

<b>Zeitschrift:</b>	Schweizerische Zeitschrift für Vermessung, Kulturtechnik und Photogrammetrie = Revue technique suisse des mensurations, du génie rural et de la photogrammétrie
<b>Herausgeber:</b>	Schweizerischer Verein für Vermessungswesen und Kulturtechnik = Société suisse de la mensuration et du génie rural
<b>Band:</b>	58 (1960)
<b>Heft:</b>	11
<b>Artikel:</b>	Grundsätzliche Betrachtungen über Flusskorrekturen mit besonderen Hinweisen auf die Anwendung von Längsdämmen in der Schweiz
<b>Autor:</b>	Lichtenhahn, C.
<b>DOI:</b>	<a href="https://doi.org/10.5169/seals-216115">https://doi.org/10.5169/seals-216115</a>

### Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

### Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

### Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

**Download PDF:** 27.01.2026

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

# **Grundsätzliche Betrachtungen über Flußkorrekturen mit besonderen Hinweisen auf die Anwendung von Längsdämmen in der Schweiz<sup>1</sup>**

*Dipl.-Ing. C. Lichtenhahn,*

*Sektionschef beim Eidg. Amt für Straßen- und Flußbau, Bern*

*Dozent für Flußbau an der Eidgenössischen Technischen  
Hochschule, Zürich*

## **1. Einleitung**

Die Gesamtbodenfläche der Schweiz mißt 41 295 km<sup>2</sup>: davon sind 23% von Wald bedeckt, 53% werden landwirtschaftlich genutzt (Äcker und Wiesen, Alpenweiden), 24% sind unproduktives Gebiet, nämlich Fels, Gletscher, Gewässer und überbaute Areale. Die Zahl der Einwohner ist von rund 2,4 Millionen im Jahre 1850 auf 4,7 Millionen im Jahr 1950 gestiegen. Die dadurch bedingte starke Ausweitung der Siedlungsgebiete, die fortschreitende Industrialisierung, der Ausbau der Verkehrsverbindungen, der Bau von Wasserkraftanlagen usw. haben dazu geführt, daß auch in der Schweiz der Boden immer mehr zu einer Mangelware geworden ist; allein durch die Bautätigkeit der letzten Jahre wurden je 800 bis 900 ha Land beansprucht.

Es ist deshalb nicht verwunderlich, daß man seit etwa hundert Jahren dem Schutz vor Überschwemmungen und sogar der Neugewinnung von nutzbarem Boden in den verwilderten Flußgebieten die größte Aufmerksamkeit gewidmet hat. Von den Ortschaften aus, die am Berghang, am Rande der großen Alluvionsebene mehr oder weniger überschwemmungssicher angelegt waren, erweiterte man infolge der gesteigerten Ansprüche das Tätigkeitsfeld gegen den Fluß hin. In dieser ersten Phase schützte man die wichtigsten Gebiete auf dem eigenen Ufer mit einzelnen zum Flußlauf etwas schräg liegenden Wuhren, die weit in den Fluß hineinragten und nicht selten beim Nachbarn auf dem anderen Ufer Einbruchkatastrophen verursachten. Die örtlichen Schutzmaßnahmen genügten auf die Dauer nicht, und in einer zweiten Phase gewann die Einsicht die Oberhand, daß nur eine zusammenhängende Korrektion des Talflusses die gesuchte Sicherheit gegen Hochwasser bringen konnte. Erst nachdem die Ebenen den Überschwemmungen entzogen und die Flüsse in ein geordnetes Gerinne eingedämmt waren, wurde in einer dritten Phase der Weg zur integralen Ausnützung des Talbodens frei: die großen Meliorationen wurden an die Hand genommen.

---

<sup>1</sup> Deutsche Fassung des Aufsatzes, erschienen anlässlich des IV. Kongresses der Internationalen Kommission für Bewässerung und Entwässerung, Madrid, Juni 1960.

Es ist interessant, festzustellen, daß in der Schweiz seit 1850 im Anschluß an die Korrektion der größeren Talflüsse folgende Gebiete melioriert wurden:

Gebiete	Meliorierte Flächen	Aufwand für Meliorationen
Rheinebene zwischen Sargans und Bodensee	98 km <sup>2</sup>	44 Millionen Franken
Linthebene	53 km <sup>2</sup>	41 Millionen Franken
Rhoneebene in den Kantonen Wallis und Waadt	108 km <sup>2</sup>	24 Millionen Franken
Gebiete im Bereich der Juragewässer	104 km <sup>2</sup>	22 Millionen Franken
Tessinebene zwischen Bellinzona und Langensee	21 km <sup>2</sup>	13 Millionen Franken

Wohl gelang es, vorwiegend bei kleineren Gewässern, durch Tieferlegung der Sohle sowohl die natürliche Vorflut für die Entwässerung der Ebene als auch den nötigen Hochwasserschutz zu erhalten. Bei größeren Flüssen stellte aber die Anlage von insubmersiblen Längsdämmen das Endziel der meisten Korrekctionen dar; dieses konnte manchmal erst nach Jahrzehnten, in mehreren langen Bauphasen, die von der Natur des Flusses, aber auch von den finanziellen Möglichkeiten abhängig waren, erreicht werden.

## *2. Allgemeines über das Korrektionsprofil und die Anlage von Längsdämmen*

Die Abflachung der Gebirge und die Erhöhung der Talböden mit den von den Flüssen transportierten Feststoffen sind ein Naturgeschehen, das der Mensch nur in kleinem Maße zu verlangsamen, nicht aber gänzlich aufzuhalten vermag. Im Naturzustande des Flusses wird sein Gefälle beim Eintritt in die Ebene kleiner, die Schleppkraft genügt nicht mehr, das ganze transportierte Geschiebe weiter zu befördern; dieses lagert sich zum größten Teil ab. Der Fluß beginnt hin und her zu pendeln, ändert bei jedem Hochwasser seinen Lauf, er verwildert. Für die Ablagerungen steht ihm sozusagen die ganze Breite des zwischen den Bergflanken gelegenen Talbodens zur Verfügung: dementsprechend wird sich dieser verhältnismäßig langsam erhöhen. Beseitigt nun der Mensch die instabilen Mäander durch Eindämmung des Flusses in einen bestimmten Lauf, so entzieht er dem Fluß die breite Ablagerungsfläche des Talbodens. Unter der Annahme, daß sich die Menge der von oben her verfrachteten Schwerstoffe nicht verändert, bleibt die Ablagerungskubatur dieselbe, der Ablagerungsraum ist aber grundverschieden.

Werden die Hochwasserdämme so angelegt, daß sie unmittelbar an die Flußsohle anschließen, wird also für die Korrektion ein einfaches *Trapezprofil* gewählt, so erlaubt diese Ausbauform flächenmäßig die größte Nutzung des Talbodens; für den Fluß bleibt der kleinstmögliche

Streifen reserviert. Je nach der Sohlenbreite des Korrektionsprofils sind folgende Fälle zu unterscheiden:

a) Wird das Korrektionsprofil zu *breit*, das heißt der gegenseitige Dammabstand zu groß gewählt, so muß sich ein Teil des verfrachteten Materials, der ungenügenden Schleppkraft entsprechend, zwischen den Dämmen ablagern; diese Ablagerungen bestehen bei unseren Flüssen im wesentlichen aus einem Gemisch von Kies und Sand. Wir haben hier den typischen Fall eines Flusses im *Alluvionszustand*. Das Sohlenlängenprofil wird sich keilförmig erhöhen, und zwar so lange, bis das dadurch vergrößerte Gefälle dem Fluß ermöglicht, die hergeführte Geschiebefracht über die Korrektionsstrecke hinauszutransportieren. Die Ablagerungen in der Korrektionsstrecke bis zur Erreichung des Gleichgewichtszustandes werden die allmähliche Erhöhung und Verstärkung der Dämme erfordern. Dieses Unternehmen ist nicht immer einfach durchzuführen, da auch die Brücken und die zugehörigen Zufahrten erhöht werden müssen. Infolge der geneigten Dammböschungen wird allmählich die Flußbreite zunehmen, die Transportfähigkeit wird sich deshalb nur langsam vergrößern. Kommt die Flußsohle höher als der Talboden zu liegen, so werden die Grundwasserverhältnisse des umliegenden Geländes verschlechtert, die Entwässerung desselben wird erschwert und die Gefahr eines Dammbruches bei Hochwasser erhöht. Auch ist zu bedenken, daß die Sohle oberhalb der korrigierten Strecke sich erhöhen wird, was mit der Zeit eine Ausdehnung der Korrektion flußaufwärts bedingt.

