


Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000300530

Symphor
Geheimer O. erbauret

DIE WASSERKRAFT-
ANLAGE AM RHEIN
BEI LAUFENBURG 



Beschreibung der Stromverhältnisse
und der projektierten flussbaulichen
+ + und hydraulischen Anlagen + +

Als Manuskript gedruckt.

Frankfurt

STRASSBURG

ELSÄSSISCHE DRUCKEREI VORM. G. FISCHBACH

1902





III 16646

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000300530

Akc. Nr.

3823 50

Bemerkung.

Seitdem die vorliegende Broschüre erschien, wurde dem Unternehmer-Konsortium **Felten & Guilleaume Carlswerk Actien-Gesellschaft in Mülheim am Rhein** und **Schweiz. Druckluft- und Elektrizitäts-Gesellschaft in Bern** die Konzession zur Ausnützung der Wasserkraft bei Laufenburg erteilt.

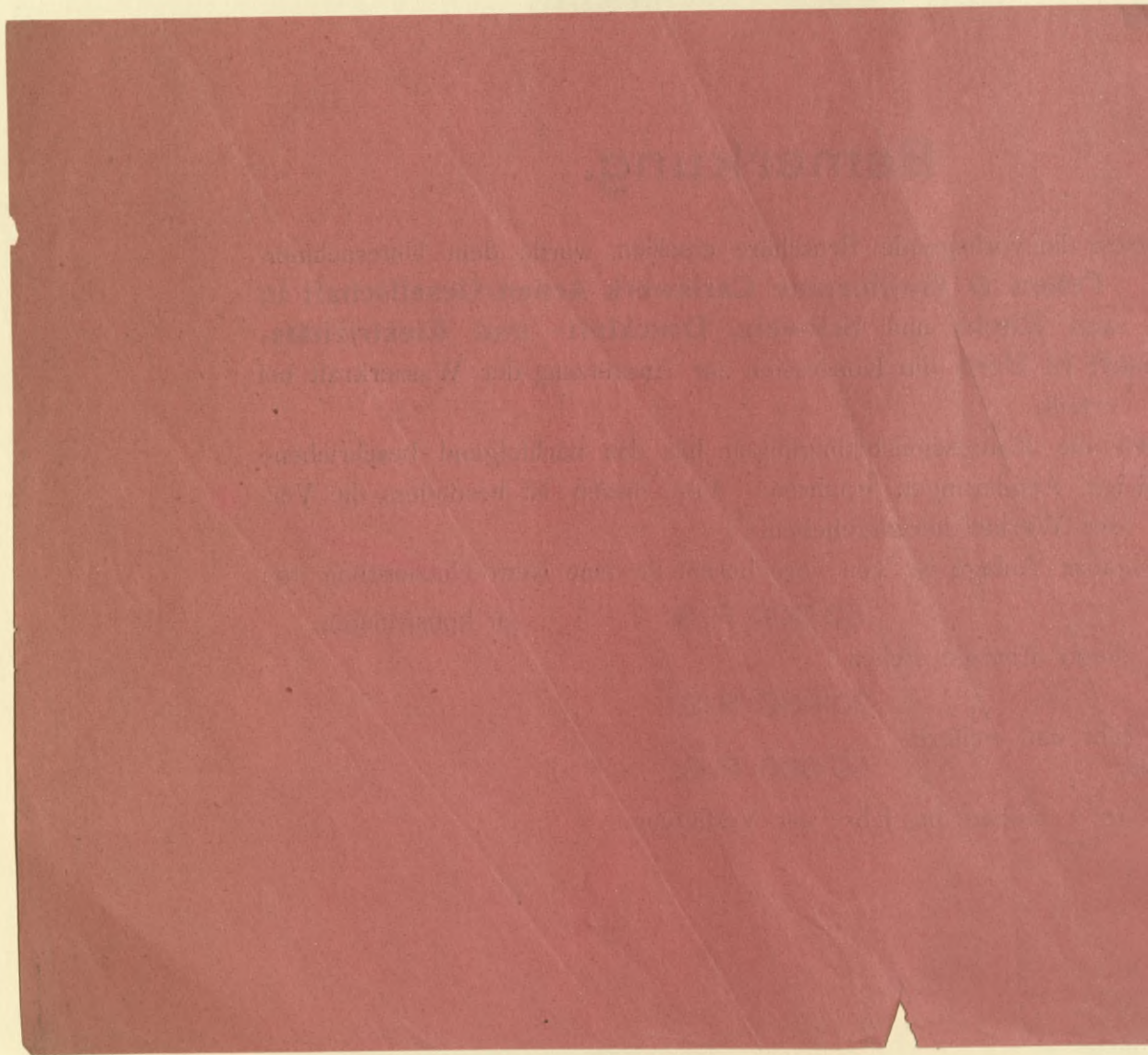
Durch die Konzessionsbedingungen hat das nachfolgend beschriebene Projekt einige Aenderungen erfahren. Von diesen ist besonders die Vergrößerung des Werkes hervorzuheben.

Die ganze Anlage ist von vorneherein für eine Netto Nutzleistung von mindestens 50 000 P. S. zu konstruieren.

Von dieser Energie stehen 30 000 P. S.

das ganze Jahr und weitere 20 000 P. S.

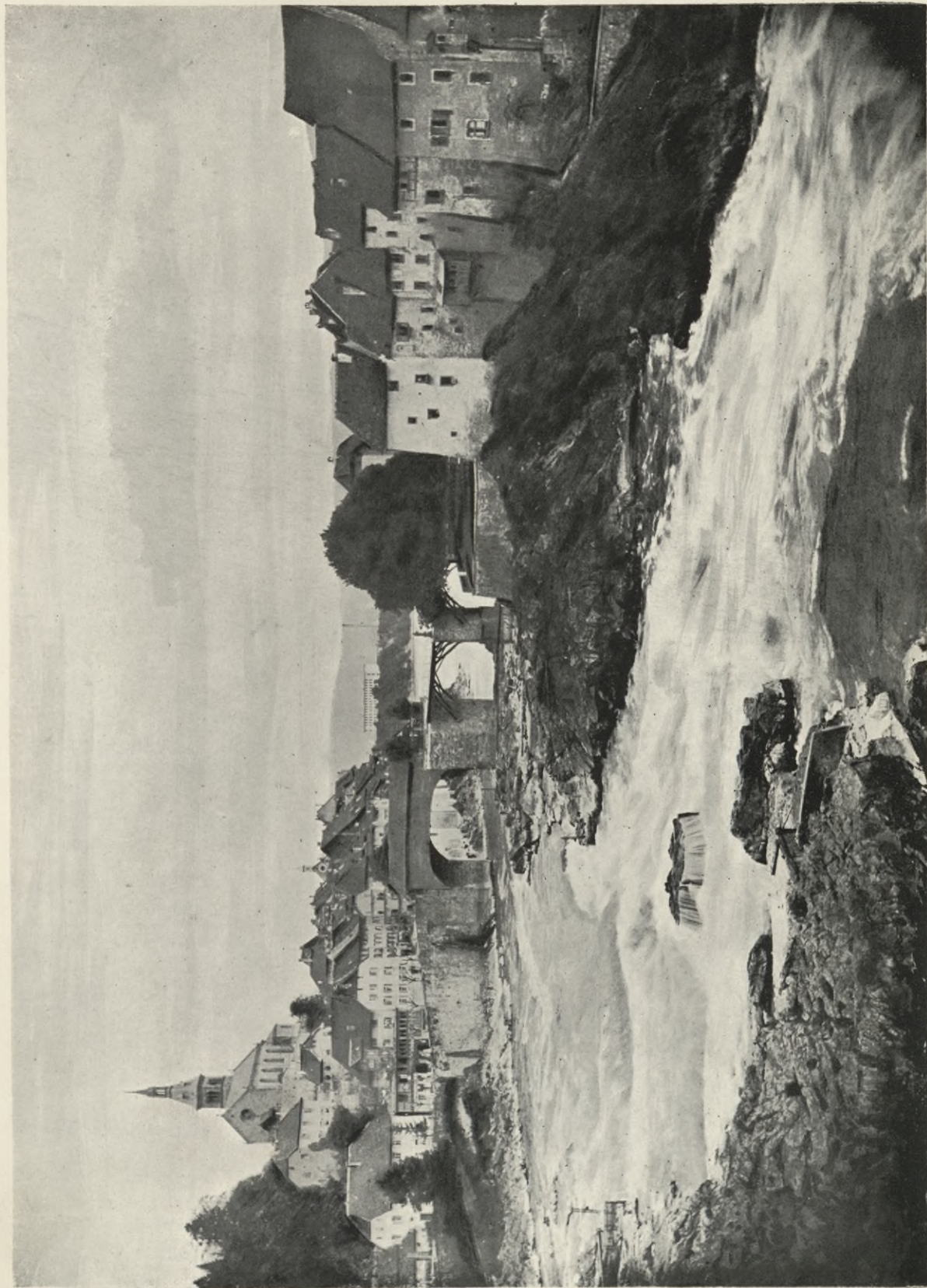
mindestens $10\frac{1}{4}$ Monate im Jahre zur Verfügung.



Die vorliegende Beschreibung bildet eine ergänzte Zusammenfassung der mit den bisherigen Projekten für eine Wasserkraftanlage am Rhein bei Laufenburg den Behörden vorgelegten technischen Berichte. Dabei ist jedoch alles weggelassen, was für das endgültige Projekt keine Bedeutung mehr hat, während anderseits der Text zum Zwecke einer möglichst erschöpfenden Darstellung wesentlich vermehrt und so mit Zeichnungen und Tabellen ausgestattet wurde, dass der ganze Entwurf an der Hand dieser Schrift beurteilt werden kann. Die Bearbeitung des endgültigen Projektes sowie der vorliegenden Schrift geschah auf Grund des ursprünglichen Entwurfes des Herrn S. Z. de Ferranti durch den Unterzeichneten unter Mitwirkung des Herrn Ingenieur H. E. Gruner. Dabei wurden die Pläne und Beschreibungen für die Schützen- und Turbinenanlage von der Firma Theodor Bell & C^{ie}, Aktien-Gesellschaft in Kriens und die der neuen Rheinbrücke von Felten & Guillaume, Carlswerk, Aktien-Gesellschaft in Mülheim a. Rh. geliefert.

Strassburg i. E., im April 1902.

TRAUTWEILER, Ingenieur.

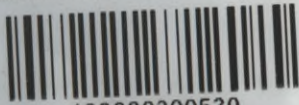


Der Rheinfall bei Laufenburg.

III.16646



Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000300530



Einleitung.

Die bedeutendste Errungenschaft der modernen Technik ist unzweifelhaft die Lösung des Problems der elektrischen Kraftübertragung. Mit einer alle Erwartungen übertreffenden Raschheit macht die Industrie von den Vorteilen dieser Erfindung Gebrauch. Die Möglichkeit grosser räumlicher Trennung zwischen der Krafterzeugung und Kraftanwendung ist auch dem Entstehen neuer Industrien ungemein förderlich. Diese können von einem beliebigen Punkte aus, wo ihre Ansiedelung vorteilhaft erscheint, eine schon vorhandene grosse Kraftquelle mitbenutzen und haben dabei volle Sicherheit hinsichtlich der Kosten ihres Energiebedarfs.

Ein scharfsinniger Techno-Philosoph hat schon im Hinblick auf die Vorgeschichte unserer heutigen Technik gesagt, die Kultur habe den bedeutendsten Schritt gemacht mit der Trennung der Erzeugung der Kraft von deren Verwendung. Dieser Satz lässt uns den allgemein kulturellen Wert der Energieübertragung ermessen.

Früher war die räumliche Trennung zwischen der Kraftquelle und der Verwendungsstelle noch unbedeutend; heute aber sind wir auf dem Wege zu einer vollständigen Emanzipation von den örtlichen Verhältnissen.

Unter diesen Umständen wurde die Krafterzeugung zu einer besonderen Industrie. Früher hatte man eine Dampf- oder Wasserkraftanlage stets nur geschaffen, um den bestimmten Kraftbedarf eines schon vorhandenen oder gleichzeitig anzulegenden Betriebes zu decken. Heute aber baut man Werke, die lediglich den Zweck haben, Betriebskraft zu erzeugen, um sie in beliebigen Mengen an beliebig viele Abnehmer in der Form elektrischer Energie zu verkaufen.

Es ist bekannt wie diese Industrie, die «Kraftfabrikation», im verflossenen Jahrzehnt aus kleinen Anfängen einen gewaltigen Aufschwung genommen hat und wie hoch ihr Nutzen allgemein geschätzt wird.

Viele Kraftwerke, deren Leistungsfähigkeit anfänglich weit über den Bedarf hinauszugehen schien, haben in kurzer Zeit vollen Absatz ihres Produktes gefunden und einzelne sind so emporgeblüht, dass sie ihre Leistungsfähigkeit bald vergrössern mussten.

Die Nutzbarmachung der Wasserkräfte in grossem Massstab ist durch diese Verhältnisse zu einer besonders vorteilhaften Industrie geworden. Nicht nur Wasserfälle und Stromschnellen werden heute als geeignete Gewinnungstellen für Wasserkräfte angesehen, sondern man hat schon die Ausnutzung normaler Gefällstrecken der Ströme in's Auge gefasst.

Naturgemäss macht sich zwar in solchen Vorschlägen viel Optimismus bemerkbar, allein die Technik der Neuzeit hat schon manche Ueberraschung gebracht, so dass man in absprechenden Urteilen zurückhaltend sein sollte.

Wo in industriereichen Gegenden, wie am Oberrhein, Naturkräfte in der Form von Wasserfällen konzentriert sind, erscheint deren Nutzbarmachung heutzutage wirtschaftlich geradezu geboten. Beim Rheinfall in Schaffhausen sind zwar wohl mit Recht ethische Interessen einer weitgehenden Ausbeutung im Wege, bei dem anderen, 70 km weiter unten gelegenen, kleineren Rheinfall von Laufenburg vermögen aber solche Gesichtspunkte nicht den Ausschlag zu geben. Es ist übrigens hier, wie weiter unten erörtert werden soll, eine Umgestaltung der Landschaft zu erwarten, bei der ein ästhetischer Ersatz für den verschwindenden Wasserfall in Aussicht steht.

