

ZEITSCHRIFT FÜR BAUWESEN

(INGENIEURBAUTEIL)

HERAUSGEGEBEN

IM

PREUSSISCHEN FINANZMINISTERIUM

SCHRIFTFLEITER:

RICHARD BERGIUS

77. JAHRGANG 1927

MIT 179 TEXTABBILDUNGEN, 7 TAFELN UND 3 TABELLEN



BERLIN 1927

VERLAG VON GUIDO HACKEBEIL A. G.

1926. 1928



Alle Rechte vorbehalten

Inhalt des siebenundsiebzigsten Jahrganges

(Ingenieurbauteil)

	Seite
Flußmündungen mit Barrenbildung an der baltischen Ostseeküste, mit 9 Textabbildungen und 1 Tafel, von Dr.-Ing. Egon Leppik in Tallinn (Reval) 1, 47	47
Die Versinkungserscheinungen an der oberen Donau als zwischenstaatliche Wasserwirtschafts- und Wasserrechts-Frage, mit 15 Textabbildungen und 1 Tafel, von Professor Heinrich Heiser, Dresden. (Fortsetzung und Schluß von Seite 119 in Heft 10 bis 12 1926.)	15
Der dreißigjährige Kaiser-Wilhelm-Kanal. Seine Vorgeschichte, Entwicklung und Bedeutung, mit 20 Textabbildungen und 2 Tafeln, von Oberregierungsbaurat K. Wulle in Kiel	29, 67
Die Wassermengenmessungen an der ehemals preußischen Weichsel, insbesondere die Messung des Frühjahrs-Hochwassers 1924, mit 9 Textabbildungen, von Regierungs- und Baurat G. E. Schmidt, Hafeneroberbaurat in Danzig, und Regierungsbaumeister H. Fentzloff in München	39
Die Tiefbauten des Schwarzenbachwerkes (Murgwerk II, Ausbau), mit 25 Textabbildungen und 3 Tafeln, von Regierungsbaurat Feldmann, Vorstand des Staatl. Bauamtes für das Murgwerk (Schluß folgt im Jahrgang 1928.)	59, 96
Erweiterte Theorie für die Berechnung von Schleusenböden und ähnlichen Gründungskörpern, mit 97 Textabbildungen und 3 Tabellen, von Dr.-Ing. A. Freund in Schwedt a. O.	73, 108
Die Regulierung der Spree mit besonderer Berücksichtigung der oberen, schiffbaren Spree von Leibsch bis Fluthkrug, mit 4 Textabbildungen, vom Geheimen und Oberbaurat i. R. P. Müller in Potsdam	89

Druck: Guido Hackebeit A.-G., Berlin S 14, Stallschreiberstr. 34/35

Flußmündungen mit Barrenbildung an der baltischen Ostseeküste.*)

Von Dr.-Ing. Egon Leppik in Tallinn (Reval).

(Alle Rechte vorbehalten.)

Die Erkenntnis der bei der Entwicklung einer Flußmündung sich vollziehenden Naturvorgänge ist für die Wissenschaft und angewandte Technik von wesentlicher Bedeutung. Dazu gehört ein eingehendes Studium der Mündungsverhältnisse, wobei die Flußmündungen der Binnenmeere gesondert zu behandeln sind. An den letzteren bildet sich meist bei genügender Sinkstoffbewegung, sei es von seiten des Flusses oder von seiten der anschließenden Küste, als Ergebnis einer Reihe von Faktoren, eine Barre, die weiterhin zur Deltabildung führen kann. Hierbei läßt sich, ausgehend von der Barre als Ergebnis, zurückblickend folgender Vorgang verfolgen:

1. Unter der Wechselwirkung des Flusses und der See erfolgt an der Mündung eine Ablagerung von Geschiebe und Sinkstoffen, die einerseits von der Flußströmung, andererseits durch die Küstenströmung bis zur Mündung verfrachtet worden sind.
2. In Bewegung gesetzt werden das Geschiebe und die Sinkstoffe von seiten des Flusses durch die aufräumende Kraft der Gefällströmung und von seiten der See durch die von Stauströmungen und Wellen erzeugte Brandung.
3. Als Herde der Geschiebe- und Sinkstoffbewegung kommen in Betracht die dem Abbruch unterworfenen Ufer und das erodierende Flußbett des Mündungsgebietes, sowie der bewegliche Küstensaum der See.

Es ist aber zu beachten, daß der Entwicklungsvorgang einer Flußmündung oder Barre kein gleichmäßig-ständiger ist, sondern sich unter der Einwirkung außergewöhnlicher Naturgewalten, einerseits des Eises und Hochwassers, andererseits der Sturmfluten, vorwiegend schrittweise vollzieht.

Die Frage der Bekämpfung der Barrenbildung kann noch nicht als gelöst betrachtet werden. Eine allgemein gültige Lösung ist auch kaum möglich, doch ist bei der Behandlung eines Einzelfalles von Wert, die Verhältnisse ähnlicher Flußmündungen zum Vergleich heranzuziehen. Hierbei ist eine sachgemäße Einteilung der Flußmündungen wesentlich, da sich für einzelne Mündungsgruppen leichter allgemeine Sätze finden lassen.

Die Flußmündungen der Binnenmeere lassen sich einteilen, wie folgt:

1. Mündungen in abgeschlossenen Buchten (Haffs).
2. Offene Flußmündungen mit der Unterteilung in bezug auf die Delta- oder Barrenbildung unter Berücksichtigung der Abflußverhältnisse.

Besonders geeignet sind zum Vergleich die Verhältnisse an den Flußmündungen eines einzelnen Binnenmeeres. Die Binnenmeere empfangen ihre Bewegungsform je nach ihrer Lage vom angrenzenden Mittelmeere, Randmeere oder dem Ozean. Andererseits machen sich auch die Einflüsse des Festlandes auf die Luftbewegung und Strömungen des Binnenmeeres bemerkbar. Infolgedessen kann der Wasserstand in den einzelnen Teilen eines Binnenmeeres ein verschiedener sein, wodurch Strömungen zum Ausgleich hervorgerufen werden.

Bei der Betrachtung der Verhältnisse der Ostsee bietet sich folgendes Bild. Durch den Zufluß vom Festlande nimmt der Salzgehalt von der Nordsee ausgehend nach Osten und weiter nach Norden hin ständig ab. Ferner bestehen große Temperaturunterschiede zwischen dem südlichen und nördlichen Teil dieses Meeres. Infolgedessen ziehen sich ständige Dichte- und Temperaturströmungen von der Südküste aus längs der Ostküste bis zum Norden und zurück längs der Westküste bis zur Nordsee. In den Meerengen findet ein ständiger Ausgleich statt, wobei das leichtere Ostseewasser als Oberschicht ausfließt und das schwerere Nordseewasser als Unterschicht eindringt. Außerdem werden Strömungen hervorgerufen durch Winde und Schwankungen des Luftdruckes. Das führt in den Buchten zu Stauströmungen, während an den offenen Küsten die Windströmungen, den vorherrschenden Winden entsprechend, eine dementsprechende Richtung annehmen: längs der Südküste von West nach Ost, längs der Ostküste von Süd nach Nord.

Diese Strömungen üben in Verbindung mit der Brandung auf die Küstenlinie eine ausgleichende Wirkung aus, was besonders bei geringerer Widerstandsfähigkeit des Bestandes der Küste hervortritt. Die baltische Ostseeküste — von Ostpreußen ausgehend bis zur Mündung der Pernau — ist eine ausgesprochene Sandküste, deren Unterschicht aus Devon-Sandstein besteht. Somit ist dieser Teil der Küste wenig widerstandsfähig und nimmt einen verhältnismäßig geradlinigen oder nur großzügig geschwungenen Verlauf an. Von der Mündung der Pernau an besteht der Untergrund aus Silurkalk-

stein, wobei die Dicke der Oberschicht hier nur gering ist. Der größeren Widerstandsfähigkeit dieses Küstenteiles entsprechend, hat die Küstenlinie ein zerrissenes Aussehen mit Buchten und Vorsprüngen. An Stelle der Sandküsten treten in den Buchten moorige Strandwiesen auf, an den Vorsprüngen — Geröllstrand. Von Baltischport westlich beginnt eine Steilküste, Glint genannt, die sich bis zur Mündung der Narowa hinzieht, teils unmittelbar am Wasser, teils mit einem flachen Ufersaum, oder in eine geneigte Schutthalde übergehend. Es kommt da stellenweise in der Strandzone wieder zu Sandbildungen, wozu die Zerstörungsprodukte des Steilufers und der an der Küste vorkommenden Findlingsgruppen, sowie die Sinkstoffe der Küstenflüsse beitragen.

An der baltischen Ostküste, besonders in ihrem nördlichen Teil, münden verhältnismäßig viele Flüsse, doch meist kleinere mit einem Zuflußgebiet unter 1000 qkm. An größeren Flüssen sind zu nennen:

- a) südlich des Rigaschen Meerbusens — die Windau;
- b) im Rigaschen Meerbusen — die Düna mit der Kurländischen Aa, etwas nördlich — die Livländische Aa und weiter die Pernau.
- c) weiter nördlich am Großen Sund — der Kasarienfluß (3016 qkm), dessen verwilderte Mündung Schiffen überhaupt nicht zugänglich ist;
- d) im Finnischen Meerbusen — der Jagowalfluß (1659 qkm), der Bedeutung nur in bezug auf Wasserkraftnutzung hat, und schließlich die Narowa.

Von den genannten Flüssen sind in dieser Abhandlung nur diejenigen, deren Mündungsgebiet Seeschiffen zugänglich ist, behandelt. Dazu gehören an der lettländischen Küste — die Windau und Düna, an der estländischen — die Pernau und Narowa.

Bei der Betrachtung und Untersuchung der Mündungsverhältnisse eines jeden dieser Flüsse ist die gleiche Einteilung beizubehalten, die auf folgendem Gedankengange beruht.

Für die Entwicklung einer Flußmündung sind von ausschlaggebender Bedeutung die meteorologischen Verhältnisse, vor allem die Winde und der Luftdruck. Diese Faktoren bedingen, einerseits durch größeren oder geringeren Aufstau des Seespiegels die Abflußverhältnisse im Mündungsgebiet, andererseits rufen sie Brandungen und Strömungen an der Küste hervor. Durch die Brandung und Stauströmungen wird an der Küste und durch die Gefällströmungen im Mündungsgebiet eine Geschiebe- und Sinkstoffbewegung hervorgerufen. In Anbetracht der Eisbildungen sind die Abflußverhältnisse der Winterperiode gesondert zu behandeln. Andererseits hängt die Eigenart und der Umfang der Geschiebe- und Sinkstoffbewegung vom Bestande der Küste und des Flußbettes ab. Als Ergebnis genannter Faktoren erhält die Flußmündung ihre Lage und Gestaltung. Damit kehren wir zum Ausgangspunkt unserer Betrachtung zurück. Im Anschluß daran ist die Einwirkung von Regelung und Baggerung auf die Mündungsverhältnisse zu betrachten.

Einen mittelbaren Einfluß auf die Mündungsverhältnisse üben auch der Flußlauf oberhalb des Mündungsgebietes und der an die Mündung anschließende Meeresteil aus.

Dementsprechend gilt für jede nachfolgende Flußmündung die Einteilung:

- a) Der Flußlauf oberhalb des Mündungsgebietes.
- b) Der anschließende Meeresteil.
- c) Das Mündungsgebiet.

1. Die Mündung der Windau (Hafen Windau), (4), (6), (21), (22).

a) Der Flußlauf oberhalb des Mündungsgebietes.

Die Windau besitzt eine Länge von 300 km; ihr Zuflußgebiet umfaßt 11 500 qkm.

Im Ober- und Mittellauf hat der Fluß eine Breite von 50—150 m. Für flachgehende Flußdampfer ist die Windau schiffbar bis einige Kilometer unterhalb Goldingens. Zum Mündungsgebiet können infolge des geringen Gefälles und der großen Tiefen die letzten 14 km des Flußlaufes gerechnet werden (286—300 km). Dieser Teil des Flusses ist auch Seeschiffen zugänglich. Die Windau mündet an der offenen Küste der Ostsee.

*) Vorliegende Abhandlung bildet den IV. Teil einer Schrift des Verfassers: „Barrenbildung an den Flußmündungen der Binnenmeere“.

Seinen topographischen, geologischen und hydrologischen Eigenschaften entsprechend, läßt sich der Fluß in folgende Teile zerlegen:

Reihenfolge	Ein- teilung	Ent- fernung von der Quelle km	Mitt- leres Gefälle	Geologischer Bestand des Flußbettes und der Ufer	Eigenart
1	Quelle- Grösen	0—140	0,00122	Quelle-Quar- tär-, weiter flußabwärts Jura-For- mation	Quellgebiet und Oberlauf. Erosion Viele Strom- schnellen.
2	Grösen- Gol- dingen	140—225	0,00031	Es keilen sich nacheinander aus die Jura- und Perm- Formation; dann tritt her- vor eine Ober-Devon- Schicht, von Diluvial- und Alluvialbil- dungen be- deckt	Oberlauf. Erosion. Sehr flach, reich an Steinblöcken aller Größen. Stellenweise Steilufer, die eine Höhe von 15 m erreichen. Bei Goldingen befin- det sich ein Wasserfall mit einem Gefälle von 5 m
3	Goldin- gen-Mün- dungs- gebiet	225—286	0,00013	Mittel-Devon: anfangs Do- lomit-, dann Sandstein- abteilung	Mittellauf. Zahlreiche Sand- bänke. Alt- wässer

b) Die Ostküste der Ostsee von Libau bis zum Rigaschen Meerbusen (Abb. 1).

Zwischen der Insel Gotland und der Ostküste verringert sich die Breite der Ostsee bis auf 160 km. Es hat sich da eine tiefere Rinne von 426 km Länge und 85 km Breite ausgebildet. Die größte Tiefe hat diese Rinne gegenüber der Windaumündung, und zwar 275 m, während an den Endpunkten der Rinne die Tiefe 91,5 m beträgt. Es herrscht da eine warme südliche Strömung vor. Der Meeresboden besteht aus Ton und einzelnen Steinblöcken und ist auf größeren Tiefen mit Geröll und grobem Grand, zum Ufer hin mit feinerem Sand bedeckt. Längs der Küste findet eine Sandwanderung von Süd nach Nord statt, die ihren Ursprung an der Südküste der Ostsee hat. Die ganze Küstenlinie verläuft geradlinig oder in schlanken Kurven. Die Küste begrenzt ein breiter Dünenwall, der landeinwärts zu Hügeln anwächst. Da unter dem Flugsande die anliegenden Felder leiden, sucht die Strandbevölkerung die Dünen möglichst durch Anpflanzungen zu befestigen.

c) Das Mündungsgebiet.

1. Gestaltung und Bestand des Flußbettes, der Ufer und der an die Mündung anschließenden Küste.

Im oberen Teil des Mündungsgebietes sind die Ufer noch verhältnismäßig hoch. Die Mitteldevon-Sandsteinschicht ist von Diluvial- und näher zur Mündung von Alluvialbildungen überdeckt. Die Breite des Flusses beträgt 275—213 m, die Tiefen (von km 286—293) 4,8—5,5 m, weiter seewärts über 6 m. Zur Mündung hin werden die Ufer flacher. Es soll sich da ein Seebecken befunden haben, von dem sich aber nur die das Flußbett bildende tiefe Rinne erhalten hat. Innerhalb des Windauer Hafens, auf einer Strecke von 4 km, bestehen die Ufer aus einer Unterschicht grauen Tones, die von sandigen und lehmigen Mergelarten überdeckt ist. An der Oberfläche hat sich stellenweise Dünen sand gebildet. Innerhalb der Hafenanlagen beträgt die Flußbreite 180—150 m. Vor dem Ausfluß in den Vorhafen wird der Fluß durch Bollwerke und Leitdämme eingeengt, so daß die Breite sich bis auf 90 m verringert. Ende des vorigen Jahrhunderts war an dieser Stelle die Breite des Flusses noch mehr beschränkt; sie betrug damals vor dem Ausfluß nur 52 m, was den Abfluß und den Eisgang behinderte und eine Erweiterung der Mündung erforderlich machte. Die Tiefen des Hafengebietes (4 km) entsprechen den Anforderungen der Ostseeschifffahrt; es ist ein genügend breites Fahrwasser von 7,3—7,9 m Tiefe vorhanden, wobei stellenweise die Tiefe 13 m erreicht.

Südlich der Mündung erreichen die Dünenbildungen bei starker Flugsandbildung einen großen Umfang. Der Strand ist flach. Die 7,3 m Tiefenlinie befindet sich auf einer Entfernung von 1300 m von der Küste. Die Verhältnisse des beweglichen Küstensaumes sind später, bei der Betrachtung der Sinkstoffbewegung, ausführlicher behandelt.

2. Windverhältnisse.

Der Küstenstrich verläuft von SW nach NO. Somit sind die Winde von SW über N bis NO aufländig. Die Häufigkeit der Winde beträgt im Mittel: SW — 15,8 vH, W — 14,8 vH, NW — 11,9 vH, N — 9,1 vH, NO — 6,2 vH; dann O — 9 vH, SO — 11,3 vH, S — 12,1 vH und Windstille 9,8 vH. Zwischen der Häufigkeit der einzelnen Windrichtungen herrscht folgendes Verhältnis:

die Häufigkeit der ablandigen Winde zu der der aufländigen 1:1,08; die der SO-Küstenströmung erzeugenden zu der der NW-Küstenströmung erzeugenden 1:2,0.

Die Winddrücke, d. h. die Produkte aus der Häufigkeit und dem Quadrat der Geschwindigkeit, verhalten sich:

die der ablandigen zu denen der aufländigen Winde wie 1:5,0, die der SO-Küstenströmung erzeugenden zu denen der NW-Küstenströmung erzeugenden wie 1:2,22.

Die häufigsten Winde sind die südwestlichen, doch die stärksten die nordwestlichen, deren Geschwindigkeit mitunter 40 m/sek erreicht. Der Windrichtung entsprechend herrscht eine nordöstliche Küstenströmung vor. Zu erwähnen wäre noch das starke Uebergewicht des Winddruckes der aufländigen Winde.

3. Abflußverhältnisse.

Für den Wasserstand an der Flußmündung ist die jeweilige Höhe des Wasserspiegels der See bestimmend. Bei Westwinden steigt das Wasser, bei Ostwinden fällt es. Die Schwankungen halten sich in der Regel innerhalb +0,6 (über NN) und -0,6 (unter NN).

Vor dem Ausbau des Hafens, als die Einfahrtbreite nur 52 m betrug und die Tiefen vor der Einfahrt bis 2,5 m sich verminderten, stieg der Wasserstand beim Abfluß des Frühjahrshochwassers und besonders während des Eisganges infolge Eisversetzungen an der Mündung bis 2 m über NN. Nach der Erweiterung der Mündung und dem Ausbau des Hafens hat der Wasserstand 0,76 m über NN nicht überstiegen.

Beim Abfluß des Frühjahrshochwassers, der sich im Laufe von 2—3 Wochen vollzieht, erreicht das Gefälle im Mündungsgebiet den Wert 0,0001. Es entwickeln sich dabei Geschwindigkeiten von 1,0 bis 1,75 m/sek.

Nach Angaben aus den Jahren 1902—1904 des früheren Leiters der Hafnarbeiten, Ingenieur Schistovsky, betrug die Höchstwassermenge 776,38 cbm/sek. In seiner Abhandlung über den Ausbau des Windauer Hafens (22) gibt Schistovsky die Höchstwassermenge mit 970 bis 1165 cbm/sek an.

Bei normalen Abflußbedingungen ist das Gefälle äußerst gering. Die Geschwindigkeiten an der Oberfläche übersteigen dann kaum 0,25 m/sek. Bei Ostwinden jedoch wachsen dieselben bis 0,6 m/sek. Bei Westwinden wird das Flußwasser aufgestaut, wobei sich ein negatives Gefälle ausbildet. Die mittlere Abflußmenge kann mit 50 bis 60 cbm/sek angenommen werden; dieser entspricht eine mittlere Profilschwindigkeit von 0,1 m/sek. Das Minimum der Abflußmenge ist von Schistovsky mit 15,18 cbm/sek angegeben. Die Angaben verschiedener Quellen zusammenfassend, lassen sich die Abflußmengen der Windau an der Mündung, wie folgt, angeben: $Q_{min} = 15$ cbm/sek; $Q_{mittel} = 55$ cbm/sek; $Q_{max} = 1000$ cbm/sek.

4. Eisverhältnisse.

Eine Obereisschicht hält sich auf der Windau im Mittel nur 24 Tage, wobei die letzten zwei Kilometer vor der Mündung stets offen bleiben. Auf der Ostsee, an der Windauschen Küste, bildet sich ebenfalls keine Obereisschicht. Doch wird in strengen Wintern durch Nordwinde Eis angetrieben, durch welches die Einfahrt zum Hafen mitunter blockiert wird. Nach Wechsel der Windrichtung wird das Eis bald wieder abgetrieben. Von 1859—1899 war die Hafeneinfahrt nur einmal (im Jahre 1871) zehn Tage blockiert, sonst im Mittel drei bis vier Tage jährlich. Die günstigen Eisverhältnisse sind bedingt durch die oben erwähnte warme Strömung, auch sind keine den Abtrieb des Eises behindernden Untiefen vorhanden. Der Eisgang an der Mündung dauert kaum einen ganzen Tag, gewöhnlich nur wenige Stunden. Nach Ausbau des Hafens gelangt das Eis hindernislos in die offene See.

5. Meeresströmungen und Wellenbewegung.

Außer der ständigen nördlichen Temperaturströmung macht sich, von der Westseite der Insel Oesel kommend, eine südliche Strömung bemerkbar. Letztere trifft an der Südspitze der Insel mit der nördlichen zusammen, was zu Riffbildungen daselbst führt. Diese Strömungen können auf die Gestaltung der Ostküste keinen unmittelbaren Einfluß ausüben. Es herrscht da eine durch die Winde erzeugte, vorwiegend nördliche Küstenströmung vor (Winddruck S zu N = 2,22:1).

Die Lage der Küste an der Mündung der Windau ist eine offene. Die größte Streichlänge haben die Wellen aus südwestlicher Richtung, bis 700 km. Nach unmittelbaren Beobachtungen am Ende des früheren südlichen Leitdammes (vor Ausbau des Hafens) erreichte die größte Höhe der schwingenden Wellen während eines Sturmes

2,5 m. Die von der Mole zurückgeworfenen Wellen sollen bei Nordwinden von einer Geschwindigkeit bis 30 m/sek eine Höhe von 7,3 m erreicht haben.

6. Geschiebe- und Sinkstoffbewegung.

Die Menge der Sinkstoffe, welche der Fluß bei normalem Wasserstande mit sich führt, ist eine geringe. Bei den großen Abflußprofilen des Mündungsgebietes (im Mittel 800 qm) und den geringen Geschwindigkeiten kommen das Geschiebe und die schweren Sinkstoffe schon vor Erreichung der Mündung zur Ablagerung, während die leichteren Sinkstoffe über die Barre hinweg seawwärts fortgetragen werden. Bei der Aufnahme, daß die aufräumende Kraft gleich dem Produkte aus der Tiefe und dem Gefälle ist, kann dieselbe im Mündungsgebiet trotz der großen Tiefen infolge des geringen Gefälles nur unbedeutend sein. Selbst bei Eisgang und Hochwasser ist die Sinkstoffmenge des Flusses, die vor der Mündung zur Ablagerung kommt, verhältnismäßig gering. Während dieser Zeit kommt andererseits die aufräumende Kraft der Flußströmung mehr zur Geltung. Vor dem Ausbau des Hafens ist des öfteren die abtragende Wirkung dieser Kraft in bezug auf die Barre beobachtet worden.

Zur Bildung der Barre trägt vorwiegend die Sandzufuhr vom Strande aus bei. Die an die Mündung anschließende Küste hat einen breiten Dünen-gürtel, an den sich seawwärts der bewegliche Küstensaum anschließt. Die Sandbewegung an der Mündung der Windau wird nicht nur durch die örtlichen Verhältnisse bedingt; sie steht auch in gewissem Zusammenhange mit den an der Südküste der Ostsee vorherrschenden Abbrucherscheinungen.

Heiser (16) hat auf die auffällig starke Sandanhäufung am Strande nördlich des Memeler Tiefs und weiter nach Lettland hingewiesen. Es findet da eine Wendung der Küste aus der östlichen in die nördliche Richtung statt. Südlich des Libauer Hafens ist die Sandbewegung noch verhältnismäßig gering. Von Libau aus nimmt die Küste einen Verlauf nach NO bei herrschender Windrichtung aus SW, was die Sandwanderung wieder wesentlich befördert. Bei seiner breiten Ausdehnung liefert der Strand dort genügend Sand.

Andererseits ist auch der Bestand des Meeresbodens zwischen der Ostküste und Gotland in Betracht zu ziehen: Geröll, Grand und uferwärts Sand. Eine Geschiebe- und Sinkstoffbewegung von der See aus zur Küste hin kann aber nur bei geringeren Tiefen, bis zu welchen die Wellenwirkung reicht, erfolgen. Längs der Küste findet durch die Wellenbewegung eine Vertriftung statt. Ein Teil des durch den Wellenschlag aufgewühlten Sandes gelangt in den Wirkungskreis der durch den Wind erzeugten beständigen Küstenströmung, wird von ihr erfaßt und weiter fortgeführt. Auch gelangen größere

Massen durch den Flugsand von der Küste wieder in die See. Der Windrichtung entsprechend erfolgt die Sandbewegung vorwiegend von S nach N. Durch das aus der Mündung ausfließende Flußwasser wird die Sandwanderung behindert, was zu Ablagerungen führt. Die natürlichen Verhältnisse an der Mündung stehen zurzeit unter der Einwirkung der Hafenanlagen.

7. Hafenanlagen an der Mündung (Abb. 2).

Die Mündung der Windau war bis zum Bau der neuen Anlage (1901—1905) nur durch zwei kurze Leitdämme, die bis zu 2,75 m Tiefe reichten, befestigt. Der Abstand der Leitdämme betrug 52 m; Ende des 19. Jahrhunderts wurde durch Umbau eine Breite von 88,6 m zwischen den Dämmen erzielt.

Bei dieser Anlage hatten sich nach Schistovsky (22) folgende Verhältnisse ausgebildet:

Während der Herbststürme aus südwestlicher und westlicher Richtung bildete sich stets eine lebhaftere Küstenströmung aus, vom Strande aus größere Sandmassen mit sich führend, von denen ein



ÜBERSICHTSKARTE der HÖHEN und GEWÄSSER von ESTLAND und LETTLAND.
 Q.U. - Quartär mit unbekanntem Untergunde.
 J.F. - Jura-Formation.
 P.F. - Perm-Formation.
 O.D. - Ober-Devon.
 M.D.D.A. - Mittel-Devon, Dolomit-Abteilung.
 M.D.S.A. - Mittel-Devon, Sandstein-Abteilung.
 O.S. - Ober-Silur.
 U.S. - Unter-Silur.
 K. - Kambrium.
 A.F. - Archaische Formation

Abbildung 1. M. 1:281250.

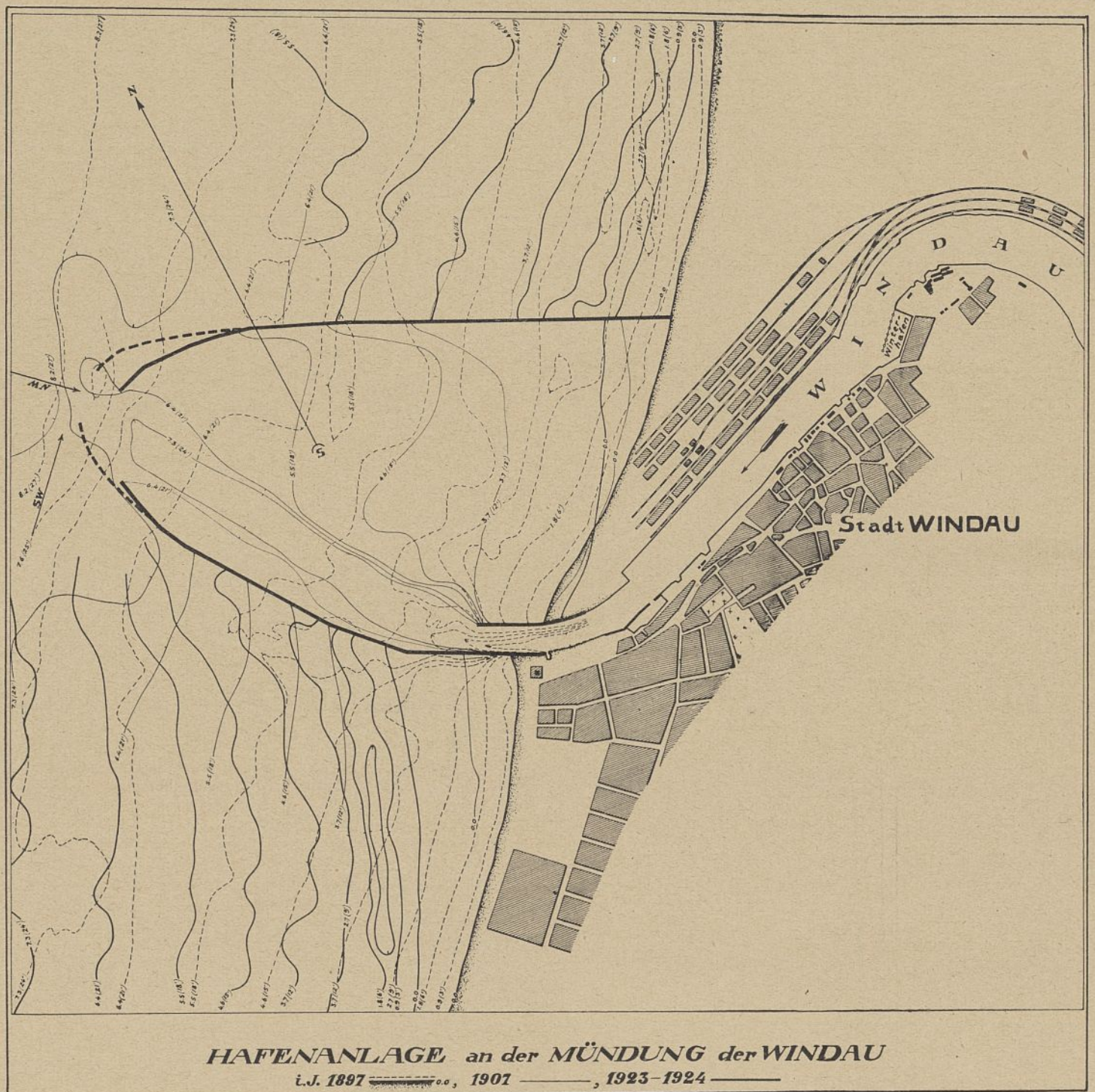


Abbildung 2. M. 1:20000.

Teil vor den Molen zur Ablagerung kam. Die Tiefen verringerten sich dann auf einer Strecke von 320–425 m von 5,5 m bis auf 2,75–3,00 m. Da bis zum Jahre 1896 der Hafenverwaltung noch kein seetüchtiger Bagger zur Verfügung stand, so erfolgte damals eine Aufräumung größerer Ansammlungen erst durch das Hochwasser des folgenden Jahres. Seit dem Jahre 1896 wurden dann regelmäßige Baggerungen durch einen Saugbagger ausgeführt, wobei eine normale Tiefe von 5,5 m auf einer Breite von 85 m im Seekanal aufrechterhalten wurde. Zeitweilig verringerten sich zwar die Tiefen auf einer Strecke von 64 bis 106 m um 0,90–1,20 m, der normale Zustand konnte jedoch durch Baggerungen in drei bis vier Tagen wiederhergestellt werden. Nur während der Herbststürme erfolgte mitunter eine Verzögerung, da der Bagger erst nach Beruhigung der See wieder an die Arbeit gehen konnte. Als ein bezeichnendes Beispiel solcher Versandungen führt Schistovsky den Oktober 1898 an. Ende September genannten Jahres war im Seekanal auf der Barre bei einer Breite von 64 m eine Tiefe von 5,5 m vorhanden. Nach einem Südweststurm (28 m/sek), der Mitte Oktober drei Tage andauerte, lagerte sich im Seekanal auf einer Strecke von 128 m eine Sandschicht von 3,6 m ab, wobei die Tiefen sich im allgemeinen bis auf 3,3 m verringerten. Es gelang zwar wieder, durch Baggerung in vier Tagen die 5-m-Tiefe zu erreichen, doch nur auf einer Breite von 32 m. Somit waren bei der früheren Anlage Unterbrechungen in der Schifffahrt unvermeidlich. Die zur Aufrechterhaltung einer 5,5-m-Tiefe jährlich fortzuräumende Sandmenge betrug vor Ausbau

des Hafens ungefähr 100 000 cbm. Diese Arbeit wurde zum Teil durch das Hochwasser geleistet, der übrige Teil der Ablagerungen mußte mittels Baggerung beseitigt werden. Da Ende des 19. Jahrhunderts der Anschluß des Windauer Hafens an das allgemeine Netz der russischen Bahnen zwecks Ausfuhr des russischen Getreides bevorstand, konnte eine Hafentiefe von 5,5 m nicht mehr für genügend angesehen werden. Zur Erlangung einer Mindestdiefe von 7,6 m mußte ein weiterer Ausbau des Hafens unternommen werden.

Das mit einigen Abweichungen zur Ausführung gelangte Projekt sah die Anlage eines Vorhafens mittels aufeinander zulaufender (konvergierender) Molen vor. Die Südmole (1493 m lg.) sollte in Verlängerung des bestehenden südlichen Leitdamms bis zur 7,3-m-Tiefe durchgeführt werden, die Nordmole (2000 m lg.) sollte 1280 m nördlich beginnen und auf der 7,6 m-Tiefe enden. Durch diese Molenanlage sollte ein Vorhafen von 166 ha Fläche geschaffen werden. Die Breite der Hafeneinfahrt war auf 266 m festgesetzt, um die Eisfreiheit des Hafens zu sichern. Die Molen erhielten leichte Krümmungen zur See hin. Durch Baggerungen sollte zwischen den Molen ein Kanal von 160 m Breite und 7,6 m Tiefe angelegt werden.

Der Verfasser dieses Projektes, Ingenieur Schistovsky (22), ist bei seiner Zusammenstellung von folgenden Gesichtspunkten ausgegangen:

1. Die Südmole hatte zur Aufgabe, das Fahrwasser vor den Wandersanden zu schützen und sie um die Anlage herum nach Norden zu lenken; andererseits durfte das von Norden

kommende Treibeis durch diese Mole nicht aufgehalten werden.