Einer unzulässigen Dammerhöhung kann begegnet werden

- durch Verkleinerung des Dammabstandes beziehungsweise durch Anlage eines zwischen den Dämmen liegenden Mittelgerinnes;
- durch Verkürzung des Flußlaufes, falls sich eine solche mittels Durchstichen durchführen läßt;
- durch Entnahme der größten Gerölle aus den Kiesbänken;
- durch Kiesentnahmen mittels Baggerungen an einigen ausgewählten Orten oder auf längeren Strecken;
- durch vermehrten Geschieberückhalt mittels Wildbachverbauung;
- durch das Brechen der Hochwasserspitzen in Rückhaltebecken.

b) Wird das Korrektionsprofil zu *schmal* gewählt, so daß die resultierende Schleppkraft nicht nur die von oben her verfrachteten Geschiebemengen zu transportieren, sondern auch die Flußsohle zu erodieren vermag, so wird sich diese eintiefen. Die Eintiefung, welche keilförmig von oben nach unten abnimmt, wird so lange vor sich gehen, bis das Gleichgewichtgefälle erreicht ist. Wir haben hier den Fall eines Flusses im *Erosionszustand*; die Geschiebefracht von oben her ist kleiner als die Transportfähigkeit, so daß der Fluß sich aus der Sohle sättigen wird. In solchen Fällen kann sich aber, durch Abschwemmung des feineren Materials an der Oberfläche der Flußsohle, eine Schicht aus den gröberen Geschiebekörnern ausbilden, welche der weiteren Erosion Widerstand leistet: die Transportfähigkeit des Flusses wird sich nicht voll auswirken,

da die natürliche Pflasterungsschicht die Sättigung mit Geschiebe aus der Sohle verhindert. Wir haben den Zustand der *latenten Erosion*.

Die Vertiefung der Flußsohle unter den Talgrund ist an sich erwünscht, denn sie gestattet die natürliche Entwässerung des Umgeländes. Der Flußquerschnitt wird aber immer schmäler, die Erosionstendenz größer. Um einer unzulässigen Vertiefung zu begegnen, welche die Gefahr von Ufer- und Brückeneinstürzen in sich birgt, können, wenn man von der sehr kostspieligen Unterfangung der Uferschutzwerke absieht, folgende Maßnahmen ins Auge gefaßt werden:

- Verstärkung der Sohle durch eine lückenlose Steinabdeckung oder durch vereinzelte Steine oder aber durch Grundsenschwellen;
- Einschaltung von Absturzbauwerken, welche das Gefälle vermindern;
- Verbreiterung des zu schmalen Flußlaufes.

Die Verhinderung der Erosion in der korrigierten Strecke zieht eine Sohlenvertiefung in der flußabwärts anschließenden Strecke nach sich.

c) Wird anderseits das Korrektionsprofil so gewählt, daß beim vorhandenen Gefälle im Mittel weder Ablagerungen noch Erosionen entstehen, so haben wir den Fall eines Flusses im *Gleichgewichtszustand*. Die Zufuhr an Feststoffen von oben her wird, unter Berücksichtigung des Abriebes, gleich sein der Abfuhr über das untere Korrektionsende.

Die Geschiebekontinuität muß unterhalb der Korrektionsstrecke gewahrt werden; ist hier ein See vorhanden, so bietet dieser im allgemeinen eine günstige Ablagerungsmöglichkeit für die Feststoffe. Die Seelinie wird aber seewärts verschoben, der Talboden – und somit der Fluß – wird verlängert, das Flußgefälle entsprechend verkleinert. Diese Tatsache zieht eine ständige langsame Erhöhung der Flußsohle, vom Seespiegel aus flußaufwärts, nach sich, die nicht außer acht gelassen werden darf.

Wenn der Korrektion des Talflusses ein *Doppelprofil* zugrunde gelegt wird, ein Profil also, das aus einem Mittelgerinne, beidseitigen Vorländern und aus den Hochwasserdämmen besteht, so gelten die oben genannten Darlegungen auch für die geschiebetechnische Dimensionierung des normalerweise von submersiblen Wuhren eingefaßten Mittelgerinnes. Je breiter die Vorländer, um so kleiner wird die nutzbare Fläche des Talbodens, um so niedriger können dafür die Hochwasserdämme gehalten werden. Auf den Vorländern selbst werden aus zwei Gründen Ablagerungen von Sand und Schlamm auftreten: einerseits wegen der kleinen Wassergeschwindigkeiten, anderseits wegen der Wirbel, die infolge der Diskontinuität des Normalprofils längs der Mittelgerinnewuhre entstehen und die bekannten Ablagerungswülste verursachen. Zur Erhaltung des notwendigen Hochwasserdurchflußprofils müssen entweder diese Wülste von Zeit zu Zeit weggebaggert oder aber die insubmersiblen Hochwasserdämme erhöht werden.

Allgemein kann hinzugefügt werden, daß mit der Eindämmung des Haupttalflusses auch die größeren Zuflüsse eingedämmmt werden müssen, was Erschwerungen für die Bewirtschaftung des Talbodens mit sich bringt.

Kleinere Seitenbäche kann man nicht mehr in den Hauptfluß einmünden lassen: ihr Wasser muß nach Einschaltung von Geschiebesammlern in Binnenkanälen zusammengefaßt und kann erst weiter unten dem Hauptfluß zugeführt werden.

Es liegt in der Natur der Dinge, daß der Zustand eines Flusses selten stationär bleibt: durch Veränderung des Geschiebe- oder des Wasserregimes wird sich die Sohlenlage verändern. Werden zum Beispiel die Geschiebemengen infolge von Wildbachverbauungen verringert, dann wird ein heute im Gleichgewicht befindlicher Fluß in den Erosionszustand übergehen, während er sein Bett erhöhen wird, wenn ihm Wasser in beträchtlichen Mengen zu Bewässerungszwecken oder zur Speisung eines Kraftwerkkanals entzogen wird.

Die vorliegenden Betrachtungen mögen die bekannte Tatsache dargetan haben, daß die richtige Wahl des Korrektionsquerschnittes und somit des Dammabstandes für den Erfolg der Korrektion entscheidend ist und daß den Folgen einer falschen Disposition nur mit sehr kostspieligen Maßnahmen begegnet werden kann.

### *3. Theoretische Erkenntnisse*

Obige Überlegungen waren unsren Flußbauern, welche in der zweiten Hälfte des letzten und zu Beginn des laufenden Jahrhunderts die großen Korrekctionen durchführten, in qualitativer Hinsicht weitgehend bekannt. Für die Bestimmung der richtigen Korrektionsbreite waren sie auf die eigene Erfahrung oder auf die Anlage von Versuchsstrecken in der Natur angewiesen. Große Erfolge blieben nicht aus: Denken wir nur an die Linthkorrektion, an die Korrekctionen des Hinterrheins im Domleschg, der Reuß unterhalb von Altdorf, der Juragewässer, an die Korrektion des Tessins unterhalb von Bellinzona und andere mehr, die mit den Namen von Escher von der Linth, La Nicca, von Salis [1] usw. unauslöslich verbunden sind.

Ein unbefriedigender, gar gefährlicher Zustand hatte sich hingegen bei der korrigierten Strecke des Rheins von der Illmündung bis zum Bodensee, an der Grenze zwischen der Schweiz und Österreich, ergeben. Mit dieser Korrektion war es nicht gelungen, bei der vorhandenen Geschiebeführung und dem angenommenen Längenprofil die richtige Normalprofilbreite zu bestimmen, so daß sich große Geschiebemengen im Flußbett ablagerten. Im Zusammenhang mit den Studien für die Verbesserung dieser mißlichen Verhältnisse und auf Grund von systematischen Versuchen über den Geschiebetrieb ist es der Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau an der Eidgenössischen Technischen Hochschule in Zürich unter der Leitung von Herrn Prof. Dr. E. Meyer-Peter und Herrn Prof. Dr. R. Müller [2] gelungen, die sogenannte Geschiebefunktion, das heißt die Abhängigkeit der Geschiebemenge von der Wassertiefe beziehungsweise Wassermenge, formelmäßig zu erfassen, und zwar am genauesten für die Fälle, bei welchen ein Talfluß seine Sohle mit den von ihm transportierten Geschieben gebildet hat.