Der Rheinfall bei Laufenburg wäre gewiss schon längst der Industrie teilweise dienstbar gemacht worden, wenn nicht die enormen Schwankungen des Wasserspiegels die Ausnutzung sehr erschwert hätten. Wegen dieser Veränderlichkeit der Wasserhöhe, die volle 17 Meter beträgt, ist eine Nutzbarmachung des Falles nur in grossem Massstab möglich. Die frühesten bekannten Anregungen hierzu datieren schon aus den sechziger Jahren des verflossenen Jahrhunderts. Im Jahre 1886 wurden vom Verfasser dieser Schrift die ersten Pläne und Studien dafür gemacht, die im September 1891 zu einer bei den Behörden durch die schweizerische Druckluft- und Elektrizität-Gesellschaft in Bern eingereichten Projektvorlage mit Konzessionsbegehren gediehen. Schon einige Wochen früher war seitens des Herrn S. Z. de Ferranti aus London ein schriftliches Begehren um die Konzession für eine Wasserwerkanlage am Rhein bei Laufenburg eingereicht worden, so dass zwei derartige Anträge miteinander in Wettbewerb traten. Das erstgenannte Projekt war entworfen für eine Turbinenanlage von effektiven 6000 Pferdekräften mit Zuleitung des Oberwassers durch einen unter dem Städtchen Grosslaufenburg liegenden Tunnel. Das Projekt Ferranti, für welches die Pläne im Jahre 1893 eingereicht wurden, lautete auf 172 effektive Pferdekräfte, deren Gewinnung durch ein mächtiges, 1 Kilometer unterhalb Laufenburg quer durch den Rhein anzulegendes Stauwehr mit eingebauten Turbinen erreicht werden sollte. Beide Projekte waren nur mehr oder

weniger generell entworfen in der Annahme, dass für die Erlangung der Konzession eine derartige Vorlage ausreichend sei. Dessenungeachtet war das Planmaterial bereits ein sehr umfangreiches, auch hatte das Studium der komplizierten Stauverhältnisse ausgedehnte Vorarbeiten erfordert.

Die Behörden brachten zwar den eingegangenen Anträgen grosses Interesse entgegen, verlangten aber Ergänzungen der Vorlagen und diese wurden seitens der Schw. Druckluft- und Elektrizitäts-Gesellschaft dazu benutzt, um ihr Projekt im Jahre 1892 auf 10 000 Pferdekräfte zu erweitern.

1893 fand sodann die öffentliche Auflegung der Entwürfe statt, worauf eine Anhörung der zahlreichen Einsprecher gegen dieselben folgte. Das Ergebnis war wenig ermutigend. Man hatte nicht den Eindruck als ob eine Verständigung mit den Einsprechern leicht zu erzielen sei. Die Behörden verlangten eine Reihe von Ergänzungen der Vorlagen und es schien, dass man den Umfang der Anlagen, besonders aber auch die Stauung des Rheins vermindern müsse, um zum Ziele zu gelangen.

Das Fortschreiten der Verhandlungen litt auch unter dem Eindruck der Schwierigkeiten, welche sich dem Zustandekommen des schon 1890 konzessionierten Wasserkraftwerkes Rheinfelden in den Weg legten. Diese Anlage kam erst 1895 in das Stadium der Ausführung, aber ein allgemeines Vertrauen in die Prosperität derartiger Werke machte sich erst mit der erfolgreichen Inbetriebsetzung des Rheinfelder Werkes im Jahre 1899 geltend.

Das Projekt der Druckluft- und Elektrizitäts-Gesellschaft war unter dem Eindruck der Verhandlungen von 1893 vorerst auf 8000 Pferdekräfte reduziert worden. Im Jahre 1898 erklärten aber die Behörden, dass eine Erweiterung desselben auf 15000 Pferdekräfte möglich und erwünscht sei.

Einer Entscheidung bezüglich der Konzessionserteilung stand aber fortwährend noch der Umstand im Wege, dass dafür zwei Bewerbungen vorlagen. Diese Schwierigkeit aus dem Wege zu räumen gelang im Dezember 1898, indem sich beide Interessengruppen vereinigten um die Konzession gemeinschaftlich zu erlangen. Schon vorher hatte sich die Firma Felten & Guilleaume, Carlswerk, in Mülheim a. Rh. der Bewerbung des Herrn de Ferranti angeschlossen. Die Behörden beider Uferstaaten wurden vom Zustandekommen der Vereinigung sofort verständigt. Auch wurde ihnen mitgeteilt, dass nun die weiteren Vorarbeiten gemeinschaftlich und zwar für beide Projekte so rasch wie möglich durchgeführt werden sollten.

Vorläufig handelte es sich um weitläufige Planaufnahmen und Stauberechnungen, die sich nach dem Verlangen der Behörden auf das ganze natürliche Staugebiet der Laufenburger Stromeinengung, d. h. bis Waldshut hinauf, erstrecken sollten.

Das neue Planmaterial wurde im Juli 1899 den Behörden unterbreitet. Dabei erklärte das aus der Vereinigung der beteiligten Firmen hervorgegangene

Konsortium, dass es grundsätzlich das grössere der beiden Projekte vorziehe und befürworte. Damit kamen die Konzessionsbewerber nur den Wünschen der Behörden entgegen, die im allgemein volkswirtschaftlichen Interesse eine möglichst vollständige Ausbeutung der Wasserkraft für die einbezogene Gefällsstrecke für angezeigt hielten. Auch waren die anfänglich gegen das « Stauprojekt » erhobenen Bedenken geschwunden, nachdem auch anderwärts grosse Stauanlagen zur Gewinnung von Wasserkraften in bedeutenden Flüssen angelegt worden waren.

Nachdem noch verschiedene Nachträge zu den eingereichten Plänen geliefert worden waren, gelangten dieselben im Frühjahr 1901 wiederum zur öffentlichen Auflage und im Anschlusse an diese fand am 26. Juli 1901 eine mündliche Verhandlung unter Leitung von Vertretern der interessierten Regierungen statt. Dabei ergab es sich, dass die Schwierigkeiten hinsichtlich der Privateinsprachen sich wesentlich vermindert hatten. Die sachliche Prüfung des zur Ausführung vorgeschlagenen Projektes führte aber zu neuen Beanstandungen, deren wichtigste aus der Befürchtung hervorging, dass die im Rhein zuweilen in ausserordentlicher Menge vorhandenen Verunreinigungen durch treibendes Laub, Gras u. s. w., ferner die angetriebenen Sträucher, Wurzeln und anderes Treibholz zu häufigen Verstopfungen der Rechen und sogar der Grundablässe unter den Turbinen führen könnten. Dieses Bedenken musste namentlich im Hinblick auf die bei der Wasserkraftanlage Rheinfeldern gemachten Erfahrungen als gerechtfertigt erscheinen. Die Notwendigkeit einer Umarbeitung des Entwurfes für die Turbinenanlage ergab sich übrigens ohnedies aus dem Umstande, dass in den zehn Jahren, seitdem die ersten Pläne aufgestellt worden waren, ein gewaltiger Fortschritt im Bau derartiger Anlagen sich vollzogen hatte.

Ausser der Umarbeitung des Entwurfes wurde auch eine Ergänzung desselben in folgenden Punkten verlangt:

« 1. Statische Berechnungen für die Schützen der Grundablässe, der Kammerschleuse und der neu anzuordnenden Flutdurchlässe. Desgleichen Berechnungen der Aufzugsvorrichtungen und der für die Bedienung und Durchschleusung erforderlichen Zeit.

2. Graphische Darstellung der Kraftgewinnung bei den verschiedenen Wasserständen.

3. Darstellung der Leitvorrichtungen nach der Kammerschleuse für die Flösse, sowie nach den beiden Flutöffnungen.

4. Ufermauer auf badischer Seite unterhalb der Laufenburger Brücke und Futtermauer vor den Gebäuden, bezw. Gärten der an den Einsprachen Beteiligten.

5. Nachweisung der Beziehung der zulässigen Stauhöhen etwa 100 m oberhalb der Laufenburger Brücke für die verschiedenen Wasserstände zu den gleichzeitigen Wasserständen unterhalb des Wehres.

6. Darstellung der Laufenburger Brücke in Grundriss, Ansicht und Querschnitt, wobei auf eine ästhetisch befriedigende Ausbildung des Bauwerkes zu sehen ist.

7. Revision und Zusammenfassung der verschiedenen Berichte und Nachträge der Projektbeschreibung. »

Die ebenerwähnten Berichte und ihre Nachträge sollen nun durch die nachfolgende eingehende Beschreibung des Projektes ersetzt, bezw. erweitert werden.

Bei der Neubearbeitung des Wehres und der Turbinenanlage wurde besonderer Wert darauf gelegt, die Bedenken wegen Verstopfungen der Grundablässe oder ungenügender Durchflussöffnungen bei Hochwasser gründlich zu beseitigen. Die einzig rationelle Lösung dieser Frage war zu erreichen durch eine vollständige Trennung von Stauwehr und Turbinenanlage. Wie oben erwähnt, erstreckte sich letztere nach dem ursprünglichen Entwurf auf die ganze Breite des Rheins und das Turbinengebäude wirkte in seinem unteren Teil zugleich als Stauwehr. Die Schützenöffnungen für die Abfuhr der Hochwasser waren Grundablässe von 8 m Breite und 4 m Höhe, die sich unter den Turbinen befanden.

Nach dem neuen Entwurf soll nun das Turbinengebäude in die Nähe des hierzu besonders geeigneten schweizerischen Ufers verlegt werden, während das Stauwehr den übrigen Teil der Flussbreite einnimmt und mit grossen Schützenöffnungen versehen ist, die es gestatten, dem Flusse gerade im Bereiche der jetzigen Hauptströmung freien Abfluss zu lassen. In der Nähe des badischen Ufers enthält die felsige Flusssohle eine vertiefte Rinne, deren Offenhaltung bei Hochwasser schon mit Rücksicht auf die Geschiebeabfuhr geboten ist.

Bei dieser durchgreifenden Aenderung der Wehr- und Turbinenanlage wurde grundsätzlich daran festgehalten, dass die übrigen Teile des Projektes keinerlei Aenderung erleiden und die Stauverhältnisse genau so bleiben sollten wie sie bereits im vorhergegangenen Entwurfe dargestellt und berechnet worden waren.

Für die Einsprecher gegen das frühere Projekt sind somit die Verhältnisse in keiner Weise geändert, wenn man von der grösseren Sicherheit absieht, die geboten wird für eine unschädliche Abfuhr der Hochwasser.

Dieses neue endgültige Projekt bildet den Gegenstand der vorliegenden Beschreibung.



Die „Enge“ unterhalb Laufenburg.

Stromverhältnisse.



Die Stromverhältnisse des Rheins bei Laufenburg erhalten ihr eigenes topographisches Gepräge durch einen Rücken von Urgebirge (Gneis), der hier vom Schwarzwald her gegen den Jura vorgeschoben ist. Der widerstandsfähigere Gneisfels hat bei der allmäligen Vertiefung des Rheinbettes ein natürliches Stauwehr gebildet und wirkt noch stets als solches. Bei der Rheinbrücke in Laufenburg verengt sich das Flussbett plötzlich und bildet auf etwa 1 Kilometer Länge eine tief eingeschnittene Rinne mit vielbuchtigen, rauhen Ufern. Die Breite des Flusses beträgt hier an mehreren Stellen bei Mittelwasser weniger als 25 m und bei Niederwasser an der engsten Stelle im «Laufen» nur etwa 8 m, während oberhalb und unterhalb Laufenburg die mittlere Strombreite 160 m erreicht. Unmittelbar unterhalb der Rheinbrücke, wo der Fels besonders zähe ist, beginnt die Stromschnelle von etwa 100 m Länge, der sogenannte «Laufen». Derselbe bildet einen Absturz von 3 m Höhe bei Mittel- und Hochwasser und 2 m Höhe bei Niederwasser. Am Ende dieser Stromschnelle überwerfen sich die Wogen und brechen sich wildschäumend an den zackigen Felsufern. Es folgt hierauf eine kleine, etwa 150 m lange Erweiterung des Flussbettes bei der sog. «Badstube», dann wiederum eine schluchtartige, 500 m lange Einengung mit steilen, unregelmässigen Felsufern, die sog. «Enge». Hier zwängen sich die Wassermassen wiederum wirbelnd und schäumend hindurch bis zum breiteren Bett beim sog. «Schäffigen», wo die Strömung wieder eine ruhigere wird.

Dieses Bild bietet der Rhein bei den gewöhnlichen Wasserständen. Beim Nieder- und Hochwasser ist es wesentlich anders. Da im ganzen Bereich des eingeeengten Flussbettes die Wassertiefe sehr bedeutend ist (15 bis 30 m), so sind die Profillflächen des Flusses in der Enge bei Niederwasser reichlich gross, und die Strömung ist dann hier kaum merkbar. Beim Laufen bleibt aber immer noch ein Absturz von 2 m Höhe, weil hier eine tiefer liegende Felsrippe, der «Laufenstein», das Flussbett auf wenige Meter Breite einengt.

Bei Hochwasser ist die Strömung auf der ganzen 1 km langen, in das Urgebirge eingeschnittenen Strecke ungemein reissend und wild. Die Stauung, welche durch die Verengung hervorgerufen wird, ist dann sehr beträchtlich. Sie würde noch grösser sein, wenn sich der Rhein über dem Mittelwasser-Niveau bei der Laufener Brücke nicht auf die doppelte Breite ausdehnen könnte. Trotzdem beträgt die Höhendifferenz zwischen Nieder- und Hochwasser oberhalb der Brücke 17 m, während sie z. B. in Säckingen oder Basel nur etwa 7 m ausmacht. Dementsprechend beträgt das Gefälle auf der betrachteten Strecke bei Hochwasser 9,70 m, wovon auf den Laufen 3 m und auf die Enge 6,70 m entfallen.

