenten. Mit zunehmender Verlandung nahmen die Bestände der Tauchenten ab, dafür stieg die Zahl der anwesenden Gründelenten. Durch die hohen Zahlen rastender Schnatterenten erlangte der See internationale Bedeutung für diese Vogelart. Für viele andere Arten hat er gesamtschweizerische Bedeutung. Für Spiessente und Krickente ist der Klingnauer Stausee gar der bedeutendste Ueberwinterungsplatz der Schweiz. Durch weiterschreitende Verlandung hat sich der See in neuerer Zeit auch zu einem einzigartigen Rastplatz für Watvögel entwickelt. Es können dort gleichzeitig bis 15 verschiedene Watvogelarten in mehreren Hundert Exemplaren beobachtet werden. Der See gehört zu den nur etwa 5 Gebieten in der ganzen Schweiz, wo die kurzbeinigen Watvögel in grösserer Zahl regelmässig rasten können. Sie finden dort die ihnen zusagenden offenen Sand- und Schlickbänke. In diese Gruppe gehört zum Beispiel auch der Sichelstrandläufer.

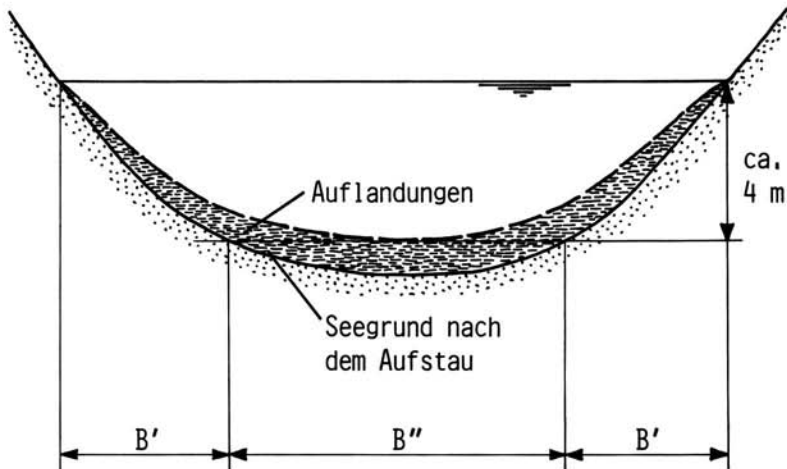


Abb.3. Vereinfachte und stark überhöhte Darstellung des Querschnittes im unteren Teil des Stausees Bremgarten-Zufikon. B': Seegrund für die tauchenden Tafelenten gleich nach dem Aufstau erreichbar. B'': Seegrund erst nach Auflandung für die Enten erreichbar. Weitere Erklärung im Text.

4. Beispiele vom Stausee Bremgarten-Zufikon

Der Stausee Bremgarten-Zufikon mit dem speziell als Wasservogelschutzgebiet angelegten Flachsee Unterlunkhofen ist 1975 entstanden. Obwohl auch hier die Verlandung sehr schnell vor sich geht, befindet sich der See zurzeit sowohl in dieser Hinsicht als auch in Bezug auf die Vogelwelt noch vollständig in der Anfangsphase seiner Entwicklung. Dennoch konnte man bereits verschiedene bemerkenswerte Beobachtungen machen. Zum Beispiel haben die Bestände der überwinternden Tafelenten

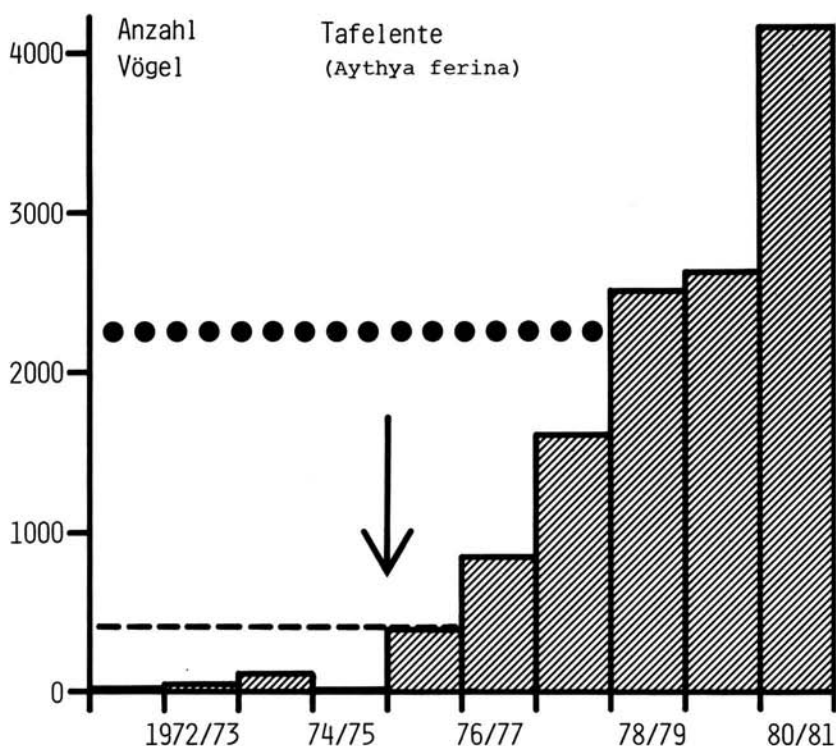


Abb.4. Gesamtzahl der überwinternden Tafelenten am Stausee Bremgarten-Zufikon bzw. im gleichen Gebiet vor dem Aufstau. Angegeben sind jeweils die festgestellten Tageshöchstwerte in den Wintern 1971/72 bis 1980/81. Der Pfeil markiert den Zeitpunkt des Aufstaus. Die fett punktierte horizontale Linie bezeichnet die für Anerkennung als Feuchtgebiet von internationaler Bedeutung notwendige Mindestzahl, die dünne Linie die entsprechende nationale Limite.



Abb.5. Aufgelandete Sand- und Schlickbänke im Staubereich des Kraftwerkes Bremgarten-Zufikon.

schon in den ersten Wintern sehr stark zugenommen. Die Enten suchen ihre Nahrung tauchend vorwiegend im unteren Teil des Stausees. Dabei konnte man dort eine interessante Feststellung machen. Anfänglich tauchten die Enten nur bis zu einer gewissen Distanz vom Ufer her gegen die Flussmitte. Inzwischen tauchen sie auf der ganzen Stauseebreite. Die Skizze in Abbildung 3 gibt eine Erklärung dafür. Der Seegrund muss sich durch Auflandung erhöht haben, so dass er für die tauchenden Enten erreichbar wurde. Die Querprofilmessungen haben inzwischen diese Annahme bestätigt. Dieser Umstand wirkte sich neben anderen Einflüssen auf die Bestände der Tafelenten aus. Die Zahlen nahmen von Winter zu Winter sehr stark zu. In Abbildung 4 ist diese Entwicklung für die letzten 10 Winter dargestellt. Der Bestand ist seit dem Winter 1978/79 so hoch, dass der Stausee Bremgarten-Zufikon für die Tafelente internationale Bedeutung als Ueberwinterungsplatz erlangt hat. An besonders exponierten Stellen sind auch bereits die ersten Sand- und Schlickbänke entstanden (Abb.5). Diese werden natürlich sofort von weiteren Vogelarten, vor allem vielen Watvögeln, als Nahrungsplätze benutzt.

5. Schlussbetrachtungen

Weshalb aber haben gerade diese Stauseen eine so grosse Bedeutung für die Wasservögel. Dies hat vor allem zwei Gründe. Das Alpenvorland liegt im Bereich der Ueberwinterungsgebiete vieler Entenarten, deren Brutgebiete in Nord- und Osteuropa liegen. Viele Wat- und Wasservogelarten überqueren auf ihrem Zug aus den Brutgebieten im Norden Europas und Asiens in die Winterquartiere das europäische Binnenland. Auf diesem Weg sind sie auf nahrungsreiche Rastplätze angewiesen. So zum Beispiel der bereits erwähnte Sichelstrandläufer. Sein Brutgebiet liegt in Ostsibirien, sein Winterquartier in der südlichen Hälfte Afrikas. Jährlich legt er auf seiner Wanderung zweimal mindestens 5000 Kilometer zurück!

Andererseits sind durch Eingriffe des Menschen die natürlichen Flachwasserzonen in ganz Europa sehr selten geworden. In der Schweiz wurden 90 Prozent der ursprünglichen Feuchgebiete zerstört. Es überrascht also nicht, wenn künstliche Lebensräume wie die verlandenden Stauseen eine so grosse Bedeutung erlangen; und zwar nicht nur für die Vogelwelt, sondern für den gesamten Naturhaushalt. Viele bedrohte Tier- und Pflanzenarten finden hier ihre letzten Lebensstätten.

Diese Ausführungen dürfen aber nicht dazu verleiten, sie als Rechtfertigung für die Schaffung immer weiterer Stauseen zu benutzen. Wie ja schon erwähnt wurde, kann sich nicht jeder Stausee in dieser für die Natur positiven Richtung entwickeln. Auch gilt es immer zu beachten, welche Lebensräume durch den Bau des Stausees zerstört werden. Ein generelles Urteil über Stauseen kann es nicht geben. Es müssen immer wieder von neuem anhand der lokalen Gegebenheiten die Vor- und Nachteile für das betroffene Ökosystem abgewogen werden.

Literatur

- Leuzinger, H., 1976. Inventar der Schweizer Wasservogelgebiete von internationaler Bedeutung. "Der Ornithologische Beobachter" 73: 147-194.
Maurer, R., P. Willi und F. Egloff, 1980. Der Klingnauer Stausee. "Natur und Landschaft" 55: 55-60.
Reichholf, J., 1976. Zur Öko-Struktur von Flusstauseen. "Natur und Landschaft" 51: 212-218.
Schifferli, L., 1980. Der Klingnauer Stausee, ein Feuchtgebiet von internationaler Bedeutung. "Wasser, Energie, Luft" 72: 151-154.

*Internationale Fachtagung über
Verlandung von
Flussstauhaltungen und
Speicherseen im Alpenraum*

Zürich, 22. und 23. Oktober 1981

Mitteilung Nr. 53 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich

*Symposium international sur
la sédimentation de retenues
en rivière et de réservoirs
dans le secteur alpin*

Zürich, les 22 et 23 octobre 1981

**Verlandung der Stauräume von Wasserkraftanlagen an den
schwäbisch-bayerischen Flüssen Iller, Günz, Wertach und Lech**

Dipl.-Ing. H. Schiechl

Bayerische Wasserkraftwerke AG, Dom-Pedro-Strasse 19, D-8000 München 19

Ing. (grad.) G. Hillenbrand

Lech-Elektrizitätswerke AG, Schaezlerstrasse 3, D-8900 Augsburg

Dr. Ing. R. Rapp

Bayerische Wasserkraftwerke AG, Dom-Pedro-Strasse 19, D-8000 München 19

Zusammenfassung. Die Elektrizitätsversorgungsunternehmen Lech-Elektrizitätswerke AG, Augsburg (LEW), Bayerische Elektrizitätswerke GmbH, München (BEW) und Bayerische Wasserkraftwerke AG, München (BAWAG) betreiben an den oben erwähnten Flüssen insgesamt 32 Wasserkraftwerke mit Flussstauhaltungen. Nach einleitenden Hinweisen auf die geographischen, geologischen und hydrologischen Gegebenheiten, die Entwicklung des Ausbaues dieser Flüsse und Angabe energiewirtschaftlicher Daten wird auf die Verlandung der Stauhaltungen eingegangen. Der Bericht ist vor allem als Materialsammlung zu betrachten, an einigen Beispielen werden Einzelheiten erläutert.

Résumé. Atterrissement des retenues des installations de force motrice hydraulique sur les rivières de Souabe-Bavière: Iller, Günz, Wertach et Lech

Les entreprises d'électricité LEW, BEW et BAWAG exploitent sur les rivières ci-dessus mentionnées au total 32 centrales hydro-électriques à retenues fluviales. Après quelques remarques d'introduction sur les conditions géographiques, géologiques et hydrologiques, sur le développement de l'aménagement de ces rivières et après présentation de quelques chiffres d'économie énergétique, il sera traité de l'atterrissement des retenues. Le rapport doit être surtout considéré comme un recueil de matériel; des détails feront l'objet d'un commentaire à l'appui de quelques exemples.

Abstract. Silting-up of the reservoirs of hydroelectric generating stations on the Swabian-Bavarian rivers Iller, Günz, Wertach and Lech
The electricity supply bodies LEW, BEW and BAWAG operate at the above mentioned rivers a total of 32 hydroelectrical generating stations with river reservoirs. After some introductory remarks on geographic, geological and hydrological features and on the development and extension of these rivers, as well as the quotation of data relating to the economics of energy supply, the silting-up of the reservoirs is dealt with. The report should be treated as a collection of material; details are explained with reference to some examples.

1. Geographische, geologische und hydrologische Gegebenheiten

Iller, Lech und Wertach entspringen in den nördlichen Kalkalpen, die Günz hat ihren Ursprung im bayerischen Voralpenland. Diese Gewässer fließen im wesentlichen gestreckt nach Norden zur Donau, wobei die Wertach bei Augsburg in den Lech mündet. Nachdem Iller, Lech und Wertach das alpine Gebiet verlassen haben, durchfließen sie - wie auch die Günz - die diluvialen bzw. alluvialen Schotterfelder der Iller-Lechplatte. Streckenweise haben sich die Flüsse infolge Sohlenerosion in den tertiären Untergrund der oberen Süßwassermolasse eingegraben.

In nachstehender Tabelle sind die mittleren, jährlichen Niederschlags-Abfluß- und Verdunstungshöhen der einzelnen Flußgebiete in den im Bild 1 gekennzeichneten Bereichen nach Aufzeichnungen des Bayer. Landesamtes für Wasserwirtschaft in München zusammengestellt.

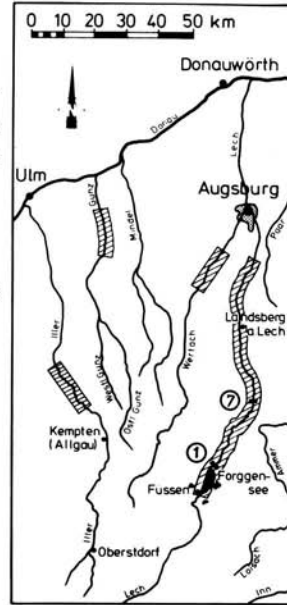


Bild 1. Übersicht

Tabelle 1: Niederschlag, Abfluß und Verdunstung im betrachteten Bereich

	Iller	Günz	Wertach	Lech ¹⁾
1) Lech ohne Einzugsgebiet in Österreich				
Mittlere jährliche Niederschlagshöhe (mm/a)	1591	855	850	1156
Mittlere jährliche Verdunstungshöhe (mm/a)	585	575	563	563
Mittlere jährliche Abflußhöhe (mm/a)	1006	280	287	593
Abflußverhältnis Sommer:Winter	1,6:1	1:1	1,05:1	1,8:1

Die genannten Flüsse haben die typischen Eigenschaften geschiebeführender Flüsse mit voralpinem Abflußcharakter. Ihre Wasserführung ist stark schwankend mit schnell anlaufenden Hochwässern. Die vier Flüsse sind zusammen mit ca. 70% am Jahresabfluß der Donau unterhalb der Lechmündung beteiligt.

Die hydrologischen und geologischen Verhältnisse verursachen hohe Geschiebe- und Schwebstofffrachten, die zu den Verlandungserscheinungen

in den durch den Wasserkraftausbau gebildeten Stauräumen führen.

2. Entwicklung des Ausbaues der Flüsse

Mit der Würmeiszeit erhielt das bayerische Alpenvorland das letzte Gepräge. Bis vor etwa 200 Jahren beherrschten die Flüsse die Niederungen und Hänge ihrer Täler. Die landeskulturelle und wirtschaftliche Entwicklung verlangten schon frühzeitig Schutzmaßnahmen gegen Hochwasser, Landabrisse, Überschwemmungen, Vermurungen und Versumpfungen. Flußkorrekturen in größerem Umfang entstanden um die Mitte des vorigen Jahrhunderts, wodurch die Hochwassergefahren gemindert und die Erosionsvorgänge über die Talbreite begrenzt wurden, dafür aber durch das auf Grund der Kürzung des Flußlaufes erhöhte Fließgefälle die Tiefenerosion eingeleitet wurde. Die Folge war die Notwendigkeit durch den Einbau von Schwellen bzw. Wehren in gefährdeten Strecken die Flußsohle zu stützen. Die endgültige Konsolidierung des Flusses war jedoch am besten zu erreichen durch den um 1940 einsetzenden Ausbau zur Wasserkraftnutzung an den betrachteten Flüssen.

Während am Lech ein systematischer Ausbau der gesamten Flußstrecke von Füssen bis Augsburg durch die BAWAG erfolgt, werden an Iller, Günz und Wertach nur Teilstrecken genutzt. Derzeit sind am Lech und an der Wertach je zwei Staustufen im Bau.

3. Verlandung der Stauräume

Mit der durch den Wasserkraftausbau verbundenen Schaffung von Stauräumen setzte natürlich sofort das Problem der Verlandung ein, wobei die jeweils obersten Stauhaltungen in erster Linie betroffen sind. Nachstehend wird hierüber nur in quantitativer Hinsicht und nur für einzelne Bereiche berichtet.

Für die Iller gilt dies allgemein für die Staustufen V, VI, VII und VIII, wogegen auf den Kopfspeicher IV - Altusried näher eingegangen wird.

Für Günz und Wertach wird allgemein über die fünf Stufen bzw. drei Stufen berichtet.

Für den Lech erfolgt eine Betrachtung des ehemaligen Kopfspeichers Stufe 7 der Kraftwerkskette bis Stufe 15, der 1950 in Betrieb genommen wurde, sowie des Jahresspeichers Forggensee, der seit 1954 als Stufe 1 die Funktion des Kopfspeichers übernommen hat.

Flußmorphologische Kennwerte und energiewirtschaftliche Daten für die genannten Flüsse sind in Tabelle 2 zusammengestellt.

Tabelle 2: Wasserwirtschaftliche und flußmorphologische Kennwerte, sowie energiewirtschaftliche Ausbaudaten

Fluß		Iller	Günz	Wertach	Lech	
Wasserwirtschaft	Gesamtlänge	km	150	85	140	250
	Ges.-Einzugs- gebiet A_{Eo}	km ²	2115	707	1400	4124
	betrachteter Bereich	von Fl.km	90,0	26,5	32,2	166,0
		bis Fl.km	59,3	15,4	22,2	56,2
		Länge km	30,7	11,1	10,0	109,3
	Rohfallhöhe Hg	m	45	26	28,0	269
	mittleres Gefälle I	‰	1,5	2,3	2,8	2,5
Mittelwasser MQ	m ³ /s	54	7	20	85	
höchst.Hochwasser HHQ	m ³ /s	850	100	420	1100	
<hr/>						
Pegel		Kempten		Türkheim	Füssen	
Fluviatiler Abtrag	Geschiebefracht	m ³ /a	-	-	-	110 000
	Schwebstofffracht Se_f	m ³ /a	150 000	-	30 000	314 000
	m.Schwebstoffgeh. MSe_c	g/m ³	106	-	ca. 47	186
	Schwebstoffabtrag	t/km ²	157	-	44	221
	Sandfracht	m ³ /a	-	-	30 000	32 000
	Lösungsfracht	t/a	-	-	188 000	549 000
	Entnahmen oberhalb	m ³ /a	35 000	-	geringe Einzelentnahmen	70 000
	Kopfspeicher bei	Fl.km	83,8	-	121,4	154
<hr/>						
Anzahl der Kraftwerke		5	5	3	19	
Energieerzeugung	Schwellbetrieb		ja	ja	beantragt	ja
	Ausbaufallh. H_{Ka}	m	41	26	29	211
	Ausbauwassermenge Q_a	m ³ /s	100	17	32	142,5
	Ausbauleistung P_a	MW	31	3	8	223
	Arbeitsdargebot im Regeljahr A_p	GWh	130	12	37	1000

3.1 Stauraumverlandung der Wasserkraftanlagen der Lech-Elektrizitätswerke AG an der Iller

	IV Altus- ried	V Fluh- mühle	VI Legau	VI Maria Steinbach	VIII Lautrach
Fl. km	83,770	78,178	71,779	64,950	59,900
Einzugsgeb. km ²	1168	1179	1212	1222	1324
Inbetriebnahme	1961	1944	1943	1938	1948
ursprüngliches Stauraumvolumen m ³	3 500 000	3 400 000	3 600 000	2 400 000	2 300 000

Stauraumver- landung m³

Jahr 1950		115 000			
1956			277 000	27 000	
1957		229 000	222 000		13 000
1962	395 000	-85 000	37 000	120 000	100 000
1965	367 000				
1969	280 000	-3 000	88 000	26 000	7 000
1972	379 000		ca.100 000	ca.40 000	64 000
1978					

Verlandungs- volumen		1 421 000	256 000	724 000	213 000	184 000
Verbleibender Stauraum m ³		2 079 000	3 144 000	2 876 000	2 187 000	2 116 000
Stand 1978 %		59	92	80	91	92



In obenstehender Tabelle werden für die Iller die Verlandungsverhältnisse der Kraftwerkstreppe Stufe IV bis VIII dargestellt.

Bild 2. Wasserkraftanlagen der LEW an der Iller

Die Iller-Staustufe IV Altusried, die seit 1961 als Kopfspeicher dient, ist erwartungsgemäss am stärksten von der Stauraumverlandung betroffen. Anhand der Profilaufnahmen ist zu ersehen, daß in einem Zeitraum von 20 Jahren über 40% des Stauraums verlandet sind. Dagegen ist die Einbuße an Wasserspiegelfläche unbedeutend, wie aus Bild 3. hervorgeht. Die Nutzinhaltsskurve zeigt deutlich die Anlandungen im Bereich mit großer Wassertiefe. Dennoch kann nicht grundsätzlich von Anlandungen in Tiefstellen ausgegangen werden, vielmehr ist bei diesem Stauraum eine Anlandung jeweils angenähert proportional zur Querschnittsfläche festzustellen (Bild 4.).

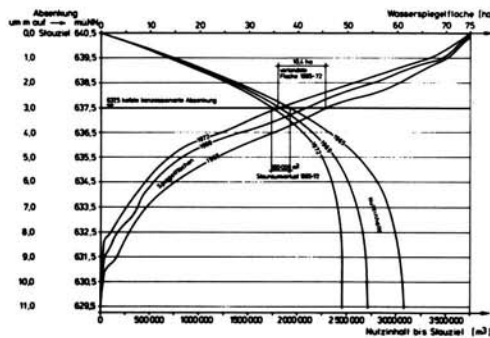
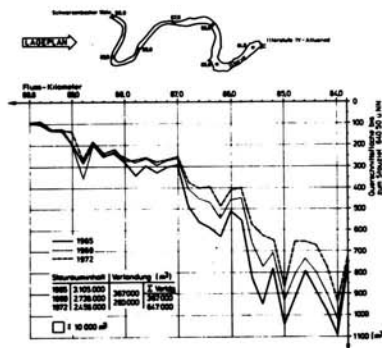


Bild 3. Veränderung des Nutzinhalt und der Wasserspiegelfläche der Iller-Staustufe IV Altusried



3.2 Stauraumverlandung der Wasserkraftanlagen der Bayerischen Elektrizitätswerke GmbH an der Günz

	Oberegg Kopfspeicher	Höselhurst	Watten- weiler	Ellzee	Waldstetten Ausgleichs- speicher
Fl.km	(23,6)	21,4	19,9	17,5	15,4
Inbetriebnahme	1942	1950	1954	1955	1940
ursprüngliches Stauraumvolu- men m ³	470 000	48 000	30 000	52 000	310 000
Einzugsgebiet km ²	-	-	-	-	586
<hr/>					
Stauraum- verlandung m ³					
Jahr 1959					53 000
1973	210 000	ca. 2 000	ca. 2 000	ca. 2 000	59 000
<hr/>					
Verlandungs- volumen	210 000	ca. 2 000	ca. 2 000	ca. 2 000	112 000
Verbleibender Stauraum m ³	260 000	ca. 46 000	ca. 28 000	ca. 50 000	198 000
Stand 1973 %	55	96	93	96	64



Die Wasserkraftanlagen an der Günz haben verhältnismässig kleine Stauräume. Eine systematische Aufnahme der Verlandungen wurde bisher nicht durchgeführt. Die vorliegenden Ergebnisse werden in obenstehender Tabelle aufgeführt.

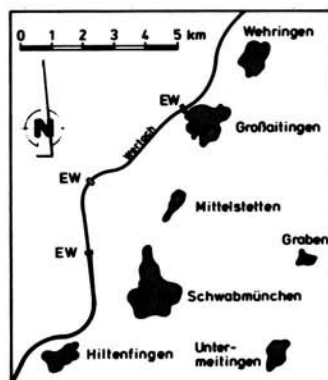
Bild 5. Wasserkraftanlagen der BEW an der Günz

3.3 Stauraumverlandung der Wasserkraftanlagen der Bayerischen Elektrizitätswerke GmbH an der Wertach

	Schwabmünchen	Mittelstetten	Großaitingen
Fl.km	28,29	26,05	22,20
Inbetriebnahme	1956	1970	1970
ursprüngliches Stauraumvolumen m ³	980 000	300 000	385 000
Einzugsgebiet km ²	949	957	975

Stauraum- verlandung	m ³		
Jahr 1956	120 000		
1961	40 000		
1964	20 000	unbedeutend ca. 10 000	unbedeutend ca. 15 000
1975	20 000		
1977	40 000		
1981			

Verlandungs- volumen	240 000	ca. 10 000	ca. 15 000
Verbleibender Stauraum m ³	740 000	290 000	370 000
Stand 1981 %	75	97	96



Die Wasserkraftanlage Schwabmünchen, die seit 1956 in Betrieb ist, hat als einzige der 3 betrachteten Stau-stufen einen größeren Stauraum, von dem Ergebnisse über die Verlandung vorliegen.

Bild 6. Wasserkraftanlagen der BEW an der Wertach

3.4 Stauraumverlängerung der Wasserkraftanlagen der Bayerischen Wasserkraftwerke AG am Lech

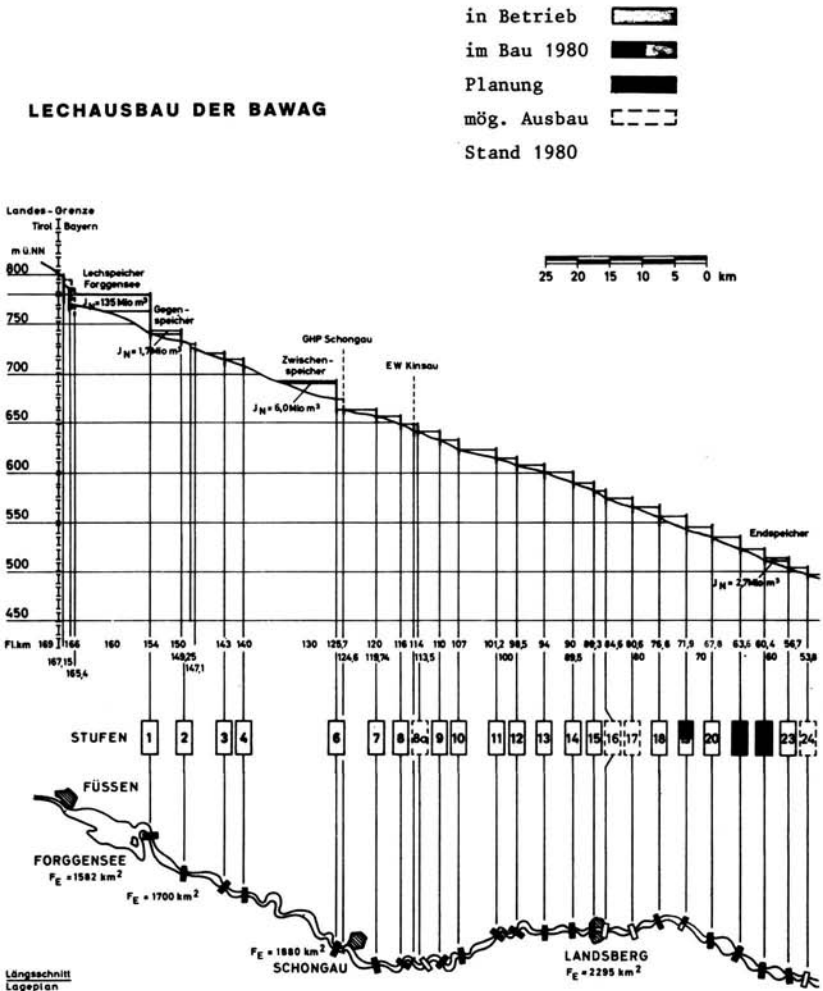


Bild 7. Lechausbau der BAWAG zwischen Füssen und Augsburg

Der Lechsaubau erfolgte im wesentlichen in drei Abschnitten und zwar von 1940 bis 1950 zwischen Schongau und Landsberg, von 1950 bis 1972 zwischen Füssen und Schongau und seit 1973 zwischen Landsberg und Augsburg. Durch diese Baufolge haben sich teilweise auch die Funktionen der Stauräume verändert.

Nachfolgend wird auf die Verlandungsvorgänge in den Stauräumen der Stufen 7 und 1 eingegangen.

3.4.1 Verlandung des Stauraumes der Lechstaustufe 7 - Finsterau

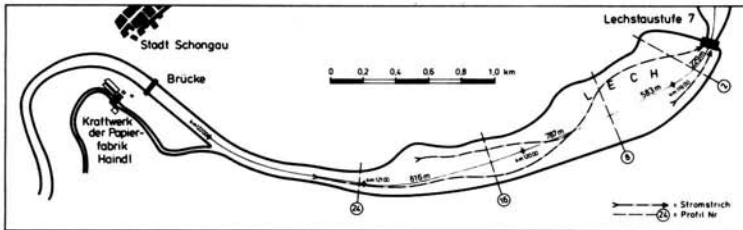


Bild 8. Lageplan der Lechstaustufe 7

Der Stauraum der Lechstaustufe 7 hatte bis zur Errichtung des Jahrespeichers Forggensee die Aufgabe eines Kopfspeichers zu erfüllen. Entsprechend waren auch die Verlandungen durch den stark geschiebe- und schwebstoffführenden Lech.

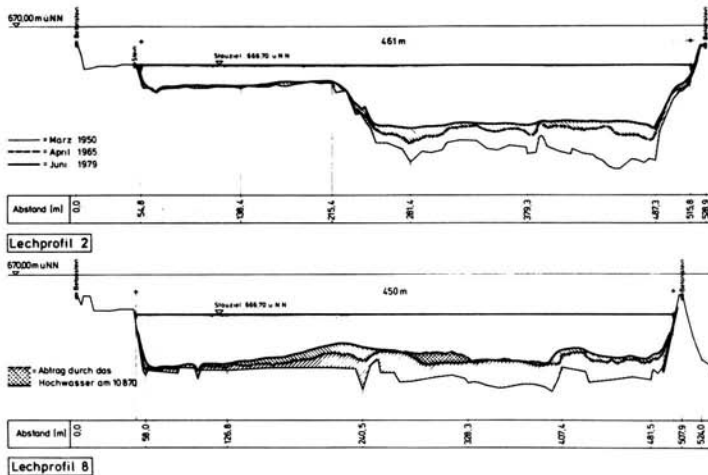


Bild 9. Stauraumprofile 2 und 8 der Lechstaustufe 7

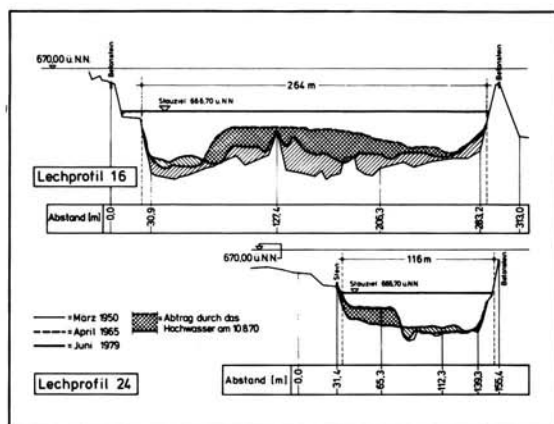


Bild 10. Stauraumprofile 16 und 24 der Lechstau-
stufe 7

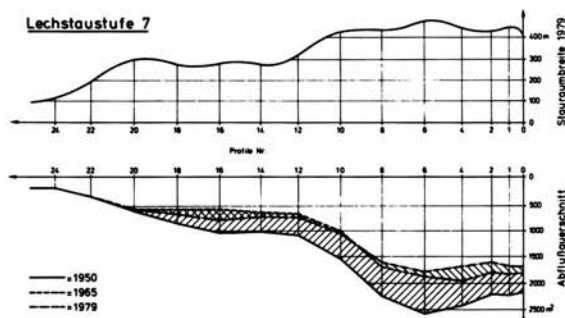


Bild 11. Veränderung der Abflussquerschnitte der
Lechstau-
stufe 7

Die Lechstau-
stufe 7 liegt bei Fluß-km 120, das Einzugsgebiet wird mit 1943 km² angegeben, das ursprüngliche Stauraumvolumen wurde mit 3,1 Mio m³ ermittelt, die Seefläche beträgt rund 1 km².

Nach dem Aufstau im Jahre 1950 hat im gesamten Stauraum eine ziemlich gleichmäßige Verlandung eingesetzt. Der Durchflußquerschnitt reduzierte sich bis 1965 auf 55% bis 68% von Profil 19 bis zur Stauwurzel und auf 72% bis 82% von Profil 1 bis Profil 8.

Die Verlandung betrug in den 15 Jahren bis 1965 rund 810 000 m³, entsprechend 26,7% des ursprünglichen Stauraumvolumens. Die letzte Aufnahme aus dem Jahre 1979 ergab eine Verlandung von rund 830 000 m³ oder 27,4% des ursprünglichen Stauraumvolumens. Wie die Bilder 9, 10 und 11 zeigen, hat sich offensichtlich eine Umlagerung der angelandeten Massen im Stauraum eingestellt, wahrscheinlich verursacht durch das bisher höchste bekannte Hochwasser mit 971 m³/s, im Jahre 1970 gemessen am oberhalb liegenden Pegel Lechbruck.

3.4.2 Stauraumverlandung des Forggensees

Der Forggensee bei Füssen bildet seit 1954 den Kopfspeicher der Kraftwerkstreppe am Lech. Sein Gehalt bis zum Stauziel 781 ü.NN beträgt rund 150 Mio m³ bei einer Oberfläche von 16 km². Damit ergibt sich eine theoretische mittlere Tiefe von 9,40 m. Im Winterhalbjahr kann der Speicher um 16 m unter Normalstau abgesenkt und damit ein Volumen von 135 Mio m³ bewirtschaftet werden. Bei dieser Absenkung fallen ca. 85% der See- fläche trocken.

Es ist schwierig, einen gesetzmäßigen Zusammenhang zwischen Jahresabfluß und Verlandungsmenge nachzuweisen. In den Jahren 1962, 1963 und 1964 wurde der Forggensee nahezu von der gleichen Wassermenge von jeweils 1,7 Mia m³ durchflossen; in diesen Jahren ist während des Vollstaus kein nennenswertes Hochwasser aufgetreten. Im Jahre 1965 dagegen betrug der Jahresabfluß ca. 2,6 Mia m³, wobei im Juni ein HQ von 603 m³/s zum Abfluß kam. In diesem Jahr sind auch die höchsten Ablagerungen im Forggensee festgestellt worden.

Auf Grund von Querschnittsaufnahmen im Bereich der Stauwurzel des Forggensees wurden im Bereich zwischen Fl.km 165,4 und Fl.km 159,6 folgende Geschiebeablagerungen ermittelt:

für 1962 - 74 000 m³; für 1963 - 34 000 m³, für 1964 - 45 000 m³,
für 1965 - 103 000 m³.

Anfang 1966 wurde auf Tiroler Seite bei Weißhaus an der Landesgrenze ein Kieswerk errichtet, dessen Kapazität derzeit rund 70 000 m³/a beträgt und somit den Geschiebehaushalt erheblich beeinflußt.

Die abgelagerten Schwebstoffmengen im Forggensee umfassen seit Stauer- richtung im Jahre 1954 bis heute, das sind 25 Jahre, rund 5,5 Mio m³, wo- bei sich die größte Auflandung im Jahre 1965 mit 328 000 m³ einstellte.

Die größten Ablagerungshöhen wurden bis 1962 erwartungsgemäß entlang des alten Lechlaufes registriert und betrugen damals bis zu 2 m. Diese Abl-

gerungen üben eine gewisse natürliche Leitdammfunktion aus, wodurch immer größere Mengen in den tiefsten Teil des Sees und auch durch den See transportiert werden.

Die Frage des Transportes von Schwebmassen in Form einer Dichteströmung durch den Stauraum wird derzeit untersucht. Von Juni 1965 bis August 1966 wurden umfangreiche Analysen von Wasserproben durchgeführt, die am Turbinenauslauf des Kraftwerks Roßhaupten entnommen wurden. Die Auswertung ergab eine Schwebbelastung von ca. 10 g/m^3 , die aber je nach Wasserführung auf 51 g/m^3 ansteigen kann. Im Untersuchungszeitraum wurde eine durchgeschleuste Schwebstoffmenge von 69 400 t oder $51\,000 \text{ m}^3$ gemessen.

Bei einer durchschnittlichen Schwebbelastung von 15 g/m^3 und einem Wasserdurchsatz von 2,1 Mia m^3 wird trotz der Klärwirkung des Speichers noch eine Menge von 31 500 t oder rd. $23\,000 \text{ m}^3$ durchgeschleust.

4. Schlußbemerkung

Die als Kopfspeicher dienenden Stauräume der Kraftwerksketten an Iller, Günz und Wertach weisen bereits insbesondere an den obersten Stauhaltungen zum Teil nicht unbeträchtliche Verlandungen auf, während beim Forggensee nach 25-jährigem Betrieb die Verlandungsmenge noch von untergeordneter Größenordnung ist. An den betrachteten Flüssen sind durch die Verlandungen keine nachteiligen Auswirkungen in wasserwirtschaftlicher Hinsicht und für den Kraftwerksbetrieb aufgetreten.

*Internationale Fachtagung über
Verlandung von
Flussstauhaltungen und
Speicherseen im Alpenraum*

Zürich, 22. und 23. Oktober 1981

*Mitteilung Nr. 53 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der
Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich*

*Symposium international sur
la sédimentation de retenues
en rivière et de réservoirs
dans le secteur alpin*

Zurich, les 22 et 23 octobre 1981

**Mesure et surveillance des envasements dans les bièfs du Rhin
entre Bâle et Strasbourg**

Problemes poses par les enlèvements des matériaux

Guy Soyer, Ingénieur

Electricité de France, Groupe Régional de Production Hydraulique «Rhin» 2, Avenue Roger
Salengro, F-68053 Mulhouse Cedex

Résumé

L'auteur expose les méthodes employées par ELECTRICITE DE FRANCE pour surveiller l'évolution des envasements et pour enlever les dépôts dans les biefs du Rhin entre Bâle et Strasbourg, afin que soient garantis en permanence l'écoulement des crues et la section normale du chenal navigable international.

Zusammenfassung : Messung und Überwachung der Verlandung in den Stauhaltungen des Rheins zwischen Basel und Strassburg. Probleme, die sich bei der Räumung des abgelagerten Materials stellen.

Es werden die von ELECTRICITE DE FRANCE verwendeten Methoden aufgezeigt zur Überwachung der Entwicklung der Verlandung sowie zur Räumung der Ablagerungen in den Stauhaltungen des Rheins zwischen Basel und Strassburg, damit jederzeit die Hochwasserabführung sowie der normale Querschnitt der internationalen Schifffahrtsrinne gewährleistet werden.

Synopsis : Silt measurement and monitoring on RHINE canal sections between Basle and Strasbourg. Silt removal problems

The author describes EDF methods for monitoring the development of silt deposits on RHINE canal sections between Basle and Strasbourg as well as removal technics designed to insure uninterrupted flow of flood-waters and maintenance of normal cross-section of the international navigable channel.

1. - POSITION ET IMPORTANCE DU PROBLEME

1.1. Présentation générale des ouvrages du Rhin :

L'équipement hydroélectrique du Rhin, commencé en 1932 avec la mise en service de l'usine de KEMBS est réalisé aujourd'hui jusqu'à l'usine d'IFFEZHEIM, mise en service en 1977 (voir figure 1).

Cette canalisation du fleuve, qui profite autant à la navigation qu'à la production d'énergie électrique, a entraîné une profonde modification du régime hydrologique, ainsi que des transports solides et des dépôts de matériaux. Ceux-ci se forment essentiellement dans les zones où les vitesses sont faibles ou nulles et finissent par créer des haut-fonds qui doivent être impérativement éliminés afin que soient garantis en permanence :

- le gabarit normal du chenal de navigation,
- les sections de passage minimales requises à l'amont des barrages pour l'évacuation des crues.

1.2. Importance des dragages réalisés sur le Rhin :

En sa qualité de concessionnaire de la force hydraulique, ELECTRICITE DE FRANCE a l'obligation d'assurer au fil des années, les dragages qui s'avèrent nécessaires dans le secteur du Rhin situé entre Bâle et Strasbourg et qui comprend les biefs suivants : KEMBS, OTTMARSHEIM, FESSENHEIM, VOGELGRUN, MARCKOLSHEIM, RHINAU, GERSTHEIM, STRASBOURG.

Ces huit biefs regroupent au total les ouvrages suivants :

- 5 barrages édifiés dans le lit du Rhin ou sur une courte dérivation,
- 8 zones d'écluses, avec leurs raccordements amont et aval, - environ 120 km de canaux artificiels ou de Rhin canalisé.

Les canaux présentent peu de problèmes d'envasement car les vitesses hydrauliques moyennes sont relativement élevées (jusqu'à 1,5 m/s). Par contre, toutes les zones d'élargissement sont le siège de décantation : ce sont les zones situées en amont des barrages ainsi qu'en amont et en aval des écluses.

La quantité totale de matériaux draguée de 1969 à 1980 soit pendant 12 ans, est d'environ 1 000 000 m³ dont la moitié concerne les seuls barrages de KEMBS, MARCKOLSHEIM et RHINAU.

La répartition et les moyennes annuelles sont détaillées ci-après :

	Total dragué pendant 12 ans (m3)	Moyenne annuelle des dragages (m3/an)	
		au barrage	sur les autres ouvrages
KEMBS	240 000	14 600	5 400
OTTMARSHEIM	67 200	pas de barrage	5 600
FESSENHEIM	78 800	pas de barrage	6 560
VOGELGRUN	152 400	pas de barrage	12 700
MARCKOLSHEIM	275 400	15 800	7 150
RHINAU	147 000	12 250	0
GERSTHEIM	33 600	0	2 800
STRASBOURG	12 000	0	1 000
TOTAL	1 006 400 m3		

2. - MESURES ET SURVEILLANCE DES ENVAISEMENTS

2.1. Délimitation des zones et périodicité des contrôles

Les zones d'élargissement sont contrôlées périodiquement sur toute leur largeur et sur des longueurs variables de 200 à 1000 m. La surface totale contrôlée atteint environ 520 hectares (5 200 000 m²).

La périodicité des relevés est la suivante :

- pour les zones "Amont barrage" tous les 3 ans
- pour les bassins de virage et les
garages amont des écluses..... tous les 2 ans
- pour les garages aval des écluses et
autres zones aval tous les ans

Ces périodicités conduisent, en moyenne, à contrôler 320 hectares par an.

Ces différentes zones sont découpées en "tranches" par des profils matérialisés au sol par des bornes fixes qui permettent au bateau sondeur de toujours suivre la même route lorsqu'il effectue les relevés, afin que ceux-ci soient comparables d'une année à l'autre.

Ces profils sont :

- rayonnants dans le cas d'auscultation autour d'un musoir,
- parallèles dans le cas d'auscultation d'un chenal, ils sont alors orientés perpendiculairement au sens du courant et sont espacés de 10 à 50 m suivant les endroits.

2.2. Méthodes utilisées pour les relevés

2.2.1. Relevés à la perche

Ce type de relevé n'est utilisé que très rarement, dans le cas où l'accès est rendu difficile par suite d'une insuffisance de mouillage ainsi que pour certains tarages de l'appareillage SONAR.

2.2.2. Relevés aux ultra-sons

C'est la méthode utilisée par ELECTRICITE DE FRANCE qui dispose à cet effet d'une équipe de 3 hommes et d'un matériel SONAR embarqué à bord d'une vedette de 5,70 m de longueur et de 0,80 m d'enfoncement.

Les relevés sont effectués de la façon suivante :

- le bateau suit la trajectoire balisée par les profils, tous rectilignes et sa position est donnée par mesure électro-magnétique de sa distance par rapport à une balise terrestre,
- l'écho-sondeur mesure la profondeur des fonds par rapport au plan d'eau. Ces mesures sont automatiquement et immédiatement restituées sous forme de graphiques qui sont obtenus à l'échelle grâce au couplage réalisé entre la vitesse du bateau et la vitesse de déroulement du papier enregistreur.

L'écho-sondeur, qui travaille à une fréquence de 210 kHz, permet d'ausculter jusqu'à 250 m de profondeur.

- les enregistrements sont ensuite dépouillés manuellement; il s'agit de comparer les profils des fonds relevés aux profils de référence théoriques et de calculer les cubatures des dépôts à extraire pour rétablir le profil de référence. Les enregistrements, effectués sous forme de profils sont, en cas de besoin, traduits sous forme de plans de mouillage afin d'avoir une meilleure vue d'ensemble et une lecture plus rapide de la zone.
- Pour permettre toute étude ultérieure, les enregistrements sont conservés en archives.

2.3. Problèmes rencontrés lors des relevés - Précision des mesures

Le bateau SONAR est soumis aux variations du plan d'eau d'origines diverses :

- les remplissages et les vidanges des sas d'écluses,
- les éclusées à but énergétique,
- le batillage dû à la navigation.

D'autre part, le vent peut également gêner les mesures par l'effet de roulis qu'il imprime au bateau et qui provoque une modification du trajet du faisceau d'ultra-sons.

Ces effets conjugués sont les principales causes des imprécisions entachant les mesures et qui peuvent attein-

dre une amplitude de 50 cm. L'erreur relative correspondante est de l'ordre de 15 % ce qui est acceptable pour des contrôles périodiques réalisés en exploitation courante.

2.4. Les améliorations possibles

Afin d'augmenter la précision des mesures et d'accroître la rapidité de dépouillement des relevés, ELECTRICITE DE FRANCE étudie actuellement les deux types d'améliorations suivants :

- mesure continue de la cote du plan d'eau à l'endroit du bateau, afin de diminuer l'imprécision liée aux variations de niveau,
- utilisation des nouveaux systèmes informatiques existant sur le marché et permettant :
 - . le pilotage semi-automatique du bateau grâce à une mesure de distance par laser suivant deux directions,
 - . l'enregistrement des mesures sur cassettes,
 - . la restitution des mesures sous forme de plans de mouillage,
 - . le calcul automatique des cubatures.

3. - PROBLEMES POSES PAR LES ENLEVEMENTS DES MATERIAUX

Les problèmes se situent au niveau du dragage et au niveau du stockage.

3.1. Le dragage

Les produits à extraire se présentent essentiellement sous forme de vase compactée hydrauliquement par la charge d'eau, cette vase est plus ou moins amalgamée avec des débris végétaux (feuilles, bois, brindilles) qui forment un ensemble compact très dur se prêtant très mal à l'extraction par suceuse ou par drague à godets.

La méthode utilisée par ELECTRICITE DE FRANCE sur le Rhin, fait appel à des moyens simples et rustiques. La vase est prélevée par des bennes preneuses ou des grappins à câble, puis chargée dans des pontons automoteurs ou remorqués qui assurent le transport jusqu'au point de déchargement. Ce déchargement peut se faire de deux façons différentes suivant que le stockage des matériaux est fluvial ou terrestre.

3.2. Stockage

3.2.1. Stockage fluvial

Dans ce cas, les pontons sont munis de clapets et les matériaux sont clapés dans les zones de surprofondeur qui sont préalablement reconnues avec l'accord des Services de Navigation compétents. Il faut noter que ce type de stockage ne peut être que très limité (environ 10% du volume total dragué).

3.2.2. Stockage terrestre

C'est la solution qui est actuellement la plus utilisée, dans la mesure où les aires de dépôt disponibles sont propriété d'E.D.F. Le stockage s'opère de la façon suivante :

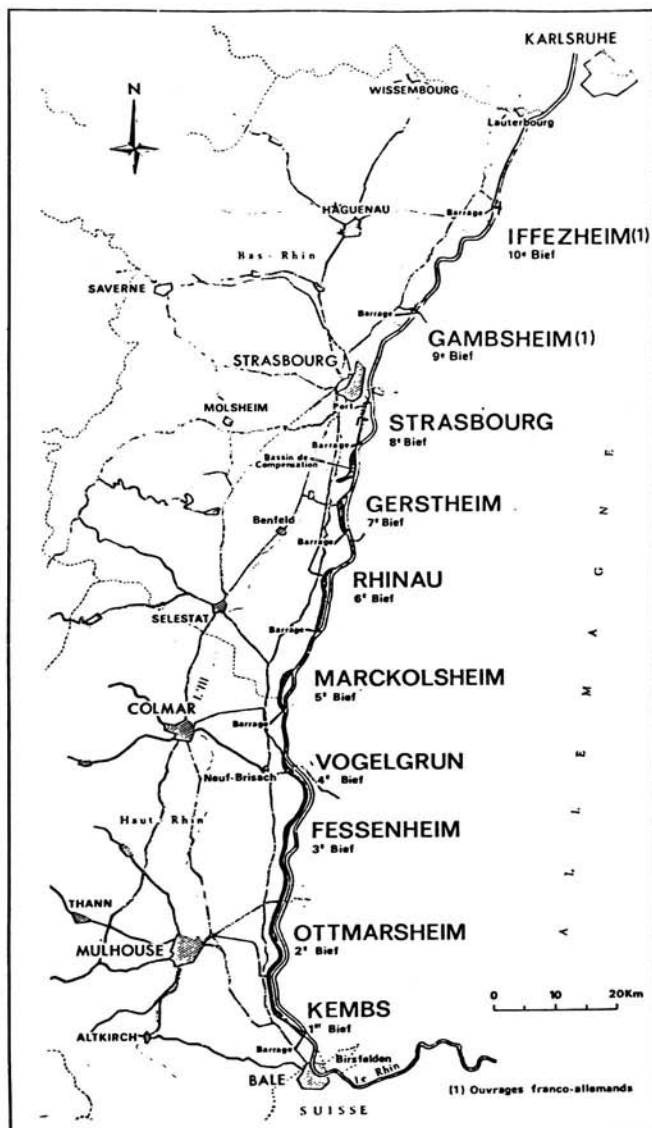
- déchargement du ponton, à la benne, dans une goulotte qui assure le transport des matériaux par émulsion dans l'eau mise en circulation à l'aide d'une pompe afin d'obtenir une boue liquide,
- déversement des boues, par gravité, sur l'aire de décan-tation délimitée par des diguettes en terre aménagées préalablement à cet effet.

Les boues ainsi stockées perdent progressivement leur eau après quelques semaines au contact du sol et de l'air.

Les matériaux prennent alors définitivement la forme d'une aire plane et parfaitement compacte sur laquelle une végétation très dense se développe au bout de quelques mois, rétablissant ainsi rapidement l'environnement très prisé des amis de la nature.

FIGURE 1

Schéma d'aménagement du Rhin



Bassin de compensation de Zmutt et sédiments

**A. Bezing, Ing. SIA, Chef d'exploitation et
G. Bonvin, Technicien**

Grande Dixence S. A., CH-1950 Sion

Résumé

Le bassin de compensation de Z'Mutt, de 850'000 m³, reçoit des eaux glaciaires dessablées ainsi que des eaux de purge. Par pompage, ces eaux sont refoulées dans le collecteur principal qui alimente l'accumulation de Grande Dixence.

L'étude expose 2 problèmes importants :

- le mécanisme des dépôts dans le bassin de sables et de limons de 20 - 35'000 m³ et leur évacuation en fin de chaque été,
- les mécanismes de décantation et des transports solides dans le bassin et l'influence des particules en suspension, sur l'usure de pompes centrifuges, avec une description des moyens à mettre en oeuvre pour diminuer la fréquence des revisions.

Zusammenfassung : Ausgleichbecken Z'Mutt und abgelagerte Feststoffe
Das Ausgleichbecken von Z'Mutt mit 850'000 m³ Inhalt wird durch Entsander gereinigtes Gletscherwasser, sowie mit Spülwasser, gespeist. Dieses Wasser wird anschliessend in den Hauptsammelstollen gepumpt von wo es in den Stausee der Grande Dixence geleitet wird.

Diese Studie geht auf zwei wichtige Probleme ein :

- der Mechanismus der 20 - 35'000 m³ im Ausgleichbecken abgesetzten Sandes und Schlammes, sowie deren alljährliche Entfernung im Herbst,
- der Mechanismus der Absetzung und des Transportes der Feststoffe im Ausgleichbecken, sowie der Einfluss der im Wasser schwebenden Partikel auf den Verschleiss der Zentrifugalpumpen. Eine Beschreibung der Möglichkeiten einer Vergrösserung der Zeitabstände zwischen den Pumpenunterhaltsarbeiten.