2. Die Nordmole sollte den Vorhafen in erster Linie vor einer Anstauung des Treibeises schützen und seine Bewegung südwärts, an der Einfahrt vorbei, fördern, ohne aber anderseits die von Süden vordringenden Wandersande aufzuhalten.
3. Schließlich sollte das Fahrwasser so angelegt werden, daß die einfahrenden Schiffe, ohne ihre Fahrt zu vermindern und den Kurs zu ändern, in die Flußmündung einfahren konnten.

Infolge der Verschiedenheit der Anforderung, denen die Lage der Molen entsprechen sollte, war diese Frage nur durch einen Kompromiß zu lösen, wobei man in Zukunft einerseits mit Versandungen des Fahrwassers, anderseits mit einer zeitweiligen Blockierung des Hafens durch Eis rechnen mußte. Zur Beseitigung dieser Betriebsstörungen sollten ein seetüchtiger Bagger und ein Eisbrecher dienen.

In dem Projekte waren umgebogene Molenenden vorgesehen, wobei die Richtung der die beiden Molenköpfe verbindenden Linie mit der Hauptrichtung des Windes zusammenfiel. Die Tiefe, bis zu der die Molen geführt werden sollten, hielt Schistovsky für ungenügend und eine Verlängerung der Molen in Zukunft unvermeidlich.

Zur Begründung der Zweckmäßigkeit seines Projektes führt Schistovsky noch an:

1. Eine der projektierten ähnliche Anordnung der Außenwerke (konvergierende Molen) soll sich in folgenden Häfen bewährt haben: Tynemouth in England, Kingstown in Irland, Ymuiden in Holland, Madras in Indien, Rügenwaldermünde in Deutschland, Mariupol und Libau in Rußland.

Dazu wäre zu bemerken, daß die örtlichen Verhältnisse genannter Häfen zu sehr von denjenigen an der Windaumündung abweichen, um Vergleiche ziehen zu können. Ein Teil dieser Häfen befindet sich im Flutgebiet, auch sind sie nicht alle an Flußmündungen gelegen. Zum Vergleich ließe sich vielleicht noch der Rügenwaldermünder Hafen heranziehen, doch ist die Wasserführung der Wipper geringer als diejenige der Windau, auch findet die Bewegung der Wandersande längs der an diese Häfen anschließenden Küsten unter voneinander abweichenden Bedingungen statt.

2. Ferner weist Schistovsky auf die Beschlüsse des Pariser internationalen Schiffahrtskongresses vom Jahre 1889 hin, nach welchen die Anlage obengenannter Häfen als zweckentsprechend und muster-gültig anerkannt wurde.

3. Schließlich erwähnt Schistovsky noch die wissenschaftlichen Untersuchungen des belgischen Ingenieurs de Mey in bezug auf konvergierende Molen.

Der Windauer Hafen wurde in den Jahren 1901—1905 ausgebaut. Die ausgeführte Anlage (Abb. 2) weicht etwas von dem Projekte Schistovsky ab. Die Molenköpfe sind in weit geringerem Maße umgebogen, als ursprünglich vorgesehen war. Die Südmole reicht noch gerade bis zur 7,3 m-Tiefe, ist aber um 70 m kürzer als im Projekt, während die Nordmole um 40 m kürzer ist. Somit überragt der Kopf der Nordmole etwas den Kopf der Südmole.

Die längs der Südmole sich bildende Strömung wird bei der zur Ausführung gelangten Lage der Molenköpfe nicht so allmählich in die Hauptströmung hinübergeleitet, was eine Sinkstoffablagerung vor der Einfahrt begünstigte; dazu trägt noch die etwas hervortretende Lage des Nordmolenkopfes bei. Anderseits begünstigt letztere Lage die Ablenkung des Treibeises von der Hafeneinfahrt. Vom Schiffahrtsstandpunkt ist die ausgeführte Anlage der Molenköpfe günstiger als die projektierte.

Zum XI. internationalen Schiffahrtskongreß zu St. Petersburg im Jahre 1908 lag über diesen Hafen ein Bericht des Ingenieurs Ivanina vor (4).

In den Schlußfolgerungen des genannten Berichtes an den Petersburger Kongreß ist auf folgendes hingewiesen worden:

Die Molenanlage ist nur als zeitweiliges Hilfsmittel zu betrachten. In Zukunft wäre zur Unterhaltung der Tiefe eine Verlängerung der Molen oder verstärkte Baggerung erforderlich, wobei die Wahl der Mittel von der Eigenart der weiteren Barrenbildung und von der Entwicklung der Baggertechnik abhängig zu machen ist. Die Ausführung einer Vertiefung des Vorhafens würde nur alle 2—3 Jahre notwendig sein, wobei 150 000—200 000 cbm zu entfernen wären. Dazu würde sich am besten ein Eimerbagger eignen. Die Fahrinne auf der Barre müßte alljährlich nach den Herbst- und Winterstürmen ausgebaggert werden, außerdem noch bei allen infolge heftiger und andauernder Stürme plötzlich eintretenden Verflachungen. Letztere Arbeiten ließen sich erfolgreich nur mit einem seetüchtigen Hopper-Saugbagger von einer Leistungsfähigkeit bis 600 cbm/st ausführen. Zur Vorüberleitung der nördlichen sandführenden Strömung vor der Hafeneinfahrt wäre eine Rinne von Süd nach Nord bis zu den natürlichen Tiefen anzulegen. Dadurch ließen sich die Sinkstoffe leichter durch den Einfahrtskanal durchführen und würden nicht durch den ansteigenden Meeresboden vor der Einfahrt aufgehalten.

Bis zum Jahre 1915 war es ohne größere Störungen für die Schifffahrt möglich, die erforderliche Tiefe von 7,6 m zu unterhalten. Während des Krieges wurden zwischen den kurzen Leitdämmen

Schiffe versenkt und dadurch die Einfahrt zum Hafen abgesperrt. Es mußte dann ein Teil des nördlichen Leitdammes abgebrochen und unter Umgehung der versunkenen Schiffe eine neue Fahrinne in kürzester Richtung zur See ausgebagert werden. Somit wurde eine Führung der Flußströmung durch die Südmole ausgeschaltet. Da in den folgenden Jahren im Seekanal keine regelmäßigen Baggerungen ausgeführt wurden, nahmen die Ablagerungen auf der Barre größeren Umfang an. So war in den Jahren 1921 und 1922 in der geraden Fahrrichtung auf der Barre nur eine Tiefe von 4,5 m vorhanden. In Umgehung der Barre von der Südseite aus verblieb allerdings noch eine gewundene Rinne von 5,5 m, die von den Schiffen damals benutzt wurde. Durch verstärkte Baggerungen im Jahre 1923 gelang es, wieder einen 7 m-Kanal auszubaggern, welche Tiefe auch im Jahre 1924 unterhalten wurde. Gleichzeitig mit der Verflachung der Barre rückten aber südlich des Hafens die Küstenlinie und die Tiefenlinien seewärts vor. So hat sich die Küstenlinie seit dem Beginn des Baues der Molen um 440 m seewärts (im Mittel 20 m jährlich) vorgeschoben (Abb. 2), somit bis über die erste Wendung hinaus, von wo aus die Mole dann eine mehr schräge Richtung zur Küstenlinie hat. Wenn auch weiter seewärts das Vorrücken der Küstenlinie sich wahrscheinlich langsamer vollziehen wird, kann das immerhin in Zukunft zu einer Versandung des Hafens führen.

8. Barrenbildungen und deren Bekämpfung.

Die Barre vor der Mündung wird vorwiegend durch die Sinkstoffe der See gebildet. Der flache sandige Strand mit seinem breiten beweglichen Küstensaum ergibt zur Bildung von Sinkstoffen reichliches Material, auch der Bestand des Meeresbodens trägt dazu bei. Die offene Lage der Küste begünstigt einen hohen Seegang, der unmittelbar bis an die Küste reicht. Die Sandmassen bewegen sich, der herrschenden Windrichtung und Strömung entsprechend, vorwiegend in nördlicher Richtung. Staustromungen machen sich infolge der offenen Lage der Küste in geringerem Maße bemerkbar. Dieser Sandwanderung von Süd nach Nord stellt sich als natürliches Hindernis der Fluß entgegen. Vor Ausbau des Hafens wurden die Wandersande durch die kurzen Leitdämme und das ausströmende Flußwasser aufgehalten und lagerten sich in ihrem der Küste zunächst liegenden Teil ab. Solange mäßige und wechselnde Winde vorherrschten, waren die Ansammlungen vor der Mündung gering, wobei sich ein Gleichgewichtszustand mit einer 4 m-Tiefe ausbildete. Die natürliche Tiefe der Barrenrinne entsprach aber nicht den Ansprüchen der Schifffahrt. Die damals notwendige Tiefe von 5,5 m mußte durch Baggerungen unterhalten werden, falls die aufräumende Kraft des Frühjahrshochwassers dazu nicht ausreichte. Nach Ausbau des Hafens verlor sich die aufräumende Kraft der Flußströmung im weiten Vorhafen und konnte auf die sich vor der Hafeneinfahrt neu bildende Barre nur wenig einwirken. Trotzdem die Molen bis zur 7,3 m-Tiefe geführt waren, stellten sich schon bald auf der Barre geringere Tiefen ein. Mit dem Strande stand die Barre nicht mehr in unmittelbarem Zusammenhange. Zur Barrenbildung trug die längs der Südmole entstandene starke Teilströmung beim Zusammentreffen mit der Hauptströmung bei. Die Verhältnisse auf der Barre vom Ausbau des Hafens bis zum Jahre 1907 waren gekennzeichnet durch eine Auskolkung am Ende der Südmole und eine Sandbank nördlich derselben. Auf dem Lageplan der Mündung (Abb. 2) sind die Tiefenlinien der Jahre 1897, 1907 und 1923/24 aufgetragen, wobei die Peilungen des letzten Jahres sich nur auf die Strecke südlich und nördlich der Hafenanlage erstrecken. Ein Vergleich der Jahre 1897 und 1907 ergibt infolge der Verschiedenheit in den Hafenanlagen dieser Jahre kein vollständiges Bild über die Entwicklung der Verhältnisse während dieser Zeit. Immerhin ist südlich der Hafenanlage ein allgemeines Vorrücken des Strandes von 100 bis 200 m bis zur 5,5 m-Linie zu ersehen, während die 6,4 m- und 7,3 m-Linien an der Mole etwas zurückgetreten sind, was die Kolkbildung kennzeichnet. Von 1907 bis 1924 sind dann südlich der Hafenanlage die Tiefenlinien wiederum weiter vorgerückt, besonders im Anschluß an die Mole, und zwar 400 bis 500 m. Von der 6,4 m-Tiefenlinie an ist nur ein teilweises Vorrücken bemerkbar, teilweise auch ein Zurücktreten. Die Barrenbildung vor der Hafeneinfahrt war im vorhergehenden behandelt worden; es tritt hier eine ständige Verminderung der Tiefen hervor, bis 1921/22 um ganze 3 m (auf dem Mündungsplan sind die entsprechenden Tiefenlinien nicht aufgetragen). Durch die ungünstige Lage der Molenköpfe begannen die Ablagerungen schon unmittelbar vor der Einfahrt.

Fraglos würden diese Ablagerungen erst mehr nördlich der Fahrinne erfolgen, falls die Molenenden mehr umgebogen und die nördliche Mole nicht vorstehen würde. Die Verbindungslinie der Molenköpfe müßte mit der Richtung der Hauptströmung zusammenfallen. Außerdem hätte, da von einer Leitung der Flußströmung sowieso abgesehen worden ist, die Südmole sich in ihrem ganzen Verlaufe mehr der Küstenströmung anpassen müssen. Bei einer solchen Anlage hätten sich anderseits die Treibeisverhältnisse kaum wesentlich verschlechtert.

Unmittelbar nördlich der Hafenanlage treten ebenfalls Ansamm- lungenerscheinungen hervor, wenn auch in geringerem Maße als süd-

lich. Die 5 m-Linie befindet sich hier im Mittel auf einer Entfernung von 1000 m von der Küstenlinie. Doch 2500 m nördlich der Hafenanlage beginnt Abbruch; die 5 m-Linie tritt da bis 350 m an die Küste heran. Der Abbruch zieht sich auf einer bedeutenden Strecke hin und hat großen Umfang angenommen. Erst da macht sich offenbar die verminderte Zufuhr des Sandes von Süden aus bemerkbar, während der tote Winkel nördlich der Hafenanlage durch zeitweilige Sandzufuhr von Norden aus ausgefüllt wird.

Bei entsprechender Lage der Molen in Verbindung mit Baggerungen könnte fraglos eine für die Schifffahrt genügend tiefe Rinne offengehalten werden. Eine Befestigung des beweglichen Küstensaumes durch Buhnen könnte nur vorübergehend eine günstige Wirkung ausüben, denn nach Anfüllung der Buhnenfelder würde die günstige Wirkung aufhören, wobei andererseits das Vorrücken der ganzen luvseitigen Küste auf die Hafenanlage ungünstig einwirken würde. Da weiter nordwärts des Windauer Hafens sich starker Abbruch bemerkbar macht, liegt der Gedanke nahe, durch ein vorspringendes Werk südlich des Hafens das ganze Küstengebiet des Hafens in eine Abbruchzone zu verwandeln, indem man ihm die Zufuhr des Sandes entzieht. Das würde dem Grundgedanken „kein Vorüberleiten der Wandersande unmittelbar um die Hafenaußenwerke, sondern ein Ablenken derselben seewärts“ entsprechen. Bei einem Ableiten der Wandersande schon weiter luvwärts könnte man bei einer wenig Sinkstoffe führenden Flußmündung sich mit Festlegung derselben durch kürzere Leitdämme begnügen, falls die Anlage eines Vorhafens sich nicht als durchaus erforderlich erweist. Da ähnliche Anlagen bisher nicht ausgeführt sind, läßt sich darüber kein abschließendes Urteil fällen. Das bezieht sich auch auf eine Anlage mit durchbrochenen Dämmen. Bei der Breite der Sinkstoffe führenden Küstenströmung können bei letzterer Anordnung sich noch schwierigere Verhältnisse ergeben als bei der jetzigen.

Andererseits zeigt aber die Windauer Anlage, daß bei einer mächtigeren sandführenden Küstenströmung die bisher übliche Anordnung von aufeinander zulaufenden Molen sich nicht bewährt hat. Die luvseitigen Anordnungen können zu einer vollständigen Versandung des Hafens führen, während die Barre, im Vergleich zu ihrer früheren Lage, sich 1400 m seewärts, wo die Erhaltung der erforderlichen Tiefe in der Fahrinne noch schwieriger ist, neu gebildet hat. Schließlich ist auch der Landverlust durch den leeseitigen Abbruch als großer Nachteil der Anlage zu nennen.

Bei der Windauer Anlage sind alle genannten Erscheinungen (Anordnung luvwärts, Barrenbildung vor der Einfahrt, Abbruch leewärts) schon im Laufe zweier Jahrzehnte in bedeutendem Maße hervorgetreten. Man kann daraus schließen, daß in Zukunft der Kampf mit den Naturgewalten noch schwieriger sein und einen weiteren Ausbau des Hafens notwendig machen wird.

Als zeitweilige Maßnahmen zur Bekämpfung der Barrenbildung sind zu nennen: Umbau der Molenköpfe unter Berücksichtigung vor allem der technischen Anforderungen; sowie verstärkte Baggerung. Die Molenenden müßten mehr umgebogen werden, wobei die Richtung der die beiden Molenköpfe verbindenden Linie mit der Hauptrichtung des Windes zusammenfallen sollte und vor allem das Vortreten des Kopfes der Nordmole zu beseitigen wäre. Bei einer solchen Anordnung müßte die Barre sich etwas nordwärts verschieben. Ferner käme nach eingehenden Voruntersuchungen in der Natur und diesbezüglichen Modellversuchen der Bau einer oder mehrerer weiter ins Meer hinausreichender Buhnen 2000—3000 m südlich der jetzigen Anlage in Betracht. Dadurch könnte eine Verminderung der Ansammlungen erzielt werden.

Im allgemeinen sind aber bei der offenen Lage der Küste und starken Transit-Sandbewegung längs derselben die Verhältnisse für eine Hafenanlage an der Mündung der Windau äußerst ungünstig und ein dauernder Gleichgewichtszustand kaum zu erzielen.

2. Die Mündung der Düna (Hafen Riga), (6), (21), (23), (24).

a) Der Flußlauf oberhalb des Mündungsgebietes (Siehe Abb. 1).

Die Düna entspringt aus dem Dwinez-See am Südrande der Waldaihöhe, 245 m über dem Meeresspiegel. Sie besitzt eine Länge von 1000 km; ihr Zuflußgebiet umfaßt 85 400 qkm.

Oberhalb Witebsk ist die Tiefe gering, es können da nur kleinere Fahrzeuge verkehren. Von Witebsk bis Jakobstadt ist die Düna Schiffen mit einem Tiefgang bis 1,75 m zugänglich. Unterhalb Jakobstadt ist der Fluß nicht mehr schiffbar. In diesem Teil befindet sich der Fluß noch im Entwicklungsstadium und hat sich sein Bett in der Mittel-Devon-Kalksteinschicht noch nicht genügend tief ausgewaschen. Zwischen der Ewst- und Ogermündung, Nebenflüssen der Düna, ist vom Fluß eine ehemalige Verbindungsschwelle des Hügellandes durchbrochen worden. In das lockere Erdreich hinein hat sich der Urstrom zunächst ein bis zu mehreren Kilometern breites, flaches, fast überall noch heute erkennbares Tal ausgespült, das bis auf den festen, dem Mitteldevon angehörenden Dolomit-Felsgrund vertieft worden ist. In dem harten Gestein hat sich dann der Fluß im Laufe der Jahrtausende ein enges, steilwandiges Bett in den Untergrund hineingearbeitet.

Seinen topographischen, geologischen und hydrologischen Eigenschaften entsprechend, läßt sich der Fluß in folgende Teile zerlegen:

Reihenfolge	Ein- teilung	Ent- fernung von der Quelle km	Mitt- leres Gefälle	Geologischer Bestand des Flußbettes und der Ufer	Eigenart
1	Quelle im Dwinez- See bis Witebsk	0—405	0,0003	—	Quellgebiet und Oberlauf
2	Witebsk bis Jakob- stadt	405—838	0,00013	In der unteren Strecke Mittel-Devon, Dolomit- Abteilung	Mittellauf
3	Jakob- stadt bis Dahlen	838—979	0,0004	Mittel-Devon, Dolomit-Ab- teilung. Stellenweise Ober-Devon	Oberlauf Erosion Stromschnellen, die stellenweise ein Gefälle bis 0,01 aufweisen, besonders ober- halb Kokken- husen (km 873) und dann bei Dahlen

Die Breite des Stromtales beträgt $\frac{1}{2}$ —2 km, stellenweise bis 5 km, die Breite des Flusses oberhalb der Ewstmündung 170 bis 300 m, von da bis zum Mündungsgebiet 300 bis 450 m. An Stellen, wo der Fluß Inseln umschließt, ist die Entfernung zwischen den Ufern noch bedeutend größer.

Wo die Ufer hoch und steil sind (z. B. zwischen Ewst- und Ogermündung), steigt der Wasserstand bis 5 m über den mittleren Stand. Bei Eisversetzungen sollen Hochwasserstände bis 12 m über den mittleren vorkommen. Bei derartigen Stauungen entstehen nicht selten neue Flußarme, indem das Wasser, in seinem gewohnten Bette aufgedämmt, sich einen seitlichen Abfluß erzwingt.

Die letzten Stromschnellen befinden sich bei Dahlen, 25 km oberhalb der Mündung. Unterhalb Dahlen beginnt schon das Mündungsgebiet, da bis zu dieser Entfernung sich die Einwirkung des Meeres auf den Wasserstand des Flusses bemerkbar macht. Von Dahlen bis Kengerage ist das Bett noch tief eingeschnitten. Auf dieser Strecke senken sich die Dolomitschichten nach Norden und verschwinden an den Ufern und im Strombett. Weiter unterhalb wird dann das Strombett breiter und flacher und verzweigt sich zwischen Inseln und Sandbänken.

Die Abflußmengen betragen bei der Insel Dahlen bei einem Einzugsgebiet von 80 000 qkm: $Q_{\min} = 128$ cbm/sek, $Q_{\text{mittel}} = 683$ cbm/sek, $Q_{\text{normal}} = 617$ cbm/sek, $Q_{\max} = 5500$ —6000 cbm/sek. Zur Ausnutzung der Wasserkräfte der Düna ist bei Dahlen die Anlage eines Kraftwerkes vorgesehen.

b) Der Rigasche Meerbusen (Siehe Abb. 1).

Der Rigasche Meerbusen zweigt von der Ostsee, tiefer ins Festland sich vorschleibend, in südwestlicher Richtung ab. Nördlich des Meerbusens befindet sich die estländische Inselgruppe. Mit der Ostsee steht der Meerbusen durch Meerengen in Verbindung; im Süden zwischen den äußersten Spitzen der Insel Oesel und der lettländischen Küste (Domesnäs); im Norden durch den Moonsund und Harrisund, zwischen genannter Inselgruppe und der estländischen Küste.

Im nordöstlichen Teil des Meerbusens befindet sich die Per-nausche Bucht.

Der Meerbusen hat in westöstlicher Richtung eine Breite von 104 km und in südnördlicher eine Länge von 171 km.

Der Strand ist fast durchweg flach, während im Meerbusen vorwiegend eine Tiefe von 36 bis 45 m vorhanden ist. Die größte Tiefe befindet sich östlich der Insel Runö, und zwar 53 m.

Der Meeresboden der Bucht besteht aus feinem Sand und Schlamm, stellenweise Steinen und Geröll. Die Küsten sind von Sandstein unterlagert mit einer verhältnismäßig tiefen Diluvial- und Alluvial-Oberschicht. Der Strand zieht sich von Domesnäs bis Pernau in geraden oder nur großzügig geschwungenen Linien dahin. Bis zur 20 m-Tiefe besteht der Meeresboden hauptsächlich aus Schlamm und feinem Sande, der sich landeinwärts zu einer Dünenkette aufwirft. An den Eckpunkten der Westküste des Meerbusens, bei Domesnäs, Rojen, Margrawen, kommen Anhäufungen von großen und kleinen Steinblöcken vor. Die größten und ausgedehntesten Dünen befinden sich im südlichen Teile des Meerbusens, wozu die hier mündenden größeren Ströme beitragen. Zwischen den Dünengebieten finden sich

stellenweise Küstenterrassen, die in einem nicht hohen, aber steilen Abhang zum Meere hin abfallen, ähnlich den Kliffs an der norddeutschen Küste. Die Böschung des Abhanges besteht aus sandhaltigem Lehm und weist Quellen auf. An anderen Orten tritt ein niedriges Sandstein-Felsufer auf. Nördlich der Dünamündung herrscht anfangs feiner Sand vor, weiter nordwärts finden sich stellenweise Steine und Geröll. Zuweilen treten zwischen den Dünen auch Strandwiesen auf.

Im Rigaschen Meerbusen lassen sich keine regelmäßigen Strömungen feststellen. Die Wasserbewegung wird hauptsächlich durch die Winde und Schwankungen des Luftdruckes verursacht. Je nach der herrschenden Windrichtung strömt aus der Ostsee das Wasser in den Rigaschen Meerbusen entweder von Westen aus zwischen der Südspitze der Insel Oesel und dem Festlande oder aus dem Norden durch den Moonsund. Von Westen aus dringt das Wasser bei SW- und W-Winden ein, stößt gegen das östliche Ufer des Meerbusens und lenkt dann nach NW in den Moonsund ab. Diese Strömung hat eine Geschwindigkeit von 0,50–0,75 m/sek. Die Strömung aus dem Moonsund hat südliche Richtung bei einer Geschwindigkeit von 0,25–0,40 m/sek. Zum Teil wird sie zwischen der Insel Kühno und dem Festlande nach Osten abgelenkt. An der Westküste des Meerbusens, zwischen Domesnäs und der Dünamündung, hat die Strömung bei wechselnder Richtung eine Geschwindigkeit von 0,25–0,50 m/sek. An der östlichen Küste des Rigaschen Meerbusens macht sich je nach der Windrichtung eine südliche oder nördliche Küstenströmung bemerkbar, deren Geschwindigkeit 0,25 m/sek nicht übersteigt. Längs der Küste des Rigaschen Meerbusens findet zwar eine Sandwanderung statt, doch nicht von der Regelmäßigkeit und dem Umfange, wie längs der Ostküste der Ostsee bis Domesnäs.

Der Salzgehalt des Wassers des Rigaschen Meerbusens beträgt in je 100 Gewichtsteilen 0,65 bis 0,32. G. Schweder¹⁾ hat aus siebenjährigen Beobachtungen den mittleren Salzgehalt mit 0,507 vH bestimmt. An der Mündung der Düna ist der Salzgehalt naturgemäß geringer.

Der Rigasche Meerbusen friert alljährlich zu, worüber nähere Angaben bei der Behandlung des Mündungsgebietes folgen.

c) Das Mündungsgebiet (Abb. 1 und 3.)

1. Gestaltung und Bestand des Flußbettes, der Ufer und der an die Mündung anschließenden Küste.

In seinem Mündungsgebiet spaltet sich der Fluß vielfach und hat des öfteren sein Bett gewechselt. In unregelmäßigem Zustande betrug die Breite des Flusses 700–3000 m. Mit der Regelung ist

¹⁾ Korr.-Bl. des Naturforscher-Vereins zu Riga 1881–1887, Bd. XXIV–XXX.

im Jahre 1640 begonnen worden; Ende des 19. Jahrhunderts wurde dann diese Arbeit zum Abschluß gebracht. Durch entsprechende Werke ist der Fluß im Mündungsgebiet möglichst zusammengefaßt und seine Breite auf 427 bis 650 m beschränkt worden. Die Tiefenverhältnisse haben sich dadurch wesentlich verbessert, doch kann die für die Schifffahrt erforderliche Tiefe von 7,5 bis 8 m nur durch Baggerungen aufrechterhalten werden. Die Ufer des Mündungsgebietes sind vorwiegend alluvialer Bildung, nicht gleichmäßig flach, stellenweise höher und steiler. 7 km oberhalb der Mündung steht die Düna durch den Mühlgraben mit dem Stintsee und seinem Zuflußgebiet in Verbindung. Weiter unterhalb beginnt die frühere östliche Mündung des Flusses, die gegenwärtig fast völlig verschlammt und verschilt ist und blind endet, da ein Steindamm, der nahe dem Meeresstrande hinübergebaut worden ist, sein völliges Versanden an diesem Ende zur Folge gehabt hat. Unmittelbar vor der Mündung nimmt die Düna von der linken Seite einen Arm der Kurländischen Aa auf. Die eigentliche Mündung der Aa befindet sich 9 km westlich der Dünamündung. Die Düna besitzt also eben nur noch einen tätigen Mündungsarm, gehört aber ihrer Eigenart entsprechend zur Gruppe der mehrarmigen Mündungen. Die Flußmündung liegt an der offenen Küste des Rigaschen Meerbusens, die an der Stelle von SW nach NO gerichtet ist. Die Küstenlinie hat an der Mündung eine seewärts gerichtete Ausbuchtung, die augenscheinlich durch die Ablagerungen des Flusses gebildet ist. Vor der Festlegung der Mündung war die Lage derselben öfteren Aenderungen unterworfen, wozu hauptsächlich Eisversetzungen beitrugen. Der Abgang des Flußeises zur See ist durch die Obereisschicht und das Treibeis der Bucht des öfteren behindert worden, was zu Aenderungen in der Lage der Fahrinne geführt hat. Beigetragen dazu haben die Sinkstoffe des Flusses und das Vordringen des Dünenandes. Im Jahre 1644 erfolgte der Ausfluß in westlicher Richtung, wo sich der heutige Winterhafen befindet. Der östliche Mündungsarm muß schon vor diesem Zeitpunkte abgestorben sein. Die Tiefe an der Mündung betrug damals 11 Fuß. Später verringerten sich die Tiefen und betrugen Ende des 18. Jahrhunderts nur noch 7 bis 8 Fuß. Es erfolgten dann die ersten Bauten zur Regelung und Festlegung der Mündung. An die Mündung schließt eine flache Sandküste mit ausgedehnter Dünenbildung an. 17 km nördlich mündet die Livländische Aa. Augenscheinlich werden die zur Ablagerung gekommenen Sinkstoffe dieser Flüsse zum Teil von der See ans Ufer zurückgespült, was zur Dünenbildung außerordentlich beiträgt.

2. Windverhältnisse.

Die Mündung ist allen Winden von SW über N bis NO offen. Die häufigsten Winde sind die südwestlichen mit 26,48 vH, dann die südlichen mit 19,26 vH. Im Herbst und Winter nähert sich die mittlere Windrichtung mehr der südlichen, vom März an geht sie in eine westliche über, im Mai, Juni und Juli wird sie eine westnordwestliche. Die größte Zahl der Sturmtage fällt auf den Oktober, die geringste auf den August.

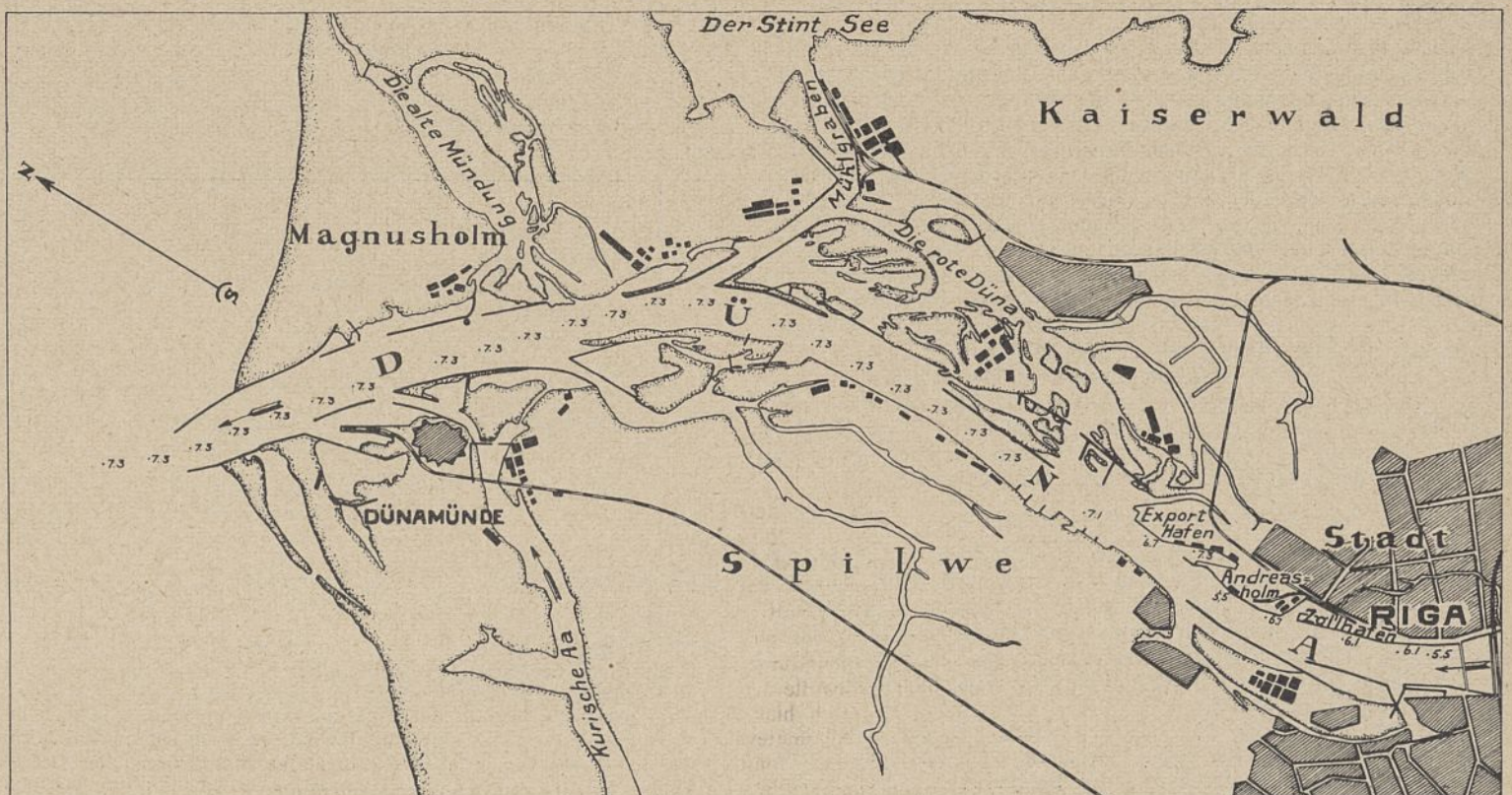


Abb. 3. Der Hafen von Riga. M. 1:79000.

Zwischen der Häufigkeit der einzelnen Windrichtungen herrscht folgendes Verhältnis:

1. die Häufigkeit der ablandigen Winde (O bis S) zu der der auflandigen 1 : 2,0 (28,5 vH zu 56,5 vH), wobei auf Windstille 15 vH entfallen;
2. die der SW-Küstenströmung erzeugenden Winde (N und NO) zu der der NO-Küstenströmung erzeugenden (SW, W und NW) 1 : 1,6 (22,15 vH zu 34,68 vH).

Nur auf die Schiffsfahrtszeit (I/IV—I/XII) bezogen, ändern sich genannte Verhältniswerte, wie folgt:

- 1a) die Häufigkeit der ablandigen zu der der auflandigen Winde wie 1 : 2,4 (25,33 vH zu 60,04 vH), wobei auf Windstille 14,63 vH entfallen;
- 2a) die der SW-Küstenströmung erzeugenden zu der der NO-Küstenströmung erzeugenden, wie 1:1,5 (24,29 vH zu 35,75 vH).

Die Winddrucke, d. h. die Produkte aus der Häufigkeit und dem Quadrat der Geschwindigkeit verhalten sich:

- die der SW-Küstenströmung erzeugenden Winde zu den der NO-Küstenströmung erzeugenden, wie 1 : 1,6.

Die mittlere Geschwindigkeit der auflandigen Winde ist 4,5 m/sek.

Die angeführten Werte sind auf Grundlage zehnjähriger Beobachtungen berechnet.