Dem bedeutenden Wechsel der Wasserstände entspricht die Konfiguration der Ufer stromaufwärts im Gebiete des natürlichen Staus. Diese Ufer sind vorwiegend steil geböscht und bewaldet. Sie bestehen aus Bänken von grobem Kies, die oft zu Nagelfluh verkittet sind. Die Oberkante der Böschungen fällt ungefähr mit der Hochwasserlinie zusammen, so dass, entsprechend dem Verlaufe der Staulinie, die Böschungshöhe rheinaufwärts immer kleiner wird.

Es geht hieraus schon ohne Weiteres hervor, dass das Ufergebiet von Laufenburg aufwärts durch eine künstliche Stauung nicht benachteiligt wird, so lange dieselbe innerhalb des vom gewöhnlichen Hochwasser benetzten Ufergebiete bleibt. Die Baulichkeiten und Kulturen an beiden Ufern sind bereits solchen Wasserständen angepasst.

Wie aus dem Längenprofil ersichtlich ist, reicht die Stauung des Hochwassers etwa 15 km rheinaufwärts. Immerhin sind Hochwasser, bei denen sie in dieser Ausdehnung zur Geltung kommt, selten.

Neben dieser ausserordentlichen Schwankung der Wasserhöhe bildet die bereits erwähnte bedeutende Tiefe der Flussrinne eine Merkwürdigkeit der Stromverhältnisse.

Im unteren Teil der Enge, bei der sog. «Schnelle», hat der Rhein bei Mittelwasser 34 m Tiefe und seine Sohle reicht auf die Cote 258 (über schweizer N. N.) hinunter, d. h. sie liegt ebenso tief wie 35 km weiter rheinabwärts zwischen Rheinfeldern und Basel.

Der Höhenunterschied zwischen der Flusssohle und dem Hochufer beträgt an der erwähnten Stelle 60 m.

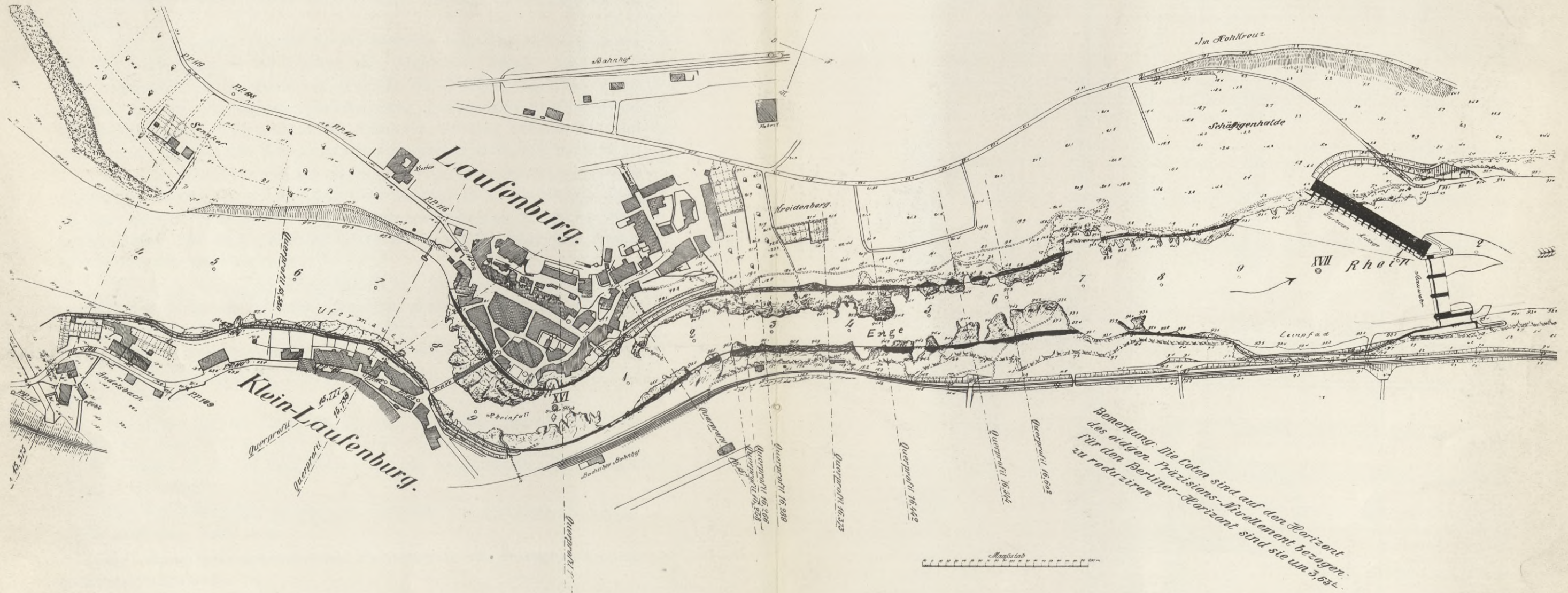
Es sollen nun die geologischen Verhältnisse der Stromschnelle etwas näher erörtert werden.

Der Gneis, welcher schon 6 km oberhalb Laufenburg am rechten Rheinufer bei Hauenstein auftritt, erscheint in der Nähe von Laufenburg zuerst wieder 300 m oberhalb der Rheinbrücke am rechten Ufer. Am linken Ufer tritt er erst 200 m weiter unten beim «Hotel Soolbad» auf. Dementsprechend verschwindet er auch wieder zuerst am linken Ufer 1400 m weiter unten bei der Ausmündung

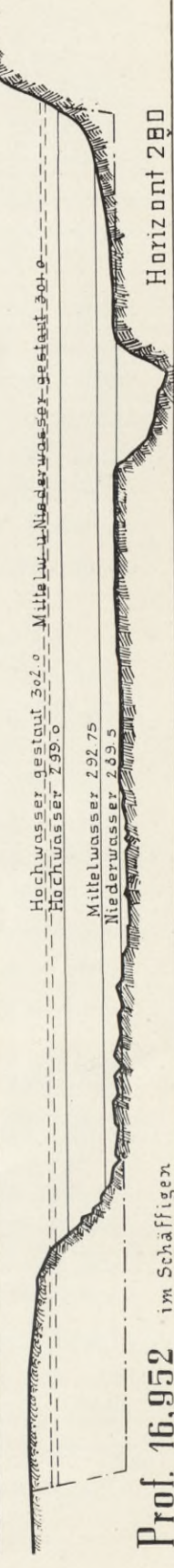
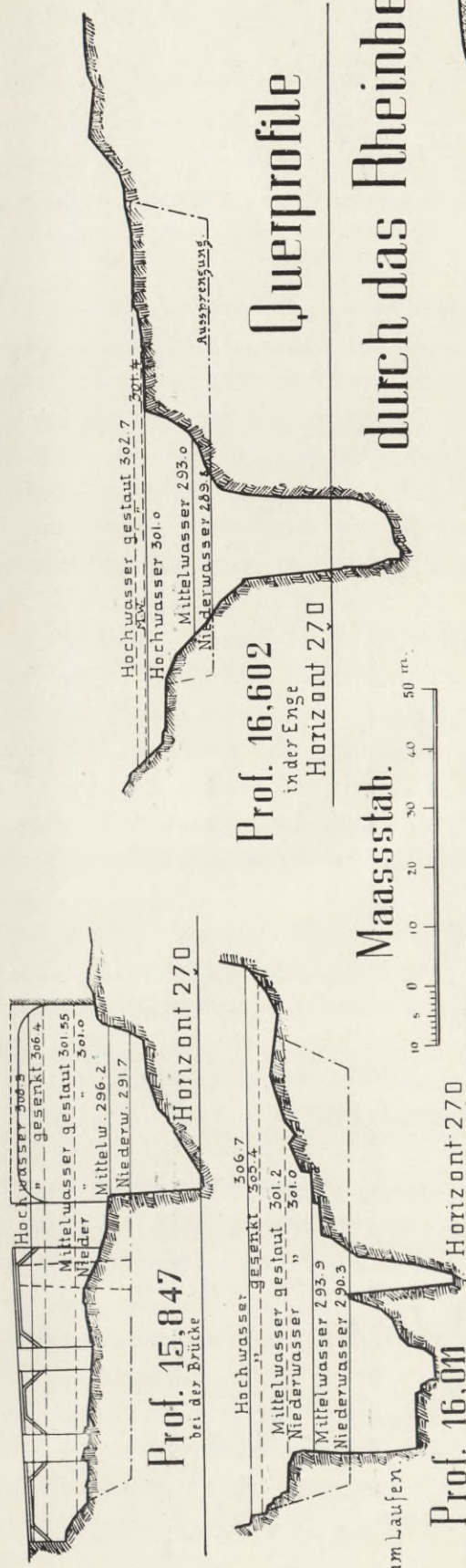
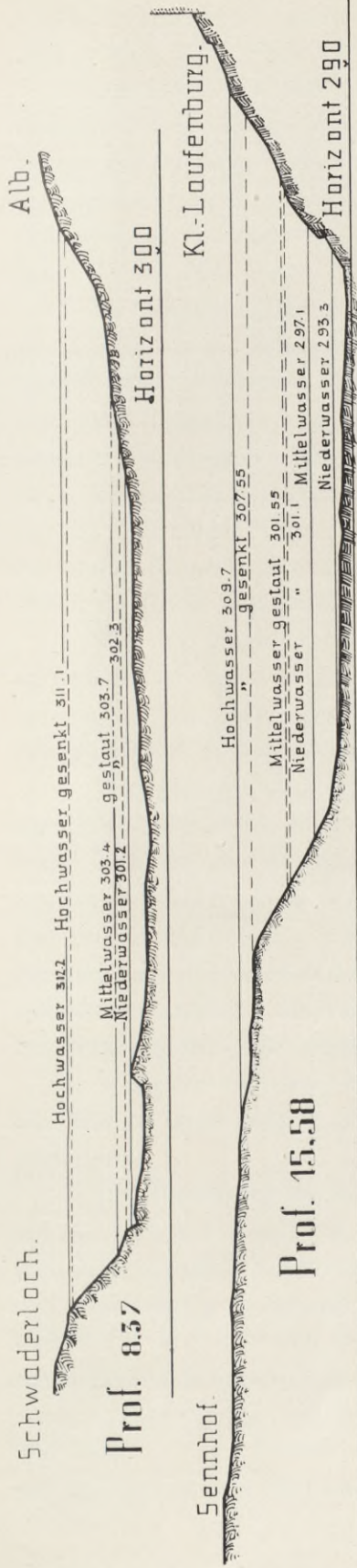
WASSERKRAFTANLAGE LAUFENBURG

Uebersichtsplan

Tafel I.







des Schöffigenweges gegen den Rhein. Am rechten Ufer und im Flussbett lässt er sich noch weiter stromabwärts verfolgen.

Der Gneis ist meist dunkelfarbig und reich an Glimmer (Biotit), stellenweise sind aber glimmerarme und feldspatreiche Gänge und Schichten vorhanden, die ein granitartiges Aussehen haben; an anderen Stellen zeigen sich ansehnliche Quarzeinlagerungen. Die Schichtung ist ziemlich unregelmässig und häufig sind Faltungen zu beobachten. Vorwiegend fallen die Schichten unter 40 bis 60° nach SW bis NW ein.

Im Schöffigen, wo die Wehr- und Turbinenanlage projektiert ist, scheint der Gneis etwas weniger widerstandsfähig und verwitterbarer zu sein als weiter oben. Immerhin bildet er noch einen vorzüglichen Baugrund. Hier tritt auch teilweise eine rotfarbige thonige Ueberlagerung auf, die zahlreiche isolierte Gneisbrocken enthält und die von den Geologen ursprünglich zum Zechstein (Rotliegendes) gerechnet wurde, in neuerer Zeit aber als zum Buntsandstein gehörig betrachtet wird. Die Ausdehnung dieser, nur eine Kruste bildenden Formation ist noch nicht festgestellt, es sind aber flachrückige Klippen davon mitten im Rhein nachgewiesen.

Wo im Rhein der Gneis und die ebenerwähnte Ueberlagerung verschwinden, tritt grobes Geschiebe auf. Solches fällt jedoch hier nur in Betracht bei einem Teil des Aushubs für den Unterwasserablauf. Wahrscheinlich wird sich auch dort in nur zu geringer Tiefe der feste Fels vorfinden.

Wir gelangen nun zur genaueren Bestimmung der verschiedenen Wasserstände und der ihnen entsprechenden Abflussmengen. Die Grundlagen hierfür finden wir in den Pegelbeobachtungen des eidgenössischen hydrometrischen Bureaus bei Laufenburg und Basel, und in den in Basel ausgeführten Messungen der Durchflussmengen. Während der Projektstudien sind ausserdem zahlreiche Nivellements der Wasserstände oberhalb und unterhalb Laufenburg unter gleichzeitiger Beobachtung des Pegels bei der Rheinbrücke gemacht worden und zwar bei verschiedenen Wasserständen.

Bezüglich des ebengenannten Pegels ist zu bemerken, dass derselbe nicht, wie dies scheinen möchte, Höhen über Normal-Null angiebt, sondern um $1,25$ m geringere.

Da Bestimmungen der Abflussmengen nur für Basel vorlagen, so mussten, um die den verschiedenen Laufenburger Pegelständen entsprechenden Abflussmengen festzustellen, vorerst die korrespondierenden Pegelablesungen von Basel und Laufenburg festgestellt werden. Dies geschah vermittelst der Tabelle 1, welche für den Zeitraum von 1876 bis 1899 aus den graphischen Darstellungen des eidg. hydrometrischen Bureau's zusammengestellt wurde. Aus den zahlreichen Höhenzahlen, welche für die gleichen Tage die beiden Ablesungen geben, wurde für je eine Periode von 5 Jahren das Mittel gezogen. Wenn man nun die fünf Reihen von Mittelzahlen, welche sich für die betrachtete Periode ergeben,

Tabelle 1.

Korrespondierende Pegelstände in Laufenburg und Basel.

1876—1899

Zusammengestellt nach den graphischen Darstellungen des Eidgenössischen hydrometrischen Bureau in Bern.

