

HENRY

Hydraulic Engineering Repository

Ein Service der Bundesanstalt für Wasserbau

Article, Published Version

Dietz, Johann W.; Pulina, Bernd

Modelluntersuchungen zur Gestaltung der Hauptbauwerke an der Rheinstaustufe Iffezheim

Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/102994>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Dietz, Johann W.; Pulina, Bernd (1976): Modelluntersuchungen zur Gestaltung der Hauptbauwerke an der Rheinstaustufe Iffezheim. In: Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau 39. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau. S. 1-82.

Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:

Die Dokumente in HENRY stehen unter der Creative Commons Lizenz CC BY 4.0, sofern keine abweichenden Nutzungsbedingungen getroffen wurden. Damit ist sowohl die kommerzielle Nutzung als auch das Teilen, die Weiterbearbeitung und Speicherung erlaubt. Das Verwenden und das Bearbeiten stehen unter der Bedingung der Namensnennung. Im Einzelfall kann eine restriktivere Lizenz gelten; dann gelten abweichend von den obigen Nutzungsbedingungen die in der dort genannten Lizenz gewährten Nutzungsrechte.

Documents in HENRY are made available under the Creative Commons License CC BY 4.0, if no other license is applicable. Under CC BY 4.0 commercial use and sharing, remixing, transforming, and building upon the material of the work is permitted. In some cases a different, more restrictive license may apply; if applicable the terms of the restrictive license will be binding.



Dr.-Ing. J.W. D i e t z

und

B. P u l i n a

MODELLUNTERSUCHUNGEN ZUR GESTALTUNG DER HAUPTBAUWERKE

AN DER RHEINSTAUSTUFE IFFEZHEIM

Model tests for the design of the weir, the lock
and the hydroelectric plant in the Rhine near Iffezheim

Zusammenfassung

Um die Hauptbauwerke an der Rheinstaustufe Iffezheim, wie Wehr, Schiffsanagen und Kraftwerk so im Detail zu gestalten, daß sie im strömenden Wasser ihre Funktionen optimal erfüllen können, wurden verschiedene Modellversuche durchgeführt, mit denen sich die vorliegende Arbeit befaßt.

Summary

The authors report about the hydraulic model tests carried out in order to design the main structures of the Rhine-lock-with-hydroelectric-plant near Iffezheim so that it works in the best manner with regard to the running water.

I n h a l t

	Seite
1. Übersicht und Aufgabenstellung	5
2. Zuordnung Teilmodell-Gesamtmodell	9
3. Übersichtsmodell des Unterwassers	12
4. Teilmodell des Wehres	13
4.1 Stellung und Abflußleistung der Verschlüsse	14
4.2 Gestaltung des Sturzbettes	17
4.2.1 Sturzbettlänge	18
4.2.2 Form des Sturzbettes	20
4.2.3 Höhenlage der Sturzbettsohle	22
4.3 Ergebnisse der Überdruckmessungen	23
5. Gesamtmodell der Stauanlage	26
5.1 Baugrubenumschließungen	27
5.2 Formgebung der Wehrwangen und der Wehrbucht	27
5.3 Ausbildung der Sohlensicherung	32
5.3.1 Geometrie der Befestigungsstrecke	33
5.3.2 Anordnung der flexiblen Matten	34
5.3.3 Untersuchung des Ausführungsvor- schlages	37
5.4 Leistungsfähigkeit des Wehres; Wasserspiegellagen	39
5.4.1 Betriebsfall S_0	41
5.4.2 Betriebsfall S_3	42
5.4.3 Betriebsfall F_0	43
5.4.4 Betriebsfall F_3	43
5.5 Führung der Seitendämme im Unterwasser	44
5.6 Gestaltung der Schleusenvorhöfen	46
5.6.1 Versuchsverfahren	46
5.6.2 Abzweigung des oberen Schleusenvor- hafens	49
5.6.3 Schiffahrtskanal im Unterwasser	50

	Seite
5.7 Ausbildung der Bauwerke am Kraftwerkseinlauf	58
5.7.1 Ausbildung der Kraftwerkswangen und des Zulaufbodens	59
5.7.2 Formgebung der oberstromigen Kraftwerksbucht	61
5.7.3 Betrachtung verschiedener Betriebsfälle beim Ausführungsvorschlag	63
5.7.4 Kraftwerksbetrieb beim Bau des Absperrdammes	66
5.7.5 Sunk im Unterwasser bei Netzausfall	67
5.8 Strömungsverhältnisse beim Schließen des Rheinabsperrrdammes	69
5.8.1 Schrittweises Öffnen des oberen Schleusenkanals	70
5.8.2 Schrittweises Öffnen der oberen und unteren Wehrbucht	71
5.8.3 Absperrvorgang (Schüttung des Steinriegels)	72
5.8.4 Vollständiges Öffnen des oberen Schleusenkanals	74
5.8.5 Vollständiges Öffnen der oberen und unteren Wehrbucht	74
5.8.6 Inbetriebnahme des Kraftwerks und Öffnen des unteren Schiffahrtskanals	76
6. Schlußbemerkung	78
7. Schrifttum	78

1. Übersicht und Aufgabenstellung

Im Zuge des Rheinausbaues zwischen Kehl/Straßburg und Neuburgweier/Lauterburg wird bei Rhein-km 334.000 die Staustufe Iffezheim errichtet. In diesem neuen Ausbauabschnitt, in dem auch bei Rhein-km 309.100 die Stauanlage Gamsheim errichtet wurde, wird die Seitenkanal- und Teilkanaallösung (Schlingenlösung) endgültig aufgegeben und die Stauregelung im Rhein selbst vorgenommen [24] .

Die Stauanlage Iffezheim/Rhein besteht aus einem Querdamm über das gesamte Flußbett von ca. 250 m Länge, einem beweglichen Wehr in einer Bucht links davon sowie zwei Schleusenkammern und einem Laufkraftwerk auf der gegenüberliegenden Seite (Abb.1).

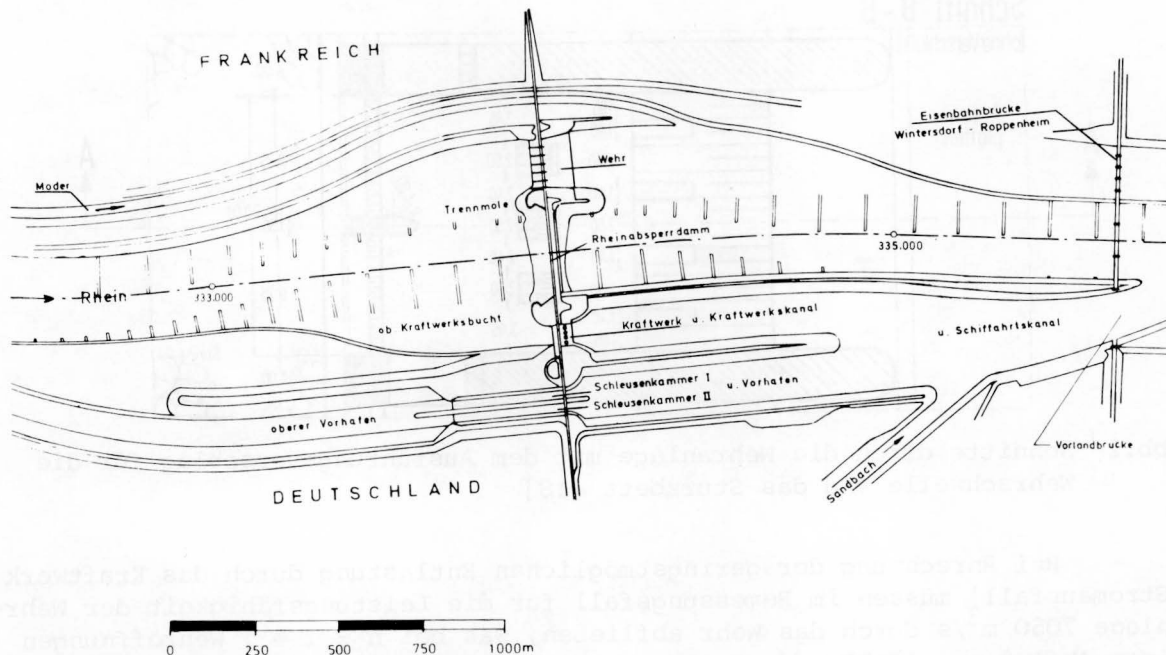


Abb.1 Lageplan der Hauptbauwerke in der für die Ausführung vorgesehenen Anordnung (Variante A)

Die lichte Durchflußbreite am Wehr beträgt 120 m bei 6 Öffnungen mit je 20 m Breite; als bewegliche Verschlüsse sind Drucksegmente mit aufgesetzten Klappen zur Feinregulierung vorgesehen (Abb. 2). Die Schleuse besteht aus zwei Kammern von je 270 m Nutzlänge und 24 m Breite. Das Kraftwerk soll mit 4 Maschineneinheiten ausgestattet werden, die ein Betriebswasser von maximal $1100 \text{ m}^3/\text{s}$ verarbeiten können. Bei Stromausfall und $M - 1 = 3$ Maschineneinheiten können die Turbinen $Q = 450 \text{ m}^3/\text{s}$ in Segelstellung aufnehmen.

Der Normalstau liegt auf NN + 123,60 m; die Stauhöhe beträgt demnach beim Mittelwasser etwa 10,80 m. Bei Rheinabflüssen über dem höchsten schiffbaren Abfluß von $Q = 2930 \text{ m}^3/\text{s}$ wird eine Stauabsenkung auf NN + 123,00m vorgenommen.

Unter Berücksichtigung des höchsten Hochwassers bei Basel und der stromab einmündenden Nebenflüsse wurden das 1000-jährliche Hochwasser Q_1 und das 25-jährliche Hochwasser Q_2 zu 7500 bzw. 4800 m^3/s festgelegt [23].

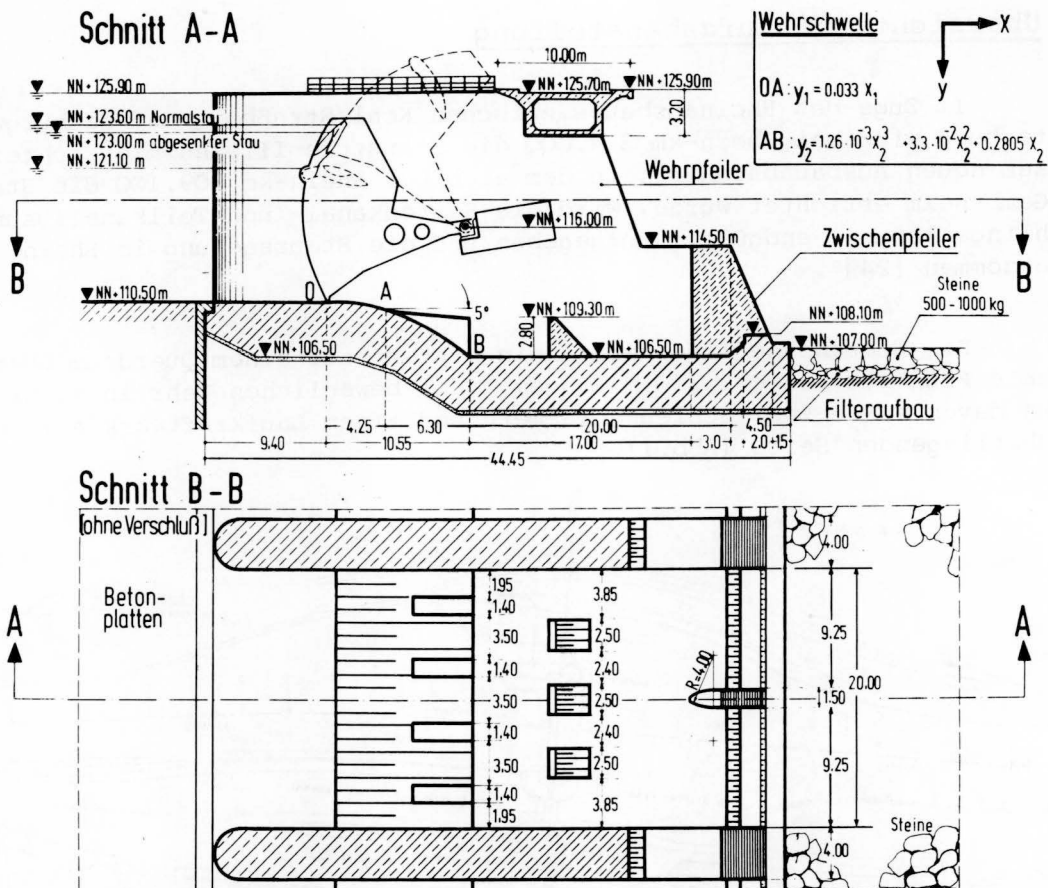


Abb.2 Schnitte durch die Wehranlage mit dem Ausführungsvorschlag für die Wehrschwelle und das Sturzbett [18]

Bei Anrechnung der geringstmöglichen Entlastung durch das Kraftwerk (Stromausfall) müssen im Bemessungsfall für die Leistungsfähigkeit der Wehranlage $7050 \text{ m}^3/\text{s}$ durch das Wehr abfließen, was bei $n - 1 = 5$ Wehröffnungen einen Abfluß von $70,50 \text{ m}^3/\text{s}$ je Breitereinheit des Wehres bedeutet. Bei einem derartigen Breitenabfluß kam der Anlage eines hydraulisch wirksamen Tosbeckens zur schadlosen Energieumwandlung und damit zur Kolksicherung des Wehres eine außerordentlich große Bedeutung zu.

Bei der zur Ausführung kommenden Gestaltung der Schiffahrtsbauwerke im Grundriß zweigt der obere Vorhafen als reiner Stillwasserkanal vom Rhein ab. Dagegen wird der untere Vorhafen nach etwa 750 m mit dem Kraftwerkskanal zum sogenannten Schiffahrtskanal vereinigt, der kurz unterhalb der Wintersdorfer Brücke in den Rhein mündet. Dies macht den Abbruch der Wintersdorfer Vorlandbrücke notwendig, die durch einen von Ufer zu Ufer des Schiffahrtskanals gespannten Neubau ersetzt wird, so daß die Schifffahrt keine störenden Pfeilereinbauten vorfindet.

Zur Klärung aller mit dem Bau der Staustufe zusammenhängenden Fragen nach der optimalen Lage und Ausbildung der Hauptbauwerke in hydraulischer und schiffahrtstechnischer Hinsicht wurden in den Jahren 1971 bis 1975 im Auftrag des Neubauamtes Oberrhein, Rastatt, bei der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) in mehreren Modellen umfangreiche und ins Detail gehende Untersuchungen durchgeführt. Für diese Modelluntersuchungen standen nach einem vom NBA Oberrhein in Zusammenarbeit mit der BAW ausgearbeiteten Versuchsprogramm folgende Aufgaben im Vordergrund:

1. Lage der Staustufe in Bezug zur Wintersdorfer Brücke. Durch eine Verschiebung der Stauanlage um 600 m nach oberstrom könnte der Abbruch der Vorlandbrücke vermieden werden. Jedoch würden bei dieser Lösung die beiden Strompfeiler der Wintersdorfer Brücke im Schiffahrtsweg liegen, und zwar in unmittelbarer Nähe der Einfahrt zum unteren Schiffahrtskanal. Untersuchung der Strömungsverhältnisse bei dieser Lösung in ihrer Auswirkung auf den Schiffsverkehr.
2. Nachweis der geforderten Abflußleistung des Wehres und Stellung der Verschlüsse bei verschiedenen kennzeichnenden Betriebsfällen und unter Berücksichtigung der Versperrung einer Wehröffnung im Schadens- oder Reparaturfall.
3. Untersuchung der Kolkbildung im Bereich des Wehres bei den vorher genannten Fällen. Form und Abmessungen des Sturzbettes zur Kolksicherung des Bauwerkes. Ausbildung der Befestigungsstrecke unterhalb des Tosbeckens und oberhalb der Wehranlage zur Kolkabwehr (Länge, flächenmäßige Ausdehnung, Anschlüsse nach der Seite, Steingewichte).
4. Anströmung des Wehres, Ausbildung der Wehrbucht im Ober- und Unterwasser, Einleitung der Moder in die untere Wehrbucht. Gestaltung der Trennpfeiler zwischen Wehr und Querdamm und des Landanschlusses (Wehrwangen). Ausbildung der seitlichen Böschungen im Bereich des Wehres (Steingewichte).
5. Ermittlung der Wasserspiegellagen für die maßgebenden Abfluß- und Betriebsfälle des Wehres und des Kraftwerkes.
6. Strömungsverhältnisse im Hinblick auf den Schiffsverkehr, und zwar im Bereich der Abzweigung des oberen Vorhafens, im Gebiet der Zusammenführung des Kraftwerkskanales mit dem unteren Vorhafen, an der Einleitungsstelle des Sandbaches und in der Mündung des Schiffahrtskanales in den Rhein.
7. Strömungstechnisch günstige Gestaltung des Kraftwerkseinlaufes und Nachweis einer ablösungsfreien, gleichmäßig verteilten Wasserzuführung zu den vier Turbinen des Kraftwerkes.
8. Untersuchung der Baugrubenumschließungen und der Bauzustände bzw. der Vorgänge bei Inbetriebnahme der Staustufe; Schließvorgang des Absperrdammes.

Um den größten Teil der vorher genannten Aufgaben lösen zu können, mußte bei der BAW ein unverzerrtes Flächenmodell der gesamten Stauanlage im Maßstab 1:100 errichtet werden (Abb.3). Die Mindestlänge dieses sogenannten Gesamtmodells war durch die jeweiligen Abzweigungen des oberen und unteren Schiffahrtskanales einschließlich einer genügend langen Übergangsstrecke im Rheinstrom selbst bestimmt und mußte sich demnach von Rhein-km 331,000 bis 338,000 erstrecken. Einschließlich aller Nebeneinrichtungen, wie Zu- und Abläufe, Beruhigungsbecken an den Einleitungsstellen und Sammelkanal am Ende des Modells umfaßte das Gesamtmodell eine Fläche von ca. 1000 m².

Da es aus terminlichen Gründen nicht möglich war, die unter Punkt 1 gestellte Frage nach der zweckmäßigsten Lage der Staustufe im Gesamtmodell zu klären, wurden vorweg spezielle Modellversuche in einem verzerrten Übersichtsmodell des Unterwassers (Modellmaßstab 1:300 horizontal und 1:100 vertikal) durchgeführt. Das Ergebnis dieser vorauslaufenden Strömungsuntersuchungen wurde unmittelbar beim Aufbau des großen Gesamtmodells berücksich-

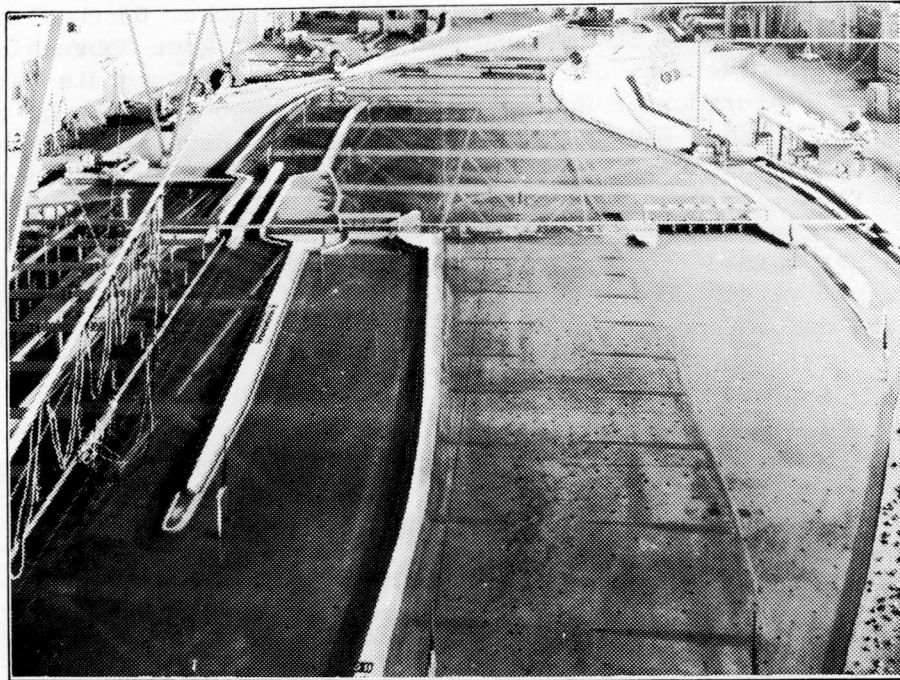


Abb. 3 Gesamtmodell der Stauanlage im Maßstab 1:100 vom Unterwasser her gesehen

tigt, womit das kleine Übersichtsmodell die Funktion eines Pilot-Modells erhielt, das dazu beitragen konnte, den Zeit- und Versuchsaufwand im Gesamtmodell zu ermäßigen.

Die Fragen nach der Abflußleistung des Wehres und nach der Ausbildung des Sturzbettes samt der Wehrschwelle und der Wehrpfeiler verlangen zu ihrer Klärung erfahrungsgemäß möglichst großmaßstäbliche Modelle, um die durch den festen Wehrkörper und die beweglichen Verschlußorgane bewirkten Strömungssituationen exakt beurteilen zu können. Aus diesem Grund wurde zur Behandlung dieser speziell an das Wehr gebundenen Probleme ein Teilmodell des Wehres im Maßstab $1:33 \frac{1}{3}$ herangezogen, das nur drei der sechs Wehrfelder einschließlich der sie begrenzenden Pfeiler enthielt (Abb. 4).

Die vorliegende Arbeit befaßt sich nach der Reihenfolge des zeitlichen Ablaufes der Modelluntersuchungen zuerst mit den Ergebnissen aus dem Übersichtsmodell zur Lage der Staustufe und im nächsten Abschnitt mit den im Teilmodell behandelten Fragen zur Ausbildung des Wehres. In ihrem letzten Teil beinhaltet sie die Untersuchungen im Gesamtmodell.

Die Ausführungen über das Sturzbett und die Sohlensicherung am Wehr stimmen in wesentlichen Teilen mit einer früheren in der "Wasserwirtschaft" publizierten Arbeit [18] überein. Bei der Behandlung der Schiffahrtskanäle wird ebenfalls auf schon veröffentlichtes Material [16] [17] zurückgegriffen.

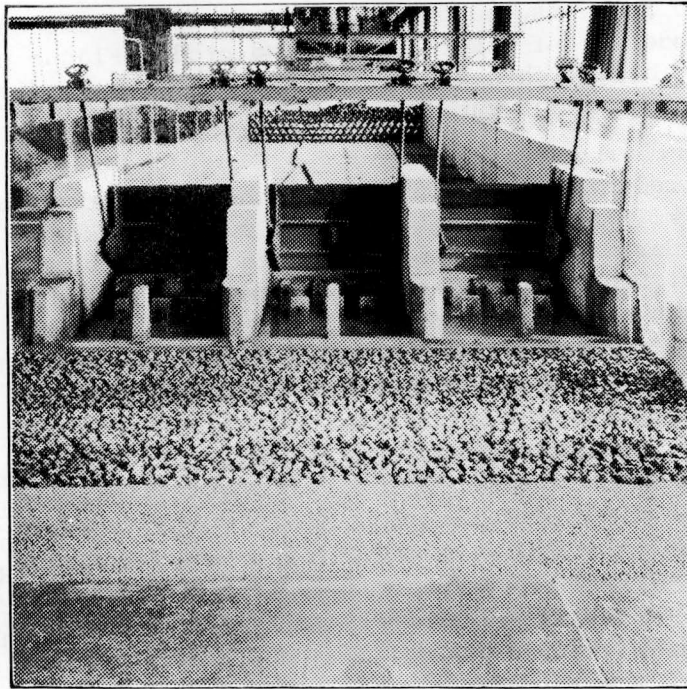


Abb. 4 Teilmodell der Wehranlage im Maßstab 1:33 1/3 mit der zur Ausführung vorgesehenen Ausbildung des Sturzbettes und der Befestigungsstrecke

2. Zuordnung Teilmodell - Gesamtmodell

Im Teilmodell konnten für die Untersuchung des Tosbeckens und der Befestigungsstrecke die besonderen räumlichen Strömungsvorgänge eingestellt werden, wie sie sich beim Verschuß einer Wehröffnung im Schadensfall $n - 1$ ergeben. Soweit aber der räumliche Strömungsverlauf durch die Form der Wehrbucht und der seitlichen Leitbauwerke am Wehr (Wehrwangen) bedingt war, mußte weiter die Einschränkung des Teilmodells gelten, da das rechteckige Versuchsgerinne mit den parallel zur Wandung liegenden Strombahnen die Nachbildung dieses Effektes nicht zuließ.

Den in der Aufgabenstellung genannten Fragen nach der Ausbildung der Wehrwangen in Verbindung mit der Anlage einer Befestigungsstrecke unterhalb des Tosbeckens und deren Anschluß an die seitlichen Böschungen mußte daher durch streng dreidimensionale Versuche in einem kleinermaßstäblichen Flächenmodell der gesamten Stauanlage (Maßstab 1:100) nachgegangen werden, wie es generell für die Untersuchung aller Hauptbauwerke an der Staustufe zur Verfügung stand.

Es ist im wasserbaulichen Versuchswesen weit verbreitet, die Lage, Form und Tiefe der Kolke im Unterwasser des Wehres als Beurteilungsmaßstab für die Güte und die Wirksamkeit des Tosbeckens und für die strömungsgerechte Gestaltung der Wehrwangen und der Wehrpfeiler heranzuziehen [14], da zwischen den hydraulischen Vorgängen in dem von den festen Rändern des Wehres umschlossenen Raum und der Kolkbildung in der beweglichen Flußsohle unterhalb davon ein unmittelbarer Zusammenhang besteht. Auch die Ausbildung der Befestigungsstrecke im Anschluß an das Tosbecken spielt in einer durch systematische Untersuchungen festgestellten Weise in das Ausmaß des Kolkprozesses hinein [15].

Um diese Kolkversuche durchführen zu können, mußten die beiden vorher genannten Modelle auf einer ausreichend großen Fläche unterhalb der Wehranlage mit einer beweglichen Sohle ausgestattet werden, die in einen sogenannten Kolkkoffer eingebracht wurde.

Beim verhältnismäßig großmaßstäblichen Teilmodell konnte ein Mittel-/Grobsand mit $d_{50} = 0,8$ mm als Sohlmaterial für den Kolkkoffer gewählt werden, wie er sich aus der maßstäblichen Umrechnung des in der Natur anstehenden Sohlkornes ergab. Dieser mittlere Korndurchmesser des Modellmaterials darf mit aller Vorsicht als untere Grenze für die Gültigkeit des Froude'schen Ähnlichkeitsgesetzes zur Übertragung der im Modell ermittelten Kolkabmessungen auf die Bedingungen der Großausführung gelten [14].

Der kleine Maßstab des Gesamtmodells ließ die entsprechende Verkleinerung des Naturkornes dagegen nicht zu, da sie zu einem Fein-/Mittelsand geführt hätte, der infolge seiner Feinkörnigkeit unter anderen Bewegungsgesetzen als das grobkörnige Naturgeschiebe steht, bei dem alle Rauigkeitserhebungen aus der laminaren Unterschicht herausragen. Auch bestünde bei einem derartigen Modellfeststoff die Gefahr, daß der Kolkprozeß schwächer als normal abläuft und sich dadurch zu flache Kolkböschungen einstellen. Man war daher gezwungen, auf ein leichteres, aber gröberes Modellmaterial auszuweichen, wofür sich nach bisherigen Erfahrungen [20] und eingehenden Ähnlichkeitsüberlegungen [30] Braunkohle mit $d_{50} = 1,1$ mm anbot.

Mit einem derartigen Modellstoff ist die Anwendung des Froude'schen Ähnlichkeitsgesetzes auf die Kolkiefen und die Zeiten des Kolkprozesses nicht mehr möglich. In den später folgenden Darstellungen werden diese Größen daher nur auf die Bedingungen des Modells bezogen. Jedoch dürfen die im Modell gemessenen Kolkiefen als Beurteilungszahlen beim Vergleich verschiedener im Modell untersuchter baulicher Anordnungen dienen, und darüber hinaus ist auch eine Auswertung der Kolkversuche hinsichtlich der Lage und der Form der Kolke gestattet.

Um die Nachteile der beiden Modelle, wie unvollständige Randbedingungen beim Teilmodell einerseits und verhältnismäßig kleiner Maßstab beim Gesamtmodell andererseits, weitgehend zu eliminieren, war es notwendig, die auf getrennten Lösungswegen erreichten Ergebnisse durch überlappende Vergleichsversuche miteinander zu verbinden.

Hinsichtlich der Leistungsfähigkeit des Wehres brachten diese Kontrollversuche das Ergebnis, daß beim Durchfluß unter den sechs angehobenen Segmenten die räumlichen Strömungserscheinungen in der oberstromigen Wehrbucht (Gesamtmodell) den Wehrabfluß um etwa 1 % bis 3 % herabsetzen. Etwas größer sind die Unterschiede bei $n - 1$ Wehröffnungen, da jetzt noch die Einflüsse der Kontraktion und der seitlichen Ablösungen hinzukommen, die im quasi dreidimensionalen Teilmodell doch nur unvollkommen erfaßt werden konnten. Dieser Modelleffekt hat eine Verringerung der Leistungsfähigkeit von ca. 2,5 % bis 3 % zur Folge.

Zur Vervollständigung dieser Ergebnisse wurde auch die Leistungsfähigkeit eines rein zweidimensionalen Wehres betrachtet, bei dem nur die vertikalen Umrisse, demnach keine Pfeiler oder Wehrwangen, im Versuchstank nachgebildet waren (Maßstab 1:33 1/3).

Durch Einführung eines Beiwertes ω für den Einfluß der räumlichen Strömungsvorgänge in der Wehrbucht und an den Wehrpfeilern können die Ergebnisse aus allen drei Modellen miteinander verbunden werden, wenn man die Ausflußformel um diesen Beiwert ω erweitert, der beim rein zweidimensionalen Strömungsvorgang $\omega = 1,0$ betragen soll.

$$Q = \omega \cdot \kappa \cdot \alpha \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{2 g h_0} \quad (1)$$

Die derartig aufbereiteten Ergebnisse zeigen, daß der Beiwert ω stark vom Verhältnis der Oberwassertiefe h_0 zur lotrechten Öffnungshöhe a unter dem Segment abhängt (Abb.5).

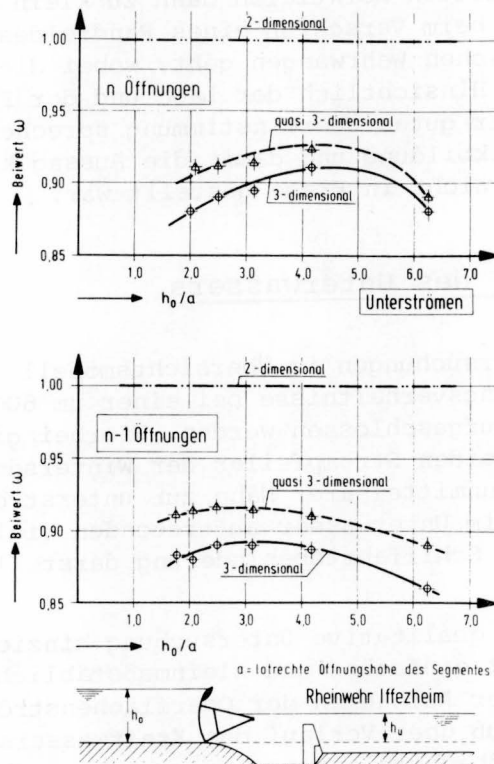


Abb. 5 Dimensionslose Darstellung der Wehrleistung in Abhängigkeit vom Verhältnis h_0/a

Man erkennt, daß der Einfluß der Wehrpfeiler (Übergang vom zwei- zum quasi dreidimensionalen Modell) wesentlich stärker ist als der Einfluß der Wehrbucht, der beim weiteren Übergang auf die dreidimensionale Modellordnung deutlich wird. Damit findet man die bei der Modellplanung angestellten Überlegungen bestätigt, die Wehranlage im Versuchsgerinne nicht zweidimensional nachzubilden (wie allgemein üblich), sondern aus Genauigkeitsgründen eine Anordnung mit mehreren Wehrfeldern zu wählen.

Stellt man eine solche Untersuchung sinngemäß für die überströmten Aufsatzklappen an, so ergibt sich, daß die höchsten Klappenpunkte im Gesamtmodell wesentlich tiefer als im Teilmodell liegen müssen, um übereinstimmende Abflüsse zu erhalten. Diese Unterschiede sind bei den maximalen Abflüssen so groß, daß sie praktisch die Abflußleistung einer der sechs Aufsatzklappen ausmachen. Als Erklärung hierfür sind zum Teil wieder die dreidimensionalen Strömungsvorgänge in der oberstromigen Wehrbucht heranzuziehen, die sich im Teilmodell infolge der dort vorhandenen Randbedingungen nicht ausbilden konnten. Es sind aber auch in diesen Ergebnissen die durch den kleinen Modellmaß-

stab bedingten Ungenauigkeiten enthalten; denn bei relativ kleinen Abflüssen treten diese Unterschiede nicht nur zurück, sondern kehren sich sogar um.

Bei den ebenfalls interessierenden Kolkuntersuchungen ist ein derartiger Vergleich nur für die Fälle möglich, in denen die Umrechnung der Kolkiefen im Gesamtmodell nach einem speziell entwickelten empirischen Kolkiefenmaßstab [11] gestattet ist, d.h., in denen weitgehend zweidimensionale Kolkkonturen vorliegen. Soweit diese Randbedingung erfüllt war, ergab sich eine gute Übereinstimmung der in den beiden Modellen gemessenen Kolkiefen. Erwartungsgemäß zeigte dieser Vergleich aber auch, daß die im Versuchsgerinne ermittelten Kolkiefen dann zu klein sind, wenn es um die Strömungsverhältnisse beim Verschluß eines Randfeldes der Wehranlage unter der Wirkung der seitlichen Wehrwangen geht, wobei die Unterschiede bis zu 30 % betragen können. Hinsichtlich der Lage und der Form der Kolke durfte man ebenfalls von einer guten Übereinstimmung sprechen, so daß das Beurteilungskriterium der Kolkbildung und damit die Aussagekraft der Ergebnisse aus der Modellfamilie nicht in Frage gestellt war.

3. Übersichtsmodell des Unterwassers

Durch die Untersuchungen im Übersichtsmodell (Maßstab 1:300/100) [6] sollten die Strömungsverhältnisse bei einer um 600 m stromaufwärts verschobenen Stauanlage aufgeschlossen werden. Hierbei ging es ganz besonders um die Frage, ob die beiden Strompfeiler der Wintersdorfer Brücke im Schiffahrtsweg und hier in unmittelbarer Nähe zur unterstromigen Vorhafeneinfahrt in Verbindung mit den im Unterwasser auftretenden vielschichtigen Strömungsvorgängen eine spätere Schiffahrtsbehinderung darstellen.

Diese auf eine qualitative Untersuchung hinzielende Aufgabenstellung ließ ein möglichst einfaches und kleinmaßstäbliches Modell zu, in dem mittels photographischer Aufnahmen der Oberflächenströmung und Geschwindigkeitsmessungen Aufschluß über Verlauf des Kraftwassers, des Wehrabflusses und der seitlichen Sandbacheinleitung und vor allem über die Strömungsrichtungen in Bezug zum Schiffahrtsweg und zur Stellung der Brückenpfeiler gewonnen werden konnte, um dadurch zu einer qualitativen Vorwegbeurteilung der Schiffahrtsbedingungen bei dieser Variante zu kommen.

Diese Voruntersuchungen brachten das Ergebnis, daß sich beim Zusammentreffen des vom Wehr kommenden Stromes mit dem vom Kraftwerk ablaufenden Betriebswasser infolge der unterschiedlichen Geschwindigkeit beider Ströme eine vertikale Diskontinuitätsschicht ausbildet, die sich vom Kopf der Trennmole nach unterstrom erstreckt (Abb. 6). In dieser vertikalen Scherschicht mit ihren hohen Turbulenzen kann ein Schiff Verdrehungen wechselnd nach beiden Richtungen erleiden. Da die Lage dieser Schicht im Bereich der Wintersdorfer Brücke von der Stärke des Wehrabflusses in Bezug zum Kraftwasser abhängt und überdies durch die instabile Lage der Ablösungswalze unterhalb des Querdammes relativ kurzzeitigen Schwankungen unterliegt, findet die Schiffahrt immer wieder neue, ihr nicht bekannte Strömungssituationen vor, die beim Passieren der Wintersdorfer Brückenpfeiler Unsicherheiten und schiffahrtstechnische Erschwernisse hervorrufen können.