3. Abflußverhältnisse.

Der Wasserstand im Mündungsgebiet wird durch drei selbstschreibende Pegel registriert: bei der Insel Dahlen, bei der Stadt und bei der Mündung. Die Nullpunkte der beiden letzten Pegel liegen auf gleicher Höhe und 0,847 Faden niedriger als der Nullpunkt des Kronstädter Pegels. Die Wasserstandsschwankungen kennzeichnen folgende Angaben:

Standort des Pegels	Frühjahrs- hochwasser		Höchste Sturmflut		Niedrigster Wasserstand		Jahres- mittel	
	über Pegel „0“	ab- solut	über Pegel „0“	ab- solut	über Pegel „0“	ab- solut	über Pegel „0“	ab- solut
	Meter		Meter		Meter		Meter	
Bei der Stadt Riga	4,97	3,17	3,08	1,28	0,55	-1,25	1,49	-0,31
An der Düna- mündung .	2,84	1,04	3,35	1,55	0,43	-1,3	1,37	-0,45

Der Wasserstand wird einerseits durch die Flußwassermenge, andererseits durch die jeweilige Höhe des Meeresspiegels bedingt. Bei Hochwasser bildet sich in der Mündungsstrecke ein Gefälle bis zu 0,0001 aus. Das mittlere Gefälle beträgt 0,00001. Bei starken und andauernden Winden aus der Richtung zwischen W und N steigt der Meeresspiegel, wobei sich ein negatives Gefälle ausbilden kann.

Die größten Wasserstandsschwankungen betragen: bei der Stadt 4,42 m, an der Mündung 2,92 m.

Die Abflußmengen oberhalb des Mündungsgebietes bei Dahlen bei einem Zuflußgebiete von 80 000 qkm sind im vorhergehenden angegeben. An der Mündung wird die Abflußmenge durch den Zufluß aus dem Gebiete des Stintsee und zum Teil aus dem der Kurländischen Aa vermehrt. Das Verhältnis der Abflußmengen bei Dahlen und an der Mündung müßte dem Verhältnis der Größe der Abflußgebiete entsprechen, somit an der Mündung um $\frac{85\ 400}{80\ 000}$ gleich 1,0675 größer sein. Dabei ist zu beachten, daß der Abfluß an der Mündung unter dem Einfluß der See steht; eine bestimmte Gesetzmäßigkeit zwischen Wasserstand und Abflußmenge besteht nicht. Bei gleichem Wasserstande können die Abflußmengen verschieden sein. Bei Beachtung der Größe des Abflußgebietes unter Ausschaltung des Einflusses der See erhalten wir an der Mündung:

$$Q_{\min} = 136,5 \text{ cbm/sek, } Q_{\text{mittel}} = 728 \text{ cbm/sek,}$$

$$Q_{\text{normal}} = 659 \text{ cbm/sek, } Q_{\max} = 5870-6400 \text{ cbm/sek.}$$

Dem entspricht eine jährliche mittlere Abflußmenge von 23 cbkm. Nach Fritzsche¹⁾ soll dieselbe nur 6,12 cbkm betragen, was aber den bei Dahlen ausgeführten Messungen nicht entspricht.

4. Eisverhältnisse.

Nach Pabst (23) bildet sich eine Obereisschicht im Mittel am 13. Dezember, der Eisgang findet am 20. April statt, somit hält sich eine Obereisschicht 122 Tage. Der Rigasche Meerbusen gefriert an der Küste im Mittel am 19. Dezember und wird eisfrei Mitte April. Im mittleren Teil des Meerbusens bildet sich eine Obereisschicht nur in strengeren Wintern. Die westliche Einfahrt zum Meerbusen bleibt im Mittel 325 Tage eisfrei.

Während der Eiszeit wird die Verbindung mit dem Hafen Riga möglichst durch Eisbrecher aufrechterhalten, doch ist in strengeren Wintern mit einer Unterbrechung der Schifffahrt bis drei Monate zu rechnen.

¹⁾ Zeitschr. f. Gewässerkunde, Bd. VII, S. 369, und VIII, S. 75.

Im Winter kommt es auf den Stromschnellen oberhalb des Mündungsgebietes zu reichlichen Grundeisbildungen. Besonders schwierig gestaltet sich der Eisgang. Vor dem Eisgang steigt in der Regel das Wasser bedeutend, wobei große Eismassen plötzlich in Bewegung gesetzt werden. Wie im vorhergehenden angegeben, entstehen an den engeren Stellen leicht Eisversetzungen mit Aufstau des Wassers und eventuellen Aenderungen des Flußbettes. Auch für die Mündungsverhältnisse ist der Verlauf des Eisganges von großer Bedeutung. Fällt derselbe mit ablandigen Winden zusammen, finden keine Eisversetzungen an der Mündung statt, und das Eis wird ohne Unterbrechung in die See hinausgetragen. Dabei wird auch das Treibeis von der Mündung abgetrieben. Bei auflandigen Winden kann die Mündung von der See aus durch Eis blockiert werden, wodurch der Abgang des Flußeises behindert wird. Das führt zu gewaltigen Eisversetzungen, die rechtzeitig zu beseitigen sind. In solchen Jahren nehmen die Tiefen auf der Barre bedeutend ab, wodurch die Schifffahrt längere Zeit behindert wird.

5. Meeresströmungen und Wellenbewegung.

Die Strömung vor der Mündung auf der Barre ist bei W- und NW-Winden gering, kaum 0,15 m/sek, während die westliche Strömung (bei O-Winden) eine Geschwindigkeit von 0,50—0,75 m/sek erreicht. Bei starker westlicher Strömung ist die Einfahrt in den Hafen erschwert. Auch verstärkter Ausstrom des Flußwassers ist der Schifffahrt hinderlich, da die Fahrinne von der Stromrichtung abweicht (Abb. 4). Ein solcher findet statt bei andauernden ablandigen SO-Winden. Dabei sinkt der Wasserstand im Meerbusen bis 0,75 m unter Normal, das Gefälle in der Mündungsstrecke vergrößert. Im Frühjahr nach dem Eisgang entwickelt sich bei günstiger Windrichtung auf der Barre eine starke Strömung in NW-Richtung von 0,76 m/sek bis 1,5 m/sek; diese Strömung hält ungefähr zwei Wochen an. Nach dem Abflusse des Hochwassers nimmt die Strömung ab, wobei ihre Richtung von der jeweiligen Windrichtung beeinflusst wird. Die Wellen an der Mündung erreichen eine Höhe von 2,4 m.

6. Geschiebe- und Sinkstoffbewegung.

Die Düna ist verhältnismäßig reich an Sinkstoffen, besonders während des Eisganges und des Frühjahrshochwassers. Zu der Zeit gelangen Sinkstoffe auch aus dem oberen Lauf des Flusses in das Mündungsgebiet. Wenn das Eis und das Frühjahrshochwasser bei ablandigen Winden abgeführt werden, entwickeln sich die Verhältnisse günstig. Der größte Teil der leichteren Sinkstoffe wird weit in die See hinausgetragen und kommt weder im Mündungsgebiete noch auf der Barre zur Ablagerung. Bei auflandigen Winden jedoch verliert das ausströmende Flußwasser durch den Aufstau von seiten der See und den der Flußströmung entgegengerichteten Wellengang einen Teil seiner lebendigen Kraft, was zu Ablagerungen auf der Barre führt. Je stärker der Gegenwind, desto näher zur Mündung hin geschieht das. Nur bei Windstille verteilen sich die Sinkstoffe gleichmäßig auf der Barre. Die bei ungünstiger Windrichtung zur Ablagerung gelangten Sinkstoffe können bei Umschlag des Windes wiederum weiter seewärts fortgeschafft werden. Im Mittel fällt der Eisgang und das Frühjahrshochwasser mit der ungünstigen Windrichtung N 25° W zusammen.

Zur Bestätigung der Abhängigkeit der Tiefenverhältnisse auf der Barre von der Windrichtung im Frühjahr führt Naghel (24) folgende Beispiele an:

Jahr	Windrichtung beim Eisgang und Frühjahrs- hochwasser	Tiefenverhältnisse auf der Barre
1890	Ablandig	In der Fahrinne auf der Barre sank die Tiefe nicht unter 6 m
1892	Auflandig	Durch die Ablagerungen verringerte sich die Tiefe am Ende der Fahrinne um 1 m
1894	Ablandig	In der Fahrinne erhielt sich eine Tiefe von 6,7 m
1895	Anfangs ablandig, dann auflandig, später wieder ab- landig	Anfangs machten sich keine außer- gewöhnlichen Ablagerungen bemerk- bar. Dann zog sich sofort eine breite Bank quer über das Fahrwasser. Der zur Ablagerung gekommene Sand wurde später zum Teil seewärts ab- getrieben, hielt sich aber noch im letzten Viertel der Fahrinne, die Barre um 85 m seewärts verlängernd

Bei normalen Abflußverhältnissen ist der Sinkstoffgehalt des Flußwassers gering. Infolge des geringen Gefälles kommen dieselben dann zum größten Teil schon im Mündungsgebiet zur Ablagerung. Da die Mündungsstrecke auf Mittelwasser geregelt ist, liefert sie bei diesem Wasserstand nur wenig an Sinkstoffen.

Nach Glasenapp¹⁾ enthält die Düna bei Riga, wo alle größeren Gerölle und Sinkstoffe bereits längst abgesetzt sind, im Mittel auf jeden Kubikmeter, das ist eine Million Gramm, Wassers 161,6 Gramm gelöste und 9,4 Gramm aufgeschwemmte Stoffe. Zur Eisgangszeit steigt der Gehalt an aufgeschwemmten Stoffen bis auf 204 Gramm im Kubikmeter. Zur Barrenbildung tragen hauptsächlich die aufgeschwemmten Stoffe bei, während die gelösten unter der Einwirkung des Seewassers erst weiter seewärts sich absetzen.

Bei der Annahme, daß im Laufe von zehn Monaten der Abfluß sich unter normalen Bedingungen bei geringerem Sinkstoffgehalt vollzieht und nur während zweier Monate der Sinkstoffgehalt mittlere Höchstwerte erreicht, läßt sich die jährliche Menge an festen Sinkstoffen im Mündungsgebiet wie folgt berechnen:

Zeitdauer	Auf 1 cbm Wasser an festen Sinkstoffen		Bei einer mittleren Abflußmenge während 10 Monate von 500 cbm/sek		
	kg	cbm	cbm/sek	cbm/24 St.	Gesamt
10 Monate	0,0094	0,00000626	0,003130	270	81 000
2 „	0,2000	0,000133	0,266000	23 000	1 400 000
					1 481 000

Unter Berücksichtigung des Geschiebes kann die jährlich zur Ablagerung kommende Menge an festen Stoffen zum mindesten mit 1 500 000 cbm angenommen werden.

Naghel (24) gibt die jährlich vom Fluß in die See gelangenden Sandmassen mit 7 285 000 cbm an, doch ohne nähere Begründung. Kuppfer schätzt dieselben mit 1 000 000 cbm. Erstere Angabe könnte nur für außergewöhnliche Jahre zutreffen. Hierzu wäre noch zu bemerken, daß die jährliche Bodenmenge, die im Mündungsgebiet und Seekanal ausgehoben wird, im Mittel 1 000 000 cbm beträgt, worauf wir noch im nächsten Abschnitt zurückkommen.

Außer der Geschiebe- und Sinkstoffbewegung vom Flusse aus findet eine solche vom Strand aus statt. Die anschließende Küste ist reich an Dünenbildungen, zu der die Flußsinkstoffe beitragen. Der Dünen sand wird durch die Brandung wieder in Bewegung gesetzt und durch die Strömungen verfrachtet. Obwohl die östliche Küstenströmung zeitweilig stärker zu sein pflegt, ist die westliche immerhin vorherrschend (Winddruckverhältnis zugunsten der letzteren Strömung 1:1,43) und hat auf die Bewegung der Wandersande eine größere Einwirkung. Der vom Strande und den Riffen aufgewühlte Sand wird durch die Strömungen vor die Mündung getragen. Dort verliert der Küstenstrom durch die Einwirkung des ausströmenden Flußwassers an Tragkraft, was zu Ablagerungen auf der Barre führt. Die Sinkstoffbewegung vom Strande aus ist bedeutend geringer als im Frühjahr vom Flusse aus. Die Barre wird durch die Fahrinne in zwei ungleiche Hälften geteilt (Abb. 4). Die größere westliche 2 m-Bank hat eine Länge von 1000 m bei einer größten Breite von 400 m. Bei andauernden Westwinden streckt sich die westliche Bank aus und versperrt die Fahrinne. Die östliche Bank ist an Umfang geringer und hat sich im Laufe der letzten Jahrzehnte nur wenig verbreitert; demgemäß muß der Einfluß der östlichen Strömung unbedeutend sein.

Der Bestand der Barre ist folgender:

1. von der Mündung aus bis zur 6 m-Tiefe befindet sich zum Teil gröberer Flußsand, zum Teil ein feinkörniger, gelbgrauer Quarzsand von einer Korngröße von 0,2 mm im Mittel;

2. Von der 6 m-Tiefe seewärts kommen im Sanduntergrunde Zwischenschichten abgelagerten Schlammes und dunklen Tones, gemischt mit braunen organischen Bestandteilen, vor.

¹⁾ Rigasche Industriezeitung XII, S. 136—138, 1886, und XIV, S. 267—273, 1888.

7. Regelung der Mündung und der Mündungsstrecke.

Zur Verbesserung der Schifffahrtsverhältnisse ist die ganze Mündungsstrecke durch Parallelwerke und Buhnen geregelt (Abb. 3). Nachdem mit der Regelung im 17. Jahrhundert begonnen worden war, wurde dieselbe im größeren Umfange nach einem Projekt des Kapitäns von Weißmann in der zweiten Hälfte des 18. Jahrhunderts fortgesetzt. Nach Pabst (23) wurden anfangs die erhofften Ergebnisse nicht erzielt. An flacheren Stellen entstanden Eisversetzungen, wobei durch den Stau ein Durchbruch der Dämme erfolgte. Es bildeten sich immer wieder Sandbänke, auf denen die Tiefen bis 2,75 m (9Fuß) sanken. Zu jener Zeit wurde auch die Mündung der Düna festgelegt. Die östliche Mündung wurde abgedämmt, ebenfalls ein Durchbruch der Aa, um dem Hauptmündungsarm der Düna mehr Wasser zuzuführen (Abb. 5, I). Das westliche Fahrwasser konnte den Anforderungen der Schifffahrt nicht genügen. Im Jahre 1788 wurde die westliche Fahrinne abgeschlossen und eine neue Fahrinne in nordwestlicher Richtung durchgeführt, zu deren Schutz vom Fort Comet aus eine breite Mole in nordwestlicher Richtung ins Meer gebaut wurde. Seit der Zeit machte sich neben der Festung eine Sandbank, die innere Barre, störend bemerkbar (Abb. 5, II).

Allmählich rückte der Strand zu beiden Seiten der Mündung vor. Die Westküste verband sich mit dem Ende des Fort-Comet-Dammes und schnitt dadurch ein Wassergebiet ab, das später zum Winterhafen ausgebaut wurde. Durch das Vordringen des Sandes von Osten verschob sich die Fahrinne wiederum mehr nach Westen (Abb. 5, III). In der Mündung und in der Fahrinne auf der Barre hatte man bisher versucht, mittels eiserner Harken eine Tiefe von 12½ Fuß aufrechtzuerhalten. Die Fahrinne verflachte aber beständig, so z. B. im Frühjahr 1847 und 1848 bis auf 2,13 m (7 Fuß)

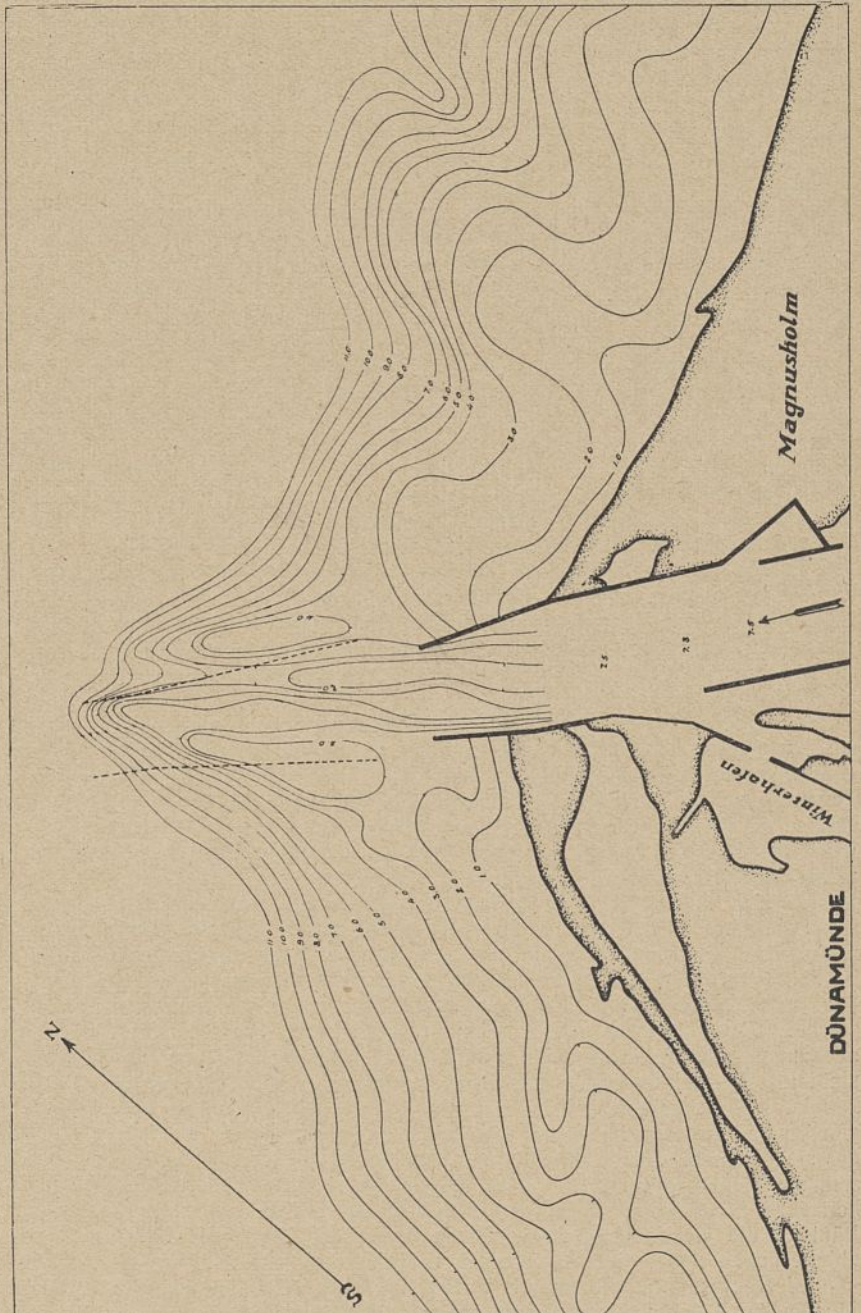


Abb. 4. Hafenanlage an der Dünamündung. M. 1:40000.

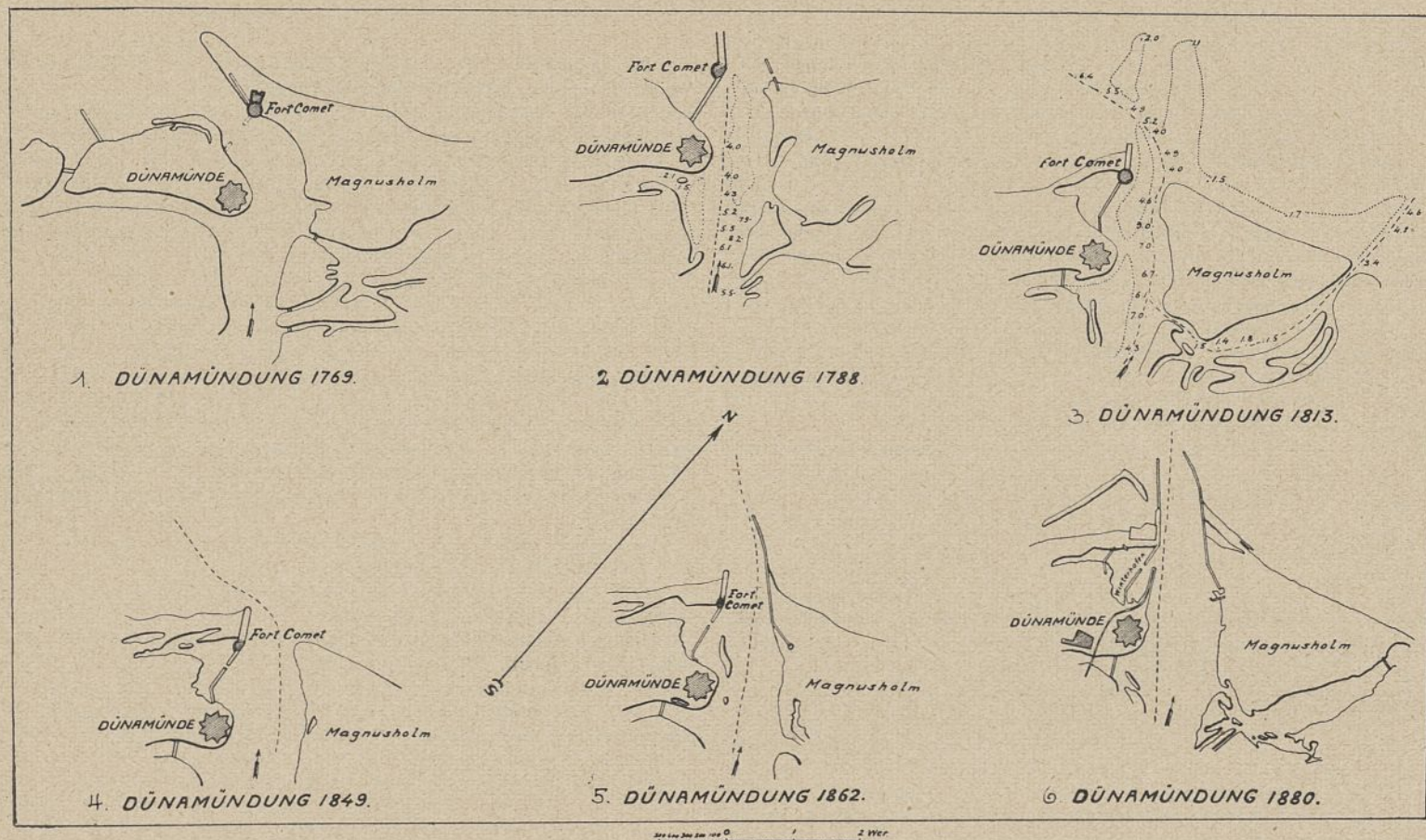


Abb. 5. Die Dünamündung zu verschiedenen Zeiten.

auf der inneren Barre, und als diese vom Hochwasser 1849 fortgerissen wurde, versandete das Seegatt bis auf 3,20 m (10½ Fuß). In der Einfahrtsrichtung hatte sich eine 5 Fuß-Bank vorgelagert, welche von den Schiffen in westlicher Richtung umgangen werden mußte, was unbequem und gefährlich war (Abb. 5, IV). Diese schlimmen Verhältnisse führten zum Bau des östlichen Seedammes. Der Damm wurde in einer Länge von 2340 m in den Jahren 1850—1861 ausgeführt. Durch die Einwirkung des Dammes bei gleichzeitiger Baggerung bildete sich eine 5,5 m tiefe Fahrrinne in gerader Richtung. Andererseits machte sich aber ein schnelles Anwachsen der Sandmassen zu beiden Seiten der Mündung bemerkbar. Im Osten rückte die Uferlinie neben dem östlichen (Magnusholmschen) Damm ins Meer vor. Im Westen bildete sich eine schmale Insel, die durch einen schmalen Wasserstreifen von der Küste getrennt blieb. Auch zu beiden Seiten der Fahrrinne auf der Barre schoben sich die Sandbänke weiter ins Meer vor (Abb. 5, V). Das Vorrücken der Sandbänke betrug zu der Zeit im Mittel 32 m jährlich. Um die Wirkung des östlichen Dammes zu verstärken, wurde der westliche (Fort-Comet-Damm) um 860 m verlängert. Durch einen See-Hopperbagger gelang es dann, die Tiefe im Seegatt auf 6 m (20 Fuß) zu bringen, doch nach jedem Hochwasser verringerten sich wieder die Tiefen (Abb. 5, VI).

Gleichzeitig mit der Festlegung der Mündung wurde im Jahre 1875 eine planmäßige Regelung der ganzen Mündungsstrecke unternommen zur Erzielung eines 5,5 m tiefen Fahrwassers. Bei der Regelung wurden mehrere Nebenarme gesperrt und das Hauptbett durch Parallelwerke, Bühnen und Uferbefestigungen festgelegt (Abb. 3). Dadurch wurde bei mittlerem Wasserstande eine gleichmäßige Breite bei fester Begrenzung erzielt, während das Hochwasser sich ungehindert ausbreiten konnte. Da die Anforderungen der Schifffahrt in betreff der Tiefe wuchsen, mußte das Strombett noch mehr eingeengt werden. Bei verstärkter Baggerung wurde im Jahre 1890 von der Mündung bis zur Stadt Riga eine Tiefe von 6 m erzielt, die in den folgenden Jahren bis auf 6,7 m gebracht wurde. Zwar brachte jedes Frühjahrshochwasser schwere Versandungen mit sich, die dann durch Baggerung beseitigt werden mußten. Immerhin waren die Tiefenverhältnisse der Mündungsstrecke nicht schlechter, als die der Fahrrinne auf der Barre. So wurde auf letzterer im Jahre 1893 eine Tiefe von 6,7 m erreicht, die sich auch im Jahre 1894 hielt. Doch im April 1895 verringerte sich die Tiefe wiederum bis 5,3 m. Es erwies sich die Unbeständigkeit der 1½ km langen Fahrrinne zwischen den 6 Fuß- und 11 Fuß-Bänken, die sich ständig seewärts verlängerten. Auch die Sandablagerungen neben den Seedämmen nahmen von Jahr zu Jahr zu.

Infolge genannter Umstände wurde im Jahre 1895 ein weiterer Ausbau der Mündung in Betracht gezogen. Ein entsprechendes Projekt war von dem damaligen Leiter der Regelungsarbeiten,

Ingenieur von Naghel, ausgearbeitet worden (24) (Abb. 4). Es sollte ein neuer Kanal in der Richtung des Stromstriches ausgebaggert werden, da die bisherige Fahrrinne auf der Barre von der Richtung der Flußströmung und Leitdämme abwich. Der Kanal war bemessen: Länge 1565 m, Sohlenbreite 129 m und Tiefe 7,3 m, bei einem Aushub von 776 000 cbm. Der Kanal sollte durch entsprechende Werke geschützt werden, bei deren Anlage von Naghel von folgenden Gesichtspunkten ausging:

1. Die Sinkstoffe sollen von der Strömung durch den Kanal mit derselben Geschwindigkeit, mit der sie vom Fluß aus in den Kanal gelangen, fortgeschwemmt werden, wozu den Leitdämmen zur Erhaltung der tragenden Kraft des Stromes eine konvergierende Richtung zu geben wäre.

2. Die Leitdämme müssen sofort bis zur erforderlichen Tiefe ausgeführt werden, um die Bildung einer neuen Barre zu verhüten und um den Schiffen eine hindernislose Benutzung des neuen Schifffahrtsweges zu gewähren.

3. Infolge der Eisgangverhältnisse muß der Abstand der weiteren Schutzwerke zum mindesten gleich sein dem Abstände der bestehenden Leitdämme, nämlich 415 m.

4. Die konvergierenden Leitdämme sind auf den letzten 320 m, wo schon eine Tiefe von 7,3 m vorhanden ist, gleichlaufend zu führen, damit, wenn erforderlich, eine Verlängerung derselben leicht auszuführen wäre.

5. Die projektierten Schutzwerke sollen aus folgenden Gründen nicht die unmittelbare Fortsetzung der bestehenden bilden:

- Nach Punkt 1 ist es erwünscht, konvergierende Leitdämme anzulegen, was im Anschluß an die vorhandenen nicht möglich wäre.
- Die beiderseitige Unterbrechung der Leitdämme begünstigt infolge der plötzlichen Verbreiterung des Querschnittes die Ablagerung der Sinkstoffe an den Seiten des ungeschützten Teiles des Kanales, somit das weiter strömende Wasser entlastend.
- Die Oeffnungen in den Molen erleichtern den kleineren Küstenfahrzeugen und Flößen den Zutritt zum Hafen.
- Beim Eisgang würde auf der durchbrochenen Stelle eine Verteilung der kompakten Eismassen erfolgen, so daß nur ein Teil derselben im Kanal verbliebe.
- Vor dem Ende der bestehenden Leitdämme war auf einer Länge von 320 m die erforderliche Tiefe (7,30 m) bei einer Breite von 106 m vorhanden, was einen Schutz des Kanals auf dieser Strecke erübrigte.

Diesen Gesichtspunkten entsprechend, sollten die neuen Leitdämme, wie folgt, angelegt werden: 320 m von dem Ende der bestehenden Leitdämme bei einem Abstände von 640 m beginnend, auf einer Länge von 1200 m aufeinander zulaufen bis zu einem

Abstand 415 m weiter seewärts, auf einer Länge von 320 m gleichlaufend; bei einer symmetrischen Lage hinsichtlich der Achse des Kanales, welche in der Stromrichtung anzulegen ist, wäre die Länge eines jeden Leitdammes 1500 m. Bei einer solchen Lage würde der westliche Leitdamm die westliche Sandbank (Tiefe 2,0–8,0 m) durchschneiden, während der östliche Leitdamm am Rande der Ostbank zu liegen käme. Die gleichlaufenden Teile sollten in der Richtung N 54° W bis zur 13,7 m-Tiefe geführt werden; dann wäre 110 m seewärts der Enden der neuen Leitdämme eine Tiefe von 18,3 m vorhanden gewesen. Dadurch wäre die Bildung einer neuen Barre in absehbarer Zeit verhütet worden.

Zur Durchführung eines 7,3 m tiefen Seekanals war infolge der Verschiedenheit im Bestande des auszuhebenden Bodens die Anschaffung eines Hopper-Eimer-Pumpen-Baggers mit einem Laderaum von 583 cbm vorgesehen. Die Ausbaggerung der 776 000 cbm sollte im Laufe von vier Jahren erfolgen. Dementsprechend mußte bei einer Arbeitsdauer im Seekanal von 100 Tagen jährlich die tägliche Leistung des Baggers 2910 cbm betragen.

Der Ausbau der Anlagen an der Dünamündung ist nach dem beschriebenen Projekt nicht zur Ausführung gelangt, sondern man hat sich durch verstärkte Baggerungen zu helfen gesucht. Schon im Jahre 1882 trat an der Dünamündung ein See-Hopper-Bagger in Tätigkeit. Die mit diesem Bagger im Seekanal hergestellte Tiefe von 6,7 m (20 Fuß) wurde bald darauf auch bis in den Boldeaaer Hafen und in den Mühlgraben hinein fortgeführt (Abb. 3). Im Jahre 1890 wurde mit 4 Baggern eine Tiefe von 6,7 m bis zur Stadt hergestellt. Im Jahre 1900 trat ein See-Hopper-Bagger mit einem Laderaum von 580 cbm, der mit einer Eimerkette, Saug- und Druckrohr zum Fortschwemmen des gebaggerten Bodens versehen war, in Tätigkeit. Gebaggert wurden:

1866–1876	2 300 000 cbm
1876–1886	3 400 000 cbm
1886–1896	7 400 000 cbm
1896–1906	10 880 000 cbm
1906–1907	3 300 000 cbm

Bis zum Jahre 1896 begnügte man sich mit geringeren Tiefen, deshalb können die entsprechenden ausgebagerten Bodenmengen

nicht zum Vergleich herangezogen werden. Später wurde als Normaltiefe 7,3 m angenommen. Zur Unterhaltung derselben im Seekanal und in der Düna bis zum Exporthafen und einer Tiefe von 6,7 m weiter oberhalb waren in der Regel 6 Bagger tätig. Die Jahre 1896 bis 1906 ergaben im Mittel über 1 Million Kubikmeter an ausgehobenem Boden jährlich. Doch ist dazu zu bemerken, daß selbst in den Jahren normalen Abflusses nach dem Frühjahrshochwasser die Tiefen sich stets stellenweise um 1–2 m verringerten und die Normaltiefen erst nach mehrmonatlicher verstärkter Baggerung erreicht wurden. So lagen die Verhältnisse bis zum Jahre 1915. Da in den folgenden Jahren die Baggerungen nicht mehr im vollen Umfange ausgeführt werden konnten, stellte sich allmählich eine Verflachung der Mündungsstrecke und des Seegattes ein. Im größeren Umfange wurden die Baggerungen wieder im Jahre 1921 aufgenommen, doch erst im Jahre 1924 wurde eine Tiefe von 7,3 m im unteren und von 6,7 m im oberen Teil der Mündungsstrecke erreicht. Die ausgebagerte Bodenmenge der letzten Jahre betrug: 1923 Gesamtmenge 1 014 413 cbm, davon im Seekanal 73 619 cbm 1924 Gesamtmenge 909 426 cbm, davon im Seekanal 252 852 cbm.

Somit kann die jährlich auszubaggernde Bodenmenge im Mündungsgebiet und Seekanal mit 1 000 000 cbm angenommen werden, wovon auf den Seekanal, je nach den Ablagerungsbedingungen, 5 bis 30 % der Gesamtmenge entfallen.