Jahr	Der Basler Pegel zeigte bei einem Stand des Laufenburger Pegels von:													
	291.0	292.0	293.0	294.0	295.0	296.0	297.0	298.0	299.0	300.0	301.0	302.0	303.0	304.0
1876 I	0.45	0.63	0.9	1.2	—	—	2.46	2.7	3.15	3.75	—	—	—	(307.0)
II	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	6.57
77 I	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
II	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
78 I	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
II	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
79 I	—	—	1.0	1.3	1.6	1.9	2.3	2.7	3.2	—	—	—	—	—
II	—	0.6	1.0	1.3	1.6	1.9	2.4	2.7	3.2	3.4	—	—	—	—
80 I	—	0.4, 0.6	0.9	1.2	1.6	1.9	2.25	—	—	—	—	—	—	—
II	—	—	—	1.3	1.6	1.95	2.35	2.75	3.2	3.6	4.2	4.5	—	—
Mittel	0.45	0.58	0.95	1.26	1.60	1.91	2.35	2.71	3.19	3.58	4.2	4.5	—	(307.0) 6.57
1881 I	—	—	1.0, 0.9	1.3, 1.4	1.6	1.9	2.3	2.6	—	—	—	—	—	—
II	—	0.7	1.0, 1.2	1.3	1.6	1.9	2.3	2.8	3.2	3.6	4.0	—	—	(305.4) 6.1
82 I	0.30	0.6	—	1.2	—	1.9	2.3	—	—	—	—	—	—	—
II	—	—	—	—	1.6	1.9	2.3	2.75	3.2	3.7	4.2	4.7	—	—
83 I	—	—	0.9	1.2, 1.3	1.6	1.9	2.3	2.8, 2.7	3.3, 3.2	3.6	—	—	—	—
II	—	—	—	1.2	1.5	1.9	2.3	2.6, 2.7	—	—	—	—	—	—
84 I	—	—	0.9	1.2	1.6	1.8	2.2	2.6	—	—	—	—	—	—
II	0.25	0.6	0.9	1.1, 1.2	1.5	1.8, 1.9	2.2	2.7	—	—	—	—	—	—
85 I	0.15	0.6	0.9	1.1, 1.2	1.7, 1.5	1.8	2.3	—	—	—	—	—	—	—
II	—	—	0.9	1.2	1.5	1.9	2.3	2.6, 2.8	3.1	—	—	—	—	—
Mittel	0.23	0.625	0.95	1.22	1.57	1.87	2.28	2.70	3.20	3.63	4.1	4.7	—	(305.4) 6.1
1886 I	—	0.6	0.9	1.3, 1.0	1.5	1.9	2.2	—	—	—	—	—	—	—
II	—	—	0.9	1.1, 1.3	1.6	1.9	2.2	2.6	—	—	—	—	—	—
87 I	—	0.6	0.9	1.2	1.6	1.9	2.25	—	—	—	—	—	—	—
II	—	0.6	0.9	1.2	1.55	1.9	2.5, 2.2	2.8	—	—	—	—	—	—
88 I	—	0.6	0.9	1.25	1.6	1.8	2.5, 2.4	2.7	3.2	—	—	—	—	—
II	—	—	0.9	1.25	1.5	1.9	2.2, 2.3	2.7	2.9, 3.0	3.5	4.0, 3.9	4.3	—	—
89 I	0.15	0.45	0.9	1.2	1.55	1.85	2.2	2.55	3.0	—	—	—	—	—
II	—	—	0.9	1.2	1.5	1.8	2.2	2.7	3.0	—	—	—	—	—
90 I	—	0.6, 0.5	0.8	1.2	1.45	1.8	2.2	2.5	—	—	—	—	—	—
II	—	0.5	0.9	1.2	1.5	1.85	2.2	2.6, 2.5	3.0, 2.9	3.4	3.7	4.3	—	—
Mittel	0.15	0.55	0.89	1.20	1.535	1.78	2.27	2.63	3.00	3.45	3.86	4.3	—	—

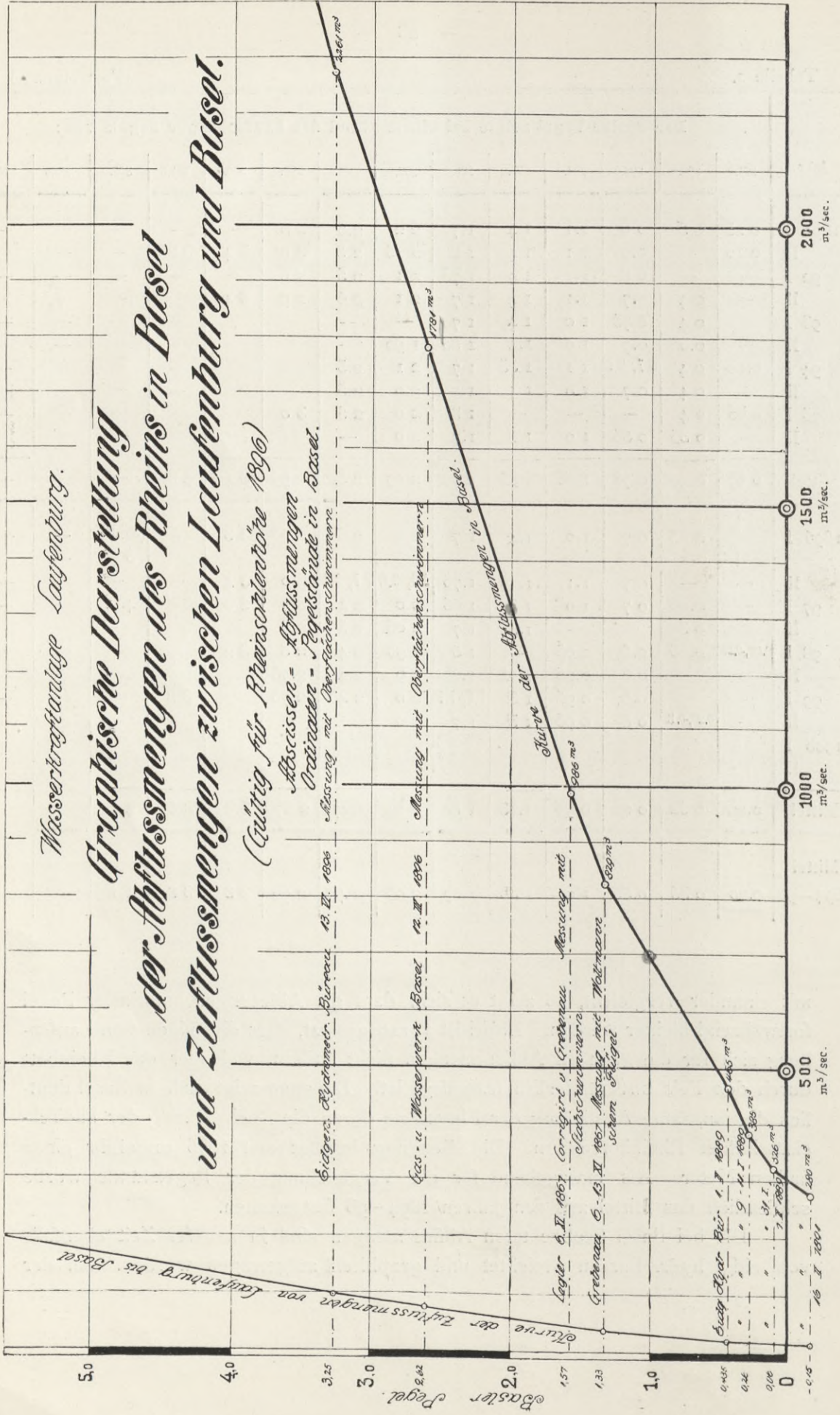
Tabelle 1.

(Fortsetzung.)

Der Basler Pegel zeigte bei einem Stand des Laufener Pegels von:														
Jahr	291.0	292.0	293.0	294.0	295.0	296.0	297.0	298.0	299.0	300.0	301.0	302.0	303.0	304.0
1891 I	0.25	0.5	0.8	1.1	1.4	1.7	2.2	2.5	3.0	—	—	—	—	—
II	0.10	—	0.9	1.1	1.4	1.8	2.15	2.5	3.0	3.4	3.85	—	—	—
92 I	—	—	0.8	1.1	1.4	1.75	2.1	2.5	2.9	—	—	—	—	—
II	—	0.4	0.7	1.1	1.4	1.7	2.1	2.6	2.9	3.4	—	—	—	—
93 I	—	0.4	0.75	1.0	1.4	1.7	—	—	—	—	—	—	—	—
II	—	0.35	0.7	1.0	1.4	1.65	1.95	—	—	—	—	—	—	—
94 I	0.00	0.4	0.7, 0.6	1.1	1.35	1.7	2.1	2.5	—	—	—	—	—	—
II	—	0.4	0.7	1.0	1.4	1.7	2.0	2.5	—	—	—	—	—	—
95 I	0.00	0.4	—	—	—	1.8	2.0	2.5	3.0	—	—	—	—	—
II	—	0.35	0.65	1.0	1.3	1.7	2.0	—	—	—	—	—	—	—
Mittel	0.07	0.40	0.73	1.05	1.38	1.72	2.07	2.50	2.96	3.40	3.85	—	—	—
1896 I	—	0.35	0.7	1.0	1.4	1.7	2.1	2.5	2.95	3.3	—	(301.80) 3.95	—	—
II	—	—	0.7	1.1	1.45	1.75	2.3, 2.0	2.7, 2.4	3.0	3.4	—	—	—	—
97 I	—	0.25	0.7	1.0	1.3	1.65	2.0	2.4	3.0	3.35	3.8	4.2	—	—
II	—	0.3	—	—	1.35	1.7	2.05	2.5	2.8	—	—	—	—	—
98 I	0.00, 0.05	0.35	0.6	0.95	—	1.6	1.95	2.4	2.8	3.2	—	—	—	—
II	—	—	0.6	0.95	1.25	1.6	2.0	2.4	2.75	—	—	—	—	—
99 I	—	—	0.6	0.95	1.3	1.6, 1.7	2.0	2.45	2.75	—	3.8	—	—	—
II	—	0.25, 0.10	0.6	0.95	1.3	1.7	2.0	—	—	—	—	—	—	—
1900 I														
II														
Mittel	0.00	0.32	0.65	0.99	1.33	1.66	2.04	2.475	2.875	3.31	3.8	4.1	—	—
Mittel 1894—98	0.00	0.35	0.66	1.01	1.35	1.69	2.05	2.48	2.90	3.31	3.8	4.1	—	—

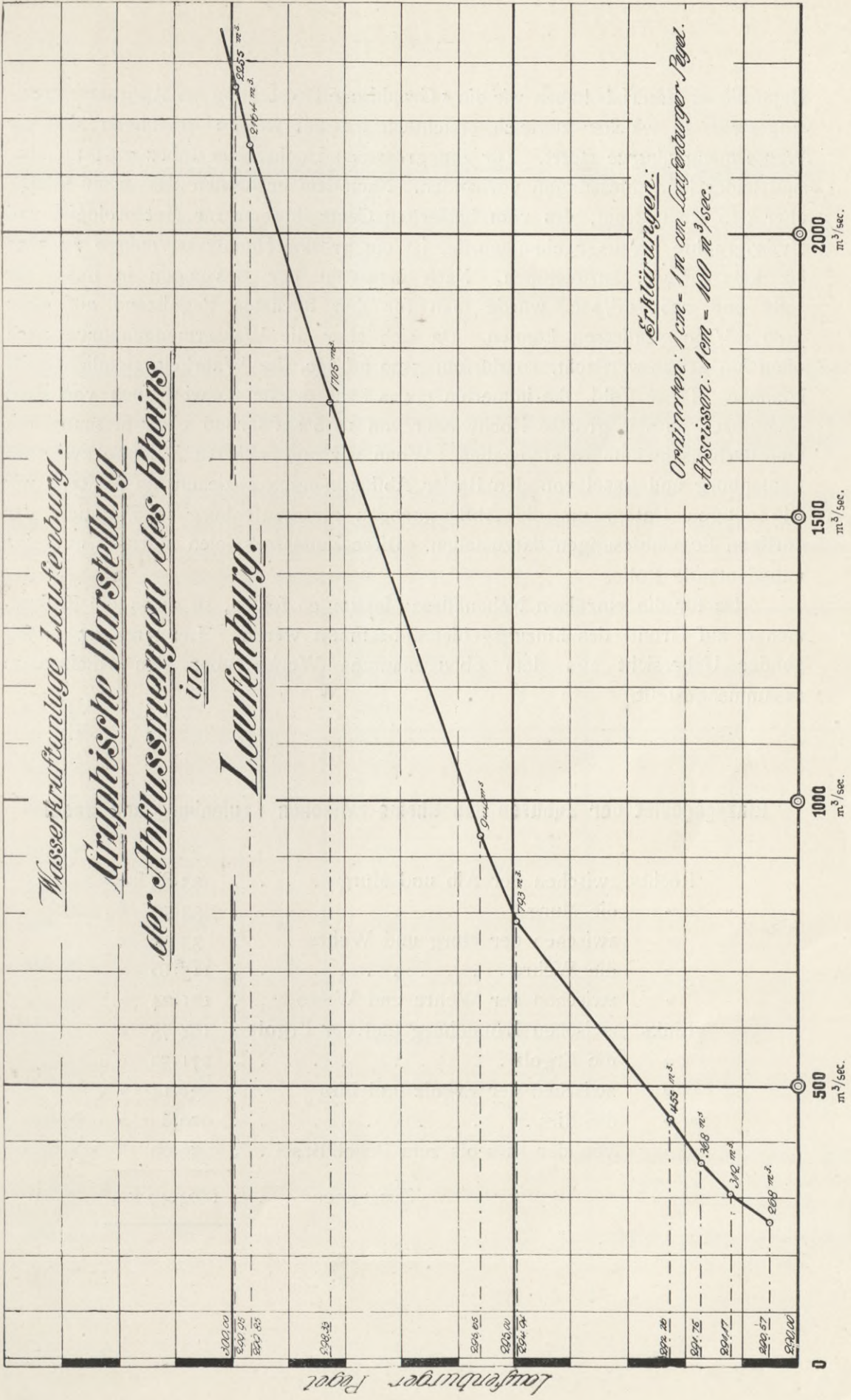
mit einander vergleicht, so zeigt es sich, dass die Ablesungen am Basler Pegel fortwährend kleiner werden. Dabei ist vorausgesetzt, dass diejenigen von Laufenburg sich für die gleichen Abflussmengen nicht ändern, weil hier das Rheinbett durch den Fels unveränderlich festgelegt ist. Dagegen zeigt sich in Basel deutlich die langsame Austiefung der Flussrinne durch die Rückwirkung der badisch-elsässischen Rheinkorrektion. Die Senkung beträgt seit 1876 ungefähr einen halben Meter. Als massgebend für die Vergleichung der Pegelstände wurde schliesslich das Mittel aus den Jahren 1894—98 festgehalten.