Die erste Formel vom Jahre 1934 wurde im Jahre 1948 nach Durchführung zusätzlicher Modellversuche mit Geschiebegemischen verbessert. Die Formel 1948 beruht auf dem Begriff der Schleppkraft. Sie lautet für den Rechteckquerschnitt – Normalabfluß, konstante Granulometrie des Geschiebes und Beharrungszustand in bezug auf den Geschiebetrieb vorausgesetzt – wie folgt:

$$\gamma_w \cdot \left(\frac{k_s}{k_r}\right)^{3/2} \cdot \left(\frac{Q_s}{Q}\right) \cdot h \cdot J = 0,047 \cdot \gamma_s'' \cdot d_m + 0,25 \left(\frac{\gamma_w}{g}\right)^{1/3} \cdot g_s''^{2/3} \quad (1)$$

(Abb. 1a)

$$\tau_R = \tau_{g_r} + \tau_g$$

Es bedeuten

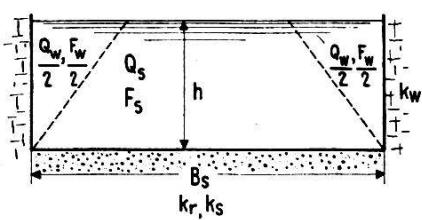
- $\tau_R$  = Mittlere, auf einen Quadratmeter Flusssohle wirkende Schleppkraft (in t/m<sup>2</sup>). Sie ist im wesentlichen vom Produkt aus der Wassertiefe  $h$  (in m) und dem mittleren Energieliniengefälle  $J$  der Beharrungsstrecke abhängig.
- $\tau_{g_r}$  = Grenzsleppkraft (in t/m<sup>2</sup>), bei welcher die Sohle gerade noch in Ruhe bleibt. Sie ist dem mittleren Durchmesser  $d_m$  (in m) des Geschiebegemisches der Flusssohle und dem spezifischen Gewicht des Geschiebes  $\gamma_s''$  unter Wasser (in t/m<sup>3</sup>) proportional (Abb. 1e).
- $\tau_g$  = Verbleibende Schleppkraft (in t/m<sup>2</sup>), welche den sekundlichen Geschiebetrieb  $g_s''$  pro Meter Breite (in t/m·sec), unter Wasser gewogen, bewirkt.
- $\gamma_w$  = Spezifisches Gewicht des Wassers (in t/m<sup>3</sup>).
- $k_s$  = Mittlerer Rauigkeitskoeffizient, bezogen auf den Querschnitt, durch welchen  $Q_s$  fließt (in m<sup>1/3</sup>/sec), Formrauigkeit inbegriffen, nach *Strickler*.
- $k_r$  = Rauigkeitskoeffizient, abhängig lediglich von der Sohlenbeschaffenheit  $= \frac{26}{\sqrt[6]{d_{90}}}$  (in m<sup>1/3</sup>/sec), wobei  $d_{90}$  = Durchmesser (in m) des Geschiebegemisches der Sohle ohne Deckschicht, bei 90 Gewichtsprozenten der Mischungslinie.
- $Q_s$  = Teilwassermenge (in m<sup>3</sup>/sec), welche auf die bewegliche Flusssohle wirkt und für den Geschiebetrieb  $g_s''$  maßgebend ist.
- $Q$  = Totale Wassermenge (in m<sup>3</sup>/sec).
- $g$  = Erdbeschleunigung = 9,81 (in m/sec<sup>2</sup>).
- 0,047 und 0,25 = Dimensionslose Konstanten.

Die Gleichung (1), nach  $g_s''$  aufgelöst, ergibt

für den Rechteckquerschnitt (Abb. 1a):

$$g_s'' = 25 \left[ \gamma_w \left( \frac{Q_s}{Q} \right) \cdot \left( \frac{k_s}{k_r} \right)^{3/2} \cdot h \cdot J - 0,047 \cdot \gamma_s'' \cdot d_m \right]^{3/2}, \quad (2)$$

a) Rechteckprofil



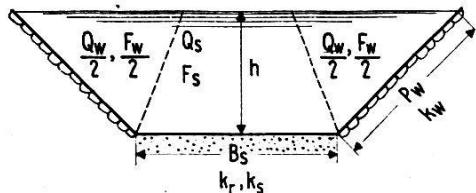
$$\left. \begin{array}{l} F = B_s \cdot h \\ P = 2h + B_s \end{array} \right\} R = \frac{F}{P} = \frac{F}{B_s + 2h}$$

$$\frac{Q_s}{Q} = \frac{F_s}{F} = \left( \frac{k_m}{k_s} \right)^{3/2} \cdot \frac{B_s}{B_s + 2h}$$

$$Q = Q_s + Q_w = k_m \cdot J^{1/2} \cdot R^{2/3} \cdot F \text{ (Strickler)}$$

$$\frac{B_s}{k_s^{3/2}} = \frac{B_s + 2h}{k_m^{3/2}} - \frac{2h}{k_w^{3/2}}, \text{ daraus } k_s, \quad (k_w = \text{angenommen}, k_m = \text{berechnet})$$

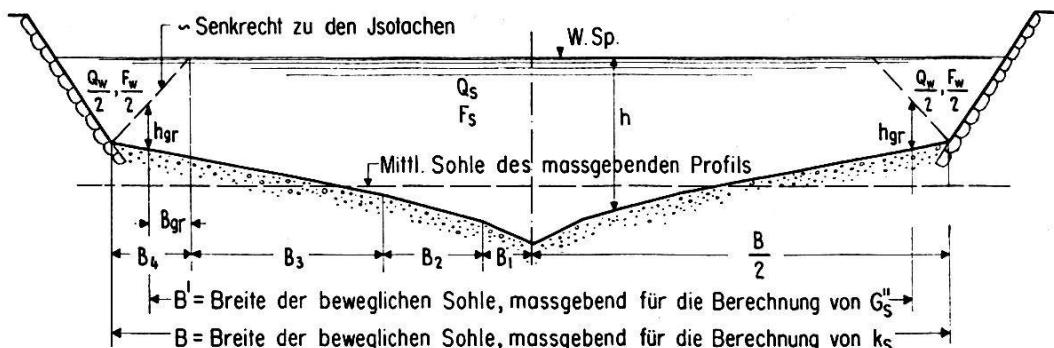
b) Trapezprofil



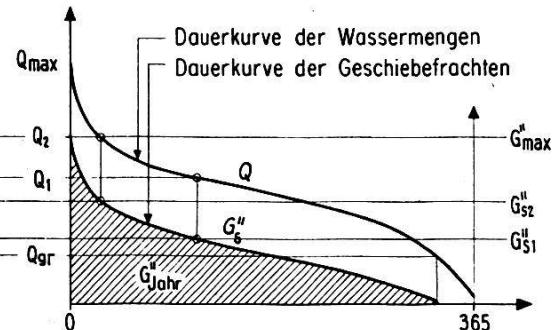
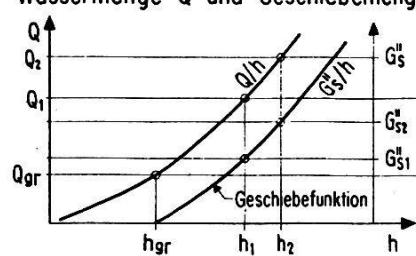
$$\frac{Q_s}{Q} = \left( \frac{k_m}{k_s} \right)^{3/2} \cdot \frac{B_s}{B_s + 2P_w}$$

$$\frac{B_s}{k_s^{3/2}} = \frac{B_s + 2P_w}{k_m^{3/2}} - \frac{2P_w}{k_w^{3/2}}$$