8. Barrenbildungen und deren Bekämpfung.

Eine Zusammenfassung der Verhältnisse an der Dünamündung und der zu ihrer Verbesserung ausgeführten und beabsichtigten Arbeiten führt zu folgenden Ergebnissen:

Zur Barrenbildung an der Mündung tragen vorwiegend die Sinkstoffe des Flusses während des Eisganges und des Frühjahrshochwassers bei. Bei auflandigen Winden und der damit in Verbindung stehenden Anschwellung des Meeresspiegels werden der Abgang des Eises und der Abfluß des Hochwassers behindert. Demgegenüber vermag sich die lebendige Kraft des Flusses nicht durchzusetzen. Es kommt an und vor der Mündung zu umfangreichen Eisversetzungen mit Stauwirkungen und Ablagerungen. Nach Abgang des Eises setzen sich bei auflandigen Winden die Ablage-

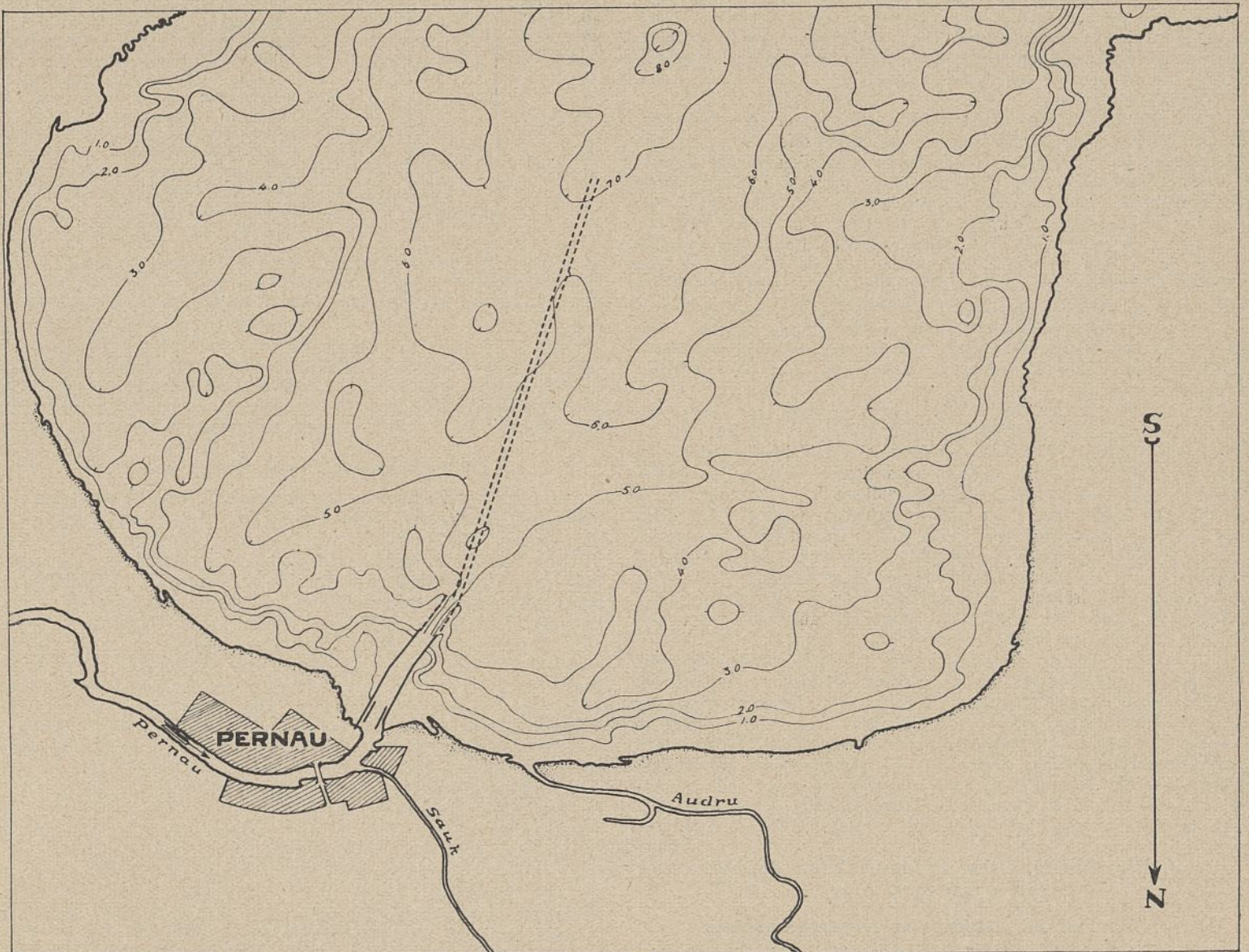


Abb. 6. Pernausche Bucht. M. etwa 1:105000.

rungen fort, da durch den Aufstau und das Eindringen des Seewassers die lebendige Kraft der Flußströmung gering bleibt. Somit ist bei ungünstiger Windrichtung eine Verflachung der Mündung unvermeidlich. Andererseits, wenn während des Eisganges und des Abflusses des Frühjahrshochwassers ablandige Winde vorherrschen, beschränken sich die Ablagerungen auf ein Mindestmaß. Es bildet sich unter solchen Verhältnissen ein kräftiger Spülstrom, der eine Geschwindigkeit von 1,5 m/sek im Seekanal erreicht. Dadurch werden die Sinkstoffe weiter seewärts verfrachtet, auch erfolgt eine Aufräumung der Barre.

Die an die Mündung anschließende Küste und der Strand sind flach und sandig bei umfangreicher Dünenbildung. Durch den Seeang werden die Sandmassen vor der Küste auf den Riffen und auf der Barre aufgewühlt und durch die Strömungen verfrachtet, bis sie zum Teil vor der Mündung wieder zur Ablagerung kommen. Nach jedem stärkeren Winde schieben sich die Sandbänke vor die Mündung, eine Verflachung der Rinne hervorrufend. Die Sandbänke gehen beiderseits vom Strande aus, können sich aber nicht vereinigen, da durch das ausströmende Wasser bei entsprechender Baggerung die Rinne fast stets erhalten bleibt. Die Zufuhr an Sinkstoffen vom Strande und von der See ist im Verhältnis zu den Sinkstoffmengen des Flusses beim Eisgang und Hochwasser gering.

Die Tiefenverhältnisse an der anliegenden Küste sind verhältnismäßig günstig. Die 10 m-Tiefenlinie befindet sich auf einer Entfernung von 2000 m von der Küstenlinie. Westlich der Mündung haben sich seit dem Jahre 1788 die Küstenlinie und ebenfalls die Tiefenlinien um 200 Meter oder 16 m jährlich vorgeschoben. Weiter seewärts nehmen die Tiefen schnell zu. Oestlich der Mündung ist die Küstenlinie weniger vorgerückt, ungefähr um 1000 m. Von den Aenderungen in der Lage der Tiefenlinien ausgehend, kann eine Verteilung der Sinkstoffe des Flusses längs der Küste auf einer Länge bis zu 6 km angenommen werden.

Bei der Bekämpfung der Barrenbildung sind in erster Linie die Sinkstoffe des Flusses in Betracht zu ziehen. Durch Regelung der Mündungsstrecke und Festlegung der Mündung ist die Sinkstoffbewegung schon beschränkt worden. Die Festlegung der Mündung durch Leitdämme war notwendig. Die Anlage hat sich den Verhältnissen entsprechend bewährt, wobei zeitweilige Verflachungen sich durch Baggerungen beseitigen lassen.

Eine weitere Verlängerung der Leitdämme wäre aber nicht ratsam. Dadurch würde der Abgang der Eismassen erschwert werden, auch könnten sich dann die Sinkstoffe nicht genügend ausbreiten und verteilen.

Bei durchbrochenen Dämmen, nach dem Vorschlag von Naghel, würde die Spülkraft des Stromes auf der 300 m offenen Strecke sich außerordentlich verringern. Bei auflandigen Winden ist mit letzterer sowieso kaum zu rechnen. Infolgedessen würde bei einer solchen Anlage keine nennenswerte Vergrößerung der Spülkraft sich ergeben und somit der Hauptzweck derselben nicht erreicht werden.

Die sich weit in die See vorstreckenden Leitdämme würden zwar der Fahrinne einen genügenden Schutz bieten vor den Wandersanden des beweglichen Küstensaumes. Andererseits kämen aber größere Sandmengen längs den Dämmen zur Ablagerung, was zu unerwünschten Anlandungserscheinungen führen würde. Als Nachteil solcher Anordnung wäre noch die sich an der offenen Stelle bildende starke Querströmung zu vermerken, was die Schifffahrt behindern würde.

Da in den letzten Jahrzehnten ein Vorrücken der Küstenlinie und Tiefenlinien sich verhältnismäßig nur langsam vollzieht und bei normalen Abflußverhältnissen sich ein Gleichgewichtszustand an der Mündung ausbildet, kann von einem weiteren Ausbau der Hafenanlage abgesehen werden. Die notwendigen Tiefen können durch planmäßige Baggerung leicht aufrechterhalten werden. Allerdings muß man damit rechnen, daß in der ersten Hälfte des Sommers bis zum Abschluß der Baggerarbeiten, im Laufe von 1 bis 3 Monaten, noch nicht überall eine normale Tiefe von 7,3 m vorhanden sein wird. Für Schiffe mit größerem Tiefgang kann von der See aus bis zum Bolderaer Hafen bei verstärkter Baggerung auch eine Tiefe von 8,23 m (27 Fuß) unterhalten werden.

Eine Bekämpfung der Barrenbildung an der Dünamündung durch verstärkte Baggerung ist, wie zu ersehen, möglich, wenn auch mit großen Kosten verknüpft, da außerdem die Instandhaltung der ganzen Mündungsstrecke erforderlich ist. Von einem weiteren Ausbau der Anlage ist infolge der schwierigen Eis- und Sinkstoffverhältnisse im Frühjahr abzusehen. Die Hauptursache der Barrenbildung ist die Windrichtung während des Eisganges und des Abflusses des Frühjahrshochwassers. Durch bauliche Maßnahmen läßt sich in einem solchen Falle nicht viel erreichen.

3. Die Mündung der Pernau (Hafen Pernau), (21), (25), (27), (28).

a) Der Flußlauf oberhalb des Mündungsgebietes.

Die Pernau besitzt eine Länge von 116 km, ihr Zuflußgebiet umfaßt 7162 qkm.

Seinen topographischen, geologischen und hydrologischen Eigenschaften entsprechend läßt sich der Fluß in folgende in der Tabelle angeführte Teile zerlegen;

Reihenfolge	Ein- teilung	Ent- fernung von der Quelle km	Mitt- leres Gefälle	Geologischer Bestand des Flußbettes und der Ufer	Eigenart
1	Quelle— Rae- weski	0—41	0,0005	Das Flußbett aus Sand und Geröll; das Ufer aus einer Moränenschicht; Unterschicht Silurkalkstein	Das Flußtal ist noch unentwickelt. Erosion, die mehr in der unteren Strecke hervortritt
2	Rae- weski— Mündung des Nawast- flusses	41—81	0,00035	Der Fluß hat die Oberschicht (Alluvial und Moränen) vollständig, die Unterschicht (Ober-Silur) aber erst wenig erodiert. Im Flußbett findet man Einzelblöcke. Das Längsprofil der Sohle ist terrassenförmig; die Tiefen 0,1 bis 2,0 m	Erosion, Stromschnellen. Von km 55 führt der Fluß das Hoch- und Niedrigwasser in einem Bett ab
3	Mündung des Nawast- flusses— Zinten- hof	81—104	0,001	Bei km 90—92 tritt am linken Ufer Mittel-Devon-Sandstein hervor, der weiter unterhalb unter den Alluvialbildungen wiederum verschwindet; am rechten Ufer noch vorwiegend Silur-Kalksteinbildungen. Das Flußbett ist von Sand und Steinen bedeckt	Erosion, Stromschnellen

In seinem letzten Teil vor dem Mündungsgebiet erreicht der Fluß eine Breite von 100 bis 200 m bei einer Tiefe von 2,5 bis 3 m. Die Ufer sind 7 bis 8 m hoch. Auf dieser Strecke nimmt die Stromgeschwindigkeit schon ab. Die Flußsohle ist von einer Sandschicht überzogen, die stellenweise von Steinen bedeckt ist. 13½ km oberhalb der Mündung ist der Fluß durch eine größere Wehranlage für Industriezwecke aufgestaut. Unterhalb dieser Anlage befinden sich noch Stromschnellen; dann beginnt, 12 km oberhalb der Mündung, das Mündungsgebiet mit geringer Strömung und größeren Tiefen.

b) Die Pernausche Bucht (Abb. 1 und 6).

Die Pernausche Bucht befindet sich im nordöstlichen Teil des Rigaschen Meerbusens. Die Länge und Breite der Bucht sind ungefähr gleich und betragen 16 bis 17 km. Die Bucht ist offen den Winden aus der S- und SW-Richtung. Der Strand und die ganze Bucht sind außerordentlich flach. Im nördlichen Teil der Bucht ist eine 6 m-Tiefe erst auf eine Entfernung von 5—8 km von der Küste vorhanden. Erst im südlichen Teil der Bucht findet man Tiefen von 9 m. Der Meeresgrund besteht aus Sand und Schlamm und einzelnen Steingruppen an der Küste. Die Ostküste der Pernauschen Bucht hat noch die Eigenart der Küste des Rigaschen Meerbusens. Es ist das eine flache Sandküste mit Dünenzügen landeinwärts. Die höchsten Dünen dieser Gegend befinden sich zwischen Tackerort und Gutmannsbach südlich von Pernau. Näher zur Pernaumündung hin verschwindet allmählich der Sand an der Küste, doch hält er sich noch am Strande, wo sich ausgedehnte Riffbildungen befinden. An Stelle der Dünenbildungen treten an der Küste Strandwiesen. Von der Mündung der Pernau an in östlicher Richtung nehmen die Strandniederungen eine andere Eigenart an. Die Küste ist da von Kalkstein unterlagert. Sie verliert allmählich die gerade oder großzünftig geschwungene Linienführung, es bilden sich Buchten und Halbinseln mit vorgelagerten Eilanden aus. In den Buchten trifft man Strandwiesen auf angespültem tonhaltigem Schlamm und Schlickboden, an den Vorsprüngen Sand, Kies, Geröll und Anhäufungen von Steinen.

Bei anhaltend ruhiger Witterung ist eine Strömung aus dem Moonsund, die südlich gerichtet, vorhanden. Von dieser Strömung zweigt eine Teilströmung in die Pernausche Bucht zwischen der Insel Kühno und dem Festlande ab. Diese Strömung erreicht eine Geschwindigkeit von 0,25 m/sek. In der Bucht läßt sich keine beständige Küstenströmung feststellen. Je nach der Windrichtung hat dieselbe bald eine südliche, bald eine nördliche Richtung bei einer Höchstgeschwindigkeit von 0,25 m/sek. Andererseits bedingt aber die tief in das Festland hineinragende Lage der Bucht Staustromungen. Letztere treten hauptsächlich bei SW-Winden auf und stauen das Flußwasser an. Doch fließt immerhin die Hauptwassermasse bei dieser Windrichtung durch den Moonsund in nördlicher Richtung ab, so daß der Aufstau in der seitlich gelegenen Pernauschen Bucht keine außergewöhnlichen Höhen erreicht.

Die Bucht ist von einer festen Obereisschicht von Mitte Dezember bis Mitte Januar bedeckt. Treibeis macht sich verhältnismäßig wenig bemerkbar.

c) Das Mündungsgebiet (Abb. 6 und 7).

1. Gestaltung und Bestand des Flußbettes, der Ufer und der an die Mündung anschließenden Küste.

Die Ufer bestehen vorwiegend aus Sand alluvialer Bildung. In der oberen Strecke des Mündungsgebietes erreichen die Ufer noch eine Höhe von 8 m, welche flußabwärts abnimmt. In der unteren Strecke sind die Ufer flach. 5 km oberhalb der Mündung nimmt die Pernau den Reiufluß auf. Der Flußlauf hat von der Mündung dieses Nebenflusses an eine nordwestliche Richtung, der Küste fast gleichlaufend. Unterhalb der Stadt biegt der Fluß nach SW, um in dieser Richtung zu münden. Die Breite der Pernau beträgt unterhalb der Reiumündung 192—363 m; die Tiefe 3,6 bis 5,5 m. Letztere Tiefe wird im Hafengebiet durch leichte Baggerung aufrechterhalten. Die Flußsohle besteht aus Ton, der von einer Sand- und Schlammsschicht überdeckt ist; stellenweise finden sich Anhäufungen von Steinen und Geröll. Der Flußlauf ist nicht geregelt und die steileren Sandufer Abbruch unterworfen, zum Beispiel das rechte Ufer oberhalb der Stadt. Innerhalb der Stadt ist das linke Ufer auf einer Länge von 520 m durch Hafenanlagen eingefaßt. Unterhalb des Hafens mündet rechts der Sauksche Fluß. An dieser Stelle erreicht die Pernau ihre größte Breite, bis 400 m. Die Mündung ist durch Leitdämme eingefaßt, doch ist der Fluß dabei nicht unter 200 m eingeeengt.

Die an die Mündung anschließende Küste ist flach und ohne Dünenbildungen. Links ist noch ein sandiger Strandstreifen vorhanden; rechts reichen die Strandwiesen bis ans Wasser, wobei stellenweise Anhäufungen von Steinen vorkommen. Die Küstenlinie an der Mündung verläuft N 67° W. Der Strand ist außerordentlich flach:

- die 5 m-Tiefe befindet sich auf einer Entfernung von der Küste von 4—5 km,
- die 7 m-Tiefe befindet sich auf einer Entfernung von der Küste von 10—11 km,
- die 10 m-Tiefe befindet sich auf einer Entfernung von der Küste von 20—22 km.

Vom Endpunkt der Leitdämme ist ein 5,4 m tiefer Kanal ausgebaggert, dessen Tiefen sich durch leichte Baggerungen erhalten lassen.

2. Windverhältnisse.

Die Mündung ist offen den Winden von SO über S nach W. Die häufigste Windrichtung im Jahre ist die südwestliche 25,98 %, dann die südliche 14,75 % und westliche 11,21 %, im Sommer SW — 27,77 %, W — 12,59 %, S — 12,33 %. — Zwischen der Häufigkeit der einzelnen Windrichtungsgruppen herrschen folgende Beziehungen:

1. die Häufigkeit der ablandigen Winde zu der der auflandigen 1 : 1,7 (35,85 % zu 61,24 %), wobei auf Windstille 2,91 % entfallen;
2. die der östlichen auflandigen (SO und S) zu der der westlichen auflandigen (SW und W) 1 : 1,5 (24,04 % zu 37,19 %).

Nur auf die Schifffahrtszeit (I./IV.—I./XII.) bezogen, ändern sich genannte Verhältniszahlen, wie folgt:

- 1a) Die Häufigkeit der ablandigen Winde verhält sich zu der der auflandigen wie 1 : 1,66 (36,48 % zu 60,64 %), wobei auf Windstille 2,88 % entfallen;
- 2b) die Häufigkeit der östlichen auflandigen Winde verhält sich zu der der westlichen auflandigen wie 1 : 1,5 (20,28 % zu 30,36 %).

Die mittlere Geschwindigkeit der auflandigen Winde beträgt 6,1 m/sek.

Das Verhältnis des Winddruckes der östlichen auflandigen Winde zu demjenigen der westlichen auflandigen beträgt 1 : 3,1.

Die angeführten Werte sind auf Grundlage zehnjähriger Beobachtungen berechnet.

3. Abflußverhältnisse.

Oberhalb des Mündungsgebietes erreichen die Wasserstandsschwankungen 4,9 m. Im Mündungsgebiet befindet sich der Wasserstand unter der Stauwirkung der See. Ein bedeutenderes Steigen des Wasserspiegels bei der Stadt Pernau macht sich bemerkbar bei Winden aus südlicher und westlicher Richtung von der Stärke 6 an. Ist nun bei nordöstlicher Windrichtung der Wasserstand bis auf NN und tiefer gesunken, so steigt nach Auftreten eines stärkeren westlichen oder südlichen Windes der Wasserstand bedeutend, bei mittlerer Windstärke bis 1,30 m, bei Stürmen bis 2,00 m über NN. Der mittlere Wasserstand kann mit 0,20 m über NN angenommen werden, doch fehlen über den Wasserstand früherer Jahre genügende Angaben. Aus den Beobachtungen der Jahre 1923, 1924 und 1925 ergibt sich ein Höchstwasserstand von + 1,89 m und ein Niedrigwasserstand von — 0,14 m, somit eine größte Wasserspiegelschwankung von 2,03 m. Bei Eisversetzungen an der Mündung soll der Wasserstand mitunter noch höher sein.

Zwischen dem Wasserspiegel unterhalb der Wehranlage bei Zintenhof (oberhalb des Mündungsgebietes) und der Flußmündung bei mittlerem Meeresspiegel ist auf einer Strecke von 12,6 km ein Gesamtgefälle von 1,9 m vorhanden, somit bei gleichmäßiger Verteilung ein relatives Gefälle von 0,00015. Es wären aber noch die Stromschnellen unterhalb der Wehranlagen in Abzug zu bringen. In der unteren Strecke des Mündungsgebietes dürfte das normale Gefälle kaum 0,00001 übersteigen. Bei auflandigen Winden macht sich daselbst ein negatives Gefälle bemerkbar.

Die Abflußmengen bei der Mündung betragen:

$$Q_{\max} = 730 \text{ cbm/sek, } Q_{\text{mittel}} = 40 \text{ cbm/sek, } Q_{\min} = 5,7 \text{ cbm/sek.}$$

Bei der Größe der Abflußprofile sind die entsprechenden mittleren Profilgeschwindigkeiten nur gering: im Mittel 0,06 m/sek, bei Hochwasser 0,6 m/sek.

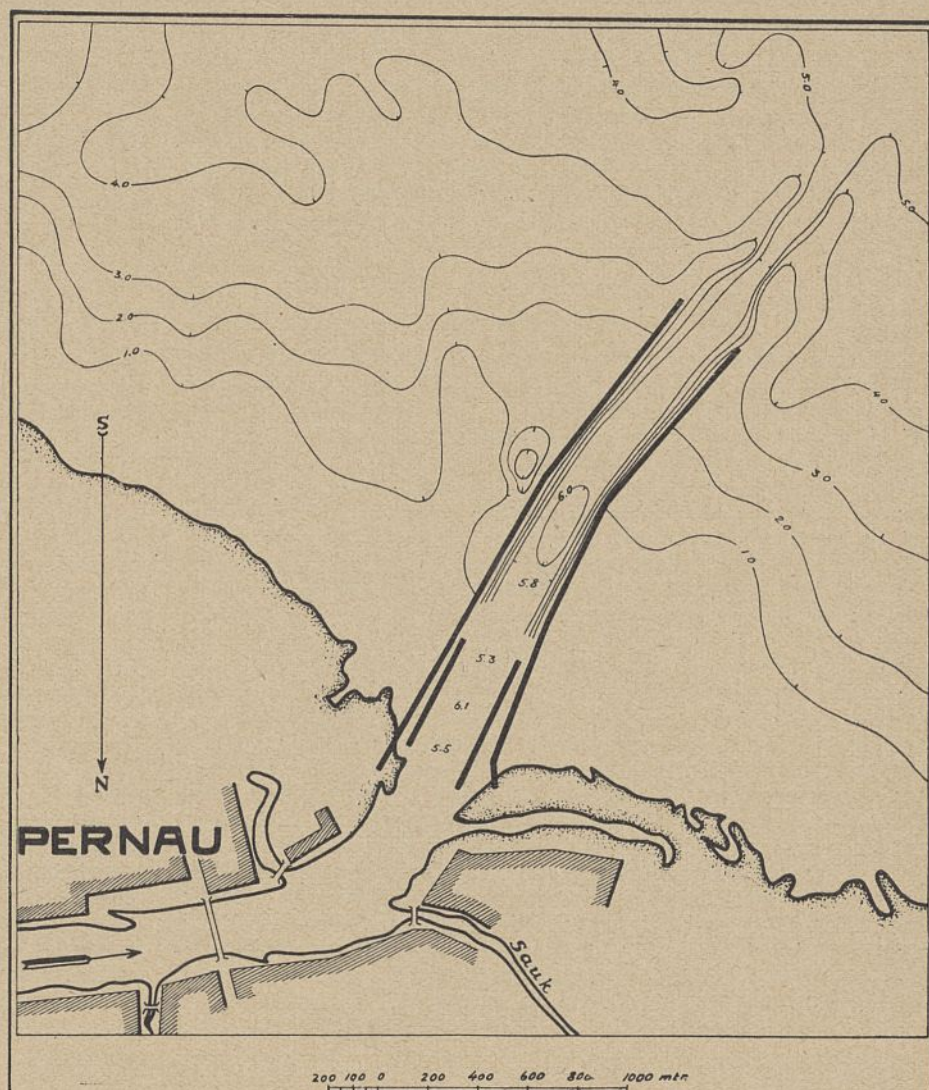


Abb. 7. M. 1 : 30 000.

4. Eisverhältnisse.

Der Fluß ist von einer Obereisschicht von Anfang Dezember bis Anfang April bedeckt. In der Bucht bildet sich eine Obereisschicht im Mittel um zehn Tage später, doch hält sich das Eis im Frühjahr etwas länger in der Bucht als im Fluß. Die Schifffahrtszeit wird zwar mit Hilfe von Eisbrechern verlängert, doch ist immerhin mit einer Unterbrechung derselben von drei Monaten zu rechnen.

Wenn beim Eisgange im Flusse die Bucht noch bis zur Mündung eine Obereisschicht trägt oder sich Treibeis von der See an der Mündung ansammelt, entstehen bei auflandigen Winden am Ende der Leitdämme Eisversetzungen. Der Wasserstand soll dann mitunter bis 3,5 m aufgestaut werden, die niedrigen Ufer und Leitdämme überflutend, wobei die Eisschollen über die Leitdämme hin sich seawärts verteilen. Bei den geringeren Abflußmengen und Geschwindigkeiten, sowie verhältnismäßig großen Abflußprofilen der Pernau, ist der Eisgang dort nicht so gefährlich wie auf der Düna und hat auch keine so nachhaltige Einwirkung auf die Mündungsverhältnisse.

5. Meeresströmungen und Wellenbewegung.

Die Meeresströmungen in der Pernauschen Bucht waren im Abschnitt b dieses Paragraphen einer Betrachtung unterzogen. Wellenmessungen sind in der Pernauschen Bucht bisher nicht ausgeführt. Die Streichlänge in südwestlicher Richtung beträgt zwar bis 170 km, doch können bei den geringen Tiefen der Bucht die Wellen sich nicht voll entwickeln.

6. Geschiebe- und Sinkstoffbewegung.

Das Wasser der Pernau hat im Unterlaufe und in der Mündungsstrecke eine gelblich-rote Färbung, die durch das Moorwasser einiger Nebenflüsse bedingt ist. Der Fluß ist nicht so sinkstoffreich wie die Düna. Die Sinkstoffe kommen bei den verhältnismäßig großen Tiefen und geringen Geschwindigkeiten zum größten Teil im Mündungsgebiet zur Ablagerung, so daß nur die leichteren ins Meer hinausgetragen werden. Nach Abgang des Eises und Abfluß des Frühjahrshochwassers vermindern sich zwar die Tiefen in der Fahrinne auf der Barre, jedoch höchstens um 1 m. Zur Aufrechterhaltung im Seekanal und auf der Mündungsstrecke im Hafengebiet einer Mindesttiefe von 5,5 m sind alle zwei Jahre 50 000 bis 150 000 cbm zu beseitigen.

Die Sandbewegung längs der Küste ist auch verhältnismäßig gering. Die von der See angespülten Sandmassen sind mit Schlamm vermischt und haben einen festeren Bestand.

Losser Dünen sand ist an der an die Mündung anschließenden Küste gar nicht vorhanden. Trotzdem tritt am Strande eine ausgeprägte Riffbildung hervor, die bei stärkerem Seegang in ihrer Lage und Form Aenderungen unterworfen ist. Zur Verfrachtung in größerem Umfange der dabei aufgewühlten Massen sind aber keine stärkeren Strömungen vorhanden.

7. Regelung der Mündung und der Mündungsstrecke.

Vor Befestigung der Mündung betrug die Tiefe an derselben nur 2,13 m (im Jahre 1710). Im Jahre 1770 wurde die Mündung durch zwei kurze Leitdämme aus Pfahlwänden auf einer Länge von 500 m bei einem Abstände von 200 m eingefast. Diese Leitdämme haben sich zum Teil bis jetzt erhalten. Ein weiterer Ausbau der Mündung erfolgte erst wieder in den Jahren 1869—1873. Die neue Anlage bestand aus zwei gleichlaufenden Leitdämmen von 2,13 km Länge bei einem Abstände von 256 m. Diese Leitdämme sind aus Steinschüttung mit einer Abdeckung aus größeren Steinen ausgeführt. Die Fahrinne zwischen den Leitdämmen und im Seekanal wurde anfangs nur bis zu einer Tiefe von 3,6 m ausgebagert. Später, nach Einstellung eines leistungsfähigeren Eimerbaggers (150 cbm/St), konnte im Hafen, zwischen den Leitdämmen und im Seekanal, eine Tiefe von 5,4 m unterhalten werden. Diese Tiefe genügt aber den heutigen Anforderungen der Schifffahrt nicht mehr. Schiffe mit einem größeren Tiefgang sind genötigt, einen Teil ihrer Ladung auf der Reede, 6 km von der Hafeneinfahrt, zu löschen oder aufzunehmen. Zur Verbesserung der Schifffahrtsverhältnisse müßte ein Kanal von 9 km Länge und 100 m Breite bis zur 7-m-Tiefe ausgebagert werden, was einen Aushub von 1 350 000 cbm erfordert. Außerdem wäre dementsprechend die Strecke vom Endpunkt der Molen bis in den Hafen zu vertiefen. Da die Sandbewegung längs dem Strande und in der Bucht gering ist, würde ein Schutz des Kanales nur auf einer Strecke von 700 m, vom Endpunkte der jetzigen Molen gerechnet, erforderlich sein. Bei Vorhandensein zeitgemäßer Baggermittel könnte auch davon abgesehen werden.

Zum Vergleich könnte der Petersburger Seekanal herangezogen werden. Dieser Kanal ist durch die Barre der Nawa und weiter bis Kronstadt in einer Gesamtlänge von 24,25 km durchgeführt. Der Kanal war anfangs bis zu einer Tiefe von 6,7 m ausgehoben, wurde dann bis 7,2 m und später bis 9 m vertieft. Die Unterhaltung der 6,7 m-Tiefe erforderte seinerzeit einen jährlichen Aushub von etwa 100 000 cbm. Der Petersburger Seekanal ist nur auf den ersten 10 km eingedämmt, weiter seawärts offen. Man kann annehmen, daß eine ähnliche Anlage in der Pernauschen Bucht sich bewähren würde, nur müßten die großen Anlage- und Unterhaltungskosten im Einklange mit der Verkehrsgröße des Hafens stehen.

In Verbindung mit der Verbesserung der Schifffahrtsbedingungen an der Mündung und im Seekanal wäre noch eine Regelung der Mündungsstrecke erforderlich, vor allem die Befestigung der dem Abbruch unterworfenen Ufer. Mit dem Ausbau des inneren Hafens steht eine Befestigung der sich noch im natürlichen Zustande befindenden Ufer in Verbindung. Eine Beschränkung der Breite des Flußlaufes ist dabei zu vermeiden. Bei den geringen Abflußmengen des Flusses kann eine nennenswerte Erhöhung der Spülkraft nicht erzielt werden. Andererseits ist eine Ablagerung der Flußsinkstoffe vor Erreichung der Mündung nur nützlich, da Untiefen im Innern des Hafens sich leichter beseitigen lassen, als auf der offenen Reede.

Bei der zurzeit bestehenden Hafenanlage sind Baggerungen auf einer Strecke von 5—6 km erforderlich, doch nur stellenweise. In der Regel arbeitete der Bagger ein Jahr im oberen Teile des Hafens, das andere im unteren, wobei im Seekanal leichte Baggerungen alljährlich notwendig waren. Als Beispiele können die Arbeiten der Jahre 1912 und 1913 angeführt werden:

1912 — an der Mündung des Reiuflusses, an der Stadtbrücke und im Seekanal — 70 000 cbm auf einer Fläche von 79 000 qm,

1913 — unterhalb der Stadtbrücke, zwischen den Leitdämmen und im Seekanal — 130 000 cbm.

In den letzten Jahren haben sich Baggerungen zur Unterhaltung einer Tiefe von 5 bis 5,5 m nur jedes zweite Jahr erforderlich erwiesen.

8. Barrenbildungen und deren Bekämpfung.

Die Zufuhr an Geschiebe und Sinkstoffen zur Barre ist verhältnismäßig gering. Das Flußwasser ist nicht sehr sinkstoffreich; außerdem dient die untere Strecke des Mündungsgebietes als Abklärbecken. Die Sandbewegung längs der Küste ist gering, da der Bestand des Strandes ein genügend fester ist und die Wellenbewegung und Strömungen bei der geschützten Lage der Bucht nicht voll zur Entwicklung kommen. Somit tragen die schädlichen Faktoren nur im geringen Maße zur Vergrößerung der Barre bei, wobei der Anteil des Flusses wohl ein größerer sein dürfte. Andererseits ist aber auch die Einwirkung der nützlichen (aufräumenden) Faktoren gering, da der Fluß nur über eine äußerst geringe Spülkraft verfügt und aufräumende Küstenströmungen nicht vorhanden sind. Die natürlichen Tiefen der Flußrinne im Bereich der Barre könnten mit 3,6 m bezeichnet werden. Im allgemeinen liegen die Bedingungen für die Ausbildung eines dauernden Gleichgewichtszustandes an der Mündung günstig. Durch Eisgang, Hochwasser oder Sturmflut hervorgerufene größere Anlandungserscheinungen sind nicht von dauerndem Bestande und verlieren sich wieder.

Da die natürlichen Tiefen den Anforderungen der Schifffahrt nicht genügen, müssen Hilfsmittel angewandt werden. Durch bauliche Maßnahmen bei leichter Baggerung kann in der außergewöhnlich flachen Bucht nur eine Tiefe von 5,4 m erreicht und unterhalten werden. Die Anlage von gleichlaufenden Leitdämmen hat sich im allgemeinen bewährt. Die Küstenlinie ist zu beiden Seiten der Leitdämme nur wenig vorgerückt. Die 3 m, 4 m, und 5 m-Tiefenlinien haben sich an den Molenenden im Laufe von 50 Jahren bis 600 m vorgestreckt, schmale Zungen bildend, zwischen welchen die Fahrinne liegt. An der Küste ist das Vorrücken genannter Tiefenlinien bedeutend geringer. Solche Ansammlungen sind bei in die See sich vorstreckenden Anlagen unvermeidlich und halten sich an der Pernaumündung in durchaus zulässigen Grenzen.

Eine über die Normaltiefe hinausreichende Vertiefung des Fahrwassers im Seekanal und in der Mündungsstrecke, somit eine Ueberlastung der natürlichen Verhältnisse, läßt sich durch planmäßige Baggerung mit zeitgemäßen Geräten erreichen, wobei aber eine Unterhaltung größerer Tiefen außerdem jedes Jahr verstärkte Baggerung erfordert.

Vom geologischen Standpunkte vollzieht sich eine allmähliche Versandung der ganzen Bucht, doch schreitet dieser Prozeß infolge ungenügender Zufuhr aus dem Festlande nur langsam vorwärts.

(Schluß folgt.)

Die Versinkungserscheinungen an der oberen Donau als zwischenstaatliche Wasserwirtschafts- und Wasserrechts-Frage.

Vom Professor **Heinrich Heiser**, Dresden.

(Alle Rechte vorbehalten.)

(Fortsetzung und Schluß von Seite 119 in Heft 10 bis 12, 1926.)

(Hierzu 1 Tafel)

XIII. Die bisherigen Ausbauvorschläge.

Die bisherigen Ausbauvorschläge befassen sich ausschließlich mit einer Regelung der durch die Versinkungen zwischen Immendingen und Möhringen verursachten Unzulänglichkeiten. Das ist angesichts der Tatsache, daß diese Schadensursachen auch bei weitem am bedeutendsten sind, ohne weiteres verständlich.

Gegenwärtig ist aber in Fridingen insofern eine vollendete Tatsache geschaffen, als einmal die gesamten Abflüßmengen der Donau bei Niedrig- und ziemlich bis zu Mittelwasser durch den Umleitungsstollen des Kraftwerks Fridingen des Gemeindeverbandes Tuttlingen um die Versinkungsstellen herumgeleitet werden und weiter, daß die Württembergische Regierung diese Versinkungsstellen selbst hat schließen lassen.