Die bei Basel beobachteten Abflussmengen sind in neuerer Zeit ebenfalls vom eidg. hydr. Bureau gesichtet und graphisch aufgetragen worden. An der



Wasserkraftanlage Laufenburg.

*Graphische Darstellung
der Abflussmengen des Rheins
in
Laufenburg.*



Hand dieses Materials haben wir die « Graphische Darstellung der Abflussmengen » aufgestellt, in welcher zugleich ersichtlich ist, auf welche Messungen sich die Wassermengenkurve stützt. Für die grösseren Hochwasser (über 2261 m³/sec.) sind leider keine Messungen vorhanden. Nach dem bekannten klassischen Werke über den Rheinstrom, das vom badischen Centralbureau für Meteorologie und Hydrographie herausgegeben wurde, ist die grösste Hochwassermenge zu 5000 bis 6000 m³/sec. anzunehmen. Nach Massgabe der Messungen in Basel für 1781 und 2261 m³/sec. würde man für den höchsten Pegelstand auf etwa 5100 m³/sec. schliessen können. Da sich aber die Wassermengenkurve nach oben hin etwas verflacht, so dürften 5500 m³/sec. der Wahrheit ziemlich nahe kommen. Diese Zahl, die immerhin etwas hoch erscheint, wird auch von Prof. Hagenbach für das grösste Hochwasser von 1876 auf Grund einer Messung mit Oberflächenschwimmern angegeben. Wenn wir nun noch die Zuflüsse zwischen Laufenburg und Basel von den Basler Abflussmengen abziehen, so besitzen wir alle nötigen Daten, um die Abflussmengen für Laufenburg in Funktion der dortigen Pegelablesungen darzustellen. Diese Zuflüsse spielen indessen nur eine unbedeutende Rolle.

Da für die einzelnen Nebenflüsse Messungen fehlen, so muss die Zuflussmenge auf Grund des Einzugsgebietes bestimmt werden. Letzteres ist in folgender Uebersicht aus dem obengenannten Werke über den Rheinstrom zusammengestellt.

Einzugsgebiet der Zuflüsse des Rheins zwischen Laufenburg und Basel

Rechts, zwischen der Alb und Murg	23.35 km ²
» die Murg	53.70 »
» zwischen der Murg und Wehra	33.35 »
» die Wehra	115.16 »
» zwischen der Wehra und Wiese	121.24 »
Links, zwischen Laufenburg und der Ergolz	184.75 »
» die Ergolz	271.50 »
» zwischen der Ergolz und Birs	31.14 »
» die Birs	920.30 »
» von der Birs bis zum Pegel Basel	50.00 »
Zusammen	<u>1804.49 km²</u>

Tabelle 2.

Berechnung correspondierender Pegelstände in Basel und Laufenburg
für die gegenwärtigen Verhältnisse.

(Rheinsohle des Jahres 1896).

Die beobachteten Vergleichs Ablesungen sind Mittel der entsprechenden Pegelbeobachtungen während der Jahre 1894-1898 (Tab. 1).

Die berechneten Vergleichs Ablesungen werden durch geradlinige Interpolation aus diesen Werten erhalten und beziehen sich meistens auf Basler Pegelstände, für welche die Abflussmengen gemessen sind.

Für die höchsten Rheinstände lagen nur wenige Vergleichs-Werte vor, so dass besonders markante Werte aus den graphischen Darstellungen des Hydrometrischen Bureaus in Bern und aus der tabellarischen Zusammenstellung der Haupt-Ergebnisse der schweizerischen hydrometrischen Beobachtungen entnommen werden mussten.

Beobachtete Vergleichs Ablesungen		Diff.	Berechnete Vergleichs Ablesungen		Bemerkung
Laufenburg	Basel		Laufenburg	Basel	
291.00	0.00	35	290.57	- 0.15	
292.00	0.35	31	291.17	+ 0.06	
293.00	0.66	35	291.75	0.26	
294.00	1.01	34	292.26	0.44	
295.00	1.35	34	294.94	1.33	
296.00	1.69	36	295.65	1.57	
297.00	2.05	43			
298.00	2.48	42	298.33	2.64	
299.00	2.90	41	299.85	3.25	
300.00	3.31		299.95	3.29	
302.70	4.86		303.43	5.20	} Nach den graphischen Darstellungen des Hydrom. Bureau.
304.20	5.60				
305.40	6.12		306.40	6.40	} Nach den „Haupt-Ergebnissen“ des Hydrom. Bureaus.
307.00	6.57				

Für das betrachtete Gebiet darf man die Minimal-Abflussmenge zu 7 Liter für den Quadratkilometer annehmen und hieraus ergibt sich eine kleinste Zuflussmenge von

$$\frac{7 \cdot 1804}{1000} = 12,63 \text{ m}^3/\text{sec.}$$

Wir hätten demnach rund 12 m³/sec. Zufluss bei einer Abflussmenge des Rheins in Basel von 280 m³/sec. Somit betragen die Zuflüsse

$$\frac{12}{280} = 0,043$$

von der Gesamtwassermenge.

Nach Massgabe dieses Faktors sind in der graphischen Darstellung der Abflussmengen die Zuflüsse auch für die höheren Wasserstände bestimmt und in einer besonderen Kurve aufgetragen. Die horizontale Entfernung dieser Linie von derjenigen der Abflussmengen in Basel entspricht den für Laufenburg in Betracht fallenden Mengen. Für das grösste Hochwasser ergeben sich dabei $5500 - 0,043 \cdot 5500 = 5263 \text{ m}^3/\text{sec.}$ Diese Zahl stimmt befriedigend überein mit der von den Behörden angegebenen von $5250 \text{ m}^3/\text{sec.}$

Zur Uebertragung der für Basel gefundenen Ergebnisse auf die Pegelablesungen von Laufenburg wurde die Tabelle 2 aufgestellt. In derselben sind die Grössen ermittelt, um welche das Wasser am Basler Pegel steigt für jeden Meter Ansteigen am Laufenburger Pegel. Sodann werden in der Tabelle 3 die Pegelstände in Laufenburg bestimmt für diejenigen in Basel, bei welchen die Wassermessungen vorgenommen wurden, während sich gleichzeitig durch Abzug der Zuflussmengen der Strecke Laufenburg-Basel die entsprechenden Abflussmengen ergeben.

Zu diesen Ermittlungen ist noch zu bemerken, dass die Ablesungen für die tiefen Wasserstände in Laufenburg oft etwas zweifelhaft sind, weil das betreffende Pegelstück zeitweise fehlte und dann wahrscheinlich die Höhen nur geschätzt wurden. Auch macht der starke Wellenschlag am Pegel die Ablesungen etwas unsicher

Von den früheren Ermittlungen der Abflussmengen weicht diese neue Aufstellung nur unbedeutend ab. Für die tiefen Pegelablesungen ergeben sich etwas kleinere, für die höheren grössere Wassermengen. Wesentlich grösser sind die Hochwassermengen im Vergleich mit den s. Z. für die Wasserkraftanlage in Rheinfeldern gemachten Annahmen. Dort wurden z. B. für die Pegelablesung 2,62 in Basel nur $1320 \text{ m}^3/\text{sec.}$ angenommen, während wir nach den neueren Messungen auf $1781 \text{ m}^3/\text{sec.}$ kommen.

Tabelle 3.

Bestimmung der Abflussmengen des Rheines bei Laufenburg nach den Basler Messungen.

(Gültig für die Rheinsohle des Jahres 1896).

Basel		Zuflüsse zwischen Basel und Laufenburg	Laufenburg	
Pegelablesung	Wassermenge		Pegelablesung	Wassermenge
m	m ³ /sec.	m ³ /sec.		m ³ /sec.
— 0.15	280	12	290.57	268
+ 0.06	326	14	291.17	312
0.26	385	17	291.75	368
0.44	465	20	292.26	445
1.33	829	36	294.94	793
1.57	986	42	295.65	944
2.62	1781	76	298.33	1705
3.25	2261	97	299.85	2164
3.29	2356	101	299.95	2255
5.20	4100	176	303.43	3924
6.40	5355	230	306.40	5125

Folgendes sind nun die charakteristischen Beziehungen, die sich aus diesen Ermittlungen ergeben :

	In Laufenburg beträgt	
	beim Pegelstand	die Abflussmenge in m ³ /sec.
Bekannter tiefster Stand	290.57	268
Gewöhnlicher Tiefstand	292.50	460
Mittelwasserstände {	295	800
	296.50	1200
Hochwasserstände {	299.20	2000
	307	5250

Es wurde oben gesagt, dass die Beschaffenheit und Kultivierung der Rhein-
ufer oberhalb Laufenburg dem bedeutenden natürlichen Hochwasserrückstau
angepasst sei. Immerhin richten auch in diesem Gebiete die grössten Hoch-
wasser, wie die von 1852 und 1876, bedeutenden Schaden an. Die Grenze, bei
welcher die Hochwasser auf die besser kultivierten Fluren übertreten und über
welche hinaus somit der Aufstau Schaden anrichten könnte, wird durch
ein Hochwasser bezeichnet, das oberhalb der Rheinbrücke ungefähr 4 m unter
demjenigen von 1876 (dem höchsten bekannten) bleibt. Ueber dieses Niveau
darf auch eine künstliche Stauung nicht mehr stattfinden und wir bezeichnen
deshalb in Folgendem diese Wasserlinie kurz als « Staugrenze ».

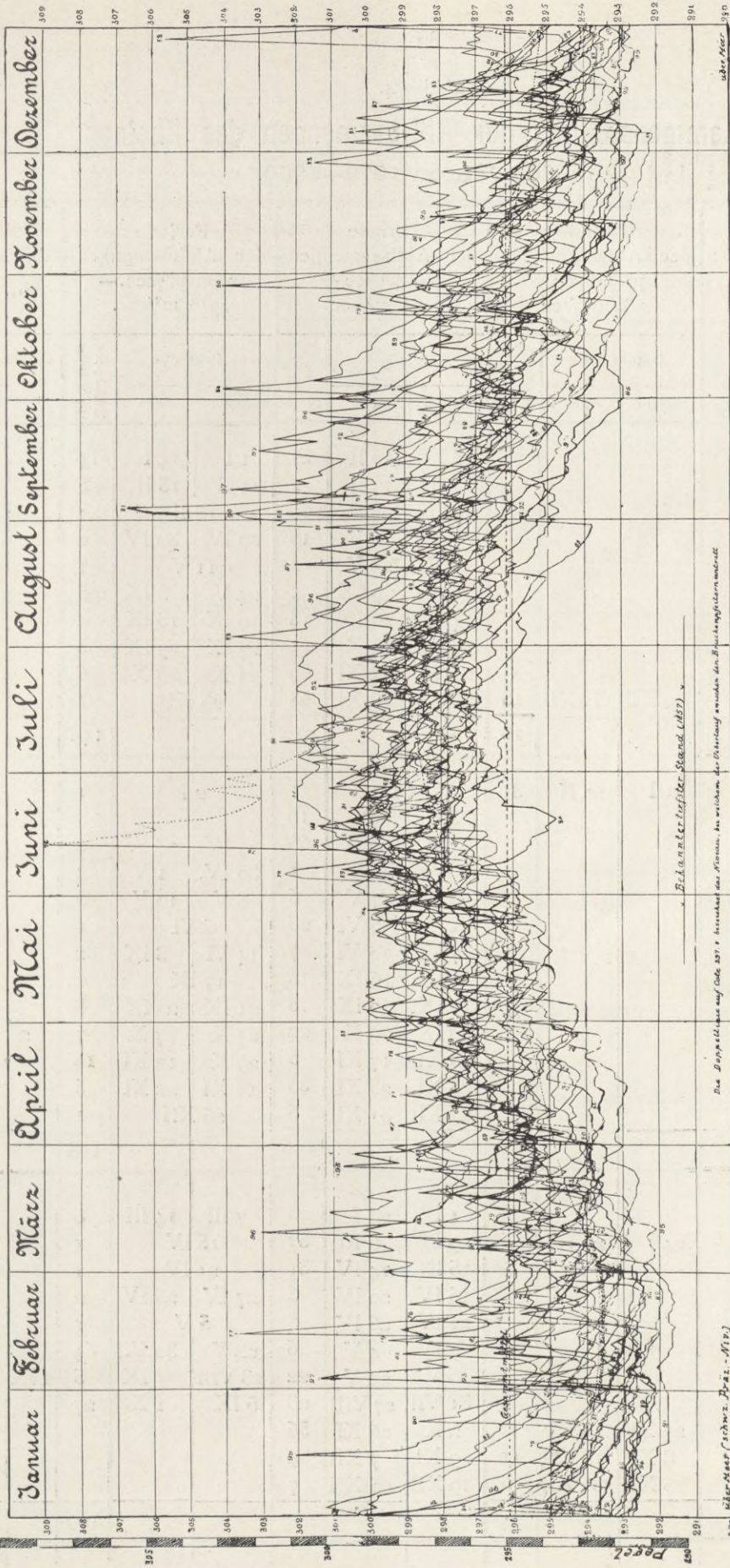
Aus den Eidg. hydrometrischen Beobachtungen haben wir eine Durchschnitts-
kurve der Pegelablesungen (Tafel VI) aufgezeichnet, welche somit den durch-
schnittlichen Wasserstand für alle Tage des Jahres angibt. Aus derselben geht
hervor, dass der Sommerwasserstand im Mittel 5 m über das Winterniederwasser
ansteigt. Das Maximum fällt auf Anfang Juli, das Minimum auf Mitte Februar.