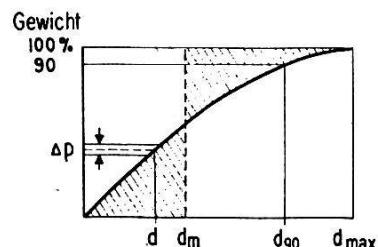
c) Massgebendes Profil



d) Beziehung zwischen Wassertiefe  $h$ , Wassermenge  $Q$  und Geschiebemenge  $G''_s$



e) Siebkurve



$$d_m = \frac{\sum d \cdot \Delta p}{p}$$

$p =$  Totalgewicht der entnommenen Geschiebeprobe  
 $\Delta p =$  Gewichtsanteil

Abb. 1

für den Trapezquerschnitt (Abb. 1b):

$$g_s'' = 25 \left[ \gamma_w \left( \frac{Q_s}{Q} \right) \cdot \left( \frac{k_s}{k_r} \right)^{3/2} \cdot \frac{F}{B_s} \cdot J - 0,047 \cdot \gamma_s'' \cdot d_m \right]^{3/2}. \quad (2a)$$

Die Gleichungen (2) und (2a) können auch geschrieben werden:

$$g_s'' = 25 \left[ \gamma_w \left( \frac{v_m}{k_r} \right)^{3/2} \cdot J^{1/4} - 0,047 \gamma_s'' \cdot d_m \right]^{3/2}, \quad (2b)$$

wobei  $v_m = \frac{Q}{F} = k_m \cdot J^{1/2} \cdot R^{2/3}$  die mittlere Geschwindigkeit im ganzen Querschnitt bedeutet (in m/sec) und

$$\frac{Q_s}{Q} = \left( \frac{k_m}{k_s} \right)^{3/2} \cdot \frac{B_s}{P} \quad (\text{Wassergeschwindigkeit im ganzen Querschnitt gleich}).$$

Für jeden Pegelstand  $h$  kann somit  $g_s''$  berechnet werden: Man erhält die gesuchte Geschiebefunktion (Abb. 1d).

Setzt man  $g_s'' = 0$ , so ergibt sich die Grenztiefe  $hg_r$ , bei welcher der Geschiebetrieb gerade beginnt. Bei ebener Sohle kann  $k_s \approx k_r$ , bei gleicher Rauhigkeit der Sohle und der Böschungen  $\frac{Q_s}{Q} = \frac{B_s}{P}$ , bei breitem Fluß  $Q_s = Q$  gesetzt werden.

Der totale sekundliche Geschiebetrieb  $G_s''$  auf der ganzen Flußbreite wird

$$G_s'' = B \cdot g_s'' \text{ (in t/sec)}. \quad (3)$$

Bei den meisten Flüssen ist der Bettquerschnitt weder rechteckig noch trapezförmig (Sohle uneben), auch ist das Gefälle  $J$  nicht gleichmäßig. Für die Berechnung des Geschiebetriebes einer Beharrungsstrecke (Musterstrecke) müssen die unregelmäßigen Profile durch einen einzigen sogenannten maßgebenden Querschnitt (Abb. 1c) ersetzt werden, welcher die mittleren Sohlenbreiten aller Profile darzustellen hat. Das ungleichmäßige Gefälle wird durch ein mittleres ersetzt, welches durch die Ausgleichsgerade aller mittleren Sohlenhöhen eines jeden Profils der Musterstrecke gegeben wird. Der Geschiebetrieb  $G_s''$  für die ganze Sohlenbreite ergibt sich aus der Integration über die einzelnen Sohlenabschnitte, aus welchen der maßgebende Querschnitt besteht, bei veränderlicher Wassertiefe  $h$ :

$$G_s'' = \int g_s'' \cdot dx, \text{ unter Berücksichtigung der Grenztiefe.} \quad (3a)$$

Auf die Details dieser übrigens schon anderswo [2] beschriebenen Methode zur Bestimmung der Geschiebemengen kann im Rahmen dieses Aufsatzes nicht eingetreten werden.

Für die Berechnung der Transportfähigkeit einer Flußstrecke ist die Häufigkeit der Pegelstände ( $h$ ) maßgebend: mit Hilfe der Jahresdauerkurve der Pegelstände (beziehungsweise der Abflußmengen) und auf Grund der ermittelten Geschiebefunktion kann die jährliche Trans-

portfähigkeit ermittelt werden. Oft ist es angezeigt, die mittlere Dauerkurve aus verschiedenen Jahren zu verwenden, womit die mittlere Transportfähigkeit errechnet werden kann.

$$G''_{\text{Jahr}} = \int_{\text{Jahr}} G_s'' \cdot dt \quad (\text{in } t \text{ unter Wasser gewogen, Abb. 1d}). \quad (4)$$

Fließt der Fluß auf seiner eigenen Alluvion, kann er sich also mit Geschiebe aus der Sohle sättigen, so ist die jährliche Transportfähigkeit der jährlichen Geschiebefracht gleich.

Die Formeln (1) und (2) erlauben, die in Kapitel 2 dargelegten Zusammenhänge ohne weiteres zu überblicken. Man ist also heute nicht nur auf die Erfahrung oder auf Großversuche in der Natur angewiesen; die rechnerische Methode der genannten Autoren erlaubt, die Korrektionsmöglichkeiten zu überblicken und, wenn notwendig unter Heranziehung von Modellversuchen, die flußbaulich richtige Lösung zu treffen.

#### 4. Projektierung

a) Bevor mit der eigentlichen Projektierung begonnen wird, sind die Unterlagen über die Sohlenkonfiguration, das Abfluß- und Geschieberégime zu beschaffen und auszuwerten. Hiezu ist folgendes zu bemerken:

##### *Querprofilaufnahmen*

Die systematische periodische Aufnahme von Querprofilen, und zwar auch oberhalb und unterhalb der eigentlichen Korrektionsstrecke, während einer längeren Zeitperiode erlaubt festzustellen, wo die neuralgischen Punkte des Flußlaufes sich befinden, wo Ablagerungen beseitigt und Erosionen vermieden werden sollen. Mit den Aufnahmen muß frühzeitig begonnen werden, nicht erst wenn die Korrektion beschlossen wird.

Querprofile und Längenprofil geben uns die nötigen Anhaltspunkte für die Wahl der sogenannten Musterstrecken (Gleichgewichtsstrecken), welche zur Aufstellung der Geschiebefunktion benötigt werden. Sollten zwei Musterstrecken vorhanden sein, die eine am oberen, die andere am unteren Ende der Korrektion, so hätte man – unter Berücksichtigung des Abriebes – die Möglichkeit einer Überprüfung der Geschiebekontinuität.

Das Längenprofil zeigt uns auch, von welchem Punkt des Flußlaufes weg – Fixpunkt genannt – die Korrektionsrechnung auszugehen hat. Die unterhalb dieses Fixpunktes liegende Flußstrecke muß das Geschiebe glatt abführen können, unabhängig davon, was oberhalb geschieht. Als Fixpunkte kommen in Frage: die Einmündung in einen See, eine Felsschwelle, die Mündungsstelle eines Nebenflusses, dessen grobes Geschiebe die Sohle des Hauptflusses bildet (relative Fixpunkte).

##### *Abflußregime*

Voraussetzung für die Berechnung des Geschieberegimes ist die Kenntnis des Abflußregimes in der Musterstrecke in Form einer Dauer-

kurve eines Jahres oder einer Periode mehrerer Jahre. Wenn Limnigraphenaufzeichnungen und Abflußmengenmessungen außerhalb der Musterstrecke durchgeführt werden, sind in dieser unbedingt Hilfspegel vorzusehen, damit mit Hilfe der entsprechenden Pegelrelationen die Abflußmengenkurve des maßgebenden Querschnittes der Musterstrecke mit der nötigen Genauigkeit ermittelt werden kann. Wasserspiegellängenprofile, aufgenommen bei verschiedenen Wassermengen, erleichtern diese Aufgabe sehr. Daß künftige Änderungen des Abflußregimes, zum Beispiel infolge Wasserrückhaltes oder Wasserentnahme, bei der Aufstellung des Korrektionsprojektes berücksichtigt werden müssen, ist selbstverständlich.