M. E. war die Versinkung an sich namentlich bei Niedrigwasser so unbedeutend, daß von einer irgend nennenswerten Schädigung der Aach-Triebwerkbesitzer nicht gut gesprochen werden kann, um so weniger, als nicht alle bei Fridingen versunkenen Wasser unterirdisch zur Aachquelle abzufließen scheinen.

Man kann zudem die Fridinger Versinkungen um so mehr bei den Regelungsvorschlägen außer Rechnung lassen, als die unverdienten Vorteile, die den Aachunternehmungen in den letzten 40 Jahren durch die Vermehrung der Versinkungen unterhalb Immendingens zugeflossen sind, einen etwa möglichen, dann aber unbeachtlichen, weil kaum meßbaren Nachteil bei weitem überwiegen.

Die Beschränkung in den Ausgleichplänen auf die Versinkungen von Immendingen abwärts bis Möhringen ist deshalb völlig berechtigt.

Die zunächst naheliegenden Vorschläge, einen bestimmten Bruchteil der Donauabflüßmengen entweder in einem gedichteten Donaubette oder in einem besonders angelegten dichten Gerinne um die Versinkungsstellen zu leiten und sie unterhalb dieser in die Donau zurückzugeben, dagegen die übrigbleibenden Donauwassermengen, wie bisher, wild versinken zu lassen, müssen als aussichtslos von vornherein ausgeschaltet werden. Wasserwirtschaftlich würden sich derartige Pläne vielleicht noch verwirklichen lassen, so daß sie für die unterhalb gelegenen Donaustrecken eine Besserung des Zustandes zur Folge hätten, ohne daß sie eine Benachteiligung der Aachbelange gegenüber dem angenommenen Ausgangszustande zu bewirken brauchten. Ihrer Durchführung werden aber immer die zweifellos sehr hohen Kosten entgegenstehen, denen keinerlei unmittelbare Erträge aus dem Unternehmen als Gegenwert gegenübergestellt werden könnten. Diese Pläne wären als letzter Ausweg äußersten Falles anzusehen, wenn die Durchführung der später zu erörternden weitergehenden Pläne aus irgendwelchen Gründen nicht möglich sein sollte.

Damit scheidet zuerst der frühere Plan der beteiligten beiden Regierungen, 250 bis 1000 l/sk um die oberen Versinkungsstellen gesichert herumzuleiten und sie bei Fridingen künstlich zu versinken, aus der Erörterung aus, zumal technische und nicht weniger rechtliche Bedenken aus dem Einspruch der weiteren Donauunterlieger, wie bereits erwähnt, entgegenstehen. Da sich die Vorschläge von Professor Dr. Endriß-Stuttgart, der seit langen Jahren für die Regelung der Donauversinkungsfragen in Wort und Schrift eintritt (3), in gleicher Richtung bewegen, ohne daß er zum Ausgleich eine irgend nennenswerte Krafterzeugung vorsieht, so dürfen auch seine Pläne als überholt gelten. Ebenso wenig rechtfertigt sich heute noch ein Eingehen auf den Plan des Oberingenieurs Viktor Gelpke, der einen Schifffahrtskanal von Tuttlingen über Engen nach dem Bodensee vorsah, für den jedoch der Nachweis einer Wirtschaftlichkeit kaum jemals ernsthaft erbracht werden dürfte, ganz abgesehen davon, daß die Beschaffung der Baumittel an sich gegenwärtig völlig ausgeschlossen sein würde.

Dem Ingenieur A. Baader-Ulm gebührt nun ohne allen Zweifel das große Verdienst, erkannt zu haben, daß durch die gesicherte oberirdische Ueberleitung der bis jetzt wild versinkenden Donauwasser zur Aach und durch die Ausnutzung des zwischen beiden Gewässern vorhandenen hohen Gefälles mit technisch einfachen und durchaus einwandfreien Mitteln eine hohe Krafterzeugung zu erzielen ist, aus deren Erträgen die Mittel gewonnen werden können für eine ebenfalls durchaus mögliche und gesicherte Umleitung bestimmter Abflüßmengen der Donau um die unterhalb Immendingens gelegenen Versinkungsstellen und deren Wiedereinleitung in das eigentliche Donaubett.

Der Plan Baaders hat in seinen Einzelheiten seit seinem Entstehen anfangs dieses Jahrhunderts wohl verschiedentlich Änderungen erfahren, Baader hat geglaubt, ihn durch Ergänzungen, durch

Wahl teilweise anderer Linienführung, auch durch eine ihm notwendig erscheinende Anpassung an die seit Entstehen des Planes stark gestiegene Versinkung verbessern zu sollen; die Grundlinien seines Planes sind aber offensichtlich zu aller Zeit die gleichen geblieben.

Sein Ziel war offenbar, unter möglicher Vermeidung der ihm unsicher erscheinenden Klärung der rechtlichen Verhältnisse einen Ausgleich zu schaffen zwischen den Ansprüchen der Aachanlieger und der Notlage der Donauinteressenten durch wirtschaftliche Ausnutzung der Versinkungsmengen und durch eine die Versinkungsstellen in der Donau umgehende gesicherte Umleitung von Donauwasser bis unterhalb dieser Stellen.

Alle übrigen, gegenwärtig noch der Erörterung unterliegenden Vorschläge und Pläne haben diese Gedanken und Grundlinien aufgenommen und sich zu eigen gemacht. Das Ziel ist auch in den übrigen Plänen dasselbe geblieben, freilich nicht immer in gleicher Weise betont; die Wege zum Ziele sind oft wenig nur voneinander verschieden.

Es muß daher als selbstverständliche Pflicht gelten, Baader das Erstrecht hinsichtlich der Grundlinien und Ziele für eine technisch-praktische Regelung der Donauversinkungsfrage, wie sie heute zur öffentlichen Erörterung gestellt ist, unumwunden zuzuerkennen.

A. Der Plan Baader-Ulm.

(Hierzu Abb. 20, 21 und 22.)

Im Anschluß an das Immendinger Wehr, an dem Baader Dichtungs- und Verbauungsarbeiten zur Beseitigung der dortigen Versinkungen vorsieht, ist zunächst ein rd. 1500 m langer offener Kanal bis in die Gegend des Brühl am Fuße des rechten Talhanges geplant; an diesen schließt eine rd. 2800 m lange Stollenstrecke an bis in die Gegend Mauenheim, wo in einer Vorstufe 10 m Gefälle genutzt werden sollen (Abb. 20, Punkt A). Unterhalb dieser Stufe schließt ein 2500 m langer gedeckter Kanal an den dort vorgesehenen Ausgleichweiher an, er findet in einer 1000 m langen Stollenstrecke bis zu einem Wasserschloß (B) seine Fortsetzung. Kanal und Stollen umgehen die Höhen südöstlich Mauenheim. Vom Wasserschloß wird



Abb. 20. Vorschlag Baader-Ulm, Lageplan.

das Betriebswasser mittels einer rd. 700 m langen Druckrohrleitung unter 100 m Gefälle dem Hauptkraftwerk „Engen“ an der Bahnlinie Engen—Talmühle zugeführt (Punkt C, Abb. 20). Von dem auch hier unterhalb eingeschalteten Ausgleichsweiherr (D—F) führt zunächst eine rd. 600 m lange Stollenstrecke (F—G), dann in fast ebenem Gelände eine 4300 m lange Kanalstrecke (G—H) zum dritten Kraftwerk im „Staigle“ mit 30 m Nutzgefälle; von wo wieder ein Kanal von rd. 2400 m Länge mit eingeschaltetem Speicherweiherr (J) zum vierten Kraftwerk (K) oberhalb des Aachtopfes mit 20 m Gefälle führt.

Die Anlage umfaßt also einen Ausbau von 160 m Gefälle in vier Stufen mit Hilfe von rd. 11000 m Kanal — 4400 m Stollenstrecke und rd. 1000 m langer Rohrleitung (s. Abb. 21 und 22). Durch Anlage von drei Speichermöglichkeiten ist ein reichlicher Tagesausgleich gewährleistet. Gleichzeitig wäre damit in den beiden Werken Engen und Staigle mit 130 m Gefälle ein gewisser Spitzenkraftbetrieb möglich, während die beiden Werke Mauenheim und Aach mit zusammen nur 30 m Gefälle als reine Laufwerke arbeiten müßten (s. d. Abb. 21 u. 22). Auch hier liegt die Möglichkeit hydraulischer Speicherung vor.

Hinsichtlich der Regelung der Wasserwirtschaft der Donau hat der Plan Baader Wandlungen, leider nicht zu seinem Vorteil, erfahren. Ursprünglich war vorgesehen, am Immendinger Wehr eine Wassermenge bis zu 6 m³/sk abzuleiten, von der nach der Aach 1,5 bis 3,5, ausnahmsweise bis höchstens 4,0 m³/sk übergeleitet und normal 0,5 bis 1,0, höchstens aber 2,5 m³/sk nach gesicherter Umleitung um die Versinkungsstellen an die Donau zurückgegeben werden sollten.

Das Niedrigwasser der Donau würde danach unterhalb von Möhringen nicht unter 0,5 m³/sk abfallen und bei einem Zufluß von 6,0 und mehr Kubikmetersekunden in Immendingen mindestens 2,5 m³/sk betragen. Das Donaubett zwischen Immendingen und Möhringen sollte so weit gedichtet werden, daß nur noch bei einer Wasserführung von mehr als 6,0 m³/sk am Immerdinger Wehr Versinkungen eintreten könnten.

Während nach diesem Plane eine Ausbauwassermenge von 3,5 m³/sk für die Kraftwerke vorgesehen waren (0,5 m³/sk sollten, wenn nötig, in der heißen Jahreszeit zum Ausgleich der Verdunstungsverluste dienen), nimmt Baader gegenwärtig eine Ausbauwassermenge von 6,0 m³/sk an, da er mit Rücksicht auf die inzwischen eingetretene Steigerung der Versinkungsmengen eine Vermehrung der Ueberleitungsmengen zur Aach für notwendig erachtet, um Schädigungen der Aachunternehmungen zu vermeiden, die bei einer Ueberleitung von nur 3,5 m³/sk nach seiner Ansicht auftreten müssen. Die Mindestwassermenge in der Donau wird bei diesem neuesten Baaderschen Vorschlage auf nur 0,25 m³/sk beschränkt und bei einer Wasserführung von 8,0 m³/sk am Immendinger Wehre auf 2,0 m³/sk gesteigert. Das Donaubett soll entsprechend für eine gesicherte Durchleitung von 8,0 m³/sk gedichtet werden, so daß erst bei einem diese

Menge übersteigenden Abfluß wie bisher wilde Versinkungen in der Donau eintreten würden.

Die mittlere Jahresarbeit nach dem ersten Ausbauplane wird von Ludin (19) auf 38 · 10⁶ kWh angegeben. Die Grundlagen der Berechnung sind mir jedoch nicht bekannt.

Nach Büggeln (24) kann mit einer mittleren Leistung von 3000 kW und mit einer gesamten Jahresarbeit von rd. 26 · 10⁶ kWh gerechnet werden. Christaller (25) rechnet bei dem zweiten größeren Ausbau

(24) Büggeln, Die Donauversinkung bei Immendingen und das Baadersche Projekt. „Das Elektrizitätswerk“ (inzwischen eingegangen), III. Jahrgang, Nr. 1 (15. 4. 1915).

(25) Christaller, Die praktische Lösung der Donauversinkungsfrage. Zeitschr. d. Vereins Deutscher Ingenieure, Bd. 69, Nr. 28 v. 11. Juli 1925.

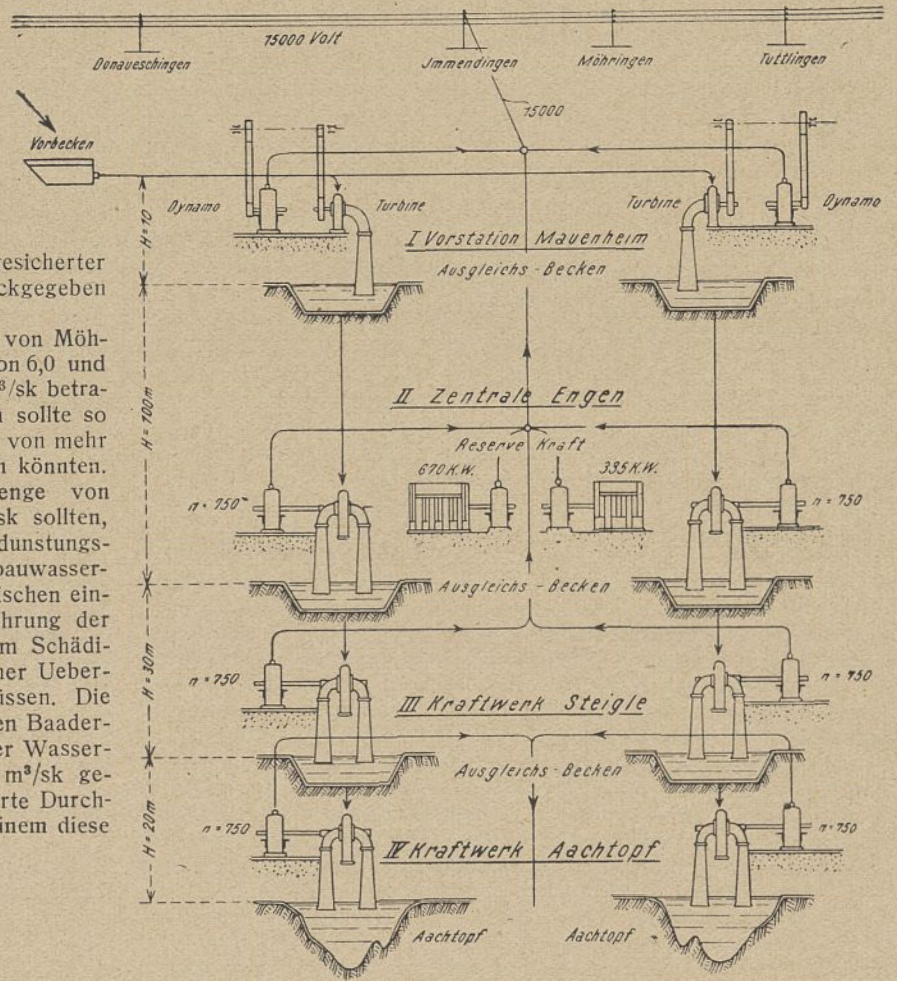


Abb. 21. Vorschlag Baader-Ulm, Kraftwirtschaft.

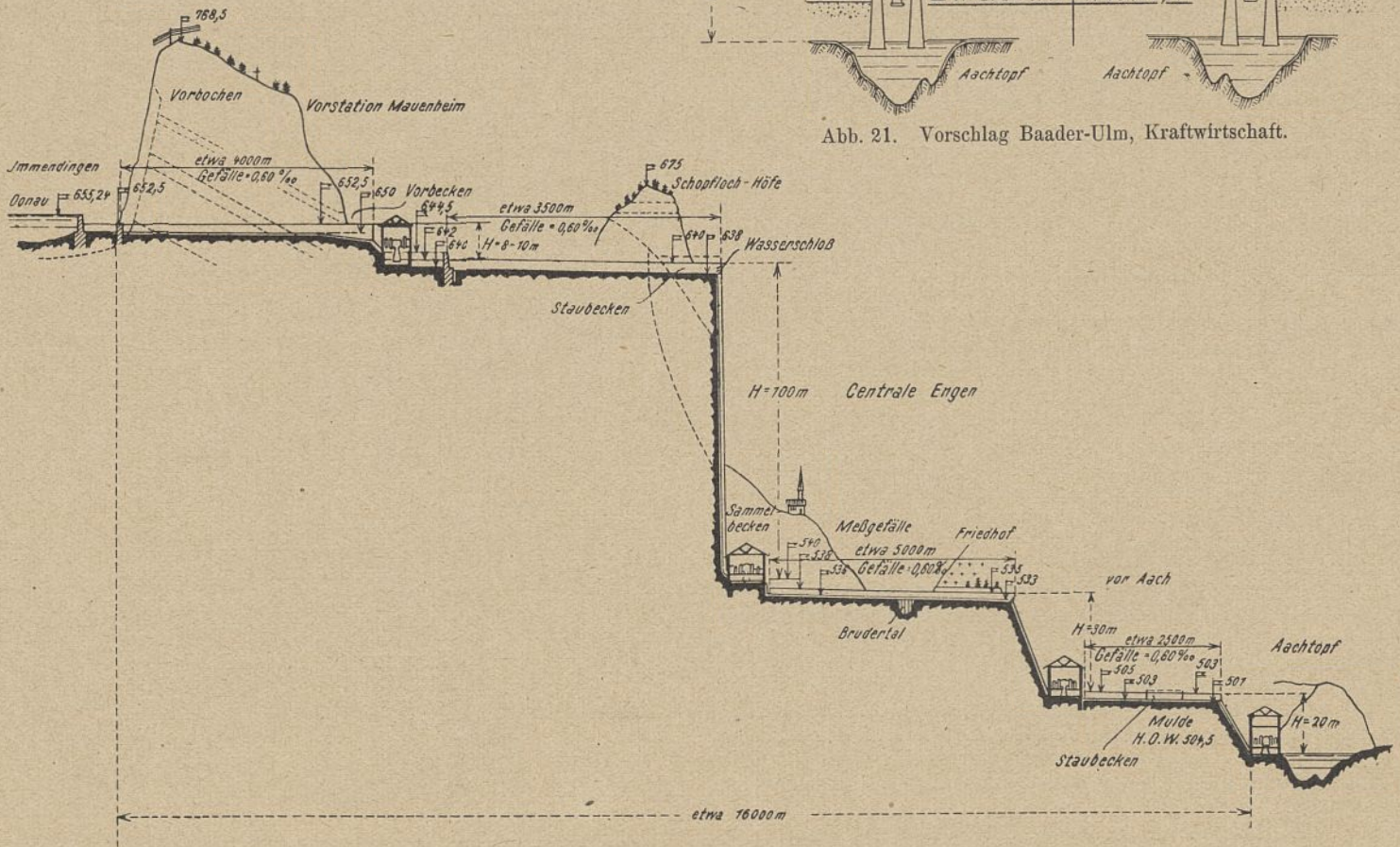


Abb. 22. Vorschlag Baader-Ulm, Höhenplan.



Abb. 23. Übersichtskarte.

mit einer Jahresarbeit von rd. 58 Millionen kWh bei rd. 10 000 PS mittlerer Leistung.

Die wasserwirtschaftlichen Auswirkungen des Entwurfes und seine technischen Grundlagen sollen vergleichsweise mit denen der anderen Pläne im Zusammenhange erörtert werden.

B. Der Vorschlag Weber-Gießen (1920).

Der Vorschlag des Bergingenieurs Weber-Gießen (hierzu s. d. Abb. 23 sowie 28, die auch für die übrigen Vorschläge zu beachten ist) ist entschieden der großzügigste. Nach ihm ist zum Ausgleich der Niedrigwasserführung der Donau an der Köthach bei Gei-

singen ein Staubecken von $34 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ Stauraum (nach anderen Quellen von 30 bis 40 Millionen m^3) vorgesehen, dessen höchster Wasserstand leider 34 m über dem Donauwasserspiegel liegt, so daß in das Becken die Abflüßmengen der Donau zwecks Speicherung hochgepumpt werden müssen. Dabei wird mit einer mittleren jährlichen Pumparbeit von 2000 PS gerechnet. Der Beckenabschluß soll durch Dammbauten erfolgen.

Vom Staubecken bei Geisingen fließt die ausgeglichene Wassermenge auf 3700 m Länge bis nach Hausen zunächst im eigentlichen Donaubett und berührt dabei das ausgedehnte z. T. stark vermoorte Donaured. Aus dem Oberwasser eines neuen Wehres bei Hausen, wenige Kilometer oberhalb der Immendinger Versinkungsstellen in

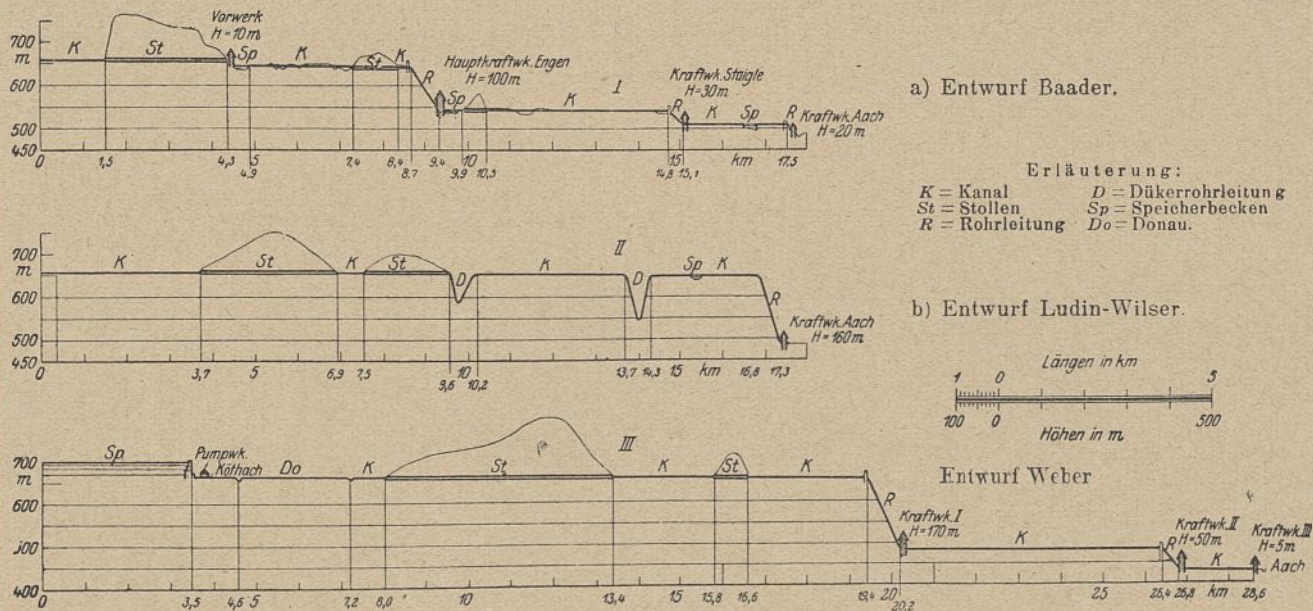


Abb. 24. Längenschnitte für die Vorschläge Baader-Weber und Ludin-Wilser.

der Donau, sollen sodann bis zu $12 \text{ m}^3/\text{sk}$ an Donauwasser in einen rd. 5,7 km langen Stollen eingeleitet werden, der an dem Basaltkegel des Neuenhöwen vorbei in der Hauptsache dem Tälchen des Kittelbaches folgt. An den Stollen schließt sich eine durch ein 800 m langes Stollenstück unterbrochene Kanalstrecke von 5200 m Länge an, die, an den Steilhängen des Hohenhöwen entlang ziehend, zu einem Wasserschloß und durch eine 800 m lange Druckrohrleitung einem ersten Kraftwerk an der Landstraße Welschingen—Thaingen führt, das mit 18 000 PS für 170 m Gefälle ausgebaut werden soll. Ob dem Kraftwerk ein Ausgleichsweiher angegliedert werden sollte, war aus den Unterlagen nicht zu erkennen. Ein an das Kraftwerk anschließender 6200 m langer Kanal entlang dem Mägdeberg und dem Hohenkrähen führt zu einem zweiten Wasserschloß, von dem eine 400 m lange Rohrbahn zum zweiten Kraftwerk geht, das 50 m Gefälle bei einem Ausbau von 5500 PS nutzbar macht.

Der Entwurf umfaßt also außer der Staubeckenanlage und dem Einzugswehr rd. 900 m Köthach-Ausbau, 2,6 km ausgebaute Donau-strecke, 12,2 km Werkkanäle und 6200 m Stollen, außerdem 1800 m Unterwasserkanal. Das Kraftwerk muß als reines Laufwerk arbeiten. Nach Ludin (11) beträgt seine Leistung nach Abzug der Pumparbeit und einer Entschädigung an die oberhalb der Ausmündung des Untergrabens liegenden Aachwerke noch rd. $128,5 \cdot 10^6 \text{ kWh}$. Diese Zahl entspricht bei einer theoretisch möglichen Betriebsstundenzahl = 8760 im Jahre einer Leistung von 22 000 PS. Da nur auf 23 500 PS ausgebaut ist, wozu allerdings noch die Leistung des an sich nicht bedeutenden Talsperrenkraftwerkes kommen würde, das aber mindestens zur Deckung der in Wirklichkeit größer notwendigen Pumparbeit herangezogen werden muß, so bleiben bei einem weiteren Abzug von 2000 PS für die Aachentschädigung nur noch rd. 19 500 PS = rd. 13 000 kW als verwertbare Ausbauleistung.

Wie bereits erwähnt, kommt eine Ausnutzung des Werkes für den Spitzenbetrieb trotz der Köthachtalsperre nicht in Frage, weil die Zuleitungen von 16,7 km Länge bis zum ersten Kraftwerk und von 23,3 km bis zum zweiten Werke keinerlei in praktisch brauchbarer Zeit möglichen Wassermengenwechsel in vorher zu bestimmenden Grenzen zulassen, auch ihr Ausbau für einen Zufluß, mit dem ein wirtschaftlicher Spitzenbetrieb möglich wäre, unwirtschaftlich hohe Baukosten erfordern müßte. Deshalb wird bei dem Weberschen Entwurfe mit einer erheblich geringeren mittleren Ausnutzung gerechnet werden müssen, weil der Absatz von 13 000 kW Grundstrom bei Tage und gleichermaßen bei Nacht allergrößte Schwierigkeiten machen wird, sofern nicht elektrochemische Großindustrie an die Werke angeschlossen werden soll. Da wiederum diese Industrie nur sehr geringe Strompreise zahlen kann, so darf man die wirtschaftlichen Aussichten dieses Unternehmens nicht höher einschätzen als die eines Werkes, das mit geringerer Betriebsstundenzahl, anpassungsfähiger Erzeugung und deshalb höheren Einheitseinnahmen für die abgegebene Kilowattstunde rechnen kann.

C. Das Konstanzer Stollenprojekt (26).

Ueber diesen Vorschlag und seine Erweiterungen und Abänderungen durch die Pläne des Württembergischen Oberbauurats Guggenhan liegen keine näheren Angaben vor. Aus der durch von Gruenewaldt-Karlsruhe in seiner Veröffentlichung (27) mitgeteilten Uebersichtskarte (s. d. Abb. 23) sowie aus der Karte zur Veröffentlichung Köblers in (20) geht hervor, daß unterhalb des Brühl ein Stollen aus der Donau abgezweigt wird, der zunächst etwas südlich, im allgemeinen aber gleichgerichtet mit der von Ludin-Wilser gewählten Stollenlinie verläuft, sie zwischen dem

(26) Rudolf Gelpke, Basel, Oberdonau—Untersee—Schiffahrtskanal „Rheinquellen“ 1916, Nr. 8/9 (Sept.).

(27) von Gruenewaldt, Karlsruhe i. B., „die natürlichen Bedingungen der Donauversinkungen und deren wirtschaftliche Nutzung.“ Wasserkraft 1924, H. 12. 5. 200 ff.

Bierte-Tal und dem Krieger-Tal kreuzt und von dort ab in ziemlich geradem Zuge zu einem Kraftwerke oberhalb des Aachtopfes führt, um eine Fallhöhe von 149 m auszunutzen. Bei Mittelwasser sollen $12 \text{ m}^3/\text{sk}$, bei Niedrigwasser $6,0 \text{ m}^3/\text{sk}$ und bei Wasserklemme noch $3,5 \text{ m}^3/\text{sk}$ abgeleitet werden, wobei bei der letztbezeichneten Wasserführung $0,5 \text{ m}^3/\text{sk}$ in der Donau verbleiben sollen.

Es geht aus den Unterlagen nicht hervor, wie die Ueberleitung dieser Wassermengen über die Versinkungsstellen in der Donau bis zur Ableitung genügend gesichert werden soll. Da weiter die Abflußangaben so unsicher sind, daß weitere Folgerungen und Werturteile gewagt erscheinen, so soll, zumal der ganze Plan offensichtlich gegenüber den anderen wenig durchgearbeitet erscheint, die Belange der Donau völlig unberücksichtigt läßt und auch keine Ansätze zu Besserungen gegenüber den anderen Plänen zeigt, dieser Vorschlag unbedenklich beiseite gelegt werden.

D. Der Vorschlag Ludin-Wilser I.

Im Jahre 1922 hat Professor Dr.-Ing. Ludin unter Mitarbeit des Privatdozenten für Geologie an der Universität Freiburg Dr. J. L. Wilser im Auftrage der Aachinteressenten ein Gutachten (19) zur Frage der Donau-Versinkungen erstattet, dem er einen Vorschlag zur technisch-wirtschaftlichen Ausnutzung der Versinkungen beigegeben hat. Dieser Vorschlag, der nachstehend als „Vorschlag Ludin-Wilser I“ bezeichnet werden soll, hatte folgende Grundlinien.

Nach Möglichkeit sollten die Versinkungsstellen im Immendinger Wehrteiche gedichtet werden; konnte das nicht erreicht werden, so war die Errichtung eines neuen Wehres in einer solchen Entfernung (400 m) oberhalb des alten Wehres geplant, daß die Gefahr von Versinkungen an dieser Stelle ausgeschlossen erscheinen mußte.

Aus dem Oberwasser des alten oder des neuen Wehres war ein offener, $2,7 \text{ m}^2$ großer Kanal abgezweigt, der nach 1,5 km Länge in ein Eisenbetonrohr von 1,8 m mittlerem Durchmesser übergang. Aus diesem Eisenbetonrohr wurde ein nur 0,475 m i. L. weites Rohr abgezweigt, das über die letzten Versinkungsstellen am Hattinger Weg hinweg zur Donau führen sollte. Das Rohr konnte durch ein Schütz verschlossen werden. Das Hauptrohr ging in einen Stollen von 3,5 km Länge über, an den sich eine Holzrohrleitung von 1,6 km Länge, nochmals von einem Stollen unterbrochen, bis zu einem Tagesbecken von $250 000 \text{ m}^3$ Nutzinhalt anschloß. Von diesem Becken führten endlich zwei Fallrohrstränge aus je 2,1 m i. L. messenden Holzrohren mit $157,5 \text{ m}$ nutzbarer Fallhöhe zu einem Kraftwerke unmittelbar an der Aach-Hauptquelle.

Der Stollen war für eine Durchflußmenge von $4,0 \text{ m}^3/\text{sk}$, das Abzweigrohr zur Donau für 250 l/sk geplant, die zur Zeit der Wasserklemme an die Donau abgegeben werden sollten. Ludin berechnete die mittlere jährliche Zuflußmenge zu $3,92 \text{ m}^3/\text{sk}$, die er jedoch nicht laufend in 24 täglichen Betriebsstunden, sondern nur als Tageskraft in 8 Stunden bei dreifacher Wassermenge verarbeiten wollte. Bei einer Ausbauleistung von 19 000 PS wäre damit nach seiner Berechnung eine Jahresarbeit von 38,3 Millionen Kilowattstunden zu erzielen gewesen.

E. Der Vorschlag Ludin-Wilser II

s. hierzu Abb. 25 und 27).

Der Vorschlag Ludin-Wilser I ist nach dem Ausscheiden Ludins aus dem Ingenieurbüro Ludin A.-G. von deren Rechtsnachfolgerin, der Süddeutschen Ingenieurbüro A.-G., vorm. Ludin A.-G., Karlsruhe, wieder im Zusammenhange mit Dr. Wilser wesentlich erweitert und auch umgearbeitet worden. Nach den Veröffentlichungen Köblers [(8) u. (20)], des bisherigen Vorstandes, und von Gruenewaldts (27), der als Oberingenieur in beiden Gesellschaften



Abb. 25. Vorschlag Ludin-Wilser II. Übersichtsplan.

an den Entwürfen maßgeblich beteiligt war, sowie Wilsers. hat der Plan jetzt folgende Gestalt angenommen.

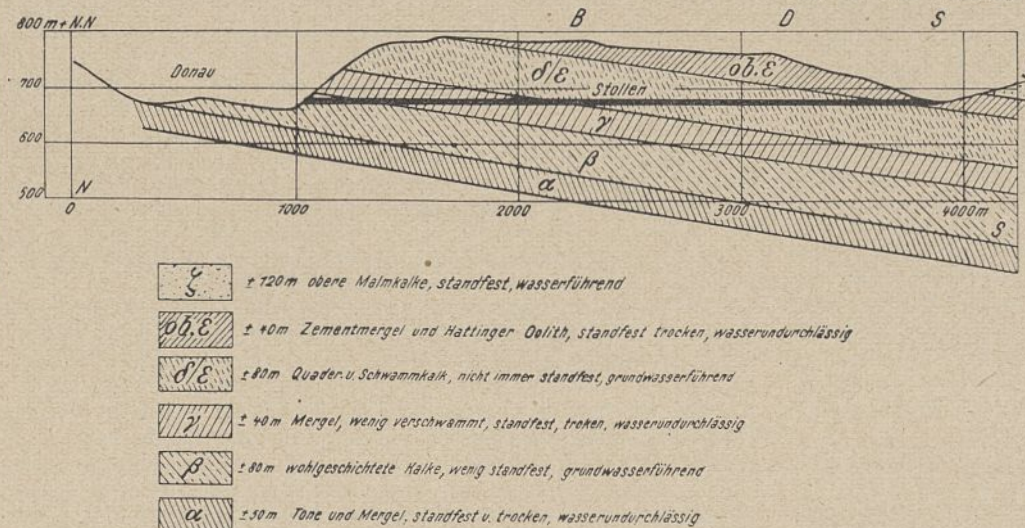
Von einer Dichtung der Immendinger Wehrversinkungsstellen hat man anscheinend endgültig Abstand genommen und sich zu einem neuen Wehr mit dem Stauziel 65,7 m + NN entschlossen. Vom Obergraben dieses Wehres führt eine zur Ableitung bis zu 15 m³/sk berechnete Leitung um die Immerdinger und Brühl-Versinkungsstellen bis zum Einödtales, die zunächst noch zwischen Donaubett und dem steil ansteigenden südlichen Hange geplant ist, so daß die erste 400 m lange Strecke als Eisenbetonkanal von 10 m² Nutzquerschnitt am Steilhange liegend Straße und Bahn unterfahren muß. An diesen schließt ein in Sohle und Böschungen mit Beton ausgekleideter Erdkanal mit gleichfalls 10 m² Nutzquerschnitt von 1500 m Länge an, der am Brühl wiederum in einen 10 m² großen Eisenbetonkanal von 1400 m Länge bis zur Einmündung des Einödtales übergeht. Auf dieser Strecke ist eine Kanalsicherung gegen Hochwasser durch Verbreiterung des Donaubettes und streckenweise Abgrabung des linken, nördlichen Ufers nötig. Der Prüfung im einzelnen soll es vorbehalten bleiben, ob nicht die Schaffung eines dichten Donau-Mittelwasserbettes am Nordufer in ziemlich gestreckter Linie längs der Eisenbahnlinie Immendingen—Tuttligen wirtschaftlicher ist.