Die Tabelle 4, welche die Beobachtungen von 22 Jahren umfasst, giebt
Aufschluss über die jeweilige Dauer der einzelnen Wasserstände, bzw. der
Anzahl Tage, während welcher gewisse Abflussmengen vorhanden waren. Diese
Tabelle giebt ein für den Betrieb einer Wasserkraftanlage besonders wertvolles
Bild vom Regime des Flusses. Es geht aus ihr hervor, dass innerhalb der Jahre
1879—1900 das Niederwasser nur einmal und zwar während 11 Tagen unter
 $270 \text{ m}^3/\text{sec.}$ gesunken ist. Im Mittel tritt somit dieses Minimum jährlich nur
 $\frac{1}{2}$ Tag lang ein. Die längste Dauer für einen Niederwasserstand unter $460 \text{ m}^3/\text{sec.}$
betrug 110 Tage, die mittlere 54 Tage. Die längste Periode für weniger als
 $1000 \text{ m}^3/\text{sec.}$ betrug 166 Tage, die längste für einen höheren Wasserstand, von
 $1000—2940 \text{ m}^3/\text{sec.}$, 197 Tage, die mittlere Dauer für letztere Abflussmengen
130 Tage. Die längste Dauer für eine Abflussmenge über $3000 \text{ m}^3/\text{sec.}$ betrug
3 Tage, die mittlere $\frac{1}{2}$ Tag.

Von besonderem Interesse ist die Raschheit der Anschwellungen, über
welche für die Jahre 1876—1900 die Uebersicht auf Tabelle 5 zusammen-
gestellt wurde.

Das rascheste Ansteigen mit 0,29 m in der Stunde oder 7 m in einem Tag fand
im Jahre 1882 statt. Da dasselbe schon von einem hohen Wasserstande ausging,
so ist auch die Zunahme der Wassermenge mit 121 m^3 in der Stunde die bedeu-
tendste, welche beobachtet wurde. Diese Ermittlungen werden eine Rolle spielen
für die Festsetzung der Zeit, welche vor einer ankommenden Flutwelle zum
Öffnen der Schützen im Stauwehr verwendet werden darf.

Die Geschiebeabfuhr des Rheins ist bei Laufenburg wohl nicht bedeu-
tend, während der Transport feinerer Sinkstoffe bei den häufigen Anschwellungen
des Flusses jedenfalls erhebliche Massen umfasst.



Graphische Darstellung der Pegelstände in Laufenburg

für die Jahre 1876—1899

(nach den Tafeln des Eidg. hydrometrischen Bureau's)

Tabelle 4.

Zusammenstellung der Abflussmengen des Rheines in den Jahren 1879—1900.

Jahres-Zahl	Periode der Abflussmengen kleiner als 270 m ³ /sec.			Periode der Abflussmengen 270 m ³ /sec.—460 m ³ /sec.			Periode der Abflussmengen 460 m ³ /sec.—1000 m ³ /sec.			Periode der Abflussmengen 1000 m ³ /sec.—2940 m ³ /sec.			Periode der Abflussmengen grösser als 2940 m ³ /sec.		
	Datum des		Zeitdauer in Tagen	Datum des		Zeitdauer in Tagen	Datum des		Zeitdauer in Tagen	Datum des		Zeitdauer in Tagen	Datum des		Zeitdauer in Tagen
	Beginn	Ende		Beginn	Ende		Beginn	Ende		Beginn	Ende		Beginn	Ende	
1879							15 I	10 II	27	1 I	14 I	14			
							16 II	17 II	2	11 II	15 II	5			
							19 II	28 IV	69		18 II	1			
							1 V	10 V	10	29 IV	30 IV	2			
							12 V	23 V	12		11 V	1			
							6 IX	9 IX	4	24 V	5 IX	105			
							14 IX	26 IX	13	10 IX	13 IX	4			
							30 IX	20 X	21	27 IX	29 IX	3			
							27 X	24 XI	29	21 X	26 X	6			
				19 XII	31 XII	13	26 XI	18 XII	23		25 XI	1			
1879						13			210			142			
				21 I	20 II	31					2 I	1			
							1 I	20 I	18						
							3 I	26 IV	66	27 IV	28 IV	2			
							21 II	29 IV	1	30 IV	1 V	2			
							2 V	7 V	6	8 V	10 V	3			
							11 V	5 VI	26		6 VI	1			
1880							7 VI	13 VI	7	14 VI	3 IX	82			
							4 IX	16 IX	13		17 IX	1			
							18 IX	20 IX	3	21 IX	28 IX	8			
							29 IX	20 X	22	21 X	27 X	7	28 X		1
							13 XI	17 XI	5	29 X	12 XI	15			
							23 XI	25 XII	33	18 XI	22 XI	5			
							27 XII	31 XII	5		26 XII	1			
1880						31			206			128			1
				24 I	28 I	5	1 I	23 I	23	7 III	14 III	8			
							29 I	6 III	37		15 IV	1			
							15 III	14 IV	31		21 IV	1			
							16 IV	20 IV	5	27 IV	28 IV	2			
							22 IV	26 IV	5		5 V	1			
							29 IV	4 V	6	28 V	30 VII	64			
							6 V	27 V	22	28 VIII	1 IX	5	2 IX	4 IX	3
							31 VII	27 VIII	28	5 IX	1 X	27			
				27 XI	28 XI	2	2 X	26 XI	56						
				8 XII	18 XII	11	29 XI	7 XII	9						
				26 XII	31 XII	6	19 XII	25 XII	7						
1881						24			229			109			3

Tabelle 4.

(Fortsetzung.)

Jahres-Zahl	Periode der Abflussmengen kleiner als 270 m ³ /sec			Periode der Abflussmengen 270 m ³ /sec. — 460 m ³ /sec.			Periode der Abflussmengen 460 m ³ /sec. — 1000 m ³ /sec.			Periode der Abflussmengen 1000 m ³ /sec. — 2940 m ³ /sec.			Periode der Abflussmengen grösser als 2940 m ³ /sec.		
	Datum des		Zeitdauer in Tagen	Datum des		Zeitdauer in Tagen	Datum des		Zeitdauer in Tagen	Datum des		Zeitdauer in Tagen	Datum des		Zeitdauer in Tagen
	Beginn	Ende		Beginn	Ende		Beginn	Ende		Beginn	Ende		Beginn	Ende	
1882				1 I 23 IV	20 IV 27 IV	110 5	21 IV 28 IV 11 V 11 VIII 4 IX 11 IX 13 XII	22 IV 8 V 15 VI 16 VIII 13 IX 25 XII	2 11 36 6 1 3 13	9 V 16 VI 17 VIII 5 IX 14 IX 26 XII 29 XII	10 V 10 VIII 3 IX 10 IX 12 XII 31 XII	2 56 18 6 90 1 3	27 XII	28 XII	2
1882						115			72			176			2
1883							18 I 27 VIII 30 IX 9 X 27 X 15 XI 17 XII	19 V 28 IX 5 X 21 X 12 XI 14 XII 31 XII	122 33 6 13 17 30 15	1 I 20 V 29 IX 6 X 22 X 13 XI 15 XII	17 I 26 VIII IX 8 X 26 X 14 XI 16 XII	17 99 1 3 5 2 2			
1883									236			129			
1884							1 I 30 V 13 VI 3 VII 9 VIII 2 IX 15 IX 5 XII 17 XII	25 V 31 V 15 VI 6 VII 26 VIII 4 IX 24 X 6 XII 29 XII	146 2 3 4 18 3 40 2 13	26 V 1 VI 16 VI 7 VII 27 VIII 5 IX 7 XII	29 V 12 VI 2 VII 8 VIII 1 IX 14 IX 16 XII	4 12 17 33 6 10 10			
1884				25 X 30 XII	4 XII 31 XII	41 2			231			92			
1885				1 I 4 IV	17 II 13 IV	48 10	18 II 9 III 14 IV 20 V 15 VI 20 VI 12 VII 17 VII 7 XI 18 XII	5 III 3 IV 17 V 30 V 17 VI 6 VII 15 VIII 28 IX 29 XI 31 XII	16 26 34 11 3 17 4 74 23 14	6 III 18 V 31 V 18 VI 7 VII 16 VII 29 IX 30 XI	8 III 19 V 14 VI 19 VI 11 VII 17 XII	3 2 15 2 5 1 39 18			
1885						58			222			85			

Tabelle 4.

(Fortsetzung.)

Jahres-Zahl	Periode der Abflussmengen kleiner als 270 m ³ /sec.			Periode der Abflussmengen 270 m ³ /sec.— 460 m ³ /sec.			Periode der Abflussmengen 460 m ³ /sec.— 1000 m ³ /sec.			Periode der Abflussmengen 1000 m ³ /sec.— 2940 m ³ /sec.			Periode der Abflussmengen grösser als 2940 m ³ /sec.		
	Datum des		Zeitdauer in Tagen	Datum des		Zeitdauer in Tagen	Datum des		Zeitdauer in Tagen	Datum des		Zeitdauer in Tagen	Datum des		Zeitdauer in Tagen
	Beginn	Ende		Beginn	Ende		Beginn	Ende		Beginn	Ende		Beginn	Ende	
1886				21 II	2 III	10	1 I	20 II	5 I	10 VI	12 IX	95			
				7 XII	8 XII	2	3 III	9 VI	99	13 XII		1			
							13 IX	6 XII	85						
							9 XII	12 XII	4						
							14 XII	31 XII	18						
1886						12			257			96			
1887				19 I	20 I	2	1 I	18 I	18						
				26 I	11 III	45	21 I	25 I	5						
				19 III	22 III	4	12 III	18 III	7						
				19 XI	8 XII	20	23 III		1	24 III	26 III	3			
							27 III	7 V	42	8 V	25 V	18			
							26 V	27 V	2	28 V	4 VII	38			
							5 VII	6 VII	2	7 VII	5 VIII	30			
							6 VIII	18 VIII	13	19 VII	25 VIII	7			
							26 VIII	18 XI	85	10 XII	15 XII	6			
							9 XII		1						
							16 XII	31 XII	16						
1887						71			192			102			
1888				18 I	23 I	6	1 I	17 I	17	11 III	12 III	2			
				26 I	12 II	18	24 I	25 I	2	26 III	1 IV	7			
				16 II	9 III	23	13 II	15 II	3	17 IV	2 VIII	108	3 VIII	1	
				15 XII	31 XII	17	10 III		1	4 VIII	3 X	61	4 X	1	
							13 III	25 III	13	5 X	27 X	23			
							2 IV	16 IV	15						
							2 X	14 XII	48						
1888						64			99			201			2
1889				1 I	1 II	32	2 II	4 II	3	25 IV	1 IX	130			
				5 II	15 II	11	16 II	25 II	10	5 IX	10 IX	6			
				26 II	10 III	13	11 III	24 IV	45	11 X	6 XI	27			
							2 IX	4 IX	3						
							11 IX	10 X	30						
							7 XI	31 XII	55						
1889						56			146			163			

Tabelle 4.

(Fortsetzung.)

Jahres-Zahl	Periode der Abflussmengen kleiner als 270 m ³ sec.			Periode der Abflussmengen 270 m ³ /sec.—460 m ³ /sec			Periode der Abflussmengen 460 m ³ /sec.—1000 m ³ /sec.			Periode der Abflussmengen 1000 m ³ /sec. — 2940 m ³ /sec.			Periode der Abflussmengen grösser als 2940 m ³ /sec		
	Datum des		Zeitdauer in Tagen	Datum des		Zeitdauer in Tagen	Datum des		Zeitdauer in Tagen	Datum des		Zeitdauer in Tagen	Datum des		Zeitdauer in Tagen
	Beginn	Ende		Beginn	Ende		Beginn	Ende		Beginn	Ende		Beginn	Ende	
1890				4 I 18 I 15 II	12 I 19 I 24 III	9 2 38	1 I 13 I 20 I 28 I 25 III 4 VI 1 X 22 X 29 X	3 I 17 I 23 I 14 II 27 V 10 VI 19 X 26 X 24 XI	3 5 4 18 64 7 19 5 27	24 I 27 I		4			
1890					13 XII 31 XII	19	26 XI 12 XII	17			25 XI	1			
1890						68			169			126			2
1891	11 II 20 II	16 II 24 II	6 5	1 I 17 II 25 II 17 III 8 XI	10 II 19 II 9 III 20 III 11 XI	41 3 13 4 4	10 III 21 III 9 IV 19 IX 12 XI 18 XII	16 III 6 IV 1 V 7 XI 16 XII 30 XII	7 17 23 50 35 13	7 IV 2 V 18 IX 17 XII 31 XII		2 140 1 1			
1891			11			65			145			144			
1892							6 I 11 II 29 IV 9 V 19 VIII 13 IX 23 X	8 II 23 IV 5 V 16 V 5 IX 11 X 25 X	34 73 7 8 18 29 3	1 I 9 II 24 IV 6 V 17 V 6 IX 12 X 26 X	5 I 10 II 28 IV 8 V 18 VIII 12 IX 22 X 31 X	5 2 5 3 94 7 11 6			
1892					27 XII 31 XII	5	1 XI 26 XII	56				133			
1893				1 I 7 II 5 XII	1 II 9 II 31 XII	32 3 27	2 II 10 II 12 VIII	6 II 15 VI 4 XII	5 126 115	16 VI 11 VIII		57			
1893						62			246			57			
1894				1 I 3 IV	26 II	57 1	27 II 4 IV 8 VII 31 VIII 17 IX 31 X	2 IV 26 V 11 VII 2 IX 27 X 1 XII	35 53 4 3 41 32	27 V 12 VII 3 IX 28 X	7 VII 30 VIII 16 IX 30 X	42 50 14 3			
1894				2 XII	31 XII	30						109			
1894						88			168						

Tabelle 4.

(Fortsetzung.)