Mit besonderer Sorgfalt müssen die bis zum Zeitpunkt der Korrektion aufgetretenen Hochwasserspitzen überprüft werden, auch im Hinblick darauf, daß diese eventuell durch Dammbrüche im herabminderten Sinne beeinflußt worden sind. Die Festlegung der für die Korrektion maßgebenden Hochwasserspitze gehört zu den wichtigsten Aufgaben. Es bestehen hiefür verschiedene Methoden, auf deren Behandlung aber hier nicht eingetreten werden kann. Es sei lediglich festgestellt, daß im Falle ungenügend hoher Dämme eine «falsche Sicherheit» zu größeren Verheerungen führen kann, als wenn überhaupt keine Dämme vorhanden wären. «Ein überfluteter Damm ist ein verlorener Damm.» Anderseits ist nicht überall ein *absoluter* Schutz gegen Hochwasser gerechtfertigt, nämlich dort nicht, wo die Kosten unverhältnismäßig größer werden als die eventuell eintretenden Schäden. Bei der Projektierung sind zu berücksichtigen:

- Eine eventuelle Verminderung der Hochwasserspitzen durch Retentionsbecken;
- Eine eventuelle Vergrößerung der Hochwasserspitze infolge der Korrektion selbst, da meistens die Wassergeschwindigkeit erhöht wird und dadurch die Spitze des Hauptflusses mit jener der Nebenflüsse zusammenfallen kann. Eine Vergrößerung tritt auch dadurch ein, daß durch die Eindämmung des Flußbettes die natürliche Retentionswirkung bisheriger Überschwemmungsgebiete ausgeschaltet wird.

### *Geschieberegime*

Für die rechnerische Erfassung des Geschieberegimes, gemäß Abschnitt 3, sind Geschiebeproben aus der Flußsohle beziehungsweise aus den Kiesbänken erforderlich; aus den Siebanalysen lassen sich  $d_m$  und  $d_{90}$  (Abb. 1e) bestimmen, woraus der Abriebkoeffizient  $c$  nach Sternberg ermittelt werden kann.

Es ist zu empfehlen, die berechneten Geschiebefrachten durch Entnahmen des «laufenden Geschiebes» zu überprüfen.

Auch muß, wie bereits erwähnt, untersucht werden, ob sich künftig das Geschieberegime, zum Beispiel infolge von Wildbachverbauungen oder Rückhaltebecken, verändern wird.

b) Für die eigentliche Projektierung sind folgende Richtlinien zu befolgen:

#### *Die Linienführung*

Im wesentlichen wird die Linienführung durch die Natur vorgezeichnet; man wird sich an den heutigen Flußlauf, nach Möglichkeit an die tiefsten Stellen des Talbodens halten, um die Entwässerung desselben zu erleichtern und den bei den gegebenen Verhältnissen günstigsten Grundwasserspiegel zu erhalten.

Linienführung und Längenprofil hängen zusammen. Bei einer geradlinigen Korrektion entstehen keine Krümmungsverluste, das mittlere Gefälle ist kleiner als bei gekrümmtem Lauf; der Angriff auf Böschungen und Sohle in der Kurvenaußenseite fällt weg, die Unterhaltsarbeiten sind normalerweise geringer. Allerdings kann bei gewundener Führung der Uferschutz an der Innenseite stark reduziert, zum Teil weggelassen werden.

Bei gewundenem Lauf bewirkt der Krümmungsverlust oberhalb der Kurve einen Wasserspiegelanstieg, die Schleppkräfte nehmen ab, das Geschiebe lagert sich ab. Es entsteht im Längenprofil eine Abtreppung, die deutlich aus der Auswertung der Querprofilaufnahmen (Längenprofil) ersichtlich ist [3, 4]. Die einzelnen «Stufen» ergeben einen direkten Maßstab für die Größe des Krümmungsverlustes. Um diesen klein zu halten und eine möglichst regelmäßige Strömung zu bekommen [4], sollte das Verhältnis  $R/B$  zwischen Krümmungsradius  $R$  und normaler Flußbreite  $B$  größer als 5 sein. Bei  $R/B$  größer als 9 ist der Krümmungseinfluß unmerklich; ein  $R/B$  kleiner als 2 ist nach Möglichkeit zu vermeiden. Durch allmähliche Querschnittsverbreiterung bis zu einem Drittel der normalen Flußbreite zwischen Bogenanfang und Scheitel und darauf folgende Verengung bis zur Normalbreite am Kurvenende können die Kolktiefen und die Stufenhöhen des Längenprofils verkleinert werden. Dabei sollten die Böschungen an der Außenseite möglichst flach, an der Innenseite möglichst steil gehalten werden. Die Einschaltung von geraden Zwischenstrecken mit einer minimalen Länge von  $1 \div 2 B$  zwischen dem Kurvenende und dem nächsten Kurvenanfang erweist sich als vorteilhaft.

Beim Doppelprofil, besonders bei breiten Vorländern und gekrümmtem Lauf, ist die günstigste Linienführung der Dämme durch Modellversuche zu bestimmen [5].

#### *Das Längenprofil*

Es empfiehlt sich, bevor der Projektierung ein bestimmtes Längenprofil zugrunde gelegt wird, das Gleichgewichtslängenprofil angenähert zu berechnen, das der Fluß in natürlichem Zustand mit der Zeit erreichen würde: der Höhenunterschied zwischen der heutigen und der künftigen Sohlenlage wird bereits wichtige Fingerzeige für die zu treffenden Sanierungsmaßnahmen geben.

Bei der Durchführung von Durchstichen zur Abkürzung des Fluss-

laufes ist die Tatsache wichtig, daß die Flußsohle oberhalb sich vertiefen wird und daß dieser Prozeß unter Umständen selbst nach Jahrzehnten nicht abgeschlossen sein wird. Unterhalb des Durchstiches hingegen wird man mit einer Sohlenerhöhung rechnen müssen.

Wenn der Fluß in einen See einmündet, wird der unterste Punkt des Sohlenlängenprofils so festgelegt, daß der mittlere Seespiegel die Wasserführung, welche den Hauptanteil der jährlichen Geschiebefracht liefert, gerade nicht einstaut. Das Delta wird sich vergrößern; die Verlängerung des Flußlaufes wird eine Erhöhung des Längenprofils zur Folge haben. Um diese Entwicklung zu verzögern, sind Baggerungen im Deltagebiet erwünscht.

Je nach der Höhenlage des Längenprofils sind unter Umständen Sondierungen durchzuführen, um festzustellen, ob die Korrektionssohle Torf- oder alte Seeablagerungsgebiete durchschneiden wird und ob die Dämme auf schlechtes Material zu liegen kommen.

### *Normalprofil*

Nach der Wahl des günstigsten Längenprofils handelt es sich darum, das Normalprofil so zu bestimmen, daß die Kontinuität des künftigen Geschiebetransportes, unter Berücksichtigung des Abriebes, auf der ganzen Flußstrecke gewährleistet bleibt. Hierzu wird es notwendig sein, mehrere Annahmen für das Normalprofil zu treffen. Selbstverständlich muß die Höhe der Dämme den Abfluß der für die Korrektion maßgebenden Hochwassermenge gewährleisten. Dazu ist eine Sicherheitsmarge vorzusehen, welche im Hinblick einerseits auf das schadlose Ableiten einer noch größeren Spitze, andererseits auf die bei Hochwasser auftretenden Wellen, auf die temporären Geschiebeablagerungen und auf schwimmende Gegenstände (Bäume und dergleichen) festgelegt werden muß. Darüber hinaus sind in den Kurvenaußenseiten die Dämme zu überhöhen.

In der Schweiz kommt als Normalprofil der einfache Trapezquerschnitt oder das Doppelprofil zur Anwendung.

Für die Wahl des einen oder des anderen Normalprofils sind verschiedene, nicht zuletzt wirtschaftliche Gesichtspunkte maßgebend, die von Fall zu Fall sorgfältig geprüft werden müssen. Bei einem Fluß mit nicht besonders ausgeprägten Hochwasserspitzen wird der normale Trapezquerschnitt die Regel sein. Er erheischt aber höhere Dämme, somit auch eine höhere Lage der Brücken und der entsprechenden Zufahrten sowie einen verhältnismäßig starken Uferschutz vom Böschungsfuß bis wenigstens zur höchsten Wasserspiegellinie. Bei einem Abflußregime mit ausgeprägten, kurz andauernden Hochwasserspitzen müßten die Dämme eines einfachen Trapezquerschnittes zu hoch werden. In einem solchen Fall kommt eher das Doppelprofil in Frage.