An der Einödbach-Einmündung ist ein Verteilungsbauwerk vorgesehen, das die bis zu 15 m³/sk betragende Umleitungs-Wassermenge in der folgenden Weise verteilt:

1. Für die Donau unterhalb des Verteilungsbauwerks wird zunächst eine bei jedem Wasserstande gleichmäßig abzugebende Wassermenge von 250 l/sk abgezweigt.
2. Bis zu einer Gesamtwasserführung von 4,25 m³/sk am Immendinger Wehr werden alle 0,25 m³/sk übersteigenden Zuflüßmengen zur Aach übergeleitet.
3. Steigt die Donauwasserführung am neuen Immendinger Wehr über 4,25 m³/sk, so soll bis zu einer Gesamtwasserführung von 8,0 m³/sk der 4,25 m³/sk übersteigende Zuflüß etwa zu einem Teil an die Donau und zu drei Teilen an die Aach abgegeben werden. Es ergibt sich also:

Tafel 28.

Wassermenge am neuen Wehr Immendingen	Ueberleitungsmenge zur Aach	Ueberleitungsmengen zur Donau		
		Grundmenge	Steigerung	Zusammen
m ³ /sk	m ³ /sk	m ³ /sk	m ³ /sk	m ³ /sk
4,25	4,00	0,25	—	0,25
5,00	4,50	0,25	0,25	0,50
6,00	5,25	0,25	0,50	0,75
7,00	6,00	0,25	0,75	1,00
8,00	6,75	0,25	1,00	1,25



B = Vulkanische Basalte D = Dolinen - Erdsenkungen
Die tertiäre und diluviale Decke ist nicht eingezeichnet.

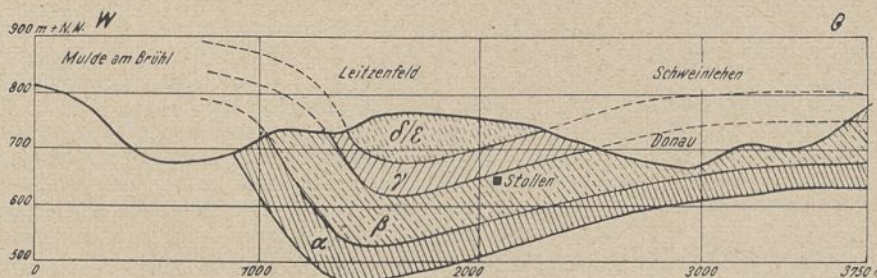


Abb. 26. Vorschlag Baader. Gebirgsaufbau nach Dr. J. Wilser.

4. Der 8,0 m³/sk überschreitende weiter steigende Donauzuflüß zum Wehre Immendingen soll bis zu einem Gesamtzuflüß an dieser Stelle von 13,25 m³/sk, also mit 6,5 m³/sk der unteren Donau gesichert zugeführt werden.
5. Der 13,25 m³/sk übersteigende Zuflüß zum Wehre soll bis zu 15,0 m³/sk Gesamtzuflüß, also mit weiteren 1,75 m³/sk, insgesamt also mit 6,75 + 1,75 = 8,5 m³/sk zur Aach übergeleitet und dort ausgenutzt werden.
6. Alle 15 m³/sk am Wehr Immendingen überschreitenden Zuflüßmengen sollen später in der ungeänderten Donau verbleiben und in ihr nach wie vor versinken können, wobei die Versinkungen lediglich eine Verschiebung in die Zeit der wasserreicheren Monate erfahren würden.

Die der Donau wieder zuzuführende Wassermenge wird zunächst noch vom Verteilungsbauwerk ab in einem Eisenbetonkanal von 6,0 m² Nutzquerschnitt und 350 m Länge über die Versinkungsstellen an den Hattinger-Weg-Löchern fortgeleitet und entweder unterhalb dieser Stellen oder erst nach, wenn nötig, noch weiterer Führung in dichtem Gerinne an der Einmündung des Krähenbaches in die Donau selbst wieder eingeleitet.

Die nach der Aach abgehenden Wassermengen bleiben hinter dem Verteilungsbauwerk zunächst noch in einem 400 m langen Eisenbetonkanal von 6,5 m² Nutzquerschnitt im Einödtales und gehen dann in einen 3500 m langen Stollen von 6,6 m² Querschnitt unter der Hattinger Höhe hindurch bis zum Biertal-Tale bei Burgstall. An den Stollen schließt sich eine 350 m lange Eisenbetonkanalstrecke und daran ein den Hardt unterfahrender 2000 m langer Stollen an. Das Kriegertal muß sodann mittels zweier eiserner Dükerrohre von je 1400 mm mittlerer Lichtweite bei 800 m Länge und 70 m Sprunghöhe überwunden werden. Ueber die Bittelbrunner Festebene geht sodann die Triebwerkleitung als offener Kanal mit Betonplattendichtung bei 6,6 m² Nutzquerschnitt und 3800 m Länge.

Mittels einer Dükerstrecke in zwei Rohren von wieder 1400 mm mittlerem Durchmesser bei sogar 100 m Sprunghöhe und mittels anschließendem Eisenbetonkanal wird das tiefe und steile Wasserburger Tal überquert und die Mitteldornsberger Hochfläche erstiegen, auf der ein Hangbecken von 400 000 m³ Nutzinhalt bei 5,0 m größter Wassertiefe vorgesehen ist. Der höchste Beckenspiegel liegt hier auf 645 m + NN, so daß also der gesamte äußere Gefällverlust zwischen Wehr und Staubecken rd. 12 m beträgt.

Vom Becken geht eine 1800 (!) m lange aus zwei je 2200 mm im Mittel weiten eisernen Rohren bestehende Fallrohrleitung für eine Höchstwassermenge von 17 m³/sk zum Kraftwerk unmittelbar am Aachtopfe, in dem 19 000 kW aufgestellt werden sollten. Sein Unterwasserkanal mündet mit Spiegelkote 483 m + NN unmittelbar in den Aachtopf aus.

Von der Bruttofallhöhe der Versinkungen = 174 m können also mit Rücksicht auf die Spiegelschwankungen im Speicherbecken rd. 155 m als Nutzgefälle ausgenutzt werden, so daß der äußere Wirkungsgrad der Anlage fast 89 v H beträgt.

Die mittlere Jahreszuflüßmenge zum Aachwerk errechnet Köbler zu 6,5 m³/sk, woraus sich eine mittlere Jahresleistung von 7600 kW und daraus eine mittlere Jahresarbeit nach Abzug von Stromrückvergütungen von rd. 61—10⁶ kWh an reiner Tragkraft ergeben.

XIV. Vergleich der Vorschläge von Baader, Weber und Ludin-Wilser nach bautechnischen, geologischen und kraftwirtschaftlichen Rücksichten.

Nach dieser allgemeinen Unterrichtung will ich versuchen, soweit es die Unterlagen zulassen, die technischen Voraussetzungen besonders auch hinsichtlich der geologischen Verhältnisse und die kraftwirtschaftlichen Bedingungen für die vorliegenden Hauptpläne im Zusammenhange zu erörtern.

Zu berücksichtigen sind dabei im Folgenden nur die Pläne von Baader (I und II), von Weber und von Ludin-Wilser (I und II).

Bei allen Einwänden, die von der einen oder anderen Seite gegen diesen oder jenen Plan erhoben werden, muß, wie eine kritische Durchsicht des Schriftums zeigt, im vorliegenden Falle mit besonderer Sorgfalt die persönliche Stellung der einzelnen Beurteiler beachtet und der Grad ihrer eigenen persönlichen Interessen berücksichtigt werden. Mit anderen Worten, es müssen im

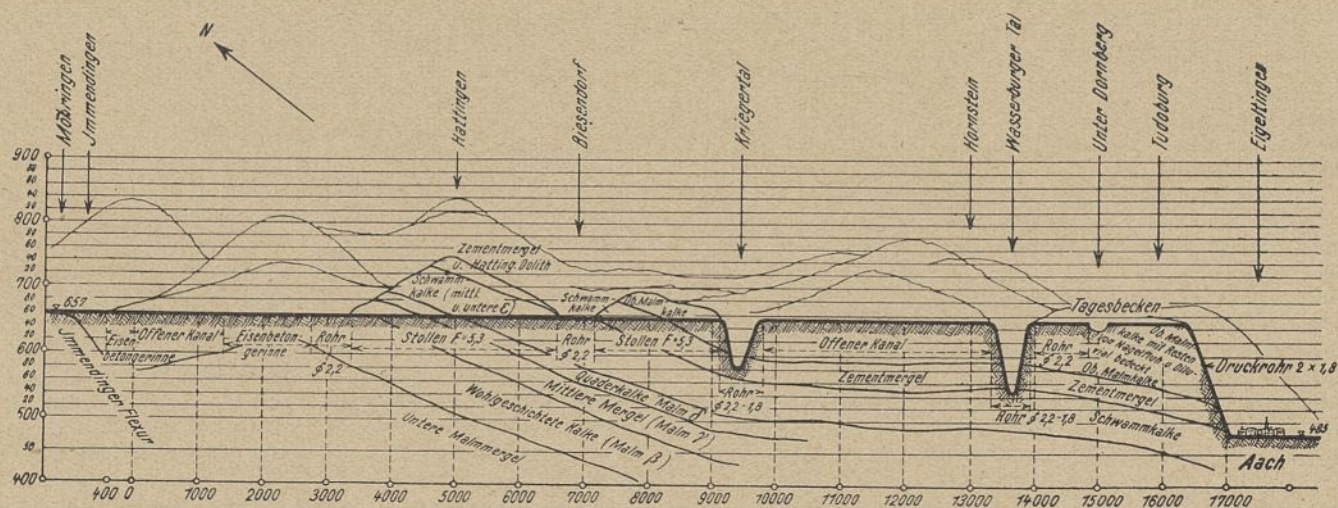


Abb. 27. Vorschlag Ludin-Wilser II, Höhenplan.

vorliegenden Kämpfe der Meinungen die verschiedenen Werturteile außerordentlich cum grano salis genommen werden.

Zum Baaderschen Entwurfe hat sich u. a. Büggeln (24), allerdings mehr vor rein kraftwirtschaftlichen Standpunkte geäußert. Infolge der wesentlich anders gestalteten kraftwirtschaftlichen Verhältnisse und der neueren hier aufgetretenen Gesichtspunkte — vor allem hinsichtlich der Verwendung der Wasserspeicherkraft zur Spitzendeckung — können seine Ausführungen in manchen Sätzen als überholt gelten. Es bleibt nur die Feststellung, daß sein damals schon kraftwirtschaftlich nicht ungünstiges Urteil heute wesentlich günstiger ausfallen würde. Nach Büggeln sollen sich ferner zum Baaderschen Vorschlage der Schweizer Ingenieur Viktor Gelpke und der Ulmer Stadtbaurat a. D. Braun recht günstig ausgesprochen haben. Weiter liegt ein recht beachtliches und günstiges Gutachten von Dr.-Ing. Dr. G. Luther (28) vor und schließlich ein ausführliches Gutachten des verstorbenen Professors a. d. Technischen Hochschule Stuttgart, Dr.-Ing. R. Weyrauch, aus dem die 6 Schlußsätze angeführt sein mögen, in denen er sein Urteil zusammenfaßt:

1. Die technische Ausführbarkeit des Projekts scheint mir außer Zweifel zu stehen.
2. Das Projekt macht den Eindruck, daß das technisch-wirtschaftlich Erreichbare mit praktischem Blick erfaßt und vereinigt ist.
3. Die Ausführung des Projekts ermöglicht demnach einen praktischen Ausgleich der bisher entgegenstehenden württembergischen und badischen Interessen in der Donau-Aachgegend.
3. Die Kostenanschläge sind jetzt schon so weitgehend ausgeführt, daß sich ein Bild über die tatsächlichen Ausführungs- und Betriebskosten und die Wirtschaftlichkeit des Werkes gewinnen läßt.
5. Wirtschaftlich, also ausbauwürdig wird die Anlage sein, wenn sie von allen Seiten im gemeinsamen Interesse unterstützt wird, und Sonderbestrebungen zurücktreten.
6. Wenn nicht eine ganz anders geartete, bessere Lösung der Frage gefunden wird, wofür mir keine Wahrscheinlichkeit zu bestehen scheint, gibt das Baadersche Projekt die Möglichkeit, auf praktischem Wege zu einer raschen, endgültigen Lösung der Donauversickerungsfrage zu gelangen.

Während nun Köbler (20) sich die Grundgedanken des Baaderschen Vorschlages noch vollkommen zu eigen macht [s. Baader in (29)], kommt von Gruenewaldt in (27) zu einem durchweg ablehnenden Urteil, gestützt auf die Schrift Wilsers (4).

Seine Ausführungen würden gegen die Pläne Baaders ein wesentlich stärkeres Mißtrauen erwecken können, wenn sie selbst (in sich weniger Widersprüche und offensichtliche Unrichtigkeiten enthielten und weniger als Streitschrift mit dem für den unbefangenen und nicht voreingenommenen Beurteiler ganz offenkundigen Endzweck der Propaganda für die eigenen Vorschläge abgefaßt wären. Diese Absicht wirkt zusammen mit dem mancherorts bemerkbaren Mangel an ruhiger Sachlichkeit verstimmend und läßt leicht ein Mißtrauen aufkommen gegen die Stichhaltigkeit und Richtigkeit von vielleicht an sich berechtigten Einwänden.

Da es in der Natur der Sache liegt, daß der Ludin-Wilser Vorschlag, den v. Gruenewaldt als ehemaliger Sachbearbeiter vertritt, in erster Linie den Interessen der Auftraggeber, also der

(28) Dr.-Ing. G. Luther, „Zur Frage der Donauversinkung“, „Technik und Wirtschaft 1913.“ H. IX.

(29) A. Baader, Ulm, „Die natürlichen Bedingungen der Donauversinkung und deren wirtschaftliche Nutzung“, Wasserkraft 1925, H. 7 [als Entgegnung auf (27)].

Aachunternehmungen dienen soll, damit also zu vermuten ist, daß er auch den badischen Interessen nahestehen wird, so kann man geneigt sein, die von v. Gruenewaldt vorgebrachten Einwände in ihren Grundzügen auch als die Badens gegen den Plan Baader anzusehen. Aus diesem Grunde erscheint mir ein näheres Eingehen auf die v. Gr.'sche Veröffentlichung und damit auf die Schrift Wilsers angezeigt, da sich v. Gr. hinsichtlich der geologischen Seite der Frage ganz auf Wilser stützt.

Von Gruenewaldt wirft dem Baaderschen Plane in erster Linie vor, er sei „wegen der ungenügenden Berücksichtigung der geologischen Verhältnisse so ungünstig trassiert, daß seine Ausführungsmöglichkeit zum mindesten*) stark zweifelhaft ist“.

„Der Stollen von 2875 m Länge durchfährt den am stärksten zerrütteten Teil des Gebirges, nämlich die Brühlmulde, ein Gebiet, auf das außer den bekannten Flexuren noch einige Vulkane ihre Wirkung ausgeübt haben und das bezeichnenderweise mehrere Erdsenkungen aufweist.“

Fast wörtlich so Wilser (4), der zu den beiden mitgeteilten Geländeschlitten (Abb. 26) ausgeführt: „Die beiden Profile stehen senkrecht zueinander. Der 2875 m lange Stollen zieht ziemlich*) durch die Mitte der N—S streichenden Brühlmulde, die sehr zerrüttet ist und alle Wasser an sich reißt. (Die Immendinger Brühl-Versinkungen fließen in diese Mulde.) Außerdem ist der Stollen gefährdet, weil das Gebiet von zahlreichen vulkanischen Durchbrüchen (B) und Erdsenkungen (D) durchsetzt ist.“

Weiter v. Gruenewaldt: „Die vorgesehenen Speicherbecken liegen fast ausnahmslos*) in Trockentälern, wo das Wasser ohne große, sehr kostspielige Vorrichtungen wohl restlos*) versinken würde, wie man schon jetzt am Tale bei Mauenheim beobachten kann, wo ein kleiner Bach an der Beckenstelle*) versinkt.“

Demgegenüber weist Baader (29) darauf hin, daß sein Stollen mit Vorbedacht in die Mitte zwischen die beiden rd. 2,0 km voneinander entfernt liegenden Flexuren gelegt sei und ebenso zwischen die beiden rd. 350 m auseinander liegenden Senkungen, wogegen er die Basaltaufbrüche in ihrer Auswirkung auf die Stollenbauten für nicht ausschlaggebend ansieht.

Die Bedenken, daß in der immerhin tektonisch stark gestörten Zone mit Hohlraumbildungen, Schutteinbrüchen und auch stellenweise, besonders im Liegenden der δ/ϵ -Kalke mit starkem Wasserzudrang zu rechnen sein wird, sind nicht ohne weiteres unbedeutend, sie sind aber keineswegs derart, daß die technische Durchführbarkeit mit wirtschaftlich verantwortbaren Mitteln in Frage gestellt sein wird. Derartige Stollen sind, worauf auch Christaller (25) hinweist, schon so oft ausgeführt, auch hat die Stollenbautechnik gerade in den letzten Jahren wesentliche Fortschritte gemacht, daß auch für den späteren Betrieb keine Unzuträglichkeiten einzutreten brauchen. Sollten Schwierigkeiten bei der Bauausführung sich zeigen, so werden sie höchstens in einer Erhöhung der Baukosten sich auswirken, so daß hier ein genügender Sicherheitsspielraum nötig sein wird.

Damit teilen aber die Stollen des Baaderschen Vorschlages durchaus das gleiche Schicksal mit allen Stollenplänen der übrigen Entwürfe, die alle die verschiedenen Folgen des Weiß-Jura durchörter müssen (s. d. Abb. 26 und 27). In diesen Gebirgsschichten ist aber nach anscheinend übereinstimmender Auffassung der Geologen stets mit Ueberraschungen zu rechnen.

Ein Vergleich der von Wilser mitgeteilten Gebirgsquerschnitte zeigt nun, daß der Hauptstollen des Baaderschen Entwurfsvorschlages mit rd. 1750 m in den Schichten der β und δ/ϵ -Kalke,

*) Nicht im Urtext gesperrt.

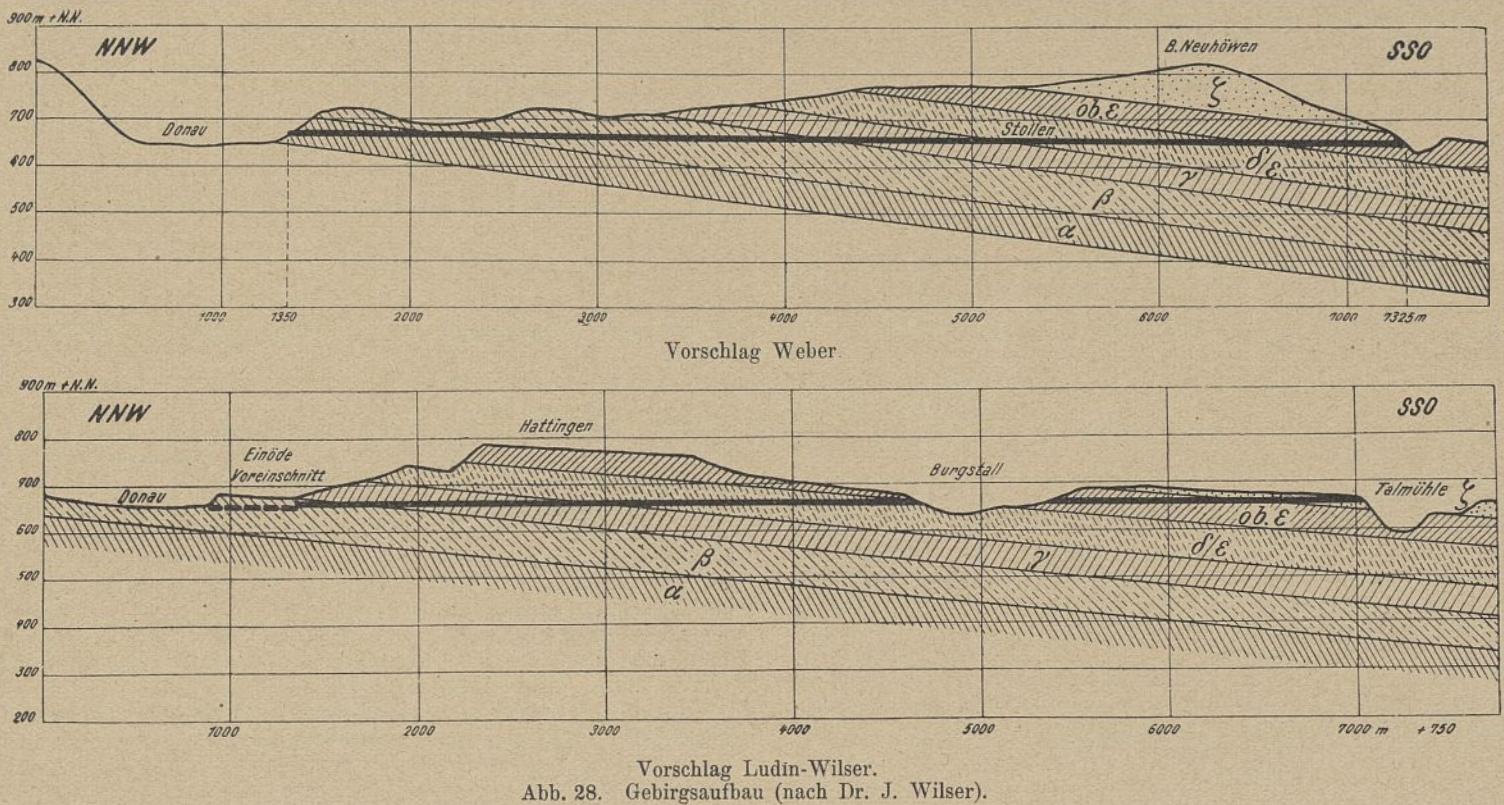


Abb. 28. Gebirgsaufbau (nach Dr. J. Wilser).

der von Weber auf 3275 m in diesen und der nach Ludin-Wilser in den drei wasserführenden Horizonten der β -, δ/ϵ - und ζ -Kalke auf rd. 2000 m Länge verläuft. Beachtet man diese Zahlen in Verbindung mit den vorstehenden Ausführungen, so wollen die Einwände v. Gruenewaldts doch ein wenig als Uebertreibung anmuten.

Für noch weniger bedenklich halte ich seinen weiteren Einwand, daß fast alle*) Ausgleichsweiher in Trockentälern liegen. Da nur drei Becken in Frage kommen, so ist anzunehmen, daß mindestens ein Becken auch bei v. Gr. eine Ausnahme macht, bleiben also noch zwei, von denen besonders das Mauener Becken bedenklich sein soll.

Man könnte daran denken, dieses Becken, wie auch Christaller (25) vorschlägt, ersparen zu wollen, indem man die beiden oberen Stufen Mauenheim und Engen zusammenlegt. M. E. aber hat gerade das Becken Mauenheim bei einigermaßen Fassungsvermögen kraftwirtschaftlich eine solch wesentliche Aufgabe und Bedeutung, daß es, wenn es nicht schon vorgesehen wäre, nachträglich eingefügt werden sollte, weil es durch seine Vorschaltung vor das mit dem größten Gefälle arbeitende Kraftwerk Engen in diesem erst einen sonst unmöglichen Tagesspitzenbetrieb gestattet. Daß sich hieraus auch die Notwendigkeit eines Gegenbeckens unterhalb Engen ergibt, sei schon hier der Vollständigkeit halber erwähnt.

Baader bestreitet übrigens ausdrücklich (29) die Stichhaltigkeit des v. Gruenewaldtschen Einwandes, indem er aus seiner langjährigen Ortskenntnis und Beobachtung behauptet, daß die Versinkungsstellen im Mauener Tale erst unterhalb seines Beckenabschlußwerkes liegen.

Im übrigen ist aber die Dichtung eines immerhin doch nur kleineren Beckens, dessen Länge man nach Abb. 21 nur zu rd. 800 m bei geringen Breiten anzunehmen braucht, eine Maßnahme, die weder technische Schwierigkeiten bietet noch in den Baukosten ein nennenswertes Hindernis finden kann. Jedenfalls wird der kraftwirtschaftliche Vorteil eines solchen Beckens auch sehr hohe Kostenaufwendungen ohne allen Zweifel rechtfertigen.

Bei dem Weberschen Entwürfe wird die Anlage eines Sammelbeckens im Köthach-Tale nach übereinstimmender Ansicht aller Beurteiler keinen Schwierigkeiten begegnen, die seine Ausführbarkeit in Frage stellen könnten; auch die geologischen Voraussetzungen werden als einwandfrei bezeichnet. Die Inanspruchnahme von rd. 20 ha wertvollen Kulturlandes für das Becken und die hohen Dammbaukosten werden allerdings den Weberschen Vorschlag wirtschaftlich stark belasten.

Erheblichere Bedenken sind aber gegen den 5,7 km langen Hauptstollen Webers zu erheben, der nur von den beiden Endmundlöchern in Angriff genommen werden kann, ohne die Möglichkeit von Zwischenangriffspunkten zu bieten. Er führt durch ein tektonisch außerordentlich stark gestörtes Gebiet und liegt,

soweit die nach den Angaben von Wilser wiedergegebenen Querschnitte — Abb. 28 — ein Urteil gestatten, mit rd. 3300 m in den wenig standfesten, klüftigen und wasserführenden β - und δ/ϵ -Kalken des Weiß-Jura-Gebirges. Die anschließenden langen Hangkanalstrecken — Abb. 23 u. 24 — liegen zum großen Teile an Hängen mit diluvialen Lehm, an denen Rutschungen, wie Christaller (25) mitteilt, an der Tagesordnung sind.

Vom Ludin-Wilser'schen Vorschlage behauptet von Gruenewaldt — gestützt auf Wilser —, daß er einzig und allein die geologischen Schwierigkeiten vermeidet (27).

„Die Stollen dieses Entwurfes (Abb. 27 u. 28) verlaufen abseits der Störungen in einem Gebirge, das kaum*) größere Schwierigkeiten verursachen wird, als sie zur Zeit beim Bau des Fridinger Kraftwerks angetroffen wurden. Mit Wasserandrang ist auch hier zu rechnen, aber nur in geringerem Maße und bei guter Entwässerungsmöglichkeit.“

„Gewisse*) Schwierigkeiten werden bei der Gründung der Düker an den Südhängen des Krieger- und Wasserburger Tales zu überwinden sein, da die Schichten hier zu Tal fallen.“

„Die für das Becken auf dem Dornsberger Plateau gewählte Stelle ist die einzige, welche im ganzen Gebiete zwischen Donau und Aach Erfolg verspricht.“

Wilser selbst äußert sich zu der Stollenführung des Vorschlages Ludin-Wilser (4): „Das gewählte Gebiet ist so gut wie ungestört*) und die Stollen [3250 und 1750 m — nach Köbler übrigens 3500 und 2000 m lang (20)] verlaufen möglichst*) lang in trockenen und standfesten Mergeln bzw. voraussichtlich*) günstigen Kalken. Die Wasserhorizonte sind leichter unschädlich zu machen.“

Vergleicht man diese Ausführungen mit dem Urteil über die Baaderschen Pläne, so fällt auf, daß bei diesem der Versuch

*) Nicht im Urtext gesperrt.

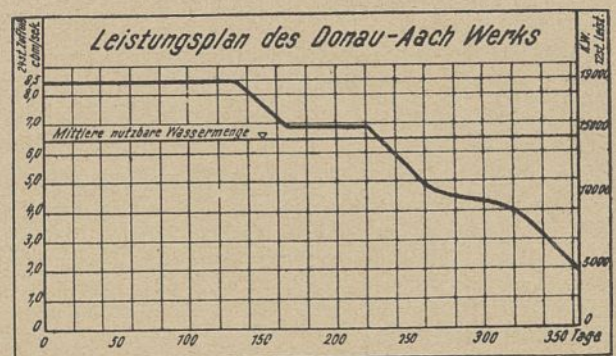


Abb. 29. Vorschlag Ludin-Wilser II, Leistungsplan.

*) Nicht im Urtext gesperrt.

vorliegt, die Verhältnisse nach Möglichkeit ungünstiger erscheinen zu lassen, als sie vielleicht sind. (der Stollen liegt ziemlich in der Mitte der Bruchmulde usw.), hier bei eigenem Vorschlage dagegen die Absicht, die Dinge möglichst günstig darzustellen (so gut wie ungestörtes Gebiet — voraussichtlich günstige Kalke — leichter, unschädlich zu machende Wasserhorizonte). Wertet man die Einstellung des Verfassers als Partei, so kommt man wohl nicht zu Unrecht zu der Auffassung, daß die tatsächlichen geologischen Voraussetzungen für beide Pläne sich nicht wesentlich voneinander unterscheiden werden.

Die eigenen Angaben Wilsers in seinen Gebirgsquerschnitten, nach denen folgende Verhältnisse angetroffen werden, können

Tafel 29.

Es liegen:		Stollenlängen in runden Längen nach Vorschlag	
in Gebirgsart	mit Eigenschaften	Ludin-Wilser m	Baader m
β -Kalke	wohlgeschichtet, wenig standfest, grundwasserführend	320 (im Hangenden)	250 (nur im Hangenden)
γ -Mergel	wenig verschwammt, standfest, trocken, wasserundurchlässig	1250	950
δ/ϵ -Quader- und Schwammkalke	nicht immer standfest, grundwasserführend	1700	1500
Obere ϵ -Schichten	= Zementmergel u. Hattinger Oolith, standfest, trocken, undurchlässig	1150	175
ζ -Kalke	= Obere Malm-Kalke, standfest, wasserführend	600	—
Zusammen in wasserführenden, wenig oder nicht immer standfesten Schichten		2000	1750
Zusammen in wasserführenden Schichten überhaupt		2600	1750

sicher nicht als Beweis für die den Baaderschen Entwurf ausschließende Ueberlegenheit des Ludin-Wilserschen Planes gewertet werden. Auch die Entwässerungsmöglichkeit ist nach diesen Schnitten bei Ludin-Wilser keineswegs besser als bei Baader.

Wenn nun Bedenken gegen die Dichtigkeit des Untergrundes der Ausgleichsweiher bei Baader geäußert werden, so müssen die gleichen Einwände auch gegen den in den obersten Abteilungen des Weißen Jura, den ζ -Kalken liegenden Dornsberger Stauweiher bei Ludin-Wilser vorgebracht werden, der nach Wilser (4) mit Letten gedichtet werden muß — oder soll. Die vorsichtige Fassung der Ausführungen von Gruenewaldts, daß es die „einzige Gelegenheit zur Anlage eines Beckens“ sei, läßt der Vermutung Raum, daß die geologischen Bedenken gegen die Beckenanlage an dieser Stelle dem Verfasser nicht unbekannt geblieben sind, er es aber für geratener halten mußte, sie nicht deutlich zum Ausdruck zu bringen.

Diese Auffassung wird bestätigt durch die Ausführungen Köblers (20): „Die bisherigen Voruntersuchungen haben jedenfalls ergeben, daß grundsätzlich*) die Anordnung eines Beckens bei Mitteldornsberg als der einzigen in Betracht kommenden Stelle möglich ist*); die große Bedeutung, die dem Becken für das Donau-Aachwerk zukommt, ... weist darauf hin, daß man beim Bau des vorgeschobenen Beckens hinsichtlich des zulässigen Bauaufwandes nicht ängstlich zu sein braucht. Der Kostenberechnung ist vorläufig*) eine durchgehende Dichtung des Beckens mit Lehmschlag zugrunde gelegt. Und an anderer Stelle: „daß ferner bei Mitteldornsberg ein Tagesbecken herzustellen ist, das selbst bei komplizierter Ausführung*) wirtschaftlich sein wird.“

Zusammenfassend kann danach gesagt werden, daß

1. dem Weberschen Vorschlage tatsächlich wesentliche Schwierigkeiten aus den geologischen Verhältnissen des Gebietes entgegenstehen,
2. die beiden Vorschläge Baader und Ludin-Wilser in dieser Hinsicht irgend nennenswerte Unterschiede nicht erkennen lassen, zumal zu einer einwandfreien Beurteilung der beiden Pläne die vorliegenden Unterlagen noch nicht als zureichend zu bezeichnen sind.

Wenn man auch zugeben will, daß die Ludin-Wilsersche Stollenlinie vielleicht in tektonisch etwas weniger gestörtem Gebiete liegt, so steht dem gegenüber, daß Baader mit rd. 4400 m Stollen, davon 2875 m in seinem einen Hauptstollen auskommt, während Ludin nach Köbler (20) rd. 5500 m Stollen, außerdem aber auch noch zwei sehr wenig erwünschte lange Dükerleitungen herstellen muß.

Tafel 30 gibt eine Uebersicht über die gesamte Triebwasserleitung der beiden Vorschläge.

*) Nicht im Urtext gesperrt.

Tafel 30.

Vorschlag	Erdkanal mit Dichtung in Beton	Eisenbeton-Kanal oder Eisenbeton-Rohre	Stollen	Druckrohre und Dükerleitungen	Zusammen Sp. 3, 4, 5
Längen in m					
1	2	3	4	5	6
Baader	8200	2500	4400	1000	7900
Ludin-Wilser	5300	3050	5500	4100	12650

Die Eisenbetonkanal-Stollen- und Rohrleitungsstrecken, die zweifellos einen weit höheren Baukostenaufwand erfordern als die gedichteten Erdkanalstrecken, sind also bei Ludin-Wilser ganz wesentlich, um mehr als die Hälfte länger als bei Baader, dessen Triebwasserleitung im ganzen, einschl. des Unterwasserkanals, kürzer ist. Auch unter diesem Gesichtspunkte kann man also von einem Vorzuge des Ludin-Wilser-Vorschlages nicht gut sprechen.

Mit Christaller (25) bin ich daher der Auffassung, daß keiner der vorliegenden Vorschläge so kurze Stollenstrecken aufweist und keiner derart günstige Linienführung für die offenen Kanäle zeigt, als der Baadersche Entwurf, dem deshalb hinsichtlich der Kosten für die Wasserzuleitung unzweifelhaft eine nicht unbeachtliche Ueberlegenheit gegenüber den übrigen Vorschlägen zuerkannt werden muß, und zwar auch dann, wenn man alle Entwürfe auf die Ueberleitung einer gleich großen Wassermenge abstellt.