Jahres-Zahl	Periode der Abflussmengen kleiner als 270 m ³ /sec.			Periode der Abflussmengen 270 m ³ /sec.— 460 m ³ /sec.			Periode der Abflussmengen 460 m ³ /sec.— 1000 m ³ /sec.			Periode der Abflussmengen 1000 m ³ /sec.— 2940 m ³ /sec.			Periode der Abflussmengen grösser als 2940 m ³ /sec.		
	Datum des		Zeitdauer in Tagen	Datum des		Zeitdauer in Tagen	Datum des		Zeitdauer in Tagen	Datum des		Zeitdauer in Tagen	Datum des		Zeitdauer in Tagen
	Beginn	Ende		Beginn	Ende		Beginn	Ende		Beginn	Ende		Beginn	Ende	
1895				1 I	19 III	78	20 III	25 III	6	26 III	13 IV	19			
							14 IV	22 IV	9	23 IV	13 V	21			
							14 V	15 V	2	16 V	15 VII	61			
							16 VII	19 VII	4	20 VII		1			
							21 VII	5 VIII	16	6 VIII	9 VIII	4			
							10 VIII	12 VIII	3	13 VIII	21 VIII	9			
				23 IX	24 X	32	22 VIII	22 IX	32						
				30 X	12 XI	14	25 X	29 X	5						
							13 XI		1	14 XI		1			
							15 XI	30 XII	46	31 XII		1			
1895						124			124			117			
1896				30 I	6 III	37	5 I	29 I	25	1 I	4 I	4			
							7 III	8 III	2	9 III		1	10 III	1	
							23 III	9 IV	18	11 III	22 III	12			
							27 IV	29 IV	3	10 IV	26 IV	17			
							13 XI	31 XII	49	30 IV	12 XI	197			
1896						37			97			231			1
1897				1 I	1 II	32	2 II		1	3 II	21 II	19			8
							22 II	19 III	26	20 III	7 IX	172	8 IX	1	
				8 XI	9 XII	32	13 X	7 XI	26	9 IX	16 IX	8	17 IX	1	
				21 XII	31 XII	11	10 XII	20 XII	11	18 IX	12 X	25			
1897						75			64			224			2
1898				1 I	16 II	47	17 II	26 II	10						
				27 II	17 III	19	18 III	15 IV	29	16 IV	23 IV	8			
							24 IV	28 IV	5	29 IV	22 VIII	116			
				8 X	10 X	3	23 VIII	7 X	46						
				21 XI	27 XI	7	11 X	20 XI	41						
							28 XI	31 XII	34						
1898						76			165			124			
1899				22 III	1 IV	11	1 I	13 I	13	14 I	24 I	11			
							25 I	21 III	56						
							2 IV	11 IV	10	12 IV	13 IV	2			
							14 IV	20 IV	7	21 IV	24 IV	4			
							25 IV	26 IV	2	27 IV	7 V	11			
							8 V	9 V	2	10 V	5 VIII	88			
							6 VIII	14 IX	40	15 IX	19 IX	5			
							20 IX	7 X	18	8 X	9 X	2			
				5 XI	11 XI	7	10 X	4 XI	26						
				14 XI	7 XII	24	12 XI	13 XI	2						
				10 XII	31 XII	22	8 XII	9 XII	2						
1899						64			178			123			

Tabelle 4

(Fortsetzung.)

Jahres-Zahl	Periode der Abflussmengen kleiner als 270 m ³ /sec.			Periode der Abflussmengen 270 m ³ /sec.— 460 m ³ /sec.			Periode der Abflussmengen 460 m ³ /sec.— 1000 m ³ /sec.			Periode der Abflussmengen 1000 m ³ /sec.— 2940 m ³ /sec.			Periode der Abflussmengen grösser als 2940 m ³ /sec.				
	Datum des		Zeitdauer in Tagen	Datum des		Zeitdauer in Tagen	Datum des		Zeitdauer in Tagen	Datum des		Zeitdauer in Tagen	Datum des		Zeitdauer in Tagen		
	Beginn	Ende		Beginn	Ende		Beginn	Ende		Beginn	Ende		Beginn	Ende			
1900				1 I	3 I	3	4 I	9 I	6								
				10 I	16 I	7		17 I	1	18 I	19 I	2					
							20 I	13 II	25	14 II	18 II	5					
								19 II	1	20 II	22 II	3					
							23 II	26 II	4	27 II	1 III	3					
							2 III	30 IV	60	1 V	4 VIII	96					
							5 VIII	27 VIII	23	28 VIII	7 IX	11					
				17 X	30 X	14	8 IX	16 X	39								
				9 XI	10 XI	2	31 X	8 XI	9								
				22 XI	4 XII	13	11 XI	21 XI	11								
							5 XII	—	1	6 XI	8 XII	3					
							9 XII	31 XII	23								
1900						39		203			123						

Etwa 150 m oberhalb der Rheinbrücke zeigt sich bisweilen bei Niederwasser eine langgezogene Insel, die aus einer Kiesbank mit etwa hühnereigrossen Steinen besteht. Dieselbe erscheint bald in der Nähe des badischen, bald in derjenigen des schweizer Ufers. Oft kommt sie aber bei Niederwasser gar nicht zum Vorschein, sie ist dann weggespült. Hieraus geht hervor, dass bisweilen auch grössere Mengen von Geschieben durch den Laufen wandern. Den Fischern ist dies übrigens aus unmittelbarer Wahrnehmung bekannt, da ihnen nicht selten im Gebiete der Stromschnelle aufgewirbelte Geschiebe in die Netze geworfen werden. Bemerkenswert ist der Umstand, dass die kesselartige Vertiefung des Flussbettes in der Enge sich nicht mit Geschieben anfüllt und auch die schwereren Stücke hier über die gegen den Schaffigen hin verhältnismässig steil ansteigende Flusssohle hinaufgetrieben werden.

Die schwimmenden Stoffe und Gegenstände, welche der Rhein abführt, und die unter den Sammelbegriff Schwemmsel fallen, bestehen, wie überall aus Moos, Gras, Schilf, Laub, Treibholz u. s. w. Bei Hochwasser kommen entwurzelte Sträucher, Bäume u. s. w. hinzu, die in der Regel in inselförmigen Massen antreiben. Wenn während Monaten kein Hochwasser mit Geschiebeabfuhr eintritt, so bedeckt sich die Rheinsohle grösstenteils mit Moos, in dessen Zwischen-

räumen sich wiederum Sand lagert. Das Moos wird dann bei bedeutenderem Hochwasser abgeschürft und liefert einen Beitrag zu den Schwemmselmassen. Eine besonders wichtige Rolle spielt aber im Spätherbst das dürre Laub der reichlich bewaldeten Ufer. Es lagert sich an dem in der Regel schon tief gesunkenen Wasserrande ab und wird dann bei etwaigem Wiederansteigen des Wassers auf einmal in grossen Mengen abgeschwemmt. So kommt es, dass auch bei den unter dem Mittelwasser bleibenden Anschwellungen des Rheins recht erhebliche Schwemmselmengen mitgeführt werden können. Das Laub und Moos schwimmen dabei nicht nur auf der Oberfläche, sondern im ganzen Stromquerschnitt.

Tabelle 5.

Anschwellungs-Raschheit der Hochfluten bei Laufenburg
während der Jahre 1876—1900.

Jahres-Zahl	Datum der Periode		Zeitdauer in Tagen	Pegelablesungen bei der Rhein-Brücke		Differenz der Pegelablesungen	Zunahme in Meter per Stunde	Abflussmengen		Differenz der Abflussmengen	Zunahme in einer Stunde
	Beginn	Ende		bei Beginn	am Ende			bei Beginn	am Ende		
						m	m	m ³ /sec.	m ³ /sec.	m ³ /sec.	m ³ /sec.
1876	16 II	17 II	1	292 0	297.8	5.8	0.24	400	1550	1150	48
1876	10 VI	13 VI	3	298 4	307.0	9.4	0.13	1730	5250	3520	50
1879	20 X	21 X	1	294.5	298 8	4.3	0.18	735	1870	1135	47
1881	1 IX	2 IX	1	297.6	304.6	7.0	0.29	1500	4400	2900	121
1882	25 XII	28 XII	3	295 5	304.2	8.7	0.12	900	4230	3330	46
1886	1 II	2 II	1	292 9	295.8	2.9	0.12	520	970	450	19
1887	9 XII	10 XII	1	292.9	297.0	4.1	0.17	520	1320	800	34
1890	23 I	24 I	1	293.7	297.0	3.7	0.15	610	1440	830	35
1895	2 XI	4 XI	2	292.0	297.0	5.0	0.10	400	1320	920	19
1896	7 III	10. III	3	292 6	301.8	9.2	0.13	480	3000	2520	35
1897	2 II	3 II	1	294.0	300.2	6.2	0.26	665	2350	1685	70
1899	13 I	15 I	2	294.0	300.8	6.8	0.14	665	2600	1935	40
1900	5 I	6 I	1	293.8	298.5	4.7	0.20	640	1770	1130	47

Von besonderer Bedeutung für den Betrieb einer Wasserkraftanlage sind sodann die Eisverhältnisse. Eine grosse Rolle spielt zwar das Treibeis in der betrachteten Rheinstrecke nicht, aber bisweilen kommt es doch vor, dass grössere Strecken des Stromes zugefrieren und dann bei plötzlichem Steigen des Wassers die ganze Eismasse in Bewegung gerät. Ein solches Ereignis wurde im Februar 1891 beobachtet. Die Eismassen stauten sich vor der Enge mehrere Meter hoch. Die ganze Enge war von einem aus wieder zusammengefrorenem Treibeis gebildeten Gewölbe überdeckt, das nach allen Richtungen begangen werden konnte. Der grösste Teil dieser gewaltigen Eismasse brach beim eintretenden Tauwetter auf einmal zusammen und wurde abgeschwemmt.

Als Wasserstrasse hat der Rhein bei Laufenburg seine Rolle bereits ausgespielt. Ein Schiffsverkehr war, abgesehen von den Schwierigkeiten die einem solchen im Oberrhein überhaupt entgegenstehen schon wegen der Stromschnelle ausgeschlossen. In den sechziger Jahren des letzten Jahrhunderts wurde es wiederholt versucht grössere Schiffe unter einem erheblichen Aufwand technischer Hilfsmittel durch den Rheinflall zu befördern. Es war dies jeweilen ein grossartiges und aufregendes Schauspiel für die aus der ganzen Umgebung zusammengeströmte Bevölkerung. Der wilde Strudel liess sich aber nicht meistern. Eines der Schiffe zerschellte teilweise an den Klippen und versank, die andern entgingen diesem Schicksal nur mit knapper Not und schweren Beschädigungen.

Im verflossenen Jahrhundert sind in der Stromschnelle etwa 10 Personen umgekommen, die in Kähnen dem Strudel unfreiwillig zugetrieben worden waren oder denselben (wie Lord Montague) aus Tollkühnheit durchfahren wollten. Um die Mitte des letzten Jahrhunderts und bis in die achtziger Jahre hinein hatte die Flösserei auf dem Oberrhein noch eine grosse Bedeutung. Der Rheinflall bei Laufenburg setzte ihr zwar erhebliche Schwierigkeiten in den Weg, indem die Flösse dort zerrissen wurden und die Stämme vielfache Beschädigungen erlitten. Die einzelnen Hölzer blieben teilweise in den Buchten und an Klippen liegen und mussten mühsam wieder zusammengesucht und aufs neue zu Flössen vereinigt werden. Es hatte sich zu diesem Zwecke ein eigenes Gewerbe ausgebildet, das zwar an Rauheit und Fährlichkeit nichts zu wünschen übrig liess, aber etwa hundert Menschen ernährt haben mag. Seit dreissig Jahren ist nun die Flösserei allmählich fast verschwunden und die Uferstaaten beschäftigen sich mit der Frage, dieselbe in Anbetracht ihrer äusserst geringen Bedeutung und der Schwierigkeiten, die ihre Aufrechterhaltung der anderweitigen Benutzung der Gewässer bereiten würde, überhaupt ganz zu verbieten.

Eine wichtige Rolle hat in Laufenburg von jeher die Fischerei, insbesondere der Salmenfang gespielt. Letzterer war besonders ausgiebig, weil die Stromschnelle die Fische nötigte, beim Aufstieg gewisse Wege einzuschlagen und öfter an vor der Strömung geschützten Stellen auszuruhen.

Spleen

Die Fischerei bei der Stromschnelle ist Eigentum der beiden Ufergemeinden Gross- und Kleinlaufenburg. Ihre Pacht-Erträgnisse sind in den letzten Jahrzehnten stetig zurückgegangen, was dem Minderertrag wegen des Raubfanges in Holland zugeschrieben wird. Diese Verhältnisse dürften sich kaum wieder bessern. In Laufenburg nimmt man auch an, dass in der neuesten Zeit das Stauwehr bei der Rheinfelder Wasserkraftanlage das Aufsteigen der Lachse behindere. Ob und inwieweit dies zutrifft steht noch nicht fest.

Die Fischerei unterhalb und oberhalb der Laufenburger Gerechtsame ist unbedeutend. Unterhalb, d. h. in der Enge und weiter abwärts bis Säckingen, ist sie Eigentum der beiden Uferstaaten, oberhalb, d. h. von der Rheinbrücke bis Waldshut, gehört sie den Gemeinden Dogern und Waldshut.

Die Pachtsummen betragen hier nur einige hundert Mark jährlich.

Projektbeschreibung.

Verschiedene Lösungen für die Wasserkraftgewinnung.



Man kann die bei Laufenburg verfügbare Wasserkraft gewinnen entweder durch Ableitung eines Teils des Wassers oder durch Ausstauen des Rheinfalls. Die Lösungen der ersteren Art sind naturgemäss auch mit einem Aufstau oberhalb des Rheinfalls verbunden, da die Ableitung bei Niederwasser sonst nicht möglich wäre. Das Stauwehr wirkt dann aber auch bei höheren Wasserständen, und man würde zweckmässig mit der Stauung bis an die zulässige Grenze gehen, da die Kosten des Wehrbaues sich dadurch nur unwesentlich erhöhen.

Dieser Art waren das sogenannte Tunnelprojekt des Verfassers und eine Projekt-Idee von Ingenieur E. Locher.