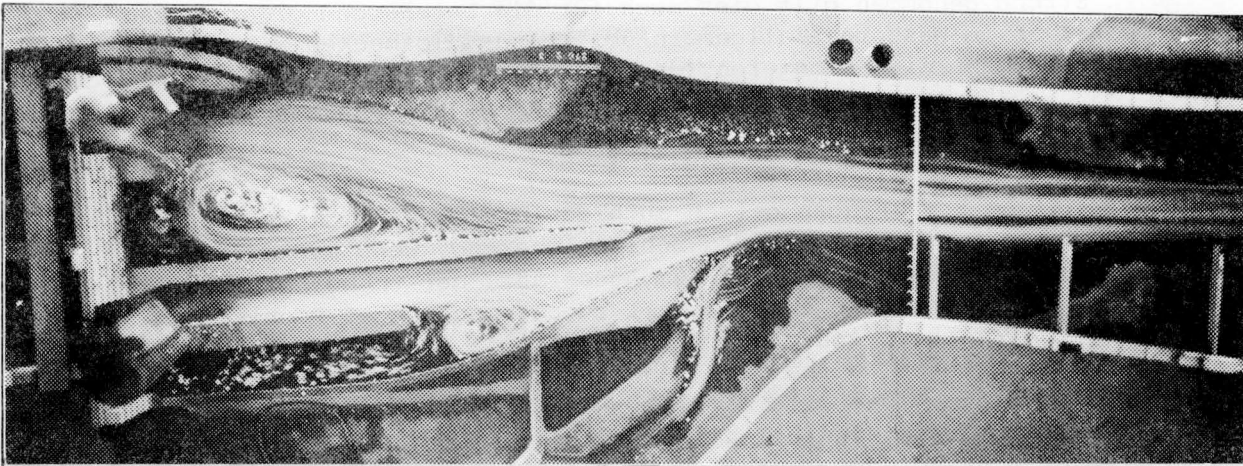


Abb. 6 Verlauf der Oberflächenströmung im Übersichtsmodell beim HSW (Lage der Staustufe bei Rhein-km 333,400)

Inwieweit die im Modell beobachteten Strömungserscheinungen von der Schifffahrt bei der Durchfahrt der Wintersdorfer Brücke mehr oder weniger gut beherrscht werden können, ist jedoch letzten Endes eine Frage der Manövrierfähigkeit der Motorschiffe oder Schubverbände und speziell ihres Drehverhaltens und Stoppvermögens und damit dem Gebiet der Navigation und des Schiffbaues zuzuordnen. Aus dem Blickwinkel der Hydraulik und des Wasserbaues allein kann jedoch schon festgestellt werden, daß die beiden Brückenpfeiler unterhalb der Einfahrt zum Vorhafen in jedem Fall störende, Unsicherheiten bewirkende Einbauten innerhalb des Schifffahrtsweges sind, die besonders bei der Talfahrt den Nachteil haben, daß ein Schiff bei seiner Fahrt aus den Vorhafen heraus erst relativ spät Sicht auf die Brückenpfeiler erhält und damit wenig Zeit zum Anpeilen und Ausmanövrieren der Brückendurchfahrt zur Verfügung hat. Durch die im Modell festgestellten Strömungsabläufe wechselnder Intensität und Richtung, je nachdem in welchem Verhältnis die Stärke des Wehrabflusses zur Betriebswassermenge des Kraftwerkes steht, wird dieser Steuerungvorgang erheblich erschwert.

Aufgrund dieser Untersuchungsergebnisse aus dem Übersichtsmodell wurde von einer Verlegung der Stauanlage nach oberstrom abgesehen und die ursprünglich vorgesehene Planung beibehalten, die Staustufe bei Rhein-km 334,000 anzuordnen, wodurch der Schifffahrtsweg frei von störenden Einbauten bleibt.

4. Teilmodell des Wehres

Die Leistungsfähigkeit der Wehranlage bzw. die Stellung der Verschlüsse in Zuordnung zu den möglichen Wehrabflüssen gehören zu den Problemen, in die der räumliche Strömungsverlauf in der Wehrbucht und an den seitlichen Trennpfeilern hineinwirkt. Ein Teilmodell kann hier wohl wertvolle Erkenntnisse zur qualitativen Darstellung der Zusammenhänge liefern, jedoch muß die Beantwortung der Fragen nach den absoluten Größen bzw. den quantifizierten Relationen zwischen Wehrdurchfluß, Stellung der Wehrverschlüsse und Höhe des Oberwasserspiegels Untersuchungen in einem räumlichen Modell vorbehalten bleiben oder dort zumindest durch punktweise Kontrollen der zweidimensionalen Versuchsergebnisse gestützt werden.

Streng genommen gilt dies auch für die Untersuchung des Tosbeckens, jedoch ist es im Wasserbau allgemein üblich, das Tosbecken mit zweidimensionalen Ansätzen zu dimensionieren, da die Beachtung räumlicher Strömungsläufe zu unwirtschaftlich großen Längen, wenn nicht sogar zu bautechnisch nur schwer realisierbaren Formen des Sturzbettes führen würde.

Analoge Erfahrungen gelten auch für die Dimensionierung der im Anschluß an das Sturzbett folgenden Sohlensicherung, wenn man deren Anschluß an die seitlichen Böschungen aus dem Auge läßt, der unbedingt als räumliches und nur in einem entsprechenden Modell zu untersuchendes Problem anzusehen ist. Die bei Verschuß einer Wehröffnung infolge der Ablösungsvorgänge, Diskontinuitätsschichten, Wirbel und hohen Turbulenzen auf die Sohlensicherung einwirkenden Kräfte, die sich ebenfalls nur bei einer räumlichen Nachbildung der Strömungsvorgänge einstellen, konnten jedoch durch die speziell hierfür gewählte Versuchsanordnung modellmäßig erfaßt und durch eine entsprechende Dimensionierung der Sohlensicherung berücksichtigt werden.

Die Untersuchungen im Teilmodell sind Gegenstand der unter [3][4] und [5] angeführten Gutachten.

4.1 Stellung und Abflußleistung der Verschlüsse

Da Rheinabflüsse bis zu $1100 \text{ m}^3/\text{s}$ im Kraftwerk abgearbeitet werden, geht das Wehr erst bei darüberhinausgehenden Wasserführungen in Betrieb, und zwar zunächst durch ein Legen der auf den Drucksegmenten angeordneten Aufsatzklappen, die der Feinregulierung dienen. Wenn die größtmögliche Leistungsfähigkeit der Aufsatzklappen erreicht ist, werden die Segmente angehoben.

Die Ermittlung dieses maximalen Abführvermögens in Abhängigkeit von der Klappenhöhe war Gegenstand der ersten Untersuchungen im Teilmodell. Sie brachten das Ergebnis, daß die größtmöglichen Abflüsse über die Aufsatzklappen durch eine Vergrößerung der Klappenhöhe beträchtlich gesteigert werden können (Abb. 7).

Der Klappenhöhe sind jedoch von der Konstruktion, den Antrieben und den hydrodynamischen Vorgängen beim Überströmen Grenzen gesetzt, die etwa bei 3 bis 3,5 m liegen dürften [21]. Für die Großausführung wurde daher eine Klappenhöhe von 2,75 m gewählt, für die sich bei $n = 6$ Öffnungen eine maximale Leistungsfähigkeit von $1040 \text{ m}^3/\text{s}$ ergibt. Dies bedeutet, daß etwa bei Rheinwasserführungen von $1100 + 1040 = 2140 \text{ m}^3/\text{s}$ mit einem Anheben der unterströmten Segmente begonnen werden muß.

Als Nebenergebnis dieser Untersuchungen fällt die Abhängigkeit des Überfallbeiwertes von der Stellung der Aufsatzklappe und der Klappenhöhe an (Abb. 8). Demnach findet man bei der niedersten der untersuchten Klappen den günstigsten Überfallbeiwert vor, was mit der kleineren Überfallbreite dieser Klappe bei gleichem Krümmungshalbmesser zusammenhängt. Der Überfallbeiwert μ ist nach der Formel von POLENI ermittelt worden:

$$\mu = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q}{b \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{3/2}} \quad (2)$$

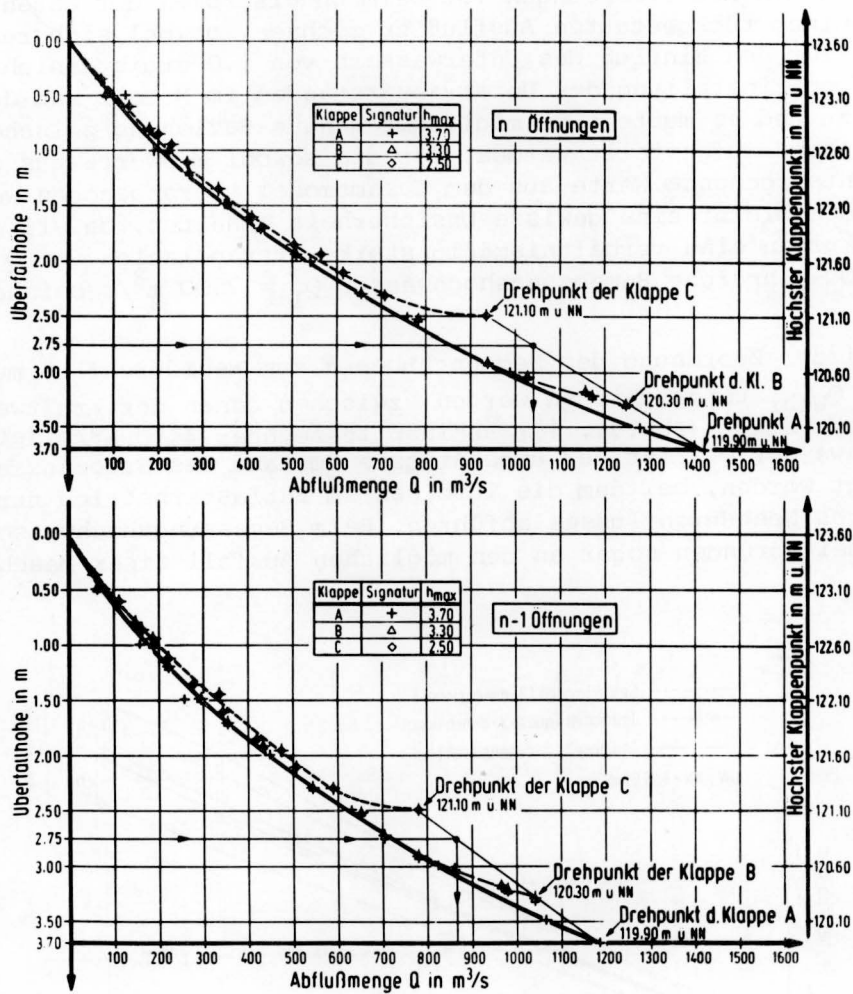


Abb. 7 Stellung und Abflußleistung der überströmten Aufsatzklappen

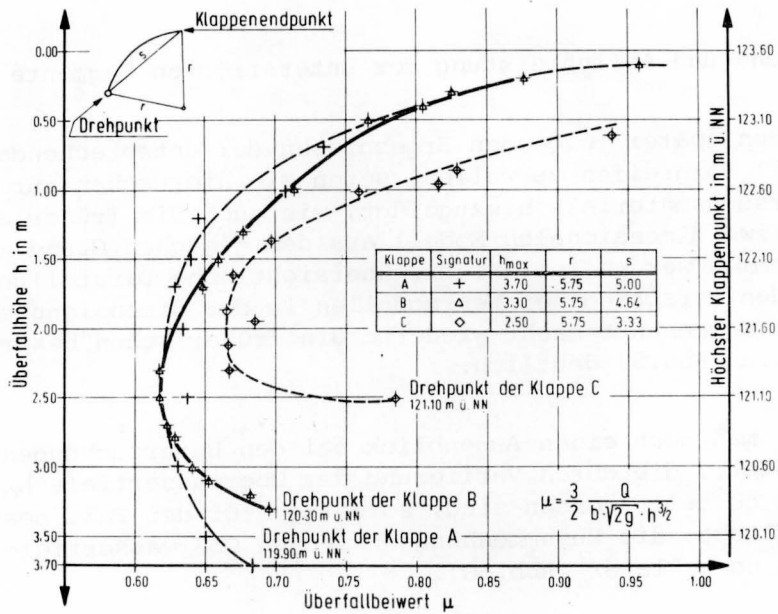


Abb. 8 Überfallbeiwert μ in Abhängigkeit von der Stellung der Aufsatzklappen

Nach den Modellmessungen ist beim Unterströmen der angehobenen Segmente mit einem rückgestauten Ausfluß zu rechnen, obwohl sich rechnerisch ein κ -Wert für den Einfluß des Unterwassers von 1,0 ergibt (siehe Formel 1). Der richtigen Einstellung des Unterwasserstandes im Modell kam daher große Bedeutung zu und es mußte eine möglichst genaue Beziehung zwischen Abfluß und Wasserstand aufgestellt werden, für die sowohl Meßwerte aus dem Freiland, als auch entsprechende Werte aus dem Gesamtmodell herangezogen werden konnten. Trotzdem bleibt eine gewisse Unsicherheit erhalten, da alle verwendeten Abflußkurven eine verhältnismäßig starke Extrapolation von $Q = 4480 \text{ m}^3/\text{s}$ auf das 1000-jährliche Bemessungshochwasser $Q_1 = 7500 \text{ m}^3/\text{s}$ beinhalten.

Bei der Zuordnung des Segmenthubes a zum Wehrdurchfluß mußte zwischen Q_{Rhein} und Q_{Wehr} unterschieden werden, zwischen denen der Kraftwerksabfluß als Differenz steht (Abb.9). Für Rheinabflüsse über $4450 \text{ m}^3/\text{s}$ (etwa 25-jährliches Hochwasser Q_2) ist der ungünstigste Umstand des Stromausfalles berücksichtigt worden, bei dem die Turbinen im Entlasterbetrieb nur noch etwa 60 % ihres Nenndurchflusses abführen. Beim Bemessungshochwasser Q_1 ist aus Sicherheitsgründen sogar an den möglichen Ausfall einer Maschine gedacht worden.

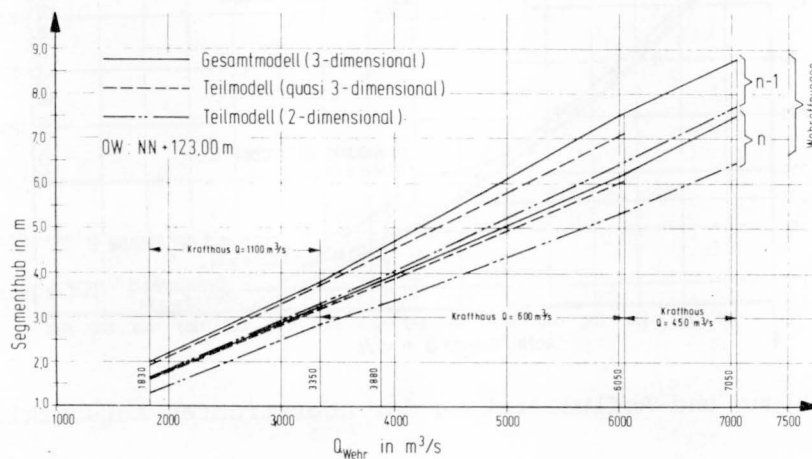


Abb. 9 Stellung und Abflußleistung der unterströmten Segmente

Ohne den später folgenden Ergebnissen der entsprechenden Messungen im Gesamtmodell vorgreifen zu wollen, seien sie hier schon zur Vervollständigung des Versuchsmaterials hinzugefügt, wie auch die früher erwähnten Meßwerte aus dem zweidimensionalen Modell aus dem gleichen Grund mit in die Betrachtung genommen werden sollen. Die übersichtliche Darstellung aller Ergebnisse aus den verschiedenen Wehrmodellen in der dimensionsbehafteten Relation für den Segmenthub macht wiederum die früher schon besprochenen Modelleffekte (s.a. Abb.5) deutlich.

Bleibt man noch einen Augenblick bei den Untersuchungen im zweidimensionalen Modell, die durch Variierung der Oberwassertiefe h_0 auf eine breitere Basis gestellt worden sind, so werden für den Fall des nicht rückgestauten Ausflusses die Zusammenhänge zwischen Oberwassertiefe, Segmenthub und Wehrabfluß noch klarer (Abb.10).

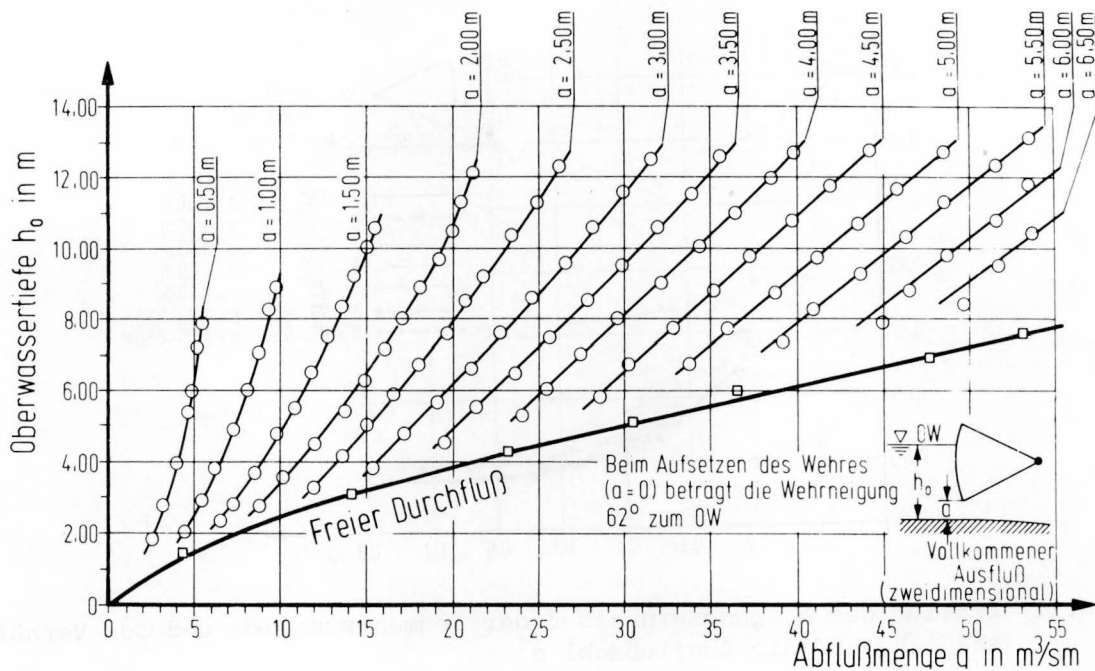


Abb.10 Zusammenhang zwischen Oberwassertiefe h_0 , Wehrabfluß q und Segmenthub a

Entnimmt man den Versuchsergebnissen den jeweiligen Neigungswinkel δ der Segmentschneide und setzt ihn in der Abhängigkeit der Ausflußzahl α vom Verhältnis a/h_0 als Parameter aus (Abb. 11), dann steht man vor der allgemein bekannten Tendenz, nach der die Ausflußzahl mit zunehmendem Winkel δ und mit zunehmendem Wert a/h_0 abnimmt. Dies besagt, daß die Ausflußzahl mit dem Anheben der Drucksegmente immer kleiner wird.

Entsprechend den im zweidimensionalen Modell vorhandenen Bedingungen des vollkommenen Ausflusses ist mit $\kappa = 1,0$ die Ausflußzahl α nach der folgenden Formel ermittelt worden.

$$\alpha = \frac{Q}{a \cdot b \cdot \sqrt{2g h_0}} \quad (3)$$

Will man diese Ergebnisse auf die speziellen Bedingungen des Iffezheimer Wehres überführen, muß für $h_0 = 12,50$ m gesetzt werden, wie auch der Beiwert ω für den Einfluß der räumlichen Strömungsvorgänge (s.a. Formel (1) und Abb.5) zu beachten sein wird.

4.2 Gestaltung des Sturzbettes

Trotz eines gut ausgebildeten Sturzbettes können beim Verschluß einer Wehröffnung räumliche Strömungsvorgänge auftreten, die mit ihren Ablösungserscheinungen und Wirbelbildungen hinter dem versperreten Wehrfeld zu gefährlichen Sohlangriffen im Unterwasser führen, die erfahrungsgemäß wesentlich tiefere und steilere Kolke zur Folge haben als sie sich beim reinen zweidimensionalen Abfluß einstellen [14] [15]. Diesen zerstörerischen Vorgängen kann durch die Anordnung einer Befestigungsstrecke unterhalb des

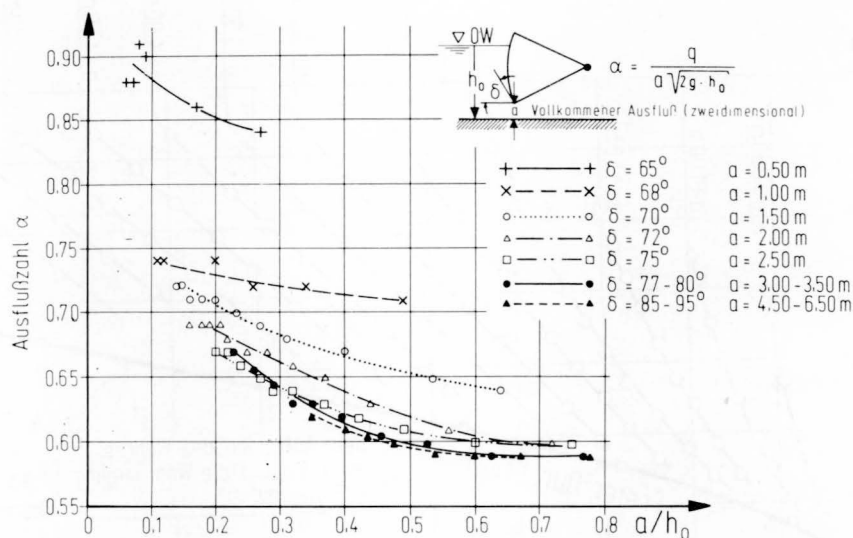


Abb.11 Einfluß des Neigungswinkels δ der Segmentschneide und des Verhältnisses a/h_0 auf die Ausflußzahl α

Sturzbettes wirksam begegnet werden, wenn deren Länge so bemessen ist, daß an ihrem Ende eine genügend beruhigte Strömung mit einer ausgeglichenen Geschwindigkeitsverteilung vorliegt [15]. Natürlich muß diese Befestigungsstrecke und vor allem deren Deckschicht so beschaffen sein, daß sie die vorher genannten dreidimensionalen Strömungsangriffe ohne Schaden übersteht.

Im hier zu behandelnden Fall war infolge der exponierten Buchtlage des Iffezheimer Wehres zwischen dem Querdamm im Rhein und dem zurückgesetzten Ufer auch mit seitlichen Ablösungserscheinungen im Unterwasser zu rechnen. Diese waren nicht durch ein besonders geformtes Sturzbett zu beeinflussen, wenigstens nicht im Bereich wirtschaftlicher Sturzbettlängen. Den Ablösungen konnte auch nicht allein durch strömungstechnisch günstig gestaltete Wehrwangen im Unterwasser begegnet werden, sondern sie forderten ebenfalls eine Befestigungsstrecke, deren Länge allerdings mit der Form und den Abmessungen der seitlichen Leitdämme abgestimmt werden mußte.

Zu Beginn der Untersuchungen im Teilmodell der Wehranlage lag ein sog. Ausgangsentwurf für die Wehrschwelle und das Sturzbett vor, der in seinen wesentlichen Teilen auf die Ergebnisse spezieller Modelluntersuchungen für das Rheinwehr Gamsheim im Versuchslabor Chatou/Frankreich zurückgeht [1]. Äußere Kennzeichen dieses Ausgangsentwurfs waren eine gekrümmte Wehrschwelle und eine gezahnte Endschwelle mit 4,60 m hohen Zähnen als Abschluß eines 15,00 m langen Sturzbettes. Da das Rheinwehr Iffezheim aber ungünstigere hydraulische Randwerte aufweist (größere Stauhöhe und größerer Bemessungsabfluß), mußte nicht nur die Frage nach der zweckmäßigsten Sturzbettlänge neu aufgegriffen werden, sondern es war auch zu prüfen, ob diese spezielle Sturzbettform den neuen Bedingungen ebenfalls optimal angepaßt ist.

4.2.1 Sturzbettlänge

Erfahrungsgemäß können die größte Tiefe h_{\max} im Kolkessel, der Abstand x dieses tiefsten Punktes von der Endschwelle und die Eintiefung h_E

an der Endschwelle selbst als repräsentative Größen für die Beschreibung der Kolkssituation unterhalb einer Wehranlage gelten. Bevor man nun dem Einfluß der Sturzbettlänge auf die hier genannten Kolkstiefen nachgeht, muß hinsichtlich der baulichen Gestaltung des Sturzbettes zwischen zwei Fällen unterschieden werden, die sich aus der Länge des Wehrpfeilers in Bezug zur Endschwelle ergeben, und zwar je nachdem, ob die Wehrpfeiler mit dem Sturzbett verlängert werden oder in ihrer Ausgangslage verbleiben (Abb.12).

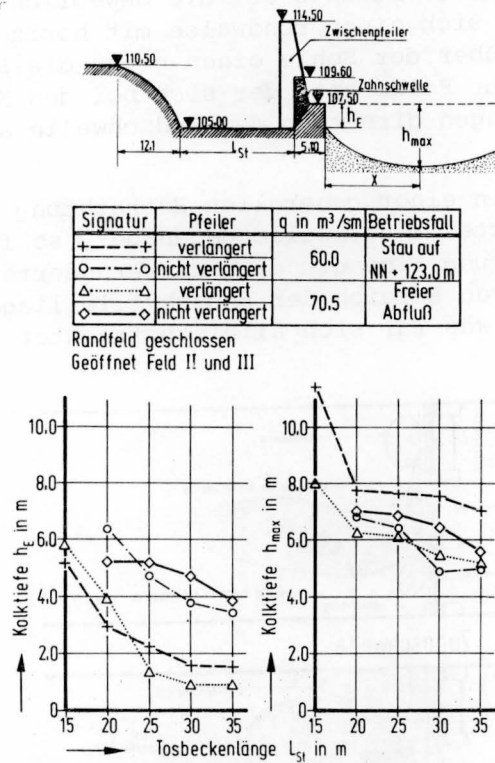


Abb.12 Einfluß der Sturzbettlänge auf die Kolkstiefen (Ausgangsentwurf: gezahnte Endschwelle) [18]

Die Versuchsergebnisse zeigen für die beiden beim Hochwasser möglichen Abflußformen am Wehr, daß die Eintiefungen an der Endschwelle dann geringer sind, wenn die Wehrpfeiler mit dem Sturzbett verlängert werden. Für die maximale Tiefe im Kolkessel gilt dies nur dann, wenn sich am Wehr bei Aufgabe der Stauhaltung unter den vom Wasserspiegel abgehobenen Segmenten freier Abfluß einstellt.

Unabhängig von diesen hier angedeuteten Einflüssen der Pfeilerlänge und der Abflußform nehmen die Kolkstiefen an der Endschwelle und im Zentrum des Kolkessels generell mit der Sturzbettlänge ab, jedoch im Bereich kleiner Sturzbettlängen wesentlich stärker als in den übrigen Untersuchungsbereichen, wo die Kolkstiefen nur noch schwach auf die Verlängerung des Sturzbettes reagieren. Nach diesen Ergebnissen liegt die optimale Sturzbettlänge zwischen 20 und 25 m. Zusatzversuche für diese beiden Sturzbettlängen haben ergeben, daß zwischen ihnen dann keine Unterschiede bestehen, wenn man unterstrom des Sturzbettes eine 40 m lange Befestigungsstrecke anordnet, die aus Gründen der räumlichen Strömungseinwirkungen unbedingt erforderlich ist, so daß unter Einschluß wirtschaftlicher Gesichtspunkte die Sturzbettlänge zu 20 m gewählt werden konnte. Gleichzeitig wird der Wehrpfeiler bis zur Endschwelle verlängert, da diese Variante beim Bemessungsabfluß von $q = 70,5 \text{ m}^3/\text{s m}$ die geringeren Kolkstiefen gebracht hat.

4.2.2 Form des Sturzbettes

Die Untersuchung des schon genannten Ausgangsentwurfs für das Sturzbett ergab, daß über der 4,60 m hohen Zahnschwelle der Abflußstrahl zunächst nach oben abgelenkt wird und sich infolgedessen der tiefste Kolkpunkt in verhältnismäßig großer Entfernung vom Bauwerk einstellt. Die Kolktiefe h_{\max} ist aber beträchtlich, was auf eine starke Wirkung des in diesem Bereich wieder steil nach unten gerichteten Strahls auf die bewegliche Sohle schließen läßt. Unter dem Strahl bildet sich eine Grundwalze mit horizontaler Achse aus, die mit ihrer Rückströmung über der Sohle einen gegen die Endschwelle gerichteten Materialtransport zur Folge hat, der sich bei den Kolkmessungen in einer Ermäßigung der Eintiefungen direkt an der Endschwelle anzeigt.

Stellt man nun in einer generellen Betrachtung dieser Zahnschwelle eine durchgehende (kompakte) Endschwelle gegenüber, so findet man infolge einer anderen Strahlführung eine grundlegend veränderte Kolsituation vor, die durch einen im näheren Bereich der Endschwelle liegenden Primärkolkessel gekennzeichnet ist, was für sich allein betrachtet sehr ungünstig erscheint (Abb.13).

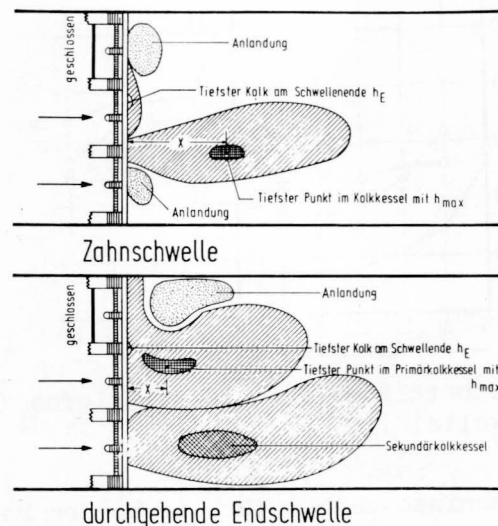


Abb.13 Lage der Kolke im Unterwasser bei einer gezahnten und bei einer durchgehenden Endschwelle [18]

Differenziert man aber die Formen der kompakten Endschwelle und nimmt sogar mit Strahlaufreißern, Störbalken oder Prallkörpern (auch Verteilerklötze genannt) Einbauten im Sturzbett vor, dann stellt man fest, daß durch diese bauliche Maßnahme je nach deren Umfang und den gewählten Kombinationen die Kolk-tiefen so beeinflußt werden können, daß der Primärkolkessel mit h_{\max} deutlich flacher als bei der Zahnschwelle liegt und sich die Eintiefungen h_E an der Endschwelle nahezu entsprechen (Abb.14).

Die direkte Gegenüberstellung der an allen Varianten gemessenen Kolkdaten zeigt, daß man dieses günstige Ergebnis aber nur dann erreichen kann, wenn man im Sturzbett Strahlaufreißer und Verteilerklötze anordnet, wie sie schon von anderen Autoren [13] [27] [29] mit genauen Bemessungshinweisen genannt werden. Auf die dämpfende Wirkung der Verteilerklötze weist speziell MUSER [26] hin, der die zusätzliche Energiedissipation durch die

Nr.	Tosbecken-u. Endschwellenform	q = 60 m ³ /s/m			
		h _E in m	h _{max} in m	X in m	$\frac{X}{h_{max}}$
0		2.94	7.78	32.00	4.11
1		6.97	8.66	19.33	2.23
2		6.00	7.73	19.66	2.55
3		5.70	6.90	13.00	1.88
4		5.67	7.46	14.00	1.88
5		5.57	6.80	11.00	1.62
6		5.33	6.80	19.00	2.79
7		5.23	7.03	14.00	1.99
8		5.21	8.17	13.00	1.59
9		5.09	7.02	15.00	2.14
10		4.43	6.97	16.66	2.39
11		4.37	6.50	15.00	2.31
12		3.98	5.96	14.70	2.47
13		3.50	5.32	16.00	3.00
14		5.56	8.20	16.00	1.95
15		4.40	6.88	10.33	1.51
16		4.20	6.13	9.00	1.47
17		4.03	6.25	10.33	1.65
18		3.94	6.56	15.00	2.29
19		3.93	5.67	14.67	2.59
20		3.86	6.09	13.33	2.19
21		3.84	5.13	17.66	3.44
22		3.06	5.18	13.60	2.63

Abb. 14

Untersuchte Formen des Sturzbettes und der Endschwelle mit den jeweils gemessenen Kolkgrößen

Verteilerklötze bezüglich der Energie des einschießenden Strahls mit etwa 5 bis 10 % angibt. Die Versuchsergebnisse lassen aber auch erkennen, daß ein konventionelles Sturzbett ohne Einbauten und mit kompakter Endschwelle im vorliegenden Fall ein ungenügendes Mittel für die Energieumwandlung ist.

Was die Tiefe der gemessenen Kolke angeht, haben wir mit Form 22 (siehe auch Abb.2) das beste Ergebnis vor uns. Dagegen zeichnet sich der Ausgangsentwurf mit der gezahnten Endschwelle durch einen großen Abstand der Kolke vom Sturzbett aus. Welchem Vorzug beim anstehenden Entscheidungsverfahren mehr Gewicht zuzumessen war, mußte dem Ergebnis der nachfolgenden Untersuchungen mit anderen Beurteilungskriterien vorbehalten bleiben.

4.2.3 Höhenlage der Sturzbettsohle

Mit der Anordnung der schon früher geforderten Befestigungsstrecke stromab der Endschwelle erhält man ein weiteres Beurteilungskriterium für die Wirksamkeit des Sturzbettes, wenn man auf die Kolktiefen im Anschluß an diese Sicherungsstrecke aus 500 bis 1000 kg schweren Schüttsteinen und auf die Schäden an dieser selbst sieht. Darüber hinaus stand die Frage nach der zweckmäßigsten Höhenlage der Sturzbettsohle und nach dem Einfluß eines Zwischenpfeilers zum Anlegen der Notverschlüsse an.

Nach den im vorangegangenen Teilabschnitt aufgeschriebenen Beobachtungen über die Strahlführung und die von ihr abhängige Kolkentwicklung nach Ort und Tiefe kommt es nicht überraschend, daß die gezahnte Endschwelle die tiefsten Kolke im Anschluß an die Befestigungsstrecke bringt (Abb.15).

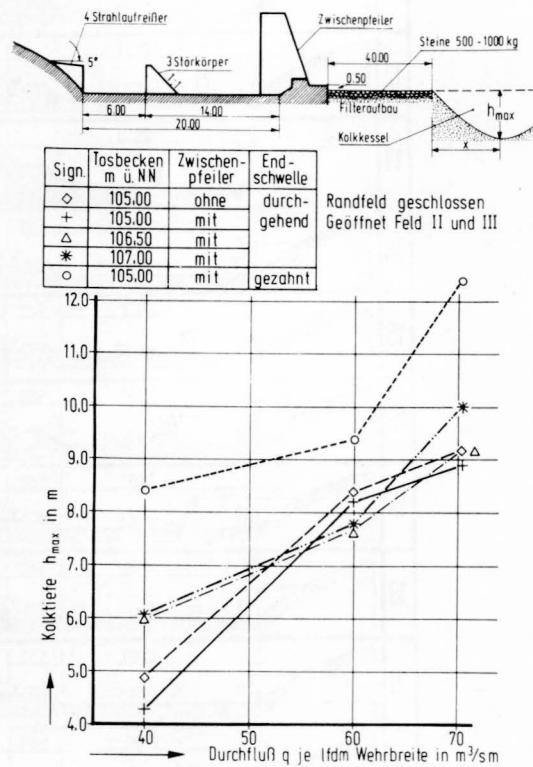


Abb.15 Kolkiefen bei verschiedenen Höhenlagen der Sturzbettsohle; Abhängigkeit vom Wehrdurchfluß [18]

Bei Form 22 des Sturzbettes (s.a. Abb.2) mit der kompakten Endschwelle sind diese Kolk-tiefen deutlich geringer, reagieren aber nicht oder nur un-deutlich und uneinheitlich auf Veränderungen an der Höhenlage der Sturzbett-
sohle und auf die Anordnung des Zwischenpfeilers.