Wichtig ist nun vor allem noch die Frage, wie die drei im Felde bleibenden Vorschläge hinsichtlich ihrer Kraftwirtschaft zu beurteilen sind. Dabei wird es nicht so sehr auf die Größe der ausgenutzten Wassermengen ankommen, da diese sich in gleicher Weise bei allen Vorschlägen verändern lassen würde, ohne daß die Grundgedanken eines Vorschlages aufgegeben zu werden brauchten; wesentlich wird es auf die Art der Nutzung ankommen.

Das größte Gesamtgefälle wird von Weber mit 220 m ausgenutzt, Baader will 160 m und Ludin-Wilser werden rd. 155 m nutzbar machen, so daß diese beiden Vorschläge nach der Richtung gleichwertig sein würden.

Baader sieht eine Ausnutzung in vier Stufen vor (s. d. Abb. 22 u. 23). Diese mehrfache Unterteilung wird als unwirtschaftlich und den anderen Vorschlägen betriebstechnisch unterlegen, besonders von v. Gruenewaldt scharf bemängelt. Auch Christaller (25) scheint diese Einwände nicht als ganz unberechtigt anzusehen; er möchte deshalb vor allem die beiden oberen Kraftstufen zusammenlegen.

Wie ich bereits andeutete, würde das m. E. ein Fehler sein, weil Baader gerade durch die Einschaltung der Kraftstufe Mauenheim die Möglichkeit gewinnt, seinem leistungsfähigsten, weil mit dem größten Gefälle arbeitenden Werke Engen einen Speicher vorzuschalten, ohne den ein Tages- oder Spitzenkraftbetrieb nicht angängig sein würde. Allerdings würde es zu dem Zwecke nötig, die Zuleitung von Werk Mauenheim zum Werke Engen entsprechend auszubauen, was aber durchaus technisch möglich ist. Fehlen darf der Ausgleichsweiher Mauenheim m. E. auf keinen Fall. Im übrigen scheint mir für Mauenheim durchaus die Möglichkeit gegeben, es als ferngesteuertes Kraftwerk ohne weitere Bedienung laufen zu lassen, ebenso wie auch das Aach-Werk selbst. Dagegen wird das Werk Staigle auch als Spitzenwerk betrieben werden können, was bei einer Zusammenlegung mit dem Werk Aach nicht mehr möglich ist, weil der Aachtopf selbst als Ausgleich für die an die Aach abzugebenden Wassermengen nicht in Frage kommt, was für die Beurteilung des Ludin-Wilserschen Vorschlages zu beachten sein wird. Bei dem Baaderschen Vorschlage findet also keinerlei Betriebsbeeinträchtigung der Aachunternehmungen statt. Von der Gesamthöhe können 130 m, also 81,5 vH zur Erzeugung von Spitzenkraft ausgenutzt werden.

Bei dem Weberschen Vorschlage erfolgt die Ausnutzung, wenn man von einem Talsperrenkraftwerk — ob als Laufwerk oder als Spitzenwerk geplant, ist nicht bekannt — absieht, da dieses doch während der halben Zeit im Jahre stilliegen müßte, in zwei Stufen mit 170 und 50 m Gefälle. Beide Stufen können, wie gezeigt wurde, nur als Laufwerke betrieben werden. Ausgleichs- und Gegenweiher fehlen vollständig, ihre Anlage wird auch bei der gewählten Linienführung kaum möglich sein.

Durch die Abgabe der übergeleiteten Donauwassermengen an die Aach ziemlich weit unterhalb der eigentlichen Aachquelle wird die gesamte Wasserwirtschaft der Aach empfindlich gestört, der größere Teil der Aachtriebwerke, darunter die bedeutendsten, werden zeitweilig vollständig trocken gelegt werden.

Der Vorschlag Ludin-Wilser hat den an sich wesentlichen Vorzug einer einzigen Kraftstufe, der ein genügend großes Ausgleichsbecken vorgeschaltet ist. Nach den Ausführungen Köblers besteht die Absicht (20), auf die doppelte größte Zuflußmenge, also auf 17,0 m³/sk auszubauen, so daß bei diesem größten Zufluß ein 12-stündiger Tagesbetrieb vorgesehen ist (s. a. d. Abb. 26). Wird

der Zufluß geringer — und er kann bis zu 1,75 m³/sk zurückgehen —, so liegt immer die Möglichkeit vor, je nach Art des Zusammenarbeitens der Anlage mit anderen Werken in noch höherem Maße als Spitzenwerk für wenige Tagesstunden zu arbeiten. Köbler rechnet mit Volleistung an rd. 130 Tagen.

Die mir zugänglichen Beschreibungen des Ludin-Wilerschen Vorschlags geben leider keinerlei Aufschluß darüber, wie die Abgabe des Kraftwerkabwassers an die Aach erfolgen soll. Da m. W. keinerlei technische Möglichkeit besteht, im Aachtopf selbst oder in seiner unmittelbaren Umgebung in etwa gleicher Höhenlage einen Ausgleichweiher von rd. 400 000 m³ Nutzinhalt zu schaffen, so scheint der Gedanke zu bestehen, die Kraftwassermengen unausgeglichen, so wie sie in den Kraftwerkturbinen genutzt werden, an die Aach abzugeben.

Auf die wasserwirtschaftlichen Folgen einer solchen bis zu 17 m³/sk gesteigerten Einleitung in die Aach komme ich noch zurück. Für die Aach-Triebwerkunternehmungen aber dürfte ein derartig unausgeglichenes Ablassen größerer Tagesmengen und die notwendige Beschränkung auf die natürlich der Aach in den Nachtstunden zufließenden Wassermengen sehr schmerzliche betriebliche und wirtschaftliche Störungen zur Folge haben. Man muß deshalb Baader (29) recht geben, wenn er eine derartige Betriebsweise als unmöglich bezeichnet. Es scheint nun die Absicht zu bestehen, derartige Schädigungen, die für die weiter unterhalb an der Aach angesiedelten Triebwerke noch durch die Zuflußverzögerungen am Tage wesentlich verstärkt werden, durch Abgabe elektrischer Ersatzkraft abzugleichen, da nach Köbler (20) für solche Zwecke zunächst 3,5 Millionen kWh eingesetzt sind. Immerhin bedeutet ein solcher Ausweg eine nicht geringe wirtschaftliche Belastung für das Unternehmen.

XV. Die wasserwirtschaftliche Auswirkung der Vorschläge nach Bader — Weber — und Ludin-Wilser für die Donau und die Aach.

Entsprechend den ausgangs des Abschnittes XII aufgestellten Grundsätzen sind bei der Untersuchung über die wasserwirtschaftlichen Auswirkungen der genannten Vorschläge in erster Linie die Belange der bisher stets beeinträchtigten Donauanlieger zu berücksichtigen; es wird also zu prüfen sein, inwieweit diese Belange für die Zukunft gesichert sind, ohne daß für die Aach eine Schädigung, gemessen an dem status quo, eintreten darf.

Ich habe versucht, aus den teilweise leider recht unzulänglichen Unterlagen aus den einzelnen Vorschlägen mit Hilfe von Abflußmengendauerlinien für Immendingen (oberhalb der Versinkungsstellen) und für Möhringen, die für 1923 zur Verfügung stehen, sowie für die Aach ein Urteil zu gewinnen. Außerdem konnten die Untersuchungen Köblers (20) Verwendung finden.

Vorweg aber soll noch einigen Ausführungen v. Gruenewaldts in (27) entgegengetreten werden, die er hinsichtlich der Wasserwirtschaft zu den Baaderschen Vorschlägen macht. Es ist irreführend, wenn v. Gr. behauptet, daß Baader und seinem Vorschlag das Verdienst zukomme, „als Erster die Frage der Kraftausnutzung des Donau-Aachwassers in den Mittelpunkt der Erörterungen gerückt zu haben“, und weiter ausführt: „Es mag noch bemerkt werden, daß Baader die zweite Seite der Donauversinkungsfrage, d. i. die Ueberleitung des Wassers über die Versinkungsstellen zur Behebung der Trockenlegung der Donau nicht berücksichtigt“ und weiter „Ebenso wie Baader behandelt Weber nur die Frage der Kraftgewinnung, ...“

Tatsache ist, und das konnte m. E. gar nicht übersehen werden, daß Baader von Anfang an eine Ueberleitung bestimmter Wassermengen um die Versinkungsstellen und ihre gesicherte Abgabe an die Donau unterhalb dieser Stellen geplant und stets als Hauptzweck seines Vorschlages bezeichnet hat.

Hätte v. Gr. die Wilersche Schrift (4) auch nur einigermaßen aufmerksam gelesen, so hätte ihm dort S. 34 nicht entgehen können, zu welchem Urteil Wilser in dieser Frage kommt. Dort heißt es zum Projekte Baader: „Das Projekt sieht nach Verbauung der Versinkungsstellen im Donaubette eine Fassung und Teilung des Wassers vor, speist mit dem einen Teile durch gesicherte Zuführung den sonst unterbrochenen Donaulauf und führt den anderen Teil durch Stollen und Kanäle unter Ausnutzung des Gefälles in Kraftstufen zum Aachtopf.“

Baader hat mit Recht sich gegen eine derartige Kampfweise seiner Gegner aufs Schärfste gewendet (29). Sie ist sicher wenig geeignet, den vorgebrachten Einwendungen Beachtung und sachliche Würdigung zu sichern, läßt sie aber sofort als Ueberreibungen und Entstellungen erkennen, die im Kampfe der Meinungen über technisch-wirtschaftliche Fragen, in denen andere Dinge als nur der privatwirtschaftliche Nutzen einzelner zur Entscheidung kommen, keine Stätte haben können.

Der Prüfung in wasserwirtschaftlicher Hinsicht ist sowohl die ursprüngliche wie die gegenwärtige Fassung des Baaderschen Vorschlages unterzogen. (Abb. 30, 31 und 32.)

Unter Zugrundelegung der für 1923 gültigen Dauerlinien des Donauabflusses oberhalb Immendingen und bei Möhringen zeigt sich bei einer Ueberleitung zur Aach = höchstens 3,5 m³/sk und einer für die Donau gesicherten Ueberleitungsmenge von höchstens 2,5 m³/sk, im ungünstigsten Falle = 0,5 m³/sk bei niedrigstem Zuflusse oberhalb Immendingen folgendes Bild:

Tafel 31.

Wasserführung in der Donau		Für die Donau + = Gewinn, — = Verlust		Für die Aach (Versinkung + Ueberleitg.) + = Gewinn, — = Verlust	
m ³ /sk	Unterachreitungsdauer Tage	10 ⁶ · m ³	m ³ /sk	10 ⁶ · m ³	m ³ /sk
< 11,9	170	+ 28,51	+ 1,94 ¹⁾	— 28,51	— 1,94 ¹⁾
< 17,6	275 ²⁾	— 31,97	— 3,50 ³⁾	+ 31,97	+ 3,50 ³⁾
Ergebnis		— 3,46	— 0,110 ⁴⁾	+ 3,46	+ 0,110 ⁴⁾

¹⁾ Gerechnet für 170 Tage; ²⁾ gewählt die 9 Monate unter-schrittene Wassermenge = 275 Tage; ³⁾ gerechnet für 105 Tage; ⁴⁾ gerechnet auf das ganze Jahr mit 365 Tagen.

Diese Zahlen bedürfen allerdings für die Aach einer Berichtigung, weil die Voraussetzung der Darstellung nicht ganz zutreffend ist. Es kann nicht angenommen werden, daß die Versinkungen in der Donau ohne zeitliche Verschiebungen in der Aach stets zu erscheinen pflegen. Derartige zeitlichen Verschiebungen werden stets bald mehr, bald weniger bedeutend vorhanden sein; bei Niedrigwasser kann es den Anschein haben, als ob sie ganz verschwinden, während bei Hochwasser in der Donau oft mit einer auf eine gewisse unterirdische Speicherung hinweisenden Erscheinung gerechnet werden kann. Das Maß der zeitlichen Verschiebungen ist uns jedenfalls nicht bekannt.

Wie bereits ausgeführt wurde, hat es den Anschein, als ob man mit einer gewissen Uebertragung von Abflussmengen aus dem Jahre 1922 auf das Jahr 1923 rechnen kann. Die Dauerlinie der Aach wird also wahrscheinlich gerade während der Niedrigwasserzeiten 1923 höher gewesen sein, als den Versinkungen während dieser gleichen Zeit aus der Donau selbst entsprach. Wenn nun nach dem Ausbau die Versinkungen aus der Donau während der Niedrigwasserzeiten ganz ausgeschlossen werden, so ist es doch noch möglich, daß zu den Ueberleitungsmengen während dieser Zeit gewisse unterirdische Zuflüsse aus unterirdischer Speicherung hinzutreten können. Keinesfalls aber ist es statthaft, den zukünftigen Abflußzustand in der Aach theoretisch aus der Summe der Ueberleitungsmenge und dem gegenwärtigen positiven oder negativen Unterschied zwischen Aachwasserführung und den gleichzeitigen Versinkungsmengen ableiten zu wollen.

Der ungünstigste Fall für die Aach würde sich ergeben, wenn man die auch später noch eintretenden wilden Versinkungen ganz unberücksichtigt läßt und nur die gereinigten Ueberleitungsmengen mit der gegenwärtigen Dauerlinie der Aach in Vergleich stellt. Das ist in Abb. 32 geschehen, nach der sich bis zu 185 Tagen ein Verlust der Aach von im Mittel 0,67 m³/sk und an 75 Tagen ein Gewinn — gerechnet bis zur 275-tägigen Ausbaugrenze von im Mittel 0,59 m³/sk ergibt, so daß gerechnet auf das ganze Jahr mit 365 Tagen ein unbeachtlicher Verlust von 223 l/sk bleiben würde.

Der Ausbauvorschlag Baader II steigert die Ueberleitungsmenge zur Aach auf 6,0 m³/sk bei gleichzeitiger gesicherter Umleitung von 2,0 m³/sk zur Speisung der Donau unterhalb der Versinkungsstellen. Diese Umleitungsmenge wird bei Unterschreitung des Donauzuflusses von 6,0 + 2,0 = 8,0 m³/sk bis auf 250 l/sk im Grenzfalle eingeschränkt. Das ergibt (s. d. Abb. 32), gerechnet für das Jahr 1923, für die Donau während der Dauer der bisherigen Vollversinkung einen Gewinn von

$$\frac{19\,000\,000}{148 \cdot 86\,400} = 1,50 \text{ m}^3/\text{sk im Durchschnitt,}$$

hingegen von diesem Zeitpunkte ab bis zu einer Ausbaugrenze, die für die Donau bei Möhringen zu 12,0 m³/sk = etwa nur der 5monatigen Wassermenge bei Immendingen angenommen ist, einen der Nutzung in der Donau verloren gehenden Ausfall von 61,5 · 10⁶ m³ oder = rd. 4,6 m³/sk in den in Frage kommenden 155 Tagen, so daß ein bleibender Verlust von 42,5 Millionen m³ im Jahresdurchschnitt = 1,35 m³/sk für die Donau, gerechnet für 365 Tage, zu verzeichnen sein würde.

Für die Aach würde sich ohne Berücksichtigung der auch nach dem Ausbau noch zu erwartenden Versinkungen ein geringer Gewinn ergeben, wie Abb. 32 ausweist, wobei aber auch hier darauf hingewiesen werden muß, daß sich für die Aach die Verhältnisse jedenfalls weit günstiger gestalten werden.

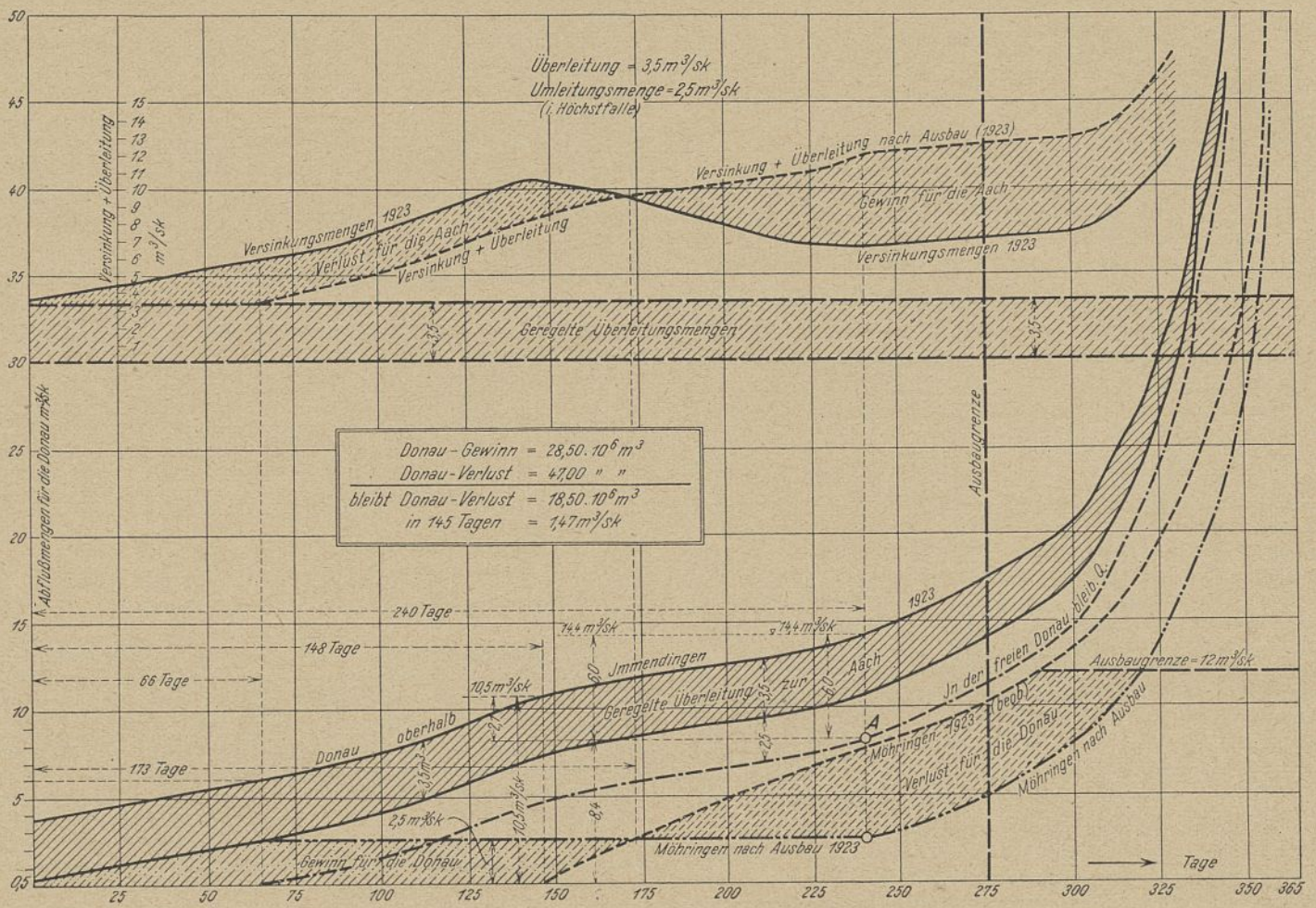


Abb. 30. Ausbauvorschlag Baader I.

Zu den Darstellungen der Abb. 30 bis 32 ist noch zu bemerken, daß folgende Annahme hinsichtlich der künftig nach dem Ausbau in der Donau noch wild versinkenden Wassermengen gemacht wurde. Es wurde, da greifbare Unterlagen nicht gegeben waren, angenommen, daß künftig am Brühl und in den Hattinger-Weg-Löchern rd. vier Fünftel der Wassermengen versinken, die früher als Gesamtversinkungsmengen festgestellt sind, so daß also mit einem Fünftel der Menge als Versinkung im Immendinger Wehrteich gerechnet wird. Die Zahlen sind willkürlich gewählt. Es kann sehr wohl sein, daß am Wehr Immendingen eine größere Menge versunken ist, andererseits aber darf man auch annehmen, daß auch nach Dichtung der Versinkungsstellen in einem die Ueberleitung von 8,0 m³/sk sichernden Umfange später trotzdem die gleiche Menge wie bisher bei entsprechender Wasserführung in den Versinkungsstrecken absinken wird. Legt man die Verhältnisse des Jahres 1923 zugrunde, in dem die Vollversinkung unterhalb Immendingen eintrat, als die Wasserführung am Immendinger Wehr unter 10,5 m³/sk absank, so würden mit obiger Voraussetzung in Zukunft bis zu $\frac{4}{5} \cdot 10,5 = 8,4$ m³/sk versinken, die über die abgeleitete Menge hinaus in der Donau frei zum Abfluß kommen. Es würde also die Vollversinkungsdauer nach dem Ausbau erst ihr Ende erreicht haben, wenn die Donauwasserführung bei Immendingen das Maß von $3,5 + 2,5 + 8,4 = 14,4$ m³/sk bei Vorschlag Baader I und $6,0 + 2,0 + 8,4 = 16,4$ m³/sk bei Vorschlag Baader II

überschreitet. Unter dieser Voraussetzung könnte bei Vorschlag I erst vom 170. Tage ab und bei Vorschlag II erst vom 260. Tage ab mit einer Vermehrung des künstlich umgeleiteten Donauabflusses bei Möhringen durch frei in der Donau zum Abfluß kommenden Wasser gerechnet werden. Kann mit geringeren unterhalb Immendingen versinkenden Wassermengen gerechnet werden, so werden die Verluste für die Donau sich entsprechend verringern. Es ist aber für die Zukunft kein stichhaltiger Grund zu finden, der gegen die Annahme dieser Versinkungsmengen sprechen könnte.

Hinsichtlich der Einwirkung der beiden Pläne auf die Aach wäre noch darauf hinzuweisen, daß sich der Verlust nach dem Vorschlag I wahrscheinlich erheblich bei einem Durchschnittsverhalten verringern, ja in einen Gewinn verwandeln würde, während nach Vorschlag II der Gewinn noch größer ausfallen würde, weil das Jahr 1923 gegenüber dem Durchschnitt zu große Versinkungsmengen bei mittleren und höheren Wasserständen und damit auch eine zu reichliche Wasserführung in der Aach aufweist, die die Unterschiede zu den Ueberleitungsmengen zu groß erscheinen läßt.

Ausbauvorschlag Weber. Bei dem Vorschlag Weber sind die Rückwirkungen auf die Wasserwirtschaft der Donau und der Aach zweifellos am größten, leider können sie auf Grund der vorliegenden Unterlagen nur in einer ersten Annäherung erfaßt werden. Trotzdem aber ist das Ergebnis für die Beurteilung der Pläne eindeutig genug.

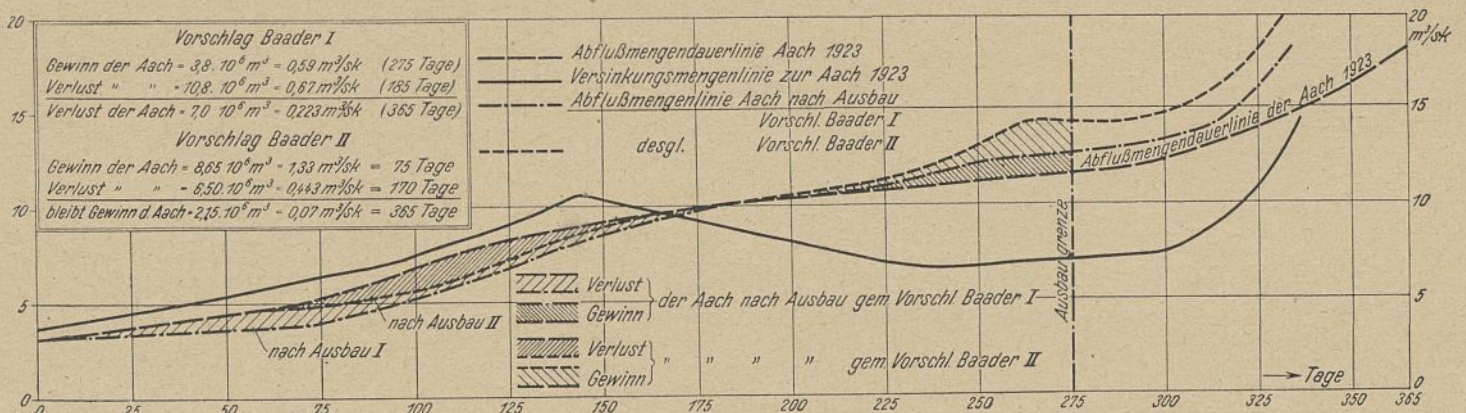


Abb. 31. Ausbauvorschlag Baader I u. II.

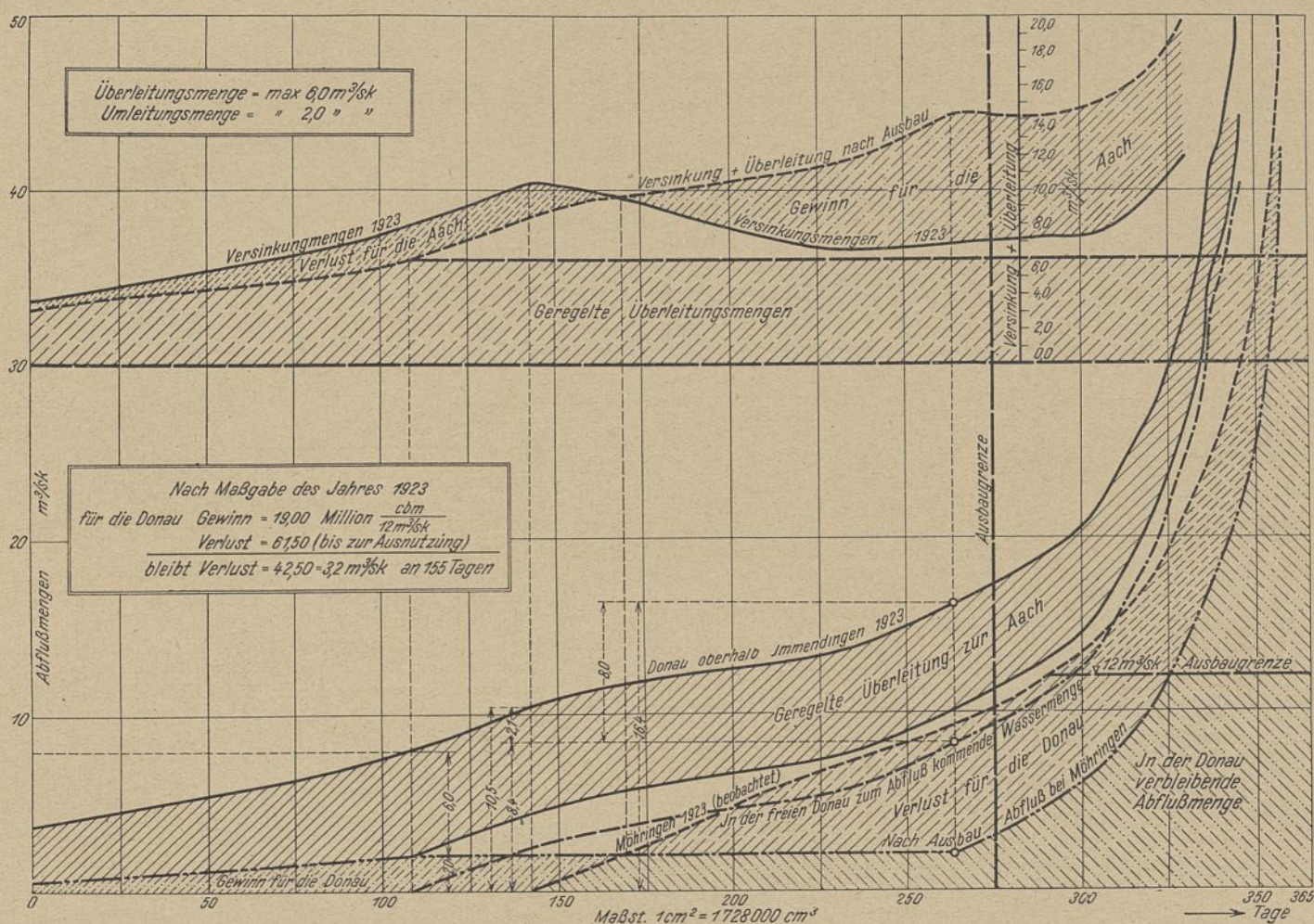


Abb. 32. Ausbauvorschlag Baader II.

Nach den Unterlagen beabsichtigt Weber den ganzen Donauabfluß bis zu $12 \text{ m}^3/\text{sk}$ abzuleiten und nur die überschüssigen Wassermengen im ungesicherten Donaubett zu belassen. In seinem Falle also trifft zu, daß er nur die Kraftnutzung des Donau-Aachwassers sich zum Ziel gesetzt hat. Weiter will er die Niedrigwasser der Donau durch Zuschuß aus einem 30 bis 40 Millionen m^3 fassenden Sammelbecken aufhöhen, wobei als obere Grenze wohl wieder mit $12 \text{ m}^3/\text{sk}$ gerechnet werden kann. Eine vollständige Anreicherung der Niedrigwasser der Donau bis zu dieser Höhe wird nun mit einem Becken der geplanten Größe nicht möglich sein; die hierzu nötige Zuschußmenge müßte z. B. nach der Dauerlinie für 1923 80 bis 85 Millionen m^3 betragen. Diese Menge, ein genügend großes Becken vorausgesetzt, durch Speicherung der Hochwasserzuflüsse sicherzustellen, wäre dann denkbar, wenn die Speicherung in einem Becken mit natürlichem Gefälle erfolgen könnte. Im vorliegenden Falle kämen dann alle Abflußmengen über $24 \text{ m}^3/\text{sk}$ in Frage. In der Abb. 33 ist dieser rein theoretische Fall skizziert. Es zeigt sich jedoch bei Verfolg der in den Abbildungen 12 bis 15 mitgeteilten Ganglinien für Immendingen unter Umrechnung für die Wehrstelle Hausen ohne weiteres, daß sowohl der mit höchstens 40 Millionen m^3 anzunehmende Beckenraum dazu bei weitem nicht ausreicht, als auch, daß für die Speicherung der höheren Hochwasserzuflüsse mit ihrer kurzer Dauer — an höchstens 45 Tagen im Jahre vorhanden — ganz unwirtschaftlich große Pumpenanlagen notwendig sein würden. Die Wirtschaftlichkeit des Unternehmens verlangt deshalb ohne weiteres, daß die Speicherung mit dem Ueberschreiten der größten Ueberleitungsmenge von $12 \text{ m}^3/\text{sk}$ einsetzt. Nach angestellten Untersuchungen auf Grund der Ganglinien, deren Mitteilung hier zu weit führen würde, kann mit einem Staubecken von 40 Millionen m^3 ein Ausgleich auf 9 bis $10 \text{ m}^3/\text{sk}$ im Durchschnitt der Jahre erreicht werden. Das setzt eine Förderleistung von rd. $10 \text{ m}^3/\text{sk}$ voraus. Mit dieser Annahme und unter der Voraussetzung, daß bis zu $12 \text{ m}^3/\text{sk}$ aus der Donau zur Aach abgeleitet werden, ist aus den Ganglinien der Wasserstände 1923 unter Umrechnung auf die Pegelstelle Hausen eine für die Donau verbleibende Dauerlinie des freien Abflusses ermittelt worden (Abb. 33), nach der ohne Dichtungsarbeiten im Donaubett dem Flusse rd. 110 Millionen $\text{m}^3 = \text{rd. } 8,0 \text{ m}^3/\text{sk}$ in 165 Tagen — gerechnet bis zur nutzbaren Wasserführung = $12,0 \text{ m}^3/\text{sk}$ zugunsten der Aach entzogen würden. Dadurch würde die durchschnittliche Dauer der Vollversinkung von 148 Tagen auf 310 Tage gesteigert werden. Wollte man die Versinkungsstellen völlig

dichten, was als aussichtslos angesehen werden muß, so würden auch dann noch rd. 65 Millionen $\text{m}^3 = \text{rd. } 4,5 \text{ m}^3/\text{sk}$ verloren gehen. Es würden also der Donau im Falle gelungener Dichtung damit rd. 40 vH, ohne diese Dichtung sogar 70 vH der gegenwärtig schon arg geschmälerien Abflußmengen noch entzogen werden. Dabei wäre noch zu beachten, daß das Jahr 1923 für die Donau nicht ungünstig gewesen ist, soweit die höheren Wasserstände in Frage kommen.

Der Webersche Plan ist deshalb wasserwirtschaftlich unbedingt auszuschließen. Eine Untersuchung hinsichtlich der Rückwirkungen auf die Wasserwirtschaft der Aach erübrigt sich demnach. Es sei nur darauf hingewiesen, daß durch die großen Ueberleitungsmengen in Verbindung mit einer auch nach dem Ausbau noch durchaus möglichen Höchstversinkung von rd. $10 \text{ m}^3/\text{sk}$ der untere Aachlauf mit 20 und mehr Kubikmeter i. d. Sekunde belastet werden kann, ein Zustand, dem der Flußlauf voraussichtlich in keiner Weise gewachsen ist.

Da der Webersche Plan auch krafttechnisch nicht volle Billigung finden kann und da ihm ferner wesentliche geologische Bedenken entgegenstehen, so kann man über ihn wohl mit gutem Grund jede weitere Erörterung schließen.

Die Ausbaupläne Ludin-Wilser I und II.