Synopsis : Z'Mutt compensating basin and sediments

The Z'Mutt compensating basin with a volume of 850'000 m³, receives decanted glacial waters as well as rinsing waters from sand removers. Afterwards, these waters are pumped up in the main free flow tunnel and conducted into the Grande Dixence storage.

This study exposes two important problems :

- the deposit mechanism of 20 - 35'000 m³ sands and muds in the basin and their evacuation each autumn,
- the decantation mechanism and the transports of solid materials throughout the basin. The influence of swimming particles on the wear of centrifugal pumps with a description of the means allowing to extend the time between maintenance works.

I. GENERALITE

Dans les Alpes valaisannes, l'aménagement hydro-électrique de Grande Dixence S.A. comprend les ouvrages des adductions inférieures de Zermatt. Ceux-ci captent et refoulent, par pompage, des eaux glaciaires qui représentent 20 % de toutes les eaux captées et qui sont stockées au lac d'accumulation de Grande Dixence.

Les glaciers et les torrents érodent les terrains de type cristallin et les matériaux vont des blocs les plus gros au grain les plus fins. Seules les particules en suspension dans les eaux captées font l'objet de cette étude.

Les eaux glaciaires dérivées sont dessablées et arrivent par galeries jusqu'au lac de compensation de Z'Mutt, 850'000 m³, où elles sont refoulées dans le collecteur principal par des pompes centrifuges.

A la fin de chaque été, on retrouve 20 à 35'000 m³ de sédiments déposés dans le lac de Z'Mutt et les pompes fortement usées doivent être réparées chaque hiver à grands frais.

Il s'agit de 2 pompes centrifuges à 2 étages et double entrée, avec les caractéristiques suivantes :

H_{mano} = 560 m CE, Q = 5.5 m³/s, P = 30 MW, n = 1500 t/m

II. DESCRIPTION DES OUVRAGES D'ADDUCTION ET OBSERVATIONS

OUVRAGE DE GORNERA

Il s'agit de capter les eaux du grand bassin versant glaciaire de Gorner, de 80 km² (glacier : 62 km²) et dont les débits peuvent atteindre 70 m³/s en crue (vidange annuelle du lac glaciaire de Gorner).

La prise d'eau, à 2000 m d'altitude, capte 30 m³/s par 2 grilles inclinées à 50°. Un bassin amont permet un prédégravage de 700 m³, qui peut être purgé en quelques minutes par ouverture d'une vanne secteur de 4 x 5 m. Une galerie de forte pente en rocher brut, longue de 400 m, conduit ces eaux à un dégraveur inédit, d'une capacité de 800 m³. Sur la base d'une détection radio-isotopique d'engrèvement, sa purge s'effectue automatiquement par une vanne planemassive, 1 x 1.50 m, avec un vérin de 40 T qui peut écraser des blocs de gneiss d'une dimension de 30 cm. Du dégraveur, les eaux sont distribuées sur 2 dessableurs classiques en parallèle, dimensionnés pour 26 m³/s, avec une vitesse théorique de translation de 20 cm/s, à débit nominal. Ces eaux sont amenées en amont du lac de Z'Mutt par une galerie de 2 km de long.

Le volume capté varie entre 60 et 80 mio m³/été.

OBSERVATIONS fig. 1

Malgré les 3 ouvrages de décantation en série, les mesures journalières de concentrations, effectuées en 1973 (été chaud : gros débits) montrent que le rendement moyen de dessablage n'est que de 38 % (coefficient de régression : 0.8 - 0.75). Les concentrations des eaux brutes peuvent atteindre 10 - 12 gr/l, lors de la vidange du Gornersee.

D'après les courbes granulométriques, le dessablage devient très efficace à partir des grains supérieurs à 100 μ (efficacité de 50 %).

CAPTAGE DE Z'MUTT SUPERIEUR (Stafel)

Le bassin versant de Z'Mutt, de 32 km², (glacier 20 km²), à l'altitude 2200 m, comprend une prise d'eau de 15 m³/s, 2 dessableurs en parallèle avec des vitesses de translation semblables à celles de la Gornera. Les eaux sont stockées dans un bassin de compensation de 90'000 m³ pour être injectées par la suite dans le siphon de Z'Mutt, par la station de pompage de Stafel : 10 m³/s.

Seules les eaux turbides de dessablage et de dégravelage arrivent au lac de Z'Mutt, situé 4 km en aval. Les transports solides se font lors des purges programmées ou lors de déversements, par suite de saturation des ouvrages de Stafel. Ces eaux chargées sont en partie diluées par les apports du bassin intermédiaire de 11 km², entre Stafel et Z'Mutt et qui sont essentiellement des eaux navales, propres, avec des volumes sensibles à l'enneigement, soit de 8 à 12 mio m³/été.

OBSERVATIONS Fig. 1

Afin de ne pas saturer les dessableurs, on a construit des digues pour former des plans de décantation que l'on cure de temps en temps. Actuellement, ces plans d'eau sont soulagés par un lac naturel avec dépôts deltaïques. Lors de l'été chaud de 1973, les mesures de concentrations moyennes des eaux brutes ont donné des résultats 50 % plus faibles qu'à la Gornera mais malgré cela, le rendement des dessableurs reste semblable : environ 38 % des fines éliminées (coefficient de régression : 0.87 - 0.79).

Chaque été, selon l'hydrologie, 5 à 10'000 m³ de limons et de sables arrivent au bassin de Z'Mutt et 1000 à 5000 m³ proviennent du nettoyage du bassin de Stafel.

DEVERSEMENT DE BODMEN

Lors d'arrêt intempestif des pompes, les débits de 1 à 8 m³/s peuvent s'écouler par le canal déversoir du bassin de Bodmen. Cela crée un jet de grande vitesse 30 - 35 m/s et de puissance élevée : 5 - 6 MW, qui en début d'exploitation a décroché environ 1500 m³ de matériaux sur rive gauche du lac de Z'Mutt. Actuellement, un seuil en forme de saut de ski, renvoie l'impact du jet sur le plan d'eau, ce qui crée des courants de surface occasionnels.

III. BASSIN DE COMPENSATION DE Z'MUTT Fig. 2 et 5

Le bassin est constitué par un barrage voûte de 70 m de haut, implanté dans une gorge étroite, avec une retenue totale de 850'000 m³ qui, à lac plein, atteint une longueur de 750 m, soit une pente du thalweg de 7 à 14 %.

Niveau min. et max. d'exploitation	1940 - 1970
Niveau seuil de la prise d'eau	1925
Niveau pertuis de purge ou de vidange	1906

Le pertuis de vidange auto-nettoyant comprend :

- 2 vannes planes en série de 1 x 1.50 m avec un débit max. de 50 m³/s à lac plein et qui permettent, à lac bas, d'évacuer boue et gravier.

- Une grille grossière de 25 m^2 , avec barreaux espacés de 50 cm, évite la pénétration de troncs ou de blocs rocheux dans le pertuis.
- 2 prises secondaires, à la cote 1927, pour dégager le bouchon de limons. Le fonctionnement de cet ouvrage a été mis au point par des essais sur modèle réduit au 1/20 à l'EPFL, en 1961.
- 3 sources radio-isotopiques, montées sur le parement amont du barrage, indiquent la montée des matériaux en des points ponctuels.
- 2 petites passes latérales, diamètre 40 cm, permettent une restitution d'eaux "chargées" pour soutirer les boues en cours de sédimentation.
- 1 pertuis d'eau de restitution avec 2 vannes planes en série, $0.6 \times 0.8 \text{ m}$, à la cote 1904, permet de restituer de l'eau touristique dérivée à l'altitude 1927.

OBSERVATIONS ET MESURES

- SUR DEPOTS ET PURGES Fig. 2 et 5

1. Les matériaux déposés après un transit estival de $70 - 90 \text{ mio m}^3$ d'eau représentent environ $20 - 35'000 \text{ m}^3$ de limons et de sables, avec une distribution régulière de graviers en amont et de fines vers le barrage. La pente superficielle du dépôt s'approche de $0.5 - 1 \%$ vers cet ouvrage.
2. Lors d'étés chauds, le niveau des dépôts atteint le seuil de la prise du pompage de Z'Mutt, avec suctions de matériaux et des usures très importantes sur les pompes.
3. En octobre, la purge des dépôts s'effectue en 48 h. avec de faibles débits : $0.5 - 0.8 \text{ m}^3/\text{s}$ et sous un coussin d'eau résiduel pour freiner l'arrivée de troncs ou de grosses pierres qui pourraient obstruer la grille. Des blocs de rocher de $1 - 2 \text{ T}$ transitent dans les boues avec des trajectoires de $10 - 15 \%$ de pente. Les gros corps solides sont évacués par treuil ou minage. La cohésion des dépôts est très faible, lors du dénoyage de la retenue.
4. Le système d'auto-nettoyage du pertuis de vidange, mis au point sur modèle, fonctionne bien, avec un plan d'eau à 1935, malgré une mise en charge de matériaux de plus de 20 m.
5. L'évacuation des matériaux déposés s'effectue comme dans un silo, sous coussin d'eau. D'abord, création d'une zone semi-conique renversée contre le parement du barrage, puis ligne d'abaissement avec pente régressive d'aval vers l'amont, avec courants de fond de haute densité, sous le coussin d'eau résiduel : débit de purge < débits d'entrée.
6. Pour éviter l'obstruction du pertuis de vidange, on a dû construire un mur "peigne" pour retenir un volume mort de $10'000 \text{ m}^3$ de gros matériaux : éboulement des berges morainiques, à cause de l'important marnage.
7. Le bilan des transports (sables et limons), s'établit comme suit, à partir des mesures de concentrations effectuées en 1973.

<u>Apports</u>	: 30 - 55'000 m ³	arrivent de Gornera
	8 - 15'000 m ³	proviennent de Stafel
<u>Transits</u>	: 3 - 5'000 m ³	sont évacués par la restitution
	13 - 25'000 m ³	sont pompés par Z'Mutt
<u>Dépôts</u>	: 22 - 44'000 m ³	restent dans le lac de Z'Mutt

8. Malgré son volume important, le lac de Z'Mutt ne retient que 34 % des sables et limons.

Mais son efficacité devient excellente à partir de 22 M (efficacité de 40 %).

- SUR LES PHENOMENES DE DECONTAMINATION ET D'USURES DES POMPES Fig. 3 et 4

1. L'arrivée des eaux de Gornera dans le lac crée une zone turbulente bien définie par des bois flottants : signe caractéristique de l'établissement d'un courant de fond. Ceci est démontré par des purges de Stafel qui transitent à travers le lac en 20 min. (cote 1950), sur une longueur de 550 m et qui, restituées à l'aval, visualisent cet écoulement. La vitesse de transit, d'environ 45 - 50 cm/s, est comparable à celle mesurée à Iril Emda (Algérie).

2. En été 1973, 1974 et 1975, au droit de la prise d'eau, on a mesuré avec des bouteilles Friedinger les concentrations à différentes profondeurs pour différents débits.

On relève que lors de grandes concentrations dans les eaux dessablées, il s'établit :

- une dilution entre eau captée et eau pompée de 1/2 - 1/4,
- que malgré cette dilution, les eaux de surface du lac sont encore 2 à 3 fois moins chargées qu'au fond.

3. En été 1977, un câble vertical, tendu au droit de la prise, comportait 4 récipients à limons, aux cotes 1955, 1945, 1935 et 1925 (seuil de la prise). Après quelques jours de sédimentation avec différents débits de transit, nous avons prélevé des échantillons qui ont donné :

- des concentrations relatives entre haut et fond du lac de 1/3.6 à 1/5.6. A relever le principe d'intégration de ces mesures !
- l'analyse granulométrique des échantillons, proches de la surface, montre que les grains de 64 μ sont inexistantes, tandis qu'au fond, 40 % des fines sont supérieures et sont aspirées par les pompes, d'où une bonne explication des usures.

4. Des examens faits au microscope électronique (REM) sur des échantillons prélevés près du barrage, ont mis en évidence :

- l'aspect brisé et éclaté des particules,
- les surfaces rugueuses,
- des formes à tendance lamellaire, donc de grande portance,
- qu'il s'agit de particules de quartz, essentiellement.

Ces caractéristiques, liées à une viscosité cinématique élevée de l'eau à 2°C, soit $\nu = 1.75 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$, font que les effets de gravitation ou de sédimentation sont affaiblis par la grande portance des particules, avec effets de tensions superficielles.

5. Les courants permanents et aléatoires dans le lac ne favorisent pas la décantation et proviennent de :

- lac étroit et sinueux avec rives accidentées,
- arrivée compacte et massive des eaux de Gornera,
- déversements sporadiques de Bodmen, avec un jet puissant,
- soutirages d'eau pour pompage et restitution.

6. Les usures minimales des pompes coïncident avec des étés frais, à faibles débits et réguliers, c'est-à-dire avec de faibles concentrations et des granulométries plus fines.

D'après les études du prof. Bovet, la puissance d'érosion d'une particule, dans une roue hydraulique, est fonction :

- de la grosseur des grains au cube,
- de sa densité,
- de la vitesse d'écoulement au cube,

d'où l'intérêt de réduire la grandeur des grains captés et les vitesses d'écoulement.

7. Les purges et relâchées d'eau sales de Stafel jouent un rôle important sur les usures des pompes de Z'Mutt car si les dépôts sont élevés dans le bassin de Z'Mutt, les eaux de densité élevée transisent directement jusqu'à la prise de captage de l'usine de Z'Mutt. Rôle négligé lors de l'établissement des projets !

IV. REMARQUES ET CONCLUSIONS

DEPOTS ET EVACUATION

- Lors des essais sur modèle réduit du puits de vidange, on a insisté sur la similitude de cohésion des matériaux, en négligeant les gros corps solides, et toutes les difficultés de nettoyages que l'on a eues résultent de l'obstruction intempestive de la grille par des souches et des pierres.
- Lors d'un projet similaire, on conseille :
 - d'élever le puits de vidange,
 - de porter la pente du puits à 6 %,
 - de tripler la surface de la grille par une construction, genre crépine cubique,
 - d'élever le seuil de la prise d'aspiration.

DECANTATION ET USURES fig. 5

- Pour améliorer la sédimentation des grosses particules dans les desableurs de Gorner, on peut installer le système cloisonné Sogreah - Juillard, comme à Trift KWO. Ce système élimine les grains au-dessus de 120 μ . Dans le cas de Gorner, cela n'est pas possible et non rentable car seulement 20 à 30 % des sédiments résiduels seraient éliminés.
- Au bassin de Z'Mutt, pour éviter le captage des grosses particules, on ne peut jouer que sur le rehaussement du niveau de captage. Plus il sera haut, plus les concentrations et la grosseur des grains seront faibles, d'où des usures très réduites. Dès 1974, on a projeté une prise flottante qui, en essais sur modèle réduit au 1/15, donne d'excellents résultats. Il s'agit d'un tube télescopique à 3 éléments,

surmonté d'une crépine et d'un flotteur qui suit les variations du niveau. Tous les problèmes de régimes transitoires (pompe - turbine) ainsi que les risques de vortex et de problèmes mécaniques, ont été résolus.

Ce nouveau type de prise doit permettre d'espacer les revisions des pompes à 2 ou 3 ans et son coût est estimé à 5 revisions d'une pompe.

Ce projet, qui est en fin d'essai, fait l'objet d'une demande de brevet. Ce type de prise intéresse tous les ouvrages hydrauliques dans le monde, où l'on a des eaux chargées.

Avec une prise flottante, l'impact des eaux de purge de Stafel sera très faible.

- Pour diminuer les usures, la conception des pompes peut jouer un rôle par diminution des vitesses à la sortie des roues (la vitesse intervient à la puissance 3 dans le processus des usures !), soit une augmentation du nombre d'étages. Profitant des expériences faites à Z'Mutt, Electricité de France a installé des pompes à 3 étages à Vallorcine, pour refouler sur Emosson des eaux avec des sédiments granitiques et ceci pour une hauteur manométrique semblable à Z'Mutt. Après quelques années d'exploitation, les usures sont minimes.

A Z'Mutt, il n'est pas pensable de changer les groupes puisqu'il faudrait passer à 750 t/min et changer, moteur, pompe et tubulures avec des volumes disponibles en souterrains insuffisants.

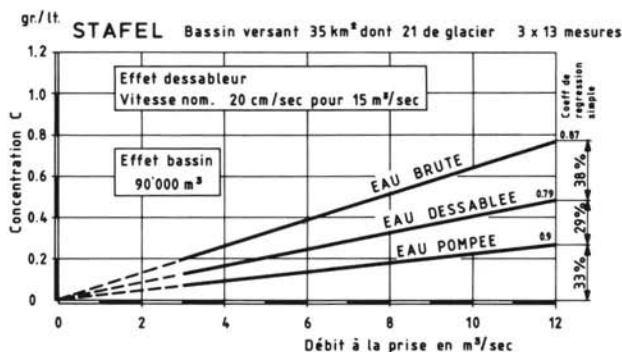
BIBLIOGRAPHIE

- | | | |
|---------------------------|------|--|
| BEZINGE A.
SCHAFFER F. | 1968 | Pompes d'accumulation et eaux glaciaires
Bulletin Technique de la Suisse Romande,
94 ^e année, no 20 |
| BOVET Th. | 1958 | Contribution à l'étude du phénomène d'érosion
par frottement dans les turbines hydrauliques
Bulletin Technique de la Suisse Romande, no 3,
1958 |
| DUFOUR H. | 1960 | L'alluvionnement des bassins de compensation
Bulletin Technique de la Suisse Romande, no 14,
juillet 1960 |
| JUILLARD H. | 1958 | Die Wasserfassungen der Zuleitung Gadmen zum KW
Innertkirchen
Schweizerische Bauzeitung 76, Jahr. no 9, 1958 |
| MEYSTRE P.
WILHELM J. | 1964 | Grande Dixence S.A. Ouvrages d'adduction des
eaux inférieures de la vallée de Zermatt
Revue Kraftwerbau, janvier/février 1964 |
| SINGH B.
SHAH C.R. | 1971 | Plunging Phenomenon of Density Currents in Re-
servoirs
Houille Blanche no 1, 1971 |

GRANDE DIXENCE

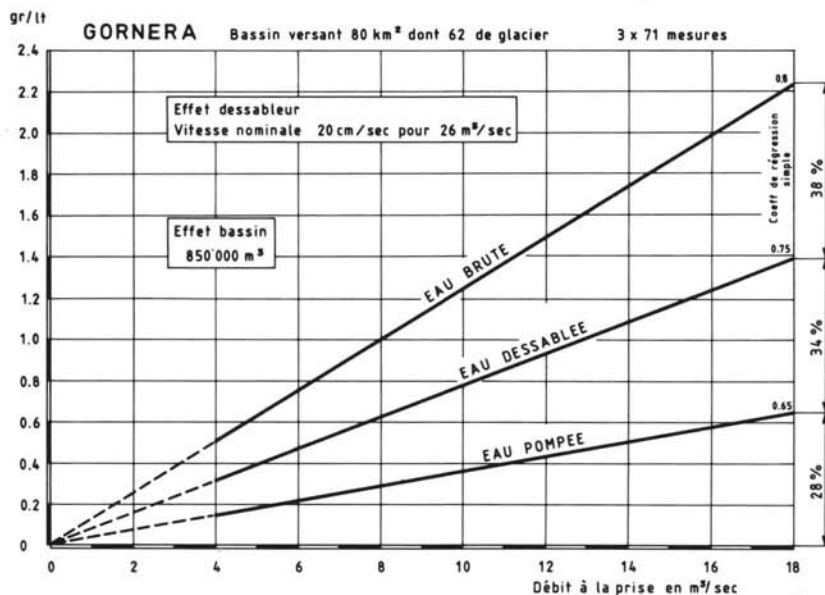
STAFEL ET Z'MUTT

PARTICULES SOLIDES EN SUSPENSION



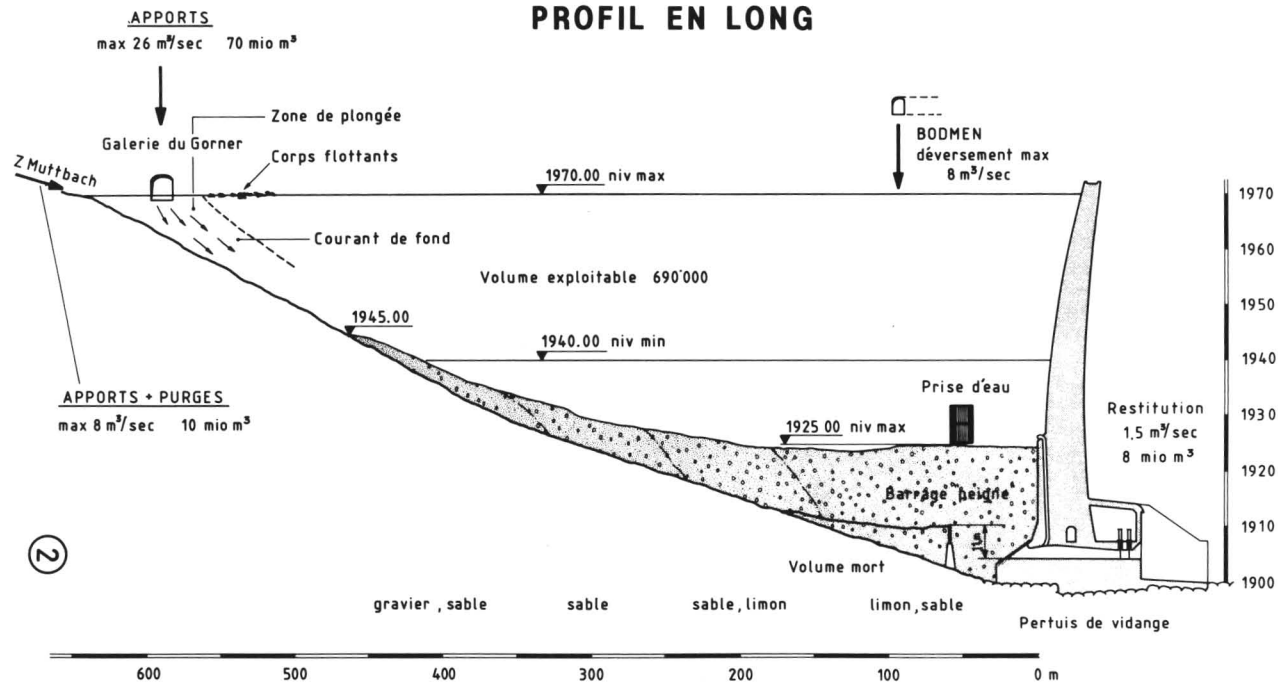
Mesures par cônes de 50 lt vers 13 h en été 1973

Droites de régression $C f(Q)$



①

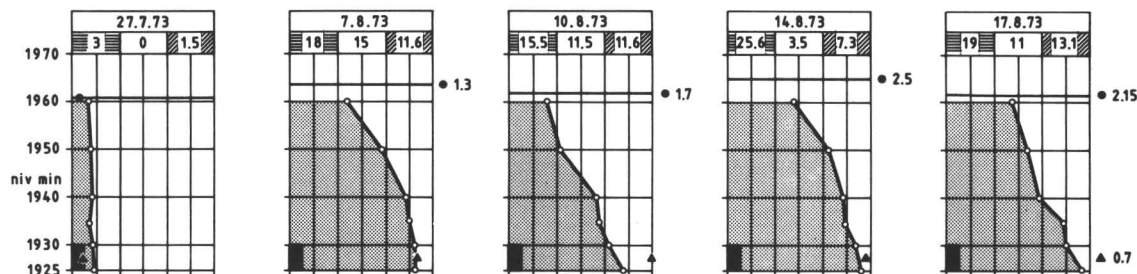
PROFIL EN LONG



GRANDE DIXENCE

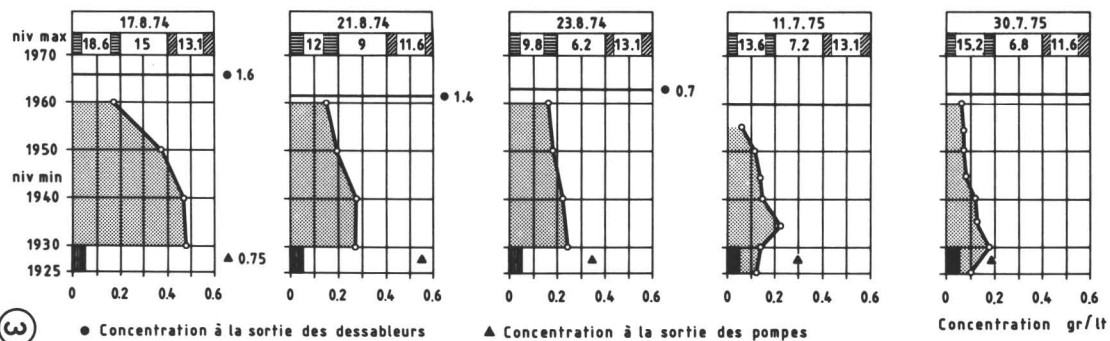
PROFIL VERTICAL DES CONCENTRATIONS AU DROIT DE LA PRISE D'EAU

BASSIN Z'MUTT



18.6 Q Prise Gorner m3/sec 9 Q Dessableurs Gorner m3/sec

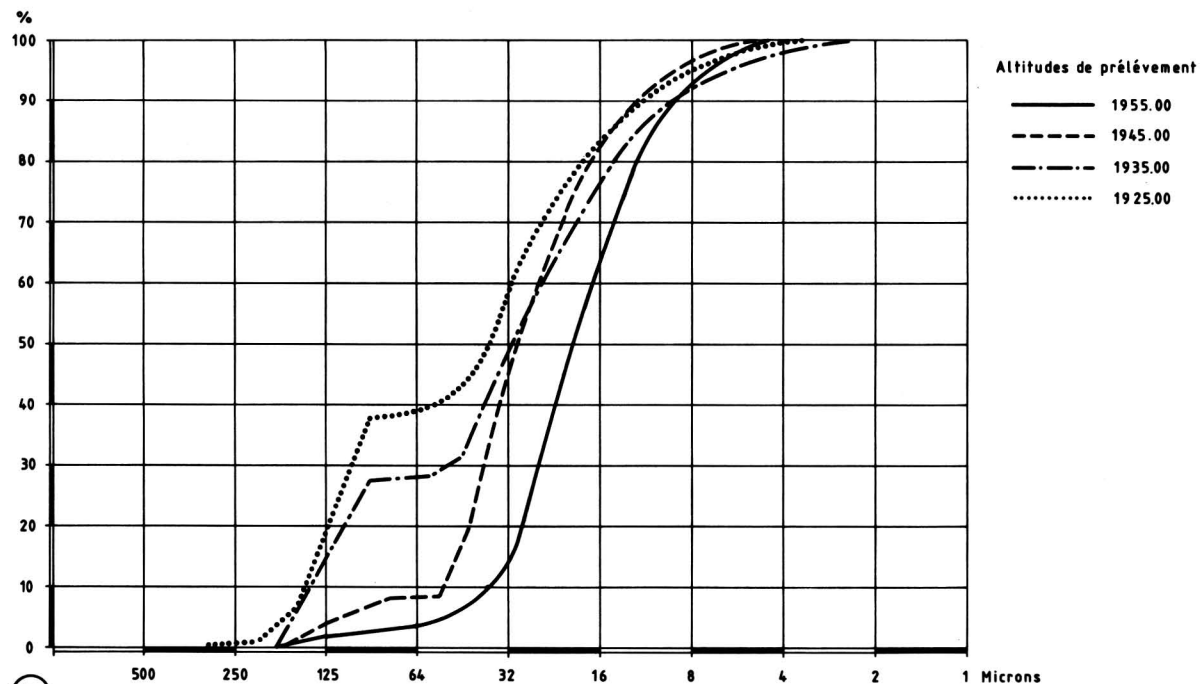
7.2 Q Pompe usine de Z Mutt m3/sec



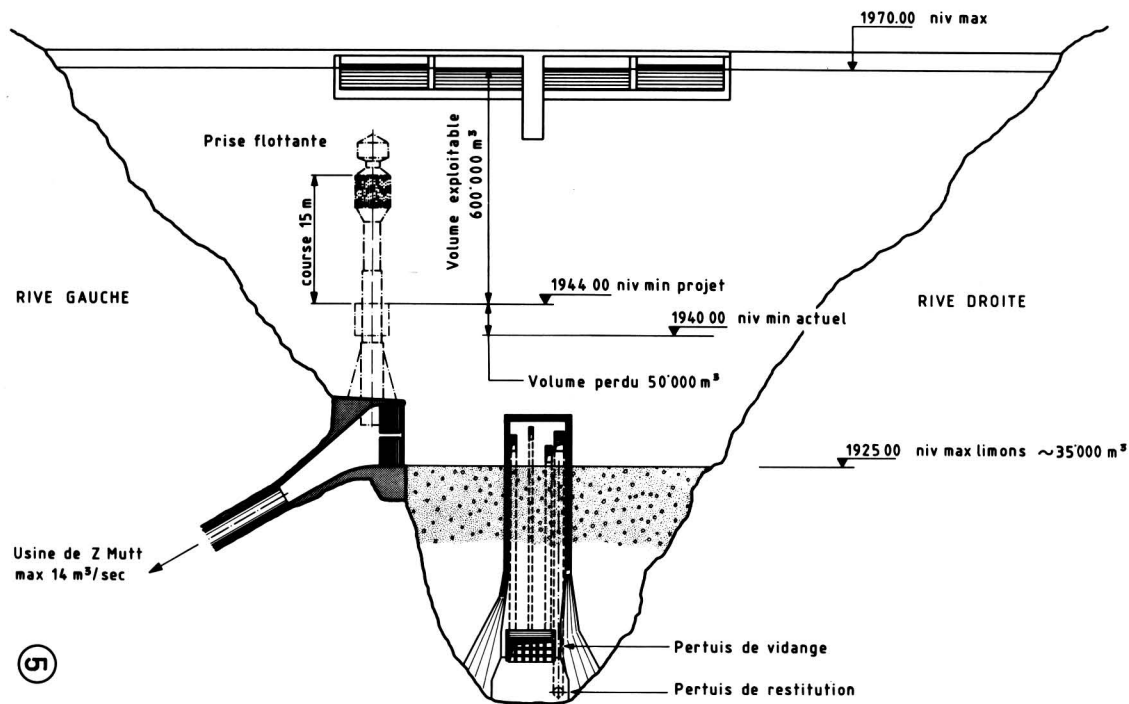
GRANDE DIXENCE

BASSIN DE 'Z MUTT

GRANULOMETRIE DES FINES PRELEVEES A DIFFERENTES PROFONDEURS DU BASSIN niv max 1970.00



PROJET D UNE PRISE FLOTTANTE



Internationale Fachtagung über
**Verlandung von
Flussstauhaltungen und
Speicherseen im Alpenraum**

Zürich, 22. und 23. Oktober 1981

Mitteilung Nr. 53 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich

Symposium international sur
**la sédimentation de retenues
en rivière et de réservoirs
dans le secteur alpin**

Zurich, les 22 et 23 octobre 1981

Auflandungsprobleme in drei Ausgleichsbecken der Kraftwerke Linth-Limmern

Otto Bächtiger

Kraftwerke Linth-Limmern AG, CH-8783 Linthal

Zusammenfassung

Das sich in den drei Becken ansammelnde Auflandungsmaterial setzt sich vorwiegend aus Schlamm und feinem Sand zusammen. Wegen des geringen Gefälles der Beckensohlen lässt es sich mit Schwemmwasser kaum bewegen. Mangels geeigneter Deponien wurde nach anfänglichen Problemen eine Methode zur dosierten Rückgabe des Materials an die Wasserläufe gefunden.

Problèmes d'alluvionnement dans trois bassins de compensation des Forces Motrices Linth-Limmern

Les matériaux décantés dans les trois bassins se composent surtout de boue et de sable fin. La pente insuffisante des radiers ne permet pas l'évacuation hydraulique de ces dépôts. Le manque de dépôts appropriés a imposé la mise au point d'un procédé d'évacuation vers la rivière consistant d'un grattage mécanique suivi d'une purge hydraulique bien dosée.

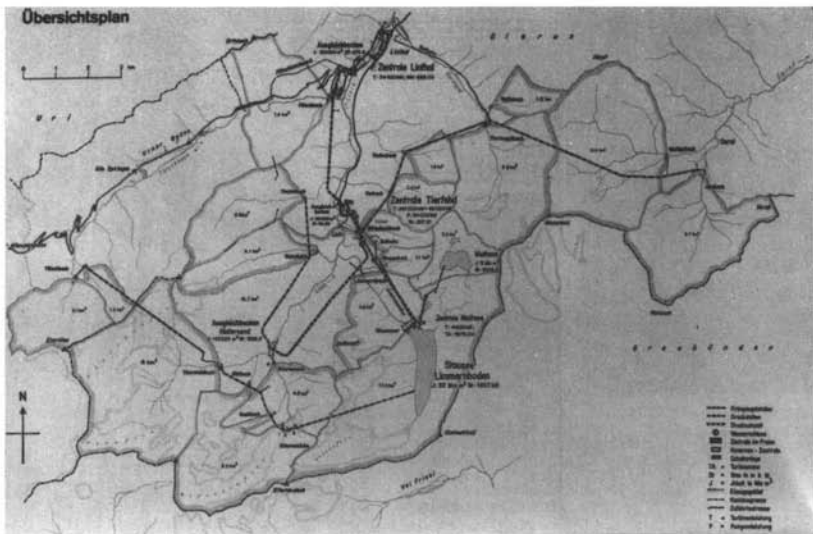
Problems of siltation in three compensating basins at Linth-Limmern power scheme

The deposits in the basins consist of mud and fine sand. The floor slope of the basins is too small to permit flushing of the deposits. Since appropriate storage areas are not available a procedure with restitution to the river had to be developed. After initial difficulties good results were achieved by a combination of mechanical scratching and well dosed flushing.

*) vorgetragen von Herrn Markus Wehrli, Ing.HTL

EINFUEHRUNG

Die Kraftwerke Linth - Limmern im Kanton Glarus nützen die Wasserkräfte im Quellgebiet der Linth in vier Stufen aus. Die zwei oberen Stufen sind Hochdruck-Speicherwerke, deren Stauziele auf den Koten 2446 m ü.M. beziehungsweise 1857 m ü.M. liegen. An diese schliessen sich das Hochdruck-Laufwerk Hintersand und das, das Wasser der bereits erwähnten Stufen ausnützende Mitteldruckwerk Linthal, an. Die Stauziele der letztgenannten Werke liegen auf den Koten 1298 m ü.M. beziehungsweise 811 m ü.M. Die Wasserrückgabe an die Linth erfolgt in Linthal auf der Höhenkote 668 m ü.M. Die drei Ausgleichsbecken, deren Auflandungsprobleme im nachfolgenden erläutert werden, befinden sich in den zwei unteren Kraftwerkstufen.



Beschreibung der drei Ausgleichsbecken

Die Ausgleichsbecken können als geschlossene Bauwerke angesehen werden, weil sie keine direkten Zuflüsse aus Oberflächengewässern aufweisen. Alles Wasser hat in den Wasserfas-

sungen Entkieser- und Entsanderanlagen passiert. Die Beckensohlen und Uferpartien bestehen beim Becken Hintersand aus Betonplatten mit Dichtungsfugen und bei den Becken Tierfehd und Linthal aus Bitumenbelägen.

Das Ausgleichsbecken Hintersand (Bild 2), mit einem Fassungsvermögen von total 110 000 m³, wird durch eine Trennmauer im Verhältnis 1 : 10 in ein Winterbecken und ein Sommerbecken unterteilt. Das zufließende Wasser kann dem einen oder anderen Teilbecken oder beiden Becken zugleich zugeführt werden. Von der Unterteilung der Becken wird nur bei Unterhaltsarbeiten Gebrauch gemacht. Wegen seiner peripheren Lage zum Fassungssystem wird es nur von einem Viertel der in dieser Kraftwerkstufe verarbeiteten Wassermenge durchflossen. Die Wasseroberfläche misst beim Stauziel 25 430 m², die maximale Wasserspiegeländerung beträgt 5.00 m.



Das Ausgleichsbecken Tierfehd (Bild 3) hat ein Fassungsvermögen von 210 000 m³ und weist beim Stauziel eine Wasseroberfläche von 41 490 m² auf. Die maximale Wasserspiegeländerung

beträgt 5.50 m. Es nimmt das in den Kraftwerkstufen Limmern-Tierfehd und Hintersand-Tierfehd verarbeitete Turbinenwasser sowie das in der Fassung Linth gefasste Wasser auf. Von hier aus wird das Wasser an die vierte Kraftwerkstufe Tierfehd-Linthth weitergeleitet. Eine Umlaufleitung von 3.10 m Durchmesser verbindet den Unterwasserkanal der Zentrale Tierfehd direkt mit dem Druckstollen der Zentrale Linthth. Bei Arbeiten am Ausgleichsbecken Tierfehd wird der Werksbetrieb über diese Leitung aufrecht erhalten. Ueber eine sich beim Stolleneinlauf befindliche Spüleleitung von 90 cm Durchmesser, der ein Sammelgerinne vorgelagert ist, kann das Auflandungsmaterial in die Linth geschwemmt werden.



Das Ausgleichsbecken Linthth (Bild 4) hat ein Fassungsvermögen von $210\,000\text{ m}^3$ und beim Stauziel eine Wasseroberfläche von $33\,470\text{ m}^2$. Die maximale Wasserspiegeländerung beträgt 8.00 m. Es dient der Ausregulierung der Betriebswassermenge bei der Rückgabe an die Linth am Ende der Konzessionsstrecke. Die Hauptdotierschütze ist zugleich das Grundablassorgan, dem ein Schlammssammler mit einer Spüleleitung vorgelagert ist.

Eine Umlaufleitung vom Querschnitt 3.00 auf 2.40 m ermöglicht, unter Umgehung des Beckens, die direkte Betriebswasserabgabe aus dem Unterwasserstollen an die Linth.



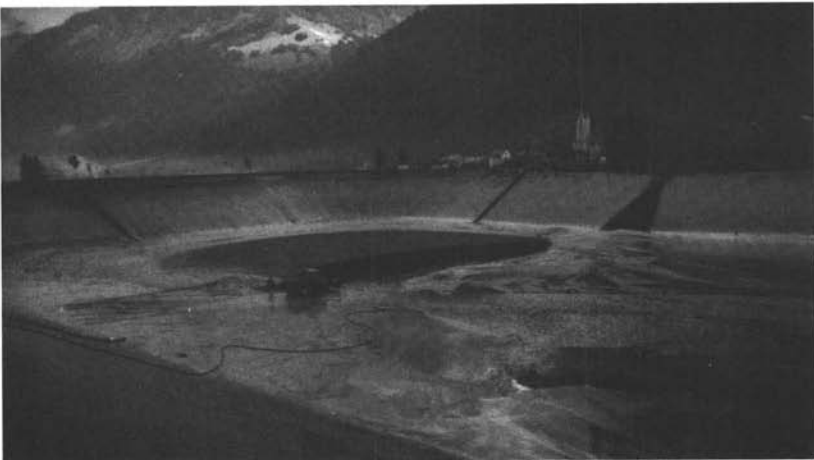
Das Ablagerungsmaterial

Wie bereits eingangs erwähnt, fliesst kein Oberflächengewässer direkt in die Ausgleichsbecken. Das Wasser, das in den weitverzweigten Fassungsanlagen bereits Entkieser- und Entsanderräume passiert hat, führt nur noch feinen Sand und Schlamm mit sich. Dessen Menge, die sich in den Becken ablagert, hängt mit der Durchströmungsgeschwindigkeit in den Becken zusammen. Beim Ausgleichsbecken Hintersand erreicht der Durchfluss maximal $5 \text{ m}^3/\text{sek.}$, bei den andern beiden Becken kommen Durchflüsse von bis zu $33 \text{ m}^3/\text{sek.}$ vor. Aufgrund der Beobachtungen betragen die jährlichen Mengen im Mittel 3000 m^3 in Hintersand, 1000 bis 1500 m^3 in Tierfehd und Linthal. Eine grosse, nicht bestimmbare Menge von diesem feinen Material wird in den letzteren beiden Becken wegen den starken Strömungen nicht abgesetzt, das Betriebswasser verfrachtet sie durch die Triebwasserführungen bis in die Linth.

Das Ausräumen des Ablagerungsmaterials

Die Auflandungen in den Ausgleichsbecken müssen von Zeit zu Zeit ausgeräumt werden und es war eine Methode zu finden, die möglichst rationell und schonend für die Gewässer ist. Versuche, die Ausräumung nur mit Hilfe der bei allen Becken fest installierten Hydrantenleitungen auszuführen, waren sehr zeitaufwendig. Das feinkörnige Material liess sich nur schwer bewegen und musste auf den nur wenig Gefälle aufweisenden Beckensohlen Meter um Meter gegen die Spülleitung gespritzt werden. Die Beigabe von zusätzlichem Spülwasser zur Verstärkung der Schleppkraft ist wegen der Rückstaubildung beschränkt.

Als weiterer Versuch wurde beim Ausgleichsbecken Tierfehd das Material mit Lastwagen auf eine nahe gelegene Deponie abgeführt. Auch dieser Aufwand war gross und wie während dem Ausräumen festgestellt werden musste, eignet sich dieses Material wegen seines grossen Wassergehaltes nicht für Deponien. Schliesslich konnte eine gangbare Lösung für die Beseitigung des Auflandungsmaterials gefunden werden. Mit Hilfe eines an einem Unimog montierten Erdschiebers wird das Material schichtweise gegen die Spülleitung der Becken geschoben und mit Wasserstrahlen aufgelockert weggeschwemmt.



In Zusammenarbeit mit dem Kantonalen Gewässerschutzamt und der Fischereiaufsicht wurde eine Dosierung des Materialanteils im Spülwasser festgelegt, die weder dem Fischbestand schädlich ist, noch zu einer unerträglichen, weil sichtbaren Gewässertrübung führt. Die Materialdosierung lässt sich durch den Einsatz des Räumfahrzeuges leicht steuern. Auch die Beimischung von zusätzlichem Spülwasser aus den Umlaufleitungen ist leicht beeinflussbar womit Rückstauungen bei den Einmündungen in die Spülleitung vermieden werden können. Diese Methode wird bei allen Becken mit Erfolg angewendet, beim Winterbecken Hintersand, das keine Spülleitung besitzt, tritt an deren Stelle eine fest installierte Schlammpumpe. Beide Abteilungen des Ausgleichsbecken Hintersand werden jährlich einmal ausgeräumt, bei den Becken Tierfehd und Linthal beträgt der zeitliche Abstand zwischen den Räumungen ein bis drei Jahre. Für jedes dieser Becken dauert die Räumung in der Regel fünf Arbeitstage während denen jeweils vier Mann, eingeschlossen der Fahrer des Unimog eingesetzt sind. Der Verbrauch an Spülwasser beträgt für das Ausgleichsbecken Hintersand ungefähr $25\,000\text{ m}^3$, für das Ausgleichsbecken Tierfehd etwa $60\,000\text{ m}^3$. Die Produktionseinkosten betragen 28 MWh beziehungsweise 20 MWh. Beim Ausgleichsbecken Linthal werden für die Spülung ebenfalls rund $60\,000\text{ m}^3$ benötigt, ein Energieausfall entsteht dabei nicht, weil es sich um ein Unterwasserbecken handelt.

Internationale Fachtagung über
Verlandung von
Flussstauhaltungen und
Speicherseen im Alpenraum

Zürich, 22. und 23. Oktober 1981

Mitteilung Nr. 53 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich

Symposium international sur
la sédimentation de retenues
en rivière et de réservoirs
dans le secteur alpin

Zurich, les 22 et 23 octobre 1981

Verlandung und Spülung des Beckens Innerferrera der Kraftwerke Hinterrhein

Walter Willi, Dr. sc. techn., dipl. Bau-Ing. ETHZ

Stv. Direktor der Motor-Columbus Ingenieurunternehmen AG, Parkstrasse 27, CH-5400 Baden

Verlandung und Spülung des Beckens Innerferrera der Kraftwerke Hinterrhein

Im Laufe des 20jährigen Betriebs konnten 31% der im Becken zur Ablagerung gelangten Feststoffe mit Spülungen und Baggerungen wieder aus dem Becken entfernt werden, wobei schätzungsweise 90% der gesamten Feststofffracht das Becken passierten, ohne sich abzulagern. Die heutigen Auflandungen verursachen eine Verringerung des ursprünglichen Stauvolumens um 37%. Der Vergleich der Beobachtungen während den Spülungen mit den Resultaten der seinerzeitigen Modellversuche und mit rechnerisch hergeleiteten Gesetzmässigkeiten ergibt eine gute Übereinstimmung.

Silting-up and Scouring of the Small Innerferrera Reservoir of the Hinterrhein Hydroelectric Scheme

During the 20 year long operation, it was possible to scour and drag 31% of the deposits of solid material out of the reservoir. About 90% of the total sediment load passed through the reservoir without settling. Today the settled materials cause a reduction in storage volume of 37%. The observations made during scouring operations are compared with the results of the model tests and with relationships derived theoretically. Good agreement is obtained.

Envasement et dévasement du bassin de Innerferrera de l'aménagement hydroélectrique de Hinterrhein

Au cours des vingt ans de service 31% des matières sédimentées dans le bassin ont pu être évacuées moyennant des purges et à l'aide de dragage. D'autre part on estime que 90% du total des matières solides ont passé à travers le bassin sans se déposer. Actuellement le colmatage a réduit le volume original de la retenue de 37%. La comparaison du phénomène observé au cours du dévasage avec les résultats obtenus jadis par les essais sur modèle réduit et par le calcul a démontré une bonne correspondance.



ABB. 1: KRAFTWERK HINTERREIN, ÜBERSICHTSPLAN

1. Einleitung

Die Kraftwerke Hinterrhein der gleichnamigen Gesellschaft (KHR) gingen nach siebenjähriger Bauzeit in den Jahren 1960/63 in Betrieb. Das Becken Innerferrera mit einem ursprünglichen totalen Stauvolumen von 300 000 m³ wurde im Herbst 1961 aufgestaut. Es dient als Ausgleichsbecken für die Fassung der Zuflüsse des Averserrheins (Abb. 1) und gleichzeitig als Gegenbecken für die Zubringerpumpen und Hauptpumpen der Zentrale Ferrera, die das Wasser von Sufers in den Saisonspeicher Valle di Lei hochpumpen.

Mit Projekt und Bauleitung war – im Rahmen eines Ingenieurkonsortiums – die Motor-Columbus AG beauftragt. In Anbetracht der starken Geschiebeführung des Averserrheins und des kleinen Nutzvolumens wurden die Entlastungsorgane der 28 m hohen Staumauer so ausgelegt, dass das Becken bei Hochwasser abgesenkt werden kann. Die beiden grossen Grundablassöffnungen (Abb. 2) vermögen zusammen 320 m³/s (das 100jährige Hochwasser beträgt 700 m³/s) unter freiem Spiegel abzuführen. An der Versuchsanstalt für Wasserbau (VAW) der ETHZ wurden Modellversuche durchgeführt [1], die den Beweis erbrachten, dass die im Becken zu erwartenden Auflandungen durch periodische Bekenspülungen immer wieder entfernt werden können.

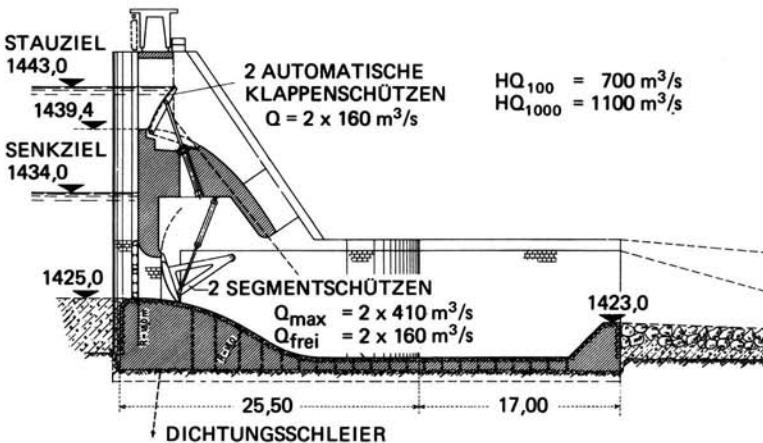


ABB. 2: SCHNITT DURCH DAS WEHR INNERFERRERA

2. Verlandung 1961–1981

In den ersten Betriebsjahren zeigte es sich, dass dem Stauraum im unterhalb gelegenen Ausgleichsbecken Bärenburg grössere Wichtigkeit zukommt als dem Stauraum Innerferrera. Da das von Innerferrera gespülte Material in Bärenburg wieder zur Ablagerung kommt, wurde deshalb in Innerferrera eher zurückhaltend, d.h. weniger häufig als in den Modellversuchen vorgesehen, gespült.

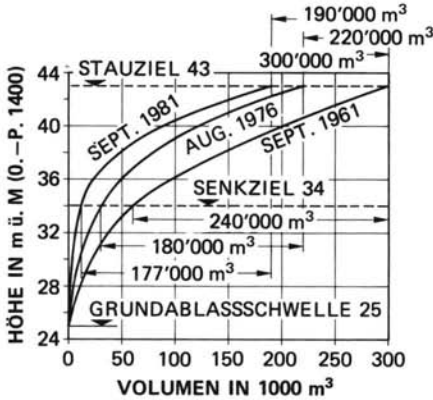


ABB. 3: VERÄNDERUNG DER INHALTSKURVE DURCH AUFLANDUNG 1961–1981

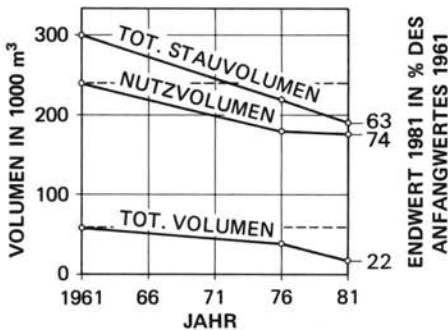


ABB. 4: ZEITLICHE ENTWICKLUNG DER BECKENVERLANDUNG

Entsprechend der geringen Häufigkeit der Spülungen haben sich deshalb bis heute bedeutende Mengen von Kies-Sandmaterial und Schlamm im Becken abgelagert. Die Zahlenangaben in Abbildung 3 beruhen auf zwei Vermessungen der Beckensohle im August 1976 und im September 1981. Das Nutzvolumen hat sich von 240 000 m³ auf 177 000 m³ verringert, das Totvolumen von 60 000 auf 13 000 m³ (Abb. 4). Die totale Auflandung beträgt 110 000 m³ oder 37% des ursprünglichen Stauvolumens. Besonders gravierend erscheinen die Ablagerungen im Totvolumen, da sie sich bedrohlich in Richtung Einlaufwerk entwickeln, welcher 7 m über dem ursprünglichen Flussbett liegt (Abb. 5). Die seit 1976 zu beobachtende Konzentration der Verlandung im Totraum ist eine Folge der Beckenbewirtschaftung; bei abgesenktem Staupiegel werden auch bei kleinen Zuflüssen grosse Materialmengen vom mittleren Beckenbereich Richtung Staumauer und Totraum verfrachtet. In Anbetracht der Ablagerungen in unmittelbarer Nähe des Einlaufbauwerkes wird sich in nächster Zukunft eine längere Spülung aufdrängen.

3. Jährliche Feststofffracht

Unter Feststofffracht sei im folgenden das Total aus Geschiebefracht (an der Flusssohle transportiert) und Schwebstofffracht (in Suspension transportiert) definiert. Bis heute wurden schätzungsweise 32 000 m³ aus dem Becken gespült und 1978 18 000 m³ im Stauwurzelbereich gebaggert, woraus sich mit der Verlandung von 110 000 m³ die totale im Becken zur Ablagerung gelangte Feststofffracht auf 160 000 m³ ermitteln lässt, was eine mittlere jährliche Ablagerung von ca. 8 000 m³ ergibt. Dieser Wert stimmt recht gut mit den seinerzeitigen, mit Hilfe der Geschiebeformel von Meyer-Peter und Müller

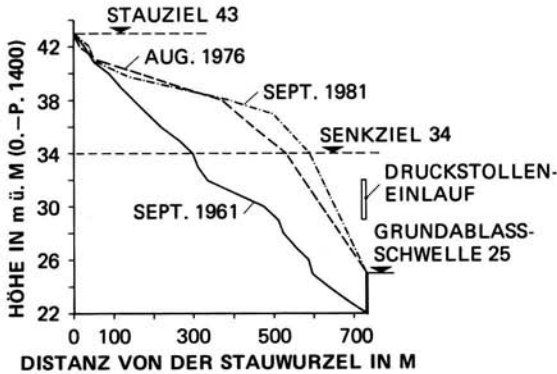


ABB. 5: ANHEBEN DES TALWEGES 1961–1981

rheins bei Innerferrera – das Valle di Lei und das Madris oberhalb Preda entfallen als Lieferanten – beträgt 149.9 km², was zu einer Feststofffracht von rund 75 000 m³ führt. Daraus ergibt sich trotz der Unsicherheit der Zahlenwerte doch immerhin die Feststellung, dass a) der weitaus grösste Teil der Feststofffracht das Becken passiert, ohne sich abzulagern, und b) das Verhältnis von Geschiebe zu Schweb eher in der Grössenordnung von 1:10 liegt, als von 1:2 wie seinerzeit angenommen. In Anbetracht des Vorherrschens der Bündnerschiefer im Einzugsgebiet ist dieses Ergebnis jedenfalls durchaus plausibel. Im Bodenseedelta beträgt das Verhältnis Geschiebe zu Schweb vergleichsweise noch etwa 1:100 [5].