Man wird auch dann ein Doppelprofil anwenden, wenn ein Fluß bei Hochwasser durch einen hohen Seestand zurückgestaut werden kann. Auf dem eigentlichen Deltagebiet ist es zu empfehlen, die Hochwasserdämme überhaupt nicht, und wenn schon, nur einseitig vorzutreiben, da-

mit bei niederm Seestand die Absenkungskurve des Hochwasserspiegels nicht zu steil und damit die Fließgeschwindigkeit beziehungsweise die Schleppkraft nicht zu groß wird; die Dämme könnten infolge Unterkolkungen zerstört werden.

Ein Doppelprofil kann auf zwei Arten ausgebildet werden: Entweder wird das Mittelgerinne mittels Querbauten (Buhnen) geschaffen, welche senkrecht oder etwas schräg zur Strömung angeordnet werden und in den Hochwasserdämmen verankert sind, oder dann wird das Mittelgerinne durch submersible durchgehende Längswuhren eingefaßt, wobei zwischen Längswuhren und Hochwasserdämmen die Vorländer liegen.

Der Vorteil des Mittelgerinnes mit Buhnen liegt darin, daß diese bei unrichtig gewählter Sohlenbreite mit verhältnismäßig bescheidenen Kosten verlängert beziehungsweise verkürzt werden können. Nachteilig ist der Umstand, daß die Buhnenzwischenfelder sich nicht regelmäßig kolmatieren und daß die Rauhigkeit des Buhnensystems groß ist. In der Schweiz wurde meistens dieses letztere in der ersten Phase der Mittelgerinnebildung angewendet, worauf in vielen Fällen der Umbau auf das Wuhrsystem mit Vorländern erfolgte.

Die Vorländer des Doppelprofils wurden früher gegen Erosion durch Bepflanzungen (Sträucher, Gebüsche, ja selbst Waldungen) geschützt, deren Wirkung nötigenfalls durch die Anlage von Steintraversen verstärkt wurde. Heute ist man bestrebt, die Vorländer von jeglichem Wuchs (außer Gras) zu befreien, um den sicheren Hochwasserabfluß zu gewährleisten. Bepflanzungen, auch in Form von kleinen Sträuchern, erhöhen die Rauhigkeit, vermindern die Wassergeschwindigkeit und begünstigen somit das Absetzen von Sand und Schlamm: der Abflußquerschnitt wird allmählich reduziert. Um die Erosion bei Hochwasser zu verhindern, müssen die Vorländer mit sorgfältig ausgelesenen Grasarten berast werden. Die sukzessive Verlandung der Vorländer ist aber auch ein von der Querschnittsform abhängiger Vorgang; sie kann nur verlangsamt, aber nicht verhindert werden.

Zur Ausbildung des Normalprofils ist noch zu erwähnen, daß die allmähliche Verengung des Mittelgerinnes bei dem gegen das Delta hin flach werdenden Gefälle ein Mittel darstellt, die für den Geschiebetrieb erforderlichen Schleppkräfte zu erhalten.

#### *Die Ausbildung des Dammquerschnittes*

Der Querschnittsausbildung der Hochwasserdämme ist die größte Aufmerksamkeit zu schenken. Besondere Vorkehren sind bei schlechtem Untergrund zu treffen.

Die Humusabdeckung ist vor der Dammschüttung zu entfernen, das Kiesmaterial in Schichten zu schütten und laufend auszuplanieren. Die Zusammensetzung des Kies-Sand-Gemisches ist wichtig: eventuell müssen die größten Gerölle aussortiert oder aber feinere Bestandteile hinzugefügt werden. Untersuchungen im Laboratorium, welche Aufschluß über den günstigsten Einbauwassergehalt für das Material des Stütz-

körpers und des Dichtungskernes, über die Durchlässigkeit, den Winkel der inneren Reibung und die Fließgrenze geben, sowie Felduntersuchungen (Sondierbohrungen, Rammsondierungen, Grundwasserbeobachtungen, Durchlässigkeitsversuche), ferner die Ermittlung des Verlaufes der Sickerlinien und der Größe der Sickerwassermengen können sich zur einwandfreien Ausführung und zur wirtschaftlichen Dimensionierung eines Hochwasserdamms als notwendig erweisen.

Die Dammkrone soll für den Unterhalt und die Überwachung bei Hochwasser mit Lastwagen befahrbar sein, was eine minimale Breite von 3 m erfordert. Die Bepflanzung der Dämme mit größeren Büschen, gar mit Bäumen, sollte vermieden werden. Letztere lockern, durch den Wind bewegt, das Dammmaterial; die verfaulten Wurzeln usw. stellen Hohlräume dar, welche zu Dammbrüchen führen können.

### *Uferschutz*

Die Dämme müssen gegen den Wasserangriff geschützt werden. Wesentlich ist die Ausbildung des Fußes der Uferverkleidung, besonders dann, wenn in der Flußsohle, auf welche sie abgestellt werden, größere Kolke zu erwarten sind. Steinwürfe, Senkwalzen usw., welche die Fähigkeit haben sollen, sich der jeweiligen Sohlenkonfiguration anzuschmiegen, müssen dem eigentlichen Uferschutz vorgelegt und je nach der Sohlenlage ergänzt werden. Der Uferschutz ist der Stärke des Wasserangriffes anzupassen; er wird also gegen oben, mit abnehmender Wassertiefe, immer schwächer dimensioniert, es sei denn, es handle sich um Flüsse mit Schiffahrtsbetrieb, bei denen die Wirkung des Wellenschlages berücksichtigt werden muß.

### *5. Beispiele ausgeführter Korrekturen*

Es seien hier kurze allgemeine Hinweise über vier ausgeführte Korrekturen gegeben:

a) *Sanktgallischer Rhein zwischen Ragaz (km 25) und Illmündung (km 65) ( $E = 4455 \div 4676 \text{ km}^2$ )*

(In Ragaz:  $Q_{\max} = 2300 \text{ m}^3/\text{sec}$ ;  $Q_m = 160 \text{ m}^3/\text{sec}$ ;  $Q_{\min} = 27 \text{ m}^3/\text{sec}$ )

Als Normalprofil dieser Strecke wurde im Jahre 1862 ein einfaches Trapezprofil gewählt, mit einem Dammabstand von 135 m (an der Krone gemessen) (Abb. 2 a). Die Sohlenbreite war leider zu groß; der Fluß hat sich in rund hundert Jahren an der ungünstigen Stelle bei Buchs um rund 2,5 m erhöht. Wir haben hier die ungemütliche Situation, daß der Hochwasserspiegel bei Buchs 9 m über der Talsohle liegen kann. Jährlich lagern sich auf der rund 35 km langen Strecke zwischen Sargans und der Illmündung im Mittel rund 75 000 m<sup>3</sup> Geschiebe ab (Periode 1931 bis 1941). Durch Erhöhung und Verstärkung der Dämme in verschiedenen Etappen hat man das erforderliche Hochwasserdurchflußprofil immer wieder her-