Die wasserwirtschaftliche Auswirkung des Vorschlages Ludin-Wilser I ist in Abb. 34 gekennzeichnet. Danach wird die ganze Wassermenge der Donau, solange sie unter $4,00 \text{ m}^3/\text{sk}$ bleibt, bis auf 250 1/sk zur Aach abgeleitet, diese 250 1/sk gehen gesichert zur Donau. Die $4,0 \text{ m}^3/\text{sk}$ übersteigenden Zuflußmengen zum Wehr Immendingen kommen im freien ungedichteten Donaubett zum Abfluß und werden in ihm so lange versinken, bis die Zuflußmenge um $4,0 \text{ m}^3/\text{sk}$ größer ist, als diejenige Menge, bei der die Vollversinkung aufhört. Mit den Verhältnissen des Jahres 1923 würde also die Versinkung nach dem Ausbau bei $10,5 + 4,0 = 14,5 \text{ m}^3/\text{sk}$ aufhören und damit um rd. 95 Tage länger dauern als 1923 (243 statt 148 Tage). Werden keine Dichtungsarbeiten im Donaubett ausgeführt, so bedeutet diese Verlängerung der Vollversinkung einen jährlichen Verlust für die Donau = 53,5 Millionen m^3 oder = $3,9 \text{ m}^3/\text{sk}$ an 158 Tagen, dem nur ein bescheidener Zuschuß zur Donau durch die gesicherte Ueberleitung von $3,25 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ gegenübersteht, so daß ein Fehlbetrag von rd. 50 Millionen $\text{m}^3 = \text{rd. } 1,9 \text{ m}^3/\text{sk}$ an 308 Tagen oder ein Verlust = 30,4 vH

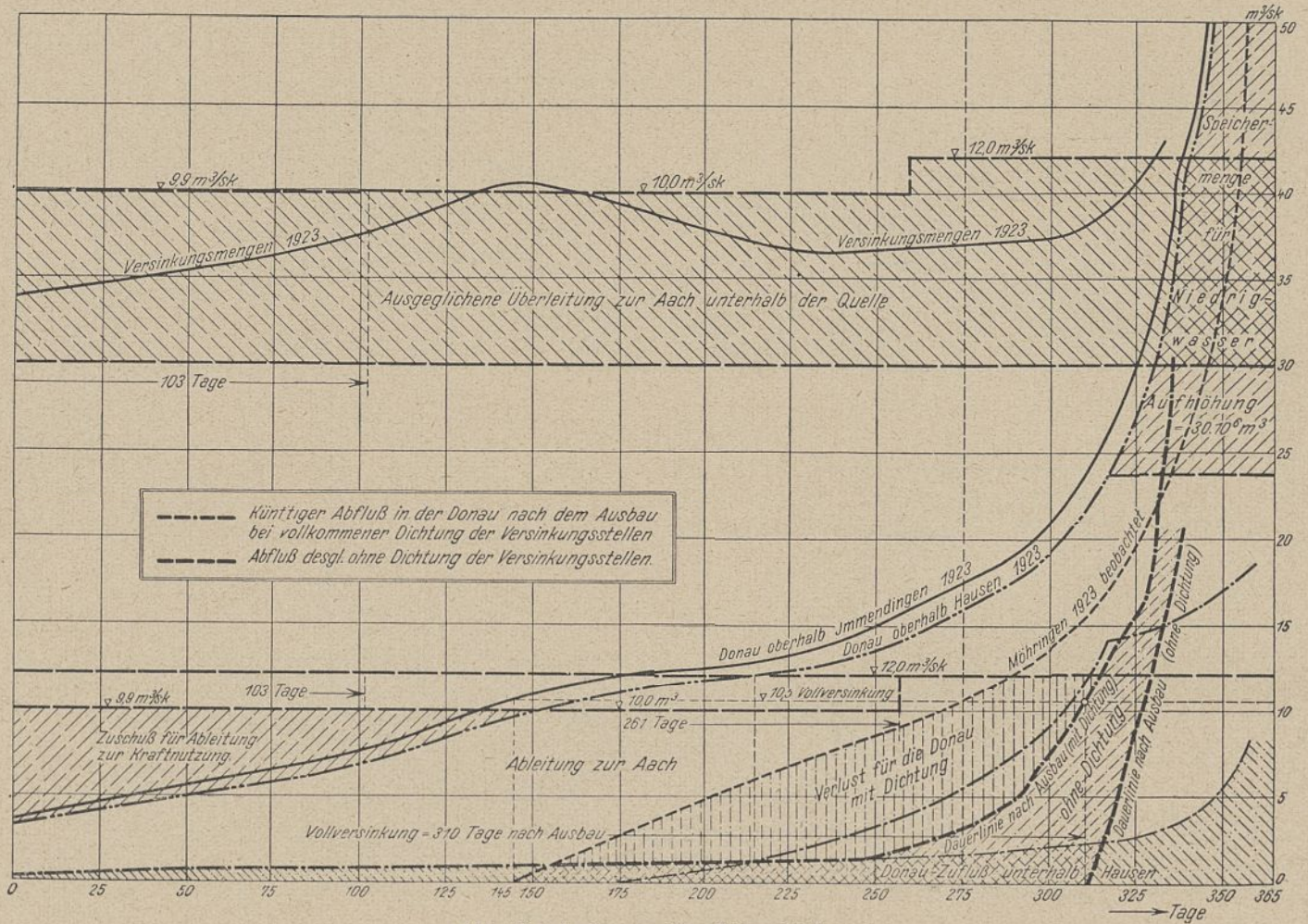


Abb. 33. Ausbauvorschlag Weber-Gießen.

der gegenwärtigen Abflußmenge entstehen würde. Dabei ist auch hier zu beachten, daß durch die reichliche Wasserführung der Donau bei mittleren Wasserständen im Jahre 1923 dieser Fehlbetrag im Durchschnitt größer sein würde.

Die Auswirkung auf die Aach läßt sich auch in diesem Falle nicht einwandfrei verfolgen, weil sich die Feststellung des Maßes der zeitlichen Verschiebung der Versinkung und ihres Wiederaustritts nicht feststellen läßt. Jedenfalls darf angenommen werden, daß der Gewinn der Aachinteressenten bei Ausführung dieses Vorschlages ein recht beachtlicher sein würde.

Ich habe aber von einer weiteren Erörterung der Auswirkungen auf die Aach auch schon deshalb abgesehen, weil die Rückwirkungen auf die Wasserwirtschaft der Donau so ungünstig sind, daß sich die Durchführung des Planes bereits aus diesem Grunde verbietet.

Für den Ludin-Wilterschen Vorschlag II haben Köbler (20) und v. Gruenewaldt (27) Schaulinien mitgeteilt, die seine Auswirkung auf die Donau und die Aach erkennen lassen sollen. Diese Schaulinien sind der in Abb. 35 auf Tafel 1 wiedergegebenen Darstellung unterlegt; zu ihr mögen noch nachstehende Erläuterungen gegeben werden, die sich auf Ausführungen Köblers in (20) stützen.

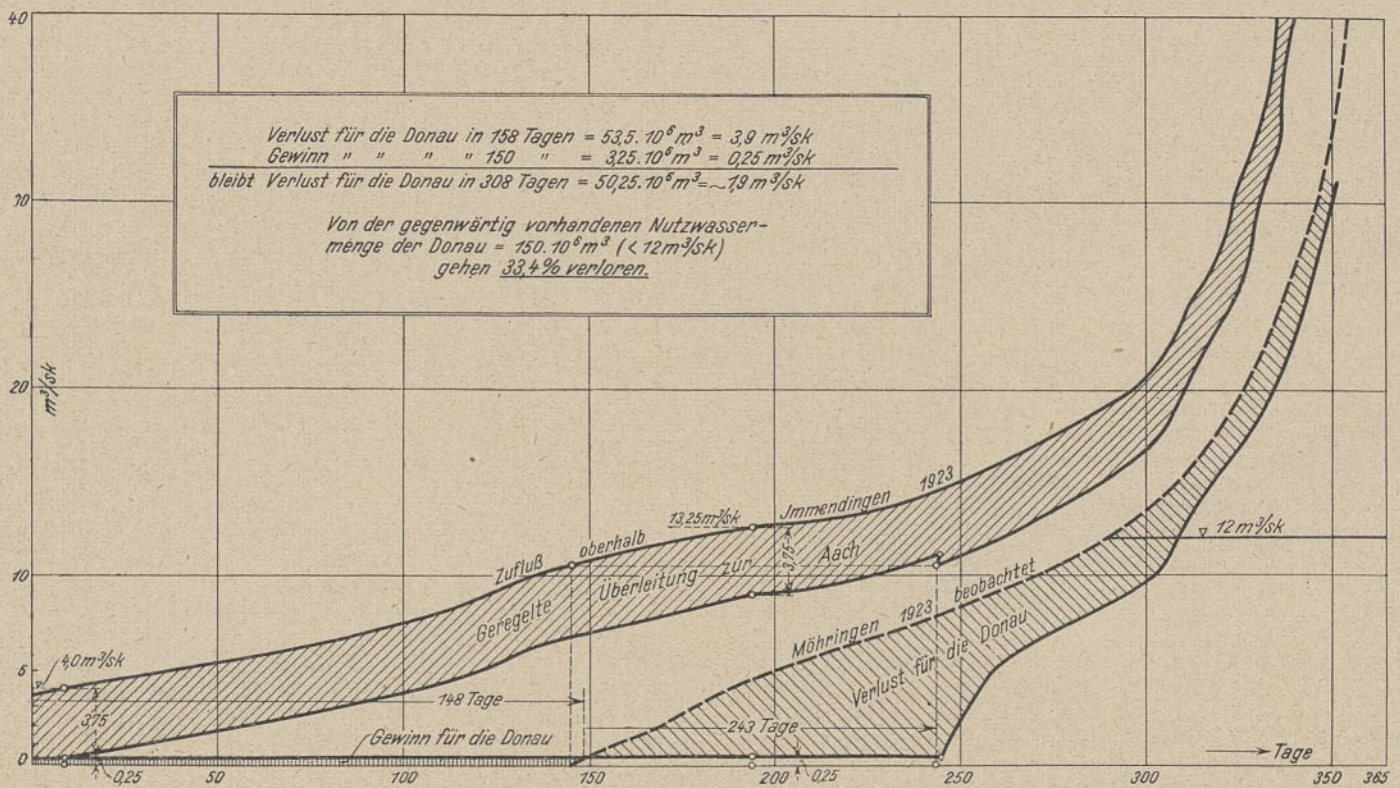


Abb. 34. Ausbauvorschlag I nach Ludin. Wasserverteilung für das Abflußjahr 1923.

Die Versinkungserscheinungen an der oberen Donau. Ausbauvorschlage.

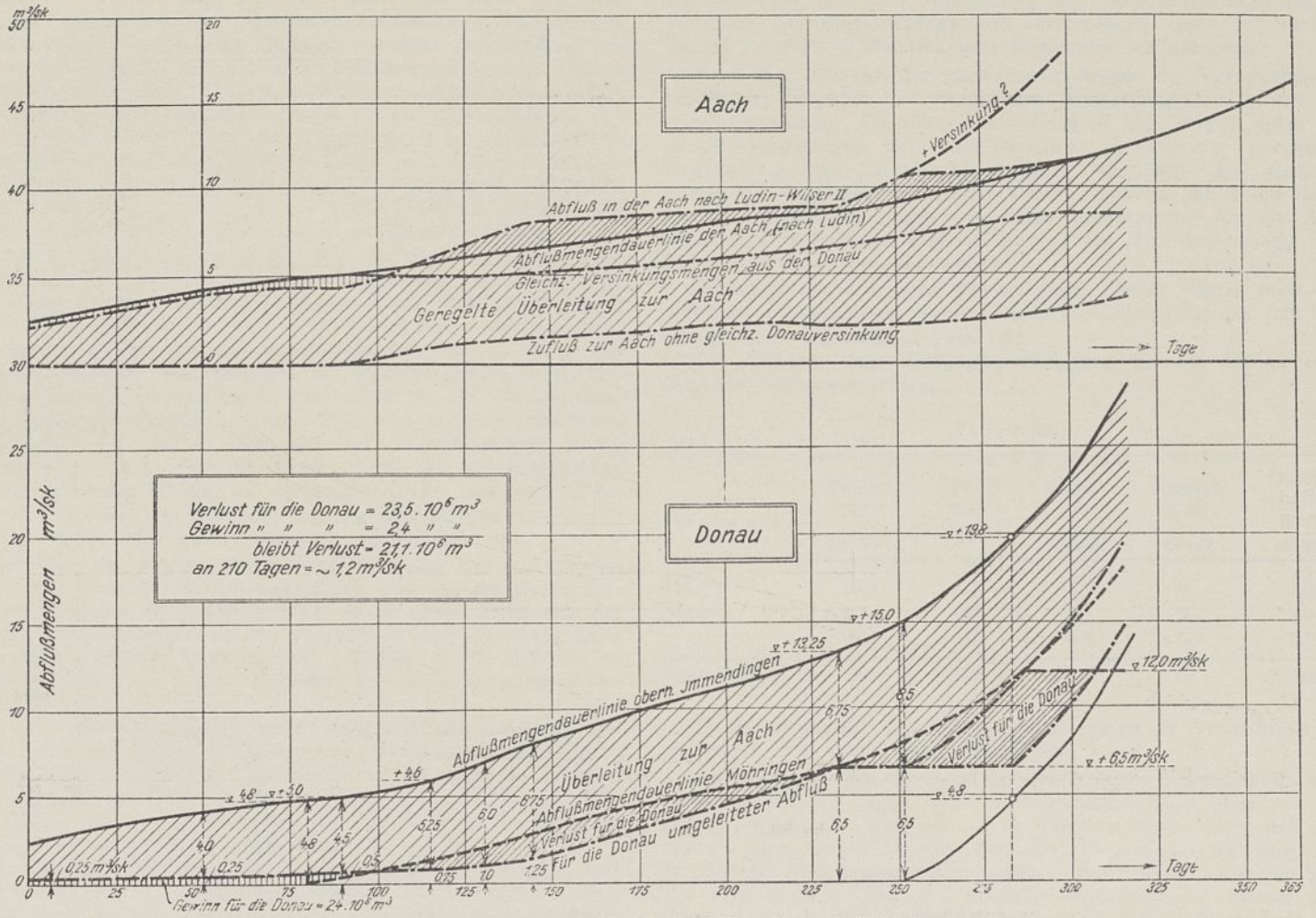


Abb. 35. Ausbauvorschlag Ludin-Wilser II (nach Köbler)

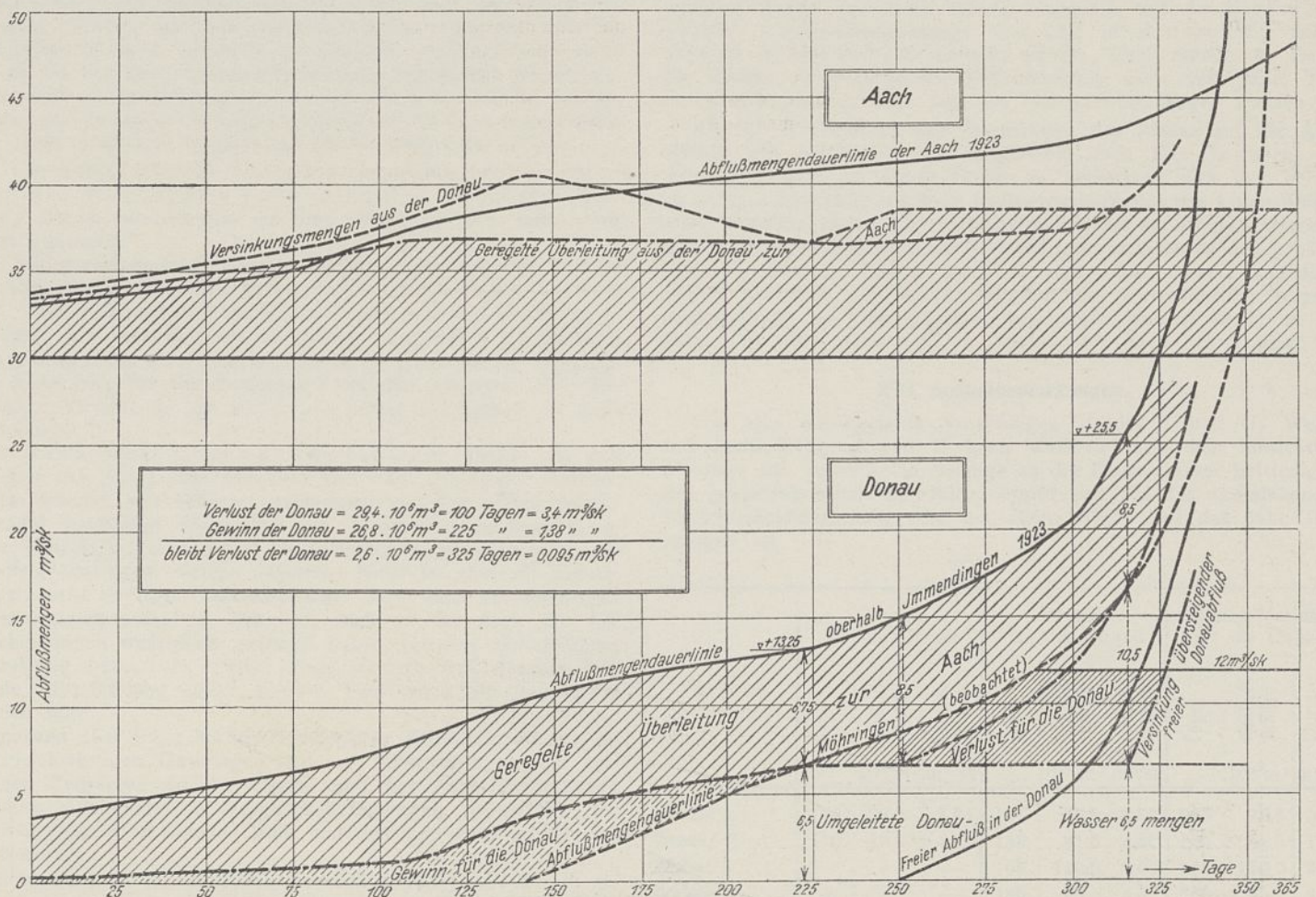


Abb. 36. Ausbauvorschlag Ludin-Wilser II.

Köbler hat den Versuch gemacht, für die Donau oberhalb Immingens nach den unter Berücksichtigung wechselnder Verkrautung und sich ändernder Sandbänke in der Donau umgerechneten Abflußmengenmessungen aus den Jahren 1898, 1901 und 1904 Ganglinien aufzustellen und Abflußmengendauerlinien auszuwerten. Diese Dauerlinien sollen nach Maßgabe genauer Beobachtung der Flüsse in der Folgezeit und auf Grund einzelner sorgfältiger Abflußmengenmessungen an der Donau sowie sehr sorgfältiger Messungen an der Aach bei Volkertshausen sowohl für die Wasserführung der Donau als auch für die Größe der Versinkungen zu geringe Werte ergeben haben. Zu diesem Ergebnis hätten auch die, nach Köblers Ansicht wieder mit ganz bedeutenden Ungenauigkeiten behafteten neueren Messungen aus den (nach Köbler) nassen Jahren 1922 bis 1924 geführt. Köbler hat trotzdem von einer Aufhöhung dieser Dauerlinie abgesehen, die er vor allem für die Niedrigwasserzeit für berechtigt hält, weil sie ihm eher zu ungünstige als zu günstige Werte lieferte. Die Angaben Köblers lassen sich leider ohne weiteres umfangreiches Material nicht nachprüfen. Seine letzten Ausführungen möchte ich nun dahin verstehen, daß er lieber für seine wirtschaftlichen Berechnungen mit weniger günstigen Voraussetzungen rechnen wollte, dabei aber nicht an die Rückwirkung auf die Donau gedacht hat. Er führt in der angezogenen Veröffentlichung weiter aus, daß er, weil sich auf die vorgenannte Weise langjährige Dauerlinien für die Donau nicht mit der genügenden Sicherheit gewinnen ließen, es vorgezogen habe, eine solche für die Donau oberhalb Immingens aus den langjährigen Ablesungen des Breg-Pegels bei Hammereisenbach abzuleiten.

Diese Ableitung erfolgte unter Berücksichtigung des von 158 qkm auf 850 qkm vergrößerten Einzugsgebietes und der für dieses verminderten mittleren Niederschlagshöhe sowie unter Anpassung der Form der Breg-Dauerlinie an den veränderten Abflußvorgang eines Flusses mit größerem Einzugsgebiet. Köbler meint, daß die so gewonnene Dauerlinie vollen Anspruch auf Wahrscheinlichkeit erheben dürfe.

Aus den Köblerschen Ausführungen geht nicht ganz eindeutig hervor, ob er die aus Ganglinien gewonnenen Abflußmengendauerlinien überhaupt nicht benutzt hat. Es scheint so, als wenn er diese zu Untersuchungen für einzelne Jahre verwendet hat, während er für den Nachweis der voraussichtlichen durchschnittlichen Wirkung die Dauerlinie auf Grund der von der Breg benutzt hat.

Daß die mit Hilfe der Breg-Beobachtungen gewonnene Linie größeren Anspruch auf Genauigkeit machen könnte, kann ich nicht zugeben, dazu ist der Gebietsunterschied zwischen beiden betrachteten Gebieten doch zu groß, so daß das Umwertungsgesetz zuviel Willkürlichkeiten und Fehlerquellen aufweisen muß, die durch örtliche, nicht faßbare Bedingungen (Donauried) vergrößert werden. Das Ergebnis ist m. E. ein mehr als unsicheres und jedenfalls nicht besser als das aus den Donaubeobachtungen unmittelbar gewonnene. Sicherer wäre es zweifellos gewesen, nur das Jahr 1923 zu berücksichtigen, das in seiner Niedrigwasserführung, wie gezeigt werden konnte, recht wohl dem langjährigen Mittel entsprechen dürfte.

Die von Köbler benutzte Abflußmengendauerlinie der Donau bei Möhringen unterhalb der Versinkungsstellen ist im wesentlichen aus den Messungen der Jahre 1898 bis 1904 gewonnen.

Der Unterschiedsbetrag zwischen dieser Linie und der Imminginger-Abflußmengendauerlinie liefert die Versinkungs-Dauerlinie. Nach Köbler dauert danach die Vollversinkung nur 80 Tage. Diese Zahl trifft, wie sich aus der früher mitgeteilten gekrümmten Ausgleichsline (Abb. 10) ergibt, sehr schön für das Jahr 1901/1906 zu, sie kann aber für die Gegenwart keinerlei Anspruch auf Geltung mehr erheben, da sie inzwischen mehr als doppelt so groß geworden ist.

Die Aach-Abflußmengendauerlinie konnte aus den Messungen der Jahre 1898 bis 1904 und 1922 gewonnen werden; außerdem wurden von Köbler (anscheinend aus den letzten Jahren stammende) sorgfältige Messungen bei Volkertshausen benutzt, so daß die Unterlagen an sich, in Uebereinstimmung mit Köbler, als einwandfrei bezeichnet werden können. Nicht so aber die Dauerlinie, weil nicht nur das Zusammenfassen eines mehr als 20jährigen Beobachtungszeitraumes, in dem sich auch an der Aach die Abflußerscheinungen wesentlich geändert haben, für eine Mittelbildung als unzulässig bezeichnet werden muß, sondern weil darüber hinaus jede Mittelbildung unter solchen Umständen als ungeeignet erscheinen wird.

Im ganzen aber trage ich außerordentliche Bedenken, die aus so wenig gleichwertigen Unterlagen und aus Beobachtungen sehr verschiedener Zeiträume an der Donau und der Aach gewonnenen Dauerlinien miteinander in Vergleichsbeziehungen zu setzen. Die Ergebnisse müssen in hohem Grade unsicher und unzulänglich genannt werden.

Gleichwohl habe ich doch den Versuch gemacht, in Abb. 35 auf Tafel 1 die Auswirkungen des Vorschlages Ludin-Wilser II nach den von Köbler gelieferten Unterlagen auf die Donau und die nach Aach weiter zu verfolgen.

Dabei zeigte es sich, daß der Verlust der Donau mit rd. 23,5 Millionen m³ im Jahre ihren sehr bescheidenen Gewinn von 2,4 Millionen m³ bei weitem übersteigt, wobei auch hier wie bisher und weiterhin nur mit einer Ausnutzung der Donauwasserkraft bis zu 12 m³/sk gerechnet worden ist, entsprechend einer bei Immingens während 5 Monaten unterschrittenen Abflußmenge.

Auch hier läßt sich der Aach-Gewinn wegen der Verschiebungen im Wieder-Austreten der versunkenen Wassermengen nicht entfernt sicher angeben. Die obere Darstellung in Abb. 35 gibt daher nur die Verschiebungen der Aach-Dauerlinie infolge der geregelten Ueberleitung von Donauwasser wieder; sie zeigt aber auch so schon, daß abgesehen von einer kleinen Einbuße, die kaum merkbar sein wird, eine ganz wesentliche Verbesserung für die Aach nach dem Vorschlage Ludin-Wilser II (in der Auswertung von Köbler) zu erwarten sein würde.

Schließlich habe ich die Auswirkungen dieses Planes noch mit Hilfe der als zuverlässig anzusehenden Dauerlinien für das Jahr 1923 nachgeprüft. (Abb. 36 auf Tafel 1.)

Die Gewinn- und Verlustgegenrechnung für die Donau zeigt folgende Zusammenstellung:

Tafel 32.

der Donau	Wasser- masse 10 ⁶ m ³	Anzahl der Tage	Größt- wert m ³ /sk	Kleinst- wert m ³ /sk	Durch- schnitts- wert m ³ /sk
Gewinn	26,8	225	3,6	0	1,38
Verlust	10,4	60	5,5	0	2,0
	19,0	40	5,5	5,5	5,5
bleibt Verlust	2,6	325	5,5	0	0,09

Es ist anzunehmen, daß in normalen Jahren die Verhältnisse zuungunsten der Donau sich verschieben.

Da im Jahre 1923 die mittleren und höheren Wasserstände über dem Durchschnitt lagen, die Vollversinkungsdauer aber mit 148 Tagen anzusetzen war, so ist es ohne weiteres klar, daß der Gewinn der Donau in der Zeit der Niedrigwasserführung und der kleinen Mittelwasserstände größer, der Verlust aber zur Zeit der über normal günstigen höheren Wasserführung kleiner ausfallen muß, da die gesamte Ueber- und Umleitungsmenge von $6,5 + 8,5 = 15$ m³/sk kürzere Zeit als in normalen Jahren unterschritten wurde und diese Menge zusammen mit der gegenwärtig größten Vollversinkungsmenge von 10,5 m³/sk, also 25,5 m³/sk ebenfalls in kürzerer Zeit erreicht wurde. Somit würde die Dauer der künftig zu erwartenden Vollversinkung nach dem Jahre 1923 zu kurz angegeben sein und im Durchschnitt länger währen.

Für die Feststellung der Auswirkung des Planes auf die Aach bleiben die bekannten Schwierigkeiten auch hier bestehen. Es wäre nur noch an dieser Stelle zu bemerken, daß der bereits im vorigen Abschnitt erwähnte Kraftwirtschaftsplan des Ludin-Wilser'schen Vorschlages II wasserwirtschaftlich in der bereits jetzt streckenweise und zeitweilig stark überlasteten unteren Aach zu den größten Unzuträglichkeiten führen muß, so daß ohne einen Ausgleichsweiher unterhalb des Aachkraftwerkes die Durchführung wasserwirtschaftlich als Unmöglichkeit bezeichnet werden muß; es sei denn, daß man einen völligen Ausbau der Aach selbst plant.

XVI. Schlußbemerkungen.

Von den vorliegenden Vorschlägen Baader I und II, Weber und Ludin-Wilser I und II kann wasserwirtschaftlich hinsichtlich Wahrung der berechtigten Belange an der Donau keiner befriedigen. Ihre wasserwirtschaftliche Bilanz ergibt sich aus der nachstehenden Schlußzusammenstellung, die bei allen Plänen auf das Jahr 1923 bezogen ist.

Tafel 33.

Vorschlag	Gewinn für die Donau			Verlust für die Donau			Bleibt Verlust für die Donau		
	Tage	Abfluß- masse	Durch- schnitt	Tage	Abfluß- masse	Durch- schnitt	Tage	Abfluß- masse	Durch- schnitt
		10 ⁶ m ³	m ³ /sk		10 ⁶ m ³	m ³ /sk		10 ⁶ m ³	m ³ /sk
Baader I	170	28,5	1,94	145	47,0	3,72	365	18,5	0,59
Baader II	170	19,0	1,29	155	61,5	4,60	365	42,5	1,35
Weber A	—	—	—	165	110,0	8,0	365	110,0	3,5
Weber B	—	—	—	165	65	4,5	365	65	2,1
Ludin-Wilser I	150	3,25	0,25	158	53,5	3,9	365	50,2	1,59
Ludin-Wilser II	225	26,8	1,38	100	29,4	3,4	365	2,6	0,08

Daraus geht ohne weiteres hervor, daß der mit dem geringsten Kostenaufwand durchführbare und kraftwirtschaftlich offenbar günstigste Baadersche Vorschlag II wasserwirtschaftlich für die Donau wesentlich ungünstiger ist als der Vorschlag I, aber andererseits noch besser ist als der Vorschlag Ludin-Wilser I. Eine Verbesserung des Vorschlages Baader II kann leicht durch eine Vergrößerung der Umleitungsmengen für die Donau mit wachsender Donauwasserführung erreicht werden.

Der Webersche Vorschlag scheidet, wie bereits erwähnt, ohne Zweifel aus, er ist wasserwirtschaftlich für die Donau nicht zu vertreten.

Für die Wasserwirtschaft der Donau am günstigsten ist gegenwärtig von allen vorliegenden Vorschlägen der von Ludin-Wilser in der II. Fassung. Damit ist aber keineswegs ausgesprochen, daß er den berechtigten Ansprüchen der Donauanlieger genügt. Vielmehr ist festzustellen, daß er lediglich eine Festlegung des gegenwärtigen Zustandes (1923) mit einer noch nachweisbaren, allerdings geringen Benachteiligung der Donaabelange bedeuten würde.

Daran aber wird mit allem Nachdruck festzuhalten sein, daß keinerlei Schädigungen der Donau durch eine Neuregelung der Abflußverhältnisse eintreten darf, daß vielmehr jede Neuregelung mindestens einen Teil der in den letzten 40 Jahren entstandenen Verschlechterung der Verhältnisse an der Donau wieder gutzumachen suchen muß.

Zu diesem Ziele können zwei Wege in Frage kommen. Der erste würde über die Schließung der Versinkungsstellen in Verbindung mit einer Ueberleitung von Donauwasser zur Aach führen; er scheint in seinem Erfolg mindestens unsicher, ganz abgesehen von seinen hohen Ausführungskosten. Der zweite Weg müßte

gegenüber dem Baaderschen und dem Ludin-Wilser'schen Vorschläge eine Erhöhung der Umleitungsmenge für die Donau und eine gewisse Verringerung der Aach-Ueberleitung vorsehen.

Hierzu weitere Vorschläge zu machen, habe ich unterlassen, weil einmal zunächst die rechtliche Grundlage für ein weiteres Vorgehen aus der Entscheidung des Staatsgerichtshofes abzuwarten sein wird, zum anderen auch, weil zu endgültigen Feststellungen doch noch weitere Beobachtungen und Messungen unerlässlich sein werden, die den bisherigen, teilweise nur geschätzten Untersuchungsunterlagen die endgültig gesicherte Grundlage bieten müßten.

Der Vorschlag von A. Baader-Ulm hat erstmalig den Weg für die Lösung der schwierigen Frage gezeigt. Die weitere Durcharbeitung durch Ludin-Wilser ist dem gesteckten wasserwirtschaftlichen Ziele schon wesentlich näher gekommen. Nachdem dieses Ziel klar erkannt ist und auch die Belange an der Donau nicht mehr wie bisher als unbeachtlich gelten dürfen, steht zu hoffen, daß sich trotz noch vorhandener wasserwirtschaftlicher und auch kraftwirtschaftlicher Mängel der bisherigen Vorschläge aus der Arbeit vieler ein Plan herauslösen wird, der geeignet ist, allen berechtigten Forderungen mit wirtschaftlichen Mitteln gerecht zu werden.

Aller bereits geleisteten und noch zu leistenden Arbeit aber wird nur dann ein Erfolg beschieden sein, wenn die beteiligten Staatsregierungen sich die treffenden Mahnungen *Hefters* in seinem Völkerrechtswerk (13) zu eigen machen:

„Völkerrechtliche Ansprüche haben der Regel nach keine andere Garantie für sich als die Macht der Wahrheit und den tatkräftigen Willen der Beteiligten; kein anderes Forum als die eigene Gewissenhaftigkeit und die öffentliche Meinung. Es gebührt daher zunächst den Beteiligten, sich untereinander über die Entscheidung zu verständigen.“

Berichtigungen zu Heft VI (Ingenieurbauteil 7 bis 9) 1926.

Seite 88, Spalte rechts, Zeile 3 v. o. setze (19) statt 11;
Seite 88, Spalte rechts, Zeile 4 v. o. setze 20) statt 19);
Seite 88, Spalte rechts, Fußnote 19) Gutachten Professor Dr.-Ing. Ludin, im Zusammenarbeiten mit Dr. J. L. Wilser, erstattet im Auftrage der Aachinteressenten, zu finden bei Köbler (8) und (20);
Seite 88, Spalte rechts, Fußnote setze 20) statt 19);
Seite 89, Spalte links, Zeile 20 v. u. setze 21) statt 20);
Seite 89, Spalte links, Fußnote setze 21) statt 20);
Seite 90, Spalte rechts, Zeile 26 v. o. setze (20) statt (10);
Seite 90, Spalte rechts, Zeile 7 v. u. setze 22) statt 14);
Seite 90, Spalte rechts, Fußnote setze 22) statt 14);

Seite 91, Spalte rechts, Zeile 1 v. o. setze 23) statt 22);
Seite 91, Spalte rechts, Zeile 8 v. o. streiche (16);
Seite 91, Spalte rechts, Fußnote setze 23) statt 22);
Seite 92, Spalte links, Zeile 2 v. o. setze (21) statt (13);
Seite 94, Spalte links, Zeile 39 v. u. setze (20) statt (12).

Berichtigungen zu Heft VIII (Ingenieurbauteil 10 bis 12) 1926.

Seite 115, Spalte links, bei X 3, Zeile 2 setze (19) statt (11);
Seite 116, Spalte rechts, Absatz 5, Zeile 1 setze (8, 20) statt (8);
Seite 117, Spalte rechts bei XII, Absatz 1, Zeile 6 setze (8, 20) statt (8, 21).

Bemerkung. Die im Text angeführten Zahlen, z. B. (20), bedeuten jeweils den Hinweis auf die entsprechenden Fußnoten.

Die Beanspruchung von Eisenbetonplatten auf torsionfesten Unterzügen.

Zu dem Aufsatz von Dr.-Ing. H. Craemer in Düsseldorf auf S. 119 des Ingenieurbauteils vom Jahrg. 1926 dieser Zeitschrift erhalten wir nachfolgende Zuschrift: Die in dem Aufsatz behandelte Aufgabe wurde von mir in der „Oesterreichischen Monatsschrift für den öffentlichen Baudienst und das Berg- und Hüttenwesen“, Jahrgang 1924, Heft 10—12, ohne Kenntnis der bereits 1922 entstandenen Craemer'schen Arbeit erörtert. Dabei gelangte auch die auf 3 Unterzügen gelagerte Platte zur Behandlung, während für den Fall beliebig vieler Unterzüge die Lösung ihrem Gange nach angegeben wurde. Außerdem

wurde dort auch die Senkung der Unterzüge berücksichtigt und an einem Beispiel gezeigt, daß sich dadurch das Bild des Momentenverlaufs in der Platte wesentlich ändern kann.

Wien. Ing. Dr. E. Müller, Baurat.

Dr.-Ing. Craemer bemerkt dazu, daß er im letzten Teil seiner Doktor-Arbeit ein allgemeines Verfahren für die Platte auf beliebig vielen Unterzügen entwickelt habe, das aber bisher nicht veröffentlicht sei.