Viel deutlicher wird die Aussage der Untersuchungen, wenn man auf die Befestigungsstrecke selbst achtet, die im Modell in mehrere verschieden-farbige Abschnitte unterteilt worden ist, so daß die Zahl der unter der Strömungseinwirkung verlagerten Steine ermittelt werden konnte, die unmittelbar Aufschluß über das Ausmaß der aufgetretenen Schäden geben kann (Abb.16).



Abb.16 Kolkbildung und Zerstörungen an der Befestigungsstrecke beim Hochwasser-durchgang (oberes Wehrfeld geschlossen; Ausführungsvorschlag)

Die geringsten Schadenserscheinungen treten beim Sturzbett mit der kompakten Endschwelle auf, wenn dessen Sohle auf NN + 106,50 m liegt. Höhere oder tiefere Anordnungen wie auch das Sturzbett mit der Zahnschwelle bringen schlechtere Ergebnisse. Achtet man auf den Einfluß des Zwischenpfeilers, so darf dieser durchaus als positiv bezeichnet werden, was ohne Zweifel mit der zusätzlichen Energiedissipation zusammenhängt (Abb.17).

Mit diesen Ergebnissen konnte das auf Abb.2 gezeigte Sturzbett zur Ausführung vorgeschlagen werden.

4.3 Ergebnisse der Überdruckmessungen

Es wurde schon darauf hingewiesen, daß das Profil der Wehrschwelle ein Ergebnis spezieller Modelluntersuchungen für das Rheinwehr Gamsheim [1] darstellt. Hierbei handelt es sich um eine abgewandelte Craeger-Kurve, die durch die folgenden Gleichungen beschrieben wird (s.a. Abb.2).

$$\text{Abschnitt O A : } y_1 = 0,033 x_1 \quad (4)$$

$$\text{Abschnitt A B : } y_2 = 1,26 \cdot 10^{-3} x_2^3 + 3,3 \cdot 10^{-2} x_2^2 + 0,2805 x_2 \quad (5)$$

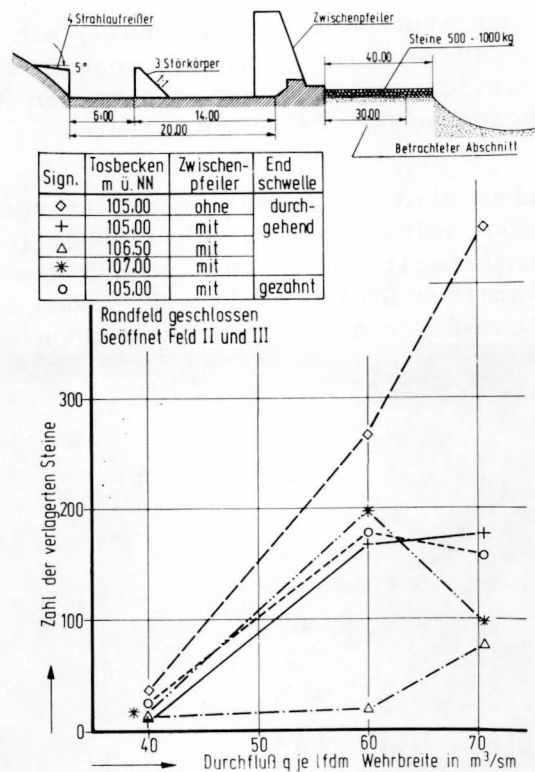


Abb.17 Schäden an der Befestigungsstrecke bei verschiedenen Höhenlagen der Sturzbettsohle in Abhängigkeit vom Wehrdurchfluß [18]

Durch die Anordnung der Strahlaufreißer auf der Wehrschwelle und der Verteilerklötze im Sturzbett liegt bei dem hier betrachteten Rheinwehr Iffezheim nunmehr eine veränderte Situation vor, die durch erneute Überdruckmessungen [5] zu überprüfen war.

Diese Messungen brachten das generelle Ergebnis, daß der jeweils kleinste Überdruck, wie er sich kurz unterhalb des Segmentauftreffpunktes auf der Schwelle einstellt, von der Oberwasserspiegelhöhe bzw. der Oberwassertiefe h_o , dem sekundlichen Abfluß q je Breitereinheit, der lotrechten Öffnungshöhe a des Segmentes und der Unterwassertiefe h_u derart abhängt, daß eine Auftragung der Funktion

$$p = f \left(\frac{h_o \cdot q}{h_u \cdot a} \right) \quad (6)$$

sinnvoll erscheint (Abb.18). Durch diesen Ausdruck werden letztlich die Abflußbedingungen am Wehr sowie die Stellung der Segmente erfaßt.

Die derart aufbereiteten Versuchsergebnisse zeigen, daß der kleinste Überdruck über der Wehrschwelle sehr stark von den Abflußbedingungen abhängt, was sich in der verhältnismäßig steilen Neigung der eingezeichneten Schwerpunktlinien ausdrückt.

Als Normalfall ist der Betriebszustand anzusehen, in dem alle Wehrfelder durchströmt werden und das Kraftwerk die installierte Turbinenleistung voll ausnutzt. Unabhängig vom Wehrabfluß sind in diesem Fall an keiner Stelle der Wehrschwelle und des Tosbeckens negative Überdrücke gemessen worden.

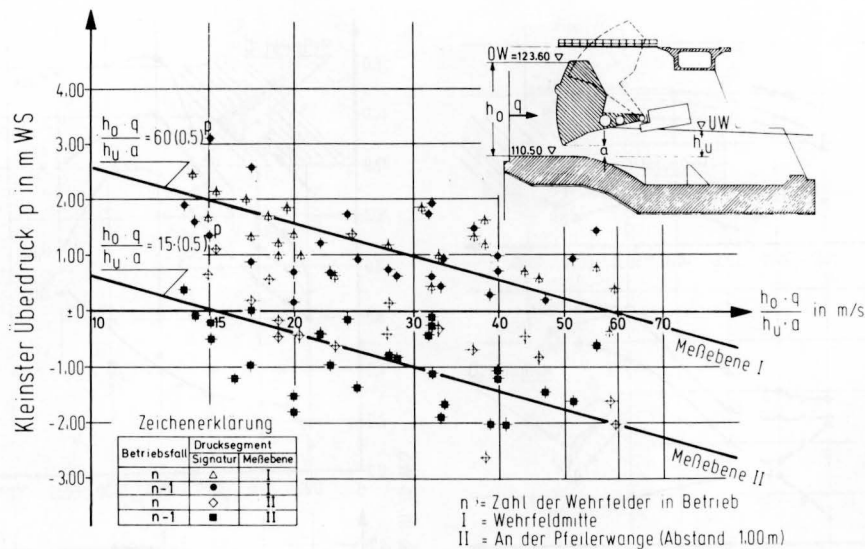


Abb.18 Jeweils kleinster Überdruck über der Wehrschwelle in Feldmitte und entlang der Pfeilerwange in Abhängigkeit vom Wehrdurchfluß [18]

Beim Ausfall einer Wehröffnung ist an der Pfeilerwange im Bereich des Segmentauftreffpunktes ein leichter negativer Überdruck zu beobachten, der zweifelsfrei mit der Wirbelbildung am Randpfeiler des versperren Wehrfeldes zusammenhängt, jedoch unter den ungünstigsten Umständen nur - 0,30m WS beträgt. Tritt zusätzlich noch Stromausfall ein, bei dem die Turbinen auf Entlasterbetrieb umschalten müssen, dann erhöht sich dieser lokale negative Überdruck auf - 1,60 m WS.

Ein solches Ereignis hat aber eine verhältnismäßig geringe Eintrittswahrscheinlichkeit und wäre dann überdies so kurzzeitig, daß sich mit hoher Vertrauensgrenze die Gefahr eines Werkstoffschadens ausschließen läßt. Es ist auch zweifelhaft, ob die Forderung nach einem Überdruck Null bzw. nach einem positiven Überdruck an allen Stellen der Wehrschwelle durch eine wirtschaftlich noch vertretbare Lösung erfüllt werden kann.

Zur Vervollständigung der Versuchsdaten wurde auch eine Absenkung der natürlichen Unterwasserstände um 1,0 m vorgenommen, mit dem Ergebnis, daß dann dieser örtliche negative Überdruck an der Pfeilerwange das Maß von - 2,60 m WS erreicht.

Die an den Strahlaufreißern, zwischen ihnen auf der Wehrschwelle und an den Verteilerklötzen im Sturzbett installierten Differenzdruckaufnehmer brachten das Ergebnis, daß an allen ausgewählten Meßstellen (Meßpunkte a bis e) ein positiver Überdruck auftritt, der im großen und ganzen je nach Ort mehr oder weniger stark mit dem Wehrabfluß anwächst (Abb.19).

Die einzelnen Wehr- und Kraftwerksbetriebsfälle, wie sie beim Verschuß einer Wehröffnung und bei Stromausfall auftreten können, haben nur einen geringen Einfluß auf die Überdrücke an diesen Einbauten im Sturzbett. Der größte Überdruck ist mit $H_{max} = 16,0$ m WS an der vertikalen Stirnfläche der Verteilerklötze (Meßpunkt d) gemessen worden, wenn die Wehrabflüsse gegen 4000 m³/s und darüber hinaus gehen. Die Druckschwankungen ΔH können hierbei bis zu 7 m WS betragen. An der geneigten Rückseite der Verteilerklötze

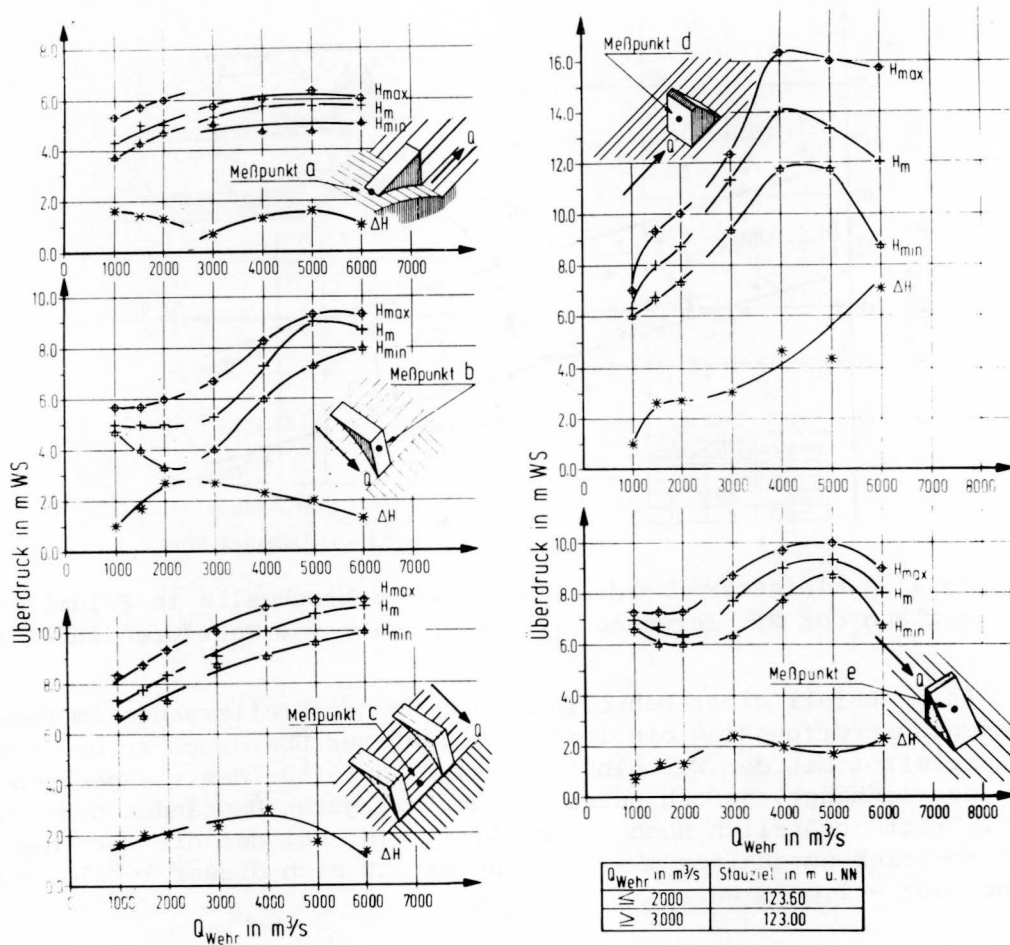


Abb. 19 Überdruck an den Strahlaufreißern und den Verteilerklötzen in Abhängigkeit vom Wehrabfluß unter den angehobenen Segmenten ($n = 6$; Kraftwerksbetrieb)

(Meßpunkt e) herrschen Überdrücke von maximal 10,0 m WS, die in einem Bereich von 2,5 m WS schwanken können. Diese Werte gelten in Annäherung auch für die senkrechte Rückwand der Strahlaufreißer (Meßpunkt b).

5. Gesamtmodell der Stauanlage

Betrachtet man im Modell den Einfluß bestimmter Bauwerke auf die Strömungsvorgänge, so zieht man aus Gründen der Vereinfachung des Versuchsprogramms nicht die breite Skala aller möglichen Abflüsse von Niedrigwasser bis zum Bemessungshochwasser heran, sondern greift sich zur Untersuchung einen sogenannten maßgebenden Abfluß heraus, der je nach der Funktion des Bauwerkes verschieden sein kann.

Für die Ausbildung der Bauwerke am Wehr ist im Hinblick auf die Frage nach der maximalen Leistungsfähigkeit des Wehres das sogenannte 1000-jährliche Hochwasser von $Q_1 = 7500 \text{ m}^3/\text{s}$ maßgebend. Die Baugrubenumschließungen werden der begrenzten Bauzeit wegen nur für ein 25-jährliches Hochwasser von $Q_2 = 4800 \text{ m}^3/\text{s}$ ausgelegt, was dann auch der Untersuchungsabfluß ist. Dieses Hochwasser gibt auch den Bemessungsfall für die Sohlensicherung unterhalb des Sturzbettes vor, wobei man davon ausgeht, daß die bei

stärkeren Wasserführungen möglicherweise auftretenden Schäden hinterher wieder behoben oder saniert werden können, ohne den Bestand des Wehrbauwerkes nennenswert zu gefährden. Die Untersuchungen der Strömungsverhältnisse bezüglich der Wirkung auf das fahrende Schiff erfolgen beim höchsten schiffbaren Wasserstand mit $HSQ = 2930 \text{ m}^3/\text{s}$, bei dem sich infolge der großen Strömungsgeschwindigkeiten die ungünstigsten Bedingungen einstellen. Für die Gestaltung des Kraftwerkseinlaufes ist, um diese Aufzählung zu den kleineren Abflüssen hin fortzusetzen, die größte Betriebswassermenge von $Q = 1100 \text{ m}^3/\text{s}$ von Bedeutung, und die Vorgänge bei der Inbetriebnahme der Staustufe müssen beim Fall des Niedrigwassers angesehen werden, da sich hier die geringsten Wassertiefen einstellen. Bei manchen Aufgaben ist aber diese Einengung auf den maßgebenden Bemessungsfall nicht ausreichend, um alle Strömungsabläufe übersehen oder sogar in ihren funktionalen Zusammenhängen darstellen zu können. Hier hilft man sich mit einer größeren Zahl von Abflußfällen, die den Bereich von Niedrigwasser bis zum Bemessungshochwasser wohl nur punktwise aber so gleichmäßig unterteilt überdecken, daß Interpolationen möglich sind und zum Ziel führen.

5.1 Baugrubenumschließungen

Zum Bau des Wehres auf dem linken Vorland sowie des Krafthauses und der beiden Schleusenammern auf dem rechten Vorland sind zwei Baugrubenumschließungen notwendig, die von beiden Seiten bis an das eigentliche Flußbett heranreichen und darin aber einen bordvollen Abfluß ohne Störungen zulassen. Die Höhe der Baugrubendammkronen ist zu NN + 118,00 m (links) und NN + 117,50 m (rechts) angegeben worden.

Durch die Baugrubenumschließungen [7] im Modell sollten

1. die sich bei diesen Baumaßnahmen ergebenden Wasserspiegellhöhen bzw. der durch sie verursachte Aufstau ermittelt werden und
2. der Nachweis erbracht werden, daß die gewählte Höhenlage der Dammkronen für einen Abfluß von $Q = 4000$ bis $5000 \text{ m}^3/\text{s}$ ausreichend ist.

Die durch die Baugrubenumschließungen bewirkte Anhebung des Wasserspiegels im Oberwasser beträgt nach den Versuchsergebnissen maximal 20 cm. Im Bereich der Baugruben und stromabwärts von ihnen stellt sich eine Absenkung des Wasserspiegels ein, die bis zu einem Abfluß von $Q_2 = 4800 \text{ m}^3/\text{s}$ maximal 10 cm beträgt und mit der durch die Einengung verursachten Zunahme der Strömungsgeschwindigkeiten erklärt werden kann. Die Grenze der Beeinflussung ist beim bordvollen Abfluß von $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ gegeben; geringere Abflüsse werden durch die Baugruben nicht berührt. Mit der gewählten Höhenlage der Baugrubendamme werden die rechtsseitige Baugrubenumschließung für Kraftwerk und Schleusen bei einem Abfluß von ca. $5300 \text{ m}^3/\text{s}$ und die Wehrgrube auf der linken Seite bei einem Abfluß von ca. $6400 \text{ m}^3/\text{s}$ überströmt (Abb.20). Sie sind also mit genügender Sicherheit für ein 25-jährliches Hochwasser gegenüber Überfluten ausgelegt.

5.2 Formgebung der Wehrwangen und der Wehrbucht

Das durch die großmaßstäblichen Rinnenversuche Schritt für Schritt entwickelte Tosbecken konnte nun in das kleinmaßstäbliche Flächenmodell der Stauanlage übernommen werden, um den Fragen nach der Gestaltung der weiteren

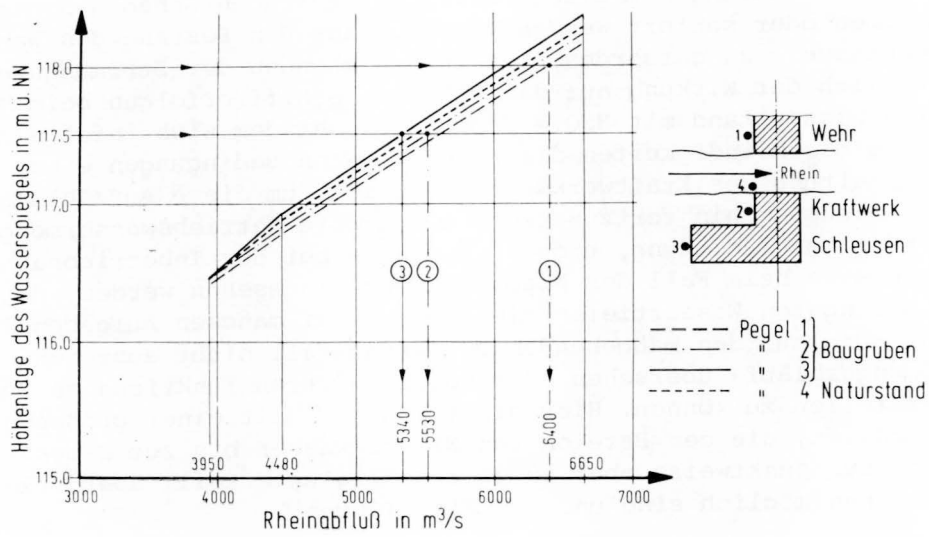


Abb.20 Wasserspiegelhöhen an den Baugrubenumschließungen

Bauwerke am Wehr nachzugehen, soweit für diese räumliche Strömungserscheinungen in der ober- und unterstromigen Wehrbucht von Bedeutung waren.

Zunächst stand die Untersuchung des Trennpfeilers und des Landanschlusses im Oberwasser der Wehranlage an (Abb.21), die unter Anlegung der folgenden, in Frageform gefaßten Kriterien vorgenommen wurde [8].

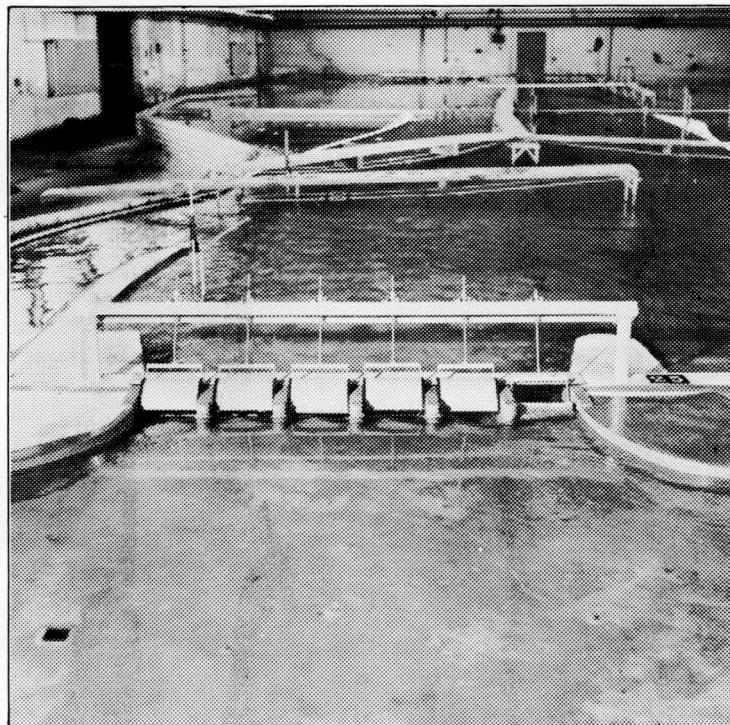


Abb.21 Oberstromiger Landanschluß (links) und Wehrtrennpfeiler (rechts) in der zur Ausführung vorgeschlagenen elliptischen Form

1. Inwieweit war durch die einzelnen Formen garantiert, daß bei $n - 1$ Wehröffnungen und beim Abfluß des Bemessungshochwassers keine Stauerhöhung über den auf NN + 123,00 m abgesenkten OW-Spiegel auftrat?
2. In welcher unterschiedlicher Weise mußten bei den betrachteten Varianten die Segmente gehoben oder gar in Endlage gebracht werden, um die geforderte Spiegellage im OW zu erhalten?
3. Tritt eine ungleichmäßige Beaufschlagung der unterströmten Segmente auf?
4. Ist ein ablösungsfreier Verlauf der Strömung an den seitlichen Leitbauwerken gewährleistet?
5. Werden alle sechs Wehrfelder gleichmäßig beaufschlagt?

Die Anlegung dieser Beurteilungsmaßstäbe führte über mehrere Zwischenstationen zu einer ellipsenförmigen Gestalt der Wehrwangen, deren günstige Wirkung auf den Strömungsverlauf und die Wasserspiegellagen im Oberwasser sie als Ausführungsvorschlag auszeichnet. Die vorgeschlagene Form (Abb.22) stellt die sogenannte "kurze Ellipse" nach ROUVE [28] dar, die auch bei dessen Untersuchungen unter 12 betrachteten Formen die geringsten Verluste ergab.

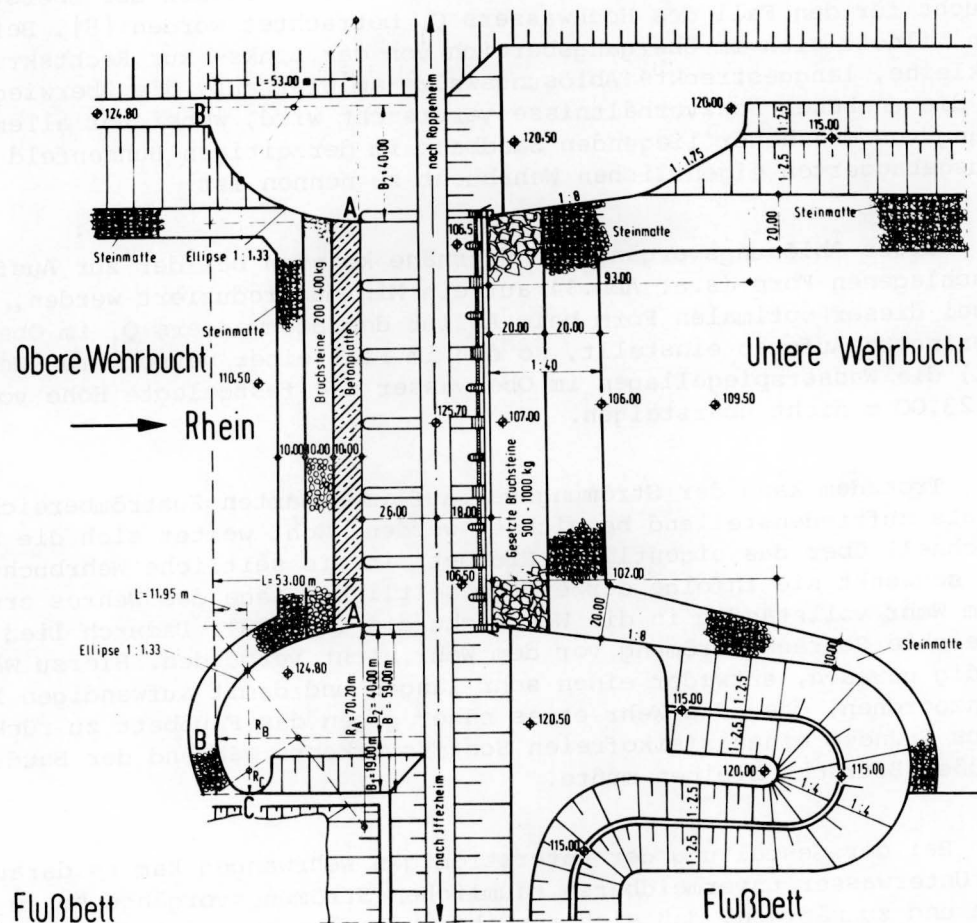


Abb.22 Ausführungsvorschlag für die Wehrwangen und die flächenmäßige Ausdehnung der Sohlensicherung [18]

Bei dieser Form ist die Breite B_2 nach den vom Neubauamt Oberrhein genannten Platzansprüchen zu 40,00 m gewählt worden, mit der sich die übrigen geometrischen Größen B , B_1 und L nach den Beziehungen von ROUVE so ergaben, daß das Achsenverhältnis der im Grundriß elliptisch geformten Trennmole 1:1,33 beträgt.

$$0,85 B \leq L \leq 0,95 B \quad (7)$$

$$0,28 B \leq B_1 \leq 0,35 B \quad (8)$$

$$0,72 B \geq B_2 \geq 0,65 B \quad (9)$$

Nach den Versuchsergebnissen ist der Trennpfeiler vom Punkt A bis zum Punkt C in senkrechter Bauweise auszuführen, der weitere Verlauf kann frei nach wirtschaftlichen, bautechnischen oder konstruktiven Erwägungen gestaltet werden. Der Landanschluß ist vom Punkt A bis zum Punkt B so weit senkrecht anzuordnen, wie es die anschließende Böschung der oberstromigen Wehrbucht zuläßt. Beide Wehrwangen sollen im Oberwasser hochwasserfrei liegen.

Durch eine entsprechende Formgebung der oberstromigen Wehrbucht im Grundriß konnten die zunächst ungünstigen Anströmverhältnisse weiter verbessert werden.

Ausgehend vom Ausgangsentwurf sind mehrere Formen der oberstromigen Wehrbucht für den Fall des Hochwassers Q_1 betrachtet worden [8]. Bei allen Formen bildete sich im Übergangsbereich von der Links- zur Rechtskrümmung eine kleine, langgestreckte Ablösungswalze am Ufer aus, die überwiegend durch die unebenen Sohlverhältnisse verursacht wird, wobei vor allem der Übergang von der höher liegenden Sandbank im derzeitigen Bühnenfeld zur tiefer ausgebagerten eigentlichen Wehrbucht zu nennen ist.

Diese Ablösungsvorgänge in Ufernähe konnten bei der zur Ausführung vorgeschlagenen Form (s.a. Abb.1) auf ein Minimum reduziert werden, wie sich auch bei dieser optimalen Form beim Abfluß des Hochwassers Q_1 im Oberwasser der geringste Aufstau einstellt, so daß im Fall einer versperrten Wehröffnung ($n - 1$) die Wasserspiegellagen im Oberwasser die festgelegte Höhe von NN + 123,00 m nicht übersteigen.

Trotzdem kann der Strömungsverlauf im gesamten Zuströmbereich noch nicht als zufriedenstellend bezeichnet werden. Wohl weitet sich die Strömung sehr schnell über das eigentliche Flußbett in die seitliche Wehrbucht aus, jedoch schwenkt sie infolge der extrem seitlichen Lage des Wehres erst kurz vor dem Wehr vollständig in die Wehrbucht ein (Abb.23). Dadurch ließ sich eine leichte Schräganströmung vor dem Wehr nicht vermeiden. Hierzu wäre es notwendig gewesen, entweder einen sehr langen und damit aufwendigen Leitdamm anzuordnen, oder das Wehr etwas näher gegen das Flußbett zu rücken, was aber aus Gründen eines risikofreien Schiffsverkehrs während der Baudurchführung außer Betracht bleiben mußte.

Bei der Gestaltung der unterstromigen Wehrwangen kam es darauf an, die im Unterwasser unvermeidbaren räumlichen Strömungsvorgänge so zu beeinflussen und zu mäßigen, daß sich aus ihnen die geringstmögliche Wirkung auf die befestigte und unbefestigte Sohle ergab. Damit bot sich die Kolkbildung im Unterwasser der Wehranlage in Verbindung mit der Anordnung der Befestigungsstrecke unterhalb des Tosbeckens als Beurteilungskriterium an [11].

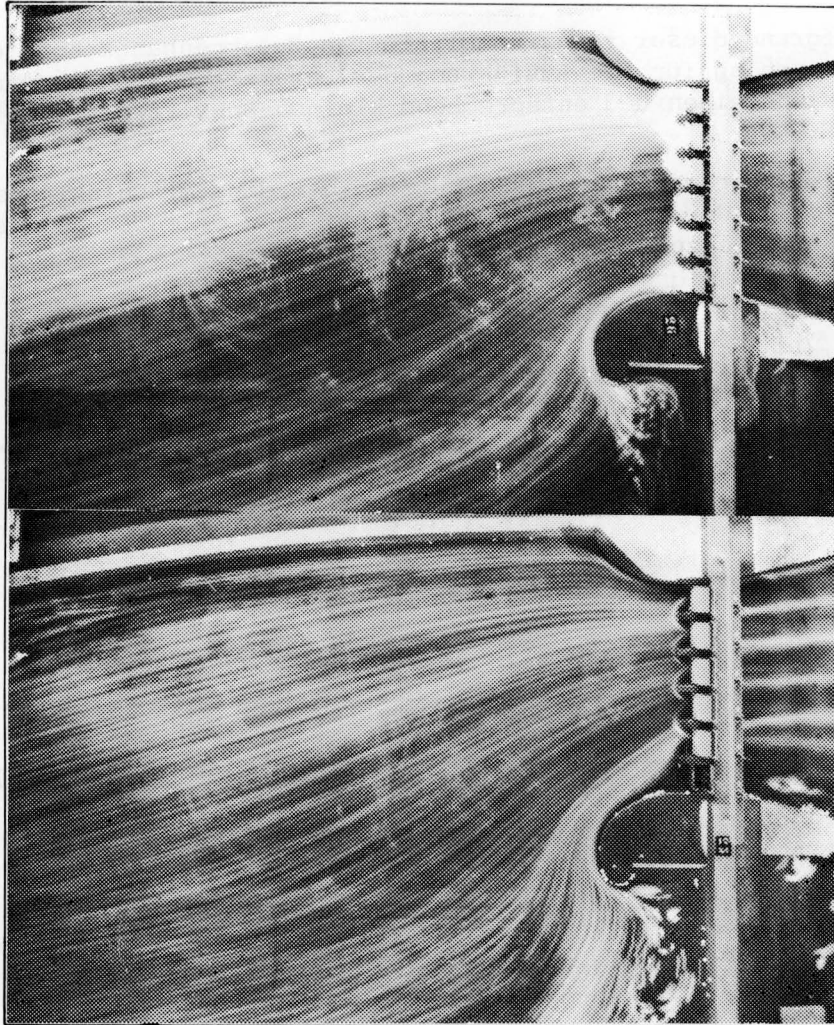


Abb.23 Strömungsverlauf in der oberstromigen Wehrbucht beim Bemessungshochwasser durch n Wehröffnungen (oben) und durch n-1 Wehröffnungen (unten)

Die wichtigsten Beobachtungen und Erkenntnisse aus diesen Untersuchungen sind (Abb.22):

1. Es ist im Interesse einer Verringerung der Strömungsgeschwindigkeiten günstig, wenn sich die Wehrwangen im Unterwasser trichterförmig erweitern, jedoch darf diese Erweiterung im Grundriß nicht so stark sein, daß sie nicht mehr von der Strömung angenommen wird und sich Ablösungsvorgänge und die sie begleitenden tiefen örtlichen Kolke einstellen.
2. Der Übergang von dem im Wehrbereich senkrecht gefaßten Widerlager auf das geböschte Ufer sollte nicht durch eine Verwindung erfolgen, da bei einer derartigen Ausbildung an der Landseite ein besonders tiefer Kolk beobachtet werden konnte.
3. Im allgemeinen nehmen die Kolktiefen mit zunehmender Länge der Befestigungsstrecke ab. Durch die Form und vor allem durch die Länge der seitlichen Wehrwangen kann dieser Zusammenhang aber gestört oder abschnittsweise sogar umgekehrt werden, wie man auch schon aus früheren Untersuchungen weiß [14][15]. Die Länge der unterstromigen Wehrwangen kann daher nur in

Verbindung mit der Länge der erforderlichen Sohlbefestigung gesehen werden.

Aufgrund dieser recht komplizierten Zusammenhänge konnte der auf Abb.22 gezeigte Vorschlag für die Ausführung der unterstromigen Wehrwangen nur mit langen Versuchsreihen und entsprechend kleinen Schrittweiten gefunden werden.

Betrachtet man nun die Kolk-tiefen bei diesem Ausführungsvorschlag in prozentualer Zuordnung zum Ausgangsentwurf, dann erkennt man die erzielte Verbesserung, die bis zu einer Befestigungslänge von 70 m durchweg 33 % beträgt, bei längeren Befestigungsstrecken jedoch stetig auf 46 % anwächst (Abb.24).

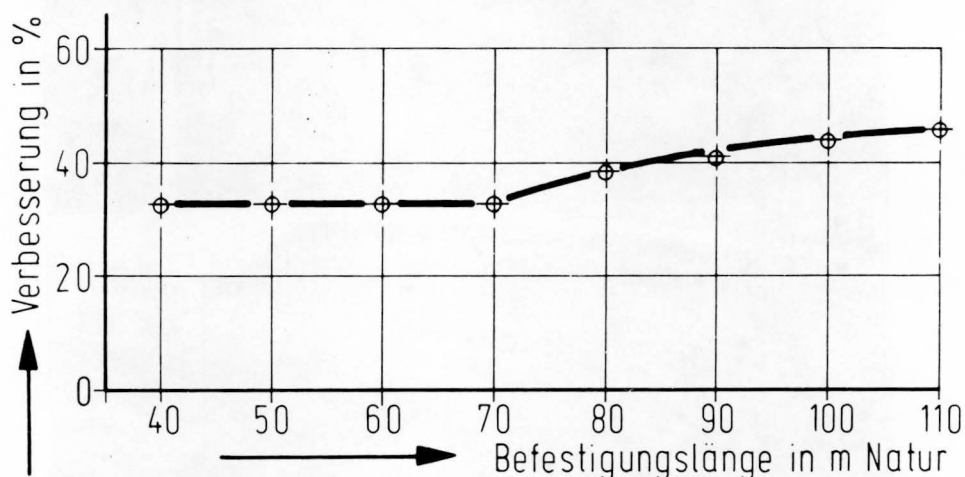


Abb.24 Ausführungsvorschlag der unterstromigen Wehrwangen: Verbesserung der Kolk-situation in % zum Ausgangsentwurf

Während die Linienführung der Wehrbucht im Oberwasser durch den Nachweis der möglichst ablösungsfreien Zuströmung zum Wehr und des schadensfreien Aufstaus beim Hochwasserdurchgang Q_1 festgelegt worden ist, ist sie im Unterwasser am Kriterium der Kolkbildung stromab des Wehres untersucht worden [11]. Diese Kolkversuche brachten das Ergebnis, daß die im Ausgangsentwurf fixierte Linienführung der unterstromigen Wehrbucht (s.a. Abb.1) die bestmögliche darstellt. Bei einer aus Kostengründen erwogenen Verkürzung der Wehrbucht tritt eine deutliche Zunahme der Kolk-tiefen unterhalb des Wehres auf, die verständlicherweise auf der Uferseite am größten ist.