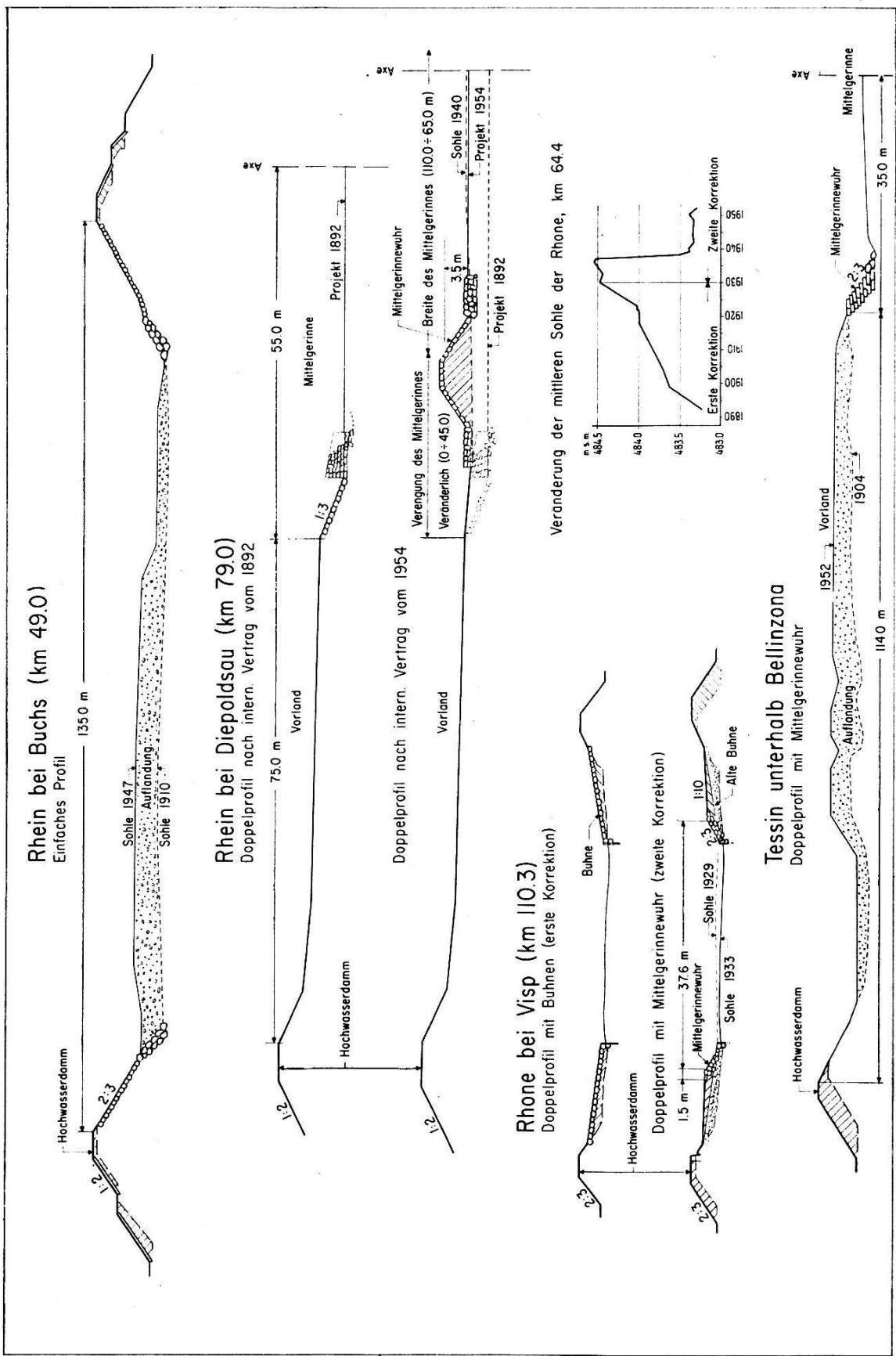


Abb. 2

gestellt; in letzter Zeit wird die Sohlenerhöhung durch Baggerungen von rund 200000 m<sup>3</sup> jährlich – hauptsächlich bei den zwei großen permanenten Anlagen von Buchs und Salez – bekämpft.

*b) Der internationale Rhein von der Illmündung (km 65) bis zum Bodensee (km 90) ( $E = 5965 \div 6123 \text{ km}^2$ )*

(In St. Margrethen:  $Q_{\max} = 3100 \text{ m}^3/\text{sec}$ ;  $Q_m = 228 \text{ m}^3/\text{sec}$ ;  
 $Q_{\min} = 40 \text{ m}^3/\text{sec}$ )

Die Vermehrung der Hochwassermenge des Rheins durch die Ill ( $Q_{\max}$  der Ill  $\cong 1100 \text{ m}^3/\text{sec}$ ) gab den Anlaß, unterhalb der Illmündung ein Doppelprofil anzuwenden. Dieses wies, auf Grund des Staatsvertrages mit Österreich vom Jahre 1892, eine Mittelrinne von 110 m Breite (an der Krone gemessen) mit beidseitigen 75 m breiten Vorländern auf. Nach Durchführung der Korrektion, welche mit den Durchstichen von Fußbach und Diepoldsau eine Laufverkürzung von rund 10 km brachte, lagerten sich auf einer rund 17 km langen Strecke (km 71 bis 87,5) jährlich rund 120000 m<sup>3</sup> Geschiebe ab (Mittel der Periode 1931 bis 1945). Die Breite war zu groß, das Gefälle zu niedrig gewählt worden. Ein Umbau des Normalprofils war unumgänglich. Auf Grund von Modellversuchen und Berechnungen der Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau an der Eidgenössischen Technischen Hochschule wurde ein neues Normalprofil festgelegt. Dieses sieht die Erhöhung der Abflußkapazität des Mittelgerinnes von 750 auf 1250 m<sup>3</sup>/sec vor, wobei zur Vergrößerung der Schleppkraft die Sohlenbreite gegen die Mündung hin allmählich verkleinert wurde. (Maß der Verengung: 0 m bei km 73,2; 15 m bei km 74; 45 m bei km 90 an der Mündung in den Bodensee.) Das rechte Wuhr des Mittelgerinnes konnte einfach erhöht, das linke mußte, der Sohlenverschmälerung entsprechend, flußeinwärts neu gebaut werden. Die Höhe der Hochwasserdämme und der Vorländer blieb sozusagen unverändert. Das künftige Beharrungslängenprofil wurde unter der Annahme berechnet, daß die jährliche Geschiebefracht des Rheins durch Wildbachverbauungen bei km 71 um rund 30000 m<sup>3</sup>, das heißt rund 13% der natürlichen Geschiebefracht, abnehmen wird.

Auf dem Rheindelta, das sich jährlich um etwa 25 m in den Bodensee vorschiebt, wurde rechtsufrig der Hochwasserdamm bereits um 1 km vorgestreckt, um ein Abbiegen des Rheines in das danebenliegende seichte Deltagebiet der Bregenzer Ach zu verhindern beziehungsweise um den Strom auf dem kürzesten Wege in größere Seetiefen zu leiten. Mit der Vorstreckung des linken Hochwasserdamms wird zugewartet, damit sich die Hochwasser möglichst weit auf dem Delta ausbreiten können, eine Maßnahme, welche Auskolkungen längs des vorgestreckten rechten Damms verhüten soll. Durch industrielle Verwertung des vor der Mündung abgelagerten Kies- und Sandmaterials wird die Flußlaufverlängerung bekämpft.

Das Umbauprojekt ist Gegenstand des zwischen der Schweiz und Österreich im Jahre 1954 abgeschlossenen Staatsvertrages.

c) Die Rhonekorrektion von Brig (km 120) bis zum Genfersee (km 0)  
( $E = 831 \div 5220 \text{ km}^2$ )

(In Brig:  $Q_{\max} = 480 \text{ m}^3/\text{sec}$ ;  $Q_m = 42,0 \text{ m}^3/\text{sec}$ ;  $Q_{\min} = 5,2 \text{ m}^3/\text{sec}$ )

(In Porte-du-Scey:  $Q_{\max} = 1090 \text{ m}^3/\text{sec}$ ;  $Q_m = 183,0 \text{ m}^3/\text{sec}$ ;  
 $Q_{\min} = 34 \text{ m}^3/\text{sec}$ )

Im Jahre 1863 wurden die Arbeiten zur Erzielung einer durchgehenden Korrektion begonnen. Hiezu wurde als Normalprofil im wesentlichen ein Doppelprofil gewählt, wobei die Mittelrinne durch ein Buhnen-System fixiert wurde, das sich an die ebenfalls zu erstellenden Hochwasserdämme anschloß. Damit konnte der Rhone ein geordneter Lauf geben werden; das Längenprofil hauptsächlich zwischen km 36 (Vernayaz) und Chippis (km 76) erhöhte sich jedoch ständig.

Die Gefahr von Überschwemmungen der nunmehr meliorierten und besiedelten Ebene rückte immer näher heran. Man erkannte, daß Baggerungen zur Bekämpfung der Sohlenerhöhung nicht befriedigen konnten und daß das Normalprofil umgebaut werden mußte. Jede Buhne ruft Wirbel hervor, es entsteht ein Energieverlust, die Schleppkraft des Flusses wird herabgemindert. Das neue Normalprofil sah eine unveränderte Sohlenbreite vor; das Mittelgerinne wurde jedoch an beiden Seiten durch Wuhren aus losen Steinen, welche auf die Buhnenköpfe verbindende Linie zu liegen kamen, eingefäßt; seine Abflußkapazität, und somit seine Transportfähigkeit, wurde erhöht. Die hinter diesen neuen Längsdämmen liegenden Buhnenfelder wurden mit Flußkies aufgefüllt.