4. Spülung des Beckens Innerferrera

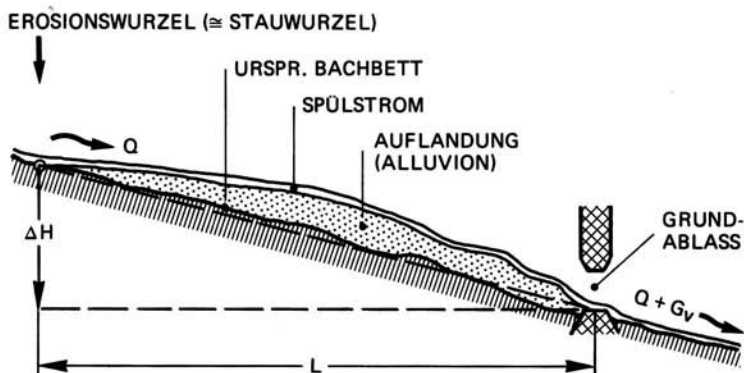
Bis heute wurden insgesamt vier Beckenspülungen in den Jahren 1966, 1967, 1970 und 1978 durchgeführt. 1966 wurde mit einem Spüldurchfluss von etwas über 50 m³/s Material vom Nutzraum in den Totraum verschoben, während 1967 mit etwa 50–80 m³/s während 4 1/2 Stunden rund 5 000 m³ aus dem Becken gespült wurden. Das Transportvermögen der Flachstrecke unterhalb des Beckens reichte nicht aus, um das Spülgut weiterzubefördern, doch beim wenig später auftretenden zweiten Hochwasser wurde das Becken bei Vollstau über die Überfälle entlastet, womit die Ablagerungen in der Flachstrecke problemlos erodiert und abtransportiert wurden. Bei den Spülungen von 1970 und 1978 handelte es sich eigentlich um 5 bis 10 Tage dauernde Revisionsabsenkungen mit einem Zufluss von nur 1–2 m³/s. Dessen ungeachtet wurden 1970 ca. 9 000 m³, 1978 ca. 18 000 m³ gespült, wobei der Spülstrom in der ersten Phase nach Ziehen der Grundablassschützen durch Zupumpen von 4–8 m³/s von Sufers aus dem Verbindungsstollen zum Stausee verdünnt wurde.

Mit Hilfe der 1965 von der VAW publizierten, empirisch abgeleiteten Beziehung zwischen der Menge des gespülten Materials, dem Spüldurchfluss und der Geometrie des abgelagerten Materialkörpers (Abb. 6) [6] soll nachfolgend versucht werden, die gesetzmässigen Zusammenhänge zu ermitteln, die zu den Beobachtungen während den vier Spülungen führten. Die Schwierigkeit bei der Anwendung der Formel besteht einmal darin, dass die Resultate in einer zweidimensionalen Versuchsrinne ermittelt wurden, während der Spülstrom in Natur ein stark dreidimensionales Phänomen ist.

Es muss also eine Annahme über die Breite des Spülstromes getroffen werden (Abb. 6). Weiterhin konnten die Gleichungsvariablen bei den Spülungen nicht gemessen, sondern nur näherungsweise bestimmt werden. In quantitativer Hinsicht dürfen die Erwartungen deshalb nicht zu hoch gesetzt werden.

[2], [3] ermittelten 10 000 bis 12 000 m³ überein, wobei allerdings zu berücksichtigen ist, dass sich im Becken auch grössere Mengen Schwebstoffe ablagern. Mit einem geschätzten Verhältnis von 80% / 20% zwischen Geschiebe- und Schwebablagerungen ergibt sich eine effektive Geschiebefracht von 6 500 m³/s, d.h. von rund der Hälfte der seinerzeitigen Schätzung.

Aufgrund der Vermessung des Rheindeltas im Bodensee kann der mittlere jährliche Geländeabtrag im Einzugsgebiet des Rheins auf 0.5 mm berechnet werden [4]. Das feststoffwirksame Einzugsgebiet des Averser-



$$G_v = 0.754 \cdot B^{2/5} \cdot L^{2/5} \cdot Q^{3/5} (0.556 \cdot J_{\text{sec}}^{3/2} - 0.000286)$$

G_v = GESPÜLTE FESTSTOFFE IN m^3/s
(FESTSTOFFVOLUMEN)

B = BREITE DES SPÜLSTROMES IN m
IM FALLE VON INNERFERRERA ANNAHME DER AUS BEOBSACHTUNGEN UND MODELLVERSUCHEN ABGELEITETEN BEZIEHUNG

$$B = 3 + 0.27 \cdot Q$$

L = LÄNGE DER EROSIONSTRECKE IN m

Q = SPÜLDURCHFLOSS IN m^3/s

$J_{\text{sec}} = \Delta H/L$ = GEFÄLLE ZWISCHEN EROSIONSWURZEL UND GRUNDABLASSSCHWELLE

ΔH = NIVEAUDIFFERENZ ZWISCHEN EROSIONSWURZEL UND GRUNDABLASSSCHWELLE

ABB. 6: FORMEL ZUR BERECHNUNG DER GESPÜLTEN FESTSTOFFE BEI EINER SPÜLUNG UNTER FREIEM SPIEGEL

Für die Spülungen von 1967 und 1978 wurden mit Hilfe der Formel für die in Natur gespülten Mengen Spülzeiten von 6 1/2 Stunden bzw. 4 Tagen berechnet, während in Natur 4 1/2 Stunden bzw. ca. 10 Tage lang gespült wurde. Die Übereinstimmung ist unter Berücksichtigung der obigen Einschränkungen überraschend gut.

Für die Annahme der heute vorhandenen Beckenaufandung von 110 000 m^3 ist in Abbildung 7 das Spülvermögen in Funktion des Spüldurchflusses aufgetragen und dem Transportvermögen der unterhalb gelegenen Flachstrecke gegenübergestellt. Daraus ist leicht ersichtlich, dass es in der Flachstrecke, die ein Gefälle von ca. 0.8% besitzt, beim Spülen zu Materialablagerungen kommt, was im Einklang mit den Betriebserfahrungen steht. Abbildung 8 gibt die Konzentration im Unterwasser in Funktion des Spüldurchflusses an. Über 40 m^3/s bleibt die Konzentration nahezu konstant und beträgt rund 30 kg/m^3 . Dieser Wert erscheint in ökologischer Hinsicht tragbar, betragen doch die höchsten am Rhein oberhalb des Bodensees gemessenen Konzentrationen bereits 10 bis 15 kg/m^3 [5] [7]. Andererseits zeigt sich, dass die Konzentrationen für Durchflüsse unter 40 m^3/s stark ansteigen. Dies ist eine Folge der in Abbildung 9 gezeigten Zusammenhänge zwischen Spülwasserbedarf pro Kubikmeter gespülter Auflandung und dem Spüldurchfluss.

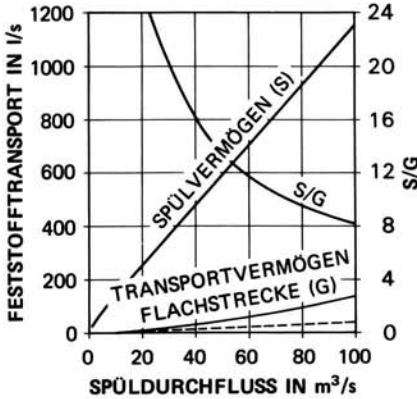


ABB. 7: SPÜLVERMÖGEN

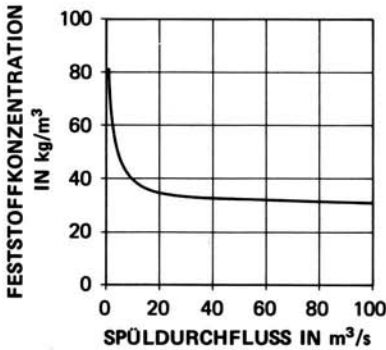


ABB. 8: FESTSTOFFKONZENTRATION IM UNTERWASSER

Aus Abbildung 9 folgt das überraschende Ergebnis, dass mit kleinen Spüldurchflüssen viel wassersparender gespült werden kann als mit grossen. In Anbetracht der geringeren Feststoffkonzentrationen, der abnehmenden Diskrepanz zwischen Spül- und Transportvermögen und deshalb reduzierter Auflandungsgefahr im Unterwasser (Abb. 7) und des geringen energiewirtschaftlichen Wertes von Hochwasserspitzen an der Fassungsstelle Innerferrera ist aber das Spülen mit grossen Durchflüssen vorzuziehen. Diese Feststellung deckt sich mit der seinerzeitigen Empfehlung der VAW, nur bei Abflüssen über 50 m³/s zu spülen. Die Nachteile des Spülens mit geringen Durchflüssen können im Fall von Innerferrera allerdings durch Zupumpen von Wasser aus dem Stausee Sufers weitgehend vermieden werden.

In der Abbildung 9 sind auch noch die mit der Formel in Abbildung 6 ermittelten Spülzeiten für das heutige Auflandungsvolumen von 110 000 m³ angegeben. Die Resultate stimmen recht gut mit den entsprechenden Modellversuchen der VAW überein. Es scheint allerdings, dass mit der Formel systematisch etwas kleinere Spülzeiten erhalten werden, was mit der Drei-Dimensionalität des Spülvorganges in Natur zusammenhängen könnte. Auch bei der Ausdehnung der Geschiebetriebformel von Meyer-Peter und Müller auf die dritte Dimension erweist sich der transportwirksame Durchfluss kleiner als der totale [3]. Bemerkenswert ist der Umstand, dass bei 100 m³/s die heutigen Auflandungen in einem einzigen Tag aus dem Becken gespült werden könnten. Praktisch dürfen die Grundablässe aber nur so lange geöffnet bleiben, bis die Auflandungen in der Flachstrecke das zulässige Mass nicht übersteigen. Sie können während eines späteren Hochwassers mit Überfallentlastung wieder abgebaut werden.

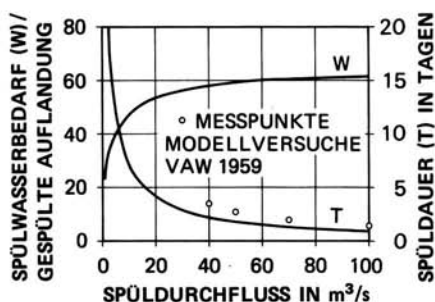


ABB. 9: SPÜLWIRKUNG BEI 110'000 m³
AUFANDUNG (OHNE BERÜCK-
SICHTIGUNG DER GESCHIEBEZUFUHR
VON OBEN)

5. Spülung des Beckens Bärenburg

In Zukunft werden sich auch die Aufandungen im unterhalb gelegenen Becken Bärenburg mehr und mehr störend auswirken. Leider wurden die Grundablässe der Staumauer Bärenburg wesentlich kleiner ausgebildet als bei Innerferrera, so dass Durchflüsse über etwa 20 m³/s das Becken nicht mehr unter freiem Spiegel verlassen können. Die diskutierten Resultate lassen aber den Schluss zu, dass auch dieses Becken gespült werden kann. Das Vorgehen wäre dabei umgekehrt wie bei Innerferrera. Das Spülen müsste bei kleinen – um allzuhohe Konzentrationen zu vermeiden jedoch nicht zu kleinen – Durchflüssen bewerkstelligt werden, wobei die Spüldauer durch das zulässige Ausmass der Aufandungen im untersten Teil der Roflaschlucht und der anschliessenden Flachstrecke des Vorderrheins begrenzt wäre. Während eines später auftretenden Hochwassers vermag dann der geschiebefreie Beckenüberfall die Ablagerungen im Bachbett abzutragen und weiter zu transportieren.

- [1] P. Härri, "Aus der Projektierung für die Kraftwerkgruppe Hinterrhein, Ausbildung des Wehres Innerferrera, Verlandungs- und Spülversuche", Schweiz. Bauzeitung 1959, p. 543–546
- [2] E. Meyer-Peter, R. Müller, "Formulas for Bed-Load Transport". IAHSR, Second Meeting, Stockholm 1948
- [3] E. Meyer-Peter, C. Liechtenhahn, "Altes und Neues über den Flussbau", Eidg. Amt für Strassen- und Flussbau, 1963
- [4] H. Bertschinger, "Wasserbauliche Probleme an der Mündung des Alpenrheins in den Bodensee", Wasser, Energie, Luft, 68. Jg. (1976), Heft 8/9
- [5] F. Nesper, "Die Internationale Rheinregulierung von der Illmündung bis zum Bodensee", Schweiz. Bauzeitung, Bd. 110 (1937), Nr. 13
- [6] W. Willi, "Zur Frage der Sohlenerosion bei grossen Gefällen", Mitt. VAWE/ETHZ Nr. 68
- [7] Schwebstoffmessungen des Bundesamtes für Wasserwirtschaft am Rhein bei Schmitter (noch nicht publiziert)

*Internationale Fachtagung über
Verlandung von
Flussstauhaltungen und
Speicherseen im Alpenraum*

Zürich, 22. und 23. Oktober 1981

*Mitteilung Nr. 53 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der
Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich*

*Symposium international sur
la sédimentation de retenues
en rivière et de réservoirs
dans le secteur alpin*

Zurich, les 22 et 23 octobre 1981

Modellversuche zur Spülung von Auflandungen im Bereich der Stauwurzel des Ausgleichsbeckens Rempen der AG Kraftwerke Wägital

Andreas Huber, Dr. sc. techn.

Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, VAW, ETH-Zentrum, CH-8092 Zürich

Zusammenfassung

Die Abspülungen erfolgen durch einen Umleitstollen. Das Totalgewicht des abgespülten Materials wurde mit einer Geschiebewaage kontinuierlich gemessen. Versuchsergebnis ist der Zusammenhang zwischen gespülter Geschiebefracht, Spülwassermenge und Spülzeit.

Résumé.

Essais au modèle réduit pour la purge des sédiments à l'amont du bassin
de compensation de Rempen de l'AG Kraftwerke Wägital

Les purges se réalisent par une galerie de dérivation. Le poids total des matériaux purgés a été pesé continuellement à l'aide d'une balance à sédiments. Le résultat des essais consiste en une relation entre le volume des matériaux purgés, le débit liquide et la durée de la purge.

Summary

Model Tests for Flushing of Bed Load Sediment from the Upper End of the
Compensating Reservoir Rempen of AG Kraftwerke Wägital

Flushings are performed through a by-pass tunnel. The total weight of flushed material was measured continuously by a sediment balance. The results give a relation between flushed bed load, water discharge and flushing time.

1. Einleitung

Das Ausgleichsbecken Rempen liegt auf halber Höhe zwischen dem Stausee Innerthal und der unteren Kraftwerkzentrale Siebnen. Es gleicht das Rückgabewasser der oberen Zentrale Rempen und die Zuflüsse des 22 km² grossen Zwischeneinzugsgebietes der Wägitaleraa aus und dient auch als Unterbecken für den Pumpspeicherbetrieb Rempen-Innerthal.

Die Ueberprüfung der Hochwasserentlastungsanlagen an der Staumauer Rempen durch das Bundesamt für Wasserwirtschaft hat ergeben, dass das Durchflussvermögen der bestehenden Hochwasserentlastungen im Falle eines extremen Hochwassers von 275 m³/s und einer ausser Betrieb stehenden Grundablassschütze nicht ausreicht.

Aus dem Zwischeneinzugsgebiet der Wägitaleraa fallen jährlich mehrere 1'000 m³ Feststoffe an, die sich als Geschiebe und als Schwebstoffe im Ausgleichsbecken Rempen ablagern. Zur Sicherstellung des Kraftwerkbetriebes müssen jedes Jahr eine oder mehrere Spülungen durchgeführt werden. Wasserverluste infolge der Spiegelabsenkungen und Unterbrüche in der Energieerzeugung sind die Nachteile dieser Betriebsweise.

Im Auftrag der AG Kraftwerk Wägital hat das Ingenieurbüro für bauliche Anlagen (IBA) der Industriellen Betriebe der Stadt Zürich ein Projekt eines Hochwasserentlastungs- und Umleitstollens ausgearbeitet (Bild 1). Der Stolleneinlauf befindet sich im Bereich der Stauwurzel des Ausgleichsbeckens, etwas oberhalb des bestehenden festen Wehres und des kurzen Umleitstollens. 100 m unterhalb der Staumauer Rempen mündet der 400 m lange und 4 % fallende Freispiegelstollen in die Schlucht der Wägitaleraa. In einem Schützenschacht beim Stolleneinlauf befinden sich nebeneinander die beiden Segmentspülschützen mit Zwischenpfeiler. Während den Revisionen können den Schützen Dammbalken vorgelagert werden.

Der projektierte Stollen hat zwei Aufgaben zu erfüllen:

1. ergänzende Hochwasserentlastung für 100 m³/s, (Bild 4)
2. Ableitung der Geschiebespülungen aus dem Bereich der heutigen Stauwurzel des Ausgleichsbeckens.

Im Rahmen des Tagungsthemas wird im folgenden nur auf Punkt 2 eingegangen.

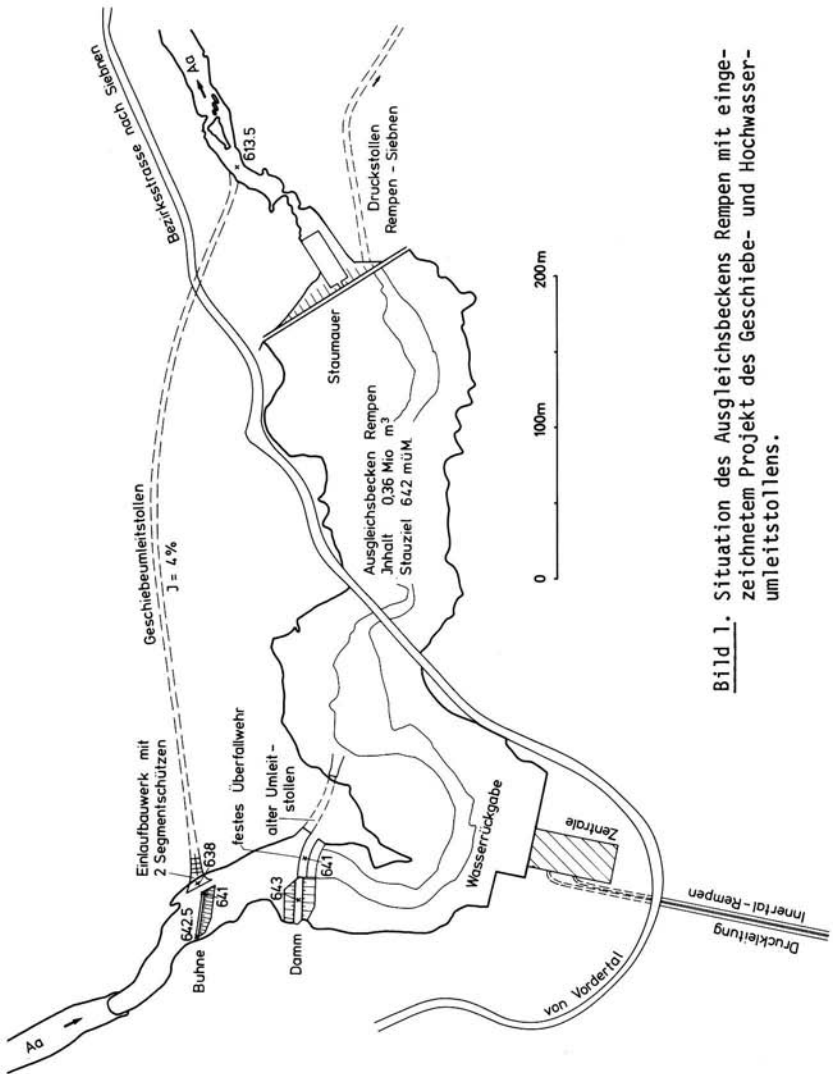


Bild 1. Situation des Ausgleichsbeckens Rampen mit eingezeichnetem Projekt des Geschiebe- und Hochwasserumleitstollens.

Ein solches Bauwerk kann seine Baureife nicht allein auf dem Reissbrett erlangen. Die Funktionstüchtigkeit lässt sich nur im Modellversuch zuverlässig überprüfen. Damit wurde die Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glazilogie an der ETH im Jahre 1980 beauftragt.

2. Das Modell

Das Modell im Massstab 1:25 umfasst eine 280 m lange Strecke der Wägitaleraa oberhalb des bestehenden festen Wehres (Bild 2). Die Wägitaleraa durchfliesst dort ein steiles, enges und schluchtartiges Tal. Sie ist durch ein unregelmässiges Abfluss- und Geschieberegime gekennzeichnet und nimmt nahezu Wildbachcharakter an. Den unterschiedlichen Gesteinsformationen des Einzugsgebietes entsprechend besteht das Flussbett aus den Komponenten eines sehr breiten Korngrössenbereiches. Sowohl feinste Teile aus Abrieb und Verwitterungsschutt der Flyschzonen als auch mehrere Tonnen schwere Nagelfluhblöcke sind in der Flussohle enthalten. Die grösseren Blöcke mit mehr als etwa 0.5 m Siebdurchmesser stammen von Felsstürzen und sind nicht mehr als Geschiebe zu betrachten. Ihnen kommt eine wichtige Aufgabe zu: Zusammen mit der Abpflasterung aus den groben Geschiebekomponenten schützen sie die Flussohle vor der Tiefenerosion. Im Längenprofil wirken sie als Fixpunkte, welche die Sohle in der Höhenlage festhalten.

Der Geschiebetrieb in der Wägitaleraa oberhalb des Ausgleichsbeckens Rempen setzt je nach Sohlenkonfiguration und örtlichen Gefällsverhältnissen bei Abflüssen zwischen etwa 3 und 6 m³/s ein. Der Fluss befindet

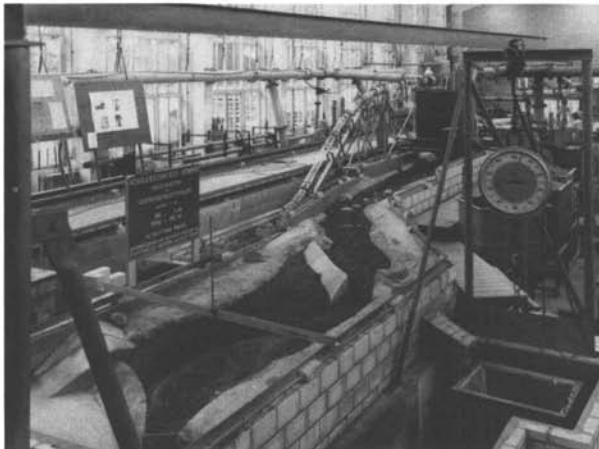


Bild 2. Ansicht des Modells, rechts die Geschiebewaage

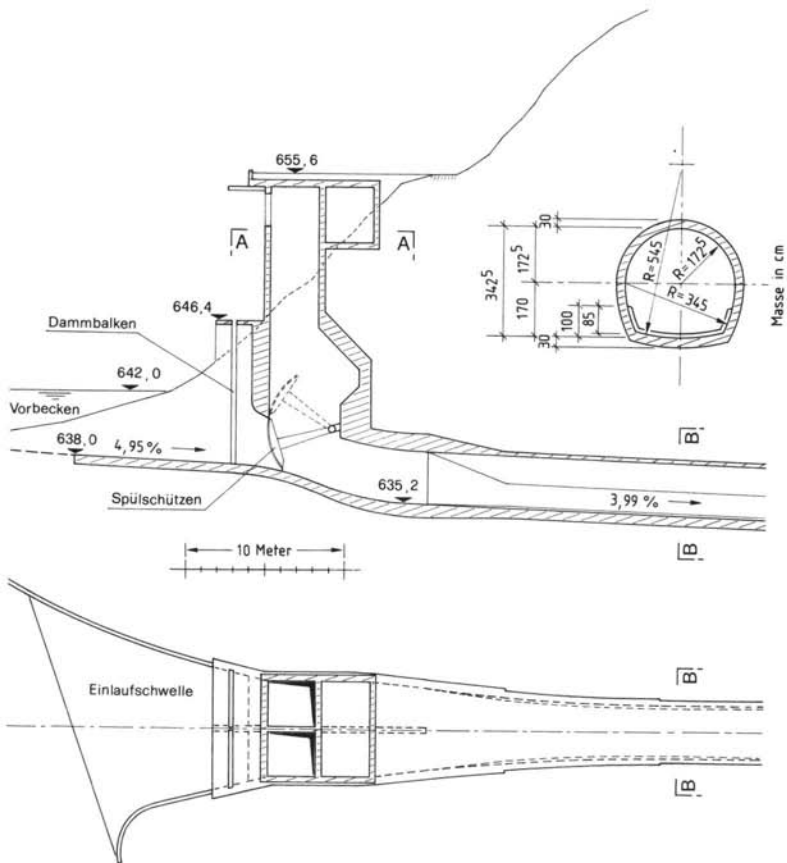


Bild 3. Längenprofil durch den Stolleneinlauf mit Spülschützenschacht, Grundriss, Stollenquerprofil

sich im Zustand der latenten Erosion. Mit zunehmender Wassermenge nimmt die Grobheit des Geschiebes, das über der Abpflästerung transportiert wird, zu. Erst grosse Hochwasser reissen die Abpflästerung auf und setzen die gesamte Sohle in Bewegung.

Vom Projekt wurden folgende Teile nachgebildet (Bild 3):

- Die Einlaufpartie von der Einlaufschwelle bis zum Portal, wo die Damm-balkenverschlüsse eingesetzt werden können. Sie hat zum Zweck, den Hochwasserabfluss oder den Spülwasserabfluss auf eine Geschwindigkeit von 12 m/s zu beschleunigen. Die Sohle ist mit 5% etwas stärker geneigt als der Stollen.
- Der Schützenschacht mit Trennpfeiler, jedoch ohne die 2.80 m breiten Segmentschützen.
- Eine Strecke von 30 m Länge des anschliessenden Stollens mit einem 9.2 m² Hufeisenprofil.
- Die Leitbühne. Sie kanalisiert die fortschreitende Auflandung in Richtung des Spülstolleneinlaufes.

Erstmals wurde eine Geschiebewaage eingesetzt, mit der sich das Gewicht des abgespülten Materials kontinuierlich messen lässt (Bild 2). Sie besteht aus einer Federwaage mit aufgehängtem Auffangkorb aus einem Winkel-eisenrahmen, gelochten Blechwänden und einem Nylongewebe mit 0.2 mm Maschenweite als innere Fütterung und Sieb. Während den Versuchen befindet sich der Auffangkorb unter dem Wasserspiegel des Modellsandfanges.

Bei der Umrechnung des Gewichtes des unter Wasser gewogenen Modellgeschiebes auf die Naturvolumina waren der Auftrieb, das Porenvolumen der Ablagerungen (ca. 30%) und die Dichte des Gesteins (2.68 t/m³) zu berücksichtigen.

3. Auflandungs- und Spülversuche

Als Vorbereitung zu den Spülversuchen wurden bei aufgestauten Vorbecken mit geschiebeführenden Abflüssen zwischen 4 und 12 m³/s Auflandungen zwischen der Leitbühne und der linken Ufermauer erzeugt. Die Ablagerungen entlang der Bühne erreichten eine Mächtigkeit von etwa 2.5 m. Der Versuch war jeweils beendet, wenn der Böschungsfuss des Deltakopfes in der Nähe



Bild 4. Die Zuströmung auf den Stolleneinlauf bei der Bemessungswassermenge von $100 \text{ m}^3/\text{s}$



Bild 5. Vordringende Auflandung in der Nähe der Einlaufschwelle

der Einlaufschwelle angelangt war (Bild 5).

Die Spülversuche führten zur Abklärung folgender praktischer Fragen:

- Welcher Zufluss ist zu einer wirksamen Spülung der Ablagerungen mindestens erforderlich?
- Wieviel Geschiebe kann in welcher Zeit mit wieviel Wasser gespült werden?
- Unter welchen Bedingungen ist der Verbrauch an Spülwasser optimal? oder: bei welcher Spülwassermenge ist die Geschiebe - Wasserkonzentration am grössten?
- Bei welchen Auflandevolumina lohnt sich die Durchführung einer Spülung?
- Treten im Bereich des Rückhalteranges in Folge der Spülungen Schäden an Ufern und Bauten auf?

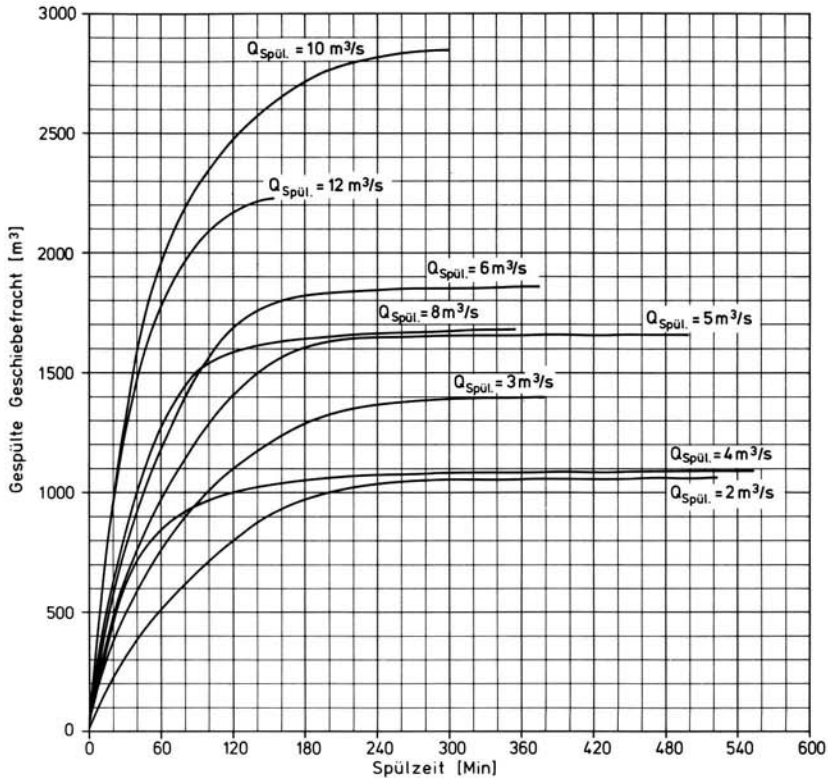


Bild 6. Der Zusammenhang zwischen gespülter Geschiebefracht, Spülwassermenge und Spülzeit.

Die Versuchsergebnisse sind als Schar von Kurven der gleichen Charakteristik in Bild 6 dargestellt. Sie zeigen den Zusammenhang zwischen der gespülten Geschiebefracht und der Spülzeit. Anfänglich, bei grossem Sohlengefälle über der Auflandung steigt die Geschiebefracht in kurzer Zeit stark an, dann, mit zunehmendem, abgespültem Geschiebevolumen und abflachender Sohle streben die Kurven einem Grenzwert, der grössten spülbaren Geschiebefracht zu. Insbesondere

- ist die Kurvenneigung $G = dV/dt$ ein Mass für den Durchgang des abgespülten Geschiebes (Geschiebetransport G)
- entspricht der grösste Ordinatenwert der gesamten spülbaren Geschiebefracht V_{\max} .

Mit ausreichender Versuchszahl wurde eine allgemeine Tendenz deutlich:

- Grössere Wassermengen spülen zu Beginn des Versuches grössere Geschiebekubaturen ab (grössere Kurvenneigung).
- Bei grösseren Wassermengen lassen sich die Ablagerungen gründlicher aus dem Rückhalteraum abspülen.

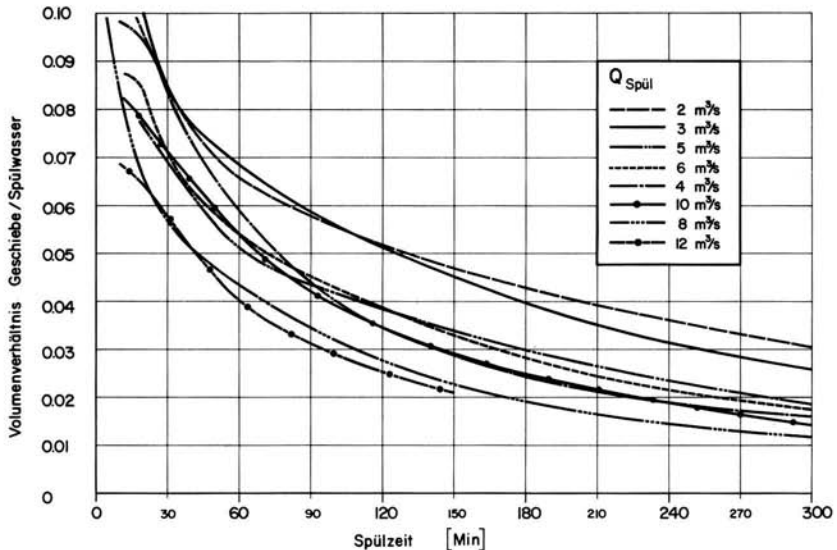


Bild 7. Mittlere Geschiebekonzentration in Abhängigkeit von der Spülwassermenge und der Spülzeit.

Aufgrund der Versuchsauswertung lauten die Antworten auf die vorne gestellten Fragen a bis e:

- a. Bereits Abflüsse von $2 \text{ m}^3/\text{s}$ vermögen die Auflandung zum Teil abzuspielen. Wesentlich günstigere Spülzeiten werden mit Wassermengen von 3 bis $4 \text{ m}^3/\text{s}$ erreicht.
- b. Grundsätzlich spülen grössere Wassermengen grössere Geschiebefrachten. Kleinere Abflüsse fressen eine Rinne mit beschränkter Sohlenbreite in die Ablagerungen, grössere Geschiebebänke mit anstehenden Steilwänden bleiben nach den Spülungen zurück. Die Spülung des gesamten Auflandevolumens von 2500 m^3 erfordert eine Wassermenge von mindestens $10 \text{ m}^3/\text{s}$ (Bild 6). Der Vorgang dauert etwa 3 Stunden. Schon in kurzer Zeit kann mit wenig Wasser eine beträchtliche Geschiebekubatur entfernt werden: Mit $4 \text{ m}^3/\text{s}$ in 20 Minuten beispielsweise nicht weniger als 500 m^3 .
- c. Aus der Sicht der Energieproduktion interessieren vor allem die absoluten Spülwasserverluste. Eine Spülung ist also optimal, wenn mit möglichst wenig Wasser möglichst viel Geschiebe abgespült werden kann. Es ist ein grosses Volumenverhältnis Geschiebe zu Wasser anzustreben. Die Auswertung der Messungen führte zu den Kurven in Bild 7. Zu Beginn der Spülungen liegt die Geschiebekonzentration je nach Wassermenge zwischen 7 und 10%, nach 2.5 Stunden noch zwischen 2.5 und 5% und nach 5 Stunden zwischen 1 und 3%. Bemerkenswert ist, dass das Ergebnis bei kleineren Wassermengen eher günstiger ausfällt.
- d. Ob eine Spülung durchgeführt werden soll, hängt einerseits von der verfügbaren Spülwassermenge und andererseits vom Stadium der Auflandung ab. Hinzu kommen noch betriebliche Überlegungen. Das Spülwasser ist am besten genutzt, wenn mit der Spülung zugewartet wird, bis der Deltakopf der Verlandung die Einlaufschwelle zum Umleitstollen erreicht hat. Es empfiehlt sich, erst zu spülen, wenn die Verlandung mindestens 1500 m^3 oder $2/3$ des Rückhalteraaumes beansprucht.
- e. Während den Spülungen entstehen im Bereich des Rückhalteraaumes wandernde Kiesbänke und Kolke. Die Kolke reichten in keinem Fall tiefer als 2 m unter die mittlere Lage der abgespülten Sohle. Würde die Flussole im oberen Bereich des Rückhalteraaumes nicht durch eine Blockrampe abgesichert, so wäre eine Gefährdung der Ufer und Hänge oberhalb der Stauwurzel infolge der rückwirkenden Erosion zu erwarten.

*Internationale Fachtagung über
Verlandung von
Flussstauhaltungen und
Speicherseen im Alpenraum*

Zürich, 22. und 23. Oktober 1981

*Mitteilung Nr. 53 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der
Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich*

*Symposium international sur
la sédimentation de retenues
en rivière et de réservoirs
dans le secteur alpin*

Zurich, les 22 et 23 octobre 1981

Aletsch AG, Kraftwerk Ackersand 2 Verlandung und Spülung des Ausgleichsbeckens Mattsand

Christian Fux, dipl. Bauing. ETHZ

Lonza AG, Elektrizitätswerke CH-3930 Visp

Zusammenfassung:

Der an sich hohe Materialtrieb der Mattervispa wird durch verschiedene Faktoren noch künstlich verstärkt. So lagern sich im flachen Ausgleichsbecken Mattsand, dessen Nutzinhalt 210'000 m³ erreicht, jährlich einige 10'000 m³ Feinmaterial mit einem Korndurchmesser unter 0.2 mm ab. Versuche, Erfahrungen und Beobachtungen führten zu einer heute einmal pro Jahr angewandten Spülmethode, die wirtschaftlich vertretbar ist und die Unterlieger nicht in einem schädlichen Ausmass beeinträchtigt.

Résumé: Ensablement et purge du bassin de compensation de Mattsand

La quantité élevée de matériaux charriés par la Mattervispa est encore augmentée artificiellement par divers facteurs. D'une année à l'autre, quelques 10'000 m³ de matériaux fins, d'un diamètre inférieur à 0.2 mm, se déposent dans le bassin de compensation de Mattsand. Ainsi le volume utile de 210'000 m³ est fortement réduit. Des essais, l'expérience et une longue observation du phénomène nous ont amenés à la méthode actuelle de purge du bassin appliquée une fois par an.

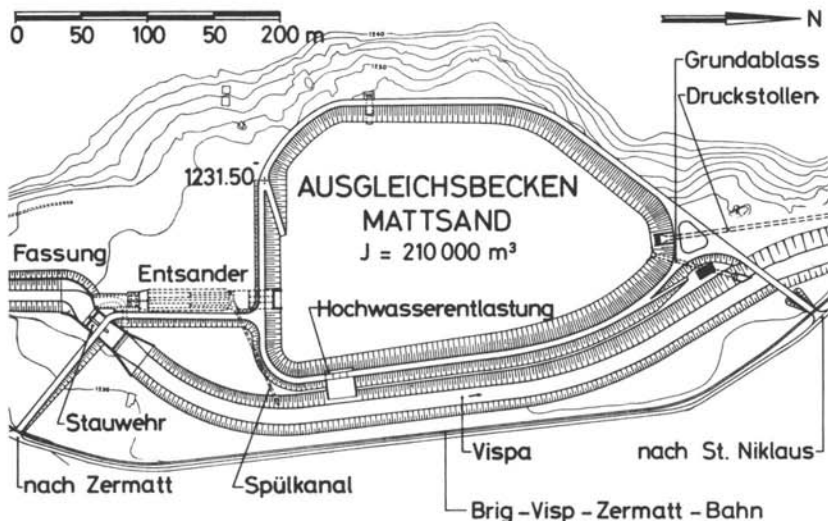
Synopsis: Fine material deposit and flushing of the surge pond of Mattsand

The quantity of solid materials carried down the Mattervispa river is very considerable. Due to this high solids contents, several 10'000 m³ of fine material are annually deposited in the 210'000 m³ Mattsand surge pond. The grain size of the deposited material is less than 0.2 mm. Various methods for cleaning out the pond have been tried. The results of experience, numerous tests and observations have led to a annual flushing of the pond.

Ueberblick über die Anlagen in Mattsand

Das 1955 - 1958 erbaute Kraftwerk Ackersand 2 im Oberwallis nutzt das Wasser der Mattervispa aus dem Raum Zermatt-Täsch-Randa mit einem stark vergletscherten Einzugsgebiet von 381 km². Mitnutzer dieses Einzugsgebietes ist die Grande Dixence SA, welche auf einer höheren Stufe über 200 Mio m³ des Sommerwassers oder über 50 % des Gesamtdargebotes dem Stausee im Val des Dix zuleitet. Abgesehen von einem Dotierwasser und von kurzfristigen Hochwassern wird im Kraftwerk Ackersand 2 das volle Restdargebot des Tales verarbeitet.

Die Fassungsanlagen des Kraftwerkes Ackersand 2 in Mattsand bei St. Niklaus, auf Kote 1230 m, sind auf eine Ausbauwassermenge von 14 m³/sec ausgelegt.



Das Wehr in der Mattervispa umfasst 2 Sektor-Schützen mit einem Hochwasser-Ableitvermögen von 250 m³/sec. Die Schützenstellung wird automatisch zur Fassung der Sollwassermenge einreguliert. Beträchtliche Mengen Kies und Sand lagern sich oberwasserseits der Schützen ab. Periodische Spülungen fördern das Material im Vispa-Bett weiter.

Der Wasserfassung ist ein spülbarer Vorraum angegliedert, in dem sich restlicher Kies und Grobsand bis zu einer Korngrösse von 3 mm absetzt. Auch dieser Vorraum wird regelmässig in die Vispa entleert.

Zwei anschliessende doppelkammerige Entsanderbecken von 65 m Länge und je 30 m³ Querschnitt, mit automatisch arbeitenden Spülvorrichtungen ausgerüstet, sorgen für die Ablagerung des Sandes bis zu einer Korngrösse von 0.1 bis 0.2 mm. Messüberfälle am Ende der Entsander dienen zur Ermittlung der gefassten Wassermenge und damit auch zur Steuerung der Wehrschützen.

Ausgleichsbecken vor der 1. Füllung, Juli 1958

Das folgende flache Ausgleichsbecken mit einer maximalen Wasseroberfläche von 46'300 m² weist einen Totwasserraum von 30'000 m³ auf. Die Spiegelschwankungen im Betrieb sind auf 5 m begrenzt. Die grösste Wassertiefe vor dem Grundablass beträgt 7.30 m. Das durch Dammschüttungen gebildete Becken mit Böschungsneigungen von 1 : 2 liegt über einem kontrollierbaren Drainagesystem und



einer 20 cm starken Kiesfilterschicht; es ist vollständig mit einem 6 cm starken Asphaltbeton ausgekleidet. Zum Ausgleichsbecken gehören eine Hochwasserentlastung von 20 m Breite, Grundablass und Druckstolleneinlauf.

Es sei bereits hier darauf hingewiesen, dass die dem Ausgleichsbecken vorgelagerten Bauwerke ihre Aufgabe gut erfüllen. Ins Becken gelangt nur Feinmaterial mit einer Korngrösse unter 0.2 mm.

Ursachen der Beckenverlandung

Der natürliche Gehalt eines Gebirgsflusses an Kies, Sand und Feinstoffen hängt von verschiedenen Faktoren ab. Der milchig-graue Gletscherabfluss ist bekannt. Unbekannt und stark variabel ist die Materialzufuhr zur Wasserfassung Mattsand. A. Bezinge schätzt allein die jährliche Materialfracht der Gornera, eines Hauptzuflusses der Mattervispa, auf 50' bis 85'000 m³.

Aus verschiedenen Gründen ist der Anteil an Feinmaterial in Mattsand gegenüber einem normalen Abfluss stark erhöht:

- Als Folge des Gornersee-Ausbruches ist beinahe jedes Jahr während 2 bis 3 Tagen ein Grosswasser mit starkem Materialtrieb zu beobachten. Der Gornersee ist ein durch Eisbarrieren aufgestauter Gletschersee; die Eisbarrieren brechen während der Sommerwärme durch.
- Das von der Grande Dixence gefasste Wasser wird vor der Ueberleitung in den Lac des Dix entsandet und teilweise im Ausgleichsbecken Zmutt gespeichert. Die Spülwasser dieser Anlagen sind im Betriebswasser des KW Ackersand 2 enthalten.

Beim Ausbruch des Gornersees und bei Spülungen des Ausgleichbeckens Zmutt wird der Feststoffgehalt des Betriebswassers in Mattsand gemessen. Zu grosse Feststoffanteile zwingen zur Ableitung des Wassers durch die Wehröffnungen.

- Arbeiten im Flussgerinne, ausgelöst durch Kraftwerksbauten und Flusskorrekturen, haben vor allem in den Jahren 1960 - 70 den Materialgehalt des Vispa-Wassers stark erhöht.
- Der Aushub von Baugruben wird oft - als einfachste Lösung - in die Vispa gekippt.
- Bis heute gelangen die häuslichen Abwässer der Region - in der touristischen Hochsaison mit 20'000 Einwohnern - ungereinigt in die Vispa. Die im Bau stehenden Kläranlagen von Zermatt und Täsch/Randa werden in diesem Sektor eine grosse Erleichterung bringen.

Grössenordnung des Materialantrages in Mattsand

Verlandungskeil vor dem Druckstollen-Einlauf



Wehr und Vorraum werden nach Bedarf, oft täglich, gespült; die Steuerautomaten des Entsanders tasten stündlich die Notwendigkeit zur Spülung ab. Die so in das Vispabett zurückgeleiteten Mengen an Kies und Sand bringen dem Betrieb keine grossen Probleme; Kubaturangaben dazu fehlen. Das Interesse der Betriebsführung geht aber dahin, die Spülungen der Notwendigkeit anzupassen und den Verlust an Betriebswasser klein zu halten.

Die Materialablagerungen im Ausgleichsbecken werden regelmässig ausgemessen. Dabei ergaben sich bisher folgende Mengen:

1959 - 1965	ca 50'000 m3 pro Jahr
1966 - 1970	ca 70'000 m3 pro Jahr
1971 - 1980	20' - 30'000 m3 pro Jahr


Trotz des mehrstündigen Aufenthaltes im Ausgleichsbecken vermag sich der Schweb nicht abzusetzen; das Betriebswasser behält seine Graufärbung. Als Konsequenz sind auch in der unteren Wasserschlosskammer in Törbel grosse Schlammablagerungen festzustellen, die periodisch recht umständliche Spülungen erfordern. Der Abrieb an den exponierten Elementen der Turbinen im Ackersand bleibt gross.

Ablagerungsmechanismus und Materialeigenschaften

Durch die seitliche Verschiebung des Einlaufes wird im flachen Ausgleichsbecken eine langsame Rotation um eine Vertikalaxe erzeugt. Als Folge nehmen Ablagerungshöhe und Korndurchmesser nach dem Einlauf in Richtung der Rotationsströmung langsam ab. So wurden im Süd-Ost Bereich

des Beckens, rechts des Einlaufes, Ablagerungsstärken von 4 m gemessen, während die Stärke im entgegengesetzten Süd-West Bereich nur 0.5 - 1.0 m erreichte.

Der Aufbau des Materials nach Korngrösse liess sich im Mai 1966 mit Hilfe einer Kopecky-Schlamm-analyse ermitteln. Die Resultate widerspiegeln die Rotation und zeigen, dass die Sedimentation nicht in einem normalen Ent-sander erwartet werden darf.

Korn- durch- messer in mm	FlieSS- resp. Rotationsrichtung 		
	Probeentnahme im Becken		
	Süd-Ost	Mitte-Ost	Nord-Ost
über 0.2	0	0	0
0.2 -0.1	7	2	1
0.1 -0.06	31	24	13
0.06-0.02	48	60	68
0.02-0.006	6	6	9
unter 0.006	8	8	9
Total Gewichts-%	100	100	100

Die Kornzusammensetzung ergibt folgendes Bild:

		Korngrösse in mm			
		über 0.08	0.08 - 0.043	0.043- 0.0067	Mittel
Quarz	%	42	30	28	31.0
Feldspat	%	29	33	29	31.1
Glimmer	%	14	12	17	14.0
Andere	%	7	18	17	16.1
Organisch	%	8	7	9	7.8
Total	%	100	100	100	100.0
Gewichtsanteile	g	6.31	23.86	15.50	45.67

Andere: Erz, Hornblende, Turmalin etc.

Quarz und Feldspat mit einer Härte grösser als 6 sind zu 62 % vertreten.

Die organischen Stoffe entspringen zum grossen Teil den häuslichen Ab-wässern. Ihr Anteil an den klar ersichtlichen Winterablagerungen ist noch bedeutend höher. Bei den Beckenspülungen entstehen nach kurzer Trock-nungszeit vertikal stehende Wände von einigen Metern Höhe.

Versuche und Studien zur Beckenräumung ohne Spülung

Bald nach der Inbetriebnahme wurde auf dem Ausgleichsbecken eine schwim-

mende Saugbaggeranlage installiert; ein beweglicher Wühlkopf mit rotierenden Schneiden lockerte das Material auf, das Wasser-Schlamm-Gemisch wurde über eine schwimmende Rohrleitung in ein Absetzbecken gepumpt, das während der Bauzeit zur Kiesausbeutung geschaffen wurde. Mit einer Theoretischen Förderleistung der Pumpe von 100 l/sec konnte - in 24-stündigem Betrieb während des Sommers - ein täglicher Materialabbau von ca 200 m³ erzielt werden. Ende des Sommers war als Folge des dauernden Materialnachscheses kaum ein Ergebnis sichtbar, die vorhandene Absetzgrube war bald gefüllt. Die Saugbaggeranlage wurde 1963 stillgelegt.

Studien zur Trockenbaggerung scheiterten an folgenden Fragen:

- Fehlender Deponieraum in vertretbarer Transportdistanz. Bis heute wäre bereits ein Deponieraum von nahezu 1 Mio m³ beansprucht worden.
- Hohe Verlade- und Transportkosten
- Risiken für den Beckenbelag
- langdauernde Betriebsbeeinträchtigung, auch mit dem Bau eines Umleitkanals
- langdauernde Geruchsimmissionen durch das offen deponierte Material

Heute angewandtes Spülsystem

Spülung mit Trax-Einsatz, Juli 1963



Nach ersten Grossspülungen im Mai 1963 und im Juli 1966 (je ca 100'000 m³) werden die Spülungen jährlich in der zweiten Augushälfte durchgeführt. Zu diesem Zeitpunkt steht dank einer Absprache mit der Grande Dixence SA noch ein ausreichendes Spülwasser zur Verfügung; zudem wird durch weitere Ablagerungen nur noch ein kleiner Teil des Nutzvolumens für den folgenden Winter beansprucht. Bei einem weiteren Rückgang der Ablagerungen besteht für die Zukunft die Aussicht, die Spülungen nur noch jedes 2. Jahr durchzuführen.

Nach der Oeffnung des Grundablasses und der Absenkung des Beckens wäscht das durch den Entsander eingeleitete Vispa-Wasser selbsttätig eine 15 bis

4 m hohe Ablagerungswand vor
der Hochwasser - Entlastung



20 m breite gerade Rinne bis zum Grundablass aus. Mit Hilfe von mobilen Leitwänden und Dammschüttungen wird anschliessend das Wasser den zurückweichenden Böschungen zugeleitet, 2 bis 3 Traxe lösen das Material und schieben es in den Wasserlauf. Mit diesem System lässt sich die totale Beckengrundfläche und der untere Teil der Böschungen reinigen. Der obere Teil der Böschungen wird mit Wasser nachgespült. Das Tagesergebnis im 24-Stunden-Einsatz erreicht 10'000 bis 15'000 m³, die Spülung ist in 2 - 4 Tagen abgeschlossen.

Zur normalen Spülung ist ein Wasserzufluss in der Vispa von mindestens 10 m³/sec erforderlich. Von diesem Zufluss werden 1.5 bis 2 m³/sec als Spülwasser ins Ausgleichsbecken eingeleitet, der grössere Rest verbleibt im Vispa-Bett zur Verdünnung des Schwemmgutes. Nach dem Abschluss der Spülung wird das volle Wasserdargebot während 24 Stunden zur Nachreinigung des Flusslaufes im Vispa-Bett belassen. Diese Zeit dient für Kontrollen und Reparaturen des gereinigten Beckenbelages. Trotz des Einsatzes massiver Spülhilfen waren bisher noch keine schweren Schäden am Beckenbelag feststellbar, es blieb bei lokalen Anschürfungen.

Spülung in fortgeschrittenem Stadium



Auswirkung der Spülung auf die Unterlieger/Behördliche Auflagen

Die ersten Grossspülungen 1963 und 1966 führten zu verschiedenen Inkonvenienzen bei den Unterliegern.

Einige Kieswerke im Flussbett der Vispa und des Rottens wiesen beim frühen Zeitpunkt der Spülung tiefe Baggerlöcher auf. Diese füllten sich mit dem unbrauchbaren Schwemmgut auf, so dass die Kiesausbeutung des folgenden Sommers stark erschwert wurde; dies führte zu einem langdauernden

Schadenersatz-Prozess. Beim heutigen Zeitpunkt der Spülung am Ende des Sommers sind die Baggerlöcher mit Kies-Sand gefüllt, das Material aus Mattsand lagert sich nicht mehr ab. Frühzeitige Orientierungen über den Zeitpunkt der Spülung lassen zudem die Kieswerk-Inhaber vorbeugende Massnahmen treffen.

Durch zu hohen Sand- und Schlammgehalt bei der Spülung wird der Fischbestand eines Gewässers beeinträchtigt. Als Folge hat der Kanton Wallis den maximal zulässigen Feststoffgehalt, gemessen nach 10 Minuten Absetzzeit, auf 1.5 Volumenprozent festgelegt. Mit ständigen Probeentnahmen während der Spülung durch eigenes Personal, unter behördlicher Aufsicht, nach 1 km Durchmischung im Vispabett, wird der Feststoffgehalt sofort festgestellt. Die Spülwasserdosierung bei der Fassung und der Einsatz der Hilfsmittel sind bei Unstimmigkeiten rasch angepasst.