5.3 Ausbildung der Sohlensicherung

Bei der Behandlung des Sturzbettes im Abschnitt 4.2 wurde schon ausführlich darauf hingewiesen, daß die räumlichen Strömungsvorgänge im Unterwasser des Wehres mit den seitlichen Ablösungserscheinungen, wie auch die starken Unruhen in der Strömung beim Verschluß einer Wehröffnung eine Sohlensicherung unterhalb des Sturzbettes erforderlich machen, deren Abmessungen durch eingehende Kolkversuche im Gesamtmodell der Stauanlage ermittelt worden sind [11]. Im Zuströmbereich oberhalb des Wehres muß ebenfalls eine Befestigungsstrecke angeordnet werden, für die allerdings andere, mit dem Vorgang der Pfeilerkolkbildung eng verwandte Gründe maßgebend sind.

5.3.1 Geometrie der Befestigungsstrecke

Beginnt man die Betrachtung auch hier wieder im Oberwasser, so muß dort nach dem Ergebnis der Untersuchungen im Rinnenmodell eine 30 m nach oberstrom reichende Befestigungsstrecke angeordnet werden, um den von den Wehrpfeilern verursachten Hufeisenwirbelsystemen Rechnung zu tragen. Beim Verschluß einer Wehröffnung bildet diese mit den anliegenden Pfeilern ein gedrunenes breites Hindernis, das die Pfeilerkolkbildung verstärkt.

Ebenfalls von den Untersuchungen im Rinnenmodell her und im Einklang mit früheren Erfahrungen [15] war für die Befestigungsstrecke im Unterwasser schon bekannt, daß diese am Tosbeckenende mit einem strömungstechnisch günstigen Absatz von 0,50 m nach unten beginnen soll, womit nur noch die Frage nach deren Länge und Neigung anstand.

Hinsichtlich der Befestigungslänge lag von der Betrachtung der Wehrwangen schon ein erstes Teilergebnis vor (Abb.25), das auf eine "optimale Länge" [15] von 40 m hinweist, wenn man die Kolkttiefen in Verbindung mit den Erstellungskosten der Sohlensicherung sieht und auch daran denkt, daß die Abmessungen der Baugrube für das Wehr die Erstellung in Trockenarbeit zulassen, was bei Befestigungslängen über 60 m hinaus nicht mehr möglich ist.

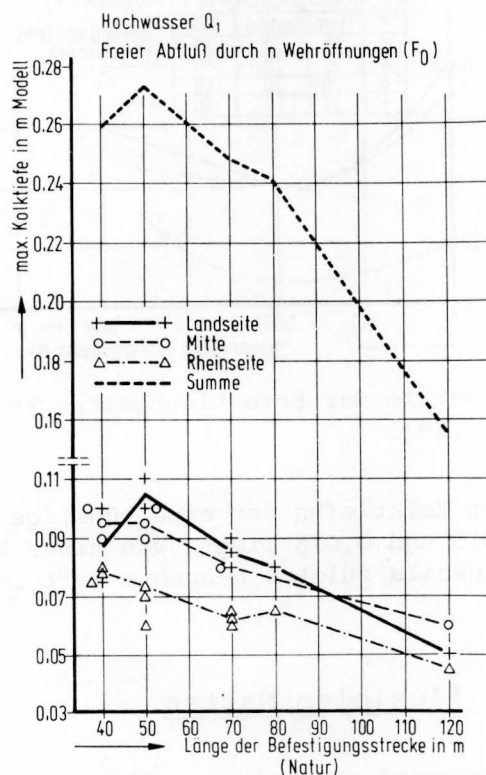


Abb.25 Einfluß der Befestigungslänge auf die Kolkttiefen im Gesamtmodell [18]

Betrachtet man den Zusammenhang zwischen Befestigungslänge und Kolkttiefen genauer, und zwar beim Bemessungsfall für die Sohlensicherung, der beim 25-jährlichen Hochwasser $Q_2 = 4800 \text{ m}^3/\text{s}$ liegt, und sucht sich hier den ungünstigsten Betriebsfall S_1 heraus (erste Öffnung von links verschlossen), so findet man bestätigt, daß unter den mit Rücksicht auf die Abmessungen der

Baugrube infrage kommenden Befestigungslängen bis zu 60 m eine 40 m lange Befestigungsstrecke eindeutig die geringsten Kolk-tiefen aufweist (Abb.26, oben). Es wurde schon gesagt, daß die hier zu beobachtende Umkehrung der früher gezeigten allgemeinen Abnahmetendenz abschnittsweise möglich ist und mit der Form und der Länge der unterstromigen Wehrwangen zusammenhängt, was im vorliegenden Fall optimal genutzt worden ist.

Jetzt ist nur noch die Frage nach der Neigung der Befestigungsstrecke im Längsschnitt offen, die sich mit den Versuchsergebnissen wie folgt beantworten läßt (Abb.26, unten).

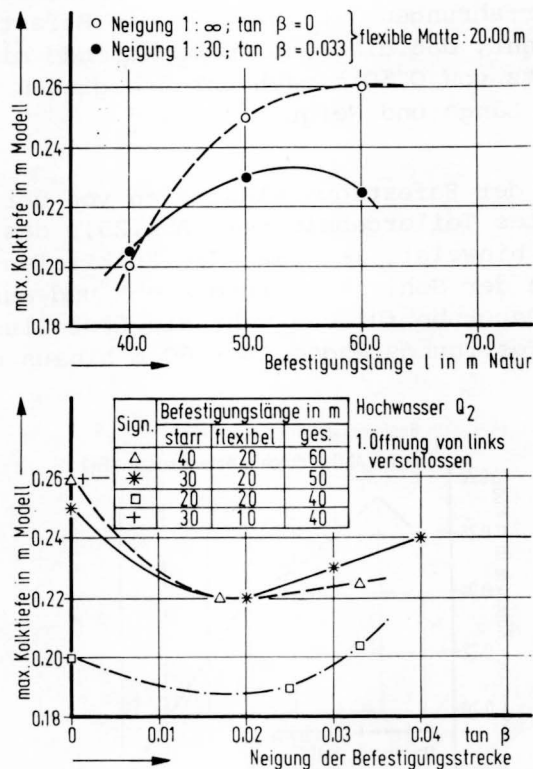


Abb.26 Einfluß der Geometrie der Befestigungsstrecke auf die Kolk-tiefen im Gesamtmodell [18]

Hinsichtlich der Kolk-tiefen ist eine günstige Neigung dann gegeben, wenn $\tan \beta$ zwischen 0,015 und 0,025 liegt, was einer Neigung von 1:65 bzw. 1:40 gleichkommt. Der jeweils zuletzt genannte Wert ist im Ausführungsvorschlag berücksichtigt.

5.3.2 Anordnung der flexiblen Matten

Auf die stabilisierende Wirkung von flexiblen Steinmatten im Randbereich der Befestigungsstrecke zur freien auskolkenden Flußsohle wurde schon früher hingewiesen [15]. Durch sie wird verhindert, daß sich die Kolke von rückwärts her in die Befestigungsstrecke hineinarbeiten und im Laufe der Zeit sie zerstören. Die an die flexiblen Matten zu erhebenden Forderungen, wie Verformbarkeit, satte Auflage, Filteraufbau, Wasserdurchlässigkeit und ausreichende Verankerung sind ebenfalls bekannt. Es bot sich daher an, die 40 m lange Befestigungsstrecke in einen sog. festen bzw. starren Abschnitt unmittelbar im Anschluß an das Tosbecken und in einen daran an-

schließenden flexiblen Abschnitt zu unterteilen, wobei nur die Frage nach den jeweiligen Unterteilungslängen zu beantworten war. Im Modell wurde die flexible Sohlensicherung mit Steinmatten nachgebildet, jedoch sind auch andere Konstruktionen möglich.

Die Kolkversuche ergaben, daß eine 10 m breite Steinmatte nicht ausreicht, um die oberstromige Kolkböschung in ausreichender Weise abzudecken. Dadurch wird die Matte stark unterhöhlt und fällt dann so steil ab, daß sie ihre Funktionstüchtigkeit verliert und die einzelnen Steine der starren Sicherungsstrecke in den Kolkessel abrutschen (Abb.27).

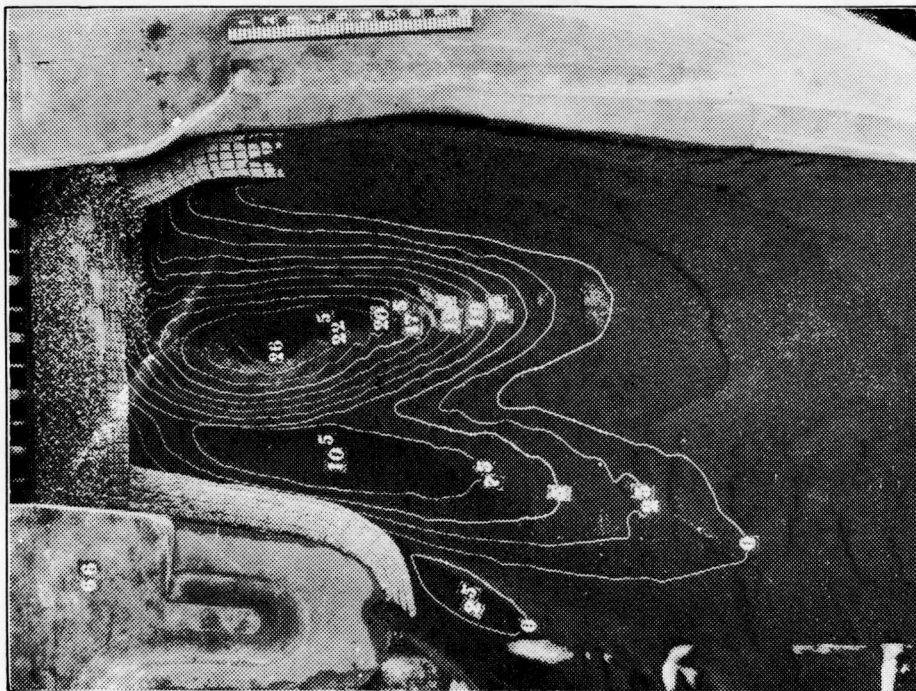


Abb.27 Kolk-situation und Zerstörung der Sohlensicherung bei ungenügender Ausbildung der flexiblen Übergangsstrecke nach Hochwasserdurchgang Q_2 und Betriebsfall S_1

Eine 20 m breite Steinmatte (Abb.28) bietet unter den gleichen Versuchsbedingungen den erforderlichen Schutz. Sie paßt sich gut der Kolkböschung an, obwohl entlang der gesamten Befestigungskante ungleiche Kolk-tiefen mit unterschiedlichen Böschungsneigungen vorliegen (Abb.29).

Es ist bestimmt kein Zufall, daß mit einer derartig dimensionierten, flexiblen Sohlensicherung die maximale Kolk-tiefe ermäßigt und der tiefste Kolkpunkt weiter nach unterstrom verschoben werden konnte, so daß jetzt ein deutlich flacherer Kolk vorliegt. Denn es ist bekannt, daß Schäden an der Befestigungsstrecke tiefere Kolke nach sich ziehen, und diese wiederum den weiteren Abbruch an der Befestigungskante und den Fortgang der Zerstörungen beschleunigen und es damit zu einer negativen Rückkopplung kommt, wenn einmal erste Schäden die Sicherungsstrecke erfaßt haben.

Wie die Kolkversuche weiter gezeigt haben genügt es nicht, die Kolk-bildung nur in Richtung auf das Wehr zu sehen, sondern es müssen auch die Wehrwangen bzw. das Ufer der Wehrbucht mit in die Überlegungen zur Kolk-sicherung der Bauwerke im Unterwasser eingeschlossen werden (s.a. Abb.22).



Abb.28 Kolsituation und stabiler Zustand der Sohlensicherung bei einwandfreier Ausbildung der flexiblen Übergangsstrecke nach Hochwasserdurchgang Q_2 und Betriebsfall S_1

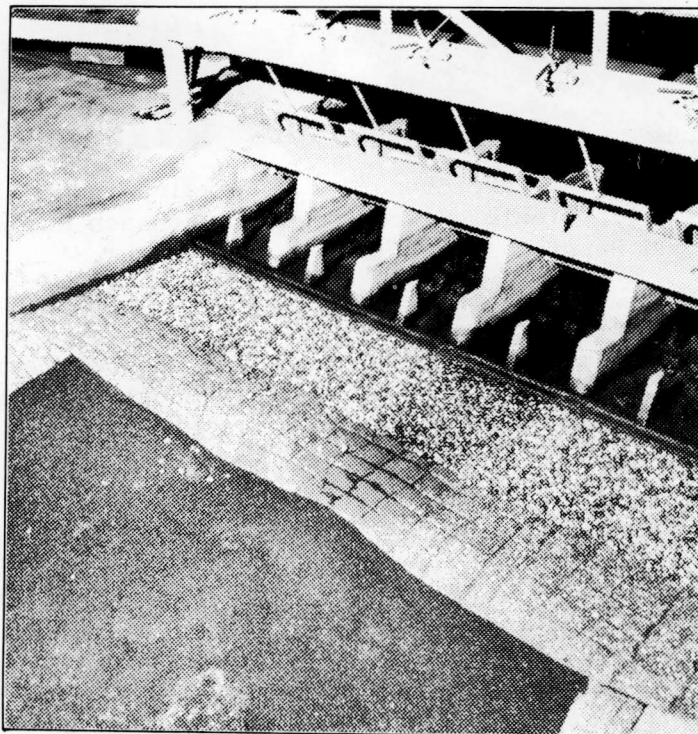


Abb.29 Günstige Wirkung einer flexiblen Steinmatte auf die Stabilität der Befestigungskante

Die Kolke sind für die seitlichen Böschungen immer dann gefahrlos, wenn ausreichend breite Steinmatten vor ihrem Fuß liegen, die den ungleichen Eintiefungen folgen können und durch ihre satte Auflage auf den natürlichen Untergrund keine Unterhöhlungen zulassen. Dadurch können der schädliche Abbruch des Böschungsfußes und die damit verbundenen Rutschungen vermieden werden (Abb.30).



Abb.30 Anordnung der flexiblen Matten zum Schutz der Trennmole und der Uferböschung

Nach den Untersuchungen im Teilmodell der Wehranlage ist auch im Oberwasser eine flexible Sohlensicherung erforderlich, deren Bedeutung dort noch weit größer ist als im Unterwasser, da die Strömung von der auskolken- den natürlichen Sohle gegen die Kante der Befestigungsstrecke anläuft und dort gefährliche Unterhöhlungen und Kantenabbrüche bringen kann. Auf keinen Fall darf aber im Oberwasser des Wehres die Befestigungsstrecke mit einer lotrechten Wand, z.B. Spundwand, gegen die bewegliche Sohle abgeschlossen werden, da sie beim Anströmen am Fuß sehr stark auskolkt [15].

5.3.3 Untersuchung des Ausführungsvorschlages

Die bisher erläuterten Untersuchungen über die Gestaltung des Sturz- bettes, die Ausbildung der Wehrwangen und die Geometrie der Befestigungs- strecke im Oberwasser und unterhalb des Wehres einschließlich ihres flexib- len Abschnittes haben Schritt für Schritt zu einem Ausführungsvorschlag für diese Bauwerke geführt (Abb.22).

Die für den konstruktiven Entwurf der Sohlbefestigung wichtige Fra- ge nach den erforderlichen Stückgewichten der Bruchsteine im sog. starren Teil der Sicherungsstrecke kann nach den Versuchsergebnissen aus beiden Mo- dellern so beantwortet werden, daß im Unterwasser Steingewichte zwischen 500 und 1000 kg ausreichend sind, um den gefährlichen Angriffen der Strömung beim Verschluß einer Wehröffnung zu widerstehen, wenn man den vorgegebenen Bemes-

sungsfall des 25-jährlichen Hochwassers Q_2 zugrunde legt. Im Oberwasser kann man mit Einzelgewichten zwischen 200 und 400 kg auskommen. Hierbei ist in beiden Bereichen eine Verklammerung oder ein Verbund der Bruchsteine nicht berücksichtigt worden.

Bei der eingehenden Untersuchung des Ausführungsvorschlages nahm der Einfluß der Wehrbedienungsfälle auf die Stabilität der Befestigungsstrecke und auf die Kolkbildung einen breiten Raum ein. Die in diese Richtung zielenden Versuche brachten das Ergebnis, daß die geringsten Kolk-tiefen dann auftreten, wenn das Wehr in all seinen Öffnungen gleichmäßig durchströmt wird (Abb.31, unten). Bei diesem Betriebsfall S_0 trifft man auch über die Wehrbreite relativ gleichmäßige Kolkkonturen an, die in Annäherung eine zwei-dimensionale, vertikalebene Betrachtung der Kolkerscheinungen im Unterwas-ser gestatten. Bleibt eine Wehröffnung verschlossen, tritt der für diesen Abfluß typische dreidimensionale Kolk auf, der sich durch einen tiefen, oval geformten Kolkessel in der Wehrmitte auszeichnet (Abb.28). Hierbei liegt der ungünstigste Fall dann vor, wenn das linke Wehrfeld versperrt ist (S_1), während der Ausfall einer Öffnung im mittleren Wehrbereich (beispielsweise S_3) etwas geringere Kolk-tiefen zur Folge hat. Der Verschluß der rechten Randöffnung (S_6) führt nahezu wieder an die tiefen Kolke von S_1 heran. Wei-ter stellt man im Einklang mit den Rinnenuntersuchungen fest, daß die Kolk-tiefen stetig mit der Größe des Wehrdurchflusses anwachsen. Auf diese Er-scheinungen wird man bei der späteren Wehrbedienung zu achten haben.

Die Auftragung der gemessenen Kolk-tiefen als Funktion der Versuchs-zeit zeigt, daß man nach 7 h nicht mehr weit vom sog. End- oder Beharrungs-zustand der Kolkentwicklung entfernt ist (Abb.31, oben).

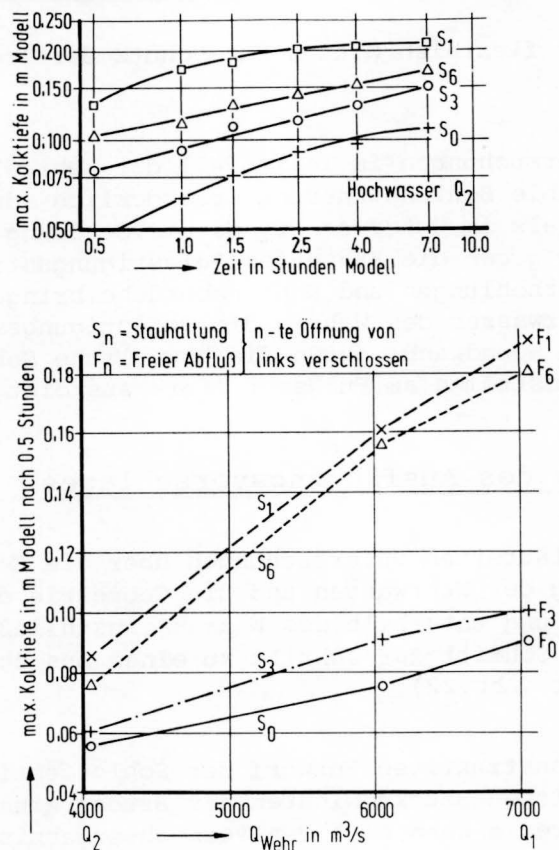


Abb.31 Einfluß der Wehrbetriebsfälle und der Versuchszeit auf die Kolk-tiefen im Gesamtmodell [18]

Die gewählten Abmessungen der Baugrube für das Wehr auf dem linken Rheinvorland lassen es zu, die Sohlbefestigung in ihrer empfohlenen Länge im Trockenem zu erstellen. Damit ist es möglich, die Sohlensicherung vom anstehenden Untergrund her in verschiedenen Stufen filtergerecht bis zur Decklage aufzubauen, was gerade bei den hochturbulenten Erscheinungen unterhalb des Tosbeckens und der ihnen innewohnenden Liftwirkung von großer Bedeutung ist.

5.4 Leistungsfähigkeit des Wehres; Wasserspiegellagen

Die wichtigsten Ergebnisse der Untersuchungen über die Leistungsfähigkeit der Wehranlage sind schon früher bei der Behandlung der Versuche im Teilmodell (Abschnitt 4.1) und bei deren Zuordnung zu den Messungen im Gesamtmodell (Abschnitt 2) niedergeschrieben worden. Bei den an dieser Stelle interessierenden Untersuchungen ging es in erster Linie um den Nachweis der Leistungsfähigkeit der Wehranlage beim Wehrabfluß von $Q = 7050 \text{ m}^3/\text{s}$, wie er sich beim 1000-jährlichen Hochwasser Q_1 ergibt. Nach dem vorgegebenen Wehrréglement sollten auch in diesem außergewöhnlichen Hochwasserfall die Segmente in Staustellung bleiben (Betriebsfall S), jedoch durfte der Oberwasserspiegel am Bezugspegel bei Rhein-km 333,000 auf der linken Rheinseite in keinem Fall die Höhe von NN + 123,00 m übersteigen, selbst wenn man den Verschluß einer Wehröffnung ($n - 1$) berücksichtigt.

Die im Gesamtmodell durchgeführten Messungen [8] geben Auskunft, daß dieses Ziel durch die gewählten Wehrabmessungen sowie durch die baulichen Maßnahmen am Trennpfeiler und in der Wehrbucht erreicht werden konnte, wenn man speziell die Ergebnisse am vorher genannten Bezugspegel betrachtet. Die Wehranlage erfüllt demnach die an sie gestellten Forderungen hinsichtlich der Abführung des Hochwassers bei $n-1$ Wehröffnungen. Allerdings ist dieser Nachweis der Leistungsfähigkeit der Wehranlage wegen des sich am Wehr ergebenden unvollkommenen Ausflusses (s.a. Abschnitt 4.1) an die Höhenlage des Unterwassers am Wehr (Abb.32) gekoppelt, die für die Rheinabflüsse über $4480 \text{ m}^3/\text{s}$ auf eine Extrapolation der Abflußkurve für das Modellende zurückgeht (Abb.33).

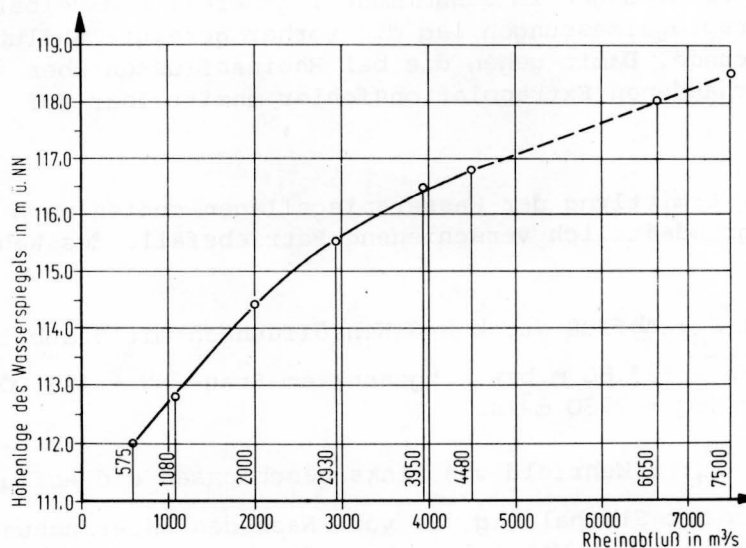


Abb.32 Abflußkurve Unterwasser Wehr (Rhein-km 334,150)

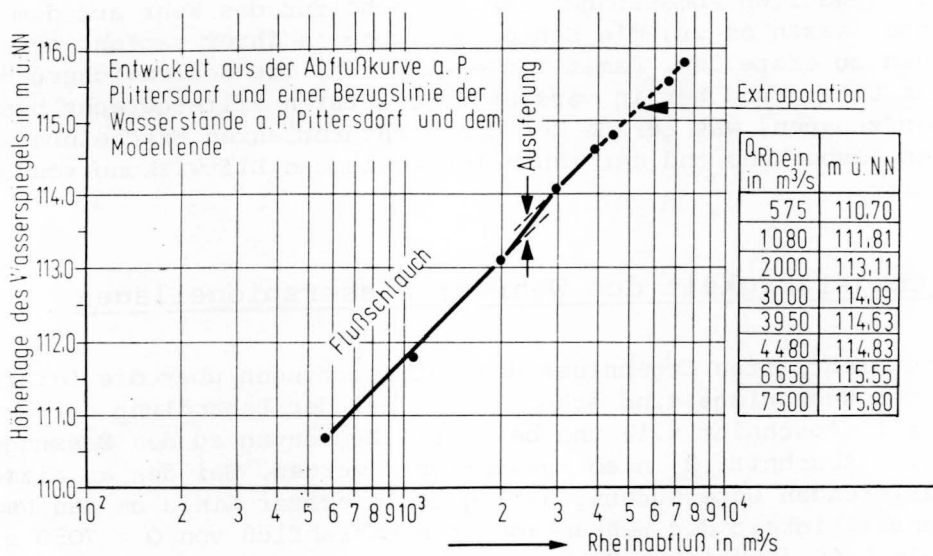


Abb. 33 Abflußkurve Ende Gesamtmodell (Rhein-km 337,850)

Bei einer derartigen Extrapolation können etwas höhere Unterwasserstände nicht ausgeschlossen werden, die eine zahlenmäßig nicht erfaßbare Verminderung der Leistungsfähigkeit der Wehranlage bringen. Die gleiche ungünstige Wirkung erhält man dann, wenn infolge der geplanten Stauanlage Neuburgweiher eine nennenswerte Erhöhung der Unterwasserspiegellagen auftritt.

Vergleicht man die Wasserspiegellagen bei den verschiedenen Betriebsfällen S_1 bis S_6 untereinander, wie sie sich bei $n-1$ Wehröffnungen je nach der Lage des geschlossenen Wehrfeldes ergeben können, dann stellt man fest, daß sich die Lage der verschlossenen Wehröffnungen nicht über den Rahmen der Meßgenauigkeit hinaus auf die Höhe des Wasserspiegels auswirkt. Damit ist es unerheblich, welche Wehröffnung geschlossen ist, wenn die Wasserspiegellagen für den ungünstigsten Fall von $n-1$ Wehröffnungen ermittelt werden sollen.

Den Untersuchungen im Gesamtmodell generell und selbstverständlich auch den Wasserspiegelmessungen lag die vorher gezeigte Abflußkurve für das Modellende zugrunde. Damit gehen die bei Rheinabflüssen über $4.480 \text{ m}^3/\text{s}$ möglicherweise vorhandenen Extrapolationsfehler unmittelbar auf die Wasserspiegellagen über.

Bei der Ermittlung der Wasserspiegellagen mußten nach der Aufgabenstellung vier grundsätzlich verschiedene Betriebsfälle des Wehres beachtet werden.

1. Betriebsfall S_0 : Abfluß durch $n=6$ Wehröffnungen mit Stauhaltung im Oberwasser auf NN + 123,60 m bzw. abgesenktem Stau (NN + 123,00 m) bei Abflüssen über $HSQ = 2930 \text{ m}^3/\text{s}$.
2. Betriebsfall S_3 : 3. Wehrfeld von links geschlossen und Abfluß durch $n-1=5$ Wehröffnungen mit Stauhaltung wie vor. Nach den Untersuchungen über die Leistungsfähigkeit der Wehranlage kann der Betriebsfall S_3 repräsentativ für alle anderen Fälle S_n stehen, bei denen die n -te Wehröffnung von links geschlossen ist.

3. Betriebsfall F_0 : Freier Abfluß durch $n=6$ Wehröffnungen bei Aufgabe der Stauhaltung für Abflüsse über $HSQ = 2930 \text{ m}^3/\text{s}$.
4. Betriebsfall F_3 : 3. Wehrfeld von links geschlossen und Abfluß durch $n=1=5$ Wehröffnungen bei Aufgabe der Stauhaltung im Oberwasser für Abflüsse über HSQ .

5.4.1 Betriebsfall S_0

Die Wasserspiegellagen im Rhein werden getrennt für linkes und rechtes Ufer angegeben (Abb.34). Die Höhe des Wasserspiegels im oberen und unteren Vorhafen hängt beim Schleusungsvorgang von der Wassermenge ab, die bei der Schleusenfüllung dem oberen Vorhafen entzogen oder bei der Schleusenentleerung ins Unterwasser zurückgegeben wird (Abb.35).

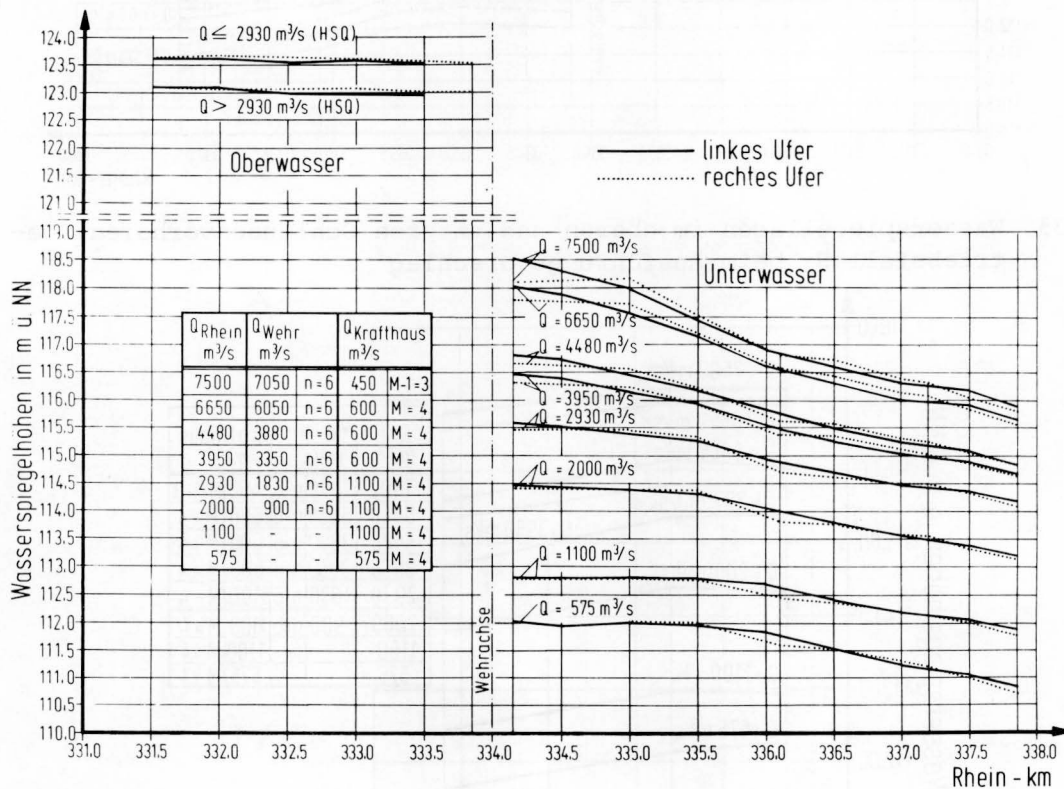


Abb.34 Wasserspiegellagen im Rhein; Betriebsfall S_0 beim Ausführungsvorschlag

Hinsichtlich der Genauigkeit dieser Spiegelhöhen ist der Hinweis angebracht, daß sie im Modell durch die stationäre Nachbildung des Schleusungsvorganges ermittelt worden sind. Die im Kraftwerkskanal und vor allem in der Nähe der Turbinenausläufe gemessenen Wasserspiegelhöhen weisen untereinander nicht zu übersehende Streuungen auf, was mit den besonderen Strömungserscheinungen im Unterwasser des Kraftwerkes (starke Unruhen, Ablösungswalzen und ungleichmäßige Geschwindigkeitsverteilung) zusammenhängt (Abb.36).

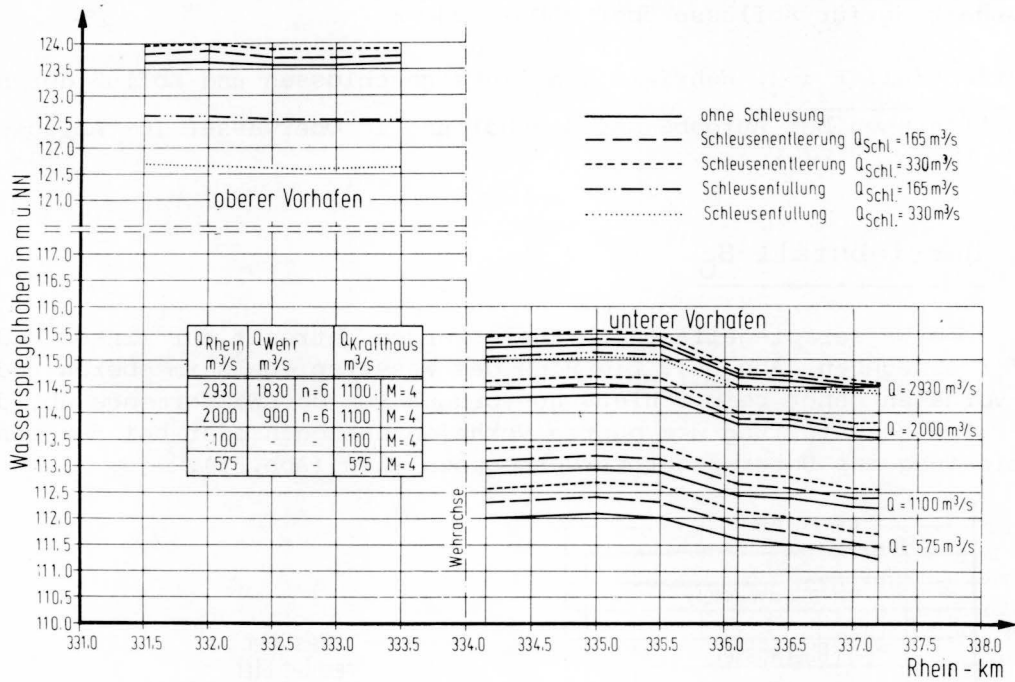


Abb. 35 Wasserspiegellagen im oberen und unteren Schleusenvorhafen; Betriebsfall S_0 beim Ausführungsvorschlag

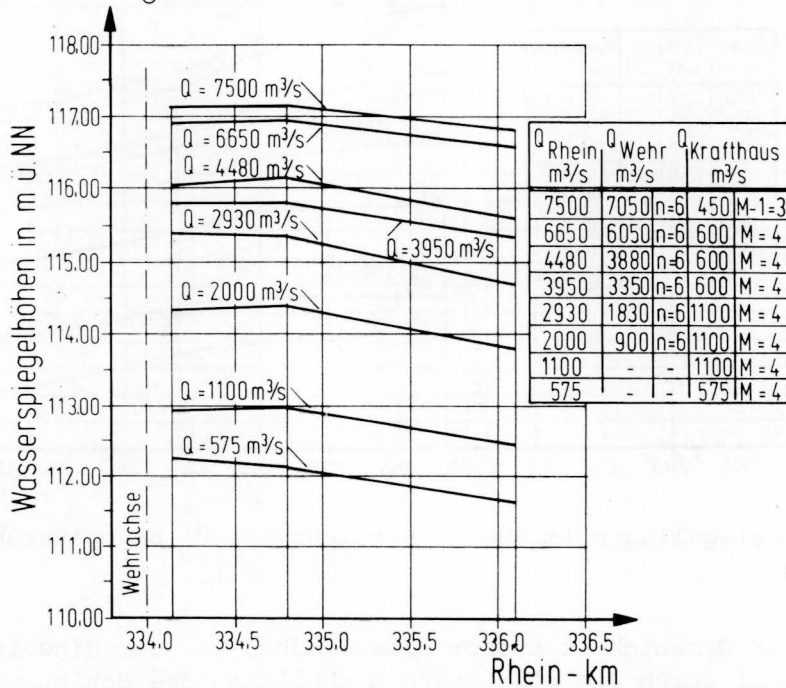


Abb. 36 Wasserspiegellagen im Kraftwerkskanal; Betriebsfall S_0 beim Ausführungsvorschlag

5.4.2 Betriebsfall S_3

Da Rheinabflüsse bis zu $1100 \text{ m}^3/\text{s}$ allein durch das Kraftwerk verarbeitet werden, tritt nur bei größeren Wasserführungen im Rhein ein Unterschied zum Betriebsfall S_0 auf, der jedoch auf den Nahbereich im Unterwas-

ser des Wehres beschränkt bleibt und auch dort gering ist. Aus diesem Grund kann für den Fall einer geschlossenen Wehröffnung auf die Darstellung der Wasserspiegellagen verzichtet werden.