Ein erster Versuch mit diesem System wurde im Jahre 1928 bei Dorénaz auf einer Strecke von rund 2200 m gemacht. Darauf vertiefte sich die Sohle (bis zu 1 m) nicht nur in der korrigierten Strecke, sondern auch einige Kilometer weiter flußaufwärts. In weiteren Versuchen in der Natur erwies sich dieses Profil als richtige Lösung für die Auflandungsstrecke der Rhonekorrektion.

Bei den verschiedenen Dammbrüchen, die infolge außergewöhnlicher Hochwasser erfolgten, war in den wenigsten Fällen eine Überflutung schuld. Die Hauptursache der Dammzerstörungen muß vielmehr den Grundbrüchen zugeschrieben werden, die immer wieder vorkamen, da die alten Dämme aus Sand und Schlamm erstellt worden waren. Die schwachen Sanddämme mußten in der Folge mittels einer Schüttung von Kiesmaterial verstärkt werden.

Mit der Schließung der Lücken zwischen den verschiedenen Korrektionsabschnitten erhöhten sich die Hochwasserspitzen flußabwärts, was eine Anpassung der Hochwasserdämme erforderte.

d) Die Korrektion des Tessins von Bellinzona (km 14) bis zum Langensee (km 0) ( $E = 1515 \div 1624 \text{ km}^2$ )

(In Bellinzona:  $Q_{\max} = 2500 \text{ m}^3/\text{sec}$ ;  $Q_m = 70,8 \text{ m}^3/\text{sec}$ ;  
 $Q_{\min} = 12,5 \text{ m}^3/\text{sec}$ )

In diesem Abschnitt wurde die Korrektion im Jahre 1888 mit der Schaffung einer durchgehenden Rinne, die zunächst nur linksufrig durch

eine Steinschüttung eingefaßt wurde, begonnen. Auf Grund von Beobachtungen legte man sodann die Breite dieser Rinne fest und schützte das rechte Ufer ebenso durch ein submersibles Längswuhr. Eine rasche Kolmatierung des tiefliegenden, beidseitig des neu geschaffenen Mittelgerinnes gelegenen Geländes konnte durch Steintraversen, Anpflanzung von Gebüschen und Wald erzielt werden. Nach der Kolmatierung folgte der Bau der Hochwasserdämme, wobei ein Doppelprofil zur Anwendung kam, das wegen der sehr ausgeprägten Hochwasserspitzen und des zeitweiligen Rückstaus des Langensees breite Vorländer aufweist.

Während das Längenprofil des Mittelgerinnes im oberen Teil sich vertieft und im unteren Teil sich fast nicht verändert hat, lagerten sich auf den stark bewaldeten und bebuschten Vorländern zwischen km 13,9 und km 1,0 in der Periode 1909 bis 1952 rund 3 Millionen m<sup>3</sup> Sand und Schlamm ab. Die durchschnittliche jährliche Erhöhung betrug rund 3 cm, in den letzten Jahren 2 cm. Dadurch vergrößerte sich die Abflußkapazität der Mittelrinne; infolge der großen Ablagerungen auf den Vorländern aber wurde die Gesamtkapazität erheblich vermindert.

Eine Erhöhung der Hochwasserdämme kommt wegen der großen Kosten nicht in Frage, zumal auch die Brücken und Zufahrten angepaßt werden müßten. Es ist nun vorgesehen, einen kleinen Waldstreifen längs der Hochwasserdämme zu belassen und die Vorländer auszubaggern, zu planieren und zu begrasen. Damit wird der Gesamtquerschnitt wieder das größte bisher festgestellte Hochwasser fassen können.

Im eigentlichen Deltagebiet sind die Dämme niedrig gehalten worden, um ein Ausbreiten des Flusses bei Hochwasser zu ermöglichen.

Die Mückenplage ist in diesem tiefliegenden, immer wieder durch Seewasser überfluteten Deltagebiet sehr groß, so daß sich mit der Zeit eine Sanierung der Verhältnisse aufdrängen wird.

---

Schöne Erfolge, aber auch Mißerfolge sind zu verzeichnen. Wenn in der Vergangenheit auch Fehler begangen wurden, so können sie den damaligen Flußbauern doch nicht zur Last gelegt werden, da man zu ihrer Zeit noch nicht über die heutigen Kenntnisse verfügte. Auf Grund der inzwischen gemachten Erfahrungen und mit Hilfe der neuen Berechnungsmethoden sowie der Modellversuche sollten heute falsche Dispositionen vermieden werden können.

### *Zusammenfassung*

Bei einer Fläche von nur rund 41 000 km<sup>2</sup>, wovon 24 % unproduktiv, und einer Einwohnerzahl von über 5 Millionen muß die Schweiz danach trachten, ihren spärlichen Boden behutsam zu pflegen: der Schutz vor Überschwemmungen durch Dammbauten längs unserer größeren Flüsse hat sich von jeher aufgedrängt. Rückblickend auf die bisher gemachten Erfahrungen lassen sich folgende Forderungen aufstellen:

1. Das Korrektionsnormalprofil, dessen integrierenden Bestandteil die Dämme bilden, muß einerseits die größten Hochwasser fassen können, anderseits die Geschiebekontinuität gewährleisten, wobei das Geschiebe-regime durch Baggerungen, Wildbachverbauungen usw. bewußt beein-flußt werden kann. Es besteht die Möglichkeit, die Verhältnisse rechne-risch auf Grund der Formel Meyer-Peter/Müller vom Jahre 1948 (Ver-suchsanstalt für Wasserbau und Erdbau an der Eidgenössischen Techni-schen Hochschule Zürich) zu überprüfen, wobei in schwierigen Fällen auch die Durchführung von Modellversuchen zu empfehlen ist.

2. Die oberhalb und unterhalb der Korrektionsstrecke liegenden Flußabschnitte müssen ebenfalls dem veränderten Abfluß- und Geschiebe-regime gewachsen sein. Unter Umständen ist die ursprünglich vorge-sehene Korrektionsstrecke zu erweitern.

3. Einwandfreie bauliche Ausbildung der Dämme und des Ufer-schutzes ist unerlässlich. Durch erdbaumechanische Untersuchungen kann bei gegebenem Dammschüttungsmaterial die wirtschaftlichste Ausfüh-rungsform ermittelt werden.

4. Die Seitenflüsse müssen, soweit der Rückstau des Hauptflusses reicht, ebenso eingedämmt oder aber in Binnenkanäle geleitet werden, welche normalerweise auch die Vorflut für die Entwässerung der Ebene zu bilden haben. In diesem Falle wird die Einschaltung von Geschiebe-sammlern zwischen den Seitenbächen und dem Binnenkanal notwendig.

#### *Literaturverzeichnis*

- [1] *Ad. v. Salis*, Das schweizerische Wasserbauwesen, Bern 1883.
- [2] *E. Meyer-Peter, M. Favre, R. Müller* (ETH), Beitrag zur Berechnung der Ge-schiebeführung und der Normalprofilbreite von Gebirgsflüssen. Schweizerische Bauzeitung, Bd. 105, Nr. 9 und 10, 1935. – *E. Meyer-Peter, E. Hoeck, R. Müller*, Beitrag der Versuchsanstalt für Wasserbau an der ETH Zürich zur Lösung des Rheinproblems. Schweizerische Bauzeitung, Bd. 109, Nr. 17/18, 1937. – *E. Meyer-Peter, R. Müller*, Eine Formel zur Berechnung des Geschiebetriebes. Schweize-rische Bauzeitung, Bd. 67, Nr. 3, 1949, S. 29–32.
- [3] *R. Müller*, Theoretische Grundlagen der Fluß- und Wildbachverbauungen. Mit-teilung der Versuchsanstalt für Wasserbau, Zürich 1943.
- [4] *G. Garbrecht*, Wasserabfluß in gekrümmten Gerinnen. Die Wasserwirtschaft, 1953/54, Heft 2/3. – *G. Garbrecht*, Über die Linienführung von Gerinnen. Die Wasserwirtschaft, März 1956, Nr. 6
- [5] *H. Wittmann, P. Böss*, Wasser- und Geschiebebewegung in gekrümmten Fluß-strecken. Berlin 1938.