Geruchsimmissionen bleiben während der Spülung unvermeidlich. Sie beschränken sich auf die nähere Umgebung des Ausgleichbeckens und, in stark reduzierter Form, auf die unmittelbare Nachbarschaft des Vispa-Laufes.

Im Wallis wird den Flüssen und Bächen Wasser zur Bewässerung entnommen. Entnahmen während der Beckenspülung führen zu Verlandungen der Wasserleitungen. Dank Informationen und Absprachen mit den Betroffenen wird die Bewässerung während der Beckenspülung unterbrochen. Schäden sind so vermieden.

Schlussgedanken

Der Antransport von Feinsand und Schlamm im Flussbett der Vispa und als Folge die Ablagerungen im Ausgleichsbecken Mattsand sind nicht zu umgehen. Die periodische Rückführung dieses Materials in die Vispa - leider in konzentrierter Form - ist für den Betrieb des Kraftwerkes lebensnotwendig. Dank den Erfahrungen wurden aber Wege gefunden, die dieses an sich unangenehme Ereignis für die Verantwortlichen des Kraftwerkes und für die betroffenen Unterlieger tragbar machen.

*Internationale Fachtagung über
Verlandung von
Flussstauhaltungen und
Speicherseen im Alpenraum*

Zürich, 22. und 23. Oktober 1981

*Mitteilung Nr. 53 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der
Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich*

*Symposium international sur
la sédimentation de retenues
en rivière et de réservoirs
dans le secteur alpin*

Zürich, les 22 et 23 octobre 1981

Verlandung und Spülung des Ausgleichsbeckens Ferden Vergleich Modell – Natur

Peter Volkart, Dr. sc. techn.

Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, VAW, ETH-Zentrum, CH-8092 Zürich

Die Verlandungs- und Spülvorgänge im Staubecken wurden im hydraulischen Modell 1:50 untersucht. Die Kornverteilung und der Beginn des Geschiebetriebes wurde zuvor in Natur bestimmt. Die jährliche Geschiebefracht wurde vor Versuchsbeginn abgeschätzt. Fotos dokumentieren den Verlandungsvorgang in Natur während der ersten 5 Betriebsjahre. Modellvorgang und Natur stimmen gut überein ; dies nicht zuletzt wegen der Naturkampagne vor Versuchsbeginn.

Sedimentation and Erosion in the Reservoir of Ferden Comparison hydraulic Model - Prototype

The mechanism of sedimentation and erosion in the reservoir of Ferden had been investigated in a 1:50 hydraulic model. The grain size distribution and the beginning of sediment transport had been determined in situ before. The annual bed load yield had been estimated before the tests. During the first 5 years of operation the sedimentation process in the prototype was documented with photographs. Good agreement was found with the model test results which is also due to the extensive field investigations before the tests.

Déposition et Erosion dans le Bassin d'accumulation de Ferden Comparaison modèle réduit - nature

Les phénomènes de dépositions et d'érosions dans le bassin d'accumulation ont été étudiés en modèle hydraulique à l'échelle 1:50. Précédemment la distribution granulométrique et le début du charriage ont été déterminés en nature. Le volume totale charrié annuellement a dû être estimé avant les essais. Des photos documentent le processus de déposition lors des 5 premières années de service du bassin. On a trouvé une bonne correspondance avec les essais en modèle, dûe en partie au bon nombre de relevés en nature avant les essais.

Problemstellung

Das Ausgleichbecken Ferden liegt auf rund 1300 m ü.M. im Lötschental im Kanton Wallis. Die 67 m hohe Bogenstaumauer speichert ein Nutzwasservolumen von 1,72 Mio m³. (Wasserstände gemäss Abbildung 1).

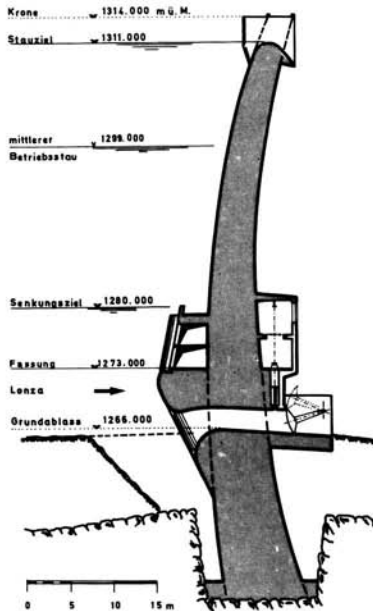


Abbildung 1 : Sperre mit Wasserständen (Schnitt)

Die im Herbst 1975 dem Betrieb übergebene Anlage der KW Lötschen AG dient zur Regulierung des Dargebotes während einzelner Tage und Wochen. Durch den Bau der Sperre Ferden wurde der Flusslauf der Lonza auf eine Fließstrecke von rund 1,5 km eingestaut. Das natürliche, teilweise in eine steilflankige Schlucht eingefressene Gerinne weist an der Stauwurzel ein Gefälle von 3,3 % und in Sperrennähe von 2,7 % auf. Das eher grobkörnige Geschiebe wird erfahrungsgemäss in den wasserreichen Monaten Juni bis August mit durchschnittlichen Abflüssen um 15 m³/s antransportiert und gelangte früher zur steil abfallenden Rampe bei Goppenstein, das unterhalb der

Sperrstelle liegt. Das 100-jährliche Hochwasser liegt bei ca. 100 m³/s. Schon bei der Projektierung der Anlage stellte sich naturgemäss die Frage nach Ablauf und Fracht der Verlandung im Staubecken und nach der Häufigkeit von Spülungen des Stauraumes. Deshalb wurde im Jahre 1973 an der VAW ein 40 m langes hydraulisches Modell im Massstab 1 : 50 erstellt. Talsperre, Hochwasserentlastung, Fassung, Grundablässe sowie der Stauraum und ein Teil des Unterwassers wurden exakt nachgebaut.

Für die Simulation der Verlandungs- und Spülvorgänge stellt sich hauptsächlich das Problem der Geschiebeschickung im Modell. Kornabstufung, Geschiebetriebbeginn und mittlere Jahresfracht müssen deshalb möglichst genau bekannt sein.

Versuchsdurchführung

Eine mehrtägige in situ-Siebkampagne lieferte die für die Versuche repräsentative Kornverteilungskurve gemäss Abbildung 2.

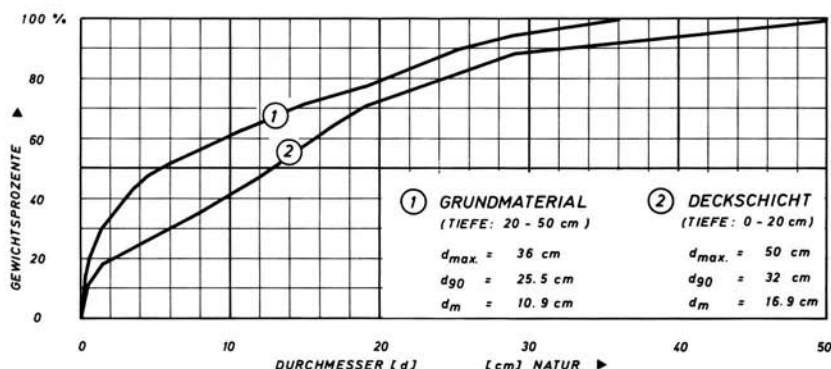


Abbildung 2

Die Entnahme erfolgte innerhalb einer sogenannten Musterstrecke knapp oberhalb des Staubeckens, d.h. an einer Stelle mit dem gewünschten Querprofil und Längsgefälle, welche sich bezüglich des Sedimenttransportes möglichst im Gleichgewicht befindet und demnach weder erodiert noch auflandet. Das gemäss Abbildung 2 mit einem d_{90} von 25,5 cm und einem d_m von 10,9 cm eher grobe und bereits stark gerundete Grundmaterial 1 eignete sich gut für die Uebertragung in ein 1 : 50 Modell. In einzelnen Geschiebedepots und in den Deckschichten einzelner Kies-Sandbänke waren auch grössere Korndurchmesser zu beobachten.

Nebst der Zusammensetzung und Durchmesserabstufung des Geschiebes ist jeweils vor allem dessen jährlich tatsächlich anfallende Fracht von ausschlaggebender Bedeutung. Zu deren Bestimmung standen folgende Hilfsmittel zur Verfügung: Geschiebetriebformeln, Vergleiche mit ähnlichen Gebirgsflüssen sowie Naturbeobachtungen in der Lonza selbst. Eine Wertung ergibt sich aus Abbildung 3. Die Kurven ① bis ⑦ entsprechen Funktionen, welche das maximale, theoretische Geschiebetransportvermögen angeben. Gemäss Tabelle I unterscheiden sie sich in den Annahmen über das Längsgefälle, die Korngrössen und die Querprofilform. Als Grundlage wurde jeweils eine Geschiebetransportformel des Typus

$$C_1 \cdot \gamma_w \cdot D \cdot J/4 = C_2 \cdot \gamma'' \cdot d_k + C_3 \cdot \rho_w^{1/3} \cdot (g \cdot G'_s)^{2/3} \quad (1)$$

verwendet. Es bedeuten :

γ_w	N/m ³	spezifisches Gewicht des Wassers	
γ''	N/m ³	spezifisches Gewicht des Geschiebes	
γ''	N/m ³	Auftriebsraumgewicht	= $\gamma - \gamma_w$
ρ_w	kg/m ³	Dichte des Wassers	
ρ	kg/m ³	Dichte des Geschiebes	= γ/g
g	m/s ²	Erdbeschleunigung	
D	m	hydraulischer Durchmesser	= $4F/U$
J	-	Sohlengefälle (Normalabfluss)	
d_k	m	Korndurchmesser bei Gleichkornmisch	
d_m	m	massgebender Korndurchmesser bei natürlichen Kornmischen	
G'_s	kg/ms	Geschiebetrieb pro m Breite	
τ_o	n/m ²	Sohlenschubspannung	
τ_o	N/m ²	Schleppspannung	
k^{krit}	m ^{1/3} /s	Reibungsbeiwert Geschiebekorn	= $26/(d_{90})^{1/6}; d_{90}$ in m
K	m ^{1/3} /s	Reibungsbeiwert Gerinnebett (Strickler)	

C_1	-	erfasst den Unterschied feste-bewegliche Sohle	
		nach Müller, 1960	= $4\tau_o/\gamma_w \cdot D \cdot J$
		ebene Sohle	= 1
		Riffel, Barren	< 1
		Dünen	0,25 bis 0,35
C_2	-	erfasst den Laminarfilm der Sohle	= $\tau_{krit}/\gamma'' \cdot d_k$
C_3	-	erfasst den Einfluss des Kornmaterials	

mit

$$C_1 = (K/k)^{3/2}$$

$$C_2 = 0,047 \text{ für vollausgebildeten Geschiebetrieb}$$

$$C_3 = 0,25 (\gamma/\gamma'')^{2/3}$$

Geschiebe-
trieb
in der
Lonza

$$G_s = G'_s \cdot B$$

(B = Breite)

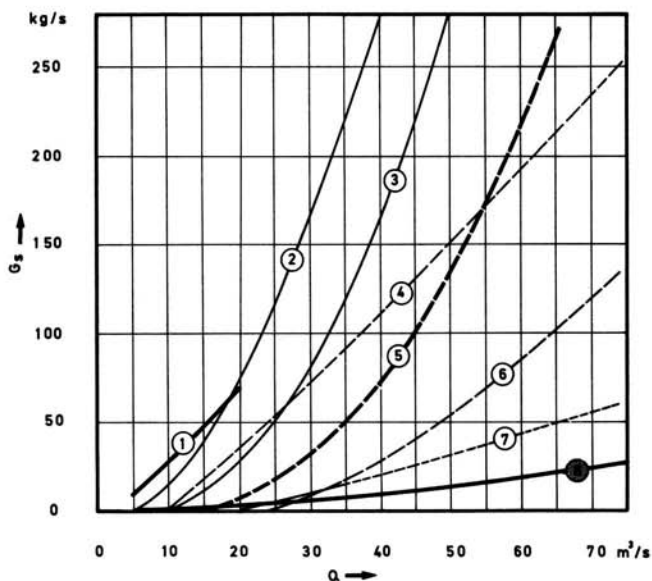


Abbildung 3

① Transportvermögen gemessen Modell

⑤ Transportvermögen gerechnet Musterstrecke

⑧ effektiver Geschiebetransport «Transportvermögen

Tabelle I

Nr.	J %	d ₉₀ cm	d _m cm	PROFIL	BEGINN G _s BEI m³/s	G _s BEI 10 m³/s kg/s	G _s BEI 25 m³/s kg/s
①	3.0	25.5	10.9	Ganzer Stauraum + 300 m Unterwasser	~ 2.5	27.5	70 bei 20
②	3.3	15.0	5.0	Stauraum von km 0.4 bis 1.0	4.0	15.0	117.0
③	3.3	25.5	10.9		8.5	1.3	50.8
④	2.56	15.0	5.0	Rechteck	9.3	2.1	54.0
⑤	2.56	25.5	10.9	Musterstrecke	14.8	0	17.0
⑥	2.56	25.5	10.9	Rechteck	23.7	0	1.5
⑦	1.0	11.0	4.0	Unterwasser oberh. Fassung, Rechteck	19.3	0	5.8
⑧	3.0	<25.5	<10.9	Lonza Natur	5.0	1.4	6.2

erhält man die bekannte, an der VAW entwickelte Formel nach Meyer-Peter und Müller, 1949 :

$$G'_s = \frac{\rho}{\gamma'' \cdot \rho_w^{1/2}} (\gamma_w \cdot D \cdot J \cdot (K/k)^{3/2} - 0,188 \cdot \gamma'' \cdot d_m)^{3/2} \quad (2)$$

welche in dieser dimensionsreinen Form dem Froude'schem Aehnlichkeitsgesetz gehorcht und für breite Gerinne bei gleichförmigem Abfluss gilt. Diese Beziehung für das maximale Transportvermögen wurde ursprünglich für nachstehende Randbedingungen experimentell bestimmt:

Gefälle J	0,0015 bis 0,02
Korngrössen/Wassertiefen	0,00066 Bis 0,30
spezifischer Abfluss	0,002 bis 2,0 m ³ /ms

In der neueren Fachliteratur, etwa bei Amin and Murphy, August 1981, wird nachgewiesen, dass die Beziehung (2) zwar, wie angedeutet, gegenüber Naturmessungen zu hohe Transportraten ergibt, dass aber für grobes Geschiebe ohne Riffelbildung an der Sohle der Zusammenhang zwischen Abfluss Q und Geschiebetrieb G'_s qualitativ richtig sei.

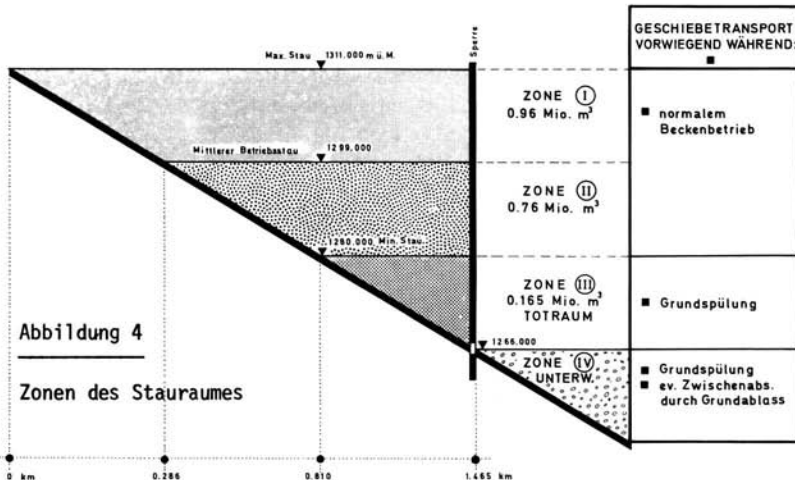
Die Kurve (8) macht sich diese Erkenntnis zu Nutzen. Sie gilt für das mittlere Längsgefälle von 3 % im Stauraum und für das tatsächliche Querprofil in Form eines breiten Trapezes mit zur Achse hin geneigter Sohle und zusätzlich eingetieftem Mittelgerinne. Der Geschiebetrieb setzt bei einem Zufluss Q von 5 m³/s ein, was in situ mittels einer einfachen Abhöreinrichtung verifiziert wurde. Die Kurve (8) basiert auf den mit einigem Aufwand in Natur ausgesiebten Korndurchmessern und verläuft affin zu den Meyer-Peter-Müller-Funktionen. Der Kurve (8) liegt für ein durchschnittliches Abflussverhalten der Lonza ein Jahresgeschiebevolumen von 20 000 m³ zu Grunde. Dieser Wert wurde als Arbeitsgrösse verwendet und stützt sich auf Vermutungen mit der Kiesausbeute im Lonzabett und auf Vergleiche mit anderen Gebirgsflüssen in der Schweiz und enthält eine gewisse Reserve wegen der nicht untersuchten Schwebstoffe. Da diese 20 000 m³ beträchtlich unter dem maximalen Transport-

vermögen der Lonza liegen, verläuft die schliesslich für die Modellversuche verwendete Kurve ⑧ wesentlich flacher.

Die Versuche wurden zuerst mit extremen Randbedingungen, wie etwa permanentem Minimal- oder Maximalstau, gefahren und anschliessend den vorgesehenen natürlichen Betriebsbedingungen angenähert. Insgesamt wurden 30 Varianten im Modell eingebaut. Dies entspricht etwa 1 500 Verlandungs- und Spülstunden im Modell.

Resultate

Zur Veranschaulichung der Versuchsergebnisse ist eine schematische Unterteilung des Stauraumes Ferden gemäss Abbildung 4 sinnvoll: Es werden 4 Zonen mit unterschiedlichem Geschieberegime unterschieden.



- Zone I: Bereich zwischen dem Max. Stau auf 1311.00 m ü.M. (Stauwurzel) und einem mittleren Betriebswasserstand von 1299.00 m ü.M. In dieser knapp 300 m langen Zone sind Ablagerungen noch nicht von grosser Bedeutung, da die Schleppkraft des Zuflusses nicht dauernd durch Ueberstau gebrochen wird.
- Zone II: Bereich zwischen 1299.00 m ü.M. und dem Senkungsziel bei 1280.00 m ü.M. Diese rund 500 m lange Zone liegt vorwiegend unter Wasser. Zentrale Probleme sind die Bildung von Bänken,

resp. die Weiterverfrachtung des Materials in eine spül-technisch günstigere Lage nahe der Sperre.

Zone III: Umfasst den etwa 650 m langen Totraum zwischen den Koten 1280.00 und 1266.00 m ü.M. Hier erreichen Grundspülungen naturgemäss den höchsten Wirkungsgrad, weil das abgelagerte Material nahe der Sperre liegt und deshalb mit hoher Spülkonzentration erodiert werden kann. Immerhin besteht das Risiko, dass Spülöffnungen verstopfen, wenn die Verlandungsfront vor Spülbeginn den Mauerfuss ganz erreicht.

Zone IV: Umfasst das Unterwasser, welches ja die Grundspülstösse aufnehmen und weiterverfrachten muss und deshalb eine minimale Transportkapazität gewährleisten sollte.

Die Auswertungen zeigen nun, dass die Verlandungskörper die Zone I durchfahren werden, da immer wieder Teilabsenkungen des Stauspiegels auftreten. Schwieriger wird es in Zone II. Die Schleppkraft der Lonza nimmt unterhalb des Seespiegels jäh ab. Es ist vorauszusehen, dass selbst dann noch Material in dieser mauerfernen Zone II liegen bleibt, wenn der See auf Minimalstau abgesenkt und anschliessend bei immerhin $10 \text{ m}^3/\text{s}$ während eines Tages auf dieser tiefen Kote belassen wird. Zudem werden sich im Strömungsschatten der Lonza Bänke bilden, welche beträchtliche Geschiebedepots oberhalb des Senkungszieles darstellen. Diese können auch durch Grundabsenkungen nur beschränkt erodiert werden, da sie im Laufe der Zeit durch grobkörnige Deckschichten oberflächlich geschützt werden. Dazu tritt die innere Verfestigung (Kohäsion) durch feinste Schwebstoffpartikel sowie eine gewisse Komponentenaus-sortierung und zwar derart, dass das Mittelkorn in Fließrichtung etwas feiner wird. Das beschriebene Problem des Geschiebetransportes durch den Stauroum hindurch bis in Sperrennähe führt im allgemeinen auch bei anderen Gebirgssauseen mit grosser Längsausdehnung zu betrieblichen Einschränkungen. Im Falle des Ausgleichbeckens Ferden müsste man beispielsweise bei einem Zufluss von mindestens $15 \text{ m}^3/\text{s}$ auf Minimalstau absenken und 2 Tage unten belassen. $15 \text{ m}^3/\text{s}$ treten aber nur etwa während 48 Tagen in der Periode Juni - August auf. Liegt nun das Material in der tieferen Zone III, also nahe der Sperre, so kann wirksam mittels Grundspülungen operiert werden. Auf Grund der Modellversuche wäre eine erste Spülung etwa nach 6 Betriebsjahren an-

gezeigt. Die Notwendigkeit einer einmaligen Spülung pro Jahr von 2 Tagen Dauer und bei einem recht hohen Zufluss von $20 \text{ m}^3/\text{s}$ wurde vorausgesagt.

Ohne weiter auf das Transportverhalten der Zone IV einzugehen ist festzuhalten, dass nach Prognose mindestens 1,4 % der mittleren jährlichen Wasserfracht der Lonza für Grundspülungen der Energieproduktion verloren gehen werden.

Vergleich mit dem Betrieb in Natur

Da die Frage des Verlandens und des Spülens alpiner Stauseen für die verschiedenen Becken meist ziemlich ähnlich sind, ist der direkte Vergleich zwischen Modellversuch und Naturbeobachtung von besonderem Interesse. Hier erst zeigt es sich, ob die Annahmen über die Kornabstufung den Beginn und das Ausmass des Geschiebetriebes sowie die geschätzte jährliche Geschiebefracht tatsächlich in der richtigen Grössenordnung angesetzt wurden. Tabelle II fasst die Naturaufnahmen im Stauraum Ferden zusammen. Abgesenkt wurde jeweils im Spätherbst.

Jahre nach Inbetriebnahme	abgesenkt bis	Bemerkungen	Prognose für erstmalige Grundspülung
	m ü.M.		Betriebsjahr
2	1283.00	allg. wenig Geschiebetrieb Kies-Sanddepots einige 100 m^3 oder mehr. Front ca. 100 m fortgeschritten	12.
3	1280.00	rel. grosser Geschiebetrieb Verlandungskörper $\sim 150 \times 20 \times 5 \text{ m} = 15\,000 \text{ m}^3$ Front wieder 150 m weiter	8.
4	1281.00	Geschiebetrieb kleiner als Vorjahr. Front 80 m weiter, gesamtes Verlandungsvolumen $\geq 20\,000 \text{ m}^3$	10.
5	1279.00	wieder grösserer Geschiebetrieb. $> 5\,000 \text{ m}^3$ Zunahme Front ca. 150 m weiter = 200 m vor Sperre	8.

Tabelle II

Diese Vergleichsdaten basieren allerdings nur auf visuellen Beurteilungen und lassen etwa folgende Aussagen zu:

Der Verlandungsvorgang im Modell entsprach qualitativ demjenigen in Natur. Dies gilt auch für die Bankbildung gemäss den Abbildungen 5 bis 10 (Fotos). Ein signifikanter Unterschied stellt sich allein bei der tatsächlich transportierten jährlichen Geschiebefracht ein. Den $20\,000\text{ m}^3$, die den Modellversuchen zu Grunde gelegt werden mussten, steht ein allerdings nur grob geschätztes Volumen $\leq 10\,000\text{ m}^3$ gegenüber. Berücksichtigt man die aufgetretenen Zuflüsse und deren Verteilung während der Naturbeobachtungsperiode, so ist nachträglich festzustellen, dass die seinerzeit benutzte Geschiebefunktion (Kurve 8, Abbildung 3) etwa den doppelten Geschiebetrieb voraussah.

Die möglicherweise ein etwas zu starkes Vordringen des Verlandungskörpers annehmende Prognose auf der Basis von Modellversuchen, darf deshalb - gemessen an der viel grösseren Unsicherheit zwischen Transportvermögen und tatsächlichem Geschiebetrieb - als sehr gut angesehen werden. Es ist nicht ausser Acht zu lassen, dass nach dem Entstehen aller Geschiebedepots in den Zonen I und II, der Vorschub des eigentlichen Verlandungskörpers noch beschleunigt werden könnte. Zudem ist eine Folge von Jahren mit überdurchschnittlichem Geschiebeanfall nicht auszuschliessen. Deshalb werden sich die Spülintervalle auch immer wesentlich auf periodische Naturbeobachtungen abstützen müssen. Dabei ist die Lage der Verlandungsfront eher als Entscheidungskriterium anzusehen als das nicht exakt bestimmte Verlandungsvolumen. Die Häufigkeit von Grundspülungen wird möglicherweise leicht hinter den Modellprognosen zurückstehen, die Intensität dagegen muss eventuell wegen des zusätzlichen Einflusses der Schwebstoffe eher erhöht werden.

Folgerungen

Es ergeben sich an der Fallstudie Ferden einige Lehren, die auch für andere Gebirgstauseen vergleichbarer Ausdehnung durchaus zutreffen:

Verlandungs- und Spülvorgänge können mit gutem Ergebnis am hydraulischen Modell untersucht werden. Dabei eignen sich grobkörnige Sedi-

mente eher besser für die Nachbildung. Die Aussagekraft der Modelluntersuchung steigt wesentlich mit der Güte der Voruntersuchungen in situ. Investitionen in eine Kampagne zur Ermittlung von Topographie, Abflussganglinien, Kornverteilungskurven, Geschiebetriebbeginn, Jahresfracht etc. lohnen sich. Denn dann wird es möglich sein, vernünftige Aussagen über Fortschritt der Verlandung und Aufwand zur Spülung zu machen, welche in jedem Fall durch periodische Naturbeobachtungen zu ergänzen sind. Häufig wird sich das Problem der Depotbildung oberhalb des Minimalstaues stellen. Dies vor allem dann, wenn zumeist mit hohen Wasserständen gefahren wird. Schliesslich sei darauf hingewiesen, dass es wegen der Verstopfungsgefahr an den Grundablässen unwirtschaftlich, wenn nicht gar gefährlich sein könnte, mit den Grundspülungen zuzuwarten bis die Verlandungsfront den Sperrenfuss erreicht hat.

Verdankung

Der Verfasser dankt der Lonza AG, Visp VS, insbesondere Herrn Ch.Fux, für die Dokumentation mit Naturdaten und Fotos.

Literatur

- | | |
|------------------------|--|
| Amin M.I., Murphy P.J. | Two Bed-Load Formulas : An Evaluation
Journal Hydr.Div.ASCE August 1981 |
| Meyer-Peter, Müller | Formulas for Bed-Load Transport
IVWBV 1948 |
| Meyer-Peter, Müller | Formel zur Berechnung des Geschiebetriebes
SBZ 1949, H.3 |
| Müller R. | Entwicklung der flussbaulichen Hydraulik
WEW 1960, Nr. 8 - 10 |
| VAW | Ausgleichbecken Ferden
Bericht Dezember 1973 |
| Volkart P. | Geschiebeentnahmen Ausgleichbecken Ferden
Mai 1972, intern |
| Yalin S. | Mechanik der Geschiebebewegung
Mitt. Karlsruhe 1957, Nr. 8 |

Abbildung 5

Modell : Die Verlandungsfront
hat sich nach 3 ein-
gebrachten Jahresfrachten bis
auf 350 m der Sperre genähert.
Die Mächtigkeit des Geschiebe-
körpers ist stirnseitig auf
5 m festzulegen. OK liegt bei
1280.00 m ü.M. (Senkungsziel).

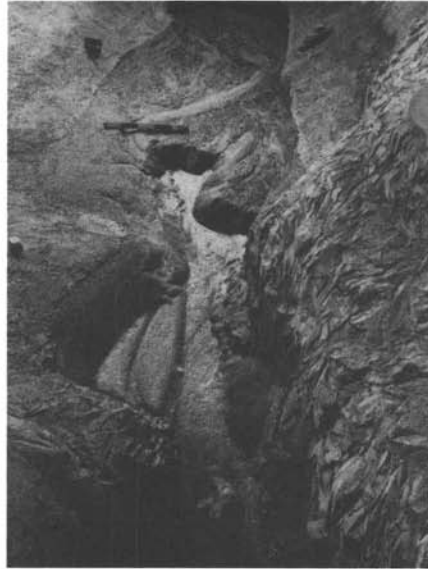


Abbildung 6

Modell : Der selbe Geländeaus-
schnitt nach einem
Grundspülversuch. Durch seit-
liches Unterspülen wird ein
Canyon freigelegt. Seitliche
Bänke entziehen sich teil-
weise der Erosion.





Abbildung 7

Abschnitt der Lonza bei Kuhmad im Lötschental. Dieser Flussabschnitt stellt einen Auffangraum für das Geschiebe dar, welches bei Hochwasser in den Stauraum weitertransportiert wird. Solche Auffangräume bestimmen wesentlich die jährliche Transportfracht, welche ihrerseits ein Mehrfaches unter dem theoretischen Transportvermögen liegt.

Abbildung 8

Bildung seitlicher Bänke in Natur. Diese sind durch Spülungen des Stauraumes nicht zu erodieren (Aufnahme 1980).



Abbildung 9

Ueberblick über den Stauraum in Nähe der Sperre im Oktober 1980. Blick gegen die Zuströmrichtung. Staukote 1279.00 . Aussehen und Höhenlage der Verlandungskörper sowie die Formierung eines Canyons entsprechen den Beobachtungen im hydraulischen Modell.



Abbildung 10

Stauraum vor der Sperre in Fließrichtung betrachtet. Verlandung Herbst 1980. Die Bänke beidseits des Mittelgerinnes entsprechen den Erfahrungen aus den Modellversuchen. Diese Ablagerungen werden durch Grundspülungen weit besser erodierbar sein.



*Internationale Fachtagung über
Verlandung von
Flussstauhaltungen und
Speicherseen im Alpenraum*

Zürich, 22. und 23. Oktober 1981

*Mitteilung Nr. 53 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der
Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich*

*Symposium international sur
la sédimentation de retenues
en rivière et de réservoirs
dans le secteur alpin*

Zürich, les 22 et 23 octobre 1981

Die Freihaltung des Stauraumes von Gebidem

Walter Giezendanner, dipl. Bauing.

Hydrauliker, SGI, Ingénieurs-Conseils, CH-1216 Cointrin GE

Philippe Dawans, ing. dipl. génie civil

Chef du service génie civil, EOS, Energie de l'Ouest Suisse, CH-1001 Lausanne

Zusammenfassung

Die Spülung des Stauraumes Gebidem mit Freispiegelabfluss wird seit 13 Jahren mit Erfolg praktiziert. Die Resultate der hydraulischen Modell-Versuche wurden bestätigt, ausser dass für die Spülung weniger Wasser verbraucht wird als vorgesehen. Der Betreiber des Werkes konnte die Spülprozedur verfeinern und die optimalen Bedingungen für die Spülungen definieren.

Résumé: Le dégrèvement de la retenue de Gebidem

Le dégrèvement de la retenue de Gebidem se fait avec des purges annuels à écoulement libre qui fonctionnent depuis 13 ans de manière satisfaisante. Les résultats du modèle réduit se confirment, sauf la quantité d'eau nécessaire pour la purge qui est inférieure à celle prévue. L'exploitant a pu affiner les opérations et définir les conditions optimales pour les purges.

Summary: Flushing of sediments at the Gebidem-Dam

The flushing of sediments at the Gebidem-Dam occurs in a satisfactory way since 13 years. The results of the hydraulic model tests are confirmed. Just the volume of water necessary for the purges proves to be less than expected. The owner of the scheme has since improved the operation procedure and found the optimum conditions for flushing.

1. EINFUEHRUNG UND ZUSAMMENFASSUNG

Eine erfolgreiche Lösung des Geschiebeproblems soll am Beispiel des Stausees Gebidem am Fusse des Aletschgletschers im Wallis geschildert werden. Das Beispiel ist aus verschiedenen Gründen interessant:

1. Das Einzugsgebiet von 200 km² ist zu 65% vergletschert, die zu erwartende Erosion war damit zum Vorneherein um ein Vielfaches grösser als in nichtvergletscherten Gebieten.
2. Der Stausee ist wegen des im Verhältnis zum Geschiebevolumen (0,5 mio m³/Jahr) kleinen Stauvolumens (9 mio m³) besonders gefährdet.
3. Die Eliminierung der jährlichen Ablagerungen ist sehr sorgfältig untersucht und am hydraulischen Modell nachgeprüft worden.
4. Die 13 Jahre seit Inbetriebnahme der Anlage erlauben, die Modellversuche mit der Natur zu vergleichen und Betriebserfahrungen mitzuteilen.

Man kann heute feststellen, dass der Spülvorgang befriedigt und der Grundablass ausgezeichnet funktioniert. Die am Modell gemachten Erfahrungen haben sich am Prototyp im grossen und ganzen bestätigt. Das Stauvolumen ist durch die jährlichen Spülungen zu praktisch 100% erhalten geblieben und das Ziel somit erreicht.

Diese Schlussfolgerungen sind sehr positiv, die Konzeption von Gebidem ist denn auch schon bei anderen Staumauern Pate gestanden.

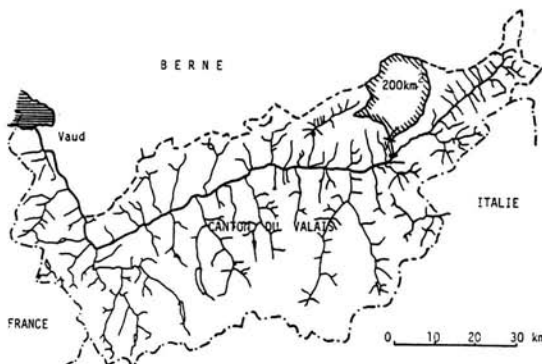


Bild 1 Situation des Einzugsgebietes der Staumauer Gebidem

2. KURZBESCHREIBUNG DER ANLAGE

Die Anlage der Elektra-Massa nützt das Wasser von der Fassung, angeklebt an die Staumauer Gebidem bis zur Rückgabe an die Rhone auf einem Gefälle von etwa 740m. Ein Druckstollen von 3,4m Durchmesser und 2,6km Länge und ein anschliessender Druckschacht mit 2,5m Durchmesser und 0,9km Länge leiten die maximal $52 \text{ m}^3/\text{s}$ in die unterirdische Zentrale Bitsch, wo 2 Pelton-turbinen à 100 MW und eine à 140 MW Leistung installiert sind. Die Staumauer selber ist eine doppelt gekrümmte Bogenmauer mit 122 m Höhe und 327 m Kronenlänge. Die Hochwasserentlastung geschieht über 7 Durchlässe in der Krone. Der Grundablass mit zwei Öffnungen von $2,0 \times 2,3 \text{ m}$ Lichtweite ist von Anfang an auf seine Hauptaufgabe, die Spülung des Geschiebes, ausgelegt worden (siehe Bild 5) Mehr Details über die Anlage finden sich in [1] , [2] , [3] , [4]



Bild 2 Ansicht der Staumauer Gebidem kurz vor der Spülung des Sees im Mai 1981.

3. HYDROLOGIE UND GESCHIEBE

Das Einzugsgebiet von 200km² erstreckt sich vom Stausee (Stauziel 1436m) bis hinauf zu Viertausender Gipfeln. Der mittlere Wasserabfluss ist 2,2m Wasserhöhe pro Jahr oder etwa 440mio m³. Eine hydrologische Bilanz des Aletschgletschers ist in [1] gegeben. Infolge der hohen Vergletscherung war mit einer sehr hohen Geschiebemenge zu rechnen. Zwecks quantitativer und qualitativer Bestimmung dieses Geschiebes wurde durch das Laboratorium der EdF in Chatou eine zweijährige Messkampagne in den Jahren 1958 und 1959 durchgeführt. Folgende Instrumente wurden dabei eingesetzt:

- Limnigraphen, zur Abflussmengenbestimmung mittels geeichten Querschnitten einerseits und zur Bestimmung der Wasserlinien (Formel von Meyer-Peter!) andererseits.
- Trübungsmesser mit photoelektrischen Zellen zur Konzentrationsmessung.
- Sonden zur Eichung und Kontrolle der Trübungsmesser mit Hilfe von Probeentnahmen.
- Hydrophonische Detektoren zur Bestimmung des Beginns des Geschiebetransportes.
- Geschiebefalle zur Entnahme von transportiertem Material.
- Messflügel zu Geschwindigkeitsbestimmungen.

Diese Messkampagne erlaubte eine mengenmässige Bestimmung des am Boden und in Suspension transportierten Materials. Bild 3 zeigt die im Jahre 1958 gemessenen Abfluss- und Geschiebeganglinien und auch eine Kornverteilungskurve.

Für ein Mitteljahr liess sich ausrechnen:

Wasserabfluss:	440000000 m ³
Jährliches Maximum (Juli/Aug.)	70-80 m ³ /s
Feststoffvolumen	500000 m ³ = ca.800000 t
wovon Geschiebe	130000 m ³

Der Geschiebetransport beginnt bei etwa 20 m³/s und nimmt dann fast linear zu.

Die granulometrische Untersuchung des Materials zeigt, dass weitaus der grösste Teil des Geschiebes Feinsand zwischen 0,1 und 1 mm ist, dass aber auch Kies und grössere Blöcke bis zu 30 cm vorkommen. Das Material ist granitischen Ursprung, sehr abrasiv aber mit wenig Tonbestandteilen und somit wenig kohäsiv.

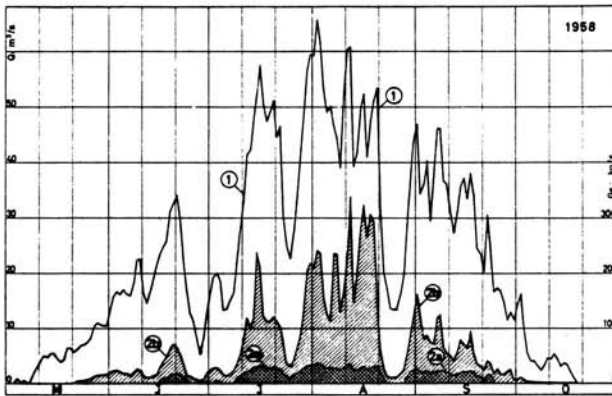
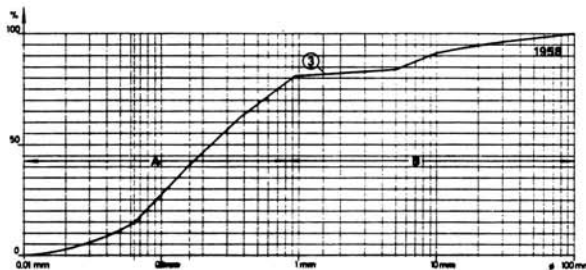


Bild 3

- 1 Abflussganglinie
- 2 Feststoffganglinie
b total
a nur Geschiebe
- 3 Kornverteilungskurve



4. DAS KONZEPT DES SPELVORGANGS UND DIE HYDRAULISCHEN MODELLVERSUCHE

Während den Projektarbeiten sind 5 verschiedene Verfahren der Staauraumfreihaltung in Betracht gezogen worden (Bild 4):

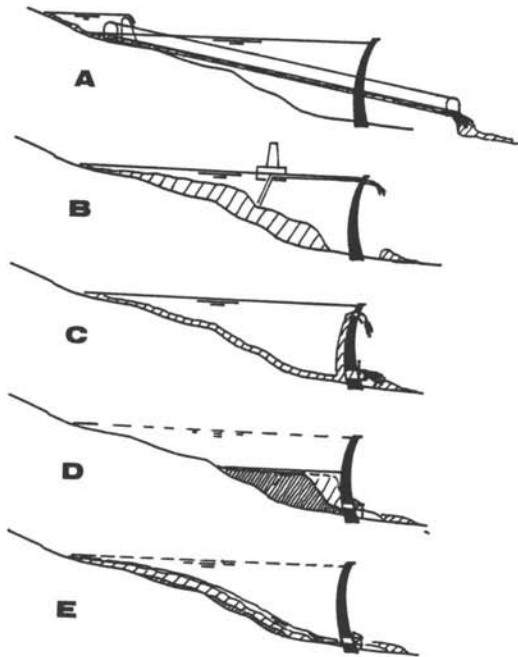
1. Schutz gegen das Auffüllen mit Geschiebe durch Umleiten der Massa in einem Tunnel, mit Fassung des nötigen Wassers über einen Entsander. Nachteile dieser Lösung waren die hohen Kosten sowie Unsicherheiten über die mögliche Erosion im Tunnel. (A)
2. Absaugen der Sedimente mit einer Rohrleitung. Deren Kopf operiert von einem Schiff aus, die Leitung muss durch die Mauer geführt werden. Diese Lösung war etwas billiger, aber unterhaltsintensiver. (B)
3. Die Entfernung des Geschiebes mittels Dichteströmen. Das mit Geschiebe beladene schwere Wasser wird durch eine Oeffnung in der Mauer oder mittels Saugheber dem Staauraum entnommen. Diese Methode ist

- nicht problemlos und bringt höhere Wasserverluste. (C)
4. Die Spülung des Stauraumes unter Druck. Das Niveau des Sees wird auf die minimale Betriebskote gesenkt. Dabei wird das an der Stauwurzel liegende Geschiebe erodiert und gegen die Mauer transportiert. Nach einigen Tagen wird der Grundablass geöffnet. Dabei wird vor dem Grundablass ein geschiebefreier Trichter weggespült. (D)
 5. Die Spülung des Stauraumes durch Abfluss mit freier Oberfläche. Hier wird der ganze See entleert und anschliessend das Geschiebe durch das den Stauraum durchfliessende Wasser wegerodiert und durch den Grundablass weggeführt. (E)

Bild 4

Verschiedene geprüfte
Verfahren der Stauraum-
freihaltung.

Erklärung siehe Text.



Die beiden letztgenannten Verfahren erwiesen sich als die wirtschaftlichsten und vielversprechendsten und wurden deshalb beide auf einem hydraulischen Modell im Massstab 1:30 getestet, die Vorgänge im Ablass selber sogar an einem Plexiglasgrundablass im Massstab 1:15.

Während die erste Variante (Spülung unter Druck) ca. 15 Spülungen jährlich brauchte, welche aber nur etwa 4 Stunden dauern und keine Unterbrechung des Betriebes erfordern, benötigt die zweite Variante eine einzige

Spülung pro Jahr mit 2-3 Tagen Unterbruch und etwa doppelt so grossem Wasserverbrauch (fast 4 mio m³). Trotzdem wurde schliesslich die zweite Variante für den Betrieb gewählt, da

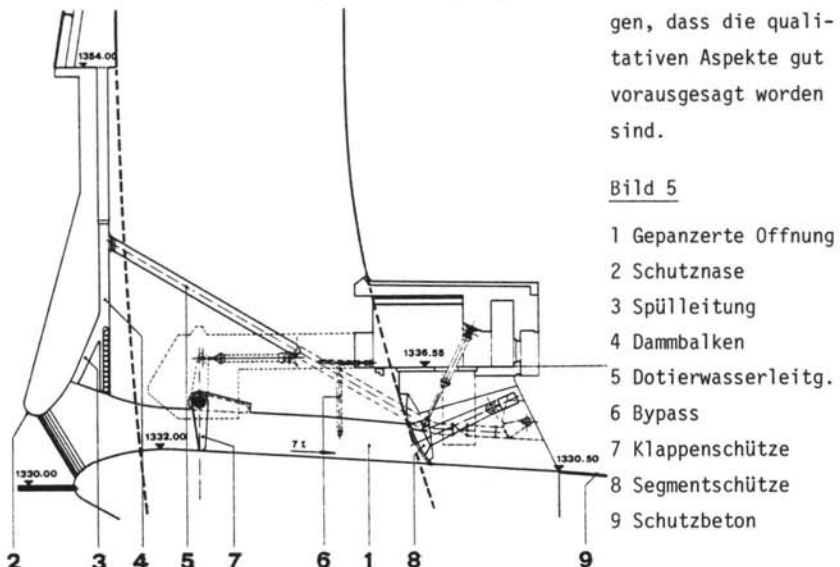
- jedes Jahr der ganze Stauraum gereinigt wird,
- bei niederem Wasserstand ein leeres Becken eine gewisse Entsiltungswirkung hat,
- der Betrieb sicherer erscheint. Es könnte notfalls auf die andere Methode gewechselt werden, jedoch unter Umständen nicht umgekehrt.

Die Disposition des Grundablasses hat sich in den Modelltests bewährt. Einige Détails konnten verbessert werden, interessanterweise haben diese Verbesserungen für beide Spülmethoden Gültigkeit.

Die Betonase vor dem Grundablassseintritt mit der dahinter liegenden Reinwasserleitung verhindert Verstopfungen und ein Eindringen des sich ablagernden Geschiebes bis an die Klappenschütze. Diese Spülwasserleitung hat etwas vergrössert werden müssen. Die Anzahl der Grundablassöffnungen wurde im Interesse eines möglichst grossen Querschnitts (2,0x2,3 m) von 3 auf 2 reduziert. Anordnung und Typ der Schützen blieben unverändert (siehe Bild 5). Eine leicht abfallende Betonplatte talwärts der Mauer hat sich als weniger verstopfungsempfindlich gezeigt als die vorerst vorgesehene Ausmündung in einer Sprungschanze. Die Erfahrungen zeigen,

dass die qualitativen Aspekte gut vorausgesagt worden sind.

Bild 5



5. ERFAHRUNGEN AM PROTOTYP

Seit 1968 ist die Staumauer in Betrieb. 1969 erfolgte der erste Vollaufstau und eine Teilspülung. Seit dann erfolgte jährlich regelmässig eine Spülung mit Ausnahme von 1978. 1968 und 69 wurden volumetrische- und Konzentrationsmessungen vorgenommen um die Geschiebemenge zu bestimmen, seither wird sie jedes Jahr geschätzt. Es zeigt sich, dass sie mit den im Projekt verwendeten Werten übereinstimmt: 1969-77 sind es im Mittel 290 cm^3 pro m^3 Wasser gewesen. Bei einer Spülung wird die Absenkung des Spiegels bis zum Grundablass durch Oeffnen bis etwa $60 \text{ m}^3/\text{s}$ erreicht. Danach herrscht freier Abfluss. Der Betrieb hat gezeigt, dass der optimale Zeitpunkt der Spülung dann ist, wenn die Massa $10\text{-}15 \text{ m}^3/\text{s}$ und die Rhone etwa $100 \text{ m}^3/\text{s}$ führt. Damit wird einerseits eine Hochwasserwelle in der Rhone verhindert und anderseits die kurzfristige Schwebstoffkonzentration unterhalb Brig auf ca. 20 ml/l beschränkt. Am Ablass selber können Konzentrationen bis zu 25% auftreten. Die Erfahrungen zeigen auch, dass der Wasserverbrauch geringer ist als erwartet. Dies hängt wahrscheinlich damit zusammen, dass das Modell das Verhalten der Feinstanteile relativ schlecht wiedergibt.

Die eigentliche Leerung des Stauraumes (Depotabtrag und-bildung) funktioniert wie im Modell. Die Ausbildung des Grundablasses hat sich bewährt. Die Spülungen funktionieren zufriedenstellend und das Ziel, die Freihaltung des Stauraumes, ist erreicht worden.



Bild 6 Talseite der Mauer mit Grundablass nach Beginn einer Spülung



Bild 7 Blick von der Mauer in den entleerten Stauraum. Das Wasser ist im Begriff, die noch vorhandenen Geschiebe wegzuerodieren. Der Spiegel steht bei vollem See am oberen Bildrand.

- [1] Charpié, J., Decoppet, J.P., Dubas, Ch., Gardet, A., Oberlé, R. "Protection contre l'ensablement du bassin d'accumulation de l'aménagement hydroélectrique de la Massa." Neuvième Congrès des Grands Barrages, R. 37.
- [2] Ullmann, F. "Particular Features of the Gebidem Dam of the Massa Hydroelectric Scheme" Topmost Dams, Japan Dam Association, 1970.
- [3] Stutz, R.O., Gicot, J. "Die Staumauer Gebidem des Kraftwerkes Bitsch", Schweizer Wasserwirtschaftsverband, Publikation No. 42, 1970.
- [4] Stutz, R.O. "The Bitsch Hydroelectric Scheme" Water Power Nov/Dec 1967
- [5] Charpié, J., Dawans, Ph., Giezendanner, W., Rufenacht, J.P. "Le dégrèvement de la retenue de Gebidem: Essais sur modèles et expériences sur prototype" Quatorzième Congrès des Grands Barrages, Q. 54, R. 25 (1982)

*Internationale Fachtagung über
Verlandung von
Flussstauhaltungen und
Speicherseen im Alpenraum*

Zürich, 22. und 23. Oktober 1981

Mitteilung Nr. 53 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich

*Symposium international sur
la sédimentation de retenues
en rivière et de réservoirs
dans le secteur alpin*

Zurich, les 22 et 23 octobre 1981

Verlandungen im Grimselsee

Umbau von Wasserfassung und Grundablässen sowie Einbau eines Spülstollens

Peter Rügsegger, dipl. Bauing. ETHZ

Projektleiter Gruner AG, Ingenieurunternehmung, Gellertstrasse 55, CH-4020 Basel

Zusammenfassung

Der Beitrag behandelt die beobachteten Verlandungserscheinungen im Grimsel-Stausee. Er beschreibt die getroffenen Massnahmen, um diese unter Kontrolle zu halten und die hiezu durchgeführten Modellversuche.

Résumé: La sédimentation du réservoir de Grimsel -
Modification de la prise d'eau, des vidanges
de fond et construction d'une galerie de dégrava-
ge

Cet article traite le phénomène d'alluvionnement qui s'est manifesté dans le réservoir de Grimsel. Il décrit l'étude sur modèle et les mesures prises en vue de la maintenir sous contrôle.

Synopsis: Sedimentation in the Grimsel Reservoir -
Remodelling of Intake and Undersluices and
Construction of a Sediment Sluice Gallery

The paper discusses the sedimentation problems in the Grimsel Reservoir. Model tests and the measures taken to keep sedimentation under control are reported.

1. Grimselsee (Berner Oberland, Schweiz)

Der Grimselsee ist entstanden durch den Aufstau des obersten Teiles des Aaretales. Als Talsperre dient die in den Jahren 1925 - 1932 errichtete Bogengewichtsmauer Spitallamm mit maximaler Höhe von 114 m und die Schwerkheitsmauer Seeuferegg. Sein Nutzinhalt beträgt ca. 100 Mio m³, das natürliche Einzugsgebiet ca. 75 km². Die Hauptzuflüsse münden alle in den hinteren Seeteil. Geschiebe wird dem See hauptsächlich durch den bis zur Stauwurzel reichenden Unteraargletscher, in Form von Moränenmaterial, zugeführt.

Der See dient als Jahresspeicher der Kraftwerke Oberhasli AG. Seit wenigen Jahren hat er zusätzlich die Funktion des Unterbeckens der Pumpspeichieranlage (Umwälzwerk) Grimsel-Oberaar zu übernehmen. Die Fassung im rechten Widerlager der Mauer führt das Betriebswasser nur zu einem kleinen Teil direkt den Turbinen zu. Der Hauptanteil wird zuerst über einen Druckstollen in den Gelmersee geleitet.

Figur 1 zeigt die Situation und einen Längsschnitt durch den See. Zu beachten ist darin der Felsriegel, welcher den See in zwei charakteristische Abschnitte unterteilt. Der breite, hintere Talboden weist ein geringes Gefälle auf, während das natürliche Terrain unterhalb des Felsriegels wesentlich steiler bis zum Mauerfuss abfällt.