5.4.3 Betriebsfall F_0

Aus Gründen der Schifffahrt kann der freie Abfluß, also die Aufgabe des Stauziels mit vom Wasserspiegel abgehobenen Wehrverschlüssen allenfalls nur bei Rheinabflüssen über $HSQ = 2930 \text{ m}^3/\text{s}$ in Frage kommen. Dieser Gegebenheit tragen die beim Betriebsfall F_0 angestellten Wasserspiegelmessungen Rechnung. Die am linken Ufer des Rheins gemessenen Wasserspiegelhöhen sind nur oberhalb der Stauanlage von Interesse und zeigen in diesem Fall an, daß bei Freigabe des Wehres eine erhebliche Absenkung im Oberwasser auftritt, die beim Bemessungshochwasser von $Q = 7500 \text{ m}^3/\text{s}$ etwa 1,65 beträgt (Abb.37). Die Absenkungsgrößen bei den anderen untersuchten Wasserführungen können durch den Vergleich mit den Spiegellagen beim Betriebsfall S_0 (siehe hierzu Abb.34) gewonnen werden.

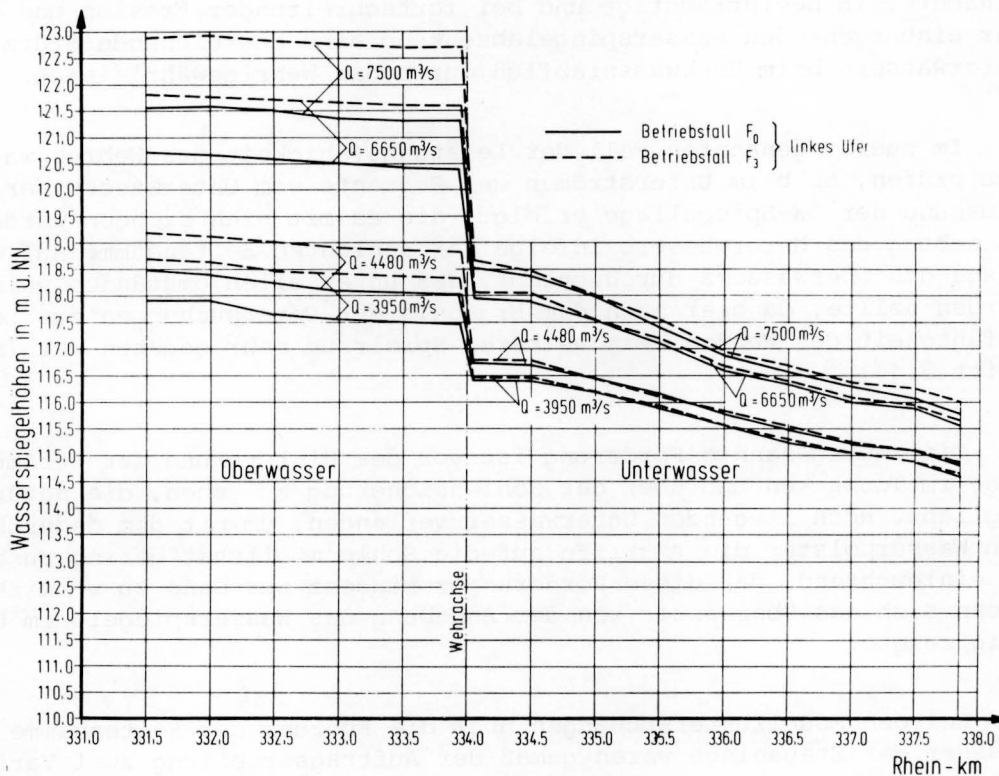


Abb.37 Wasserspiegellagen im Rhein; Betriebsfälle F_0 und F_3 beim Ausführungsvorschlag

5.4.4 Betriebsfall F_3

Die Unterschiede zum freien Abfluß durch $n=6$ Wehröffnungen (Betriebsfall F_0) zeigen sich, abgesehen vom unteren Nahbereich des Wehres, nur in den Spiegellagen im Oberwasser an (Abb.37). Man erkennt, daß durch den Verschluß einer Wehröffnung ein zusätzlicher Aufstau im Oberwasser auftritt, der bei einem Rheinabfluß von $Q = 3950 \text{ m}^3/\text{s}$ etwa 1,00 m und beim Bemessungshochwasser etwa 1,70 m beträgt. Infolgedessen wird im zuletzt genannten Fall nahezu die Spiegellage des Betriebsfalles S_3 erreicht, was darauf hinweist, daß

die Verschlüsse im Fall S_3 nur schwach eintauchen, um das Stauziel von NN + 123,00 m zu halten. Dies bedeutet, daß auch beim freien Abfluß durch $n-1=5$ Wehröffnungen nicht viel mehr Sicherheit erzielt werden kann (etwa 0,25 m), was den früheren Überlegungen zur Leistungsfähigkeit des Wehres hinzuzufügen ist.

5.5 Führung der Seitendämme im Unterwasser

Im Unterwasser der Staustufe sind bis etwa Rhein-km 337,150 hochwasserfreie Seitendämme geplant, die streckenweise von beiden Seiten her bis zum Rande des Flußbettes vorrücken und auf jeder Rheinseite unter Freihaltung einer Zufahrt jeweils einen geplanten Sportboothafen einschließen sollen.

Durch die nachfolgend behandelten Untersuchungen sollte die günstigste Führung dieser Seitendämme im Unterwasser der Stauanlage ermittelt werden, die vor Eintritt der Sohlenerosion die Leistungsfähigkeit des Wehres nicht nachteilig beeinträchtigt und bei fortschreitender Erosion und der mit ihr einhergehenden Wasserspiegelabsenkung eine ausreichende Stützung des Unterwassers beim Hochwasserabfluß durch das Wehr gewährleistet.

Im zuerst genannten Fall der Leistungsfähigkeit des Wehres war demnach zu prüfen, ob beim Unterströmen der Segmente vom Unterwasser her eine Beeinflussung der OW-Spiegellage erfolgt, die es mit sich bringen würde, daß eine Anhebung des Unterwassers infolge der geplanten Seitendämme auf die Höhenlage des Oberwassers durchschlägt, was unter allen Umständen vermieden werden sollte, da hier nach dem Ergebnis der Untersuchungen zur Leistungsfähigkeit des Wehres kein weiterer Spielraum mehr gegeben war (siehe Abschnitt 5.4).

Die zweitgenannte Forderung ist vor dem Hintergrund der Strömungsvorgänge im Tosbecken und über der Sohlensicherung zu sehen, die natürlich ein möglichst hoch liegendes Unterwasser verlangen, um mit dem dadurch gegebenen Wasserpolster die Angriffe auf die Sohle möglichst gering zu halten. Es ist einleuchtend, daß diese Forderung zumindest nur dann zu verwirklichen war, wenn sich das Oberwasser von der Anhebung des Wasserspiegels im UW unabhängig zeigte.

Bei den Modelluntersuchungen über die Führung der Seitendämme im Unterwasser der Stauanlage waren gemäß der Auftragserteilung zwei Varianten möglicher Dammanordnungen zu betrachten, die in der Folge als Dammlage I und Dammlage II bezeichnet werden. Beide Varianten unterscheiden sich nur in ihrer Lage auf der linken Rheinseite, in dem Variante II entlang des Flußbettufers verläuft, während Dammlage I etwas weiter auf dem Vorland zurückhängt und dabei den linken Vorlandteil der Wintersdorfer Brücke noch ganz freiläßt.

Bei den unter dieser Aufgabenstellung stehenden Modelluntersuchungen kam es in erster Linie auf Wasserspiegelmessungen im Ober- und Unterwasser der Stauanlage an, die folgende Ergebnisse gebracht haben [10].

1. Die Leistungsfähigkeit des Wehres wird im Gegensatz zu den Ergebnissen aus dem Teilmodell (siehe Abschnitt 4.1) durch die Seitendämme im Unter-

wasser nicht vermindert. Selbst beim Verschluß einer Wehröffnung kann das Oberwasser auf NN + 123,04 m gehalten werden.

- Der linke Seitendamm soll im Zuge der unterstromigen Wehrbucht schon weit vor der Wintersdorfer Brücke an das Flußbett vorrücken (Dammlage II), um die Strömung schon oberhalb der Brücke so zu fassen und zu führen, daß die Stropfeiler bei Hochwasser nicht schräg angeströmt werden und sich daraus keine Gefahr für den Pfeiler infolge einer dadurch verstärkten Kolkbildung ergeben kann. Aus dieser Sicht ist ein auf dem Vorland zurückgesetzter Damm (Dammlage I) ungünstig und sollte wegen der beobachteten Schräganströmung unter allen Umständen vermieden werden. Dagegen sind die bei den beiden Varianten I und II im Modell gemessenen Wasserspiegellagen nahezu gleich, wenn man eine Toleranzbreite von 10 cm hin- nimmt.
- Infolge der Seitendämme stellt sich im Unterwasser ein Aufstau ein, der am Kraftwerk einen Fallhöhenverlust bringt, der sich allerdings erst bei Abflüssen über $Q = 2930 \text{ m}^3/\text{s}$ bemerkbar macht (Abb.38).

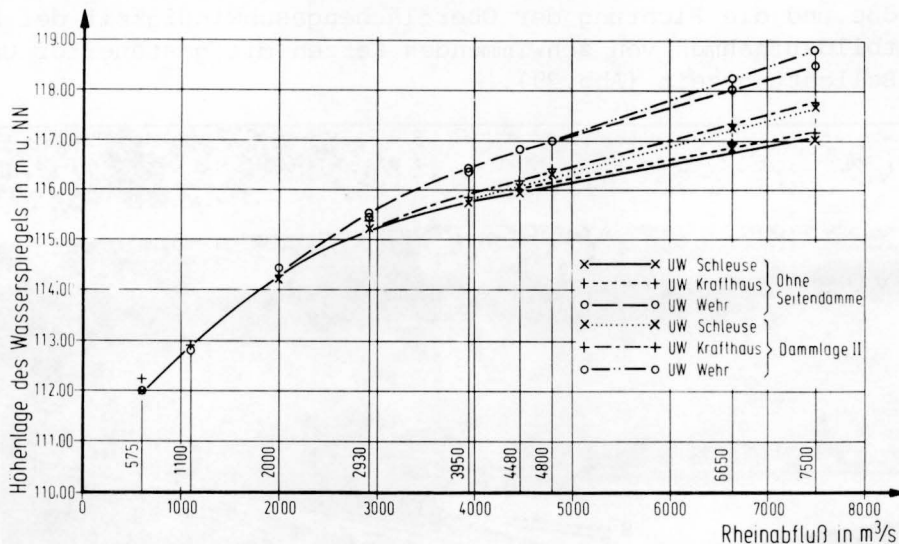


Abb. 38 Abflußkurven für Unterwasser Wehr, Kraftwerk und Schleuse (Rhein-km 334,150) mit und ohne Seitendämme; Betriebsfall S_0

- Auch das Unterwasser des Wehres wird durch die Seitendämme selbstverständlich angehoben, wenn der Rheinabfluß über $Q_2 = 4800 \text{ m}^3/\text{s}$ hinausgeht. Beim 1000-jährlichen Hochwasser $Q_1 = 7500 \text{ m}^3/\text{s}$ beträgt dieser Aufstau stark 30 cm. Im Hinblick auf die Beanspruchung der Befestigungsstrecke und der beweglichen Sohle unterhalb des Wehres ist diese Anhebung wünschenswert, da sie ein größeres Wasserpolster schafft. Bei einer Wasserspiegelabsenkung infolge Sohlenerosion kann durch die Seitendämme dadurch eine gewisse Stützung des Unterwassers bzw. eine Entlastung der Sohlgriffe erreicht werden; die günstige Wirkung der Seitendämme sollte daher in diesem Fall unter allen Umständen in Anspruch genommen werden.
- Der Seitendamm am rechten Ufer des Unterwassers ist primär aus Schiffs-fahrtsgründen erforderlich, um der Schifffahrt bei sog. ausufernden Was- serführungen über $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ eine optische Fahrwasserbegrenzung zu geben, die gerade im Bereich der Abzweigung des unterstromigen Schifffahrtskana- les sehr wichtig ist.

5.6 Gestaltung der Schleusenvorhäfen

Nach der Aufgabenstellung für die Modellversuche sollten die Strömungsverhältnisse im Bereich der Abzweigungen des oberen und unteren Schiffahrtskanales untersucht werden, wobei die Frage nach den durch sie gegebenen Fahrbedingungen für die Schifffahrt im Vordergrund stand. Infolgedessen mußten bei den Modelluntersuchungen spezielle Versuchsverfahren zur Anwendung kommen, deren Ergebnisse nicht nur Kenntnisse über den Strömungsverlauf vermitteln, sondern auch eine Beurteilung der Schifffahrtsbedingungen zulassen [8] [16].

5.6.1 Versuchsverfahren

Das einfachste und bei der BAW am häufigsten angewandte Verfahren zur Ermittlung der Strömungsverhältnisse im Hinblick auf die Schifffahrtsbedingungen ist die sogenannte Kerzenaufnahme. Bei diesem Verfahren bestimmt man die Größe und die Richtung der Oberflächengeschwindigkeit der Strömung durch Lichtbildaufnahmen von schwimmenden Kerzen mit gesteuerter Unterbrechung der Belichtungszeit (Abb. 39).

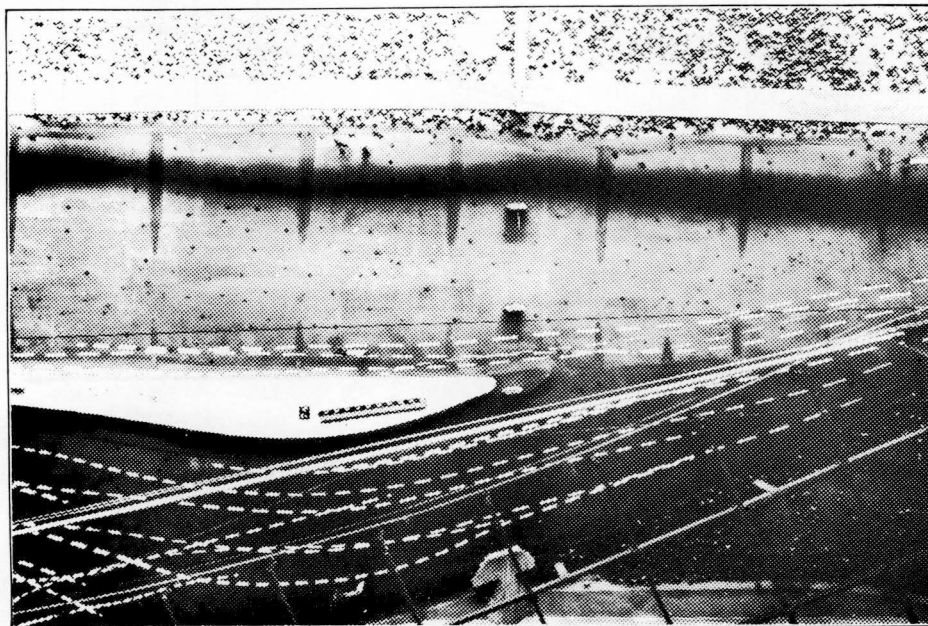


Abb. 39 Lichtbildaufnahme schwimmender Kerzen zur Ermittlung der Oberflächengeschwindigkeit

Wertet man diese photographischen Geschwindigkeitsaufnahmen so aus, daß man ihnen die Komponente senkrecht zur Schifffahrtsachse (Fahrwasserachse) entnimmt, dann erhält man die sogenannten Quergeschwindigkeiten, die ein Maß für die seitliche Belastung eines Schiffes durch die Strömung sein können.

Aufgrund eingehender Untersuchungen der BAW im Zusammenhang mit der Planung der Moselstaustufen konnte die zulässige Quergeschwindigkeit im Bereich der Vorhafeneinfahrten zu etwa 0,30 m/s ermittelt werden [22]. Dieser Wert darf aber nicht besonders streng gesehen oder gar verallgemeinert werden, da neben den aus der Strömung her gegebenen Bedingungen, die von Ort zu Ort verschieden sein können, auch Umstände wie Fahrbahnbreite, Antriebs-

leistung, Manövrierfähigkeit und Fahrgeschwindigkeit der Schiffe beachtet werden müssen, die möglicherweise in günstigen Fällen eine Erhöhung der zulässigen Quergeschwindigkeit über 0,30 m/s hinaus zulassen. Nach dem Ergebnis systematischer Untersuchungen, über die demnächst berichtet wird (s.a. BAW-Brief Nr.9/1975; 134 W), ist in dem vorher genannten Anhaltswert für die zulässige Quergeschwindigkeit tatsächlich viel Sicherheit erhalten, wenn es sich um den unteren Schleusenvorhafen handelt, für den man durchaus einen Grenzwert von 0,50 m/s setzen darf.

Um bei einer Beurteilung der Strömungsverhältnisse im Modell im Hinblick auf die Schifffahrtsbedingungen nicht allein auf die Quergeschwindigkeiten angewiesen zu sein, wurden bei den verschiedenen zur Untersuchung anstehenden Varianten der Hauptbauwerke auch Schiffskraftmessungen an einem fahrenden Modellschiff des Typs "Johann Welker" durchgeführt (Abb.40).

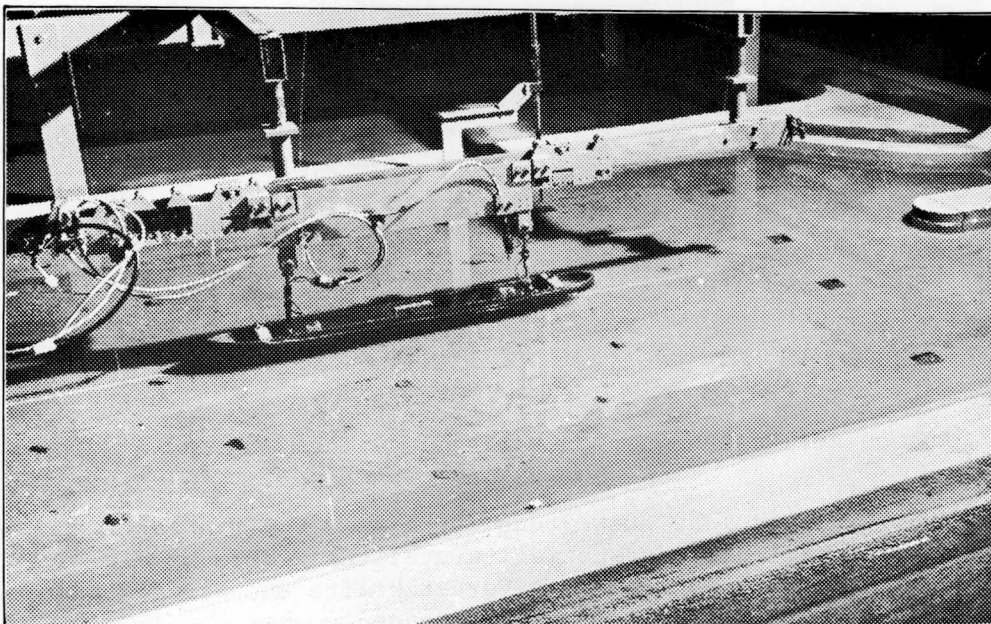


Abb.40 Modellschiff mit Antriebswagen und Laufschiene vor den Schleuseneinfahrten

Mit dieser Meßanlage war es möglich, die Querkräfte, die während der Fahrt entlang eines vorgegebenen Kurses auf den Körper des Modellschiffes wirken, zu messen und aufzuzeichnen, und zwar über zwei am Bug und Heck des Schiffes angebrachte Meßfedern mit Dehnungsmeßstreifen. Der feste Teil der Federeinspannung ist ein Fahrgestell, das aus zwei Führungswagen besteht, die mit einem Steg verbunden sind. Gezogen wird dieses Fahrgestell von einem Antriebswagen. Diese Apparatur läuft an einer hochkant aufgebauten Messingschiene, die entlang eines angenommenen Schiffskurses gelegt ist (Abb.41).

Die Meßsignale der Dehnungsmeßstreifen werden mit einem Trägerfrequenzstärker weiter aufgenommen und durch einen elektronischen Tiefpaß mit 0,3 Hz-Filter geleitet, der eine Dämpfung der Frequenzen über 0,3 Hz bewirkt. Die Aufzeichnung der Signale erfolgt getrennt für Bug und Heck durch einen Kompensations-Tintenschreiber.

Die Auswertung der Meßdaten mußte auf die Erfassung der für die Ver-

schiebung und Verdrehung des Schiffes maßgebenden Kräfte senkrecht zur Schiffsachse abzielen, und zwar mußte ermittelt werden (Abb.42):

1. Dasjenige Kräftepaar, gebildet aus gleichzeitig wirkender Bug- und Heckquerkraft, das in seiner Summe die größte Versetzkraft nach steuerbord (+) oder backbord (-) hervorruft.
2. Dasjenige Kräftepaar, gebildet aus Bug- und Heckquerkraft, welches gleichzeitig wirkend das absolut größte positive oder negative Moment in Bezug auf die Schiffsmittle und auf den vorderen Drittelpunkt des Schiffes (dynamischer Drehpunkt) ergibt.

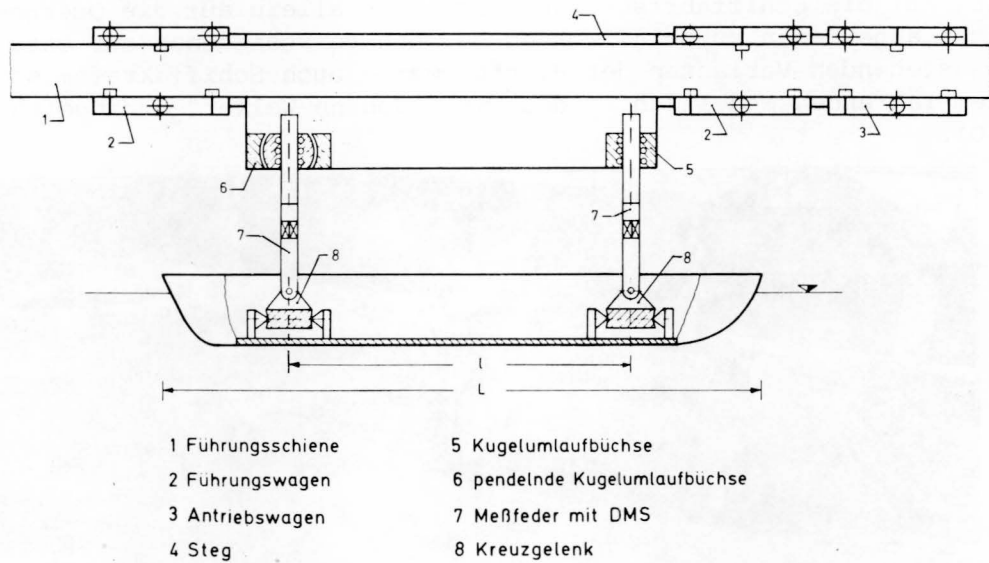
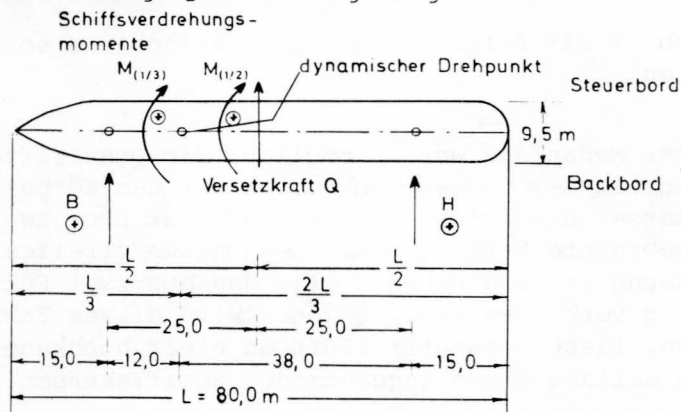


Abb.41 Anlage zur Messung der Querkräfte an einem fahrenden Modellschiff

Diese umfangreiche Auswertung wurde in der EDV-Anlage der BAW vorgenommen und mit Hilfe eines speziell erstellten Programms die längs des Schiffsweges im Modell auftretenden Versetzkräfte und Verdrehungsmomente errechnet und im Plotter graphisch aufgetragen.



Versetzkraft : $Q = B + H$

Schiffsverdrehungsmomente :

Schiffsmittle : $M_{(1/2)} = (B - H) \cdot (\frac{L}{2} - 15,0)$

Vord. Drittelpunkt : $M_{(1/3)} = B (\frac{L}{3} - 15,0) - H (\frac{2L}{3} - 15,0)$

Abb.42 Definition der Meßgrößen am Modellschiff des Typs "Johann Welker"

Das derartig aufbereitete Versuchsmaterial konnte zur Beurteilung bzw. zum Vergleich verschiedener im Modell untersuchter Varianten der Schiffahrtsbauwerke hinsichtlich ihrer Wirkung auf die Strömung und das darin fahrende Schiff herangezogen werden.

5.6.2 Abzweigung des oberen Schleusenvorhafens

Da schon zu Beginn der Untersuchungen erkannt werden konnte, daß die Strömungsverhältnisse im Bereich der Abzweigung des oberen Schiffahrtskanals aus dem Rhein nicht problematisch sein würden, erfolgt ihre Betrachtung im Hinblick auf die später vorhandenen Schiffahrtsbedingungen allein über die früher schon definierten Quergeschwindigkeiten.

Im Normalfall (keine Entnahme von Schleusungswasser im oberen Vorhafen) nimmt die Strömung nur einen Teil der von der Abzweigung angebotenen Querschnittserweiterung an; sie setzt sich vom Ufer durch eine Reihe kleiner, schwach drehender Ablösungswalzen ab (Abb.43).

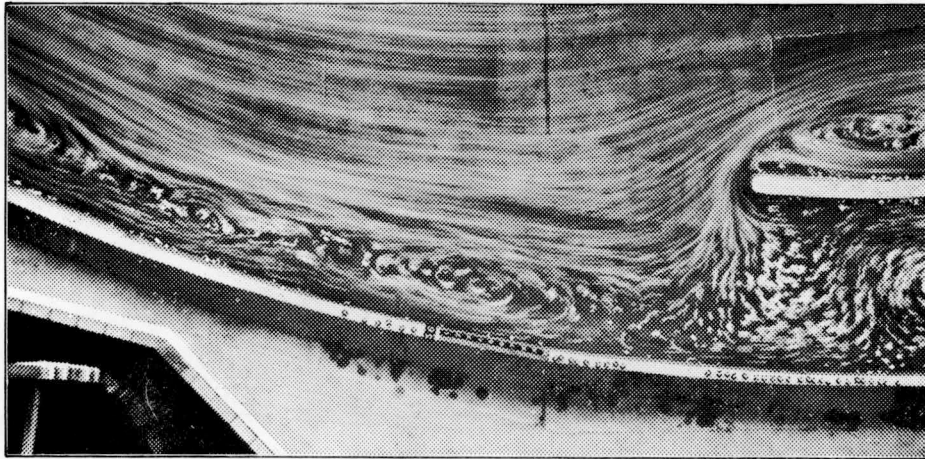


Abb.43 Strömungsverlauf an der Abzweigung des oberstromigen Schleusenvorhafens beim HSW

Infolge der geringen Drehgeschwindigkeiten ist die Auswirkung dieser Ablösungswalzen auf ein hier verkehrendes Schiff unerheblich. Kurz vor dem Kopf der oberstromigen Trennmole wechselt die Strömung in das eigentliche Flußbett des Rheins über, wodurch sich in diesem Bereich Quergeschwindigkeiten von maximal 0,25 m/s einstellen, die vom Schiffahrtskanal zum Kopf der Trennmole gerichtet sind. Dieser Größtwert tritt allerdings nur direkt vor dem Molenkopf, also außerhalb des Schiffahrtsweges auf. Im allgemeinen liegen die Quergeschwindigkeiten unter 0,20 m/s. Im inneren Bereich des Vorhafens bildet sich als Abgrenzung zur quer verlaufenden Primärströmung eine langsam drehende Ablösungswalze aus (Abb.43, ganz rechts), die sich mit ihren geringen, für die Schiffahrt bedeutungslosen Drehgeschwindigkeiten in den Strömungsaufnahmen nur sehr undeutlich ausdrückt.

Etwas anders sind die Strömungsverhältnisse, wenn man sich den instationären Vorgang zu Beginn der Schleusenfüllung betrachtet. In diesem Fall erfolgt kurzzeitig eine Änderung der Geschwindigkeitsrichtung, und zwar derart, daß die Strömung von der Außenseite der Trennmole um den Molenkopf herum längs in den Vorhafen hinein gerichtet ist. Bei diesem nur kurz andauernden

Vorgang treten unmittelbar am Molenkopf, also außerhalb des Schiffahrtsweges, etwas größere Quergeschwindigkeiten auf, die vom Molenkopf weg gerichtet sind. Damit kann insgesamt davon ausgegangen werden, daß die Schiffahrt später zulässige Bedingungen im Bereich der Abzweigung des oberen Schleusenvorhafens vorfinden wird, wie es die Größe der gemessenen Quergeschwindigkeiten in Verbindung mit dem Erfahrungswert der zulässigen Quergeschwindigkeit anzeigt.

5.6.3 Schiffahrtskanal im Unterwasser

Nach dem Ausgangsentwurf sollen der Kraftwerkskanal und der untere Vorhafen nach etwa 750 m miteinander vereinigt und gemeinsam als unterer Schiffahrtskanal in den Rhein zurückgeführt werden (Abb.1). Dieser Entwurf wird im folgenden als Variante A der Unterwasserbauwerke bezeichnet. Unter dem Bestreben, nichts unversucht zu lassen, was u.U. zu einer Verbesserung der Schiffahrtsverhältnisse beitragen könnte, wurde im Modell auch eine Variante B der Unterwasserbauwerke untersucht, bei der der Schiffahrtskanal in völliger Trennung vom abfließenden Kraftwasser in den Rhein mündet (Abb.44). Beide Lösungen wurden durch verschiedene bauliche Maßnahmen zu vielen Untervarianten modifiziert.

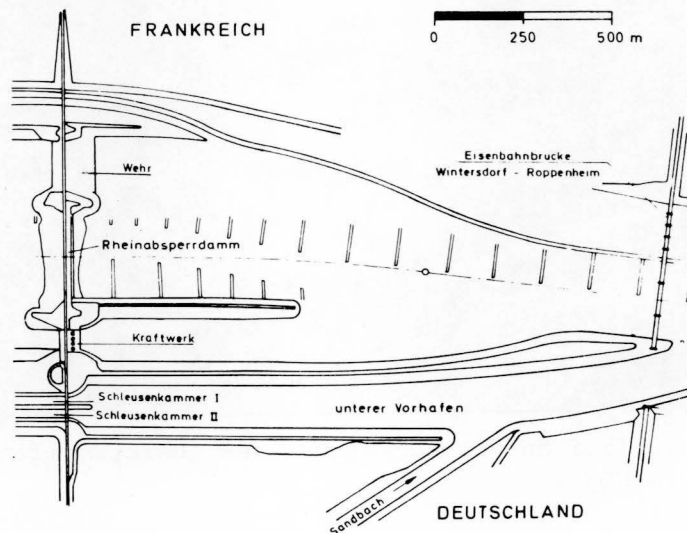


Abb.44 Variante B des unteren Schleusenvorhafens

Beginnt man die Betrachtung mit Variante B, so kann die vom Kraftwasser getrennte Rückführung des unteren Vorhafens in den Rhein wie folgt beurteilt werden:

1. Die Strömungsverhältnisse im Bereich der Mündung des als Stillwasserkanal ausgebildeten Vorhafens in den Rhein sind so ungünstig, daß Schiffahrtsschwierigkeiten nicht ausgeschlossen werden können, wie es auch die gemessenen Quergeschwindigkeiten anzeigen.

Q_{Rhein} in m^3/s	Quergeschwindigkeit in m/s
2930	1,40 - 1,60
2000	1,15 - 1,25
1100	0,80 - 0,90
575	0,65

Durch eine Wassereinleitung in den Vorhafen können die Strömungsverhältnisse im Mündungsbereich infolge des entlastenden Ausströmungseffektes zwar verbessert werden, jedoch ist diese nur dann erfolgreich, wenn das Verhältnis des vom Wehr kommenden Abflusses Q_{Wehr} zu der aus dem Vorhafen ausströmenden sekundlichen Wassermenge Q_{Vorhafen} den Wert von 2 bis 3 unterschreitet, wie die Funktion

$$v_q = f \left(\frac{Q_{\text{Wehr}}}{Q_{\text{Vorhafen}}} \right) \quad (10)$$

verdeutlichen kann (Abb.45).

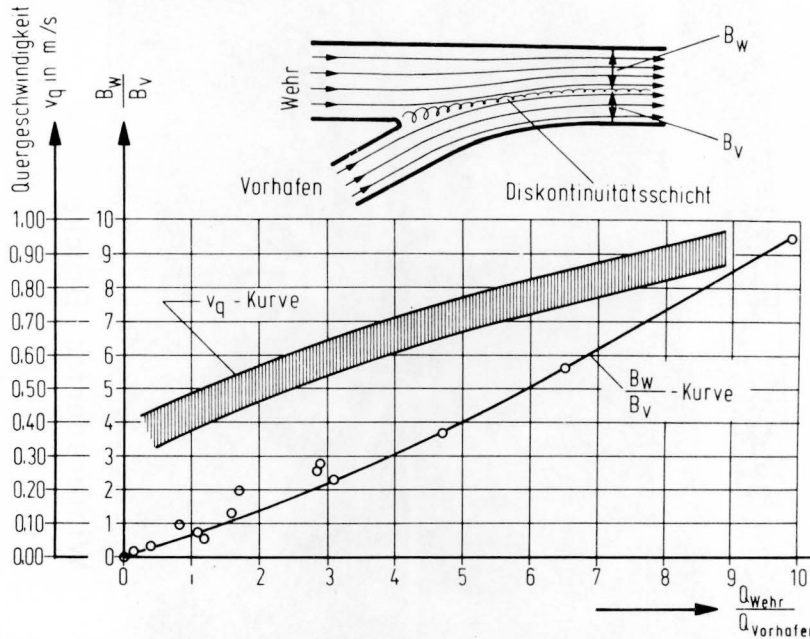


Abb.45 Quergeschwindigkeiten im Bereich der Rückleitung des unteren Vorhafens in den Rhein und Lage der Diskontinuitätsschicht in Abhängigkeit vom Verhältnis $\frac{Q_{\text{Wehr}}}{Q_{\text{Vorhafen}}}$ (Ausströmungseffekt)

Eine solche Wassereinleitung macht außerordentlich aufwendige bauliche Maßnahmen erforderlich und bringt es auch mit sich, daß die Schifffahrt im inneren Bereich des Vorhafens und vor allem in der Nähe der Einleitungsstelle wieder erheblich gestört wird. Durch eine flachere Rückleitung des unteren Vorhafens in den Rheinstrom, d.h. durch eine Verlegung der Vorhafeneinfahrt nach unterstrom, könnten ebenfalls günstigere Schifffahrtsverhältnisse im Mündungsbereich erreicht werden. Diese Lösung ist aber durch die Zwangspunkte der Wintersdorfer Vorlandbrücke bzw. deren Widerlager auf jeder Seite des Vorhafens versperrt.

2. Im Mündungsbereich bildet sich eine Ablösungswalze aus, deren Ausdehnung und Lage von der Größe der aus dem Vorhafen ausströmenden Wassermenge abhängt (Abb.46). Infolge dieser Ablösungswalze muß im Bereich der Vorhafeneinfahrt mit der Ablagerung von Feststoffen gerechnet werden. Nur bei einer stärkeren Ausströmung aus dem Vorhafen über den vorher genannten Grenzwert hinweg kann die Walzenbildung vermieden und die Ablagerungsgefahr vermindert werden.