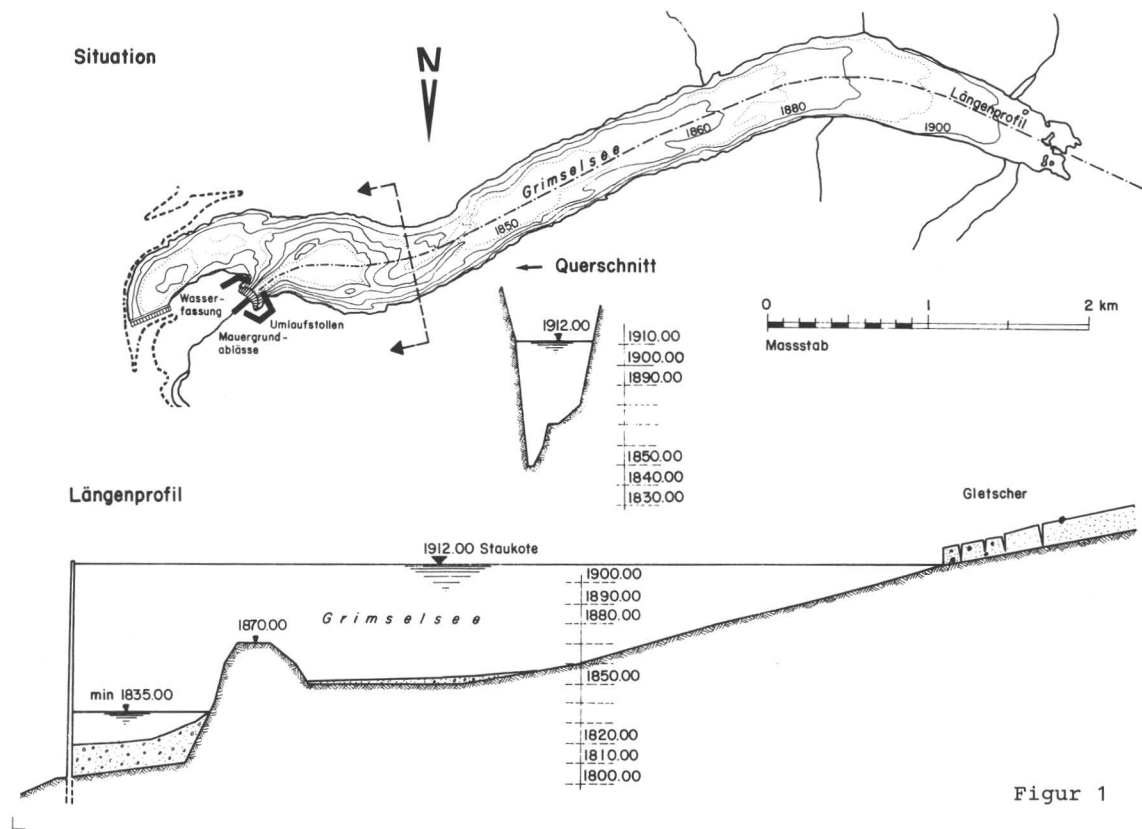
Bei der jährlichen Absenkung des Sees auf den minimalen Betriebswasserspiegel wird der hintere Talboden freigelegt, und der alte, mäanderartige Flusslauf kann sich weiter ausbilden.

2. Verlandungen

Im Jahre 1973 wurde der See erstmals seit längerer Zeit bis unter die normale Absenkkote entleert. Dabei wurden Verlandungen festgestellt, welche bereits die Höhe der Wasserfassung erreicht hatten.

Der Vergleich der durchgeführten photogrammetrischen Aufnahmen mit den Plänen aus der Zeit vor dem ersten Aufstau (1926) ergab folgendes Bild:

- Im hinteren, flachen Beckenteil waren nur geringfügige Ablagerungen zu beobachten, während sie unterhalb des Felsriegels beachtliche Ausmasse annahmen.
- Das Gesamtvolumen der Verlandungen betrug ca. 2.8 Mio m³, hievon ca. 1.65 Mio m³ im vordersten Becken-



Figur 1

bereich. Wieviel Material bereits durch die Wasserrfassung abtransportiert wurde, konnte nicht festgestellt werden.

- Die Ablagerungen bestanden grösstenteils aus Schichten von sauberem Kies, abwechselnd mit Silten.

Die eher unübliche Verteilung der Auflandungen wird wie folgt erklärt: Die kurze Zeit im Frühjahr, während welcher sich der natürliche Flusslauf im oberen Beckenabschnitt wieder ausbilden kann, genügt, um das natürliche Gleichgewicht zwischen Ablagerung und Abtrag wieder herzustellen. Das Material wird jeweils fast vollständig bis unterhalb des Felsriegels transportiert und dort als Delta abgelagert.

Die Feinstanteile bleiben dabei während längerer Zeit in Suspension und setzen sich erst beim Wiederaufstau des Sees ab. Dies erklärt die wechselnden, bankigen Ablagerungen.

3. Sanierungsmassnahmen

3.1 Allgemeines

Der Eintrag von Geschiebe in den See kann mit erträglichem Aufwand nicht verhindert werden. Um einer Verlandung des vordersten Beckenteiles wirksam begegnen zu können, muss aus diesem pro Zeiteinheit dieselbe Geschiebemenge abgeführt werden, welche oben eingeschwemmt wird. Hiefür waren die nötigen Vorkehrungen zu treffen. Gleichzeitig waren folgende zusätzliche Forderungen zu erfüllen:

- Die drei bestehenden Grundablässe mit einer Kapazität von je 18-20 m³/s, welche durch die Entleerung von 1973 stark in Mitleidenschaft gezogen wurden, waren so umzugestalten, dass sie den heutigen Anforderungen an die Betriebssicherheit genügen.
- Die Abflusskapazitäten aller Grundablässe zusammen sollten gemäss einer Forderung der zuständigen Aufsichtsbehörde auf 120 m³/s erhöht werden, um im Katastrophen- oder Kriegsfall eine rasche Absenkung des Stauspiegels zu gewährleisten.

Grössere Mengen von Geschiebe können nur mittels grossräumiger Spülungen bei vollständig entleertem See über tiefliegende Abflüsse abgeführt werden.

Solche Entleerungen stellen allerdings einen schweren

Eingriff in das übliche Betriebsregime des Kraftwerkes dar und sind zudem mit einem grossen Verlust an Nutzwasser verbunden. Das abgeschwemmte Material führt zu Schwierigkeiten im Flussbett und zu Störungen in der unterliegenden Staustufe.

Es wurden deshalb Lösungen geprüft, welche nur den Eintrag von Material in die Wasserfassung respektive dessen Weitertransport im Druckstollen verhindern.

Aus verschiedenen untersuchten Varianten, wie zum Beispiel dem Einbau eines neuen Grundablasses in die Stauwand, dem Bau eines Entsanders für das Betriebswasser vor oder nach der Fassung, wurde die folgende Lösung ausgewählt:

- Ersatz der Abschlussorgane in den Grundablässen ohne wesentliche Kapazitätsvergrösserung ($3 \times 20 \text{ m}^3/\text{s}$).
- Höherlegen der Wasserfassung und Anordnen eines Spülablasses für $60 \text{ m}^3/\text{s}$ unter Verwendung der bestehenden Fassung.

3.2 Durchgeführte Massnahmen

3.2.1 Umbau der Grundablässe

Als Ersatz der alten Ablässe wurden je zwei rechteckige, oelhydraulisch angetriebene Tafelschützen eingebaut. Um die alten, sprödebruchgefährdeten oberwasserseitigen Panzerungen zu entlasten, wurden die Schützen mittels Spannkabeln im Fels verankert und so der auftretende Horizontalschub direkt abgeleitet. Zudem wurde die gesamte Konstruktion einbetoniert.

3.2.2 Neue Wasserfassung und Spülablass

(Vergl. Figur 2)

Die Wasserfassung wurde ca. 15 m oberhalb des alten Standortes neu erstellt und mittels eines Stollenstückes an das bestehende Drucksystem angeschlossen. Dies war möglich, da wegen der vorerwähnten Pumpspeichieranlage der minimale Betriebswasserspiegel ohnehin um 18 m höher angesetzt werden musste.

Die alte Fassung wurde durch den Einbau einer Einlaufschwelle zu einem Spülablass umgestaltet.

In den alten Druckstollen wurden 30 m hinter der Fassung zwei rechteckige Tafelschützen mit lichten Abmessungen von $1.20 \times 1.75 \text{ m}$ eingebaut. Der statische Be-

triebsdruck beträgt 9.5 bar.

Zur Ableitung des Wassers dient ein 250 m langer Freilaufstollen mit 10 m^2 Querschnitt. Soweit aus geologischen Gründen eine Betonverkleidung desselben notwendig war, wurde diese in Sohle und Wänden mit Platten aus Schmelzbasalt verkleidet. Schützen und Spülstollen sind ausgelegt für eine Wassermenge von $60 \text{ m}^3/\text{s}$. Die theoretische Abflusskapazität bei Vollstau beträgt ca. $75 \text{ m}^3/\text{s}$.

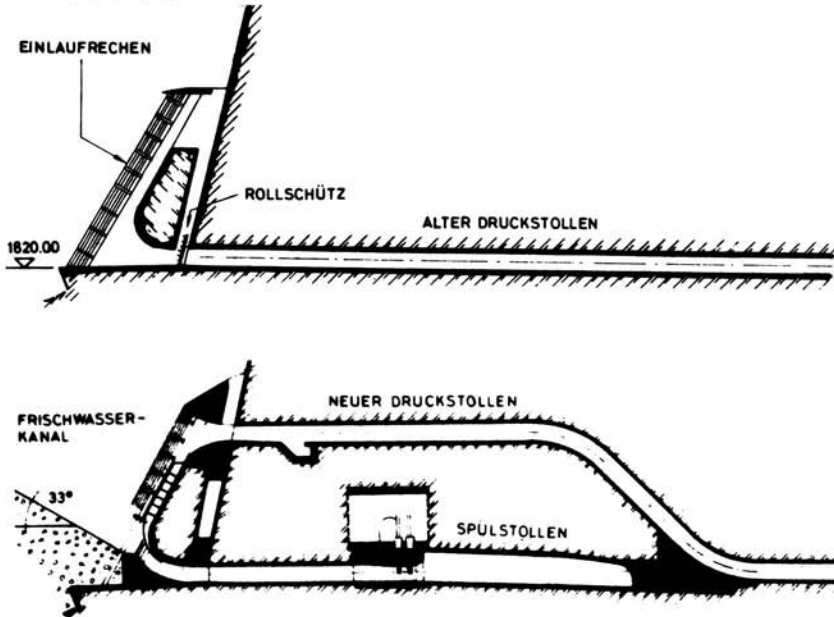


Fig. 2 Wasserfassung vor und nach dem Umbau

Der Belüftung der Schützen wurde besondere Beachtung geschenkt. Die Luft wird unmittelbar hinter der unterwasserseitigen Schützentafel zugeführt. Schwierigkeiten bereitete die Suche nach einer unter allen Umständen schneefreien Ansaugstelle für die Luft. Diese wird nun über eine Rohrleitung im Zugangsstollen zur Schützenkaverne aus einem zu diesem Zweck erstellten 100 m hohen Vertikalschacht angesogen.

Im Rahmen der Umbauarbeiten wurde der alte Einlaufrechen durch eine neue, analoge Konstruktion ersetzt. Vor dem Spülablass wurde bewusst auf einen Rechen ver-

zichtet.

3.3 Modellversuche

Um die Wirksamkeit der vorgesehenen Spülmethode zu überprüfen, wurde an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich ein Modellversuch durchgeführt [1].

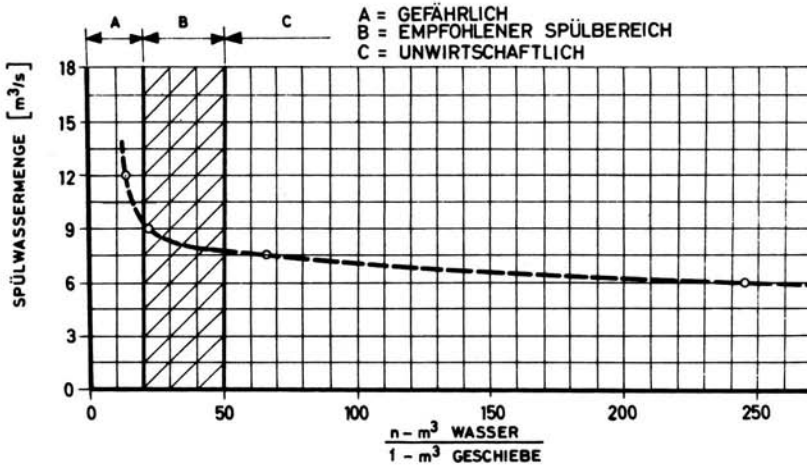
Die Aufgabenstellung war folgende:

- Ueberprüfung der rechnerischen Abflusskapazität.
- Ermittlung des Wirkungsbereiches der Spülung.
- Optimierung der Form des Einlaufes (keine Unterdrücke).
- Aufstellen eines möglichst wirtschaftlichen Spülregimes.
- Prüfung der Frage, ob unter Extrembedingungen, d.h. Verlandung bis zur Einlaufkote der neuen Wasserfassung und minimalem Wasserüberdruck entsprechend dem tiefsten Betriebswasserspiegel eine Spülung überhaupt noch in Gang gesetzt werden kann.

Durch die Anordnung mehrerer Spüldüsen zwischen Einlauf und Schützen wurde die Möglichkeit geschaffen, einen allfälligen Pfropfen sukzessive aufzulösen und die Spülung in Gang zu setzen.

Bei den Versuchen zur Optimierung des Spülregimes hat es sich gezeigt, dass ohne spezielle Massnahmen bei gewissen Schützenstellungen die Geschiebezufuhr so konzentriert vor sich geht, dass die Schützenöffnungen nicht in der Lage wären, das ankommende Material abzuführen. Ausgehend von einer Störung im Abfluss, hervorgerufen durch die Kurve unterhalb der Schützen, trat eine Verstopfung durch die Schützen hindurch bis zum Einlauf ein. Diesem unkontrollierbaren Vorgang war auch mittels der erwähnten Spritzdüsen nicht beizukommen. Durch venturiartige Einengungen wurde versucht, die Geschiebemenge zu drosseln, was jedoch nicht zum gewünschten Erfolg führte. Es erwies sich als nötig, das Wasser - Kiesgemisch schon vorne beim Einlauf optimal zu dosieren, wobei folgende Anordnung die besten Resultate ergab und damit zur Ausführung kam: Der Querschnitt an der Eintrittsstelle wird durch ein Blech im Verhältnis 80 : 20 geteilt. Durch die kleinere, obere Oeffnung wird über einen Kanal geschiefbefreies Wasser zugeführt. Damit wird gewährleistet, dass mindestens für die im Normalbetrieb vorkommenden Schützenöffnungen weder eine oberwasserseitige Verstopfung

noch Ablagerungen im anschliessenden Freispiegelstollen eintreten.



Figur 3

Als wirtschaftlichste Spülwassermenge wurden 9-11 m³/s ermittelt, was eine Geschiebefracht von etwa 800 - 2200 m³/h ergibt. Spülungen oberhalb des empfohlenen Bereiches, d.h. mit Konzentrationen von über 5% Geschiebe, können zu Pfropfenbildung führen und sind zu vermeiden. Kleinere Mengen ergeben längere Spülzeiten und sind deshalb unwirtschaftlich. (Vergl. Figur 3)

Als Wirkungsbereich der Spülung kann ein Kegel mit Spitze im Abzugspunkt und einer Böschungsneigung gegen die Horizontale von ca. 33° angenommen werden. Die Form des Spülkegels ist nur unwesentlich von der Spülmenge abhängig.

- [1] Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich: Sanierungsmassnahmen am Grimselsee, Bericht über hydraulische Modellversuche, März 1976.

*Internationale Fachtagung über
Verlandung von
Flussstauhaltungen und
Speicherseen im Alpenraum*

Zürich, 22. und 23. Oktober 1981

*Mitteilung Nr. 53 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der
Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich*

*Symposium international sur
la sédimentation de retenues
en rivière et de réservoirs
dans le secteur alpin*

Zurich, les 22 et 23 octobre 1981

Verlandungen beim Etzelwerk

Alfred Ziegler, dipl. El.-Ing. ETHZ

Betriebsleiter Etzelwerk AG, CH-8852 Altendorf

Verlandungen beim Etzelwerk

(Zusammenfassung)

Nach einer Einführung über den Sihlsee, sein Einzugsgebiet und die Bewirtschaftung des Sees zeigt dieser Beitrag, wie der Geschiebetrieb durch gezielte Bachverbauungen in Grenzen gehalten werden kann. An Hand von bei der Seevermessung aufgenommenen Querprofilen wird dargestellt, wo hauptsächlich Auflandungen vorgekommen sind und wo Abträge festgestellt wurden. Eine Untersuchung, ob die Abträge eventuell auf Setzungen des Seegrundes beruhen, dürfte von grossem Interesse sein.

Envasement de l'Etzelwerk

(Résumé)

Cette contribution sur la retenue du Sihlsee donne un aperçu de l'exploitation, des données du bassin versant ainsi que des possibilités de réduction de l'apport sédimentaire au moyen d'un placement judicieux d'ouvrages de correction. Un relevé bathymétrique récent a révélé la présence de zones de sédimentation et d'érosion. Cependant il serait intéressant d'examiner la question si cette "érosion" ne pourrait pas être le résultat d'une compaction sédimentaire.

Silting-up in the Etzelwerk

(Abstract)

This contribution on the Sihlsee-reservoir summarizes its management, its catchment area behaviour and the possibilities of sedimentinput reduction by selected river control works. A recent bathymetric survey has revealed areas of silting-up and erosion. However it would be interesting to investigate if this "erosion" could be the result of sedimentary compaction effects.

verwunderlich, dass Hochwasserspitzen mit z.B. einer Hochwasser-Fracht von 16,5 Mio m³ im Zeitbereich von 60 Stunden (Hochwasser vom 31. Juli u. 1. August 1977) nicht mehr voll zur Energie-Erzeugung ausgenutzt werden können. In der Tat gingen im Mittel der Jahre 9,4 Mio m³ durch Wehrüberlauf der Energienutzung verloren.

Die Bewirtschaftung

Von der Bewirtschaftungsseite her ist es deshalb sehr interessant zu wissen, ob und in welchem Umfange sich der Nutzinhalt des Sihlsees seit 1937 zum Nachteil verändert hat. Ein weiterer Grund für eine neuerliche Bestandesaufnahme des noch zur Verfügung stehenden Nutzinhaltes ist der Ablauf der ersten Hälfte der 100jährigen Konzessionsdauer im Jahre 1987. Sicherlich könnte ein entsprechend verminderter Inhalt des Speichersees einen Einfluss auf die Neufestsetzung von Konzessionsbedingungen haben.

Die Befürchtungen wegen einer Verminderung des See-Inhaltes im Verlaufe der Jahre ist nicht unbegründet. Sind doch Schlammablagerungen im sehr flachen Seeteil zwischen Steinbach-Viadukt und See-Ende von Auge sichtbar, wenn dieser Seeteil im Verlaufe der winterlichen Seeabsenkung in den Monaten Februar / März trockengelegt ist. Wie die Uebersicht "Einzugsgebiete des Sihlsees" zeigt, münden in diesen See-Abschnitt die drei Zuflüsse Minster, Sihl und Eubach mit dem grössten Einzugsgebiet aller

Einzugsgebiete des Sihlsees



neun Seezuflüsse. Somit wird die Verlandung des Sihlsees zwischen Steinbach-Viadukt und See-Ende vermutlich am grössten sein.

Die Bachverbauungen

Sämtliche Zuflüsse zum Sihlsee mussten beim Bau des Etzelwerkes auf einer vorgeschriebenen Länge kanalisiert werden. An den Ausbau der darüber liegenden Strecken hat das Etzelwerk zudem einen Beitrag an die Bruttokosten zwischen 5 % und 20 % zu leisten, je nach dem Nutzen, den das Werk aus diesen Verbauungen zieht. Dieser Nutzen besteht vor allem darin, dass mit dem Fortschreiten der Verbauungen weniger Geschiebe in die vom Etzelwerk erstellten Geschiebesammler bei den Einmündungen in den Sihlsee gelangt.

Ueber das Ausmass der Bausummen für Wildbachverbauungen im Einzugsgebiet des Sihlsees und über die Beiträge des Etzelwerkes geben folgende Zahlen Auskunft:

Zwischen 1937 und 1979 sind 7,545 Mio Franken verbaut worden, woran das Etzelwerk 1,049 Mio Fr. oder 13,9 % leistete. Zwischen 1979 und 1985 sind 5,230 Mio Fr. Ausbaukosten vorgesehen, mit einer Beitragsleistung des Etzelwerkes von 0,714 Mio Fr. oder 13,6 %. Man hofft mit einem Bauaufwand von 17,891 Mio Fr. in den nächsten 20 Jahren bis zum Jahre 2005 die Wildbäche im Einzugsgebiet des Sihlsees in der Hauptsache soweit saniert zu haben, dass sie dann keine grössere finanzielle Belastung mehr darstellen werden. Für diese Restsumme ist ein Beitrag des Etzelwerkes von 2,653 Mio Fr., das sind 14,8 % in Rechnung gestellt. Gesamthaft würden die in Frage kommenden Wildbachverbauungen die stolze Summe von 30,666 Mio Fr. beanspruchen, wovon 4,416 Mio Fr. oder 14,4 % auf das Etzelwerk entfallen würden. Dies selbstverständlich ohne Berücksichtigung des zukünftigen Baukostenindex.

Der Geschiebetrieb

Wie weit bis dann die Geschiebeablagerungen am Sihlsee zurückgehen werden, muss erst die Zukunft zeigen. Die Zusammenstellung "Kies- und Schlammmentnahmen aus Kiessammlern der Bäche im Einzugsgebiet des Sihlsees" veranschaulicht konkret, wieviel Material in den vergangenen 43 Jahren aus den erwähnten Kiessammlern entfernt werden mussten. Es sind dies durchschnittlich 8'142 m³ pro Jahr. Hauptlieferant an Geschiebe ist die Minster. Obwohl sie nur für eine Wasserführung von 125 m³/s ausgebaut ist, brachte sie es beim vorgehend angeführten Hochwasser im Jahre 1977 auf eine Spitze von 210 m³/s, was nebst dem sehr grossen Geschiebetrieb zu teuren Schäden an den Verbauungen führte. Auch der Grossbach war der Spitze von 92 m³/s im Mai 1968 nicht gewachsen. Er verheerte unter Beschädigung der Uferverbauung auf einer längeren Strecke das umliegende Land unter Mitführung einer erheblichen Menge von Geschiebe.

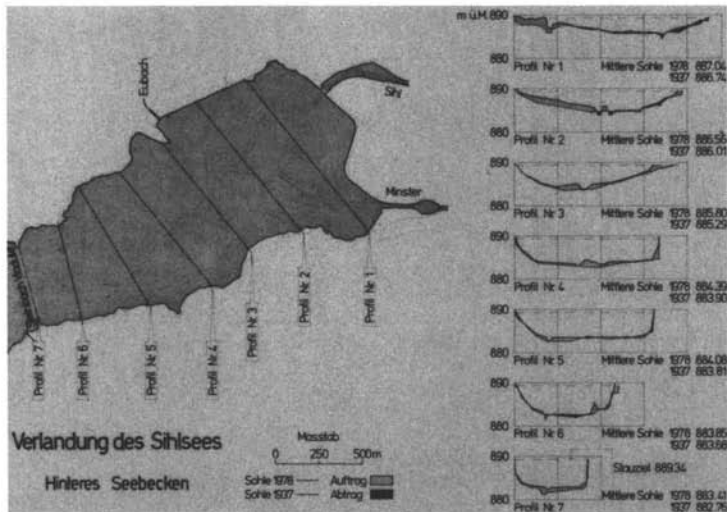
Kies- und Schlammmentnahmen aus Kiessammlern der Bäche im Einzugsgebiet des Sihlsees

Rickenbach	12'858 m ³
Dimmerbach	100 m ³
Eubach	54'611 m ³
Sihl	86'728 m ³
Minster	163'856 m ³
Ahornweidbach	1'111 m ³
Steinbach	6'156 m ³
Grossbach	16'109 m ³
Gitzieggengbach	<u>8'583 m³</u>
Total in 43 Jahren	350'112 m ³ =====
Im Mittel pro Jahr	<u>8'142 m³</u>

Die Vermessung

Die geschilderte Ausgangslage führte dazu, dass im Juli 1978 das Bauingenieurbüro Pfeiffer, Winterthur, den Auftrag erhielt, den Seeteil hinter dem Steinbach-Viadukt mit einem Vermessungsschiff und darin installiertem Multilot-System auf einer Fläche von 170 ha zu vermessen. Das Resultat überraschte nicht besonders. Der Inhalt dieses Seeteils hatte sich seit 1937 von 6,994 Mio m³ auf 6,361 Mio m³ vermindert, was einer Auflandung von 0,633 Mio m³ oder 9,1 % entsprach.

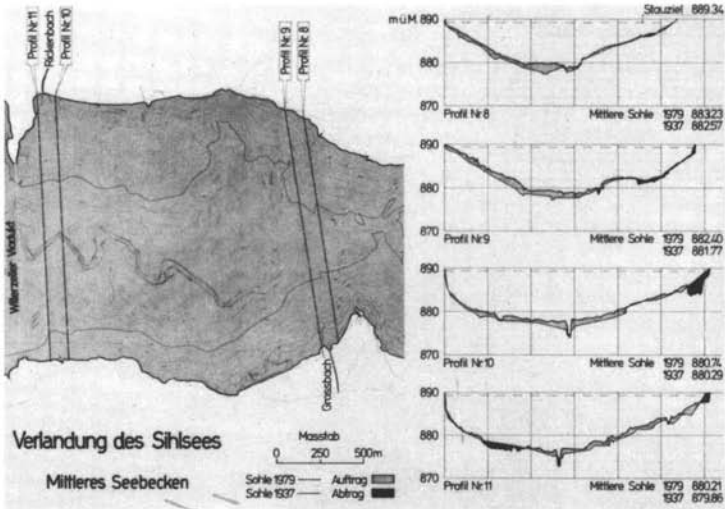
Die Graphik "Verlandung des Sihlsees, Hinteres Seebecken" macht diese Auflandung deutlich. Abträge sind nur bei den Einmündungen der Minster und im alten Sihl-Lauf ersichtlich.



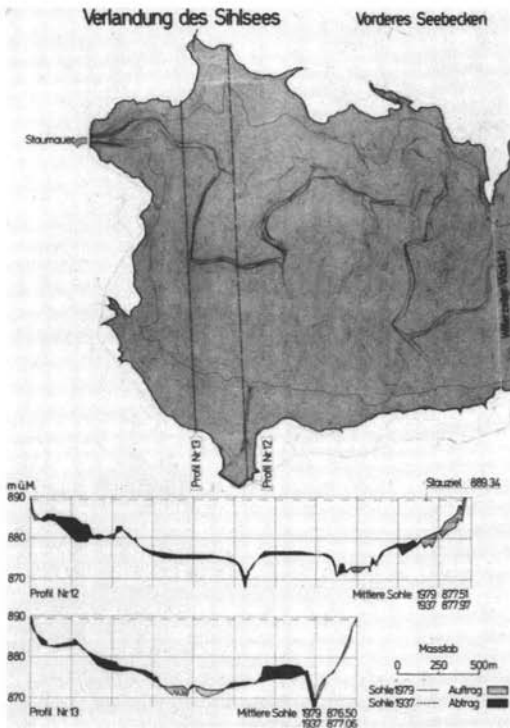
Dieses Resultat erleichterte dem Verwaltungsrat den Entschluss, auch die übrigen 920 ha des Sees im Jahre 1979 vermessen zu lassen.

Vom Wasser aus erfolgte die Vermessung auf die gleiche Weise wie im hinteren Seebecken. Zudem wurden die Teile des Sees, die nicht unter Wasser waren, und die Uferzonen auf der ganzen Seeumgebung durch Flugaufnahmen und Fotogrammetrie erfasst.

Man vermutete bei dieser zweiten Vermessung ebenfalls eine Auflandung, wenn auch nicht gerade im gleichen Ausmass wie im hinteren Seebecken bei der Vermessung im Jahre zuvor.



Diese Vermutung wurde im mittleren Seebecken bestätigt, wie dies die Graphik mit den vier Querprofilen zeigt. Man findet dort mehrheitlich Aufträge, und Abträge nur im Sihllauf und in Ufernähe.

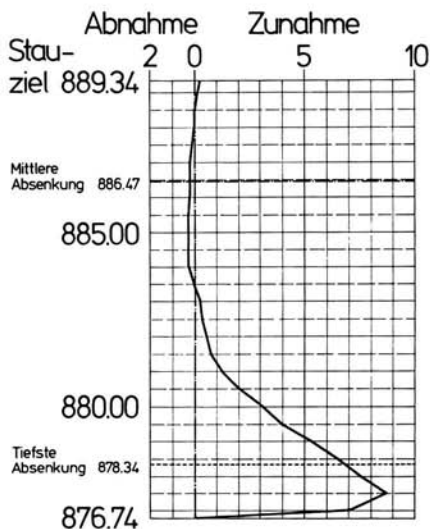


Die Überraschung brachte das vordere Seebecken, wo, wie die Graphik mit den zwei Querprofilen zeigt, die Abträge überwiegen, und zwar derart, dass die gesamten Auflandungen kompensiert werden und der totale See-Inhalt praktisch gleich gross ist wie zu Beginn im Jahre 1937. Er ist sogar nach Ergebnis um 168'000 m³ oder 0,18 % grösser.

Schlussfolgerungen

Auf der folgenden Graphik sind die prozentualen Nutzinhaltsveränderungen des Sihlsees gegenüber 1937 aufgezeichnet. Bis zur Kote 882.50 liegen die Zu- und Abnahmen in den Mess-Toleranzen. In diesem Bereich liegt auch die mittlere jährliche See-Absenkung von Kote 886.47. Die tiefste See-Absenkung auf Kote 878.34 wurde einmal in 43 Jahren erreicht. Der Mehrinhalt auf dieser Höhe beträgt 0,351 Mio m³ oder 0,38 % des gesamten See-Inhaltes. Auch diese Abweichung rechtfertigt von der Genauigkeit der Wassermessung her keine Änderung der seit 1937 verwendeten See-Inhaltstabelle.

Sihlsee-Nutzinhaltsveränderungen gegenüber 1937 in %



Zu den Messresultaten von 1979 nimmt das Bauingenieurbüro Pfeiffer wie folgt Stellung:

"Vergleicht man dies mit dem 1978 gewonnenen Resultat, wo für das Seebecken hinter der Steinbachbrücke eine Wasservolumen-Verringerung von ca. 630'000 m³ nachgewiesen wird, ist der Schluss, dass im vorderen Seeteil namhafte Setzungen vorgekommen sind, nicht zu umgehen. Natürlich könnte ein Teil dieser Diskrepanz auf Ungenauigkeiten in den Messungen zurückgeführt werden. Was die neue Seegrundvermessung betrifft, möchten wir aber auf den Umstand verweisen, dass an der Nahtstelle zwischen der Flugaufnahme und der Echolotaufnahme keine Unstimmigkeit festzustellen ist."

Ueber die Beschaffenheit des Seegrundes geben die beiden Tabellen "Sondierergebnisse beim Steinbach-Viadukt und beim Willerzeller-Viadukt" einigen Aufschluss. Sie stammen aus der Geologischen Begutachtung des Stausee-Projektes im oberen Sihltale (Etzelwerk) der Herren Professoren Dr. F. Mühleberg, Dr. C. Schmidt und Dr. A. Gutzwiller vom 25. August 1904. Diese drei Experten hielten sich übrigens in ihrer Begutachtung zu dem Schlusse berechtigt, "der Untergrund des Seebeckens und die das Becken begrenzenden Gehänge dürfen als absolut undurchlässig betrachtet werden". Diese Aussage hat sich tatsächlich bewahrheitet.

Sondierergebnisse beim
Steinbach-Viadukt

Humus	15 cm
Lehm	30 cm
Torf	665 cm
Blauer Lehm	80 cm
Lehm und Torf	115 cm
Lehm mit Sand	40 cm
Sand mit Kies	50 cm
Lehm mit Sand	65 cm
Grober Sand	95 cm
Sand und Lehm	135 cm
Sand mit Kies	70 cm
Lehm	750 cm
Torf	165 cm
Lehm	240 cm

Sondierergebnisse beim
Willerzeller-Viadukt

Humus	15 cm
Torf	385 cm
Blauer Lehm	800 cm
Fester blauer Lehm	130 cm
Feiner blauer Letten mit Holz	615 cm

Zum Schlusse sei noch einmal das Bauingenieurbüro Pfeiffer zitiert:

"Zusammenfassend kann daher gesagt werden, dass ganz bestimmt Material im See abgelagert wurde, dass über die Grösse dieser Sedimentation aber leider nichts ausgesagt werden kann. Mit grosser Wahrscheinlichkeit spielen Setzungen eine gewisse Rolle. Dies näher zu untersuchen, dürfte von grossem, allgemeinem Interesse sein, würde doch hier ein Grossmodell über das mechanische Verhalten dieses Seebodens zur Verfügung stehen."

*Internationale Fachtagung über
Verlandung von
Flussstauhaltungen und
Speicherseen im Alpenraum*

Zürich, 22. und 23. Oktober 1981

Mitteilung Nr. 53 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich

*Symposium international sur
la sédimentation de retenues
en rivière et de réservoirs
dans le secteur alpin*

Zürich, les 22 et 23 octobre 1981

Die Bewirtschaftung des Emmekiesfanges beim Kraftwerk Flumenthal Vergleich mit den seinerzeitigen Modellversuchen

Robert Markwalder

Aare-Tessin AG für Elektrizität, Postfach, CH-4601 Olten

André Chervet

Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, VAW, ETH-Zentrum, CH-8092 Zürich

Zusammenfassung

Der im Jahre 1969 erstellte Kiesfang unmittelbar vor der Emmemündung in die Aare erlaubt das bei Hochwasser herangeführte Geschiebe zurückzuhalten. Der Nutzinhalt des Kiesfanges beträgt rund 40'000 m³. Mittels Modellversuchen konnten die Dimensionen und die Funktionstüchtigkeit des Kiesfanges überprüft werden. Die Erfahrung mit der Bewirtschaftung des Geschiebesammlers sind befriedigend. Rund 17'000 m³ Geschiebe sind im Jahresdurchschnitt seit Inbetriebnahme des Beckens ausgebaggert worden.

Résumé. L'exploitation du piège à gravier sur l'Emme à l'amont du barrage de Flumenthal. Comparaison entre prototype et modèle.

Un piège à gravier construit en 1969 et situé juste à l'amont de l'embouchure de l'Emme dans l'Aar retient le gravier charrié au cours des crues. Le volume utile du bassin du dégravement est de quelque 40'000 m³. Les dimensions optimales et le bon fonctionnement du bassin ont été contrôlés au préalable à l'aide d'essais sur modèle. L'expérience a montré qu'à l'exploitation le bassin fonctionne de façon très satisfaisante. En moyenne 17'000 m³ ont été extraits annuellement.

Abstract. Experience with a sediment trap on the Emme river upstream of the weir at Flumenthal. Comparison with model tests.

Since 1969 a sediment trap has been working on the Emme river just upstream of its confluence with the Aare river. Its purpose is to catch the bed load transported by floods in the Emme river. The volume of the trap is about 40'000 m³. Model tests were made to check the dimensions and function of the sediment trap. Experience with the prototype showed that the trap is functioning satisfactory. About 17'000 m³ of sediment has been trapped per year.

Einleitung

Die Anlage Flumenthal, die das Gefälle der Aare zwischen dem Stauwehr Port und Wangen an der Aare auf einer Länge von ca. 38 km ausnützt, wurde in den Jahren 1965 bis 1969 erstellt. Sie erfüllt im Rahmen der II. Juragewässerkorrektur (II. JGK) die wichtige Aufgabe der Abflussregulierung durch Konstanthalten des Wasserstandes bei der Rötibrücke in Solothurn auf Kote 426 m ü. Meer. Ursprünglich war für diesen Zweck oberhalb der Emmemündung eine Wehranlage geplant. Das Kraftwerk kam dann, um den Zufluss der Emme ebenfalls der Energienutzung dienstbar zu machen, rund 2 km weiter flussabwärts zu liegen. Dadurch wurde vor der Mündung der Emme in die Aare die Erstellung eines Kiesfanges notwendig, um den bei Hochwasser ausgeprägten Geschiebetrieb vor dem Eintritt in das ausgebaggerte Aarebett zurückzuhalten (Abbildung 1). Die Konzession verpflichtet das Kraftwerk, den Kiesfang periodisch zu leeren und dafür besorgt zu sein, dass jederzeit mindestens 15'000 m³ des Auffangvolumens zur Verfügung stehen. Der Kiesfang hat eine mittlere Länge von 160 m, eine Breite von 30 bis 50 m und eine Tiefe von 6 m. Seitenböschungen sowie die Sohle beim Ein- und Austritt sind durch Blockwurf befestigt. Der Nutzinhalt beträgt rund 40'000 m³. Zur korrekten Formgebung des Kiesfanges wurde das durch die Motor-Columbus Ingenieurunternehmung AG in Baden im Namen der Aare-Tessin Aktiengesellschaft für Elektrizität in Olten (ATEL) ausgearbeitete Projekt an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) in Zürich mit Hilfe von Modellversuchen untersucht.

Die durchgeführte Modelluntersuchung

Die Dimensionen des Kiesfanges sowie seine Wirkungsweise und seine Funktionstüchtigkeit wurden in der Planungsphase für den Bau des Kraftwerkes Flumenthal mittels Modellversuchen bestimmt. In einem Modell im Massstab 1 : 55 wurde der Kiesfang in den Jahren 1963 und 1964 an der VAW untersucht [1]. Zweck der Modellversuche war, eine in hydraulischer und geschiebetechnischer Hinsicht optimale Formgebung zu finden. Dabei waren auch die Belange einer ökonomischen Bewirtschaftung des Geschiebesammlers zu berücksichtigen. Als Unterlagen für diese Untersuchung stan-

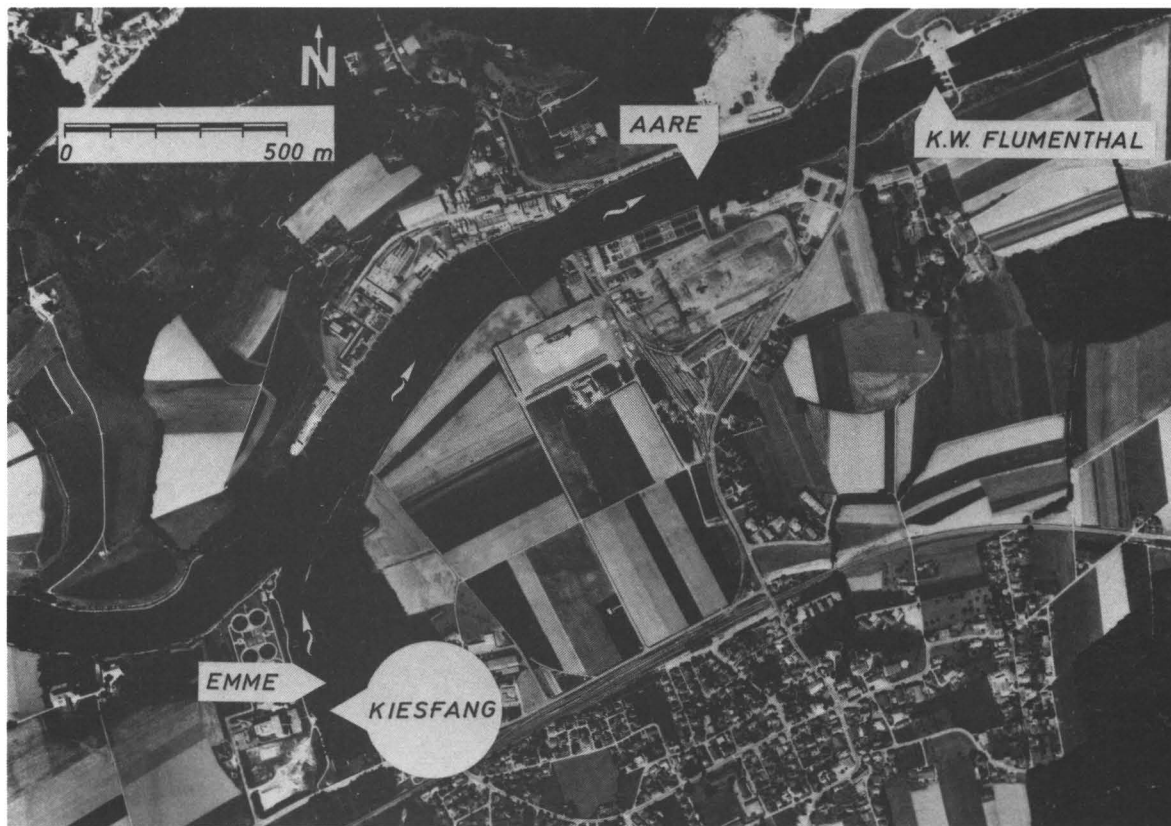


Abb. 1. Flugaufnahme (August 1979) der Mündung der Emme in die Aare

(Foto Swissair)

den Angaben über das Abflussregime der Emme zur Verfügung [2]. Der Geschiebetrieb der Emme setzt bei ca. $60 \text{ m}^3/\text{s}$ ein. Diese Wassermenge wird jährlich an etwa 12 Tagen erreicht bzw. überschritten. Das höchstmögliche Hochwasser der Emme wurde mit $450 \text{ m}^3/\text{s}$ angenommen. Um den Nutzinhalt des Kiesfanges zu bestimmen, wurde eine mittlere jährliche Geschiebefracht der Emme von $14'000 \text{ m}^3$ ermittelt, plus eine Geschiebemenge von bis zu $16'000 \text{ m}^3$, welche bei einem extremen Hochwasser innerhalb weniger Stunden stossweise zugeführt werden kann. Danach soll immer noch eine Reserve im Becken vorhanden sein.

Die mittlere jährliche Geschiebefracht der Emme wurde mit Hilfe der nach Meyer-Peter errechneten Geschiebefunktion der Abb. 2 (Geschiebetransportvermögen einer "Musterstrecke" im Bereich der Emmemündung) und auf Grund der gegebenen mittleren Dauerkurve der Abflussmengen bestimmt.

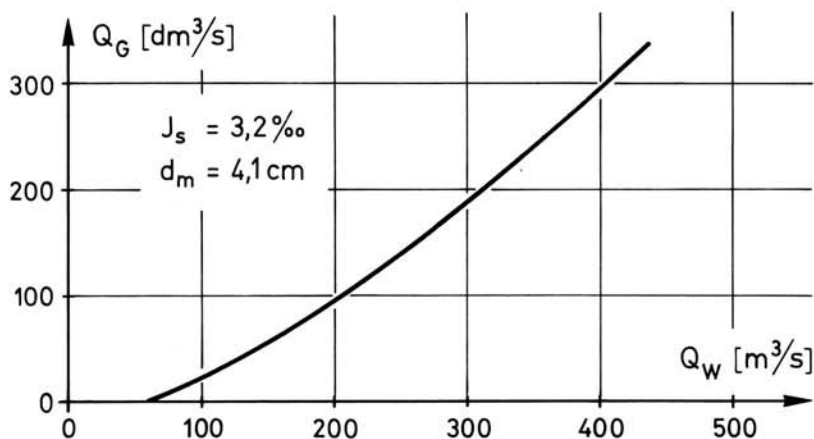


Abb. 2. Die errechnete Geschiebefunktion der Emme

Die Berechnung der Geschiebefunktion setzt die Kenntnis des Querprofils, des Sohlengefälles und der Kornzusammensetzung des Geschiebes voraus. Als Querschnitt weist die Emme eine Trapezform auf (25 m Sohlenbreite und Böschungsneigungen von 1:2.5). Das Längsgefälle der Emme wurde mit 3.2 o/oo angenommen. Mittels Probeentnahmen und Siebanalysen wurde der

mittlere Korndurchmesser des von der Emme zugeführten Geschiebes mit 4.1 cm ermittelt. Der maximale Korndurchmesser beträgt 19 cm.

Das für den Kiesfang notwendige Volumen sollte in einem Absetzbecken als Verbreiterung und Vertiefung des Emmelaufes geschaffen werden. Der Einfluss der Form des Beckens auf die Entwicklung der Verlandung war nicht ohne Modellversuche vorauszusagen. Auch die Wirkung der Aarewasserstände auf den Abfluss der Emme und auf den Verlandungsvorgang waren im Modell zu überprüfen.

Zuerst wurde eine plötzliche Erweiterung des Emmelaufes in Breite und Tiefe untersucht. Diese Form des Beckens erwies sich sowohl bezüglich Durchströmung (Abb. 3) sowie Ablagerung des Geschiebes (Abb. 4) als ungünstig. Das Emmewasser floss als konzentrierter Strahl mit ungehinderter Geschwindigkeit durch das Becken hindurch, ohne sich auszubreiten.

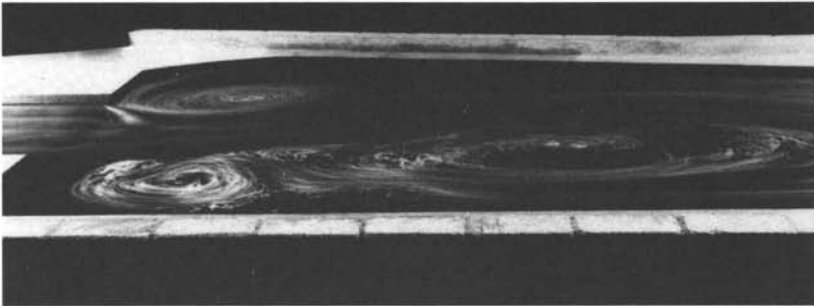


Abb. 3. Eine Wassermenge von $450 \text{ m}^3/\text{s}$ strömt als konzentrierter Strahl durch das Becken. Die Oberflächenströmung ist mit schwimmenden Konfettis sichtbar gemacht worden. Der Emmestrahle induziert stark drehende Walzen.

Das Geschiebe folgte diesem Strahl und setzte sich nur in der Mitte des Beckens zungenförmig ab.

Als viel günstigere Form erwies sich eine allmähliche Verbreiterung des Emmelaufes. Der Emme-Wasserstrahl pendelt leicht von einer Seite des Beckens zur anderen und somit verteilt sich die Kiesablagerung gleichmässig über die ganze Breite des Beckens. (Abb. 5).

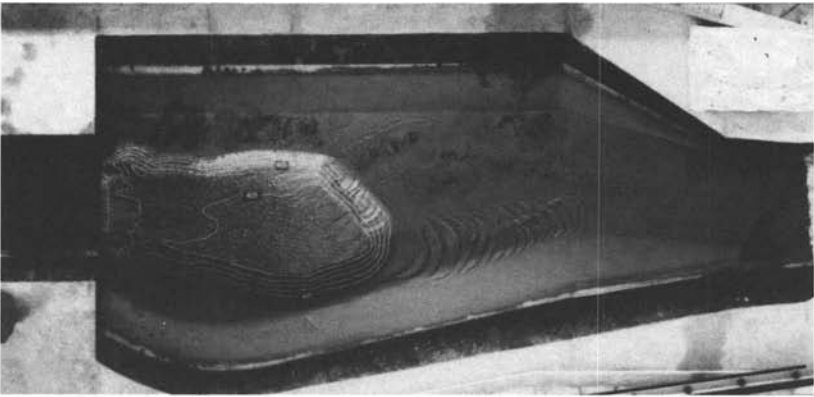


Abb. 4. Ablagerung einer Jahresfracht von $14'000 \text{ m}^3$ in einem Becken mit plötzlicher Erweiterung. Die langgestreckte Kieszunge in der Mitte des Beckens nützt das verfügbare Volumen schlecht aus und ist für den Aushub ungünstig, da sie den Zugang mittels Fahrpiste von der Seite her verunmöglicht.

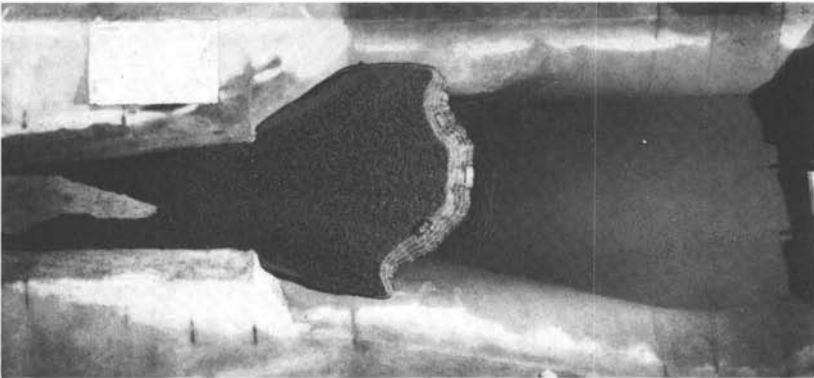


Abb. 5. Die allmähliche Erweiterung des Beckens begünstigt die Entwicklung einer Geschiebeablagerung, die sich über die ganze Beckenbreite verteilt. Die abgelagerte Jahresfracht von $14'000 \text{ m}^3$ kann somit leicht von der Seite her befahren und abgebaut werden.

Um bei Hochwasserabfluss in der Emme den für die Geschiebeablagerung notwendigen Rückstau im Becken zu erreichen, mussten die Hochwasserstände im Becken mit Hilfe einer Ueberfallschwelle von den Aarewasserständen unabhängig gemacht werden. Dieser Ueberfall bildet den Abschluss

des Kiesfanges, weist eine Kronenlänge von 27.5 m auf und liegt 4 m über der Sohle des Beckens.

Die in der Natur gebaute Form des Kiesfanges an der Emme ist in Abb. 6 wiedergegeben. Die Naturbeobachtungen über die Entwicklung und die Form der Kiesablagerungen haben die Resultate des Modells nachträglich weitgehend bestätigt.

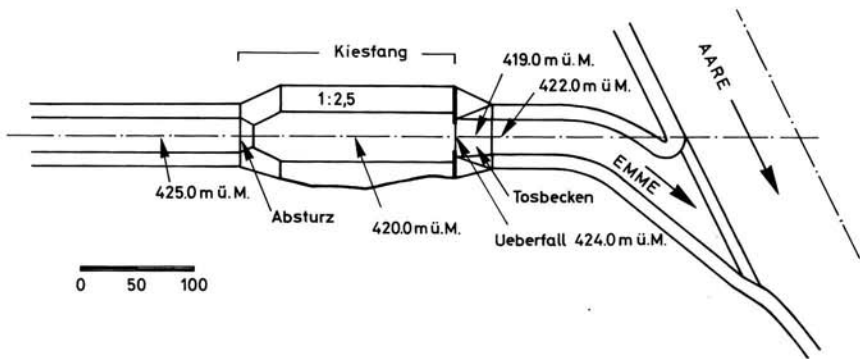


Abb. 6. Situationsskizze des an der Emme vorhandenen Kiesfanges.

Die betrieblichen Erfahrungen mit dem Kiesfang

Es liegen jetzt 12 Jahre Erfahrung in der Bewirtschaftung des Emme-kiesfanges vor. Ursprünglich war eine direkte Ausbaggerung und der Abtransport des Materials zur weiteren Verwertung vorgesehen. Es zeigte sich jedoch bald, dass eine solche Bewirtschaftung nicht möglich war, da die unterschiedliche Beschaffenheit des Fördergutes eine Aussortierung und somit eine Zwischendeponie verlangte. Zufällig bot sich die Gelegenheit, unmittelbar westlich des Kiesfanges ein genügend großes Landstück zu erwerben, dessen Herrichtung als Deponieplatz ohne namhaften Aufwand möglich war. Es lassen sich hier rund 100'000 m³ zwischenlagern.

Die Methode für die periodische Leerung des Kiesfanges durch Schütten

einer Fahrpiste aus dem abgelagerten Material im Becken selbst ergab sich mehr oder weniger zwangsläufig aus der Auflage, dass die Uferbepflanzung möglichst erhalten bleiben sollte. Zum Einsatz kommt ein Seilbagger vom Typ Dragline mit Schleppkübel von rund 1 m^3 Fassungsvermögen. Der Transport zur Zwischendeponie erfolgt mittels Gross-Dumper von 12 m^3 Fassungsvermögen. Täglich werden rund 800 m^3 Material ausgehoben, was eine durchschnittliche Leerzeit des Kiesfanges von 5 Wochen ergibt.

Wie bereits erwähnt, ist das anfallende Material von verschiedener Qualität und nur teilweise für die Wiederverwertung geeignet. Der Deponieplatz ist in drei Sektoren eingeteilt, auf welchen folgende Materialqualitäten gesondert gelagert werden:

- Qualität a: kiesiges Material zur laufenden Verwertung für Strassenkofferungen
- Qualität b: kiesiges Material mit Schlamm- und Schutteeinschlüssen zur gelegentlichen Verwertung für Hinterfüllungen und Dammbauten
- Qualität c: schlammiges Material unverwertbar zur Beseitigung auf geeigneten Deponien

Grundsätzlich ist festzustellen, dass in sämtlichem Aushubmaterial mehr oder weniger Treibholz eingeschlossen ist. Bei den verwertbaren Positionen wird dieses soweit als möglich von Hand herausgelesen.

Die betriebliche Erfahrung hat gezeigt, dass es sinnvoll ist, den Aushub jeweils kurz nach aufgetretenen Hochwassern vorzunehmen. Dies auch dann, wenn nur Teilfüllungen erfolgt sind. Das lange Liegenlassen des Materials im Kiesfang während Niederwasserperioden führt zu einer weitgehenden Verschlammung und dadurch Verschlechterung des Deponiematerials.

Die folgende Tabelle gibt Aufschluss über die Kubaturen, die in der Zeit von 1969 bis 1980 ausgebaggert wurden.

Tabelle mit den im Kiesfang Emme ausgebaggerten Kubaturen

Jahr	verwertbar m ³	unverwertbar m ³	Total
1969	31'654	4'780	36'434
1970	2'000	684	2'684
1971	8'250	10'507	18'757
1972	-	-	-
1973	36'027	32'154	68'181
1974	-	-	-
1975	-	-	-
1976	-	-	-
1977	18'056	25'550	43'606
1978	11'984	1'842	13'826
1979	1'984	63	2'047
1980	16'474	1'830	18'304
Total 1969-1980	126'429	77'410	203'839

Durchschnitt pro Jahr Aushubvolumen 17'000 m³
 davon
 - verwertbar 10'550 m³
 - unverwertbar 6'450 m³

Vom Totalvolumen von rund 200'000 m³ konnten ca. 62 % weiterverwertet werden, wogegen 38 % als unbrauchbares Material auf bleibende Deponien abgeführt werden mussten. Im Jahresdurchschnitt beträgt das Aushubvolumen 17'000 m³, was eine recht gute Uebereinstimmung mit den bei der Projektierung erwarteten 14'000 m³ ergibt. Die Darstellung zeigt deutlich, dass immer dann, wenn mit der Leerung längere Zeit zugewartet wurde,

erhöhte Mengen an Schlechtmaterial zu verzeichnen waren. Dies traf speziell im Jahre 1973 zu, nachdem 1972 keine Leerung stattfand. Von den total geförderten $68'000 \text{ m}^3$ konnte mit $32'000 \text{ m}^3$ rund die Hälfte nicht verwertet werden. Noch krasser war das Bild 1977, nachdem drei Jahre mit dem Aushub zugewartet wurde. Von den $43'000 \text{ m}^3$ Totalvolumen betrug der Schlechtmaterialanteil mit $25'000 \text{ m}^3$ rund 60 %. Diese Erscheinungen gaben Anlass, den Kiesfang, wie bereits angedeutet, möglichst kurz nach aufgetretenen Hochwassern zu entleeren. In den folgenden Jahren stieg denn auch der Schlechtmaterialanteil nie mehr über 13 %.

Die ATEL hat die Bewirtschaftung des Kiesfanges der Firma Marti AG Solothurn übertragen. Dabei wurde eine gegenseitige Vereinbarung getroffen, welche der Aushub-Firma die Weiterverwendung des verwertbaren Materials kostenlos überlässt. Vom unverwertbaren Teil hat sie die Aufwendungen für 8 % des Volumens zu tragen. Uebersteigt der Anteil Schlechtmaterial diesen Prozentsatz, gehen die entsprechenden Kosten für Aushub, Zwischendeponie und Endbeseitigung zulasten des Kraftwerkes.

War ursprünglich damit gerechnet worden, dass aus der Verwertung des geförderten Materials ein Ertrag für das Kraftwerk zu erwirtschaften wäre, ergab die Praxis ein ganz anderes Bild. Der relativ hohe Anteil an Schlechtmaterial mit den daraus erwachsenden Kosten für Aushub, Auf- und Ablad, Transport und Deponierung führt in jedem Fall zu jährlichen Aufwendungen von einigen zehntausend Franken. Der Kiesfang erfüllt jedoch die ihm zugedachte Aufgabe in vollem Umfang, und seine Bewirtschaftung lässt sich problemlos durchführen.

Referenzen: VAW-Berichte (unveröffentlicht)

- [1] Bericht Nr. 498 über die Modellversuche für das Kraftwerk Flumenthal, 1. Teil: Emme-Mündung, Mai 1964.
- [2] Bericht Nr. 331 über die Geschiebeführung der Emme und der Aare im Bereich der Emmemündung. 1. Teilbericht: Die Geschiebeführung der Emme, November 1946.

*Internationale Fachtagung über
Verlandung von
Flussstauhaltungen und
Speicherseen im Alpenraum*

Zürich, 22. und 23. Oktober 1981

Mitteilung Nr. 53 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich

*Symposium international sur
la sédimentation de retenues
en rivière et de réservoirs
dans le secteur alpin*

Zurich, les 22 et 23 octobre 1981

**Die Hochwasserkatastrophe 1978 am Ausgleichsbecken
Palagnedra**

Verlandung und Spülprobleme

Ing. Ottavio Martini

Baubereichschef, Maggia Kraftwerke AG, Via in Selva 11, CH-6600 Locarno

Zusammenfassung

Schon in den ersten Betriebsjahren musste man die beträchtliche Verlandung im Ausgleichsbecken Palagnedra feststellen.

Das Pumpen zuerst und der Bau eines Spülstollens später, sicherten den Betrieb der Zentrale bis zum Eintreffen des katastrophalen Hochwassers vom 7.8.78, das die ganze Anlage (Becken - Staumauer - Drucksystem - Zentrale) in Mitleidenschaft zog.

Die Sanierungsarbeiten bewirkten die Ausserbetriebsetzung der Zentrale während 10 Monaten.

Résumé: La crue catastrophique de 1978 dans le bassin de compensation de Palagnedra - Sédimentation et problèmes de purge -

Dès les premières années d'exercice on constata un alluvionnement considérable du bassin de compensation de Palagnedra.

Le pompage dans un premier temps, puis la construction d'un aménagement de purge permanent assurèrent l'exercice de la centrale jusqu'au moment de la crue catastrophique du 7.8.78, qui endommagea toute l'installation (bassin - barrage - système sous pression - centrale).

Les travaux d'assainissement causèrent la mise hors service de la centrale pour 10 mois.

Summary: Flood disaster 1978 in the compensation basin of Palagnedra - Sedimentation and discharge problems -

Already from the beginning, a considerable sedimentation had been ascertained in the compensation basin of Palagnedra.

Pumping at first and the construction of a discharge tunnel then, was the guarantee for the operation of the power plant, until the flood from 7.8.78 took place, damaging the whole plant (basin - dam - under pressure system - power plant).

The restoration works caused a 10 months out of operation of the power plant.

Allgemeines

Im Centovallital, 15 km von Locarno entfernt und an Italien angrenzend, ist durch die Maggia Kraftwerke A.G. in den Jahren 1951/52 ein Ausgleichsbecken mit einem ursprünglichen Nutzinhalt von 4.8 Mio m³ Wasser gebaut worden, welches eine Länge von mehr als 2 km aufweist und wie ein norwegischer Fjord aussieht.



Ausgleichsbecken Palagnedra - Situation

Die den See abschliessende Staumauer weist eine Höhe von 72 m, eine Betonkubatur von 65'000 m³ und eine Kronenlänge von 120 m auf. Als Verlängerung der Mauer ist, auf der rechten Talseite, eine 3 m starke und 45 m hohe Kernmauer zur Abdichtung des anstehenden Lockergesteins des alten epigenetischen Tals errichtet worden. Nebst der Einsammlung von Zuflüssen aus einem beträchtlichen Einzugsgebiet von ca 140 km², welches sich hauptsächlich auf italienischem Gebiet erstreckt, ist das Ausgleichsbecken von Palagnedra dank seiner Lage zwischen dem Freilaufstollen, welcher das Wasser aller obenliegenden Stufen zu-leitet und dem Druckstollen zur Zentrale Verbano am Langensee, für unsere Kraftwerkanlage von wesentlicher Bedeutung.

Bei einem Gefälle von fast 300 m, produziert diese Zentrale gegenwärtig fast die Hälfte der gesamten MKW-Produktion von 1200 GWh pro Jahr.

Schon in den ersten Betriebsjahren stellte man fest, dass die Geschiebe-führung aus dem natürlichen Einzugsgebiet der Melezza beträchtlich war und dass die entsprechende Verlandung im Ausgleichsbecken in wenigen Jahren sogar die Wasserefassung der Zentrale erreichen konnte. Die schwachen Talflanken auf italienischem Gebiet wurden durch das erste bedeutende Hochwasser mit einer Wasserspitze von ca 500 m³/s, im Jahr 1961, stark erodiert und die mitgerissenen Materialmengen (fast 500'000 m³) lagerten sich im Becken ab. Aufgrund der im Drucksystem Verbano gemessenen starken Verluste wurde das Becken drei Wochen später entleert. Dabei wurde am Rechen der Wasserefassung ein fast 20 cm dicker Teppich aus Plastikgegenständen, Ästen und Wurzeln festgestellt; gleichzeitig wurden erstmals bedeutende Mengen Alluvionmaterial bis fast auf die Höhe der Wasserefassung bemerkt. In den nachfolgenden 2 Jahren (1962/63) wurde das Becken erneut zweimal geleert, um einen

Rechenreiniger zu montieren. Während dieser Entleerungen beobachtete man das starke Vorrücken des im oberen Beckenteil abgelagerten Alluvionmaterials, welches nicht nur die 14 m tiefe Schlucht unterhalb der Fassung füllte, sondern deren Schwelle um 1 m überdeckte.

Es waren erst 10 Betriebsjahre verstrichen und schon hatte die Verlandungssituation einen kritischen Punkt erreicht. 1962 wurde die abgelagerte Materialmenge erstmals gemessen: es wurden ca 950'000 m³ Alluvionmaterial festgestellt, wovon ca 450'000 m³ in den ersten 8 Jahren (ca 55'000 m³ pro Jahr) und ungefähr 500'000 m³ im Jahr 1961 eingeschwemmt wurden.

Seitdem führte man regelmässige Kontrollen durch und es konnte folgendes festgestellt werden:

- in den Jahren 1962-67 wurden zusätzlich 75'000 m³/Jahr abgelagert;
- im Jahr 1968 waren es 125'000 m³.

Die totale Ablagerung bis Ende 1968, also 15 Jahre nach der Inbetriebsetzung des Beckens, belief sich auf 1.4 Mio m³ Material, wovon 700'000 m³ schon im Nutzinhalt.

Pumpen

Wegen des ständigen Vorrückens des Schlammstromes auf den oberen Beckenpartien in Richtung Stolleneinlauf, war es offensichtlich, dass der Betrieb der Zentrale mit der Zeit in Frage gestellt würde.

Spülungen mit dem tiefliegenden Grundablass konnten im Falle von Palagnedra, wegen der Gefahr, die damals einzige Ablass-Schütze nicht mehr schliessen zu können, nicht in Aussicht genommen werden. Die Studien betreffend die Entschlammung haben zur Projektierung einer schwimmenden Pumpanlage geführt. Ausschlaggebend dazu war das Vorhandensein feiner Kornanteile im abgelagerten Material. Mit dem Pumpbetrieb wurde am 1. April 1969 begonnen. Während 2 Jahren wurde mit einer Strahlbaggeranlage gepumpt; die Resultate blieben aber erheblich unter den Erwartungen. In den darauffolgenden 2 Jahren bis Ende 1973 wurde die Entschlammung mit einer pneumatischen Pumpanlage fortgesetzt, ein System, dass sich vor allem in Meereshäfen bewährt hat.

Trotz der ungünstigen Arbeitsbedingungen erzielte man mit diesem Verfahren befriedigende Pumpleistungen. Die täglich ans Licht beförderten Schlamm-Mengen erreichten 2000 m³. Das Pumpen erfolgte in einer Tiefe zwischen 5 und 50 m; das heterogene Material enthielt bedeutende Mengen von Kleinholz, Wurzeln und Plastikgegenständen, die das normale Funktionieren der Pumpen beeinträchtigten. An der Seeoberfläche musste dann das gepumpte Material durch eine bis 300 m lange schwimmende Leitung talseits der Staumauer transportiert werden. Die grössten Hindernisse traten durch offensichtliche Interessen zum Schutze des Tourismus und der Fischerei auf. Die Pumpperiode wurde von der Kantonsbehörde auf die 4 Wintermonate pro Jahr begrenzt.

Während der 4 Pumpjahren konnten immerhin ungefähr 1/2 Mio m³ Material unmittelbar vor der Wasserfassung des Druckstollens und vor dem mittleren Grundablass abgepumpt werden. Die Arbeit wurde während 24 Stunden im Schichtbetrieb durchgeführt.

Spülstollen

Man musste das Pumpen als eine zweckmässige, doch provisorische Lösung betrachten, die immerhin erlaubte, die betriebswichtigen Organe des Beckens frei von Material zu halten. Eine radikale Lösung des Problems war damit aber absolut nicht denkbar, sei es wegen der uebersetzten Kosten der ganzen Operation, sei es vor allem wegen der sich bei der Bevölkerung breitmachenden Verstimmung, über die Lärmimmission besonders während der Nachtschichten und wegen der von der Behörde aufgeworfenen Frage betreffend die Verschmutzung des Flusses talwärts der Staumauer bis zum Langensee auf einer Länge von ungefähr 15 km.

Die MKW traf somit den Entschluss, das Ingenieurbüro Maggia mit der Projektierung einer radikalen Lösung des Ablagerungsproblems zu beauftragen.

Nach Prüfung verschiedener Varianten sprach man sich für diejenige aus, die den Bau eines Spülstollens, mit Fassung im oberen Teil des Beckens und mit einer Zwischensperre, vorsah.

Der 1.7 km lange Spülstollen ist dasjenige Element, welches das eingeschleppte Geschiebe wieder in den alten Flusslauf abgeben muss; die Zwischensperre bezweckt die Unterteilung des Beckens, damit auch während der Spülungen der Betrieb der Zentrale aufrechterhalten bleibt.

Die maximale Abflusskapazität des Stollens im Freilauf beträgt 220 m³/s, während sie sich unter Druck bei vollem Becken auf ca 250 m³/s erhöht. Natürlich kann die Wassermenge der Melezza viel höhere Spitzen erreichen; bis zum Zeitpunkt der Projektierung war ein Hochwasser von 500 m³/s bekannt.

Das Projekt berücksichtigte diesen Faktor und ebenso die Möglichkeit, dass ein Teil des schwebenden Alluvionmaterials über die Zwischensperre hinweg gehen würde, um sich erneut im Hauptbecken abzulagern. Zur Abklärung der hydraulischen und geschiebetechnischen Probleme wurden auch Modellversuche bei der VAW der ETHZ durchgeführt.

Das Projekt, welches ebenfalls den Umbau des Haupt-Grundablasses umfasste, wurde in den Jahren 1974-78 realisiert. Im Jahr 1975 zeigte sich das erste Alarmzeichen, welches das Vorspiel zum katastrophalen Hochwasser im August 1978 sein sollte: tatsächlich traf ein Hochwasser ein, wie noch nie zuvor, mit einer Spitze, die 700 m³/s überschritt. Das Wasser trat (ohne Schaden anzurichten) über den für ungefähr 500 m³/s dimensionierten Ueberlauf; die Baustellen wurden dabei allerdings in Mitleidenschaft gezogen; eine 3-4 m starke neue Sandschicht lagerte sich auf der Baustelle der Zwischensperre ab und verursachte bedeutende Verspätungen am Arbeitsprogramm.

Ab Frühling 1978 war die Anlage zur Abnahme bereit und im darauffolgenden Sommer wurde sie ein paarmal zur Bewältigung von nicht besonders bedeutenden Hochwasser in Betrieb gesetzt. Wir kamen so zum 7. August 1978, ein Datum, dass den Tessinern sicher eingeprägt bleiben wird wegen den enormen Schäden, die die Ueberschwemmungen im ganzen Kanton, besonders aber in der Gegend von Locarno und in den dahinterliegenden Tälern verursachte. Ganze Wälder wurden entwurzelt, Land fortgeschwemmt, Brücken zerstört, Bäche und Flüsse traten über die Ufer, sodass ganze Stadt-

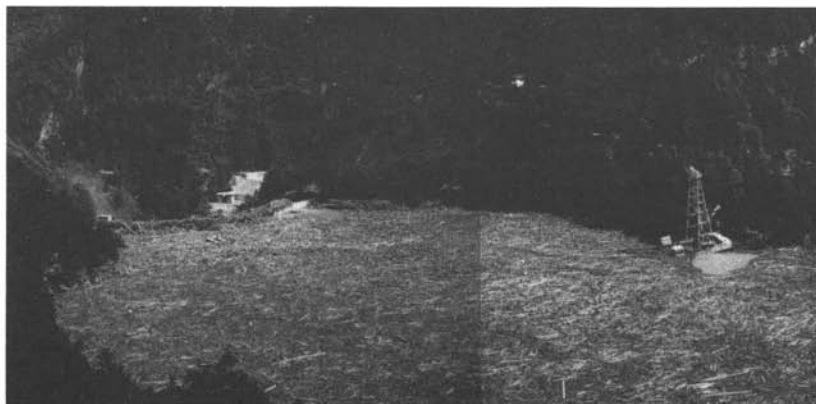
und Dorfteile unter Wasser und Schlamm gesetzt wurden; überschwemmte Häuser, zertrümmerte Autos und leider auch Menschenleben waren zu beklagen: dies alles zeigte sich am Morgen des 8. August denen, die jene schicksalsschwere Nacht in den schwer mitgenommenen Gebieten verbracht hatten.

Ueberschwemmung vom 7.8.78 im Einzugsgebiet der Melezza

Im Einzugsgebiet der Melezza begannen die Niederschläge gegen 04⁰⁰ Uhr des 7.8. und dauerten bis gegen 03⁰⁰ Uhr des darauffolgenden Tages an. Die in Palagnedra registrierten Niederschläge (auf italienischem Gebiet waren leider noch keine Pluviographen vorhanden) waren von bedeutender Intensität, ohne aber einen 24-stündigen Rekord aufzustellen: 318 mm in 24 Std. Innert 12 Stunden registrierte man 232 mm Regen, in 1 Std 65 mm: ein solcher Höchstwert war bis dahin noch nie verzeichnet worden.

Die Wassermenge der Melezza erhöhte sich von 10 m³/s morgens, allmählich bis auf 900 m³/s gegen 19 Uhr. In jenem Moment überstieg der Seespiegel das normale Niveau und erreichte die Fahrbahn der Strassenbrücke, die über die Staumauer führte.

Der Briefträger von Palagnedra, der um jene Zeit über diese Strasse ging, konnte bestätigen, dass die Seeoberfläche vollständig frei von Baustämmen war. Plötzlich verspürte er einen starken, mit grossem Rauschen verbundenen Luftdruck. In Richtung Becken schauend, konnte er in einer Entfernung von ungefähr 250 m eine gewaltige Welle von Wasser und Holz wahrnehmen. Etwas später, nachdem er sich auf einen höheren Standpunkt begeben hatte, stellte er fest, dass das Becken ganz von Holz bedeckt war und dass das Wasser auf der ganzen Staumauerbreite über die Strasse hinweg strömte.



Ansicht des Beckens nach dem Hochwasser vom 7.8.78

Diese wichtige Zeugenaussage bekräftigte die von mehreren Seiten ausgesprochene Vermutung, wonach die Spitze des Hochwassers, abgesehen von den starken Niederschlägen, auch durch den plötzlichen Bruch (mit folglichem Wassererguss) einer oder mehrerer natürlicher Sperren, welche sich im Flussbett bergseitig des Beckens gebildet hatten, verursacht worden war. Die Höchstwasserspitze dieser Welle konnte anhand der an den Ufern hinterlassenen Spuren und eines math. Modells geschätzt werden. Man kam dabei zur Schlussfolgerung, dass diese Menge am Eingang ins Becken über 3000 m³/s und am Ausgang, auf der Staumauer, zwischen 1800-2000 m³/s betragen haben musste.

Die Folgen waren für das Ausgleichsbecken Palagnedra und für das gesamte Drucksystem katastrophal. Die Wasserwelle hatte über 25'000 Holz mitgeschleppt und auf der Seeoberfläche deponiert.

Der Spülstollen, der während des ganzen Tages in Betrieb gewesen war, wurde auf Wunsch der Polizei um 17 Uhr geschlossen, um die Rettungsaktionen im überschwemmten Gebiet von Locarno zu erleichtern. Später konnte er wegen Stromausfall nicht mehr geöffnet werden; demzufolge deponierten sich im Becken ungefähr 2 Mio m³ Alluvionmaterial. Dadurch wurde der Hauptgrundablass mit 27 m und der Zwischenablass mit 13 m Material überdeckt.

Die Holzstämme verklemmten sich in den 5.4 m breiten Oeffnungen der Hochwasserentlastung und bildeten eine Sperre. Der Seespiegel erhöhte sich dementsprechend bis 3 m über die Strassenbrücke.

Die Ueberflutung der 3 m starken Kernmauer hat ungefähr 50'000 m³ Lockergestein, welches das alte Talbett auffüllte, mitgerissen, sodass die Kernmauer bis auf eine Höhe von 25 m abgedeckt wurde. Dass diese nicht einstürzte, ist nur der hohen Festigkeit der wasserseits gelegenen kompakten Moräne zu verdanken.



Weggeschwemmte Moräne
talwärts der Kernmauer



Teilansicht der Staumauerkrone

Im Laufe des sich rasch abwickelnden Geschehens wurde auch der Eingangs-rechen des Druckstollens eingestaucht, sodass weiteres Alluvionmaterial und Holz den ganzen 7.5 km langen Druckstollen verstopfte. Doch damit noch nicht genug, wurde auch die Melezza-Messstation in Camedo, die vorher mehr als 6 m über dem Flussbett stand, vom Hochwasser mitgerissen. Ferner wurden drei Wasserfassungen zerstört, eine auf einem bedeutenden Nebenfluss und zwei von geringerer Wichtigkeit.

Die Wiederinstandstellung des Ausgleichbeckens Palagnedra und des Drucksystems Verbano bedingte die Ausserbetriebssetzung der Zentrale während 10 Monaten, mit einer Mindererzeugung an Energie von 340 Mio kWh. Die Arbeiten erstreckten sich bis zum Sommer 1980 und die entsprechenden Kosten (ohne Energieausfall) beliefen sich auf 14.2 Mio Fr.

Zum Schluss noch zwei frische Daten, welche die Melezza betreffen:

- während starker Niederschläge in der Südschweiz hat man am 23. und am 27. Sept. 1981 in Palagnedra ausserordentliche Hochwasserspitzen von 660 resp. von 900 m³/s, registriert.
Die zweite Spitze entspricht einem 100jährigen Hochwasser. Der Spülstollen und der Entlastungsüberfall der Staumauer funktionierten dabei einwandfrei.



*Internationale Fachtagung über
Verlandung von
Flussstauhaltungen und
Speicherseen im Alpenraum*

Zürich, 22. und 23. Oktober 1981

Mitteilung Nr. 53 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich

*Symposium international sur
la sédimentation de retenues
en rivière et de réservoirs
dans le secteur alpin*

Zurich, les 22 et 23 octobre 1981

Sanierungsarbeiten der Staumauer Palagnedra nach dem Hochwasser 1978

Giulio Trucco, dipl. Bauing. ETH

Vize-Dir. bei AG Ingenieurbüro Maggia, CH-6001 Locarno

Zusammenfassung

Anlässlich des ausserordentlichen Hochwassers vom 7.8.1978 wurde die den Maggia-Kraftwerken gehörende Staumauer Palagnedra überströmt und deren rechtsufrige Kernmauer schwer beschädigt. Im Becken wurden zudem nebst 25'000 m³ Holz auch rd 1.8 Mio m³ Material abgelagert. Im vorliegenden Bericht werden die Behebung der Schäden und der Umbau der Entlastungsanlage, zur Verhinderung zukünftiger Vorfälle ähnlicher Art, dargestellt; es werden auch Angaben über die Spülung des Beckens zur Wiederherstellung der ursprünglichen Speicherkapazität gemacht.

Résumé

Durant la crue extraordinaire du 7.8.1978 le barrage de Palagnedra, propriété des Forces Motrices de la Maggia SA, déborda sur toute sa longueur et le mur diaphragme situé en rive droite fut gravement endommagé. Près de 25'000 m³ de bois furent transportés dans le bassin et environ 1,8 mio de m³ de matériel s'y déposa. Le présent rapport explique la manière dont ont été réparés les dégâts, ainsi que la transformation de l'évacuateur de crues dans le but d'empêcher une répétition de tels faits. Des indications concernant la purge du bassin pour rétablir sa capacité initiale sont également données.

Summary

During the exceptional flood auf August 7, 1978, the Palagnedra dam, belonging to the Maggia Power Plant Company was overtopped and its diaphragm wall on the right bank suffered severe damage. Moreover the flood carried also 25'000 m³ of wooden debris and logs, and approx. 1.8 mio m³ of alluvial material into the basin. The present report describes the repair of the damages and the remodeling of the spillway to avoid similar incidents in the future; it also gives some information about the flushing of the basin to restore its original capacity.

Einführung

Die Staumauer Palagnedra ist eine Bogengewichtsmauer von rd 72 m Höhe und 120 m Kronenlänge, mit einer rechtsufrigen Kernmauer, welche ein epigenetisches, mit kompaktem moränischem Material gefülltes, altes Seitental abschliesst. Die Kernmauer, die nach dem Senkkastenverfahren von einem auf Kronenhöhe liegenden Stollen abgeteuft wurde, weist eine Länge von 87 m, eine max. Höhe von 45 m und eine Stärke von 3 m auf.

Ueber der Krone war eine aus 13 Oeffnungen von 5 x 3 m bestehende Hochwasserentlastung angeordnet, deren Zwischenpfeiler als Stützen der darüberführenden Brücke der Kantonsstrasse nach dem Dorfe Palagnedra dienten. Die Kapazität dieser Hochwasserentlastung betrug nominell 450 m³/s; die praktische Schluckfähigkeit war aber nahezu doppelt so gross, was auch an Hand eines Modellversuches nachgewiesen wurde. Das ganze Bauwerk wurde in den Jahren 1950 - 1953 erstellt.

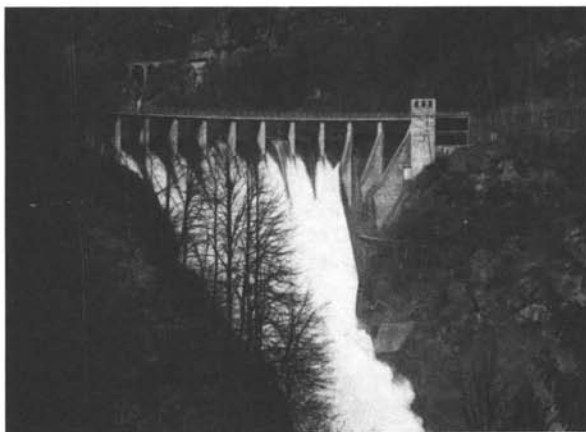


Bild 1: Ansicht der Mauer vor dem Umbau

Die Schäden

Am Abend des 7. August 1978 ergoss sich die berühmte Hochwasserwelle über das Melezzatal; die vom Wasser mitgeschleppte, ausserordentlich grosse Holzmenge verstopfte weitgehend die Oeffnungen der Hochwasserentlastung und verursachte ein Ueberströmen des Bauwerkes auf seiner ganzen Länge.

An der Staumauer selber wurden dadurch, abgesehen vom Pendel und vom Geländer der Brücke, welches von den auf der Krone

abgelagerten Holzmassen teilweise eingedrückt wurde, praktisch nur unbedeutende Schäden verursacht; die rechtsufrige Kernmauer hingegen wurde schwer in Mitleidenschaft gezogen. Das überströmende Wasser erodierte in kürzester Zeit ca 50'000 m³ Material talseitig der Mauer und erzeugte eine Bresche von ca 25 m Breite und 30 m Höhe. Weitere Schäden entstanden im Becken sowie an der Wasserrfassung und am ganzen Drucksystem bis zur Zentrale Verbano: auf Letztere wird in den folgenden Ausführungen nicht näher eingetreten.

Der Zustand der rechtsufrigen Kernmauer, wie er sich am Morgen des 8. August 1978 offenbarte, war zweifellos besorgniserregend. Dass sie dem Wasserdruck des immer noch vollen Sees überhaupt standgehalten hat (die Mauer hatte ja nur eine Stärke von 3 m, war aber talseitig, wie schon erwähnt, auf 30 m Höhe und 25 m Breite freigelegt), ist nur der grossen Dichte des das epigenetische Tal auffüllenden Moränenmaterials, welches den Aufbau eines Wasserdruckes bergseitig der Mauer verhindert hat, zu verdanken. Als Sofortmassnahme wurde eine Teilentleerung des Beckens verfügt; eine totale Entleerung kam wegen der grossen Holzmenge vorerst nicht in Frage.

Die Sanierungsarbeiten

Die trotz erheblichen Schwierigkeiten wegen der soeben begonnenen Ferien der Baubranche und der ausgedehnten Schäden in anderen Gebieten des Kantons sofort in Angriff genommenen Sanierungsarbeiten gliederten sich in zwei Phasen von unterschiedlicher Dringlichkeit.

Eine erste Dringlichkeit gebot, die Kernmauer zu sichern. Dazu wurde die Erstellung eines Stützkörpers in der talseitigen Bresche als Ersatz des durch das Wasser weggeschwemmten Materials vorgesehen. Dieser Stützkörper wurde als nicht vibrierende Schüttung von Stollenausbruchmaterial mit max. Korngrösse 60 mm, stabilisiert mit 150 kg Zement pro m³ und aus einer alten Deponie stammend, projektiert.

In zweiter Dringlichkeit mussten Massnahmen getroffen werden, um die Kapazität der Hochwasserentlastung zu vergrössern, deren Verstopfung hauptsächlich durch Holz oder sonstiges Material zu verhindern und um ein neues Ueberströmen der Kernmauer zu verunmöglichen.

Die Arbeiten am neuen Stützkörper wurden unverzüglich nach dem Hochwasser aufgenommen; bis Mitte September wurden die Installationen, hauptsächlich bestehend aus einer Brech- und Sortieranlage für das Material, Betonmischer und Kran erstellt. Die Schüttung des stabilisierten Materials begann am 28.9.1978 und endigte am 14.11.1978. In 48 Arbeitstagen wurde eine Gesamtkubatur von rd 14'500 m³ eingebracht. Die talseitige Böschung dieses Stützkörpers wurde dann später noch mit Lockermaterial, zum Schutz gegen Frosteinwirkung, zugedeckt.

Das Projekt der Arbeiten zweiter Dringlichkeit gliedert sich wie folgt:

Um das erste Postulat der Vergrösserung der Kapazität der Hochwasserentlastung und der Verunmöglichung des Ueberströmens der Kernmauer zu verwirklichen, wurde die Erhöhung dieser um 4 m und diejenige des maximal zulässigen Stauspiegels um 3.25 m vorgesehen, entsprechend einem neu festgelegten Projekthochwasser von 2'200 m³/s und einem Freibord von 1.75 m. Um zusätzlich auch eine Verhinderung der Verstopfung der Hochwasserentlastung zu erzielen, wurde der Abbruch der alten, über die Stauwand führenden Strassenbrücke und den Ersatz derselben durch eine neue, ca 25 m talseitig davon gelegene, beschlossen.

In einem ersten Schritt wurden die Widerlager und die neue Brücke mit einer Spannweite von 60 m erstellt. Anschliessend wurde die alte Brücke abgebrochen und die Pfeiler auf Höhe der Ueberfallkrone abgesägt. Dadurch wurde die ehemalige, aus 13 Oeffnungen bestehende Hochwasserentlastung in einen durchgehenden Ueberfall von 80 m Kronenlänge umgewandelt.

Der Durchfluss der neuen, nahezu 5 mal grösseren Projekthöchstwassermente in der umgebauten Entlastungsanlage, wurde vorgängig auch an einem hydraulischen Modellversuch getestet. Diese Studien zeigten, dass, um den Strahl auf die Absprungschanze zu konzentrieren und die Aufschlagstelle in Flussmitte beizubehalten, nebst einer Erhöhung der seitlichen Leitwände auch bestimmte Aenderungen im Mittelpfeiler der Absprungschanze nötig waren. Die neue, umgebaute Anlage vermag, unter Ausnützung des festgelegten Freibordes von 1.75 m, rund 3'000 m³/s abzuleiten, ohne Ueberströmen der links- und rechtsufrigen Mauerwiderlager.



Bild 2:

Mauer mit umgebauter Hochwasserentlastung und neuer Strassenbrücke

Die Erstellung der neuen Brücke und der Umbau der Hochwasserentlastung dauerten von März 1979 bis Oktober 1980.

Im Zusammenhang mit der neuen Ausbaugrösse des Staumauerüberfalles ist es vielleicht noch interessant, folgendes festzuhalten:

Das im Projekt 1950 festgelegte Projekthochwasser betrug 450 m³/s und wurde damals auf Grund der einzigen zur Verfügung stehenden Messreihe 1927 - 1935, welche ein Maximum von 325 m³/s aufwies, bestimmt. Für die Festlegung der neuen Projekthochwassermenge stand hingegen eine Messreihe mit 37 Werten zur Verfügung. Die durchgeführte Frequenzanalyse ergab für das hundertjährige Hochwasser den Wert von 1'050 m³/s und für das tausendjährige Hochwasser denjenigen von 1'800 m³/s.

Die neue Projekthochwassermenge wurde, in Anbetracht der Möglichkeit des Entstehens von künstlichen Hochwasserwellen infolge der grossen mitgeschleppten Holzmengen, auf 2'200 m³/s mit 1.75 m Freibord festgelegt.

Bemerkenswert ist auch die Tatsache, dass die jährlichen Hochwasserspitzen der Melezza der Periode 1927 - 1978 eindeutig eine steigende Tendenz haben, wie das Diagramm auf Bild 3 zeigt. Die Ereignisse der letzten 3 Jahre scheinen ebenfalls dieser Tendenz zu folgen. Das Hochwasser vom 15. Oktober 1979 erreichte bereits 400 m³/s, dasjenige von 1980 war mit 70 m³/s unbedeutend. Dafür traten im September 1981 zwei sehr hohe

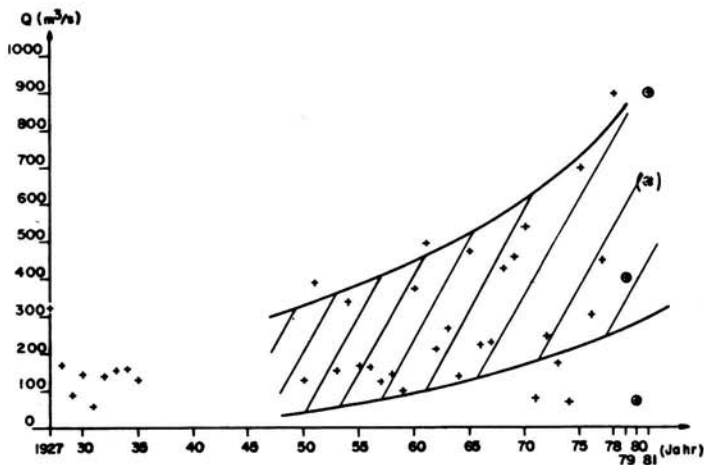


Bild 3: Hochwasserspitzen der Melezza in Palagnedra 1927 - 1981

Hochwasser, eines am 23.9.1981 mit einer Spitze von 660 m³/s, und eines 4 Tage später am 27.9.1981 mit einer solchen von sogar 900 m³/s, auf. Mit Befriedigung kann man feststellen, dass die umgebaute Anlage diese Probe schadenlos überstanden hat, und dass das letzte Hochwasser, das mengenmässig demjenigen vom Jahr 1978 entsprach, verhältnismässig wenig Holz mitgeschleppt hat, was nicht zuletzt auch auf die ausgedehnten Verbauungsarbeiten, die im Raume Malesco - St. Maria durch die italienischen Behörden erstellt worden sind, zurückzuführen sein dürfte.

Die Spülungen

Wie eingangs schon erwähnt, wurde auch das Becken stark in Mitleidenschaft gezogen. Neben der grossen, auf ca 25'000 m³ geschätzten Holzmenge, wurden auch rd 1.8 Mio m³ Material, welches die Wasserfassung und den anschliessenden Druckstollen verstopften, in das Becken eingeschleppt.

In Anbetracht des Themas der heutigen Tagung erscheint es von Interesse, über diese Verlandung und der nachfolgenden Räumung einige Worte zu verlieren.

Nach der sofort erfolgten ersten Teilentleerung des Sees wurde mit der Holzräumung begonnen. Mit Seilzuggeräten und grossem Einsatz von schweren Maschinen wurden die Stämme an den Ufern gesammelt und zum grössten Teil dort verbrannt. Eine Verwendung des Holzes kam wegen dessen Durchsetzung mit Feinsand nicht in Frage.

Die Spülung des Materials erfolgte zuerst durch den oberen, durch die Staumauer führenden Grundablass unter Verwendung einer Wassermenge von nur ca 300 l/s aus der Zuleitung eines Seitenbaches und anschliessend mit dem Hauptgrundablass mit ca 1.5 m³/s aus dem Melezzazufluss. Die erste Phase dauerte rd 1 1/2 Monate von Mitte November 1978 bis Ende Dezember. In dieser Zeit konnten ungefähr 300'000 m³ weggeschwemmt werden. Die zweite Phase dauerte bis Ende März 1979 und erlaubte die Spülung von rd 2.1 Mio m³ Material.

Diese Phase wurde noch durch ein kleines, aber für die Jahreszeit (Mitte März) aussergewöhnliches Hochwasser von ungefähr 30 m³/s beschleunigt. Es muss hinzugefügt werden, dass die eigentliche Spülung durch den Einsatz von schweren Baggern und Bulldozern für das Wegschaffen des im Sande eingeschütteten Holzes und zum Stossen des Materials in die tiefen, vom Wasser erodierten Gräben, ergänzt werden musste. Gesamthaft wurden während den 4 1/2 Monaten dauernden Spülungen 2.4 Mio m³ Material durch beide Grundablässe weggeschafft, d.h. rd 600'000 m³ mehr, als durch das Hochwasser vom August 1978 eingeschleppt wurde; damit konnte praktisch die ursprüngliche Speicherkapazität des Beckens wiederhergestellt werden.



Bild 4: Gespültes Becken bergwärts der Wasserfassung. An beiden Ufern sind die Spuren der Auflandung deutlich zu sehen.

Schlussbemerkungen

Die Hochwasserkatastrophe vom August 1978 hat der Werkbesitzerin allein Schäden von rd 30 Mio Fr. einschliesslich des Produktionsausfalles verursacht.

Die Lehren und Konsequenzen, die man aus diesen Ereignissen ziehen soll, betreffen vor allem die Beurteilung des Einzugsgebietes und der sich daraus ableitenden Projektierungsgrundlagen und Betriebsbedingungen des betreffenden Kraftwerkes. Frühere ausserordentliche Ereignisse sowie Einflüsse der geologischen, morphologischen und topographischen Beschaffenheit des Einzugsgebietes und des Schweb-, Geschiebe- und sonstigen Materialtransportes auf die Grösse der möglichen Hochwasserspitzen und deren Abläufe müssen eingehend geprüft und wenn nötig berücksichtigt werden. Auch während des Betriebes der Anlagen erscheint es wichtig, diese Daten periodisch zu überprüfen, zu bewerten und wenn nötig durch Beobachtung, Messungen oder Registrierungen anderer Grössen zu ergänzen. Nur so wird es möglich sein, die Betriebsbedingungen der Evolution des natürlichen Geschehens anzupassen und die unabwgbaren Risiken, die mit der Nutzung einer jeglichen Kraftwerksanlage verbunden sind, auf ein Minimum zu reduzieren.

*Internationale Fachtagung über
Verlandung von
Flussstauhaltungen und
Speicherseen im Alpenraum*

Zürich, 22. und 23. Oktober 1981

Mitteilung Nr. 53 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich

*Symposium international sur
la sédimentation de retenues
en rivière et de réservoirs
dans le secteur alpin*

Zurich, les 22 et 23 octobre 1981

Erfahrungen mit Spülungen und Freihaltung von Stauräumen bei den Anlagen der Tauernkraftwerke AG, Salzburg

Dir. Ing. Franz Hofer

Prokurist der Tauernkraftwerke AG, Rainerstrasse 29, A-5021 Salzburg

"Erfahrungen mit Spülungen und Freihaltung von Stauräumen bei den Anlagen der Tauernkraftwerke AG, Salzburg"

Nach Darstellung der durch die Tauernkraftwerke betriebenen Speicherkraftwerke, werden die Methoden der Anlandungs- und Geschiebeausbringungen dargelegt. Auch auf die Verwendung von sich in der Natur anbietenden Absitzbecken wird hingewiesen. Wirtschaftlich aufwendige Ausbringungsversuche mittels Saugbaggerung sind erwähnt und auf einen erfolgreichen Umbau eines Grundablasses wird eingegangen.

"Expériences concernant la décantation de bassins de retenue auprès des installations de la Tauernkraftwerke AG, Salzbourg"

Après la démonstration des usines d'accumulation exploitées par les Tauernkraftwerke, les méthodes de déblaiement sont exposées. On renvoie aussi à l'utilisation de bassins de dépôt naturels. Des tentatives de décantation à l'aide de dragues suceuses sont aussi mentionnées et on donne des détails concernant une modification d'une décharge de fond couronnée de succès.

"Experience with clearance of storage areas at the Tauernkraftwerke AG plants in Salzburg"

After the demonstration of the storage power stations run by the Tauernkraftwerke, the methods of the removal of geoclastic deposit are exposed. There is also alluded to the utilization of natural depository basins. Economically expensive clearing attempts by suction dredges are also mentioned and details about a successful modification of a ground outlet are given.

Die Tauernkraftwerke AG (TKW) hat seit ihrer Gründung im Jahre 1947 eine Reihe von Speicherkraftwerken im Hochgebirge errichtet, in denen fast ausschließlich Zuflüsse aus stark vergletscherten Regionen energiewirtschaftlich genutzt werden. Derzeit betreibt die TKW sieben Speicherkraftwerke und ein Laufkraftwerk mit Tagesspeicherbetrieb, die nach ihrer geographischen Lage in den Werksgruppen Glockner-Kaprun (Salzburg) und Zillertal (Tirol) zusammengefaßt sind. Einschließlich der für die Eigenbedarfsversorgung erforderlichen Kleinanlagen verfügen diese Kraftwerke über eine installierte Generatorleistung von zusammen 1145 MW, zuzüglich einer Speicherpumpenleistung von 370 MW, so daß für den Netzbetrieb eine Leistungsspanne von 1515 MW zur Verfügung steht.

Das jährliche Regelarbeitsvermögen der beiden Werksgruppen beträgt 2.332 GWh aus natürlichem Zufluß und kann durch Pumpbetrieb um 350 GWh auf 2.682 GWh erhöht werden. Im Zuge der Errichtung dieser Kraftwerksanlagen wurden 8 Speicherbecken mit einem Gesamt-Nutzinhalt von rund 360 Mio m³ hergestellt, deren Energievorrat etwa 820 GWh entspricht.

Die als zweistufige Hochdruck-Pumpspeichieranlage ausgeführte Kraftwerksgruppe Glockner-Kaprun nützt die hohen Gefällsstufen des Kapruner Achentales mit den zu Jahresspeichern ausgebauten Talbecken auf dem Mooserboden (Seehöhe rund 1940 m) und Wasserfallboden (Seehöhe etwa 1600 m). Bei einer Rohfallhöhe von 1255 m werden die Abflüsse aus dem Einzugsgebiet der Kapruner Ache auf der Tauern-Nordseite und der obersten Möll auf der Südseite des Tauernhauptkammes in zwei Kraftwerkstufen abgearbeitet.

Das Kraftwerk Kaprun Hauptstufe besteht im wesentlichen aus dem Jahrespeicher Wasserfallboden (Stauziel 1672 m, Absenkziel 1590 m, Nutzinhalt 83 hm³), welcher über 4 Maschinensätze mit einer Leistung von 220 MW abgearbeitet wird (RAV 454,3 GWh).

Das Pumpspeicherkraftwerk Kaprun Oberstufe (112 MW) umfaßt den Jahrespeicher Mobo (Stauziel 2036 m, Absenkziel 1960 m, Nutzinhalt 85 hm³), den auf der tauernsüdseitig gelegenen Margaritzenspeicher (Stauziel 2000 m, Absenkziel 1980 m, Nutzinhalt 3,2 hm³) und das Möllpumpwerk (RAV 152 GWh).

Das am Salzachfluß gelegene KW Schwarzach (120 MW) nützt das 149 m hohe Gefälle zwischen der Stauanlage Högmöos und Schwarzach. Ein Tagesspeicher (Stauziel 738 m, Absenkziel 715 m, Nutzinhalt $1,8 \text{ hm}^3$) ermöglicht einen Spitzeneinsatz mit Tarifverlagerung (RAV 461 GWh).

Im Bereich des Zillertales stehen derzeit zwei große Speichieranlagen, die Gerloskraftwerke mit der Unterstufe Gerlos und die Oberstufe Funsingau sowie die Zemmkraftwerke mit der Unterstufe Mayrhofen und der Oberstufe Roßhag, in Betrieb. Die als Hochdruck-Pumpspeichieranlage errichteten und 1971 fertiggestellten Zemmkraftwerke nützen bei einer mittleren Rohfallhöhe von 1.103,6 m das Wasserdargebot aus den Einzugsgebieten des Zemm-, Tux- und Stilluppbaches in zwei Gefällsstufen und zählen hinsichtlich ihrer Größe und Auslegung zu den bedeutendsten Speicherkraftwerken Österreichs. Das Kraftwerk Roßhag, dem der Jahrespeicher Schlegeis (Stauziel 1782 m, Absenkziel 1680 m, Nutzinhalt $127,7 \text{ hm}^3$) zugeordnet ist, verfügt über 4 Pumpspeichersätze mit 230 MW Leistung im Maschinenbetrieb und 240 MW im Pumpbetrieb; seine Regeljahreserzeugung beträgt 284 GWh. In der Unterstufe, dem Kraftwerk Mayrhofen mit dem Wochenspeicher Stillupp (Stauziel 1120 m, Absenkziel 1106 m, Nutzinhalt $6,9 \text{ hm}^3$), wird mit 6 Maschinensätzen bei einer Ausbauleistung von 345 MW eine Regeljahresarbeit von 591,5 GWh erreicht. Bei der Ausführung dieses Kraftwerkes wurden bereits alle Vorkehrungen getroffen, um das derzeit in Bau befindliche Zillerkraftwerk (Ausbauleistung 350 MW) mit dem etwa auf 1800 m Seehöhe geplanten Jahresspeicher Zillergründl (Nutzinhalt $88,8 \text{ hm}^3$) als zweite Oberstufe anschließen zu können.

Die Abflüsse aus dem Einzugsgebiet der Gerloser Ache sowie eines Teiles der obersten Salzach und Nadernach werden von den Gerloskraftwerken in zwei Stufen energiewirtschaftlich genutzt. Im Kraftwerk Gerlos (60 MW) wird das im Wochenspeicher Gmünd (Stauziel 1190 m, Absenkziel 1176 m, Nutzinhalt $0,7 \text{ hm}^3$) gestaute Wasser abgearbeitet. Der Jahresspeicher Dubo (Stauziel 1405m, Absenkziel 1360 m, Nutzinhalt 52 hm^3) ermöglicht die Winterverlagerung. Sein Energieinhalt wird im Kraftwerk Funsingau (25 MW) verwertet. (RAV 25,1 GWh).

Die Freihaltung der Stau- und Speicherräume von betriebsstörenden Anlandungen ergab in den hoch gelegenen Seen mit Ausnahme des Margaritzenspeichers keine nennenswerten Probleme.

Entsprechend den wasserrechtlichen Auflagen werden die Speicher in der Regel in Abständen von max. 10 Jahren völlig entleert. Das während der Betriebsperiode angefallene und im Abflußbereich des Grundablasses liegende angelandete Material wird dabei abgeführt.

Probleme auf Grund der anfallenden Materialmenge und auch wegen der Lage der Grundablässe gab es bei den Speichern Margaritze und Wasserfallboden. Im Speicher Gmünd und bei der Stauanlage Högmoos war es notwendig, ein geeignetes Verfahren zu entwickeln, das die Freihaltung ermöglicht. Nachstehend wird auf die Probleme und deren Lösung bei den vorerwähnten Speichern näher eingegangen.

Speicher Margaritze: Das natürliche Einzugsgebiet des Margaritzenspeichers, welcher durch die Möll- und Margaritzensperre gebildet wird, beträgt bei einem Vergletscherungsgrad von 56,8 % $44,4 \text{ km}^2$ und wird durch Bachbeileitungen auf insgesamt $72,2 \text{ km}^2$ vergrößert.

Nach Fertigstellung der beiden Staumauern wurde 1953 der 1. Aufstau durchgeführt. Der Nutzinhalt betrug damals $3,208.000 \text{ m}^3$.

Der Speicherraum besteht aus einem zu einer tiefen Schlucht abfallenden flachen Becken. Im Schluchtteil ist die Möllsperre situiert. Wegen der zu erwartenden Verlandung erhielt der durch diese Sperre führende Grundablaß 2 einen Einlaufsturm mit drei Einlauföffnungen. Bereits 1955 war die unterste Öffnung durch einen Felssturz verlegt.

Jährlich mußte mit einer Anlandung von 40.000 m^3 Feststoffen gerechnet werden, weshalb bald Maßnahmen zur Freihaltung des Stauraumes nötig waren. Ab 1960 wurden durch 3 Sommer hindurch mit Hilfe eines Saugbaggers ca. $3,270.000 \text{ m}^3$ Wasser-Feststoffgemisch ausgebracht. Der Feststoffanteil betrug 184.000 m^3 , was einem Mischungsverhältnis 18 : 1 entspricht. Diese Methode war aufwendig, weshalb im darauffolgenden Jahr eine Großspülung mit totaler Speicherentleerung erfolgte.

Diese Spülung konnte nur während der Zeit höheren Wasseranfalles durchgeführt werden, da eine entsprechende Schleppkraft im nachfolgenden Möllfluß vorhanden sein mußte. In ca. 50 Stunden sind $1,5 \text{ Mio m}^3$ Gemisch mit ca. 100.000 m^3 Feststoffen abtransportiert worden. Diese Methode hat sich als wirtschaftlicher erwiesen, führte jedoch zur Ver-

legung der zweiten Einlauföffnung des Grundablasses. Trotzdem war beabsichtigt, in Intervallen zwischen 3 und 4 Jahren solche Spülungen durchzuführen.

In den letzten 20 Jahren ist durch Rückgang des Pasterzengletschers -ca. 70 Höhenmeter oberhalb des Speichers- eine natürliche Geländemulde frei geworden. Durch einfachen Aufbau von grobblockigen kleinen Dämmen in der Abflussschlucht konnte ein natürliches Absitzbecken in der Größenordnung von ca. 600.000 m^3 geschaffen werden. Der überwiegende Anlandungsanteil des Margaritzenspeichers bleibt seither in diesem kleinen See, welcher in der Mulde entstand. Im Jahre 1980 betrug der Seeinhalt noch 570.000 m^3 , wodurch für ca. 15 Jahre die Geschiebeaufnahme gesichert erscheint.

Seit 18 Jahren werden deshalb die Grundablässe 1 + 2 des Margaritzenspeichers nur mehr jährlich zu Überprüfungszwecken geöffnet, da die Anlandungsmaterialien wegen des natürlich vorgelagerten Absitzbeckens nicht mehr in den Speicher gelangen.

Speicher Wasserfallboden: Der auf ca. 1600 m Seehöhe gelegene Speicher-raum wurde erstmalig 1951 eingestaut. 400 m höher ist ein weiterer Speicher dem Wasserfallboden vorgelagert. Die zu erwartende jährliche Anlandungsmenge war gering. Schwierigkeiten traten bei Totalentleerungen auf, die jedoch in Lage und Konstruktion des Grundablasses begründet waren. Der für die Bauzeit notwendige Umlaufstollen wurde als Grundablaß verwendet, wodurch der Einlauf in diesem, im ehemaligen, als Rinne ausgebildeten Umleitungsbett, zu liegen kam. Als Grundablaß-Verschlußorgane fanden eine Drosselklappe (1400 mm li.W.) und ein Ringschieber (1400 mm li.W.) Verwendung, die noch während des Krieges gefertigt und nach Kaprun geliefert wurden. Um Verklausungen im Ringschieber zu vermeiden, erhielt der vorgelagerte Einlaufrechen (4,00 x 6,00 m) eine Stablichte von 40 mm. Bei den Totalentleerungen führte dieser geringe Durchflußquerschnitt zu Verlegungen des Rechens, die durch mühsame und aufwendige Tauchereinsätze nach erfolgtem Aufstau beseitigt werden mußten, so daß dieser in der folgenden Betriebsperiode funktionstüchtig zur Verfügung stand.

1978/79 entschloß man sich, durch Umbau des Grundablasses die Fehlerquelle zu beseitigen. In einer genau geplanten Aktion im Winter 1980 wurde der Ringschieber durch eine Drosselklappe (1700 mm li.W.) ersetzt, der Feinrechen entfernt und durch einen, mit Hilfe von Tau - chern eingebrachten und vorgelagerten Einlaufrechen (3,1 x 10,4 m) von 200 mm lichte Durchflußweite ersetzt. Hier wird in wenigen Worten eine Arbeit geschildert, die im Hochgebirgswinter mit all den bekannten Gefahren reibungslos durchgeführt wurde.

Allein dieser Umbau wäre eines eigenen Berichtes würdig.

Ergänzend sei bemerkt, daß mit den geschilderten Maßnahmen die bestehenden Probleme an diesem Grundablaß voll beseitigt werden konnten. Außerdem wäre zu bemerken, daß bei einem Nutzinhalt des Speichers von $82,5 \text{ hm}^3$ die meßbare Anlandungsmenge in 30 Betriebsjahren ca. 1,3 % des Nutzinhaltes ausmacht, die Hälfte davon jedoch im Totraum liegt.

Speicher Gmünd: Der für das Kraftwerk Gerlos erforderliche Wochenspeicher Gmünd wurde mit Errichtung einer 37 m hohen Gewölbemauer in den Jahren 1943 - 45 geschaffen. Die vorgesehene Oberstufe mit dem Jahrespeicher Durlaßboden wurde 1967 fertiggestellt, weshalb in den Betriebsjahren 1945 - 67 der Geschiebeeinstoß des Gesamteinzugsgebietes im Wochenspeicher zu verkraften war. Wegen der zeitweise sehr starken Geschiebe- und Schwebstoffführung des Gerlosbaches mußten, um eine Verlandung des Beckens zu vermeiden, bereits in der Planungsphase geeignete Lösungen gesucht werden. Es entstand an der Stauwurzel eine steuerbare Entkiesung, wobei das anfallende Geschiebe über einen 1,1 km langen Entkiesungsstollen geleitet wurde. Pro Jahr sind durch diese Anlage in 800 - 1000 Betriebsstunden ca. 13 Mio m^3 Wasser-Schotter-Gemisch abgeführt worden, was sehr starke Verschleißerscheinungen im betonierten Entkiesungsstollen zur Folge hatte. Stahlauskleidungen ergaben gegenüber Beton geringere Standzeiten; das beste Ergebnis wurde mit 50 mm starken Schmelzbasaltplatten erzielt.