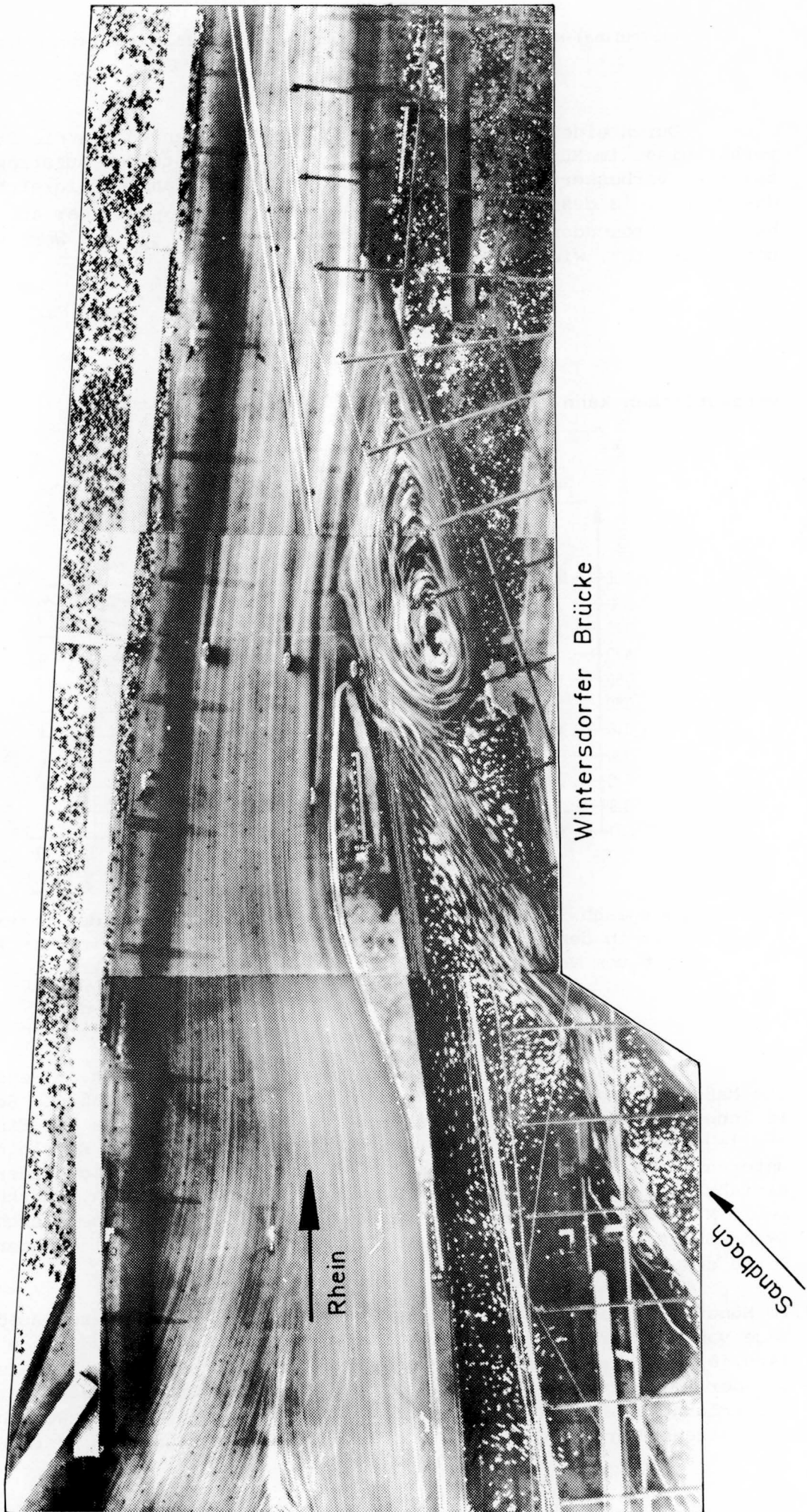


Abb.46 Verlauf der Oberflächenströmung im Unterwasser (HSW) bei Variante B₀
 Mitt.Bl.d.BAW (1976) Nr. 39

3. Da bei Variante B der Unterwasserkanal des Kraftwerkes wesentlich kürzer als bei Variante A ist, stellt sich unterhalb des Kraftwerkes ein etwas höherer Unterwasserstand ein. Dadurch müßte bei Variante B ein Fallhöhenverlust in Kauf genommen werden, der bei der Energienutzung bleibende wirtschaftliche Nachteile bringen würde (Abb.47).

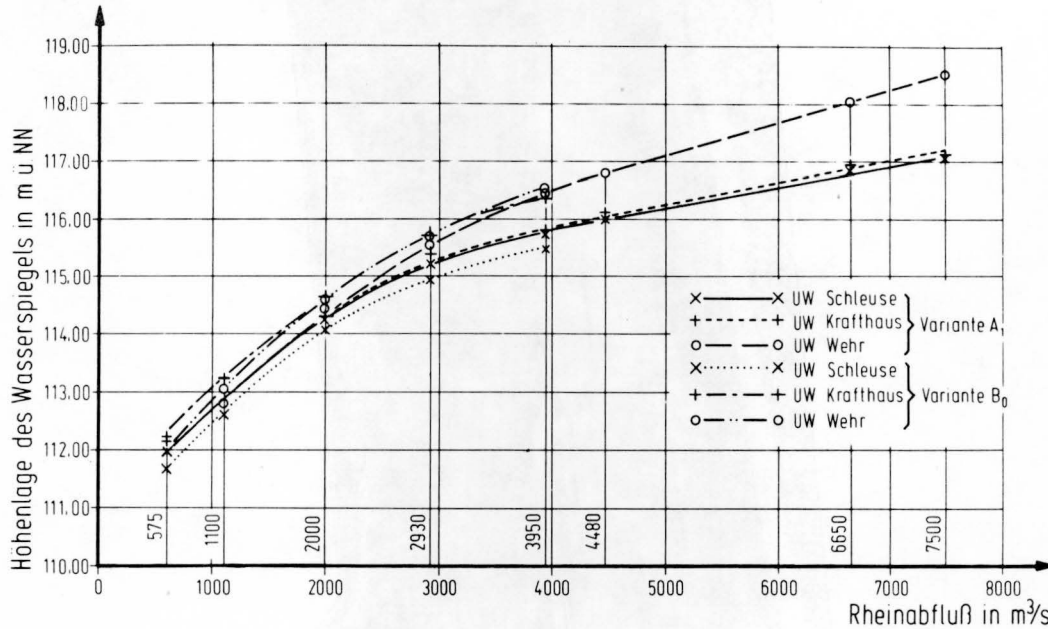


Abb.47 Abflußkurven für Unterwasser Wehr, Kraftwerk und Schleuse (Rhein-km 334,150) bei den Varianten A₁ und B₀; Betriebsfall S₀

4. Infolge der größeren Stillwasserlänge im Vorhafen liegt bei Variante B der Wasserspiegel vor den beiden Schleuseneinfahrten niedriger als bei Variante A, was im Hinblick auf die Wassertiefen für die Schifffahrt von Bedeutung ist (Abb.47).

Diese von den Schifffahrtsbedingungen im Mündungsbereich, der Feststoffablagerung in der Hafeneinfahrt und der Energienutzung her gesehene Nachteile sind bei der Variante A der Unterwasserbauwerke nicht vorhanden. Aus diesem Grund verlagerte man das Schwergewicht der Untersuchungen auf Variante A, wobei es darum gehen mußte, die Strömungsverhältnisse im Bereich der Zusammenführung von Kraftwasser- und Schleusenkanal durch punktweise Maßnahmen an der Linienführung der Trennmole und an der Sohlenlage des Schifffahrtskanals zu verbessern.

Bei Variante A der Unterwasserbauwerke finden wir folgende Strömungssituation vor (Abb.48):

Am Kopf der Mittelmole erweitert sich der Querschnitt des durchströmten Kraftwasserkanals um den des Vorhafens. Dadurch ergibt sich vom Kopf der Mittelmole bis zur seitlichen Sandbacheinmündung ein ausgedehntes, etwa dreieckförmiges Totwassergebiet, in dem sich unter dem Anfachungseffekt des abströmenden Kraftwassers Ablösungswalzen ausbilden. Am unterstromigen Ende der Sandbacheinmündung nimmt die vom Krafthaus kommende Strömung den vollen Querschnitt des Schifffahrtskanales in Anspruch und geht zügig und gut an die seitlichen Ränder angelegt in den Rheinstrom über. Infolge dieser Ausströmung aus dem Schifffahrtskanal kann sich in dessen Einfahrt

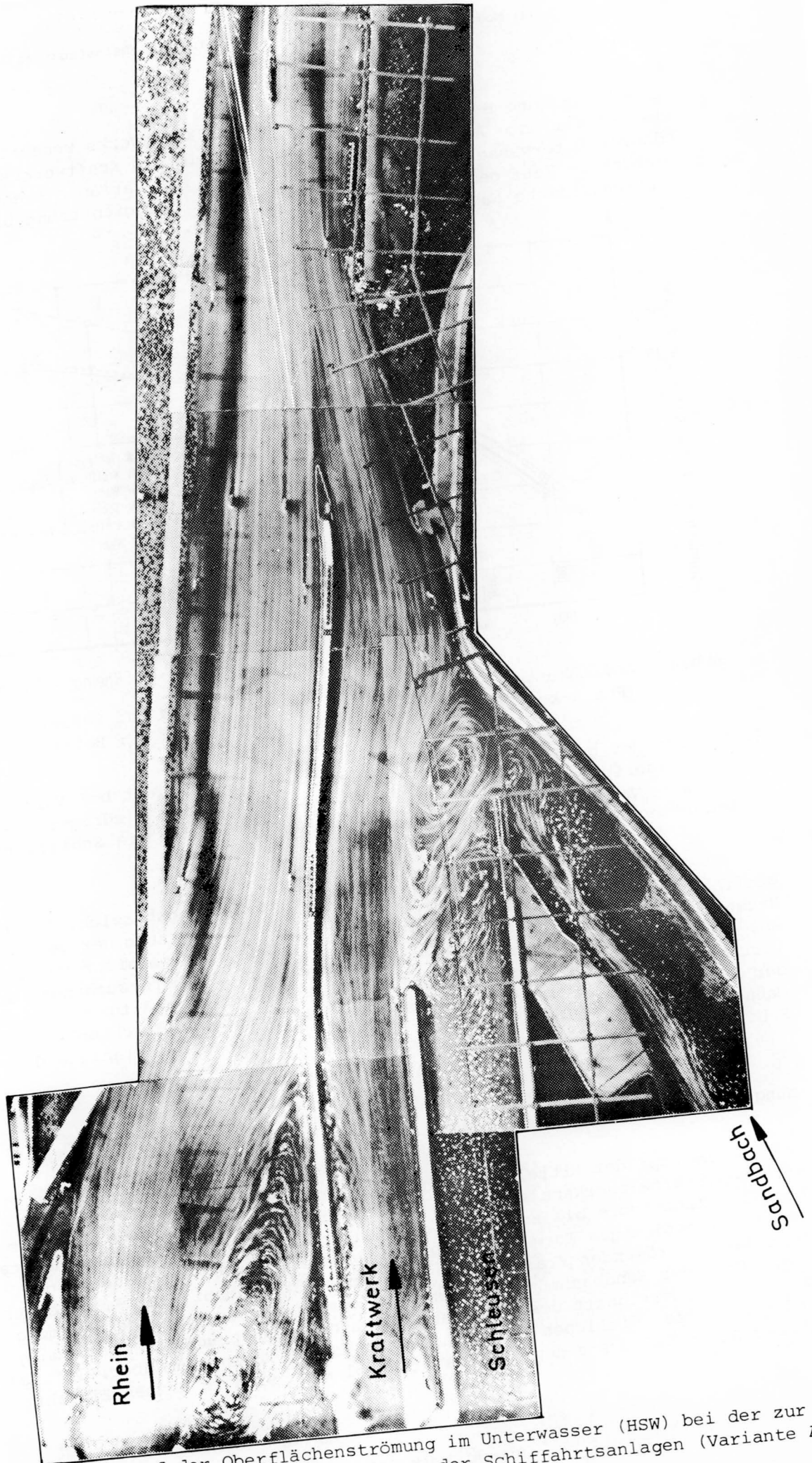


Abb. 48 Verlauf der Oberflächenströmung im Unterwasser (HSW) bei der zur Aus-
 führung vorgesehenen Anordnung der Schiffsanlagen (Variante A₁)
 Mitt. Bl. d. BAW (1976) Nr. 39

keine Ablösungswalze aufbauen, was unter dem Gesichtspunkt der Verlandung einen großen Vorteil dieser Lösung darstellt.

Die Auftragung der am fahrenden Modellschiff ermittelten Versetzkräfte und Verdrehungsmomente und hier vor allem des auf die Schiffsmittle bezogenen Momentes längs des Weges durch den Schleusen- und Schiffahrtskanal läßt zwei Schwerpunkte erkennen. Zum ersten ist es die Einleitung des Kraftwassers in den Schiffahrtskanal und zum zweiten die Rückführung der Strömung aus dem Schiffahrtskanal in den Rhein, die entsprechend der gleichen Richtung der dabei auftretenden Schräganströmung zwei im gleichen Sinne wirkende Verdrehungsmomente verursachen, wie es am Beispiel einer Bergfahrt beim höchsten schiffbaren Wasserstand gezeigt wird (Abb.49).

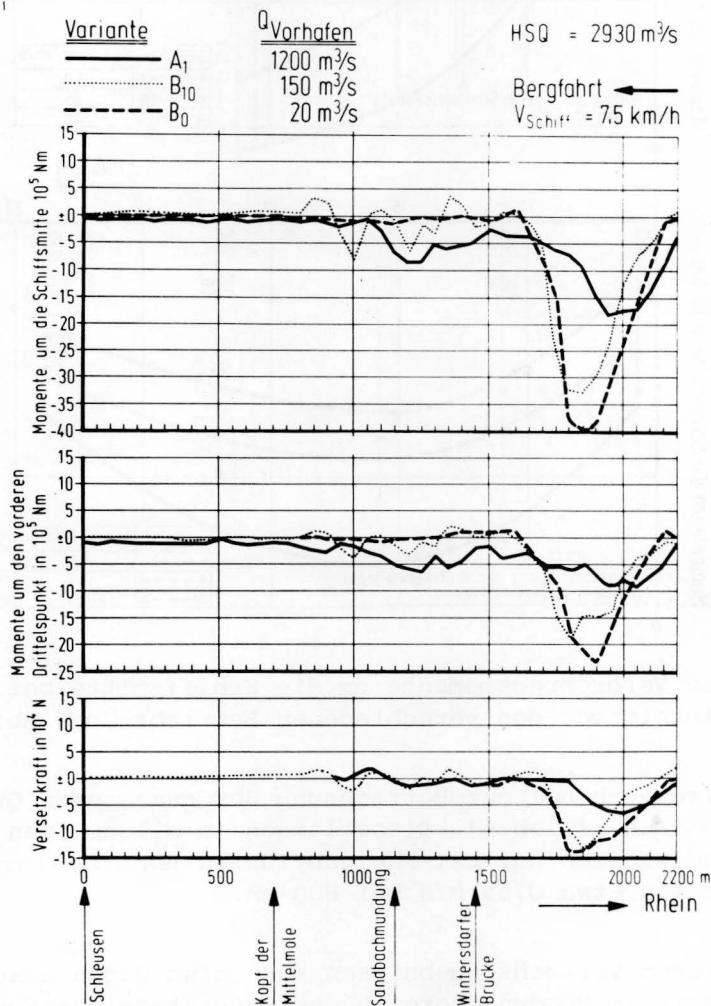


Abb.49 Verlauf der Versetzkräfte und Schiffsverdrehungsmomente längs des Schiffahrtsweges im Fall der Bergfahrt beim HSW (Schiffsgeschwindigkeit 7,5 km/h)

Beim Vergleich mit Variante B erkennt man, daß die Versetzkräfte und die Verdrehungsmomente im Mündungsbereich infolge des Ausströmungseffektes um mehr als die Hälfte geringer sind, im Innern des Schiffahrtskanales aber verständlicherweise etwas ungünstiger sind als beim reinen Stillwasserkanal.

Insgesamt kann festgestellt werden, daß die Versetzkräfte und Schiffsverdrehungsmomente im Mündungsbereich des Schiffahrtskanals in den Rhein mit dem Zufluß vom Wehr her anwachsen; sie sind demnach beim höchsten schiffbaren Wasserstand am größten (Abb.50, oben).

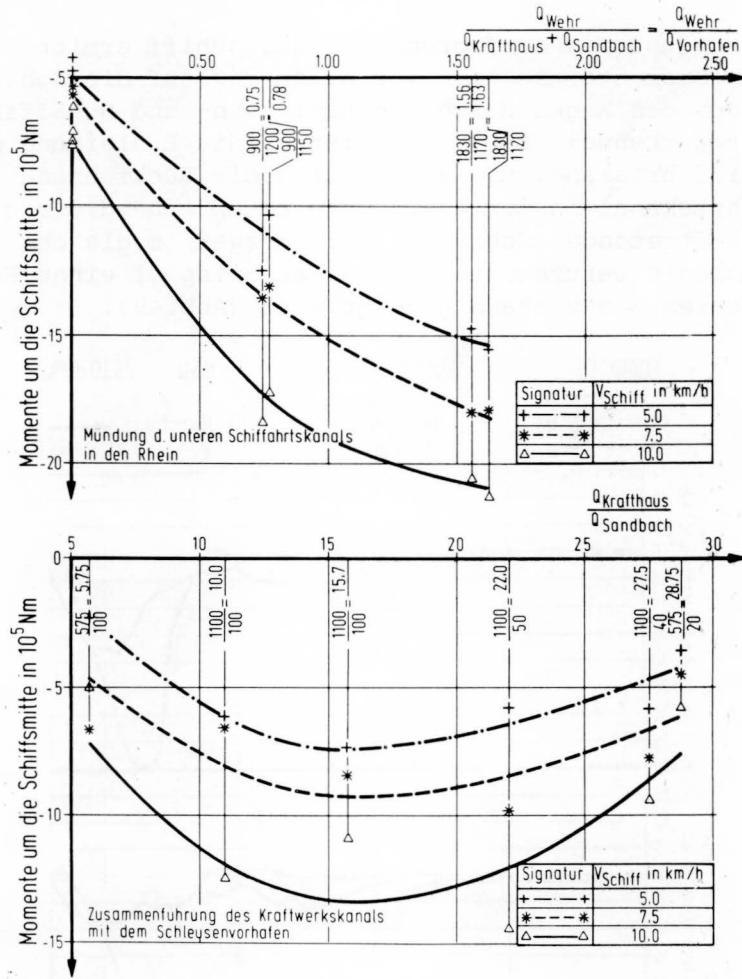


Abb.50 Maximale Verdrehungsmomente um die Schiffsmittle bei Variante A₁ in Abhängigkeit von den verschiedenen Betriebs- und Abflußfällen¹

Dies wird auch bei der Betrachtung der gemessenen Quergeschwindigkeiten deutlich (Abb.51, oben). Diese liegen im allgemeinen zwischen 0,30 und 0,35 m/s und wachsen nur bei Rheinabflüssen über 2000 m³/s auf die maximalen Werte von etwa 0,55 m/s bei HSQ an.

Nach diesen Versuchsergebnissen kann also davon ausgegangen werden, daß die Schifffahrt im Mündungsbereich des unterstromigen Schiffahrtskanales beherrschbare Strömungsverhältnisse vorfinden wird, zumal die Schiffe auch Raum genug haben, um sich auf die vorliegende Strömungssituation einzustellen bzw. sie rechtzeitig ausmanövrieren zu können.

Betrachtet man die Versetzkräfte und Verdrehungsmomente im inneren Bereich des Schiffahrtskanals (Abb.50, unten), so stellt man fest, daß diese ihre Größtwerte dann erreichen, wenn das Verhältnis des Kraftwassers zum Sandbachabfluß etwa 15 bis 20 beträgt. Dies hängt mit dem einmündenden Sandbach zusammen, der bei großer Wasserführung das ablaufende Betriebswasser des Kraftwerks mehr gegen die Trennmole drückt und dadurch den Winkel der

Schräganströmung in günstiger Weise vermindert. Bei einem verhältnismäßig kleinen Sandbachabfluß fehlt zwar dieser entlastende Effekt, jedoch sind in diesem Fall die von dieser seitlichen Einleitung direkt bewirkten Querkraften deutlich geringer.

Mit ähnlicher Tendenz, jedoch unschärfer zeichnen sich diese Erscheinungen in den gemessenen Quergeschwindigkeiten ab (Abb.51, unten), die mit ihrem Größtwert von knapp 0,50 m/s unter der Grenze bleiben, die wir nach dem Ergebnis neuester Untersuchungen für die Strömungsverhältnisse im Unterwasser setzen dürfen. Bei der Diskussion der gemessenen Quergeschwindigkeiten ist auch zu berücksichtigen, daß sie im Bereich der Zusammenführung des Kraftwerks- und Schleusenkanals auftreten, also in einem Gebiet, in dem nahezu die doppelte Vorhafenbreite vorhanden ist. Infolge des größeren Platzangebotes, das ein rechtzeitiges Ausmanövrieren einer doch konstant auftretenden Strömungserscheinung ermöglicht, dürften die gemessenen Quergeschwindigkeiten keine Gefahrensituation für die Schifffahrt anzeigen und noch ohne Schwierigkeiten hingenommen werden können.

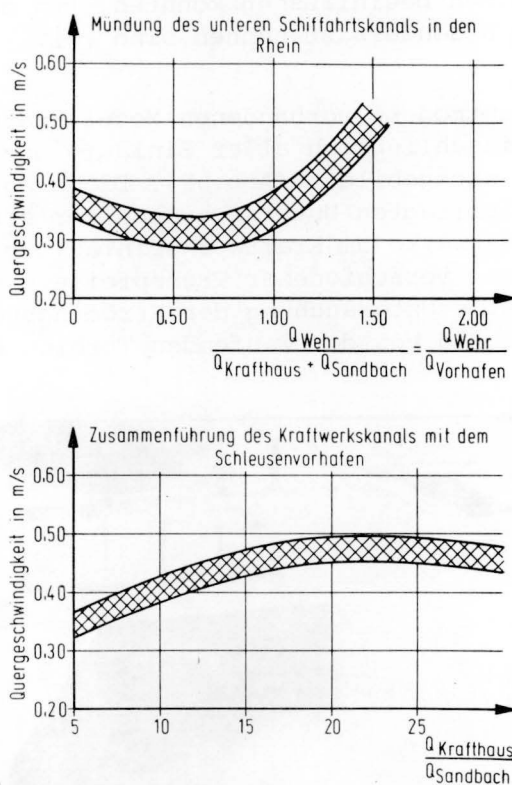


Abb.51 Quergeschwindigkeiten bei Variante A₁ in Abhängigkeit von den verschiedenen Betriebs- und Abflußfällen

Durch die umfangreichen Untersuchungen am unterstromigen Schifffahrtskanal konnte nachgewiesen werden, daß Verbesserungen auf der einen Seite Verschlechterungen auf der anderen Seite mit sich bringen, so daß es das Bestreben sein mußte, eine Anordnung der Bauwerke zu suchen, bei der alle Strömungserscheinungen so ausgewogen wirken, daß an keiner Stelle des unteren Schifffahrtskanals eine unzumutbar hohe Belastung der Schifffahrt auftritt. Diese Anordnung konnte mit Variante A gefunden werden. Sie stellt bei Beachtung aller Gesichtspunkte, wie Schifffahrtsbedingungen, Ablagerungen und Energienutzung alles in allem eine optimale Lösung dar, die der kräftigen Strömung im Rhein angemessen ist. Wie die umfangreichen und keine Möglichkeit auslassenden Modelluntersuchungen gezeigt haben, bietet sich unter den

gegebenen Umständen keine bessere Lösung zur Anordnung und Gestaltung der Bauwerke am unteren Schiffahrtskanal an.

5.7 Ausbildung der Bauwerke am Kraftwerkseinlauf

Nach der Aufgabenstellung sollte das im Maßstab 1:100 vorhandene Gesamtmodell der Stauanlage auch zu Untersuchungen über die strömungstechnisch günstige Gestaltung des Kraftwerkseinlaufes herangezogen werden, da für das einwandfreie Arbeiten des Kraftwerkes, insbesondere der beiden äußeren Turbinen, die Formen des Trennpfeilers und des Landanschlusses von besonderer Bedeutung sind [19][25][28]. Und zwar sollten der Trennpfeiler zum Querdamm hin und der Landanschluß an die oberstromige Schleuseninsel so gestaltet werden, daß die beiden Randstromlinien frei von Ablösungserscheinungen und Wirbelbildungen in die für die Turbinenanströmung günstigste Richtung umgelenkt werden. Darüberhinaus war nach weiteren baulichen Maßnahmen im Bereich der oberen Kraftwerksbucht gefragt, die ebenfalls die Zuströmung zu den Turbinen beeinflussen könnten, von denen die Buchtform und die Sohlausbildung besonders zu nennen sind [9].

Bei dem im Gesamtmodell vorhandenen Modellkraftwerk waren dessen hydraulische Umriss einschließlich aller Einlauf- und Auslaufbauwerke, jedoch nicht die Turbine nachgebildet (Abb.52). Diese Modellanordnung ließ ohne Einschränkung die gefragten Untersuchungen zur strömungstechnisch günstigen Gestaltung der Bauwerke am Kraftwerkseinlauf zu und insbesondere die vergleichende Betrachtung verschiedener Trennpfeiler- und Landanschlußformen; sie war aber für eine Untersuchung der Strömungsverhältnisse im Kraftwerksauslauf, die maßgebend von der laufenden Turbine bestimmt werden, nicht geeignet.



Abb.52 Nachbildung des Laufkraftwerkes im Gesamtmodell; Kraftwerkseinlauf

5.7.1 Ausbildung der Kraftwerkswangen und des Zulaufbodens

Die Untersuchungen beim zunächst vorliegenden Ausgangsentwurf für die Bauwerke am Kraftwerkseinlauf brachten das Ergebnis, daß bei dieser Gestaltung eine ungleichmäßige Geschwindigkeitsverteilung über den Einlaufquerschnitt vorliegt, nach der auf eine unterschiedliche Beaufschlagung der einzelnen Turbinen geschlossen werden kann. Und zwar ist die Beaufschlagung der äußeren, landseitigen Maschine IV am geringsten; sie nimmt nach links bis zur Maschine II hin deutlich zu und fällt dann wieder bei der flußseitigen Maschine I ab.

Diese auf einer Schrägströmung beruhenden Erscheinung (Abb.53) finden wir sowohl beim untersuchten Rheinabfluß von $Q = 1070 \text{ m}^3/\text{s}$ als auch bei $Q_{\text{Rhein}} = 2930 \text{ m}^3/\text{s}$ vor, wobei sie sich im zuletzt genannten Fall viel deutlicher ausdrückt, da bei ihm die Maschinen auf Höchstlast laufen. Die Beaufschlagung der Turbinen wird offensichtlich mit zunehmender Betriebswassermenge ungleichmäßiger.

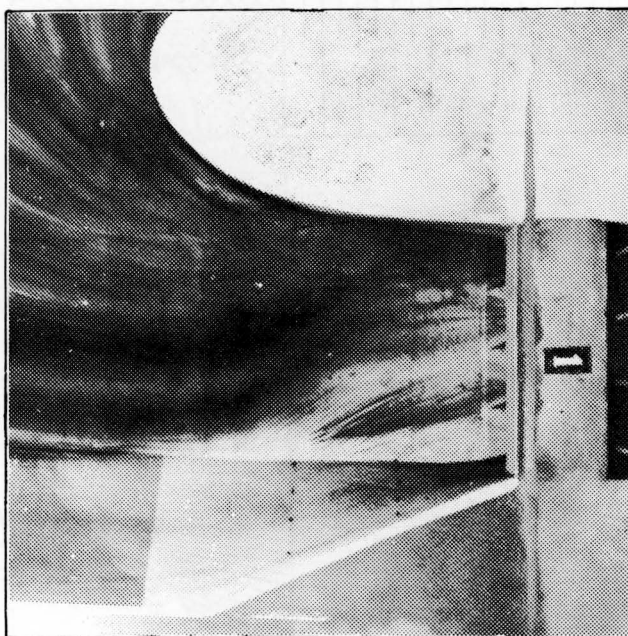


Abb.53 Anströmung des Kraftwerkes beim Ausgangsentwurf der Bauwerke am Einlauf; $Q = 1070 \text{ m}^3/\text{s}$

Im Falle der Rheinstaustufe Iffezheim und der für sie typischen Anordnung der Hauptbauwerke hat der Trennpfeiler die Aufgabe, die auf der Rheinseite parallel zum Querdamm ankommenden Stromlinien (s. Abb.53) frei von Ablösungserscheinungen und Wirbelbildungen in die für die Turbinenanstromung günstigste Richtung zu drehen, was einem Umlenkwinkel bis zu 90° gleichkommt. Beim hier zu behandelnden Ausgangsentwurf des Trennpfeilers finden wir vom Pfeilerkopf bis zum Turbineneinlauf eine sehr lange Verzögerungsstrecke für die Strömung vor, die bei Annahme einer Kreisströmung mit $v = C/R$ mit der Zunahme des Krümmungshalbmessers der Trennmole im Grundriß erklärt werden kann [28]. Es mußte nun das weitere Ziel der Untersuchungen sein, die Form des Trennpfeilers und des Landanschlusses in Verbindung mit der Ausbildung des Zulaufbodens für die besonderen örtlichen Verhältnisse so zu wählen, daß eine möglichst gleichmäßige Beaufschlagung aller Turbi-

neneinläufe vorliegt. Die vorher beschriebene Geschwindigkeitsverteilung mußte also durch eine Veränderung der baulichen Ränder an der Seite und an der Sohle so beeinflußt werden, daß auf Kosten der zu starken Beaufschlagung von Turbine II die Anströmgeschwindigkeiten zur landseitigen Maschine angehoben werden.

Wie die Untersuchungen und insbesondere die Geschwindigkeitsmessungen im Turbinenanlauf sowie die Strömungsaufnahmen in der Kraftwerksbucht gezeigt haben, kann dieses Ziel dann erreicht werden, wenn man den Trennpfeiler und den Landanschluß im Grundriß als sogenannte "kurze Ellipse" nach ROUVE [28] ausbildet (Abb.54), eine Form, die sich auch am Wehr auf der gegenüberliegenden Seite gut bewährt hat (s.a. Abschn. 5.2). Die Neigung des Zulaufbodens wurde mit 1:7,76 einheitlich bis zur Sohlenhöhe der oberstromigen Kraftwerksbucht (NN + 110,00 m) ausgeführt, also der ursprünglich vorhandene Gefällesprung vermieden, wodurch sich die Länge des Zulaufbodens zu $L = 77,00$ m ergibt.

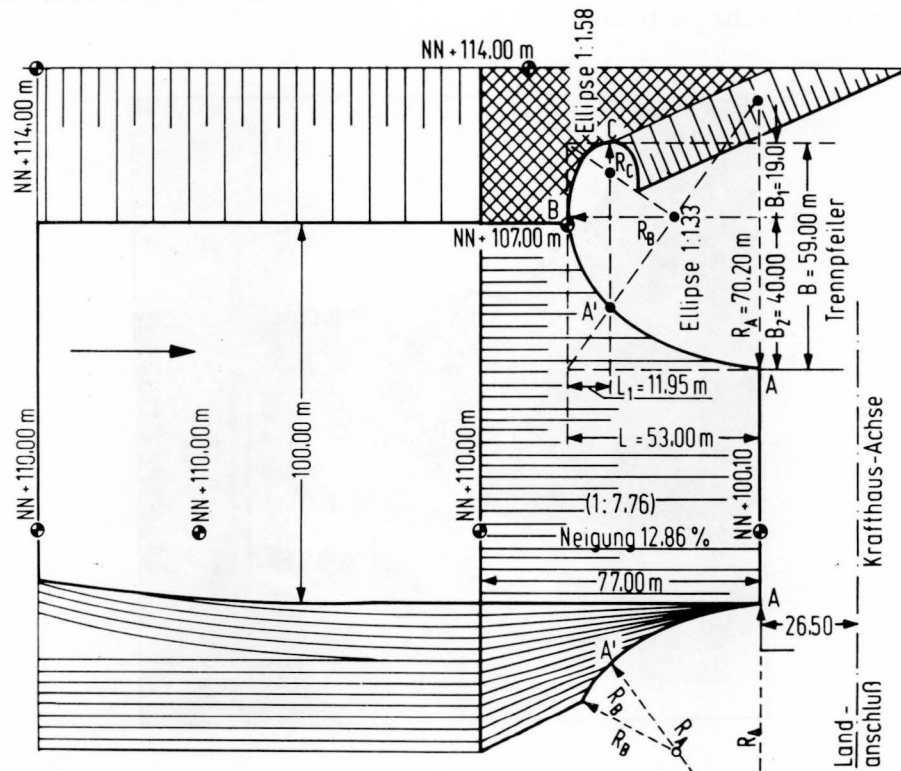


Abb.54 Ausbildung der Bauwerke am Kraftwerkseinlauf beim Ausführungsvorschlag

Wie die Beobachtung der Strömungsvorgänge im Modell ergab, stellt die vorher genannte Neigung des Zulaufbodens die Grenzneigung dar, die gerade noch von der Strömung ohne Sohlablösung und Wirbelbildung angenommen wird.

Die Geschwindigkeitsmessungen bestätigen die günstige Wirkung der vorgenommenen Veränderungen, da sie nunmehr eine gleichmäßigere Beaufschlagung der vier Turbinen anzeigen. Dieses positive Ergebnis wird auch in den Strömungsaufnahmen deutlich, die eine über die gesamte Breite des Turbinen-einlaufs gleichmäßig verteilte, an den seitlichen Rändern gut anliegende und im Normalfall des 4-Turbinenbetriebs orthogonal zur Rechenebene verlaufende Strömung zeigen (Abb.55).

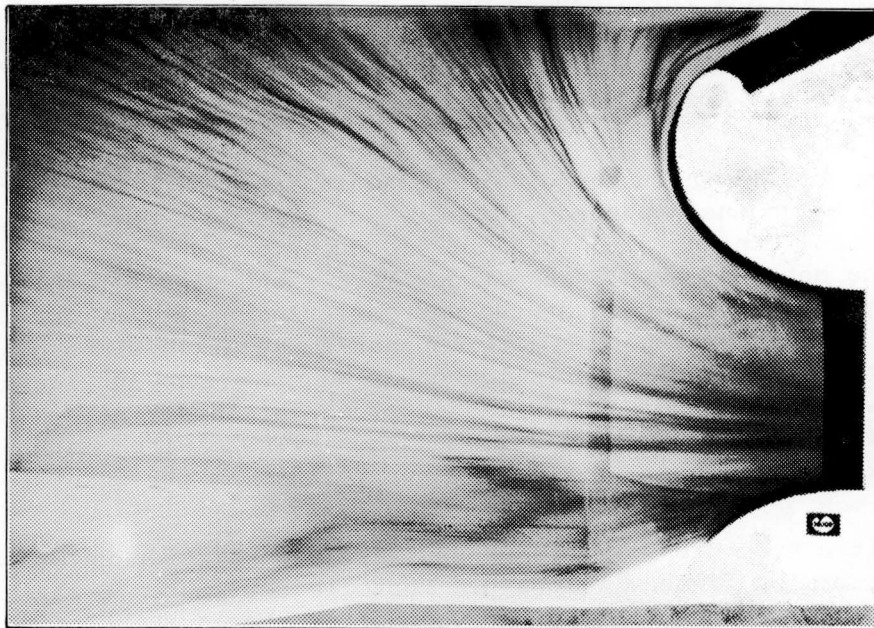


Abb.55 Anströmung des Kraftwerkes beim Ausführungsvorschlag der Bauwerke am Einlauf; $Q = 1070 \text{ m}^3/\text{s}$

Da der im Grundriß elliptisch geformte Trennpfeiler wesentlich kürzer als der Ausgangsentwurf ist und damit auch in den Erstellungskosten Vorteile aufweist, stellt die auf Abb.54 gezeigte Lösung den sog. Ausführungsentwurf dar. Dies gilt selbstverständlich auch für den Landanschluß auf der rechten Einlaufseite des Kraftwerkes, für den nach den Versuchsergebnissen die senkrechte, im Grundriß elliptisch geführte Wand des Ausführungsvorschlages günstiger ist als der zunächst geplante Verwindungsabschnitt, da sich eine insgesamt ausgewogenere Turbinenbeaufschlagung einstellt und auch der aus der spiegelsymmetrischen Anordnung der beiden Kraftwerkswangen sich ergebende optische Effekt nicht ganz ohne Gewicht ist.