Mit Hilfe der Entkiesungsanlage konnte das Geschiebe ausgebracht werden. Die Schwebstoffe gelangten in den Speicherraum und mußten nach einigen Betriebsjahren durch jährliche Speicherspülung entfernt werden. Um die notwendige Schleppkraft im nachfolgenden Bachbett aufzubringen, mußte die Wasserführung des Gerlosbaches relativ hoch sein.

Die Spüldauer erstreckte sich bis über eine Woche, was natürlich auch große Erzeugungsverluste nach sich zog. Ein Versuch im Jahre 1957 mit Hilfe von Schubraupen die Spüldauer zu verkürzen, brachte nicht den erhofften Erfolg.

Eine grundsätzliche Änderung war nach der Inbetriebnahme des Speichers Durlaßboden im Jahre 1967 zu verzeichnen. Die Vergleichsmäßigung der Wasserführung des Gerlosbaches brachte weniger Geschiebe, die Entkiesungsanlage ist jährlich nur einige Stunden in Betrieb. Die regelmäßig pro Jahr einmal vorgenommene Speicherspülung kann auf einen eigentlichen Spültag vermindert werden, während die Spülwassermenge durch das Oberliegerkraftwerk nach Erfordernis geregelt wird. Die auf diese Weise ausgespülte Anlandungsmenge liegt zwischen 15.000 und 30.000 m³, wobei die erforderliche Spülwassermenge ca. 20 - mal so groß ist. Die Freihaltung des Wochenspeichers Gmünd von Schwebstoffen ist zur Routine geworden.

Auf eine, nicht allgemein anerkannte Erfahrung unseres Betriebspersonals sei kurz eingegangen. Der Spülerfolg sei wesentlich von der Mondphase abhängig, abnehmender Mond ergibt eine abziehende, d.h. spülungsverbessernde Wirkung, während der aufnehmende Mond zu Anlandungen führt. Unsere zuständige Betriebsleitung nimmt auf Grund dieser Erfahrung bei der Festsetzung des Spültermines auf diesen Umstand Rücksicht.

Speicher Durlaßboden: Dieser Jahresspeicher lagert derzeit noch die seit 1967 anfallenden Geschiebemengen im Totraum ab. Eine Ausbringung dieser mit jährlich ca. 68.000 m³ gemessenen Feststoffanteile mittels einer Speicherspülung hat sich noch nicht als notwendig erwiesen.

Flußstauanlage Högmoos: Die Wehranlage Högmoos des KW Schwarzach ist ca. 65 km nach dem Ursprung der Salzach situiert. Vor dieser befinden sich keinerlei Stauanlagen, weshalb das Geschieberegime eines Gebirgsflusses hier mit Macht spürbar ist. Drei Wehrfelder schließen einen Stauraum von ca. 220.000 m³ ab. Dieser wird, analog zu allen übrigen Stauräumen geodätisch auf Anlandungen geprüft, woraus die notwendigen Schlüsse für die Spülungen gezogen werden. Je nach Wasserführung müssen während eines Sommerhalbjahres 1 - 3 Spülungen vorgenommen werden.

Plötzlich auftretende Hochwässer mit hohem Geschiebeanteil können oft Spontan-spülungen auslösen, da die Anlandungskriterien durch die am Einlaufrechen befindliche Rechenreinigungsmaschine erkennbar sind.

Die Stauraumfreihaltung erfolgt hier in der wohl allgemein üblichen Form der Spülung. Während eines solchen Vorganges werden 30.000 - 90.000 m³ angelandetes Geschiebe ausgebracht.

Es soll nicht unerwähnt bleiben, daß auch an dieser Stauanlage der Versuch unternommen wurde, durch jeweils längeren Einsatz eines Saugbaggers den Stauraum von Anlandungsmaterial freizuhalten. Die Wirtschaftlichkeit dieser Bemühung war nicht zu erreichen, weshalb eindeutig die jederzeit mögliche Spülung zur Stauraumräumung Verwendung findet.

Die Freihaltung von Staubecken und Stauräumen ist den Wasserkraftwerken betreibenden Gesellschaften eine Notwendigkeit. Daß diese weitgehendst von den natürlichen Gegebenheiten abhängig ist, sollten u.a. auch die vorangegangenen Darlegungen zeigen.

Literatur-Hinweis:

K. Rienöhl u.

P. Schnelle : "Verlandung kleiner Staubecken in hochalpinen
Regionen"
TKW, 1981

**Internationale Fachtagung über
Verlandung von
Flussstauhaltungen und
Speicherseen im Alpenraum**

Zürich, 22. und 23. Oktober 1981

Mitteilung Nr. 53 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich

**Symposium International sur
la sédimentation de retenues
en rivière et de réservoirs
dans le secteur alpin**

Zürich, les 22 et 23 octobre 1981

**Spülung von Sedimenten in kleinen und mittleren
Speicherbecken**

Alfonso Krumdieck und Philippe Chamot

Elektrowatt, Ingenieurunternehmung AG, CH-8023 Zürich

ZUSAMMENFASSUNG: Das Nutzvolumen von relativ kleinen Speichern kann langfristig gesichert werden, wenn der Betrieb des Speichers periodische Spülungen bei freiem Wasserspiegel ermöglicht. Voraussetzung für den Erfolg einer solchen Spülung sind günstige topographische Verhältnisse und ein entsprechend ausgebildetes Grundablassorgan.

Die Reinigung eines Staubeckens durch Spülung bei freiem Wasserspiegel ist die wirksamste und gleichzeitig wirtschaftlichste Lösung. Im Falle von grösseren Speichern, bei denen die Voraussetzungen für eine Spülung an sich gegeben sind, muss durch Kostenvergleich die Methode und der Umfang von allfälligen Reinigungen ermittelt werden. Der vorliegende Artikel beschreibt die Möglichkeit der Spülung von Sedimenten bei kleinen und mittelgrossen Speicherbecken mittels entsprechend ausgebildeter Grundablässe. Durch Spülung der Ablagerungen ist es möglich, das Nutzvolumen eines Speichers langfristig zu erhalten, bzw. das Totvolumen auf ein Minimum zu beschränken. Es werden grundlegende Kriterien angegeben, welche beim Entwurf des Grundablass zu berücksichtigen sind, um eine einwandfreie Spülung auch unter extremen Bedingungen zu ermöglichen. Anhand eines Beispiels wird aufgezeigt, wie solche Spülungen mit Erfolg durchgeführt werden, ohne die Bewirtschaftung des Speichers wesentlich zu beeinträchtigen.

RESUME: L'envasement de retenues relativement petites peut être évité si on peut faire, durant l'exploitation de ces dernières, des purges périodiques à niveau d'eau libre. Toutefois, pour qu'une telle purge soit efficace, il faut que les conditions topographiques soient favorables et que la vidange de fond ait été dimensionnée de façon adéquate.

Une purge à niveau d'eau libre est la mesure la plus efficace et la plus économique pour dégraver une retenue. Le présent article donne les critères principaux dont il faut tenir compte lors du dimensionnement d'une vidange de fond, pour assurer un dégravage complet de la retenue même sous des conditions difficiles. A l'aide d'un exemple, on montre comment de telles purges peuvent être réalisées avec succès sans beaucoup gêner l'exploitation de la retenue.

SUMMARY: The useful volume of relatively small reservoirs can be maintained at all times provided that the operation of the reservoir allows to flush it periodically with a free flow condition. The requirements for the success of such sediment flushings are an appropriate topographical configuration and an adequate design of the bottom outlet.

The cleaning of reservoirs by means of flushing under free flow conditions is the most effective and economical solution. Criteria are given how to design a bottom outlet in order to get a perfect flushing even under extreme conditions.

An example illustrates the method of such flushings successfully feasible without affecting the economy of the reservoir.

EINLEITUNG

Der anhaltende Anstieg des Preises für flüssige Brennstoffe hat eine Verteuerung der Energie im allgemeinen mit sich gebracht. Die Wasserkraft ist von dieser Entwicklung insofern betroffen, als viele Ressourcen, deren Nutzung bis vor kurzem wirtschaftlich nicht interessant waren, jetzt zunehmend an Bedeutung gewinnen.

Der wirtschaftliche Wert von kleinen und mittleren Speicherbecken kann infolge starker Verlandungserscheinungen rasch absinken. In extremen Fällen, wo das Totvolumen des Speichers sehr gross wird, kann die Wirtschaftlichkeit der Gesamtanlage in Frage gestellt werden.

Es ist verschiedentlich versucht worden, Sedimentablagerungen aus Speicherbecken zu entfernen. Keine der angewandten Methoden (reine mechanische Reinigung, Ausbaggern, Absaugen, etc.) hat jedoch vollständig zu befriedigen vermocht, indem es entweder nicht gelungen ist, das Nutzvolumen langfristig zu erhalten, oder aber die Kosten für die Reinigung des Speichers zu hoch waren.

Der vorliegende Artikel beschreibt, wie Sedimentablagerungen durch Vornahme von hydraulischen Spülungen entfernt werden können. Die vorgeschlagene Methode ist wirksam, sicher und – zumindest für kleine Speicher – auch wirtschaftlich.

ABLAGERUNGSVORGANG

Für die Bildung von Sedimenten in Speichern sind im wesentlichen zwei Vorgänge verantwortlich: Die Ausfällung von im Wasser gelösten Stoffen und die Ablagerung von mitgeführtem Geschiebe und Schweb. In jungen Gebirgsflüssen ist die Sedimentation von Feststoffen der für die Verlandung massgebende Vorgang.

Das dem Fluss zugeführte Geschiebematerial beginnt sich an der Stauwurzel abzulagern, sobald die Schleppspannung kleiner wird als für die Aufrechterhaltung des Transportes notwendig. Das dynamische Gleichgewicht der Geschiebebewegung hängt von vielen Faktoren ab. Den grössten Einfluss üben Kornverteilung, Korngrösse, Kornform und Dichte aus, sowie die hydraulischen Abflussverhältnisse und die Gerinnegeometrie.

Die Kenntnis dieser Faktoren ist Vorbedingung, um die kritische Transportgeschwindigkeit des Flusses bestimmen zu können, bei welcher die Geschiebebewegung beginnt bzw. aufhört. Für ein gegebenes Gerinne und eine bestimmte Geschiebemischung kann eine eindeutige Korrelation hergestellt werden zwischen Abflussmenge und Feststofftransport.

Im Ablagerungsdelta einer Flussmündung oder Stauwurzel lassen sich zwei markante Zonen unterscheiden:

Der Bereich oberhalb des eigentlichen Sedimentationskegels, in dem die Fliessgeschwindigkeit mindestens gleich der kritischen Transportgeschwindigkeit ist. Diese Zone kann als Verlängerung des Flusses ins Stauegebiet hinein bezeichnet werden. Der Abfluss entspricht dabei der Gleichgewichtsgeschwindigkeit des bereits abgelagerten Materials.

Die zweite Zone umfasst den steilen Sedimentationskegel, welcher sich stetig flussabwärts schiebt, indem ihm immer wieder neues Geschiebematerial zugeführt wird (Abbildung 1).

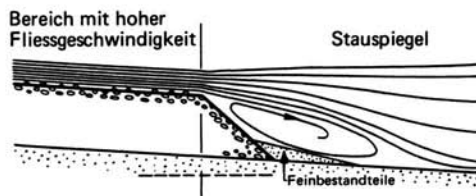


ABBILDUNG 1: Bildung des Sedimentationskegels

Wenn die Breite des Gerinnes nicht stark variiert, so bleibt die obere Kante des Sedimentationskegels auf konstanter Höhe, auch wenn sich dieser abwärts bewegt (Abbildung 2).

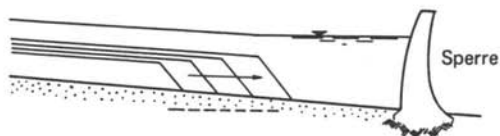


ABBILDUNG 2: Fortschreiten des Sedimentationskegels

Für die Berechnung der Geschwindigkeit mit welcher der Sedimentationskegel anwächst, sind die Kenntnis der Wassermenge und des Seespiegels sowie der Geschiebemischung notwendig.

Die Schwankungen von Zufluss und Seespiegel im Laufe der Zeit machen sich in Form und Volumen der Ablagerungen bemerkbar.

Um eine Vorstellung zu erhalten, welchen Einfluss die Spiegelschwankungen auf die Ablagerungsvorgänge haben, muss die maximale Transportkapazität für den betrachteten Abschnitt bekannt sein.

Mit den Schwankungen des Reservoirspiegels wird eine zusätzliche Bewegung der Sedimente in Richtung auf die Sperre erzwungen. Dieser Vorgang ist schematisch dargestellt in Abbildung 3. An der Stauwurzel bildet sich der Sedimentationskegel mit steiler Vorderseite aus. Bei einer Stauabsenkung wird die Erosionskraft des Flusses, die der starken Neigung entsprechend gross ist, voll wirksam. Die Ablagerungen geraten in Bewegung und werden im tiefer liegenden, eingestauten Bereich wieder neu sedimentiert.

Dieser Umlagerungsvorgang wurde in einem hydraulischen Modell nachgebildet und bestätigt.

Die Wirksamkeit und der zeitliche Verlauf des späteren Spülvorganges sind ebenfalls primär abhängig von der maximalen Transportkapazität des Flusses. Eine Abschätzung der Transportkapazität des natürlichen Flusses ist möglich aufgrund von Beobachtungen welche an hydraulischen Modellen gemacht werden. Ist die Beziehung zwischen Abflussmenge und Geschiebemenge bekannt, so kann mit Hilfe der Ganglinie die Zeit berechnet werden, welche notwendig ist, um die vorhandenen Ablagerungen aus dem Speicher zu entfernen. (Die wenigen vorhandenen Beobachtungen an Prototypen lassen darauf schliessen, dass die Zeit etwa 10 bis 20 Mal kürzer ist, als jene die der Fluss braucht, um die gleiche Feststofffracht zu transportieren und abzulagern.) Für die Spülung der Feinanteile (0.1 mm) nimmt man an, dass sie die Dauer des Vorgangs nicht wesentlich beeinflussen.

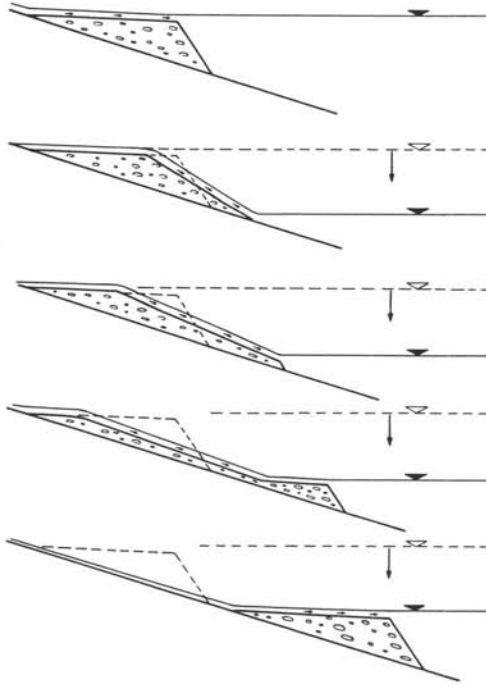


ABBILDUNG 3: Schematische Darstellung der Umlagerung von Sedimenten infolge von Spiegelschwankungen im Reservoir.

AUSWIRKUNG DER ABLAGERUNGEN AUF DAS SPEICHERVOLUMEN

Der Hauptanteil der Geschiebefracht eines Flusses wird normalerweise durch Hochwasserabflüsse transportiert, während die Transportkapazität bei kleinen und mittleren Abflüssen meist gering ist.

Die Feststoffe lagern sich beim Eintritt ins Staubecken ab und bewegen sich infolge von Spiegelschwankungen weiter in den Stauraum hinein.

Die Vorgänge der Sedimentation im Speicher während der Hochwasserabflüsse werden im folgenden beschrieben. Es gilt dabei zwischen zwei wesentlich verschiedenen Fällen zu unterscheiden:

Im ersten Fall geht man davon aus, dass der mittlere Reservoirspegel während der Regenzeit hoch gehalten wird.

Da das Speichervolumen relativ bescheiden ist, treten — infolge von Wassernutzung während der Verbrauchsspitzen — Spiegelschwankungen auf, die eine Größenordnung von mehreren Metern haben. Als Folge dieser Spiegelschwankungen werden die feinkörnigen Sedimente, welche sich am Rand des Beckens abgelagert haben, gegen die Flussmitte hin bewegt. Die spätere Spülung wird dadurch erleichtert.

Wird der Stauspiegel nach einer längeren Periode abgesenkt, bewegt sich der Sedimentationskegel flussabwärts und hat dabei die Tendenz, eine längliche Form anzunehmen.

Beim Absenken werden die Sedimente in der Flussmitte teilweise erodiert, während die Ablagerungen an den Talflanken liegen bleiben. Die Erosionsrinne in Flussmitte wird bei einem neuerlichen Aufstau wieder mit Sedimenten aufgefüllt.

Wiederholen sich die beschriebenen Vorgänge während mehreren Jahren, wobei das Flussbett vor dem Ablagerungsdelta periodisch freigespült wird, so erreicht der Ablagerungskegel schlussendlich eine stabile Endlage.

Die Hauptfolge der Sedimentationsvorgänge bei hohem Reservoirspegel sind bleibende Ablagerungen von Feinmaterialien an den Talflanken. Eine Entfernung ist auch durch Spülung nicht möglich. Es tritt daher eine Reduktion des Nutzvolumens ein.

Wird das Kraftwerk bei hohem Reservoirspegel betrieben, gelangen weniger Feinbestandteile durch die Turbinen, was sich günstig auf deren Lebensdauer auswirkt.

Im zweiten zu betrachtenden Fall wird der Stauspiegel während der Regenzeit tief gehalten.

Während der Periode mit tiefliegendem Seespiegel wird eine Rinne im Ablagerungsdelta erodiert. Im darauffolgenden Jahr bildet sich ein neuer Sedimentationskegel, welcher gegenüber dem ursprünglichen einige Meter weiter flussabwärts liegt. Im Laufe der Zeit wird ebenfalls eine stabile Endlage erreicht.

Aus einem Vergleich der beiden Fälle lässt sich schliessen, dass es von Vorteil ist, den Stauspiegel während den Monaten mit grossen Abflüssen tief zu halten. Das Ablagerungsdelta kommt dadurch so nahe an die Sperre zu liegen, dass eine Spülung der Sedimente problemlos durchgeführt werden kann. Nur dadurch ist es möglich das Nutzvolumen des Speichers langfristig zu erhalten.

Ein hoher Stauspiegel während der Regenzeit hat zwar den Vorteil von sauberem Betriebswasser und mehr Druckhöhe, bewirkt aber irreversible Ablagerungen im Speicher und eine damit verbundene Reduktion des Nutzvolumens.

AUSBILDUNG DES EINLAUFS ZUM GRUNDABLAß

Der Einlauf zum Grundablass wird hydrodynamisch geformt, um eine günstige Druckverteilung zu gewährleisten. Gegenüber der üblichen Ausbildung solcher Einläufe werden – im Hinblick auf die Ablagerung von Geschiebe und deren Spülung – folgende zwei Besonderheiten vorgesehen (Abbildung 4):

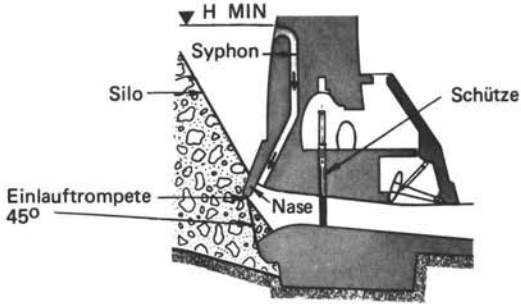


ABBILDUNG 4: Fassung

Im oberen Teil wird der Einlauf mit einer Nase ausgebildet, gleichzeitig wird die Einlauftrumpete leicht abwärts geneigt, Geschiebemassen werden durch die Nase vom eigentlichen Auslass zurückgehalten. Es wird dadurch nur der tiefliegende Teil des Einlaufes mit Ablagerungen zugedeckt (unter einem Winkel von ca. 45° von der Nase weg, siehe Abbildung). Die Grundablassschützen bleiben auf diese Weise permanent von Geschiebe frei und können jederzeit geöffnet werden.

Zusätzlich wird ein Syphon vorgeschlagen, welcher unmittelbar hinter der Nase in den Grundablass einmündet. Beim Öffnen der Schütze fließt das Wasser zuerst durch den Syphon, bis der Einlauf von Sedimenten freigespült ist.

OPTIMALER ZEITPUNKT DER SPÜLUNG

Hat sich der Fuss des Ablagerungskegels bis auf etwa 100–200 m an die Sperre vorgeschoben, so kann mit der Spülung der Sedimente durch den Grundablass begonnen werden; im Laufe der Jahre kann mittels der Spülung ein Gleichgewicht im Speicher geschaffen werden, indem das Volumen des antransportierten Geschiebes gleich ist dem Geschiebevolumen, welches durch Spülung entfernt wird. Ist dieser Gleichgewichtszustand erreicht, so bleibt das Nutzvolumen des Speichers konstant.

Die Spülungen werden mit Vorteil während der Regenperiode durchgeführt. Der günstige Zeitpunkt ist dabei das Ende der Regenzeit. Die Stromproduktion soll während der Spülung unterbrochen werden, um Schäden an den Turbinen zu vermeiden, da infolge der starken Turbulenzen grobe Geschiebekörner in die Triebwasserleitung gelangen können.

Die Erfahrung, welche bei der Bewirtschaftung von kleinen Speichern gewonnen wurde, zeigt, dass eine jährliche Spülung genügt, um den erwähnten Gleichgewichtszustand zu erhalten. Der exakte Zeitpunkt, die Dauer und der Verlauf einer Spülung sind dabei von Anlage zu Anlage leicht verschieden. Im allgemeinen wird man sich im Laufe der Zeit an die optimale Spülung einer bestimmten Anlage „herantasten“.

An einigen Talsperren sind Messgeber installiert worden, mit deren Hilfe man den Grad der Vorlandung des Staubeckens abschätzen kann.

An der Staumauer Gebidem in der Schweiz sind z.B. radioaktive Detektoren angebracht worden. Im Falle von Santo Domingo in Venezuela wurden Druckmessdosen im Stauraum selbst versetzt. Damit kann die Lage des Sedimentationskegels festgestellt werden.

TRANSPORT VON FESTSTOFFEN DURCH DEN GRUNDABLASS

Die Spülung von Feststoffen durch den Grundablass kann auf zwei Arten durchgeführt werden:

- Spülung „unter Druck“.
- Spülung „bei freiem Wasserspiegel“.

Spülung „unter Druck“

Die Spülung wird bei hohem Reservoirspiegel ausgeführt. Das Wasser fliesst unter Druck durch den Grundablass und reisst dabei Sedimente im Nahbereich des Einlaufes mit sich. Da die Zuströmgeschwindigkeiten oberhalb des Einlaufes rasch abnehmen, ist die räumliche Wirkung der Spülung sehr beschränkt. Der freigespülte Raum füllt sich relativ schnell wieder mit Sedimenten an, und der Vorgang muss wiederholt werden. Es können die folgenden Phasen unterschieden werden:

Der Sedimentationskegel, welcher insbesondere vor der ersten Spülung mit viel Feinbestandteilen durchmischt ist, erreicht den Einlauf zum Grundablass. Ein Verstopfen des Grundablasses wird durch die beschriebene Wirkung der Nase verhindert, auch wenn die Ablagerungen vor dem Einlauf noch anwachsen, d.h. wenn mit der Spülung noch nicht begonnen wird. (Abbildung 5a).

Die Grundablassschütze wird bei hohem Reservoirspiegel geöffnet. Das Wasser fliesst zuerst durch den Syphon, sofern dessen obere Öffnung nicht mit Sedimenten eingedeckt ist, und beginnt den Einlauf von hinten freizuspülen. (Abbildung 5b).

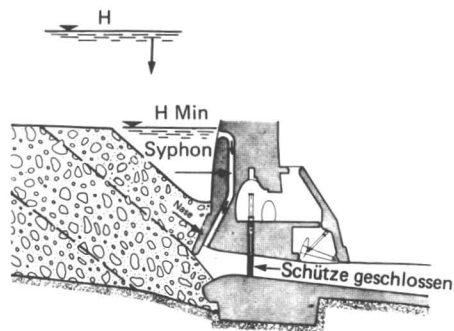
Das Wasser beginnt in der Folge durch die Sedimente im Einlaufbereich durchzusickern und reisst Material vom Ablagerungskegel mit sich. Dieses Material lagert sich flussabwärts der Sperre ab, da die Wassermenge noch relativ klein ist. (Abbildung 5c).

Nach kurzer Zeit tritt an der Stelle des grössten Gradienten, d.h. im Bereich der Nase, eine Art hydraulischer Grundbruch auf. Der Einlaufspropfen wird durchbrochen und die Abflussmenge nimmt plötzlich stark zu. Das Material des mit „Silo“ bezeichneten Bereiches wird mitgerissen. Die Feststoffkonzentration am Anfang ist dabei sehr gross, es fliesst gleichsam eine Art Geschiebestrom. Die Feststoffe lagern sich flussabwärts je nach Korngrösse ab und gleichen Unregelmässigkeiten des Gerinnes aus. Nachdem der Silo ganz weggespült ist, sinkt die Feststoffkonzentration schnell auf einen viel kleineren Wert ab. Ablagerungen unterhalb der Sperre werden in der Folge wieder neu abgetragen. (Abbildung 5d-f).

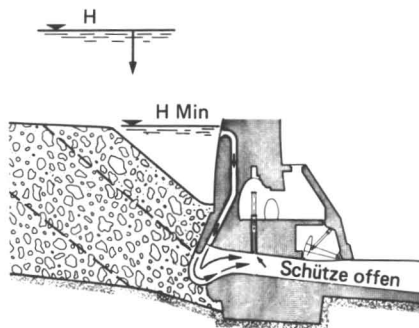
Nachdem der „Silo“ ganz erodiert und weggespült ist, fliesst das Wasser frei durch den Grundablass aus, dabei wird der Fuss des verbleibenden Sedimentationskegel erodiert bis weiteres Material nachrutscht. Unter Umständen kann ein neuer Silo entstehen.

Der Erfolg einer Spülung unter Druck unterliegt im wesentlichen zwei einschränkenden Bedingungen:

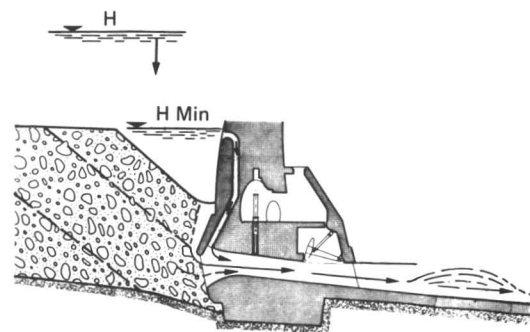
- Die Reichweite der Spülwirkung ist relativ gering. Es wird nur Material weggespült, welches innerhalb dieses Bereiches liegt.
- Das Unterwasser muss so beschaffen sein, dass die Ablagerungen, welche während der Spülung selbst auftreten, nicht zu gross werden. Andernfalls besteht die Gefahr, dass der Grundablass von unten eingestaut wird.



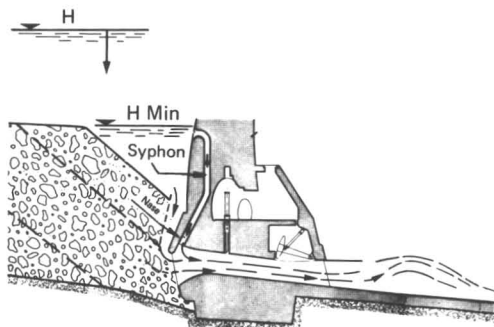
a) Ausgangszustand: Schütze geschlossen, Einlauf verstopft



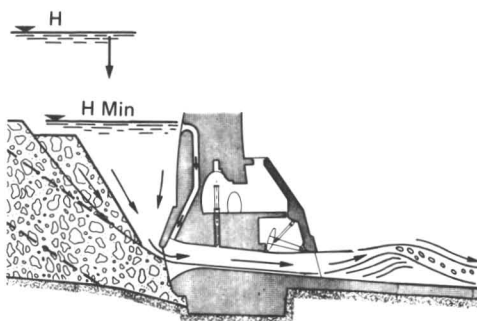
b) Auffahren der Schütze und Freispülen des Einlaufbereiches



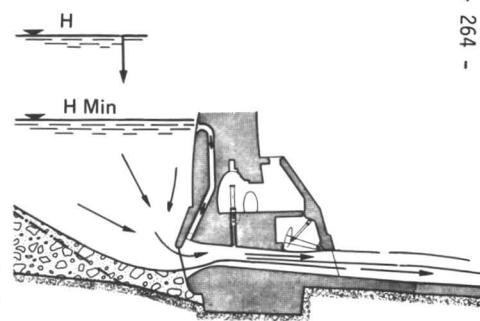
c) Beginn des Spülvorganges



d) Spülung im Nahbereich



e) Fortgeschrittener Zustand



f) Endzustand

ABBILDUNG 5: Spülung unter Druck

Die Ausstattung des Grundablasselaufes mit Nase und Syphon hat vor allem dann einen Sinn, wenn nicht bei freiem Spiegel gespült werden kann, oder aber wenn die Gefahr besteht, dass die Spülung zu spät durchgeführt wird, d.h. wenn der Sedimentationskegel die Talsperre bereits eingestaut hat. Auf alle Fälle bietet die vorgeschlagene Lösung bei Speichern mit relativ grossem Sedimentationsvolumen eine grosse Sicherheit gegen Versagen des Grundablasses infolge Verstopfung.

Spülung „bei freiem Wasserspiegel“

Eine „Freispiegelspülung“ wird bei abgesenktem Seespiegel durchgeführt. Bereits während des Absenkvorganges finden Bewegungen der Sedimentationsbänke gegen die Flussmitte hin statt. Die eigentliche Spülwirkung tritt bei ganz abgesenktem See auf. Die Transportkapazität des Flusses ist dank der hohen Fließgeschwindigkeit sehr viel grösser als im Falle einer Spülung unter Druck. Voraussetzung ist allerdings eine entsprechende Abflussmenge. Es ist deshalb ratsam die Spülung während der Regenperiode durchzuführen.

Der Spülvorgang spielt sich folgendermassen ab:

Die Spülung wird zu einem Zeitpunkt durchgeführt, da sich der Sedimentationskegel noch ca. 100–200 m von der Sperre entfernt befindet. Der Fortschritt der Verlandung kann bei tiefem Reservoirspegel visuell beobachtet werden. Falls im Speicher Druckmessdosen gesetzt worden sind, gestaltet sich die Beobachtung sehr einfach und zuverlässig.

Beim Öffnen der Schütze tritt zuerst Wasser vermischt mit Feinbestandteilen u. Schlamm aus. Beim tiefen Seespiegel beginnt der Fluss dank seinem schiessenden Abflussregime die Sedimentationsbänke zu erodieren und dem Grundablass zuzuführen. Die Konzentration an Feststoffen ist sehr viel kleiner als im Falle der Spülung unter Druck. Die Gefahr von zu grossen Ablagerungen im Unterwasser ist deshalb geringer.

DAUER EINER SPÜLUNG

Die Dauer einer Spülung wird bestimmt vom Volumen an grobem Geschiebe, welches aus dem Speicher zu entfernen ist. Die feinen Sedimente werden abgetragen, ohne dass sie die Dauer der Spülung wesentlich beeinflussen.

Die Menge an Feststoffen, welche durch die Grundablassöffnung abtransportiert werden kann, ist von Fall zu Fall zu bestimmen. Die Bestimmung kann näherungsweise auf numerischem Wege erfolgen. Sehr gute Resultate wurden mit hydraulischen Modellversuchen erzielt.

Im Falle des Speichers Santo Domingo in Venezuela konnten pro Tag ca. 12–15 000 m³ Geschiebe durch Freispiegelspülung aus dem Speicher entfernt werden. Die Talsperre ist mit 2 Grundablässen ausgerüstet, deren Öffnung 2.50 m in der Breite und 3.0 m in der Höhe beträgt. Die Durchflussmenge, mit welcher gespült wurde, betrug ca. 10–20 m³/s pro Auslass.

Ist die jährlich anfallende Geschiebemenge bekannt, so ergibt sich daraus die zu ihrer Entfernung aus dem Speicher notwendige Zeit. Die zur Spülung zur Verfügung stehende Wassermenge spielt dabei natürlich eine entscheidende Rolle. Die Spüldauer kann wirtschaftlich optimiert werden, wenn der Wasserverlust über die Energieproduktion entsprechend quantifiziert wird.

HÄUFIGKEIT VON SPÜLUNGEN

Kleine Speicher der alpinen oder andinen Zonen können mit durchschnittlich einer Freispiegelspülung pro Jahr vor permanenten Verlandungen geschützt werden. Da der Geschiebeanfall in den einzelnen Jahren variiert, kann in geschiebereichen Jahren unter Umständen eine zweite Spülung notwendig werden, während es entsprechend auch Jahre gibt, bei denen auf eine Spülung verzichtet werden kann.

Wie bereits mehrmals betont, ist es vom Betrieb des Speichers her gesehen wünschenswert, periodisch Freispiegelspülungen durchzuführen. Wo dies nicht möglich ist, müssen Spülungen unter Druck vorgenommen werden. Druckspülungen sind von kürzerer Dauer, werden jedoch entsprechend häufiger durchgeführt.

Eine Freispiegelspülung kann in zwei Etappen durchgeführt werden, falls es vom Betrieb des Krafthauses her wünschenswert ist.

Aus Abb. 6 ist am Beispiel des Speichers Santo Domingo in Venezuela ersichtlich, wie eine Freispiegelspülung optimal vorgenommen wird. Der Ablauf einer Spülung bei freiem Wasserspiegel ist anhand der Photos 1–8 veranschaulicht, die Aufnahmen wurden 1978, während einer Spülung des Reservoirs Santo Domingo in Venezuela gemacht. Der Speicher besteht aus 2 Armen, dem Tal des Rio Santo Domingo und dem Tal des Rio Aracay. Die Sperre steht unmittelbar unterhalb der Vereinigung der beiden Flüsse.

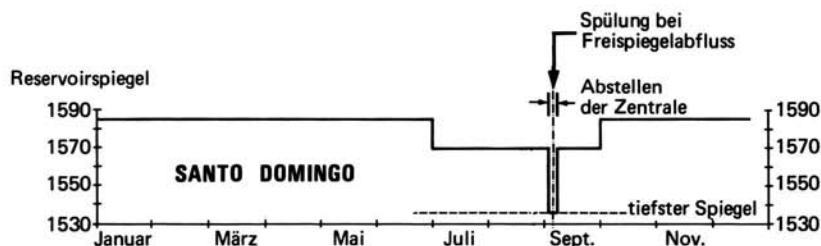


ABBILDUNG 6

Schematische Darstellung des Verlaufs einer Spülung durch die Grundablässe

EINFLUSS EINER SPÜLUNG AUF DIE ENERGIEPRODUKTION

Wie in den vorangegangenen Abschnitten ausgeführt wurde, kann bei bekanntem Geschiebevolumen und gegebener Abflussmenge die Spüldauer berechnet werden. Damit lässt sich das Wasservolumen berechnen, das für die Entfernung der Sedimente aus dem Speicher verbraucht wird, und das für die Energieproduktion verloren ist. Eine einfache Optimierung ergibt daraus Kriterien für die Durchführung von Spülungen und den optimalen Betrieb eines Speichers.

Ein Vergleich zeigt, dass die Reinigung eines kleinen Speichers mittels Spülung wirtschaftlicher ist, als die Reinigung durch irgend eine konventionelle Methode (mechanische Reinigung, Einsatz von Draglines oder Saugbaggern, Anordnung eines Absetzbeckens, etc.).

Um die wirtschaftlichen Vorteile von Speicherspülungen zu erläutern, sei nachstehend in stark vereinfachter Form dargestellt, wie sich das Becken des Santo Domingo Dammes in Venezuela mit und ohne Spülung verhält.

Zuerst seien die wichtigsten Parameter, die zur Durchführung dieser Analyse notwendig sind, nochmals erwähnt. Die Ausbaumassermenge beträgt $35 \text{ m}^3/\text{s}$ und der Wassergleichwert erreicht ca. $2 \text{ KWh}/\text{m}^3$. In einem Mitteljahr produziert die Anlage 960 GWh, wovon 328 GWh als Spitzenenergie, und 632 als Überschussenergie. Wenn das Becken verlandet ist, kann die Anlage nur noch als Laufkraftwerk betrieben werden. Die Gesamtenergieproduktion bleibt unverändert (960 GWh), aber die Aufteilung zwischen Spitzen- und Überschussenergie ist dann wie folgt: 48 bzw. 912 GWh.

In der ersten Variante (Abbildung 7) wird das Becken jedes Jahr gereinigt. Dies führt zu einer Verminderung der jährlichen Energieproduktion, aber die Anlage kann während der ganzen Lebensdauer als Speicherkraftwerk betrieben werden. Die Reinigung des Beckens benötigt $8,8 \text{ Mio m}^3$. Dies entspricht ca. 2% der mittleren jährlichen Energieproduktion. Mit einem

Zinssatz von 5%, einer Lebensdauer von 50 Jahren bekommt man folgende Barwerte für die Energieproduktion:

Spitzenenergie	: 5868 GWh	Preis 10 cents/KWh
Überschussenergie	: 11307 GWh	Preis 5 cents/KWh

Der Barwert dieser Energieproduktion ist gleich 1150 Mio US \$.

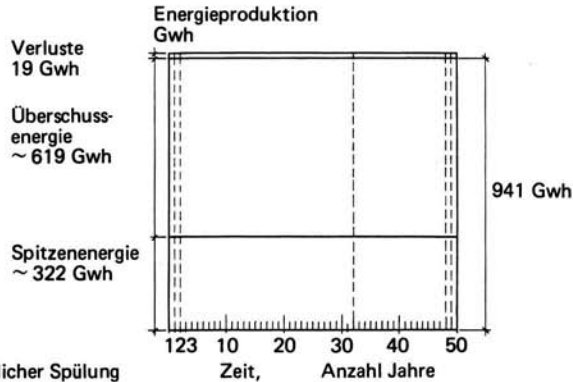


ABBILDUNG 7:
Variante 1: mit jährlicher Spülung

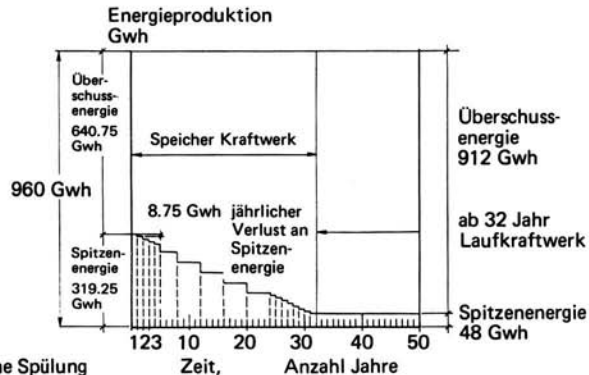


ABBILDUNG 8:
Variante 2: ohne jährliche Spülung

In der zweiten Variante (Abbildung 8) wird keine Spülung vorgenommen. Das Becken verlandet allmählich und nach 32 Jahren kann die Anlage nur noch als Kraftwerk betrieben werden. Während der ganzen Lebensdauer der Anlage bleibt die Energieproduktion konstant. Die Spitzenenergieproduktion nimmt jedoch jedes Jahr ab, während die Überschussenergieproduktion ständig zunimmt. Nach 32 Jahren wird 48 GWh Spitzenenergie und 712 Überschussenergie produziert. Diese Beträge bleiben dann konstant bis zum Ende der Lebensdauer der Anlage. Mit den gleichen Annahmen wie für die erste Variante bekommt man:

Spitzenenergie	: 3573 GWh	Preis 10 cents/KWh
Überschussenergie	: 13954 GWh	Preis 5 cents/KWh

Der Barwert dieser Energieproduktion ist gleich 1055 Mio.

Die erste Variante mit jährlicher Spülung ist somit wirtschaftlicher als die zweite Variante ohne Spülung. Der Unterschied beträgt 10%.



Foto 1: Absenkvorgang auf der Seite Aracay.
Verlandung vor Beginn der eigentlichen
Spülung



Foto 3: Seite Aracay. Zustand des Reservoirs nach
einer Spülung von 3 Tagen Dauer
(Blick von der Sperre flussaufwärts)



Foto 2: Absenkvorgang auf der Seite Aracay.
Das Abgleiten des Sedimentationskegels ist
deutlich sichtbar

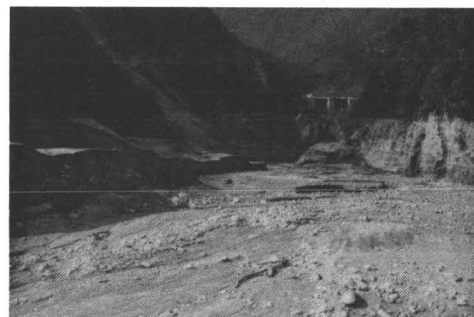


Foto 4: Seite Aracay. Zustand des Reservoirs nach
einer Spülung von 3 Tagen Dauer
(Blick vom Bereich der Stauwurzel fluss-
abwärts)



Foto 5: Seite Aracay. Zustand des Reservoirs vor dem Beginn des Wiederaufstaus (nach 3 Wochen Spülung)



Foto 6: Absenkvorgang auf der Seite Santo Domingo



Foto 7: Seite Santo Domingo. Zustand des Reservoirs nach einer Spülung von 3 Tagen Dauer

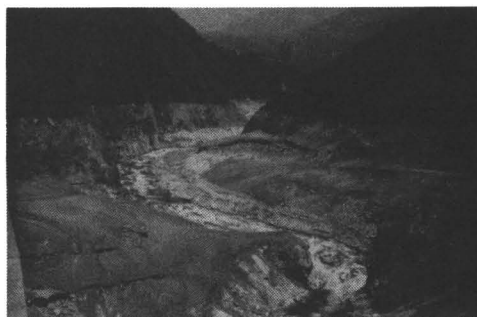


Foto 8: Seite Santo Domingo. Zustand des Reservoirs vor Beginn des Wiederaufstaus (nach 3 Wochen Spülung)

EMPFEHLUNGEN FÜR DEN BETRIEB VON KLEINEN SPEICHERN

Der vorliegende Artikel kann in folgenden Punkten zusammengefasst werden:

- a) Die Ablagerungen von Feststoffen in Staubecken bringt verschiedene Probleme mit sich: erstens wird das Nutzvolumen im Laufe der Zeit mehr und mehr reduziert, und zweitens können (bei fortgeschrittener Verlandung) Geschiebekörner in die Triebwasserleitung gelangen und grosse Schäden an den Turbinen anrichten. Diese Probleme können durch Spülung und entsprechenden Betrieb des Speichers vermieden werden.
- b) Die optimale Bewirtschaftung des Speichers hängt hauptsächlich von dessen Betrieb während der Regenzeit ab.
- c) Der grösste Teil der Feststofffracht, insbesondere des Geschiebes, fällt während der Hochwasserabflüsse an.
- d) Um das Nutzvolumen eines Speichers vollständig zu erhalten, ist es vorteilhaft, das Becken während der Regenzeit mit tiefem Spiegel zu betreiben. Der grösste Teil der Jahresgeschiebefracht lagert sich dann in der Nähe der Talsperre ab und kann nachfolgend ausgespült werden.
- e) Wird der Speicher während der Regenzeit mit hohem Stauspiegel betrieben, so lagern sich die Sedimente im ganzen Stauraum verteilt ab. Die Wirkung einer Spülung wird dadurch verkleinert. Ein Teil der Ablagerungen (z.B. an den Talflanken) bleibt liegen und wird nicht mehr erodiert. Für die Durchführung von Spülungen gelten folgende Empfehlungen.
- f) Der hydrologisch beste Zeitpunkt für eine Spülung ist das Ende der Regenzeit.
- g) Wenn immer möglich, sollte eine Spülung bei freiem Wasserspiegel durchgeführt werden.

Wird eine Spülung unter Druck notwendig, so sollte das zu entfernende Sedimentvolumen bei etwa 5000 m³ pro Spülvorgang begrenzt werden, um ein sukzessives Nachrutschen des Sedimentkegels zu erreichen. Diese Operation erfordert mit der Problematik bestens vertrautes Personal.
- h) Es empfiehlt sich, die erste Freispiegelspülung vorzunehmen, wenn der Fuss des Sedimentationskegels noch etwa 100–200 m von der Sperre entfernt ist.
- i) Während einer Freispiegelspülung dürfen allfällige Ablagerungen im Unterwasser (infolge sehr hoher Feststoffkonzentrationen) keinen Rückstau verursachen.
- k) Bei schrittweiser Spülung unter Druck (5000 m³ Feststoffe pro Öffnungsvorgang) besteht die Gefahr eines Rückstaus infolge übermässiger Ablagerungen flussabwärts nicht.

Wird aus Unachtsamkeit wesentlich mehr als 5000 m³ Feststoffe gespült, so könnte das Gerinne flussabwärts verstopft werden. In diesem Fall muss mit einer grösseren Wassermenge (z.B. Hochwasserentlastung) nachgespült oder eine mechanische Entfernung vorgenommen werden.

REFERENZEN

- [1] Guevara y Yañez: Complejo Hidroeléctrico "General José Antonio Páez", Sedimentos en el Embalse. Caracas, Venezuela, CADAPE, 1975.
- [2] Brezina, Jindrich: "Informe Final sobre Ensayos Ejecutados en el Modelo de la Presa de Santo Domingo" (nicht publiziert), Mérida, Venezuela, 1977.
- [3] Pircher W., "Die Gewölbemauer Santo Domingo in Venezuela", Oesterreichische Wasserwirtschaft, Heft 3/4, 1975.
- [4] Sedimentation Engineering (1975) ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice Nr. 54.
- [5] Krumdieck A. und Chamot Ph., Water Power & Dam Construction, December 1979.

*Internationale Fachtagung über
Verlandung von
Flussstauhaltungen und
Speicherseen im Alpenraum*

Zürich, 22. und 23. Oktober 1981

*Mitteilung Nr. 53 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der
Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich*

*Symposium international sur
la sédimentation de retenues
en rivière et de réservoirs
dans le secteur alpin*

Zurich, les 22 et 23 octobre 1981

Barrage du Ksob (Algérie)

**Projet de dérivation des débits solides par une galerie parallèle
à la retenue**

Prof. Jean-Pierre Stucky

Institut de travaux hydrauliques de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne-Ecublens,
CH-1015 Lausanne

Résumé

Le barrage du Ksob a été surélevé en 1977 pour augmenter la capacité de sa retenue. Afin de retarder un nouvel ensablement du lac (car on ne peut pas l'éviter à la longue), une deuxième étape du projet prévoyait une galerie de dérivation permettant de contourner la retenue pendant les grandes crues et de restituer les eaux chargées à l'aval.

Zusammenfassung

Projekt einer Ableitung der Sedimentführung. Zur Vergrösserung seines Stauvolumens wurde 1977 die Staumauer des Ksob-Speichers erhöht. Um eine erneute Verlandung des Staubeckens zu verhindern, wurde als weiterer Bauabschnitt eine Sedimentableitung geplant, die bei Hochwasser einen bedeutenden Teil der Sedimentfracht um den Speicher in das Flussbett führen soll.

Synopsis

Design of a sediment by-pass. The Ksob dam was heightened in 1977 in order to increase its storage capacity. A sediment derivation tunnel by-passing the reservoir was designed for a second stage. It will be operated during floods and is expected to delay significantly important storage losses due to reservoir sedimentation.

1. PREAMBULE

Il peut paraître surprenant qu'à l'occasion d'un symposium consacré à l'alluvionnement des retenues dans les Alpes on parle aussi d'un cas situé dans une région semi-désertique. Ce choix a été fait pour montrer les conditions extraordinairement variées dans lesquelles peut se produire l'alluvionnement des retenues.

Dans l'exemple que je vais citer, on peut dire que les trois facteurs suivants sont très différents de ceux rencontrés dans les Alpes :

- les matériaux charriés ou en suspension sont plus fins;
- les pentes disponibles sont plus faibles;
- le rapport volume solide/volume liquide est plus grand.

A priori, la lutte contre l'alluvionnement se présente donc dans des conditions plus difficiles. L'exemple dont je vais vous parler n'est qu'un projet; il est basé sur des essais hydrauliques réalisés à l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne. Mais il n'a pas encore été exécuté. Je ne pourrai donc malheureusement pas faire état d'expériences réalisées sur le prototype.

2. EXPOSE DU PROBLEME

Descendant des hauts plateaux de la région de Sétif, dans le Nord-est algérien, l'oued Ksob se perd dans un chott qui s'étend au sud de la ville de M'Sila. Le barrage du Ksob a été mis en service en 1940; il sert à l'irrigation. Il s'agit d'un barrage à voûtes multiples de 31 mètres de hauteur.

Par suite de l'envasement progressif de la retenue, sa capacité initiale de 12 millions de m^3 était tombée, en 1968, à 3,5 millions, valeur qu'elle a conservée depuis lors, le niveau de la boue ayant atteint celui du seuil des évacuateurs de crues. En 1970, la décision était prise de surélever le barrage de 14 mètres, ce qui portait la capacité utile de la retenue à 29 millions de m^3 .

3. SOLUTIONS ENVISAGEES

Cette décision de surélever le barrage ne constituait en réalité qu'une première phase de mesures à prendre pour rétablir dans l'immédiat une situation momentanément

dégradée, mais elle était insuffisante. On sait en effet qu'une fois envasée, on ne peut plus vider une retenue sans recourir à des moyens qui sont beaucoup trop onéreux, tels que le dragage ou le pompage de tous les matériaux déposés.

La deuxième phase des mesures à prendre pour retarder l'envasement total (car elle ne peut pas l'empêcher) consiste à court-circuiter la retenue pendant les grandes crues au moyen d'une galerie qui longe le lac et restitue les eaux chargées à l'aval. Nous verrons tout à l'heure que cette solution ne donne pas entière satisfaction. Etant donné le rapport élevé des matériaux en suspension, par rapport aux volumes d'eau annuels, il faut malgré tout s'attendre à un comblement futur, même ralenti, de la retenue; ce comblement sera d'autant plus rapide que les volumes prélevés pour l'irrigation seront plus grands. A plus ou moins longue échéance, il faudra donc se préparer à draguer la retenue, ce qui constituera la troisième phase des mesures à prendre.

En résumé, les solutions envisagées sont successivement :

- la surélévation du barrage (achevée en 1977)
- la construction d'une galerie de dérivation des débits solides entre l'amont et l'aval de la retenue (en projet, mais elle devrait être entreprise sans tarder)
- le dragage des matériaux excédentaires (à longue échéance).

4. CONDITIONS D'ALLUVIONNEMENT DU LAC

Formation et évolution des dépôts. L'examen des levés topographiques des fonds de la cuvette montre l'évolution suivante, avant surélévation du barrage.

<u>Période</u>	<u>Interventions</u>	<u>Accroissement moyen annuel des dépôts</u>
1940-1947	Sans interventions	520'000 m ³ /an
1947-1961	Chasses annuelles	220'000 m ³ /an
1961-1968	Chasses annuelles	180'000 m ³ /an

Au début de l'exploitation, le taux de comblement a été très élevé. En revanche, à partir de 1947, à la suite de chasses annuelles à lac vide, le taux de comblement a fortement baissé en apparence; mais en réalité, ce n'était qu'une illusion. Voici pourquoi :

Bien que les chasses aient été effectuées entre la fin de la saison sèche et le début de la période des crues, l'examen des relevés montre que cette mesure n'a pas

conduit à une forte érosion des dépôts. Ce résultat décevant doit être attribué soit aux faibles débits de l'oued pendant qu'il était rendu à son régime naturel, soit, ce qui est beaucoup plus vraisemblable, à la cohésion très élevée des dépôts.

La diminution spectaculaire de l'accroissement des dépôts n'est en réalité que la conséquence, bien connue, de la diminution du volume utile de la retenue.

Une première conclusion s'impose : en l'absence de toute intervention, la surélévation du barrage conduira donc inévitablement à un accroissement des cadences d'alluvionnement pouvant atteindre les 520'000 m³/an du début.

Nature des alluvions. La granulométrie des apports solides a été étudiée sur de nombreux sondages dans la retenue. Il apparaît que cette granulométrie est très étalée et uniforme, allant des argiles à quelques galets. Mais la grande majorité des matériaux sont fins et très fins.

< 2 μ	24 %
2 μ à 20 μ	45 %
>20 μ	31 %

Données hydrologiques. Si l'on ne considère que les années dont les apports liquides sont supérieurs à 30'000'000 m³, c'est-à-dire celles où il y a un charriage effectif de matières solides, les données hydrologiques de longue durée peuvent être résumées comme suit :

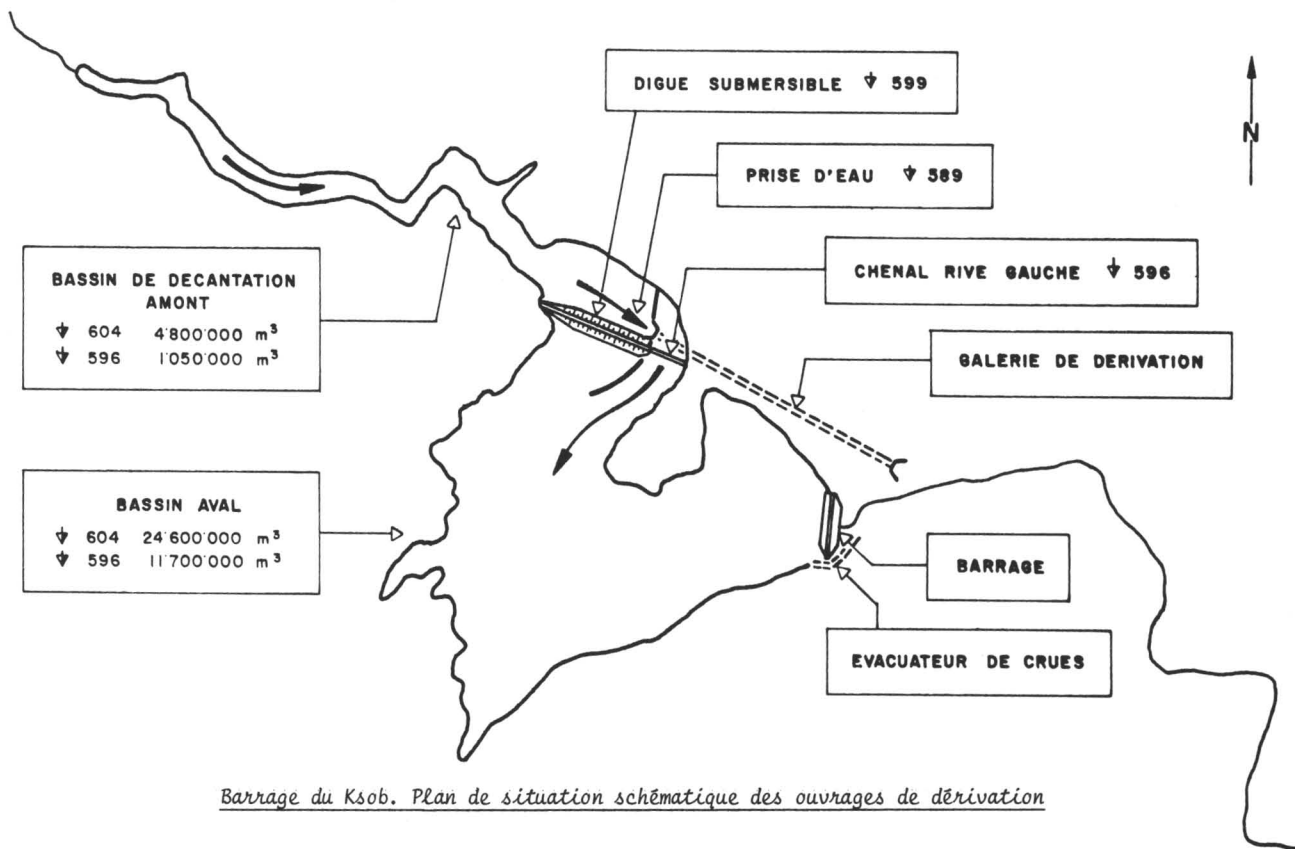
Volume moyen annuel des apports liquides	: 65'700'000 m ³
Volume moyen annuel des eaux claires	: 27'700'000 m ³
Volume moyen annuel des eaux chargées	: 38'000'000 m ³
Volume moyen annuel des apports solides	: 520'000 m ³

Il s'ensuit que le pourcentage moyen des matériaux solides par rapport au volume des eaux chargées est

$$520'000 : 38'000'000 = 1,37 \%$$

5. PROJET D'UNE GALERIE DE DERIVATION

Les conditions topographiques se prêtent relativement bien à la construction d'une galerie située sur rive gauche, reliant l'amont de l'ancien lac à l'aval du barrage. La longueur de cette galerie n'est que de 1'100 mètres; sa pente permet des vitesses de 12 m/s.



On peut en outre, par une digue submersible, partager la retenue en :

- un bassin de décantation amont débouchant dans un chenal de 55 mètres de largeur, dont le débit est commandé par un seuil arasé au niveau 596 (8 mètres sous le niveau normal de retenue); ce chenal alimente le bassin aval en eau partiellement décantée.
- un grand bassin aval, dont le volume à lac plein ($24'600'000 \text{ m}^3$) s'ajoute à celui du bassin amont ($4'800'000 \text{ m}^3$) pour former la retenue proprement dite.

La digue latérale de la rive droite a pour but d'étrangler la vallée, de façon à faire monter le niveau d'eau pendant les crues, et par conséquent à diminuer les vitesses, pour permettre la décantation dans le bassin amont. Lors d'une crue de $750 \text{ m}^3/\text{s}$, l'une des plus grandes observées en 35 ans, un déversement est tout de même toléré; mais la lame n'est que de 20 cm, s'écoulant sur de gros enrochements le long d'une pente de 1:4. Dans le cas d'une crue plus élevée, centennale ou millénaire par exemple, le niveau d'eau dans le bassin aval s'élève suffisamment tôt pour qu'au-delà de $750 \text{ m}^3/\text{s}$ l'écoulement par-dessus la digue soit noyé, ce qui diminue fortement le risque d'érosion.

Toujours est-il que le bassin amont va se combler au cours du temps et qu'il sera nécessaire de procéder à des chasses périodiques par la galerie de dérivation. A cet effet, une prise d'eau, calée au niveau 589, est prévue dans le prolongement du cours naturel du Ksob, et passe sous le chenal de la rive gauche.

6. FONCTIONNEMENT DES OUVRAGES

Les faibles débits, composés d'eau claire, passeront directement du bassin amont dans le bassin aval. Jusqu'à $100 \text{ m}^3/\text{s}$, les vitesses à l'amont ne dépasseront pas 10 cm/s grâce au seuil du chenal de la rive gauche; le bassin amont fonctionnera donc comme un véritable desableur. Au-delà de $100 \text{ m}^3/\text{s}$, les eaux, de plus en plus chargées, ne se décanteront à l'amont que si le bassin aval est suffisamment plein pour noyer l'écoulement dans le chenal et ralentir les vitesses à l'amont. Dans le cas contraire, il sera nécessaire d'ouvrir la vanne de la prise d'eau et de court-circuiter le bassin aval (capacité maximum $130 \text{ m}^3/\text{s}$).

En résumé, la prise d'eau et la galerie de dérivation, en rétablissant momentanément les conditions naturelles de l'ancien oued, ont un double but :

- empêcher les eaux trop chargées des grandes crues de pénétrer dans le bassin aval;
- fonctionner périodiquement comme dispositif de purge du bassin de décantation amont, dont le niveau d'eau doit alors être totalement abaissé.

Un modèle hydraulique a été construit à l'échelle 1:75 pour vérifier le fonctionnement du bassin de décantation et de la prise d'eau. Les essais :

- ont montré qu'il n'y a pas d'intérêt à multiplier le nombre des prises d'eau et que l'écoulement des eaux chargées doit être rectiligne pour obtenir une érosion régressive convenable.
- ont confirmé que les chasses ne sont efficaces que si le niveau du bassin amont est aussi bas que possible, même si la retenue aval est déjà partiellement remplie, d'où la séparation des deux bassins par un seuil.

7. EVALUATION DE L'EFFICACITE DES OUVRAGES

Les essais hydrauliques ne permettent évidemment pas d'évaluer les quantités de matériaux qui pourront être soustraits de la nouvelle retenue. Cette évaluation ne peut se faire que par un calcul approché faisant intervenir de nombreuses hypothèses, lesquelles devront être aussi réalistes que possible. Dans le cas particulier, on a utilisé les deux méthodes suivantes :

Simulation de l'exploitation de la retenue, pendant 34 années dont l'hydrologie est connue. Les taux de charriage, admis constants, sont appliqués aux moyennes mensuelles des débits liquides.

Les hypothèses suivantes sont admises :

- les apports mensuels inférieurs à 2'600'000 m³ sont des eaux claires
- les 64 % (valeur trouvée dans l'étude hydrologique) des apports mensuels supérieurs à 2'600'000 m³ sont des eaux chargées au taux constant de 1 %, respectivement 1,4 et 1,6 % (la moyenne observée est 1,37 %)
- 50 %, respectivement 65 et 80 % des eaux chargées sont évacuées par la galerie de dérivation.

Suivant les hypothèses pessimistes ou optimistes ainsi admises, la galerie de dérivation peut évacuer 150'000 à 350'000 m³ de matières solides par année.

Classification des apports solides en fonction des débits liquides. On choisit une série d'hydrogrammes-type en précisant leur périodicité. Chaque hydrogramme est décomposé en tranches de débit auxquelles on affecte un taux de charriage croissant avec le débit; la loi de variation du taux de charriage est admise linéaire sur diagramme doublement logarithmique, et choisie de telle façon que les valeurs annuelles du charriage soient égales à 520'000 m³ (valeur moyenne trouvée au paragraphe 4).

Les hypothèses suivantes sont admises :

- le taux de charriage, croissant, atteint 5 %, respectivement 10 et 15 % lorsque le débit liquide est 1000 m³/s
- le taux de charriage des eaux évacuées par la galerie de dérivation est le même que celui des apports de l'oued
- les fournitures annuelles à l'irrigation sont 25, respectivement 30 et 35'000'000 m³.

Suivant les hypothèses pessimistes ou optimistes ainsi admises, la galerie de dérivation peut évacuer 200'000 à 300'000 m³ de matières solides par année.

8. CONCLUSIONS

A cause des conditions naturelles défavorables, qui sont essentiellement :

- extrême finesse des matériaux en suspension
- débits liquides faibles par rapport aux débits solides,

une galerie de court-circuit servant à dériver les eaux chargées pendant les crues ne permet pas, à la longue, d'éviter l'alluvionnement progressif de la nouvelle retenue du Ksob. Toutes choses étant égales d'ailleurs, l'envasement sera d'autant plus rapide que les volumes réservés à l'irrigation seront plus grands. Après un certain nombre d'années, très variable suivant les hypothèses (disons 50 à 20 ans pour fixer les idées), la retenue ne pourra plus jouer son rôle initial et il faudra songer à la purger par dragage ou pompage.

*Internationale Fachtagung über
Verlandung von
Flussstauhaltungen und
Speicherseen im Alpenraum*

Zürich, 22. und 23. Oktober 1981

Mitteilung Nr. 53 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich

*Symposium international sur
la sédimentation de retenues
en rivière et de réservoirs
dans le secteur alpin*

Zürich, les 22 et 23 octobre 1981

Rehaussement de la prise de vidange de fond du barrage de Grande Dixence

**Albert Bezing, Ing. SIA, Chef d'exploitation et
Roland Aeschlimann, Technicien-constructeur**

Grande Dixence S.A., CH-1950 Sion

Résumé

La vidange de fond du barrage est un ouvrage de sécurité pour l'entretien et l'exploitation du barrage, d'autant plus que ce dernier ne comporte pas de déversoir.

La prise d'eau initiale a été placée à un niveau insuffisant, du fait des éboulements de matériaux excavés pour les assises du barrage et du fait des gros transports de limons qui se sont déposés en 12 ans devant le barrage.

Cette étude décrit les travaux de rehaussement de la prise, exécutés en 12 jours, ce qui devrait permettre d'exploiter la retenue pendant 40 ou 50 ans, sans difficulté.

Zusammenfassung : Erhöhung der Fassung des Grundablasses der Staumauer Grande Dixence

Der Grundablass der Staumauer ist ein Sicherheitsorgan für den Unterhalt und den Betrieb der Talsperre, dies um so mehr als diese mit keinem Ueberlauf versehen ist.

Es hat sich gezeigt, dass die Grundablassfassung in Folge von Materialaufschüttung während der Freilegung der Mauerfundamente und durch die Ablagerung von Schlamm während 12 Jahren, zu tief angelegt wurde.

Dieser Beitrag beschreibt die zur Erhöhung der Fassung ausgeführten Arbeiten, welche 12 Tage dauerten. Diese Massnahme sollte den Betrieb des Stausees während den nächsten 40 bis 50 Jahren ohne Schwierigkeiten gewährleisten.

Synopsis : Intake elevation of the bottom discharge of the Grande Dixence dam

The bottom discharge is a security organ for the maintenance and the exploitation of the dam all the more that this latter is not equipped with an overflow. Because of the accumulation of excavated materials from the dam foundations and a large transport of mud which had settled at the bottom of the dam, the level of the initial water intake has become too low.

The study describes the elevation work of the intake, carried out in 12 days only. We hope that this correction allows an operation of the storage without any difficulties in the next 40 to 50 years.

I. CONSTRUCTION DE LA VIDANGE DE FOND Fig. 1 et 2

Lors du projet de construction du barrage poids de Grande Dixence, haut de 285 m, avec une accumulation utile de 400 mio de m³, les ouvrages de soutirages ont été prévus comme suit :

Prise d'eau	chutes Fionnay - Nendaz	45 m ³ /s
principale :	chute de Chandoline	10 m ³ /s
	vidange principale	50 m ³ /s à lac plein
Prise 2137 :	vidange de fond	10 m ³ /s à lac plein

Le barrage ne comporte pas de déversoir (à lac plein, les apports Grande Dixence, dérivés par pompage et prises d'eau, peuvent être annulés !) et la vidange principale ne peut être utilisée qu'en cas de graves dangers (capacité de la rivière Dixence, max. : 15 - 20 m³/s).

Ainsi, la vidange de fond remplit plusieurs fonctions :

- pour travaux d'entretien sur parement amont du barrage, prise d'eau principale, etc,
- comme organe de rejet, en liaison avec les apports du bassin versant de la Dixence (47 km²),
- plus tard, comme organe d'évacuation de boues déposées dans la retenue.

Le dimensionnement de la vidange de fond a été définie par la capacité normale d'écoulement de la rivière Dixence.

Les ouvrages de la vidange de fond consistent :

- en une prise d'eau arasée à la cote 2137, avec une grille surdimensionnée de 30 m²,
- en un tube vertical embétonné de 60 cm de diamètre, qui conduit les eaux à la cote 2076,
- en 2 petites vannes planes en série de 0.40 x 0.65 m, qui fonctionnent sous une pression de 29.1 kg/cm², soit une poussée de 76 T,
- en une galerie de fond, longue de 500 m, dans l'axe du thalweg.

Le niveau de la prise 2137 correspond au niveau originel des éboulis et alluvions qui ont été excavés pour la construction des fondations du barrage.

Les installations ont été montées durant les premières campagnes de bétonnage des étés 1953 et 1954.

En 1957, dès la première mise en eau du barrage Grande Dixence, par lâchées d'eau de 50 à 60 m³/s du barrage EOS, 400 m en amont, le niveau des matériaux déposés au droit de la grille s'est établi vers la cote 2122, soit une tranche d'eau de 15 m au-dessous de la prise.

II. EXPERIENCES D'EXPLOITATION de 1953 à 1969

De 1953 à 1957, la vidange de fond a été utilisée pour transiter les eaux de fuite du barrage EOS, les eaux du bassin intermédiaire : environ 2 km² et les eaux de lavage des couches de reprise du béton pendant la construction du barrage (entartrage des installations).

Dès 1957, après la mise en eau, on a eu plusieurs difficultés d'exploitation :

- vannes planes inversées au montage,
- corrosions accélérées des tuyaux de by-pass, qui ont nécessité un remplacement par des matériaux inoxydables,
- perforations accidentelles des blindages, au droit de la galerie de fond, par les entreprises d'injections, du voile d'étanchéité du barrage.

Toutes ces difficultés ont nécessité des vidanges totales et des remises en eau, par lâchées d'eau du barrage EOS. Après chaque remise en eau, on a constaté des remontées importantes des matériaux, au droit de la prise: bassin résiduel semi-tronconique. De plus, lors des soutirages d'eau avec dénoyage annuel de l'ancien barrage (cote 2241), on constate d'importantes remises en suspension des boues, avec des concentrations qui passent de 0.004 - 0.01 gr/l - 0.15 - 0.37 gr/l dans les eaux turbinées.

Bilan des matériaux en dépôt ou en transit

- Gravier, sables et limons, apportés dans le lac par le bassin versant du val des Dix, de 1934 à 1969 : env. 1 mio m³
- Matériaux fins provenant du lavage des matériaux morainiques pour la fabrication des bétons du barrage : env. 1.2 mio m³
- Matériaux fins (< 200 μ m) apportés par les eaux de Grande Dixence : de 80 - 140'000 m³/an, dès 1967. Concentrations : de 0.2 - 1 gr/l.
- Matériaux fins soutirés par les usines de Fionnay et de Chandoline : de 7 - 15'000 m³/an. Concentrations : 0.004 - 0.01 gr/l.

En 1964, un relevé photogrammétrique montrait déjà qu'un plan horizontal de sédimentation s'était formé jusqu'à 1.5 km en amont de l'ancien barrage.

La décantation des fines en suspension est rendue très difficile, à cause de :

- la viscosité maximale de l'eau, à faible température : 2 - 4°C,
- la forme brisée des grains qui apparaissent au microscope comme du verre pilé (silice).

En 1955, sur le lac, lors de mesures de courants de surface, nous avons mesuré environ 50 cm/s, créés par des courants de convection (lever du soleil, vent, etc), soit un multiple des vitesses nominales dans les desableurs. Malgré cela, nous avons observé une montée régulière de sédiments contre le parement amont du barrage, qui représentaient environ 70'000 m³ en 11 ans. De plus, on a relevé des dépôts de sédiments dans la partie inférieure du tuyau d'adduction de la vidange de fond, purgé toutes les années. Au vu de l'évolution des dépôts sédimentaires, on a projeté le rehaussement de la prise, avant l'obstruction des ouvrages.

III. PROJET DE REHAUSSEMENT DE LA PRISE Fig. 3

Au vu des expériences réalisées en France et en Algérie, nous avons conçu la prolongation du tube d'adduction, terminé par une trompe de mise en vitesse.

La solution la plus adéquate consistait en superstructure en aluminium dont la fabrication et surtout le montage devaient être simples. Le diamètre du tube a été fixé à 650 mm et son épaisseur à 15 mm, en Peraluman 46 recuit, avec une résistance suffisante aux sous-pressions : pour $10 \text{ m}^3/\text{s}$, vitesses de 30 m/s et un $\frac{W_2}{2g}$ de 40 m CE. Ce tubage, long de 18.70 m, se raccorde au tube vertical $\frac{W_2}{2g}$ existant, en traversant le toit de la prise et se termine vers la cote 2152.70. Il est monté sur des colliers métalliques fixés au parement amont du barrage par des ancrages en résine synthétique M 24. La trompe ou tulipe d'entrée, haute de 2 m (cote 2155.70) a un diamètre d'entrée de 1.50 m et comprend un anneau de raidissement qui permet une mise en vitesse graduelle de 5.70 à 30 m/s. La réaction hydraulique de soulèvement, qui résulte des $\frac{W_2}{2g}$ et des sections, représente environ 13 tonnes. La symétrie d'entonnoir $\frac{W_2}{2g}$ ment, dans les plans du tube, est obligatoire pour bien maîtriser les forces en jeu (mises en vitesse !). Du fait des efforts, on a fabriqué la tulipe en tôle d'acier 40, épaisseur : 10 mm. D'après l'équation Juillard SBZ.8.1952 : la résistance à l'écrasement ou la pression critique théorique : $\frac{E}{4} \left(\frac{\sigma}{f}\right)^3$ en fluide infini, est pour les zones les plus faibles :

tulipe acier, diamètre 650 mm	$P_k = 14.7 \text{ kg/cm}^2$
tube aluminium, diamètre 650 mm	$P_k = 16.4 \text{ kg/cm}^2$

Une grille grossière, avec mailles de 300 mm, recouvre la tulipe d'entrée pour éviter toute pénétration de gros corps solides : bois, glace, etc.

Ainsi, la surélévation de la prise de 18.70 m (de 2137 à 2155.70) permet une nouvelle rétention d'environ $250'000 \text{ m}^3$ de limons, soit une durée d'exploitation de 40 à 50 ans. Comme la mise en place devait être rapide et sûre, tout a dû être conçu et programmé jusqu'au moindre détail afin de diminuer les dangers et pour que l'arrêt des usines soit le plus court possible.

Le programme des travaux projetés a été en gros, le suivant :

Automne - hiver 1968 - 1969

- Préparatifs du matériel de montage : treuils, câble électrique, bateau, ponton, outillage.
- Construction de la plate-forme du barrage, en porte-à-faux, à la cote 2365, avec ancrages en Araldit Hilti. Résistance à l'arrachement : essai, environ 30 T en M 24.
- Fabrication des tubes, colliers supports, grille, échafaudages, échelles, etc.

Avril - mai 1969

- Ouverture des routes et pistes d'accès : déneigement.
- Transport des tubes, colliers, grille, tulipe, par hélicoptère, du Chargeur sur le couronnement.
- Arrêt programmé des usines de production (800 MW), après vidange du lac, du 19 avril au 5 mai 1981.
- Vidange totale de la retenue et des ouvrages.
- Installations de chantiers, des accès, du câble électrique, mise à l'eau des bateaux et ponton.
- Travaux de montage, selon les séquences décrites ci-après.

IV. REALISATION DES TRAVAUX Fig. 3 et 4

Principaux travaux d'exécution réalisés du 21 avril au 3 mai 1969 :

- Préparation des accès par prise principale et par le couronnement du barrage.
- 1 Par treuil, descente des bateaux, du ponton et du câble électrique 380 V : 700 kg (première surprise : couche d'eau résiduelle de 10 à 20 cm seulement !)
- 2 Découpage de la grille et batardage contre grille pour rehausser le plan d'eau de + 30 cm : plan de navigation.
- 3 Minage du toit de la prise, après pose platelage à la cote 2137 pour éviter la chute de matériaux (deuxième surprise : glace sur plan d'eau : excellentes performances du Zodiac, qui glisse !).
- 4 Montage des plates-formes et échelles (ancrages Hilti).
- 5 Montage des barrières.
- 6 Fixation des échelles de montage.
- 7,8,9 Montage des gabarits inférieur, intermédiaire et supérieur.
- 10 Pose corde de nylon pour axe de montage (troisième surprise : formes béton nonconforme aux plans, d'où modifications de l'ordre de montage des tubes.
- 11 Perçage des trous d'ancrage, longs de 30 cm, diamètre 25 mm, par foreuse électrique, durée 5 - 10 min par trou.
- 12 Descente des colliers par treuil (X 100 kg).
- 13 Pose des colliers avec fixation par ancrage Hilti.
- 14 Pose des passerelles supérieures.
- 15 Pose des tubes par bridage. Les surfaces d'appuis en aluminium sont enrobées de bitume épais pour éviter l'électrolyse.
- 16 Pose du cadre de la grille avec ancrages.
- 17 Pose de la tulipe d'entrée, en acier, poids 700 kg.
- 18 Pose de la grille de protection.
- 19 Pose des tirants d'ancrage de la tulipe.
- 20 Bétonnage de la liaison, tubes en aluminium, avec le puits de la vidange, après pose de coins en bois. Mise en place rapide de 1.5 m³ de béton Prépak, depuis le ponton, en 1/2 heure.

Malgré des conditions météorologiques défavorables (vents, neige, avalanches) et des accès difficiles, avec chantiers dangereux, tout s'est bien déroulé et le programme a été respecté à une 1/2 heure près.

Ceci résulte :

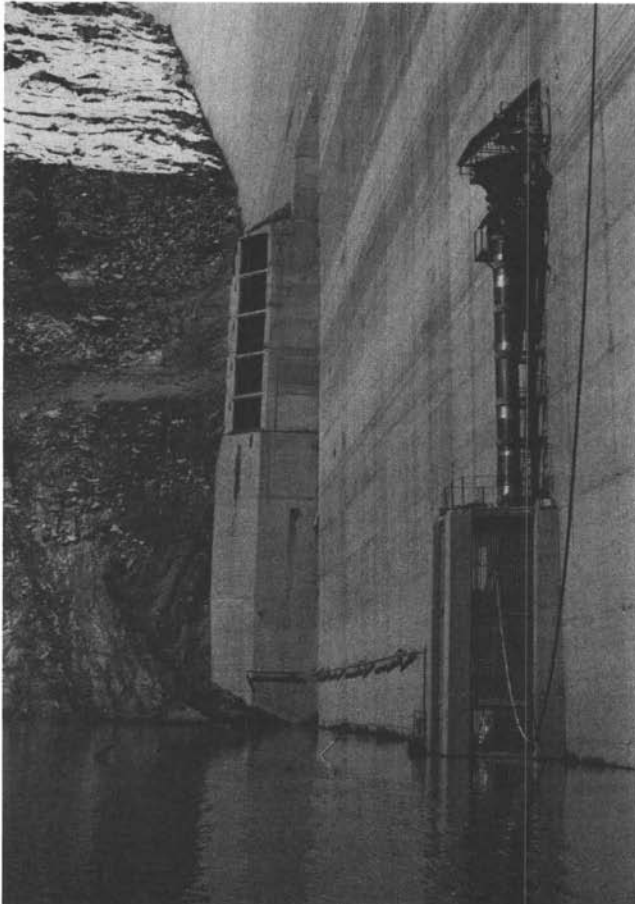
- d'une analyse complète des problèmes,
- d'une étude détaillée des travaux et de l'outillage nécessaire,
- d'une intense préparation et organisation des travaux,
- d'une excellente collaboration entre cadres et ouvriers,

d'un engagement total des employés GD, qui ont réalisé ces difficiles travaux dans une très bonne ambiance.

V. CONCLUSIONS Fig. 3

En été 1981, le plan des matériaux déposés atteint le milieu de l'ancienne prise (2142 env.), soit des apports d'environ 50'000 m³ en 12 ans. Ceci démontre l'opportunité d'avoir exécuté ces travaux au bon moment.

Actuellement, au vu des problèmes posés par les berges instables de la rivière Dixence et après analyse des diverses difficultés qui se sont produites sur des conduits de soutirage (exemple Tarbella), on prévoit de limiter le débit de soutirage de la vidange de fond à 7 ou 8 m³/s, au lieu des 10 m³/s projetés.

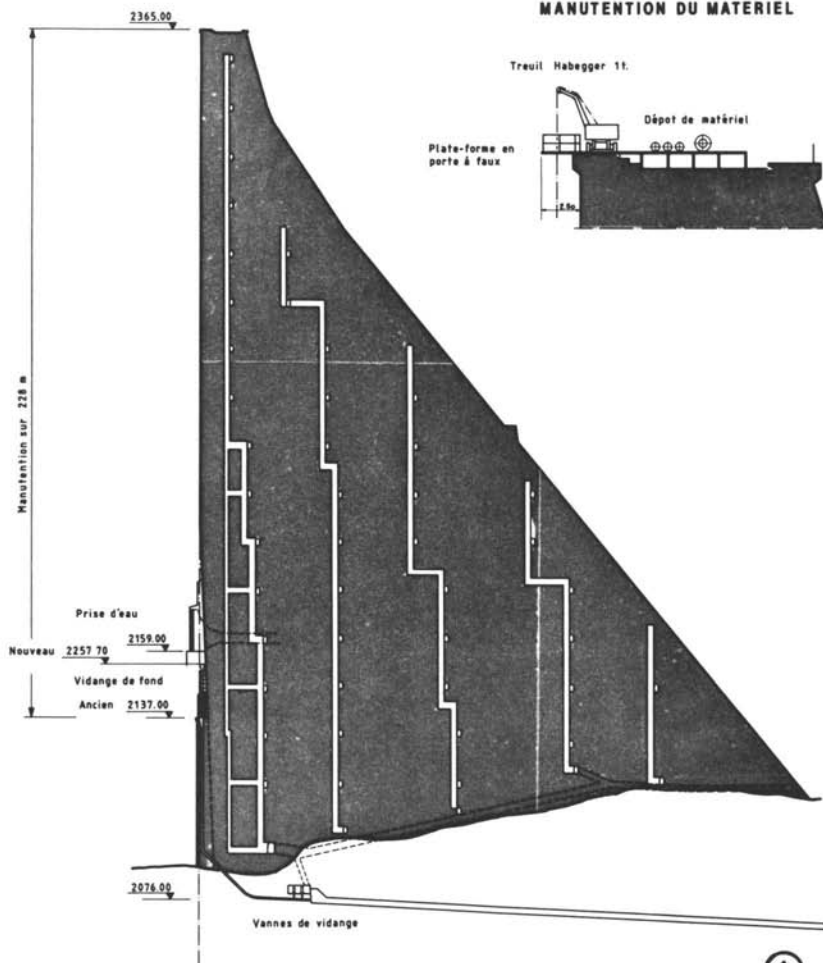


GRANDE DIXENCE

BARRAGE DES DIX

REHAUSSEMENT DE LA VIDANGE DE FOND

PROFIL A L'AXE DES TRAVAUX



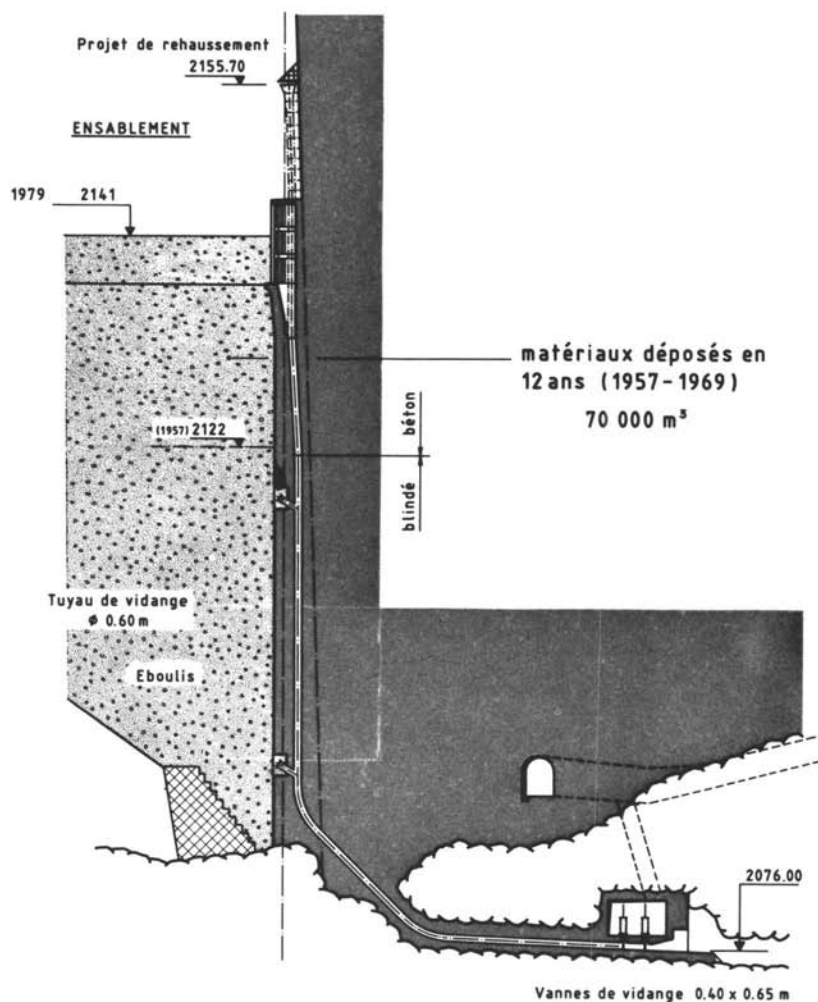
GRANDE DIXENCE

BARRAGE DES DIX

ENSABLEMENT ET VIDANGE DE FOND

Q. max 10 m³/sec

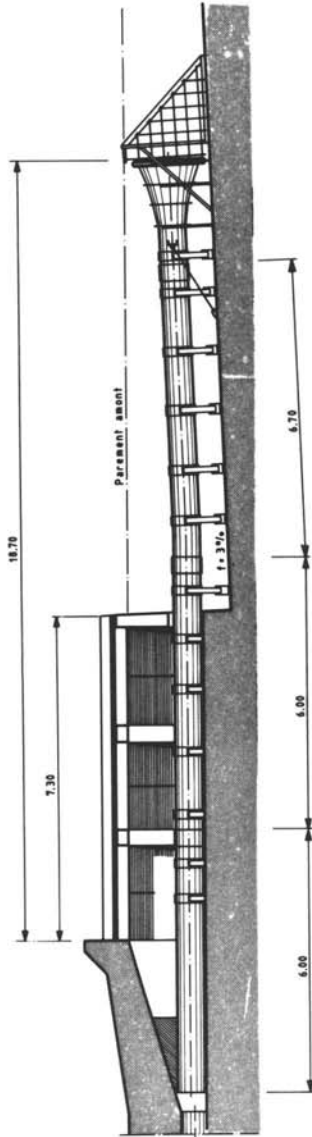
P. max 29,1 kg/cm²



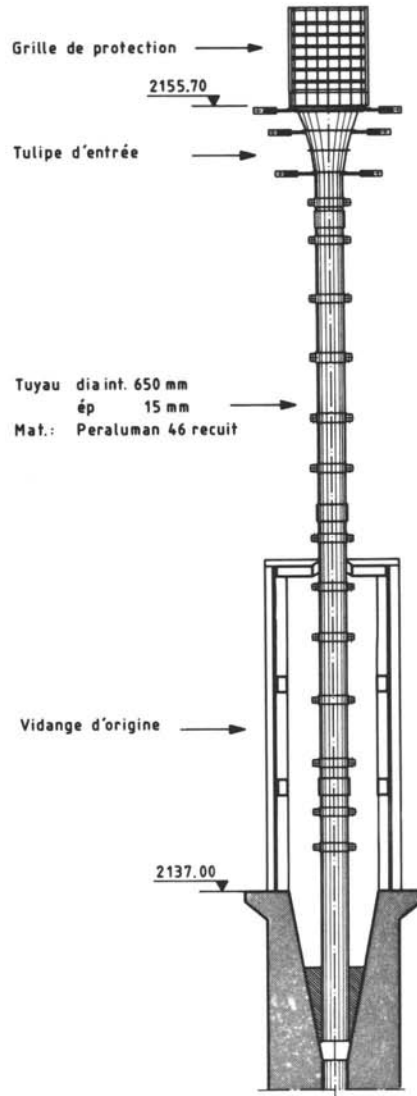
GRANDE DIXENCE

BARRAGE DES DIX

REHAUSSEMENT DE LA VIDANGE DE FOND



ENSEMBLE

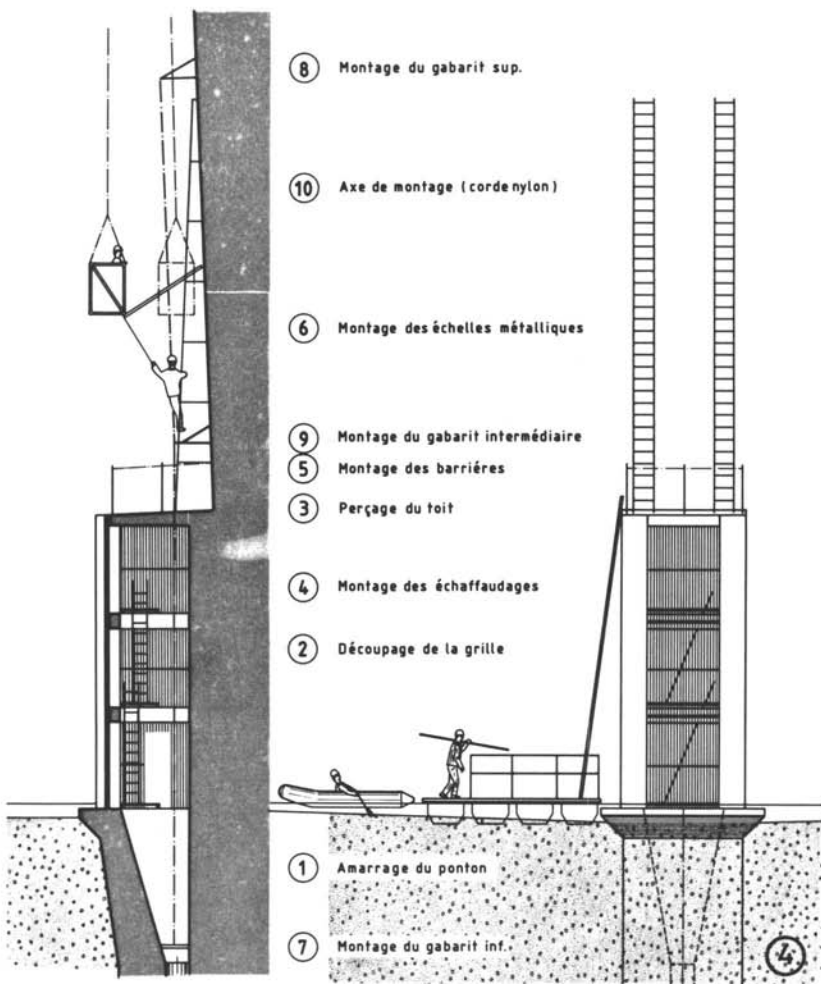


GRANDE DIXENCE

BARRAGE DES DIX

REHAUSSEMENT DE LA VIDANGE DE FOND

Déroulement des travaux



*Internationale Fachtagung über
Verlandung von
Flussstauhaltungen und
Speicherseen im Alpenraum*

Zürich, 22. und 23. Oktober 1981

*Mitteilung Nr. 53 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der
Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich*

*Symposium international sur
la sédimentation de retenues
en rivière et de réservoirs
dans le secteur alpin*

Zurich, les 22 et 23 octobre 1981

Schlusswort 1

Roland Bischof, dipl. Ing. ETHZ

Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, VAW, ETH Hönggerberg,
CH-8093 Zürich

Meine Damen und Herren,

Wir nähern uns dem Ende unserer Tagung. Gestatten Sie mir eine kurze Zusammenfassung.

Wir haben festgestellt, dass immer dann, wenn wir Wasser aufstauen, d.h. dem Wasser den ungehinderten Lauf ins Tal versperren, wir nicht nur dem Wasser den Weg versperren, sondern auch den im Wasser enthaltenen Feststoffen. Unser Speicher beginnt zu verlanden. Dieser simplen Feststellung folgt die nächste, schon wesentlich schwieriger zu beantwortende Frage:

Wieviele Feststoffe werden in den Speicher eingetragen ?

- Wie Prof. Vischer im Einleitungsreferat ausführte, können zur Beantwortung dieser Frage Beobachtungen und Messungen von Ablagerungen in natürlichen und künstlichen Seen herangezogen werden. Die Deltabildung unserer Flüsse wird von Zeit zu Zeit vermessen.
- Des weiteren können wir Messungen der Feststofffracht an unseren Bächen und Flüssen ausführen. Zu diesem Thema hätte Herr Liskay sprechen sollen. Leider war er in letzter Minute verhindert.
- Theoretisch denkbar wären auch mathematische Modelle, die aufgrund von topographischen, geologischen und hydrologischen Verhältnissen eine Aussage machen würden. Als Beitrag in dieser Richtung ist die Forschungsarbeit von Herrn Ammann zu sehen. Er hat gestern gezeigt, dass die Feststoffmenge stark vom geologischen Aufbau des Einzugs-

*) Entsprechend den Parallelsitzungen wurden zwei Schlussworte gesprochen.

gebietes abhängig ist. Er hat allerdings auch angedeutet, dass noch ein sehr weiter Weg bis zu brauchbaren Modellen zu beschreiten ist. Es ist fraglich, ob solche Modelle je zu brauchbaren Werkzeugen der Praxis heranreifen werden.

Die nächste Frage, die sich stellt, ist:

Wie gross ist der Anteil des ankommenden Feststoffes, der im Speicher verbleibt ?

- Empirische und empirisch-theoretische Angaben wurden von den Herren Professoren Graf und Vischer gemacht.
- Ein Simulationsmodell stellte uns Herr Treiber am Beispiel eines Speichers in Saudi-Arabien vor.

Das Resultat nach Beantwortung dieser beiden Fragen kann in einem sehr weiten Bereich schwanken.

- Die Verlandung kann eine absolut vernachlässigbare Rolle spielen. Zu dieser günstigen Aussage gelangt man bei den meisten hochalpinen Jahresspeichern. So dürfte der Stausee der Grande Dixence erst etwa nach dem Jahr 4000 begehbar sein.
- Das andere Extrem ist ebenfalls möglich, d.h. das Verlandungsproblem kann so gross sein, dass man besser auf den Bau verzichtet resp. verzichtet hätte. Beispiel: Sanmenxia am Gelben Fluss in China.
- Und wie so oft liegt die Antwort in sehr vielen Fällen zwischen diesen Extrema. In diesem Falle wird man die Anlage bauen und zusätzliche Massnahmen gegen die Verlandung vorsehen.

Die meisten Vorträge unserer Veranstaltung waren der Frage gewidmet:

Wie kann das Leben eines Speichers verlängert werden? Welche Massnahmen gegen Verlandung sind möglich ?

Massnahmen im Einzugsgebiet:

Das Uebel an der Wurzel packen würde heissen, die Feststoffproduktion am Ort ihrer Entstehung verhindern. Grossräumige Massnahmen wären notwendig. Dass diese Methode in den meisten Fällen aus ökonomischen

Gesichtspunkten ausser Betracht fällt, liegt auf der Hand. Höchstens bei sehr kleinen Einzugsgebieten können solche Massnahmen in Frage kommen. Trösten wir uns, dass auch andere Probleme unserer Gesellschaft nicht an der Wurzel erfassbar sind, und wenden wir uns den Möglichkeiten der Symptom-Behandlung zu.

Kiesfang:

Wir können Geschiebe unmittelbar vor dem Eintritt ins Speicherbecken in einem Kiesfang zurückhalten. Herr Chervet hat uns heute morgen über Modellversuche und Betriebserfahrungen mit einem solchen Kiesfang berichtet. Nebenbei wurde auch auf die gute Aussagekraft von Modellversuchen bei Geschiebefragen hingewiesen.

Umleiten feststoffbefrachteter Hochwässer:

Sedimentbeladene Hochwässer können durch Umleitstollen am Speicher vorbeigeleitet werden. Palagnedra besitzt z.B. einen solchen Spülstollen. Von ähnlichen Projekten berichteten die Herren Dr. Huber und Prof. Stucky.

Stauraumrückgewinnung:

Haben sich die Feststoffe in einem Stauraum einmal abgesetzt, so gilt es diesen wieder zurückzugewinnen.

- Baggerung:

Herr Morf hat uns mitgenommen zur Baggerung im Stauraum Eglisau. Auch weiter unten am Rhein zwischen Basel und Strasbourg wird gebaggert, wie Herr Soyer von der Electricité de France zu berichten wusste.

- Beckenspülung:

Der überwiegende Teil der Stauraumrückgewinnung geschieht jedoch durch Beckenspülung. Ich verzichte auf die Aufzählung aller Referenten, die zu diesem Thema gesprochen haben. Beckenspülungen können routinemässig, z.B. einmal pro Jahr, vorgenommen werden, wie im Fall Gebidem; sie können aber auch den Charakter von eigentlichen Sanierungsmassnahmen annehmen, wie dies am Beispiel Palagnedra sehr klar aufgezeigt wurde. Prinzipiell unterscheiden wir zwei Spülungsarten, nämlich

Spülung unter Druck, d.h. bei nicht abgesenktem Stau, und Spülung bei abgesenktem Stau, d.h. es werden in Bezug auf die Schleppkraft vorübergehend die Bedingungen des ungestauten Flusses wieder hergestellt. Wie aus den Referaten hervorging, wird, abgesehen von wenigen Ausnahmen, die Spülung bei abgesenktem Stau angewandt. Prof. Roveri hat uns aber eine sehr interessante Methode vorgeführt, bei der ohne Stauabsenkung nicht nur die engere Einlaufzone eines Grundablasses, sondern der ganze Beckenbereich geräumt werden kann.

Verlandung und Sicherheit.

Dieser Problematik war keiner der Vorträge direkt gewidmet. Allerdings zeigten die Referate betreffend Palagnedra, dass Verlandung sehr wohl auch eine Beeinflussung der Sicherheit einer Anlage zur Folge haben kann. Die folgenden sicherheitsrelevanten Beeinflussungen sind möglich:

- Verstopfung von tiefliegenden Grundablässen. Massnahmen gegen diese Gefährdung zeigte Herr Rueggsegger auf. Dem gleichen Zweck dienen die Frischwasseransaugleitungen bei den Anlagen Gebidem, Ferden und Santo Domingo.
- Auflandungen im Stauwurzelbereich können zum Ausufern des Flusses führen. Auf diese Gefahr und ihre Behebung hat Herr Morf in seinem Referat hingewiesen.
- Schliesslich kann Verlandung des Speichers auch eine Vergrösserung der Talsperrenbelastung bedeuten.

Verlandung und Umwelt.

Mehrfach wurde im Verlauf der Tagung darauf hingewiesen, dass Beckenspülungen sorgfältig geplant und vor allem auf die Wasserführung des Flusses abgestimmt werden müssen, damit die dabei auftretenden hohen Feststoffkonzentrationen keine Schädigung des Fischbestandes verursachen. Die Verlandung kann aber auch positive Umweltaspekte haben. So liefert der Kiesfang an der Emme jährlich etwa 15'000 m³ nutzbares Kies-Sand-

Material, was die Ausbeutung von einem entsprechenden Volumen in einer Kiesgrube ersetzt. Wie Herr Broz zeigte, haben verlandende Stauräume aber auch eine hervorragende Bedeutung für die Tierwelt in einer Landschaft, in der solche Biotope im Verlaufe der Jahre immer seltener geworden sind.

Mit diesen positiven Aspekten des Phänomens Verlandung schliesse ich ab. Ich danke im Namen der Organisatoren dieser Tagung den Herren Referenten für ihre gutvorbereiteten Vorträge, danke aber auch Ihnen für das unserer Veranstaltung bezeugte Interesse und wünsche Ihnen eine gute Heimreise.

*Internationale Fachtagung über
Verlandung von
Flussstauhaltungen und
Speicherseen im Alpenraum*

Zürich, 22. und 23. Oktober 1981

*Mitteilung Nr. 53 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der
Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich*

*Symposium international sur
la sédimentation de retenues
en rivière et de réservoirs
dans le secteur alpin*

Zurich, les 22 et 23 octobre 1981

Schlusswort 2

Heinz Meier, dipl. Ing. ETHZ

Baudepartement des Kantons Aargau, Abteilung Wasserbau und Wasserwirtschaft,
Obere Vorstadt 3, CH-5001 Aarau

Sehr geehrte Herren,

Wohl weil heute in diesem Auditorium mehrmals von aargauischen Gewässern die Rede war, darf ich hier ein kurzes Schlusswort sprechen. Ich unterziehe mich dieser Aufgabe sehr gerne aus Dankbarkeit den Veranstaltern dieser Tagung gegenüber, die da sind:

- die Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der ETHZ
- der Schweizerische Wasserwirtschaftsverband
- das Schweizerische Nationalkomitee für Grosse Talsperren
- der Verband Schweizerischer Elektrizitätswerke.

Besonderen Dank glaube ich in Ihrem Namen der Eidg. Technischen Hochschule abstaten zu dürfen, welche die Räumlichkeiten und Einrichtungen zur Verfügung stellte. Herr Professor Vischer hat mit seinen Assistenten und übrigen Mitarbeitern einen zusätzlichen Grosseinsatz auf sich genommen. Die Versuchsanstalt erweist uns einen weiteren guten Dienst mit der Drucklegung der wertvollen Referate.

Aufrichtiger Dank gebührt auch Herrn Direktor Weber und dem Sekretariat des Schweizerischen Wasserwirtschaftsverbandes. Hier lag sicher die Hauptlast der wohlgelungenen administrativen Organisation.

Aber auch Ihre Teilnahme, meine Herren, in so grosser Zahl und Kompetenz

**) Entsprechend den Parallelsitzungen wurden zwei Schlussworte gesprochen.*

muss erwähnt und herzlich verdankt werden. Wir erhalten ja immer häufiger Einladungen zu allerhand Informations- und Schulungskursen, die für Leute in leitender Stellung unentbehrlich sein sollen. Manchmal scheint mir dabei völlig ungewiss, wo nach dem Kurs der Hauptprofit liegt.

Diese Fachtagungen an der ETH sind jedoch von besonderer Art. Sie behandeln in umfassender Schau Themen aus unserem Sorgenbereich. Ich erinnere an die Tagung über Umbau und Erweiterung von Wasserkraftanlagen 1979 und über den Hochwasserschutz 1980. Die gestrige und heutige Tagung reihte sich da vollwertig an.

Wir denken kaum daran, dass sozusagen alle ebenen Gebiete unseres Landes, die zugleich die am meisten bevorzugten für Siedlungen und Landwirtschaft sind, auf prähistorische und historische Auflandungen zurückgehen. Eine gute Kenntnis der Auflandungsmechanismen öffnet uns auch die Augen für die wechselhaften Eigenschaften unserer Böden.

Verlandungen von Flusstauhaltungen und Speicherseen sind in der Regel unerwünschte Erscheinungen. Es sind uns hydraulische Berechnungsmethoden, Simulationsmodelle, Vermessungsmethoden und handfeste Beseitigungsmassnahmen vorgestellt worden. Wer gegen schädliche Auflandungen ankämpfen muss, hat in diesen Tagen sicher einige Anregungen erhalten. Er hat vor allem auch erfahren, wer wo und was forscht, und was andere machen. Das ist meines Erachtens fast die wichtigste Funktion solcher Tagungen.

Den Referenten sei an dieser Stelle für ihre grosse Arbeit und die aufschlussreichen Berichte bestens gedankt. Gleichzeitig möchten wir bitten, dass sie ihr Wissen und ihre Erfahrungen der Praxis freimütig zur Verfügung stellen.

Verlandungen haben aber auch positive Seiten, wie wir gehört haben. Denken Sie an die Vogelwelt, der sie zum Paradies werden. Ich denke auch an aufgefundene Ueberreste von Bauten im aargauischen Reusstal, welche unsere Vorfahren zur Förderung der Uferverlandung erstellten. Sie bepflanzen ufernahe Zonen und bauten darin sogenannte Bockfächer, das sind grosse, mit Baumstämmen eingefasste Pferche, in denen Hochwasser zurückgehalten wurde. Dies geschah zur Landgewinnung und zur Einengung

des Flusslaufes.

Sie sehen, das Tagungsthema ist nicht so neu. Es könnte auch leicht ausgeweitet werden mit neuen Aspekten und Randbedingungen, wie z.B. im Zusammenhang mit Hochwasserrückhaltebecken oder mit Grundwasseranreicherungen. Wasserwirtschaft und Wasserbau sind ohnehin fast unbegrenzte Forschungs- und Arbeitsgebiete. Wir hoffen deshalb, dass in ähnlicher Weise wie gestern und heute weitere Problemkreise dargestellt und diskutiert werden können. Den Organisatoren sei dieser Wunsch ans Herz gelegt.

Ihnen allen, meine Herren, wünsche ich die Möglichkeit, aus dem Gehörten und vielleicht Nachgelesenen recht grossen Nutzen ziehen zu können. Zudem wünsche ich Ihnen eine gute Heimkehr, ein schönes Wochenende und erkläre damit die Tagung als geschlossen.

- | | | |
|--------|------|--|
| Nr. 40 | 1979 | Hans Olivier Schiegg
Verdrängungs-Simulation dreier nicht mischbarer Fluide in poröser Matrix |
| Nr. 41 | 1979 | Festschrift Peter Kasser
zum 65. Geburtstag am 19. September 1979 |
| Nr. 42 | 1979 | Kurt Hofer
Turbulente Wandstrahlen mit Auftrieb |
| Nr. 43 | 1980 | Hans Olivier Schiegg
Grundlagen, Aufbau und Resultate von Laborexperimenten zur Erforschung von Ölausbreitungen in Grundwasserträgern |
| Nr. 44 | 1980 | Andreas Huber
Umwandlung kinetischer Energie in Wellenenergie durch ins Wasser fallende und absinkende Körper |
| Nr. 45 | 1980 | Roger Meier
Fernerkundungsmethoden zur Erfassung der Bodenfeuchtigkeit im hydrologischen Einzugsgebiet Rietholzbach |
| Nr. 46 | 1980 | Bruno Schädler
Die Variabilität der Evapotranspiration im Einzugsgebiet Rietholzbach bestimmt mit Energiebilanzmethoden |
| Nr. 47 | 1980 | Andreas Huber
Schwallwellen in Seen als Folge von Felsstürzen |
| Nr. 48 | 1980 | Ulrich Spring
Intraglazialer Wasserabfluss: Theorie und Modellrechnungen |
| Nr. 49 | 1981 | Gabriel Raggio
A channel model for a curved elongated homogeneous lake |
| Nr. 50 | 1981 | Jürg W. Tschopp
Die lokale und überörtliche Wirkung von Hochwasserrückhaltespeichern mit verschiedenen Betriebskonzepten |
| Nr. 51 | 1981 | Peter Germann
Untersuchungen über den Bodenwasserhaushalt im hydrologischen Einzugsgebiet Rietholzbach |
| Nr. 52 | 1981 | Boris Sevrük
Methodische Untersuchungen des systematischen Messfehlers der Hellmann-Regenmesser im Sommerhalbjahr in der Schweiz |