Um die Sohlarbeiten an dem Verwindungsabschnitt vor dem Trennpfeiler möglichst im Trockenen ausführen zu können, sollten die bestehenden Uferbauwerke auf der rechten Rheinseite auf einer Höhenlage von NN + 114,00 m verbleiben. Die eigens zur Prüfung dieser Forderung angestellten Untersuchungen brachten das Ergebnis, daß dieser höher liegende Sohlanschluß keine Nachteile in der Turbinenanströmung bringt.

5.7.2 Formgebung der oberstromigen Kraftwerksbucht

Der Einstau im Oberwasser bringt es mit sich, daß die Wasserspiegelränder keine Kraftwerksbucht anzeigen, eine Bucht im eigentlichen Sinne also nicht vorhanden ist. Wenn im folgenden trotzdem von einer Bucht gesprochen wird, so ist damit der Bereich gemeint, in dem die etwa auf NN + 115,50 m liegende Sohle des eingestauten Rheinvorlandes abgebaggert wird, um auch in Sohlennähe gute Zuströmbedingungen zu erhalten. Es liegt also wohl eine oberstromige Kraftwerksbucht vor, deren Konturen sich allerdings nur unter Wasser abzeichnen.

Bei den bisher erläuterten Untersuchungen zur Gestaltung der Kraft-

werkswangen und des Zulaufbodens war eine verhältnismäßig weit nach oberstrom ausladende Kraftwerksbucht vorhanden, die nach den Strömungsaufnahmen eine zügige Anströmung zu den Turbinen und eine gute Verteilung der Zulaufgeschwindigkeiten über den Einlaufquerschnitt in Rechenebene begünstigt.

Da aber im Rhein bei einer großzügig angelegten Kraftwerksbucht die Gefahr von Anlandungen besteht, die die Bucht mit der Zeit auf natürlichem Weg verkürzen könnten, sind auch kürzere Buchtformen untersucht worden. Diese Versuche haben ergeben, daß mit der Verkürzung eine Verschlechterung der Zuströmverhältnisse einhergeht, so daß der Ausgangsentwurf der Kraftwerksbucht vor dem Hintergrund der Turbinenanströmung die bislang günstigste Lösung darstellt. Dies gilt vor allem dann, wenn man den außergewöhnlichen Betriebsfall beim Absperren der landseitigen Turbine IV mit in die Betrachtung einbezieht, bei dem die Zuströmungsgeschwindigkeiten der benachbarten Maschine III deutlich nachteilig mit der Verkürzung der Bucht reagieren.

Mit diesem Wissen mußte es das Ziel der weiteren Untersuchungen sein, eine Buchtform zu finden, welche die Vorteile der langen Bucht hinsichtlich der Turbinenanströmung mit den Vorzügen der kürzeren Bucht bezüglich der Verlandungen verbindet. Aus diesem Grund wurde schrittweise über verschiedene jeweils untersuchte Zwischenstationen der Ausgangsentwurf der Kraftwerksbucht zu einer Form modifiziert, bei der die Zuströmung zum Kraftwerk in dem auf NN + 110,00 liegenden Sohlabschnitt eindeutig zwischen parallel zum Uferverlauf gerichteten Rändern erfolgt (Abb.56).

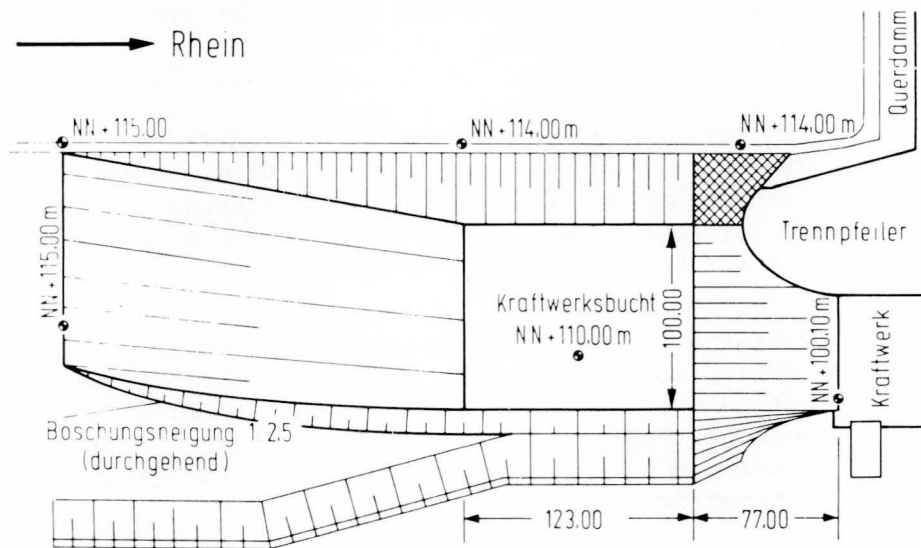


Abb.56 Gestaltung der oberen Kraftwerksbucht beim Ausführungsvorschlag

Durch die Wahl eines einheitlich hohen Uferverbaues auf der linken Seite (NN + 114,00 m) war es damit möglich, die bei der Ausgangsform recht kompliziert ausgebildete Böschung zwischen dem Uferverbau auf der linken Seite und der auf NN + 110,00 m liegenden Sohle der KW-Bucht auf eine durchgehend 1:10 geneigte Böschung zu vereinfachen. Die im Ausgangsentwurf festgelegte Linienführung des rechten Ufers oberhalb des auf NN + 115,00 m liegenden Bereichs wurde aber beibehalten (s. hierzu Abb.1).

Die Ergebnisse der bei dieser Form durchgeführten Geschwindigkeitsmessungen am Kraftauseinlauf und die im Modell angestellten Beobachtungen des Strömungsverlaufs in der oberstromigen Kraftwerksbucht sowie der Ver-

gleich mit den Ergebnissen von den untersuchten Zwischen- bzw. Vorformen weisen insgesamt die neue Form als ausführungsfähige Lösung aus, da durch die vorgenommene Verkürzung und Umbildung der KW-Bucht sogar noch Verbesserungen im Strömungsverlauf erzielt werden konnten. Im Vergleich mit der langen Kraftwerksbucht zeigen sich bei der neuen Form wesentlich geringere Unterschiede bei den im Einlaufquerschnitt gemessenen Geschwindigkeitsgrößen, vor allem entlang der vertikalen Meßachsen, und damit gleichmäßigere Geschwindigkeitsverteilungen, was dem Wirkungsgrad und dem ruhigen Lauf der Turbinen förderlich ist. Zu diesen hydraulischen Vorzügen kommt im Vergleich mit dem Ausgangsentwurf noch der angestrebte Vorteil, daß beim Ausführungsvorschlag die Gefahr von Anlandungen in der oberen Kraftwerksbucht geringer ist.

5.7.3 Betrachtung verschiedener Betriebsfälle beim Ausführungsvorschlag

Bei niederen Rheinabflüssen (stellvertretend hierfür: $Q_{Rh} = 575 \text{ m}^3/\text{s}$) sind nur zwei Turbinen in Betrieb, die möglichst so ausgewählt werden sollen, daß das benachbarte Totwassergebiet vor den abgestellten Turbinen an der Seite liegt und von der Turbinenanstömung nur durch eine Diskontinuitätsschicht abgegrenzt wird, um die Verluste durch Ablösungserscheinungen und Wirbelbildungen gering zu halten. Diese Forderung wird dann erfüllt, wenn entweder die beiden linksseitigen Turbinen I und II oder die beiden rechtsseitigen Turbinen III und IV in Betrieb bleiben.

Im zuerst genannten Fall finden wir die Strömung etwa bis zur Kante des geneigten Zulaufbodens über die gesamte Breite der Kraftwerksbucht verteilt und erst dann beginnt sie langsam zu den linksseitigen offenen Turbinen zu wechseln. Infolge dieses späten Wechsels verläuft die Strömung vor der abgestellten Turbine III schräg bzw. nahezu parallel zur Einlaufkante, was einen Abfall der Randgeschwindigkeiten an Turbine II und eine Verminderung der Beaufschlagung zur Folge hat (Abb.57, Mitte).

Das Abstellen der beiden linksseitigen Turbinen kommt dem Verlauf der Strömung in der oberen Kraftwerksbucht mehr entgegen, die infolge der Lage des Kraftwerkes am Außenufer bevorzugt dem rechten Ufer folgt, an dessen Ende auch die beiden angeströmten Turbinen liegen. Dadurch beginnen sich die Stromfäden schon in größerer Entfernung zum Kraftwerk nach rechts zu orientieren, was für die Randturbine III eine weniger kritische Schräganströmung bedeutet und die Beaufschlagung dieser Turbine damit besser ist, als in entsprechender Weise beim zuerst beschriebenen Fall (siehe Abb.57, unten).

Läßt man nur die beiden äußeren Turbinen laufen, dann erhält man einen Fall, der durch ein Totwassergebiet in der Mitte und zwei Diskontinuitätsschichten an dessen Rändern gekennzeichnet ist. Wie nicht anders zu erwarten war, liegt damit der ungünstigste Fall vor. Die verstärkten Ablösungsvorgänge und Wirbelbildungen innerhalb der beiden Diskontinuitätsschichten bringen es mit sich, daß sich bei den beiden in Betrieb befindlichen Maschinen an den Rändern des Einlaufs zur Mitte hin ein starker Abfall der Strömungsgeschwindigkeiten ergibt (s. Abb.57, oben). Darüberhinaus findet man bei diesem Betriebsfall einen großen Unterschied in der Beaufschlagung der beiden Turbinen vor.

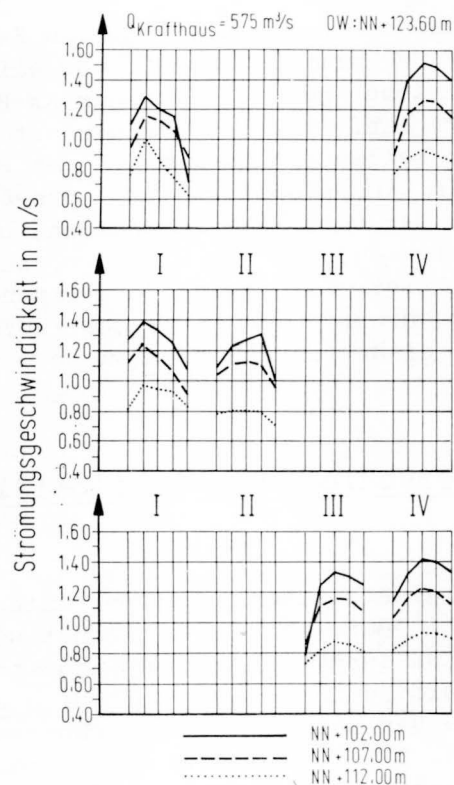


Abb.57 Strömungsgeschwindigkeiten am Kraftwerkseinlauf beim Ausführungsvorschlag; $Q_{\text{Rhein}} = 575 \text{ m}^3/\text{s}$

Nach diesen Untersuchungsergebnissen ist bei Niedrigwasserführungen im Rhein das Abstellen der beiden linken Turbinen I und II zu empfehlen, da die Anströmung der beiden rechten Turbinen der örtlichen Strömungssituation in der oberen Kraftwerksbucht besser angepaßt ist und sich dadurch die geringstmöglichen Verluste ergeben.

Auch bei der Mittelwasserführung des Rheins ($Q_{\text{Rh}} = 1070 \text{ m}^3/\text{s}$) können wir grundsätzlich den gleichen Verlauf der Strömung in der Kraftwerksbucht beobachten. Beim Abstellen der rechten (landseitigen) Turbine wechselt die Strömung wieder erst kurz vor dem Einlauf in die offene Randturbine III, während sie sich beim Abstellen der linken Turbine schon in einer größeren Entfernung zur Einlaufebene nach rechts orientiert. Dadurch werden im zuletzt genannten Fall die beiden rechten Turbinen stärker beaufschlagt als im normalen 4-Turbinenbetrieb (Abb.58), wobei die schon bekannte und begründete Zunahme in der Beaufschlagung der einzelnen Turbinen von links nach rechts deutlich wird.

Diese Beobachtungen dürfen auch auf den nächsthöheren Untersuchungsabfluß ($Q_{\text{Rh}} = 2930 \text{ m}^3/\text{s}$) übertragen werden, bei dem die Turbinen auf Höchstlast laufen (Abb.59). Jedoch fällt beim Vergleich mit den vorher behandelten Einlaufgeschwindigkeiten bei Mittelwasserführung auf, daß jetzt auch beim 4-Turbinenbetrieb die Beaufschlagung der einzelnen Turbinen von links nach rechts zunimmt, die landseitige Turbine demnach am stärksten beaufschlagt wird.

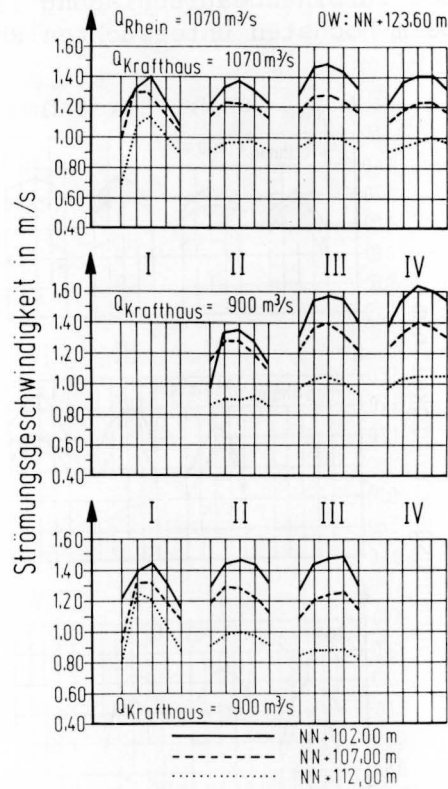


Abb.58 Strömungsgeschwindigkeiten am Kraftwerkseinlauf beim Ausführungsvorschlag; $Q_{\text{Rhein}} = 1070 \text{ m}^3/\text{s}$

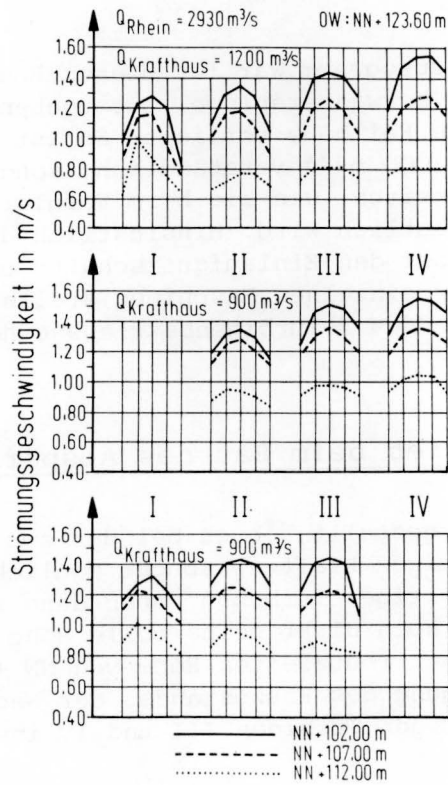


Abb.59 Strömungsgeschwindigkeiten am Kraftwerkseinlauf beim Ausführungsvorschlag; $Q_{\text{Rhein}} = 2930 \text{ m}^3/\text{s}$

Diese Zunahme der Turbinenbeaufschlagung findet man, jedoch in abgeschwächter Form, auch beim höchsten untersuchten Rheinabfluß von $Q_{Rh} = 4800 \text{ m}^3/\text{s}$ vor (Abb.60).

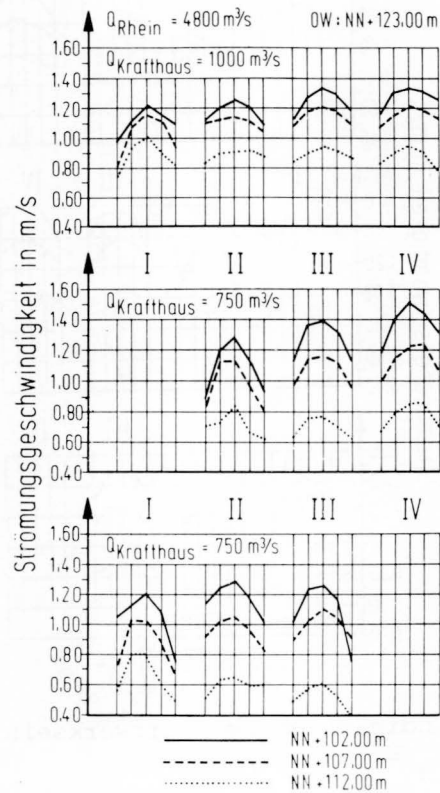


Abb.60 Strömungsgeschwindigkeiten am Kraftwerkseinlauf beim Ausführungsvorschlag; $Q_{Rhein} = 4800 \text{ m}^3/\text{s}$

Nach dem Versuchsprogramm war für diesen Rheinabfluß von einem auf $NN + 123,00$ abgesenkten Oberwasserspiegel auszugehen, so daß am Krafthaus eine deutlich verringerte Fallhöhe vorliegt. So ist nicht nur der Rückgang des Betriebswassers auf $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ verständlich, sondern auch die Abnahme der Strömungsgeschwindigkeiten, wie sie beim Vergleich mit den vorher behandelten Abflußfällen deutlich wird. Hinsichtlich der Verteilung der Strömungsgeschwindigkeiten über den Einlaufquerschnitt und der daraus abzuleitenden Beaufschlagung der einzelnen Maschinen stellen wir bei diesem Vergleich auch für die Fälle des 3-Turbinenbetriebs eine etwa gleichbleibende Tendenz fest.

5.7.4. Kraftwerksbetrieb beim Bau des Absperrdammes

Es war die Frage gestellt, ob es bei der zur Ausführung vorzuschlagenden Form der oberstromigen Kraftwerksbucht möglich sein wird, mit dem Betrieb der beiden landseitigen Turbinen schon dann zu beginnen, wenn der Absperrdamm im Rheinbett noch nicht seine volle Höhe erreicht hat und der Oberwasserspiegel auf einer reduzierten Höhe von $NN + 118,00 \text{ m}$ liegt. Und zwar war für diese Bedingung des Bauzustandes der Nachweis zu führen, daß durch die beiden landseitigen Turbinen III und IV insgesamt $500 \text{ m}^3/\text{s}$ abgeführt werden können.

Wie die bei Rheinabflüssen von 500 bis $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ durchgeführten Un-

tersuchungen erbracht haben, ist ein derartiger Turbinenbetrieb ohne Einschränkungen möglich. Diese Ergebnisse der Geschwindigkeitsmessungen am Krafthouseinlauf (Abb.61) können zeigen, daß unabhängig von der Stärke des Rheinabflusses im Bereich der untersuchten Fälle eine ausgewogene Geschwindigkeitsverteilung über den Einlaufquerschnitt der beiden Turbinen vorliegt, die im Vergleich mit der Verteilung beim Normal- (End-) zustand (auf Abb.57) keine negativen Auswirkungen erkennen läßt.

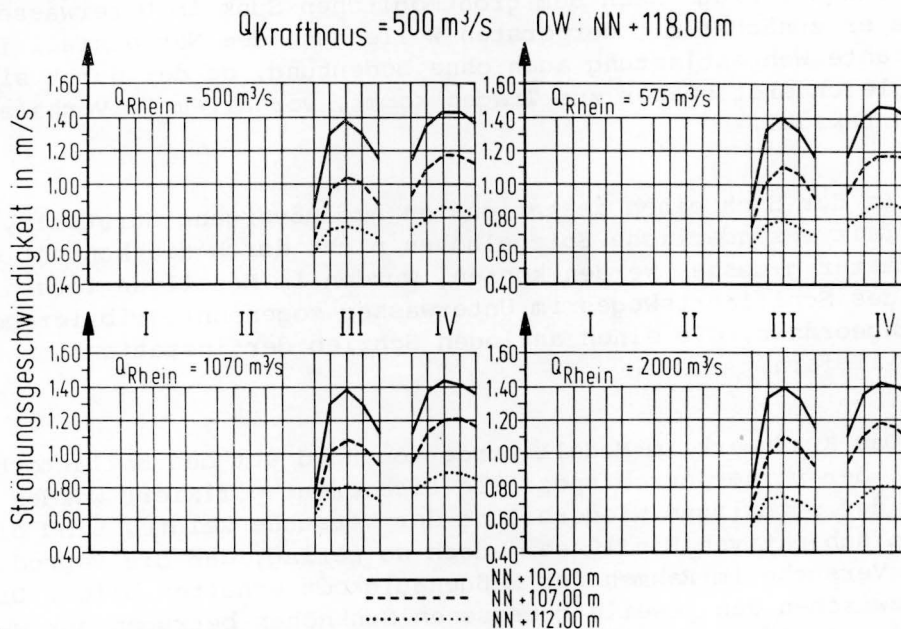


Abb.61 Strömungsgeschwindigkeiten am Kraftwerkseinlauf beim Bau des Absperrdammes

Einige Kontrollversuche haben abschließend ergeben, daß ein derartiger Turbinenbetrieb mit einer Betriebswassermenge von $Q_{\text{KW}} = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ selbst dann noch möglich ist, wenn der Oberwasserspiegel nur auf NN +116,50m liegt.

Mit großer Wahrscheinlichkeit sind diese günstigen Anströmbedingungen während des Bauzustandes auf das Tieferlegen des alten Uferbaues auf eine Höhenlage von 114,00 m bis etwa 200,00 m oberhalb des Krafthouseinlaufes zurückzuführen, wie es beim Ausführungsvorschlag der oberstromigen Kraftwerksbucht erfolgt ist.

5.7.5 Sunk im Unterwasser bei Netzausfall

Bei Netzausfall schalten die Turbinen auf Entlasterbetrieb um und führen nach 50 Sekunden etwa 60 % ihres Nenndurchflusses ab, der für die vier Turbinen zusammen maximal $1200 \text{ m}^3/\text{s}$ beträgt. Infolge dieser Verringerung des Kraftwerksdurchflusses stellt sich im Unterwasser ein Sunk ein, der für die Schifffahrt erhebliche Schwierigkeiten mit sich bringen kann, da er die Gefahr der Grundberührung und des Aufsetzens in sich birgt. Von der vorhandenen Flottwassertiefe her ist ein Sunk umso kritischer, je geringer die vorhandene Unterwassertiefe, d.h. je kleiner die Wasserführung im Rhein ist. Andererseits nimmt der Sunk in seiner absoluten Größe mit der Größe der Betriebswassermenge des Kraftwerkes zu. Daraus läßt sich ableiten, daß der Sunk im Unterwasser seine stärkste und unangenehmste Auswirkung auf die

Schifffahrt dann erreicht, wenn das Kraftwerk bei einem Rheinabfluß von $Q = 1200 \text{ m}^3/\text{s}$, der ausschließlich in den Turbinen umgesetzt wird, auf Entlasterbetrieb geht, wobei die Unterwassertiefe noch verhältnismäßig gering ist.

Dieser Fall wurde im Modell untersucht, wobei die geplante Entlastung vom Wehr her aus Gründen der Versuchsvereinfachung außer Betracht blieb. Wenn die Frage nach dem größtmöglichen Sunk im Unterwasser gestellt ist, wie er zunächst mit der ersten Welle nach dem Netzausfall folgt, ist die geplante Wehrentlastung auch ohne Bedeutung, da der durch sie bewirkte Sunkausgleich erst später zum Tragen kommt, vor allem im Vorhafen und im Schifffahrtskanal.

Da der Sunk einen instationären Abflußvorgang darstellt, dessen mit der Zeit veränderliche Spiegelhöhen nicht durch die konventionellen Spitzentaster gemessen werden können, wurden im Modell an verschiedenen Stellen des Schifffahrtsweges im Unterwasser sogenannte vibrierende Spitzentaster angeordnet, die einen analogen Schrieb der instationären Wasserspiegelhöhen liefern.

Das Kraftwerk im Modell wurde von Hand auf den Entlasterbetrieb umgestellt, der vorher durch spezielle Eichversuche fixiert worden ist. Wie sich aus der oftmaligen Wiederholung der Versuche zeigte, sind die dadurch gegebenen subjektiven Einflüsse jedoch so gering, daß die Reproduzierbarkeit der Versuche im Rahmen der Meßgenauigkeit erhalten blieb. Die Abweichungen zwischen den jeweils gemessenen Sunkhöhen betragen nur wenige Zentimeter.

Die Meßergebnisse (Abb.62) informieren uns sowohl über die Größe des Sunkes, bezogen auf die vor dem Netzausfall vorhandene Wasserspiegellage, als auch über den Weg und den zeitlichen Verlauf der Sunkwelle, wenn man die an den verschiedenen Meßstellen registrierten Ergebnisse miteinander betrachtet.

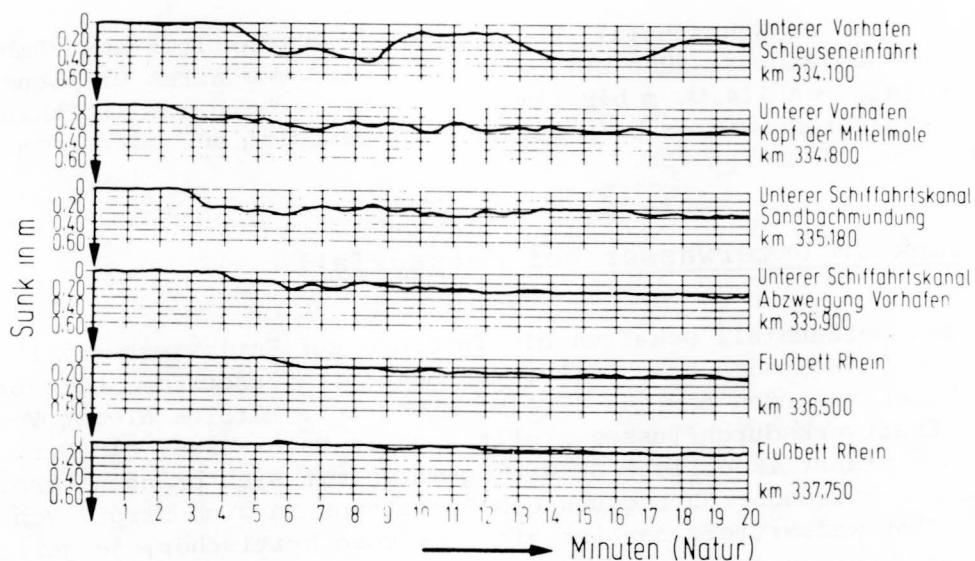


Abb.62 Sunk im Unterwasser bei Netzausfall; Turbinendurchfluß fällt in 50 sec von $Q = 1200 \text{ m}^3/\text{s}$ auf $Q = 720 \text{ m}^3/\text{s}$ ab

So erkennen wir (oberes Diagramm), daß der größte Sunk mit rund 45cm an der unteren Schleuseneinfahrt auftritt. Die Sunkwelle erreicht diese Stelle nach etwa 4 min und steigert sich während der folgenden 4 1/2 min auf ihre größte Amplitude. Dieses kritische Ausmaß hängt mit der Erscheinung zusammen, daß an dieser Stelle der kleinste Querschnitt innerhalb des gesamten Schiffahrtskanals vorliegt und an der Schleuse eine Reflexion der Sunkwelle erfolgt, wie es auch die Meßergebnisse zum Ausdruck bringen. Es muß hier noch eingefügt werden, daß bei den Modelluntersuchungen die unteren Schleusentore geschlossen waren. Sollte beim Netzausfall aber ein Schleusentor offen sein, dann läuft die Sunkwelle in die Schleuse weiter hinein und wird erst an deren oberem Ende reflektiert. Hinsichtlich der Schifffahrt ist auf diesen Fall besonders zu achten, da er die Gefahr in sich birgt, daß beim Eintreffen der Sunkwelle ein Schiff gerade über den Drempeel fährt.

Im Bereich der Zusammenführung des Kraftwerkskanals mit dem unteren Vorhafen trifft die Sunkwelle entsprechend dem kürzeren Weg vom Kraftwerk bis an diese Stelle schon nach 2 min ein und erreicht dort nach knappen 7 min ihren maximalen Ausschlag von rd. 30 cm (auf Abb.62, zweites Diagramm von oben). Mit diesem Sunk muß man im Schiffahrtskanal vom Kopf der Mittelmole bis zur Sandbachmündung rechnen (3. Diagramm von oben). Infolge der möglichen Ausbreitung in den Rhein ermäßigt sich die Sunkwelle bis zur Vorhafenabzweigung auf stark 20 cm (4. Diagramm von oben). Etwas darunter liegen die Werte im Rhein selbst (die beiden untersten Diagramme auf Abb.62), die sich infolge des langen Laufweges für die Sunkwelle durch den Kraftwerks- und den Schiffahrtskanal erst spät einstellen und auch nicht mehr die Reflexionseinflüsse erkennen lassen, wie wir sie im Innern des Schiffahrtskanals und vor allem an der unteren Schleuseneinfahrt beobachten können.

5.8 Strömungsverhältnisse beim Schließen des Rheinabsperrdammes

Nach der Aufgabenstellung für das Gesamtmodell stand auch eine Untersuchung der Vorgänge bei der Inbetriebnahme der Staustufe an, bei der davon auszugehen war, daß das Wehr auf der linken Seite der Stauanlage sowie das Krafthaus, die beiden Schleusenkammern einschließlich der zugehörigen Schleusenvorhöfen auf der rechten Rheinseite fertiggestellt sind und die Baustellen auf den beidseitigen Vorländern geflutet werden können. In dieser Phase ist das eigentliche Flußbett des Rheins noch unverbaut, und die seitlichen Rheinuferbauten im Bereich der oberen und unteren Wehrbucht sowie entlang der Zufahrten zu den Schleusenvorhöfen sind noch in vollem Umfang vorhanden. Die Schifffahrt geht noch durch die Schifffahrtsrinne im Rhein.

Nach Umleitung der Schifffahrt durch die Vorhöfen und Schleusen, hierzu muß vorher der Uferverbau im Bereich der Vorhafenzufahrten auf einer gewissen Länge entfernt werden sowie teilweiser Öffnung der oberen und unteren Wehrbucht zum Flußbett hin und einer dem Rheinabfluß entsprechenden Steuerung der Wehrverschlüsse, kann mit dem Bau des ca. 250 m langen Absperrdammes quer über das ursprüngliche Rheinbett begonnen werden. Dieser Absperrvorgang ist in hydraulischer Hinsicht durch die Schüttung des Steinriegels gekennzeichnet. Wenn der Steinriegel quer über das alte Flußbett des Rheins geschlossen ist, sind beim nunmehr vorhandenen Teilstau die Strömungserscheinungen im Bereich des Schifffahrtsweges durch die Vorhöfen von Interesse, und zwar wie sie sich bei der vollständigen Entfernung aller Uferbauten in der oberen Vorhafenzufahrt und in den Wehrbuchten ergeben können. Am Schluß der Untersuchung steht die Betrachtung der Schifffahrtsverhältnisse im Bereich der unteren Vorhafenzufahrt, wenn das Kraftwerk in Probetrieb geht und die letzten Uferbauten dort

entfernt werden. Bei den Modelluntersuchungen für die Rheinstaustufe Gamsheim im Versuchslabor Chatou/Frankreich (Modellmaßstab 1:100) ist der Ablauf der einzelnen Maßnahmen beim Bau des Querdammes im Rhein eingehend und mit beweglicher Sohle aus Sand und dann aus Bakelit betrachtet worden [2]. Diese Untersuchungen sind an den Kriterien der Schifffahrtsverhältnisse im Rhein und in den Vorhafenzufahrten, der hydraulischen Vorgänge in der Dammlücke selbst sowie der sich bei den verschiedenen Bauphasen ergebenden Sohlveränderungen geführt worden. Ihre Ergebnisse können, was den prinzipiellen Bauablauf des Querdammes angeht, auch auf die in der Anordnung der Hauptbauwerke ähnliche Staustufe Iffezheim übertragen werden. Da aber die Staustufe Iffezheim im Detail betrachtet doch gewisse Abweichungen zur oberhalb von ihr liegenden Stauanlage Gamsheim aufweist, war wenigstens zu prüfen, inwieweit sich diese Unterschiede auf die Vorgänge beim Schließen des Absperrdammes auswirken, wobei in erster Linie die Schifffahrtsverhältnisse im Rhein und in den Vorhafenzufahrten zur Betrachtung anstanden [12].

5.8.1 Schrittweises Öffnen des oberen Schleusenkanals

Bei diesem Bauzustand sind das Wehr auf der linken Rheinseite sowie das Kraftwerk und die Schifffahrtsanlagen auf der rechten Rheinseite erstellt, jedoch noch nicht in Betrieb. Die Uferbauten vor den Wehrbuchten und Vorhafeneinfahrten sind noch in vollem Umfang vorhanden und die Schifffahrt geht noch durch die Schifffahrtsrinne im Rhein.

Öffnet man nun in Schrittweiten von 50 m den oberen Schleusenvorhafen, und zwar durch Entfernen der alten Uferbauten, dann stellt man fest, daß die Stabilität des Stromstrichs mit zunehmender Öffnungsweite l_{os} nachläßt. Neben diesem trivialen Ergebnis zeigt sich aber auch, daß dieser l_{os} Vorgang von der Wasserführung im Rhein abhängig ist, und zwar derart, daß der Verfall des Stromstrichs in die Öffnung hinein bei kleineren Abflüssen kritischer ist als bei größeren Wasserführungen und nach den Versuchsergebnissen bei folgenden Öffnungsweiten l_{os} einsetzt.

Q_{Rhein} in m^3/s	l_{os} in m
575	200
1080	250
2000	300

Da sich auch das Öffnen des Kanals nicht über den Rahmen der Meßgenauigkeit hinaus auf die Wasserspiegellagen auswirkt, selbst dann nicht, wenn man im Bereich der oberen Vorhafenzufahrt die Uferbauten vollständig entfernt, ist es nach diesen Ergebnissen hinsichtlich der im Rhein verkehrenden Schifffahrt unbedenklich, wenn der obere Vorhafen durch Wegnahme der ursprünglichen Uferbauten auf einer Länge von $l_{os} = 200$ m geöffnet wird (Abb.63).

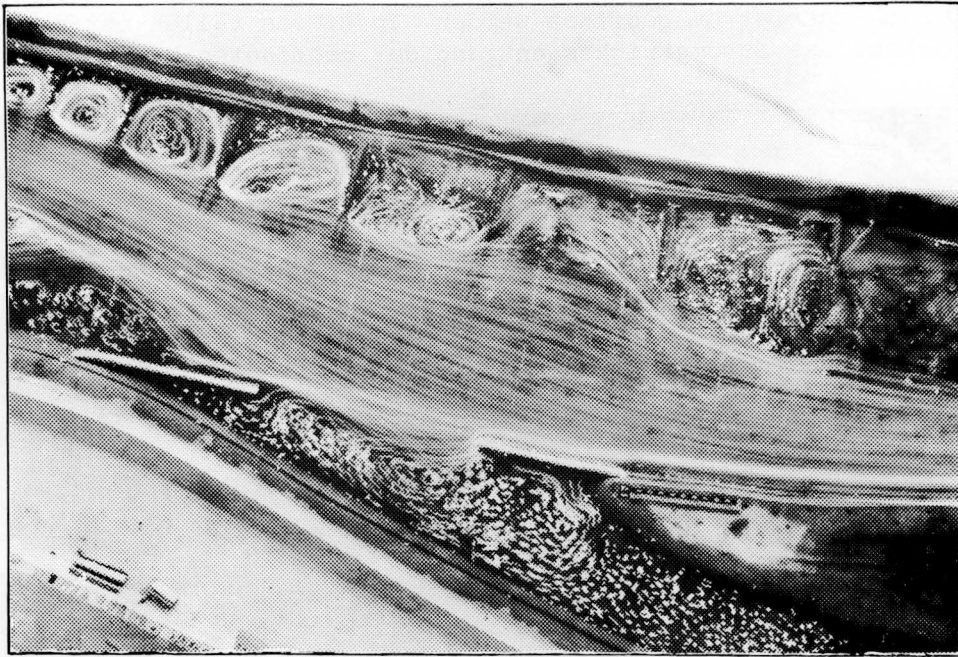


Abb.63 Strömungsverlauf beim Öffnen des oberen Schleusenvorhafens (Öffnungsweite 200 m; $Q = 575 \text{ m}^3/\text{s}$)

5.8.2 Schrittweises Öffnen der oberen und unteren Wehrbucht

Auch bei dieser Ausbauphase ist darauf zu achten, daß die immer noch im alten Rheinbett verkehrende Schifffahrt nicht durch unkontrollierbare Strömungserscheinungen infolge der seitlich geöffneten Wehrbuchten behindert wird.

Bei der Untersuchung der Strömungsvorgänge im Bereich der oberen Wehrbucht zeigte sich, daß dieser Raum mindestens vom neuen Rheinseitendamm bis auf Rhein-km 333,430 geöffnet werden muß, wenn später bei der Schüttung des Steinriegels das Wehr auch bei niederen Wasserständen in ausreichender Weise angeströmt werden soll. Dies hängt mit den Sandbänken in den Bühnenfeldern zusammen, die unmittelbar vor dem neuen Seitendamm ihre größten Ausmaße erreichen.

Öffnet man aber andererseits die Wehrbucht noch weiter nach unterstrom, so stellt man fest, daß der Stromstrich mit zunehmender Öffnungslänge immer weiter in die Öffnung hinein verfällt, ein Vorgang, der bei allen untersuchten Rheinabflüssen in nahezu gleicher Intensität auftritt (Abb.64).

Bei der unteren Wehrbucht zeigt sich ein ähnliches Bild, und zwar derart, daß die Instabilität des Stromstrichs nahezu unabhängig von der Wasserführung dann einsetzt, wenn dieses Revier weiter als bis zu Rhein-km 334,700 von unterstrom her geöffnet wird.

Da bei den Wasserspiegelhöhen keine ungünstigen Veränderungen mit dem Öffnen der Wehrbuchten zu beobachten waren, selbst dann nicht, wenn die Uferbauten vollständig entfernt werden, entstehen für die noch im alten Rheinbett verkehrenden Schiffe keine Behinderungen, wenn die obere Wehrbucht vom

Rheinseitendämm bis Rhein-km 333,430 und die untere Wehrbucht ab Rhein-km 334,700 nach. unterstrom geöffnet werden. In diesen Fällen ist mit einer stabilen Lage des Stromstriches entlang der geöffneten Uferabschnitte zu rechnen.

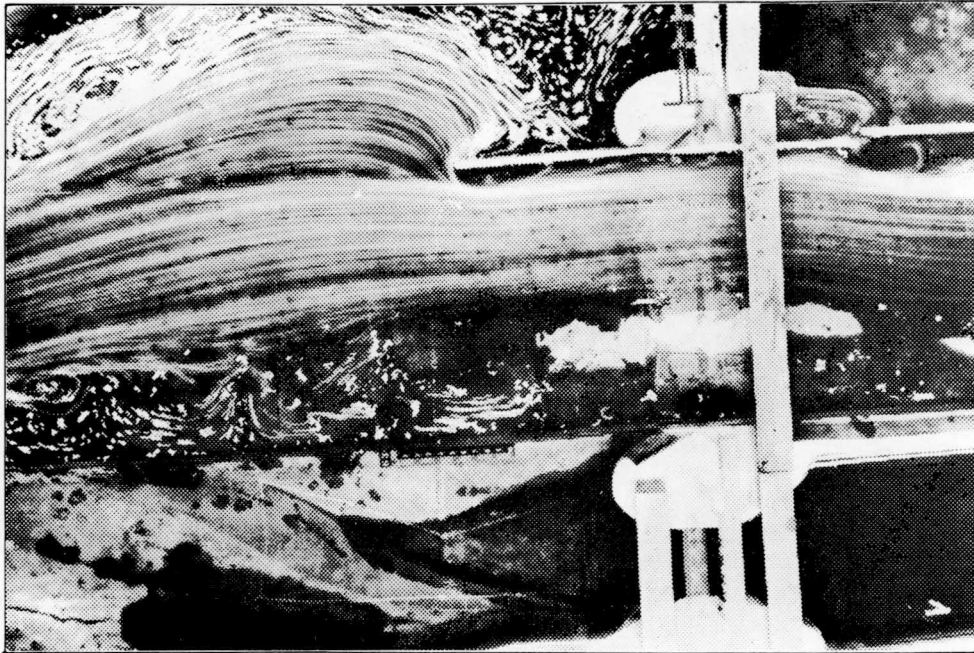


Abb.64 Ausbeulung des Stromstrichs bei zu großer Öffnung der oberen Wehrbucht

5.8.3 Absperrvorgang (Schüttung des Steinriegels)

In diesem Bauzustand sind der obere Schleusenvorhafen und die beiden Wehrbuchten im vorher genannten Umfang geöffnet. Am unteren Schiffahrtskanal sind die Uferbauten auf einer Länge von 250 m entfernt worden, was im Hinblick auf den Schiffsverkehr im Rhein möglich ist, wie wir später auch sehen werden. Die Schifffahrt kann nun ihren Weg durch die Vorhäfen und Schleusen nehmen und es wird mit der Schüttung des Steinriegels begonnen. Für die Krone des Steinriegels war zunächst eine Höhenlage von NN + 115,00m vorgesehen.

Da auf der rechten Rheinseite etwa 120 m lange Buhnen liegen, die ebenso lange Buhnenfelder abgrenzen, kann die Dammschüttung zunächst einmal von rechts bis zu der von den Buhnenköpfen gebildeten Streichlinie vorgetrieben werden, ohne daß von dieser Maßnahme, zumindest bei kleinen Abflüssen, ein nennenswerter Aufstau zu erwarten ist.

Nach dieser ersten Phase kann mit dem Verbau der Schiffahrtsrinne im Rhein begonnen werden, die von beiden Seiten aus vorgenommen werden soll. Das Fortschreiten der Schüttungsarbeiten am Steinriegel wurde im Modell nicht kontinuierlich, sondern in beidseitigen Schritten von jeweils 10 m nachgebildet. Die Länge des in jeder Untersuchungsphase vorhandenen Steinriegels vom alten Uferbau aus gemessen wird auf der linken Seite mit b_L und auf der rechten Seite mit b_R bezeichnet. Die Breite der Dammlücke wird mit b_{offen} angegeben, so daß für das 250 m breite Flußbett des Rheins geschrieben werden kann:

$$b_L + b_{\text{offen}} + b_R = 250 \text{ m} \quad (11)$$

Die Ergebnisse dieser Untersuchungen über die Schüttung des Steinriegels (Abb.65) können zeigen, daß die zunächst für den Steinriegel vorgesehene Höhenlage der Krone von NN + 115,00 m nicht ausreichend ist, um bei Abflüssen bis zu 2000 m³/s Sicherheit gegenüber Überströmen zu haben. Unter Einschluß einer gewissen notwendigen Freibordhöhe läßt sich diese Sicherheit nur dann erreichen, wenn die Krone des Steinriegels auf NN + 116,00 m gelegt wird, wie wir später noch sehen werden.

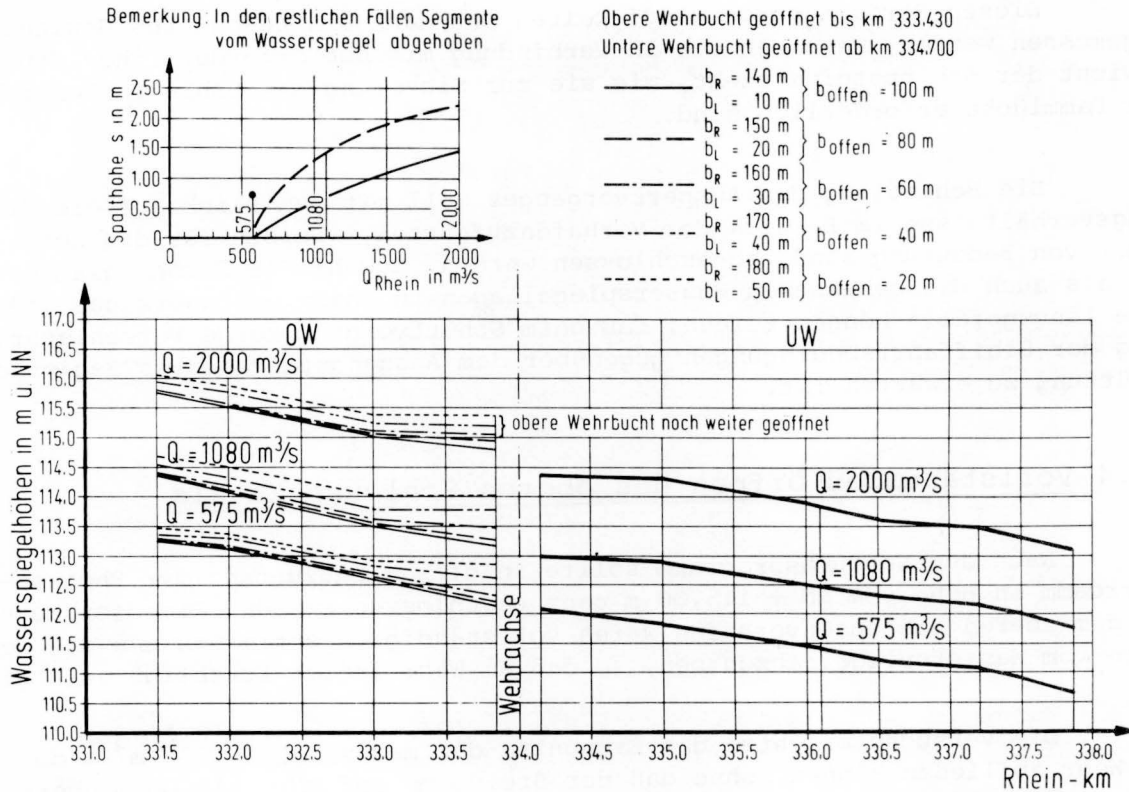


Abb.65 Wasserspiegellagen bei der Schüttung des Rheinabsperredammes

Bei dem im Modell schrittweise nachvollzogenen Absperrvorgang sind auch die in der Mitte der jeweils verbliebenen Dammlücke auftretenden Strömungsgeschwindigkeiten gemessen worden (Abb.66).

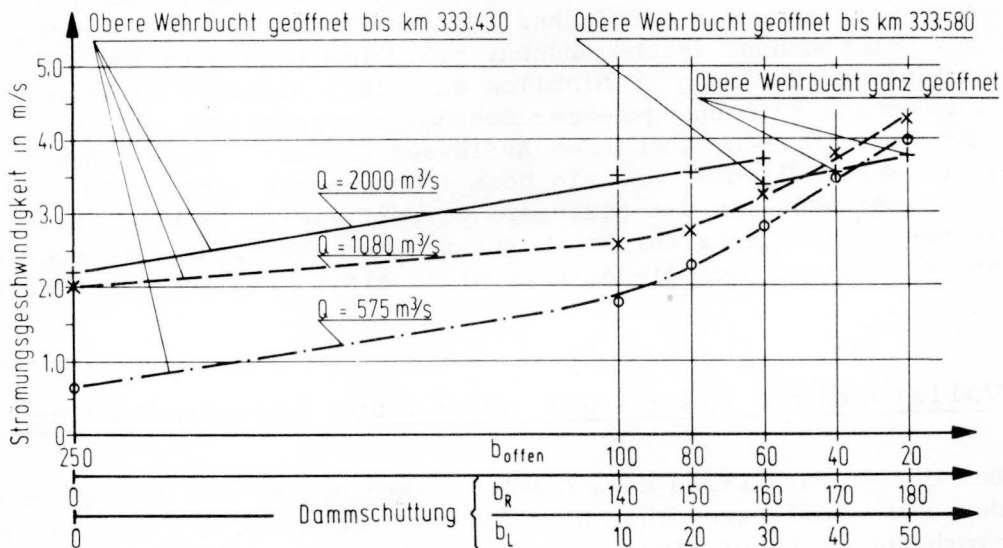


Abb.66 Strömungsgeschwindigkeiten in der Dammlücke in Abhängigkeit von der Öffnungsweite

Man erkennt, daß die Geschwindigkeiten dann stark ansteigen, wenn die Dammhöhe auf Breiten unter 100 m verengt wird und daß bei $b_{\text{offen}} = 20$ m ein Wert von rd. 4,25 m/s erreicht wird. Beim Rheinabfluß von $Q = 2000$ m³/s fallen bei $b_{\text{offen}} \leq 60$ m die Strömungsgeschwindigkeiten sprunghaft ab, was in erster Linie mit dem Öffnen der oberen Wehrbucht, aber auch mit dem Überströmen des Steinriegels zusammenhängt.

Diesen Strömungsgeschwindigkeiten muß dann ein besonderes Gewicht zugemessen werden, wenn man sie in Verbindung mit dem erforderlichen Stückgewicht der Schüttsteine sieht, wie sie zur Sicherung der Sohle im Bereich der Dammlücke erforderlich sind.

Die Behandlung des Absperrvorganges soll mit dem Blick auf die Strömungsverhältnisse im Bereich der Vorhafenzufahrten, wie sie für die Schifffahrt von Bedeutung sind, abgeschlossen werden. Sowohl die Strömungsaufnahmen als auch die gemessenen Wasserspiegellagen und hier besonders das jeweilige Längsgefälle können zeigen, daß beim Schüttvorgang keine Verschlechterung der Schifffahrtsbedingungen gegenüber dem Ausgangszustand vor Beginn der Schüttung zu erwarten ist.

5.8.4 Vollständiges Öffnen des oberen Schleusenkanals

Nach dem Versuchsprogramm sollte in diesem Bauzustand der Rheinabsperrdamm in Höhe von NN + 115,00 m ganz geschlossen werden. Die Uferbauten vor dem oberen Schleusenvorhafen waren vollständig zu entfernen und die Segmente vom Wasserspiegel abzuheben, so daß am Wehr freier Durchfluß erfolgte.

Die Versuche brachten das Ergebnis, daß maximal $Q = 1305$ m³/s durch das Wehr abfließen können, ohne daß der Steindamm auf NN + 115,00 m überströmt wird. Wenn im Oberwasser nur eine Teilstauhöhe von NN + 114,50 m vorhanden ist, verringert sich die maximale Abflußleistung des Wehres auf $Q = 1072$ m³/s.

Betrachtet man sich nun bei diesen hier genannten Abflußfällen die Strömungsverhältnisse im Bereich der oberen Vorhafenzufahrt (Abb.67), dann stellt man im Vergleich mit der früher für den Endzustand der Stauregelung angestellten Untersuchung (siehe Abschn. 5.6.2 und besonders Abb.43) fest, daß der Verlauf der Strömung im Hinblick auf die Schifffahrt nicht ungünstiger ist und demnach kein unangenehmer Schrägströmungseffekt vorliegt. Da auch bei den hier in Frage kommenden Abflüssen die Strömungsgeschwindigkeiten unter den Werten liegen, wie sie beim früher untersuchten HSQ = 2930 m³/s auftreten, selbst wenn man die geringere Wassertiefe im OW berücksichtigt, können die Schifffahrtsverhältnisse im Bereich der Abzweigung des oberen Schleusenvorhafens auch bei diesem Bauzustand als unkritisch bezeichnet werden.

5.8.5. Vollständiges Öffnen der oberen und unteren Wehrbucht

Bei diesem Bauzustand etwa 6 Monate nach Beginn der Abdämmungsarbeiten ist der obere Schleusenvorhafen vollständig geöffnet und der untere Schleusenvorhafen noch auf einer Länge von 100 m verbaut. Es sollen die Uferbauten vor den Wehrbuchten schrittweise ganz entfernt werden.

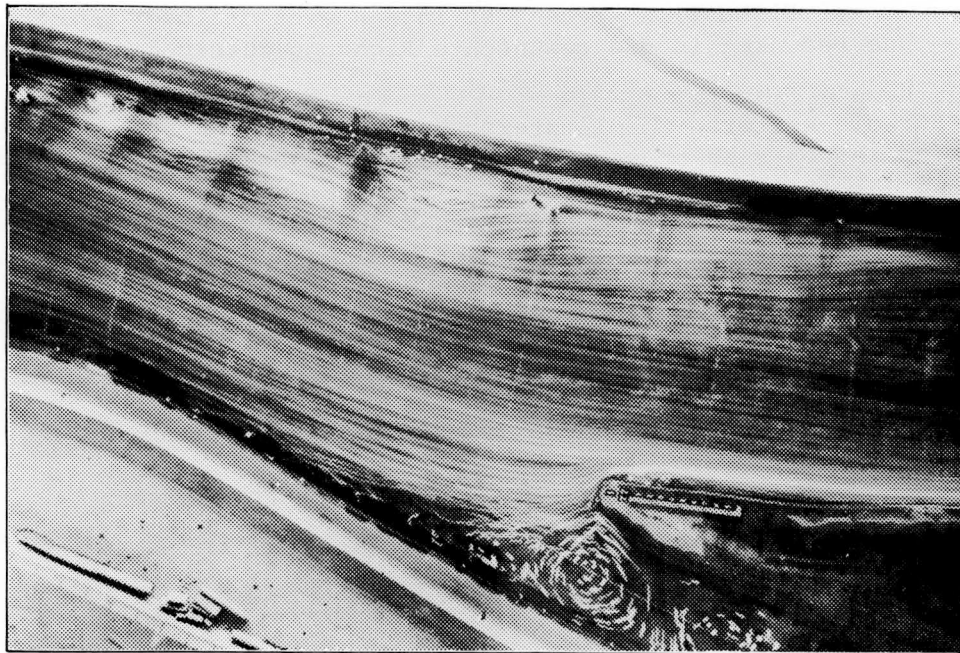


Abb.67 Strömungsverlauf in der oberen Vorhafeneinfahrt beim Schließen des Rheinabsperrrdammes

Bei den Untersuchungen im Modell sollte das Stauziel nacheinander auf NN + 115,00 m, NN + 115,50 m und NN + 116,50 m gehalten werden.

Die unter diesen Bedingungen erzielten Versuchsergebnisse können zeigen, daß der von der teilweise noch verbauten Wehrbucht verursachte Stau ins Oberwasser hinein umso geringer wird, je weiter man die Wehrbucht bis zu ihrer endgültigen Ausdehnung öffnet. Gleichzeitig nimmt die maximale Abflußleistung des Wehres beim freien Durchfluß unter den vom Wasserspiegel abgehobenen Segmenten zu, die überdies noch stark von der Höhe des Stauziels am Absperrrdamme abhängt (Abb.68). Die Zunahme der maximalen Abflußleistung des Wehres mit dem Öffnen der Wehrbucht ist umso deutlicher, je höher das Stauziel liegt.

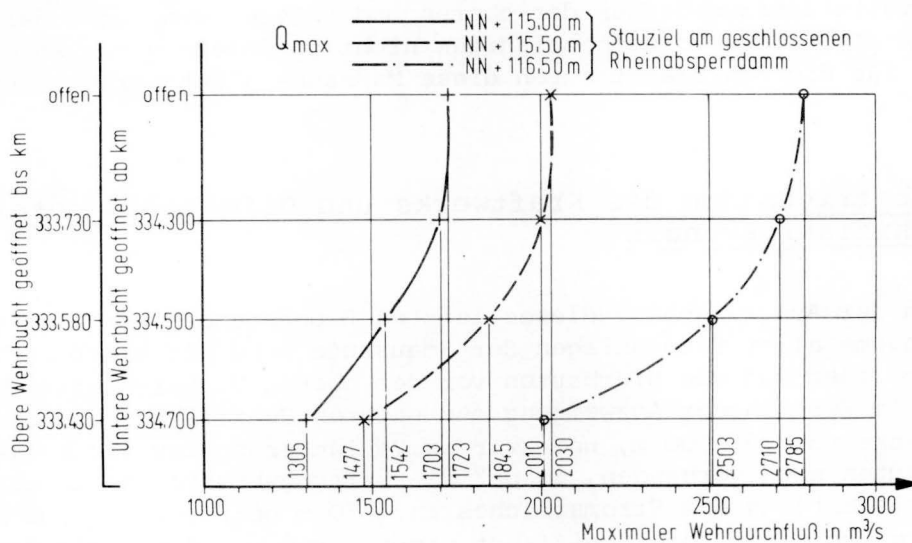


Abb.68 Maximaler Wehrdurchfluß beim Öffnen der oberen und unteren Wehrbucht; Absperrrdamme geschlossen

Sollten für das Stauziel noch andere Höhenlagen zwischen 115,00 m und 116,50 m zur Diskussion stehen, so lassen sich die hier gezeigten Ergebnisse ohne Bedenken in die gewünschte Richtung interpolieren.

Für die weiteren Modelluntersuchungen war die Frage gestellt, welche Wasserspiegelhöhen sich ober- und unterhalb des Querdamms einstellen, wenn am Wehr wieder freier Durchfluß erfolgt und die Wehrbuchten ganz geöffnet sind. Die bei Rhein-km 333,850 und Rhein-km 334,150 gemessenen Wasserspiegelhöhen zeigen, daß diese nicht nur in der bekannten Weise mit dem Rheinabfluß in die Höhe gehen, sondern daß auch die Wasserspiegeldifferenz Δh zwischen Ober- und Unterwasser stetig zunimmt und beispielsweise bei den im Modell untersuchten Abflüssen von 80 cm ($Q = 575 \text{ m}^3/\text{s}$) auf 150 cm ($Q = 3500 \text{ m}^3/\text{s}$) anwächst (Abb.69).

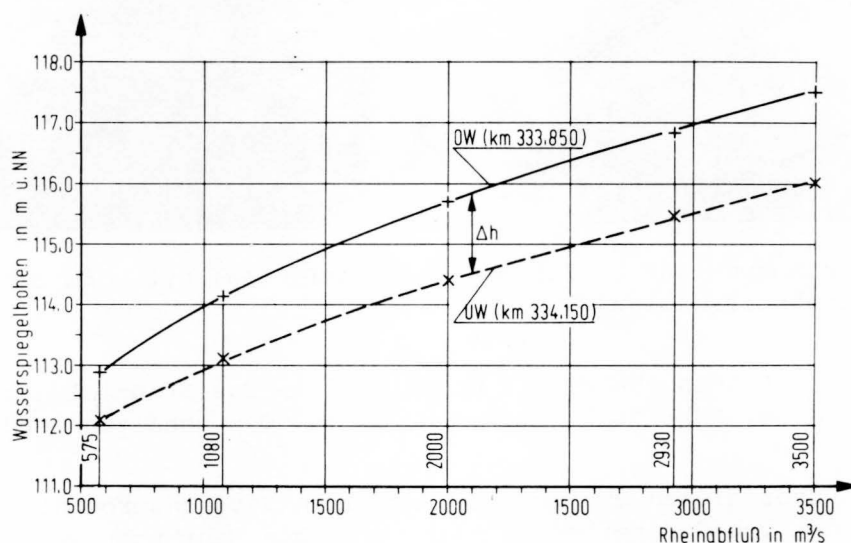


Abb.69 Wasserspiegelhöhen am Rheinabsperrdamm; obere und untere Wehrbucht ganz geöffnet

Wie schon bei den vorangegangenen Bauzuständen, waren auch beim Öffnen der Wehrbuchten die Strömungsverhältnisse im Bereich der Vorhafenzufahrten von erheblichem Interesse. Diese Untersuchungen brachten das Ergebnis, daß beim vollständigen Öffnen der oberen und unteren Wehrbucht der Strömungsverlauf in den beiden Vorhafenzufahrten nicht verändert wird, so daß die Verhältnisse für die Schifffahrt durch diese Maßnahme nicht verschlechtert werden.

5.8.6 Inbetriebnahme des Kraftwerks und Öffnen des unteren Schifffahrtskanals

In der Ausgangsphase dieses letzten Bauzustandes vor der endgültigen Inbetriebnahme aller Hauptanlagen der Staustufe sind die Wehrbuchten vollständig geöffnet und die Uferbauten vor der oberen Vorhafenzufahrt restlos entfernt. Im Bereich der Abzweigung des unteren Schifffahrtskanals sind auf einer Strecke von rd. 100 m, und zwar in Verlängerung der Trennmole, die alten Uferbauten noch vorhanden, so daß die Öffnungsbreite des unteren Schifffahrtskanals entlang des Stromstriches ca. 250 m beträgt. Der Querdamm im Rhein ist geschlossen, die Schifffahrt nimmt ihren Weg durch die Schleusen und Vorhäfen und die Rheinabflüsse werden über das Wehr abgeführt. Da das Kraft-

werk noch außer Betrieb ist, geht die Schifffahrt im Unterwasser durch einen Stillwasserkanal, wenn man von dem anzunehmenden Sandbachzufluß von $20 \text{ m}^3/\text{s}$ absieht. Infolge der fehlenden Ausströmung aus dem Vorhafen unterliegt die Schifffahrt im Bereich der Einfahrt einem sogenannten Fließbandeffekt (Abb.70), dem verhältnismäßig hohe Quergeschwindigkeiten innewohnen.

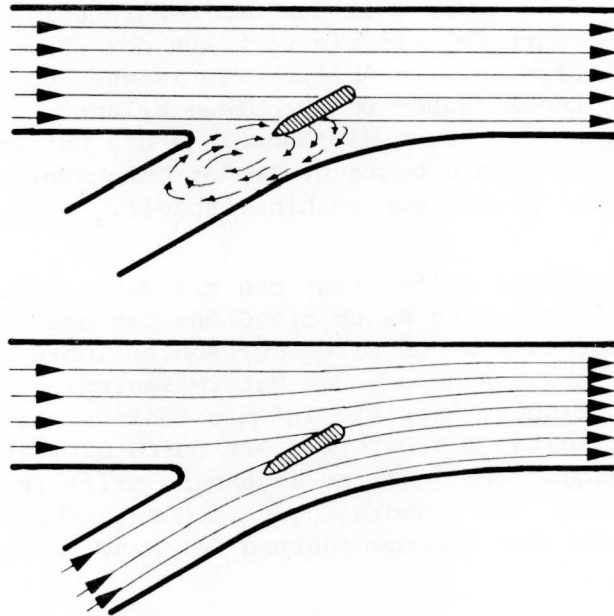


Abb.70 Fließbandeffekt infolge Kursänderung des Schiffes beim Ansteuern des Vorhafens (oben) und abgeschwächter Fließbandeffekt infolge Ausströmung aus dem Vorhafen (unten)

Geht nun das Kraftwerk zunächst mit einer Turbine mit einem Durchsatz von $Q_{\text{kw}} = 250 \text{ m}^3/\text{s}$ in Betrieb, dann tritt mit der deutlich erkennbaren Ausströmung aus dem unteren Schiffahrtskanal eine Abschwächung des Fließbandeffektes ein, die es zuläßt, die untere Vorhafeneinfahrt in dieser Betriebsphase auf einer Breite von 300 m zu öffnen.

Nimmt beim Fortgang der Kraftwerksinbetriebnahme die Ausströmung aus dem Vorhafen noch weiter zu, was bei einem Zwei-Turbinenbetrieb mit $Q_{\text{kw}} = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ der Fall ist, dann erkennt man zwischen den verschiedenen untersuchten Vorhafenbreiten keine bedeutsamen Unterschiede im Strömungsverlauf, wenigstens nicht im Hinblick auf die durch sie angezeigten Schifffahrtsbedingungen, so daß jetzt die Uferbauten vollständig entfernt werden können.

Zur Vervollständigung des Untersuchungsmaterials und auch aus Sicherheitsgründen wurden noch die Verhältnisse beim Drei- und beim Vier-Turbinenbetrieb betrachtet. Es ergab sich auch hier, daß der hinsichtlich der Schifffahrtsbedingungen günstige Ausströmungseffekt umso deutlicher hervortritt, je mehr der Wert des schon früher niedergeschriebenen Quotienten der Abflüsse vom Wehr und aus dem Vorhafen abnimmt. Der stärker werdende Ausströmungseffekt zeigt sich auch in der Lage der Diskontinuitätsschicht zwischen den beiden am Strömungsvorgang beteiligten Abflüssen, die mit zunehmendem Abfluß aus dem Vorhafen immer weiter vom rechten zum linken Rheinufer rückt, wie es die B_w/B_v -Kurve quantitativ zum Ausdruck bringt (Abb.45).

6. Schlußbemerkung

Da bei der Durchführung dieser Modelluntersuchungen zur Gestaltung der Hauptbauwerke an der Rheinstaufstufe Iffezheim noch keine Entscheidung darüber gefallen war, ob unterhalb von Iffezheim noch eine weitere Staustufe (Neuburgweier) folgen wird, liegen den Meßergebnissen die unbeeinflussten Unterwasserstände zugrunde, wie sie sich aus der für das Gesamtmodell bei Rhein-km 337,850 aufgestellten Abflußkurve (siehe Abb.33) ergeben. Hinsichtlich der untersuchten Aufgaben und Probleme erlangt diese Bedingung nur in den Fällen Bedeutung, in denen die Höhenlage des Unterwasserspiegels bzw. die Unterwassertiefe in die betrachteten Strömungsvorgänge und in die aus ihnen resultierenden Erscheinungen hineinspielt.

Auf der sicheren Seite liegt man mit den keine Stauwirkung enthaltenen Unterwasserständen, wenn es um die Größe des negativen Überdruckes auf der Wehrschwelle geht, wie ein Blick auf Abb.18 lehren kann. Es ist auch unbestritten, daß mit der Anhebung des Unterwasserspiegels eine Ermäßigung der Kolkbildung und geringere Angriffe auf die Sohlensicherung einhergehen. Da beim eventuellen Einstau des Unterwassers durch die Stauanlage Neuburgweier auch die Strömungsgeschwindigkeiten abnehmen, tritt in diesem Fall auch eine Verbesserung der Schifffahrtsbedingungen im Mündungsbereich des unteren Schifffahrtskanals und bei der Zusammenführung des Kraftwerkkanals mit dem Schleusenvorhafen ein.

Dagegen wäre nach den Versuchsergebnissen aus dem Teilmodell des Wehres, die beim Unterströmen der angehobenen Segmente auf einen unvollkommenen Ausfluß hinweisen, im Hochwasserfall mit einer Verringerung der Leistungsfähigkeit des Wehres zu rechnen, wenn sich eine Erhöhung der Unterwasserstände ergäbe. Nach den Untersuchungen über den Einfluß der Unterwasserdämme auf die Wasserspiegellagen ist aber ein Abfall der Leistungsfähigkeit erst dann zu erwarten, wenn der Aufstau im Unterwasser mehr als 30 cm beträgt.

7. Schrifttum

- [1] BOUTET, P. : Barrage de Gamsheim. Rapport définitif EDF, Laboratoire National d'Hydraulique (1971) No. HC 044/71.35
- [2] BOUTET, P. : Chute de Gamsheim. Etude des phases de construction. EDF, Laboratoire National d'Hydraulique (1973) No. C 44/73.11
- [3] BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU : Modelluntersuchungen W 285 für die Wehranlage Iffezheim (Teilmodell). Teilgutachten 1 bis 9 vom Nov. 1971 bis Juni 1973 (unveröffentl.)
- [4] BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU : Modelluntersuchungen W 285 für die Wehranlage Iffezheim (Teilmodell). Zusammenfassendes Gutachten vom August 1973 (unveröffentl.)
- [5] BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU : Modelluntersuchungen W 285 für die Wehranlage Iffezheim (Teilmodell). Druckverhältnisse auf der Wehrschwelle und Tosbeckensohle. Gutachten vom Juni 1974 und Nachtrag vom Okt.1974 (unveröffentl.)

- [6] BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU : Modelluntersuchungen W 276/2 für die Rheinstaustufe Iffezheim (Übersichtsmodell). Lage der Staustufe. Gutachten vom Sept. 1971 (unveröffentl.)
- [7] BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU : Modelluntersuchungen W 276/3 für die Rheinstaustufe Iffezheim (Gesamtmodell). Naturähnlichkeit und Baugrubenumschließungen. 1. Gutachten vom März 1972 (unveröffentl.)
- [8] BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU : Modelluntersuchungen W 276/6 für die Rheinstaustufe Iffezheim (Gesamtmodell). Untersuchung der Hauptbauwerke im Oberwasser und am unteren Schiffahrtskanal. 2. Gutachten vom März 1973 (unveröffentl.)
- [9] BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU : Modelluntersuchungen W 276/8 und W 276/12 für die Rheinstaustufe Iffezheim (Gesamtmodell). Strömungstechnisch günstige Gestaltung der Bauwerke am Krafthauseinlauf. 3. Gutachten vom November 1973 und Nachträge hierzu vom Juni 1974 und März 1975 (unveröffentl.)
- [10] BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU : Modelluntersuchungen W 276/10 für die Rheinstaustufe Iffezheim (Gesamtmodell). Führung der Seitendämme im Unterwasser. 4. Gutachten vom Mai 1974 (unveröffentl.)
- [11] BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU : Modelluntersuchungen W 276/9 für die Rheinstaustufe Iffezheim (Gesamtmodell). Gestaltung der Wehrbauwerke im Unterwasser; Kolkversuche mit beweglicher Sohle. 5. Gutachten vom Sept. 1974 (unveröffentl.)
- [12] BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU : Modelluntersuchungen W 276/11 für die Rheinstaustufe Iffezheim (Gesamtmodell). Strömungsverhältnisse beim Schließen des Rheinabsperrdammes unter Berücksichtigung des Schiffahrtsbetriebs. 6. Gutachten vom Mai 1975 (unveröffentl.)
- [13] CHOW, VEN TE : Open-Channel Hydraulics. New York: McGraw Hill Book Comp. 1959
- [14] DIETZ, J.W. : Modellversuche über die Kolkbildung. Die Bautechnik 49 (1972) Nr.5, S.162-168 und Nr. 7, S.240-245
- [15] DIETZ, J.W. : Sicherung der Flußsohle unterhalb von Wehren und Sperrwerken. Wasserwirtschaft 63 (1973) H.3, S.76-84

- [16] DIETZ, J.W. : Modelluntersuchung der Schleusenvorhären an der Rheinstaufe Iffezheim. Mitt.Bl. d. BAW 21 (1973) H.35, S.90-121
- [17] DIETZ, J.W. und PULINA, B. : Modellversuche für die Rheinstaufe Iffezheim. Zeitschrift für Binnenschiffahrt und Wasserstraßen 101 (1974) H.1, S.5-14
- [18] DIETZ, J.W. und PULINA, B. : Tosbecken und Sohlensicherung am Rheinwehr Iffezheim. Wasserwirtschaft 65 (1975) H.9, S.226-233
- [19] GARBRECHT, G. und WITTMANN, H. : Untersuchungen für Laufwasserkraftstufen. Die Wasserwirtschaft 45 (1954/55) H.2, S.33-39
- [20] GEHRIG, W. : Über die Frage der naturähnlichen Nachbildung der Feststoffbewegung in Modellen. Mitt.d.Franzius-Instituts der T.U. Hannover (1967) H.29, S.213-308
- [21] HARTUNG, F. : Die strömungstechnische Entwicklung in Konstruktion und Gestaltung der Staustufen, Tiefbau (1970) H.3, S.201-230
- [22] JAMBOR, F. : Lage und Gestaltung der Schleusen und ihrer Zufahrten. Mitt.Bl.d.BAW 8 (1960), H.15, S.3-13
- [23] KLOSE, H. und MARTENS, W. : Die Staustufe Iffezheim. Wasserwirtschaft 65 (1975) H.9, S.222-225
- [24] KNÄBLE, K. : Der Ausbau des Rheins zwischen Kehl/Straßburg und Neuburgweier/Lauterburg und der Abschluß des Kraftausbaues des Oberrheins zwischen Basel und Straßburg; Zeitschrift für Binnenschiffahrt und Wasserstraßen (1969) H.10, S.404-409
- [25] MÜLLER, H.P. : Modellversuche "Untere Isar". Voith Forschung und Konstruktion (1958) H.4, Sonderdruck 1468
- [26] MUSER, R. : Widerstandskräfte und Energiedissipation bei Verteilerklötzen im Wechselsprung. Mitt.d.Theodor-Rehbock-Flußbaulaboratoriums d. Universität Karlsruhe (1969) H.156, S.1 bis 126
- [27] PETERKA, A.J. : Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators. A Water Resources Technical Publication, Engineering-Monograph No.25

- [28] ROUVE, G. : Untersuchungen über den Krafthaus-trennpfeiler. Wasserwirtschaft 50 (1960) H.4, S.90-95 und H.5, S.129-133
- [29] UNNY, T.E. : Zum Entwurf von Tosbecken. Die Entwicklung in Indien und Amerika. Wasserwirtschaft - Wassertechnik 13 (1963) H.1, S.38-42 und H.2, S.91-94
- [30] YALIN, S. : Über die Naturähnlichkeit der Geschiebebewegung bei Modellversuchen. Die Bautechnik 36 (1959) H.3, S.96-99.