Nach dem ersteren sollte oberhalb des Hotels Soolbad, wo die Rheinsohle noch aus festem Gneis besteht, ein Stauwehr angelegt und das Wasser durch einen ungefähr 200 Meter langen Tunnel unter dem Städtchen Grosslaufenburg hindurch geleitet werden. Der Tunnel hätte die dortige Krümmung des Rheins abgeschnitten, und bei seiner Ausmündung in das Rheinbett hätte die Motorenanlage Platz gefunden. Da der Tunnel nur einen verhältnismässig kleinen Querschnitt (80 m² im Lichten) gehabt hätte, so war in demselben eine grosse Wassergeschwindigkeit angenommen. Nach der Idee Lochers hätte die Ableitung des Wassers etwa 1 km weiter oben stattgefunden, und dieses wäre durch einen offenen Kanal zur Turbinenanlage geführt worden. Der Kanal hätte eine ausserordentliche Tiefe erhalten und wäre deshalb in dem durch die Eisenbahn sowie durch Strassen und Gebäude beengten Gebiete bedeutenden Schwierigkeiten begegnet. Die Ausführung wurde auch von Ingenieur Locher selbst nicht befürwortet.

Bei dem Tunnelprojekt sollte das Gefälle in der Enge bei Hochwasser ebenfalls nutzbar gemacht werden, und diese Flusspartie wäre daher durch Aussprengungen zu erweitern gewesen, während der Fluss im Bereich der Stromschnelle unberührt bleiben sollte. Hierin lag wohl der Hauptvorteil dieses Projekts. Das von S. Z. de Ferranti aufgestellte «Stauprojekt» ging ohne Bedenken an den Ausstau des ganzen Rheinfalls durch ein mächtiges im Schaffigen anzulegendes Wehr. Dieses Projekt gestattet die Ausnutzung der Wasserkräfte im grössten Umfang und ist auch hinsichtlich der Erweiterungsfähigkeit günstig. Selbstredend muss dabei vor der Ausstauung im ganzen Gebiet der Stromverengung, einschliesslich des Rheinfalls eine Erweiterung stattfinden, die diesen Teil des Flusses gewissermassen in einen regelmässigen Kanal umwandelt. Ausserdem muss die Rheinbrücke, deren Pfeiler gegenwärtig zum nachteiligen Aufstau der Hochwasser wesentlich beitragen, umgebaut werden.

Bei Mittel- und Niederwasser, also während weitaus des grössten Teiles des Jahres, wird dann der Rhein, da wo früher die unfahrbare Stromschnelle war, das Bild eines ruhigen Sees bieten und das Tosen des «Laufens», an das sich jeder neue Ankömmling in Laufenburg erst gewöhnen musste, wird einer idyllischen Ruhe Platz machen. Dieses Projekt ist das hier näher zu beschreibende, welches mit einigen Modifikationen zur Ausführung gelangen soll.

Allgemeine Disposition.

Die massgebenden Gesichtspunkte für die Disposition der Wasserkraftanlage sind schon in der Einleitung berührt worden. Die verfügbare Kraft ist möglichst vollständig auszubeuten, d. h. — da die Wassermenge gegeben ist — der Rhein ist bis an die zulässige Grenze zu stauen um ein möglichst grosses Gefälle zu gewinnen. Wenn einmal dieses durch ein Stauwerk festgelegt sein wird, können nach Massgabe des Kraftabsatzes hydraulische Motoren successive eingebaut werden, und zwar unter Umständen auch noch für dasjenige Wasser, welches nicht das ganze Jahr hindurch, sondern nur während des grössten Teils desselben zur Verfügung steht.

Nachdem die Grenze der zulässigen Stauung für das Gebiet oberhalb Laufenburg nach Massgabe der Bebauung und Bewirtschaftung der Ufer

annähernd festgelegt war, handelte es sich darum, durch Erweiterung des Flussbettes bei und unterhalb Laufenburg das auf dieser Strecke bedeutende Gefälle möglichst klein zu machen, um am Stauwerk selbst einen um so höheren Oberwasserspiegel zu gewinnen. Der Erweiterung des Flussbettes sind aber durch die Uferverhältnisse und durch die Kosten dieser Arbeit gewisse Grenzen gesetzt. Unter Berücksichtigung aller dieser Umstände wurde schliesslich die Cote 302 am Stauwerk als zulässige Stauhöhe bei Hochwasser festgehalten.

Die Erweiterung der Flussrinne von der Rheinbrücke bei Laufenburg an bis zum Schöffigen, lässt sich durchweg bewerkstelligen ohne dass dadurch anderes Gebiet als nackter Fels betroffen wird. Dagegen müssen die drei massigen Pfeiler der Rheinbrücke, die für sich ein Stauwerk bilden, aus dem Wege geräumt werden.

Für das Stauwehr und die Turbinenanlage war der Schöffigen wegen der grösseren Flussbreite, der geringen Wassertiefe, dem auf schweizerischer Seite niedrigen Ufer und dem hier noch vorhandenen Felsgrund der gegebene Platz.

Das Stauwerk war mit Rücksicht auf die Hochwasser- und Geschiebeabfuhr senkrecht über die tiefste Rinne im Flussbett, die sich auf der badischen Seite befindet, anzulegen, und das Motorengebäude musste sich in schräger Richtung so daran anlehnen, dass der dafür zu machende Aushub nicht zu bedeutend ausfiel. Aus letzterem Grunde wäre auch seine Anordnung nach einer schief flussabwärts gehenden Linie vorteilhaft gewesen, weil dabei eine geringere Fläche der Rheinsohle für den Unterwasserablauf vertieft werden müsste. Hiergegen aber erschien die Erwägung wichtiger, dass die Anordnung nach einer vom Wehr flussaufwärts gehenden Linie für die Ableitung des groben Schwemmsels und des Eises grosse Vorteile biete.

Das Stauwehr musste vollständig aufziehbare Schützen für eine Wassertiefe von 11,5 bis 17 Meter erhalten, die bei Hochwasser einen reichlichen Abflussquerschnitt freigeben. Da man bei ähnlichen Bauwerken in neuerer Zeit nirgends mehr von grossen Dimensionen zurückschreckt, solche aber gegenüber der Teilung in viele kleinere mechanisch zu bewegende Stücke den Vorteil der Einfachheit und Massigkeit haben, so wurde die Breite der Schützenöffnungen auf 20 Meter festgesetzt.

Diese grossen Oeffnungen lassen eine Verstopfung durch angetriebene Hölzer oder Treibeis ganz ausgeschlossen erscheinen. Auch ergeben sich dabei massigere Pfeiler, und die Kosten der Foundation und Verkleidung für letztere verringern sich; endlich werden die Eisenkonstruktionen robuster und die Kraftüberschüsse für ihre Bewegung bedeutender.

Für das Durchlassen von Flössen und Kähnen war eine Kammerschleuse vorzusehen, die sich naturgemäss an das badische Ufer anlehnen musste. Dieselbe kann bei Hochwasser ebenfalls ganz geöffnet werden.

Stauverhältnisse.

Im Obigen wurde die grösste Stauhöhe für Hochwasser bei der Wehranlage im Schöffigen auf die Cote 302 festgelegt. Es ist nun der Nachweis zu erbringen, dass diese Stauung bei Hochwasser durch die Wirkung der Flussbetteerweiterung weiter aufwärts wieder kompensiert wird. Dieser Nachweis wird geleistet durch die Berechnung der Staukurven für Hoch-, Mittel- und Niederwasser.

Da aber nicht erst das aussergewöhnliche Hochwasser, sondern schon ein niedrigeres nicht mehr gestaut werden darf, so muss für ersteres notwendigerweise eine Senkung erzielt werden. Aus der Staulinie für das (gesenkte) aussergewöhnliche Hochwasser und der Mittelwasserlinie ergibt sich dann durch Interpolation jene Linie, die wir Staugrenze nennen und die einen Wasserstand bezeichnet, der vollständig unverändert bleibt, also weder gestaut noch gesenkt wird. Dieser Wasserstand liegt noch so tief, dass dabei eine irgendwie namhafte Benachteiligung für das benützte Ufergebiet ausgeschlossen ist. Nach der Definition der Staugrenze werden alle unter ihr liegenden Wasserstände durch die Stauanlage erhöht und zwar um so weniger, je höher sie sind und alle über ihr liegenden gesenkt und zwar um so mehr je höher sie sind.

Die Querprofile, welche die Flussbetteerweiterungen darstellen und zur Berechnung der Staukurven dienen, können hier nur zum Teil und in kleinem Maasstabe abgebildet werden (Taf. 3). Die nachfolgenden Stauberechnungs-Tabellen 6—11 umfassen aber die vollständige Feststellung der Staukurven an der Hand der bei den Plänen befindlichen zahlreichen Querprofile aus dem Stauegebiet. Bei ihrer Aufstellung wurde in folgender Weise verfahren: Auf der Strecke zwischen dem Stauwehr im Schöffigen und der Brücke bei Laufenburg erhält der Rhein durch die beträchtlichen Aussprengungen ein so verändertes Bett, dass die Gefällsverhältnisse wie für einen neu angelegten Kanal nach folgender Formel gerechnet werden konnten

$$v = k \sqrt{RJ}$$

oder

$$h = \frac{v^2 \cdot l}{k^2 \cdot R}$$

In diesen Formeln ist :

l = Länge des Abschnittes, in welchem annähernd die gleichen Querschnitts- und Gefällsverhältnisse vorhanden sind.

$v = \frac{Q}{F}$ = Geschwindigkeit, welche sich aus der sekundlichen Wassermenge Q und der Profilfläche F ergibt.

j = relatives Gefälle (= $\sin \alpha$).

h = Gefällshöhe.

$R = \frac{F}{p}$ = hydraulischer Radius.

F = Querschnittsfläche des Wassers nach ausgeführter Flussbetterweiterung und erfolgter Aufstauung.

$k = \frac{v}{\sqrt{\sin \alpha \cdot R}}$ Geschwindigkeits-Koeffizient. Als solcher wurde der jetzt in der

Strecke vorhandene Geschwindigkeits-Koeffizient bei Mittelwasser angenommen. Dies lässt sich damit begründen, dass zwar einerseits durch die Erweiterungen der Koeffizient günstiger wird, als er zur Zeit für Hochwasser ist, andererseits aber gewisse, jetzt schon vorhandene Felsbarren, die unter dem Mittelwasserspiegel liegen, nicht beseitigt werden können (nur bei Profil 16,011 wurde an Stelle des Koeffizienten 5,25 für Mittelwasser derjenige von 14,80 für Hochwasser eingeführt, da nicht angenommen werden kann, dass durch die Flussbettverbesserung der Geschwindigkeits-Koeffizient erniedrigt werde.

Oberhalb der Brücke wurde folgende Formel angewandt:

$$t_0 - t_1 = \frac{\sin \alpha - \zeta_0 \frac{p_0 \cdot v_0^2}{t_0 \cdot 2g}}{1 - \frac{2 \cdot v_0^2}{t_0 \cdot 2g}} \cdot l_0$$

$$\zeta_0 = \frac{2g}{k^2}$$

Dieselbe findet sich auf Seite 781 und 782 des «Handbuches der Baukunde, I. Band, Hilfswissenschaften», ausserdem ihre mathematische Ableitung bei Weisbach.

In diesen Formeln ist:

t_0 = Tiefe am Anfang des betrachteten Fluss-Abschnittes.

t_1 = Tiefe am Ende des Abschnittes.

$\sin \alpha$ = Gefälle.

ζ_0 = Widerstandskoeffizient.

k = Geschwindigkeitskoeffizient.

p = Benetzter Umfang.

v_0 = Geschwindigkeit.

g = Beschleunigung der Schwere.

l = Länge des Abschnittes.

k wurde direkt berechnet aus dem Abschnitt nach der Formel

$$k = \frac{v^2}{\sqrt{R \cdot \sin \alpha}}$$

In dieser Formel ist $v = \frac{Q}{F}$

Q = Wassermenge, welche dem Pegelstande entspricht.

F = Fläche, welche sich durch Planimetrierung der Querprofile ergibt.

$\sin \alpha$ = Gefälle des Wasserspiegels für den entsprechenden Pegelstand.

$R = \frac{F}{p}$ = obige Fläche dividiert durch den benetzten Umfang (hydraulischer Radius).

Die Ergebnisse aus diesen Tabellen sind in die Quer- und Längenprofile eingetragen worden, ebenso die durch Interpolation ermittelte Staugrenze.

Es ergibt sich dabei, dass die Stauungen für die Benetzung der Ufer vom Schöffigen aufwärts bis zur Rheinbrücke nur insofern von Bedeutung sind als beim Gasthaus zum Pfauen in Grosslaufenburg und bei der Unteren Mühle in Kleinlaufenburg die Hochwassergefahr vermindert wird. Daneben kann aber unter der Staugrenze bei höheren Wasserständen eine ungünstige Beeinflussung der Wasserkraft der Untern Mühle entstehen, die 1 bis 2 P. S. ausmacht. Soweit auf der vorgenannten Strecke eine Stauung eintritt, erreicht sie die Gebäude bei weitem nicht.

Die Geschwindigkeit der Strömung wird hier nach der Vollendung des Baues betragen

bei Niederwasser 20 bis 30 cm/sec.

bei Mittelwasser 60 bis 90 cm/sec.

bei Hochwasser 300 bis 370 cm/sec.

Während des weitaus grössten Teils des Jahres wird demnach der Rhein bei Laufenburg ein seeartiges Aussehen haben oder das Wasser wird wenigstens so ruhig fließen, dass man leicht einen Kahn flussaufwärts rudern kann.

Im Staubereich oberhalb der Brücke würden die Benetzungsverhältnisse der Ufer mit Rücksicht auf die berechnete Staugrenze an mehreren Punkten etwas ungünstiger, so z. B. bei der «Lierenmatte» und der Wiese am Andelsbach auf badischer Seite, sowie bei derjenigen hinter dem Sennhof auf der schweizer Seite. Es handelt sich dabei um etwas häufigere, bzw. ausgedehntere Überflutungen als bisher.

Für diesen Schaden hätte die Unternehmung der Wasserkraftanlage aufzukommen, bzw. den Schaden durch Erhöhen der Grundstücke oder durch Schutzdämme abzuwenden.

Es kann sodann eine kleine Benachteiligung auch bei einigen Triebwerken an Seitenbächen des Rheins oberhalb Laufenburg eintreten. Dabei handelt es sich um Bruchteile einer Pferdekraft während weniger Tage jährlich.

Hinsichtlich des Uferschutzes dürfte die Schaffung eines Staubeckens oberhalb Laufenburg nur günstig wirken. Ein geringerer Wechsel der Wasserstände und eine verminderte Wassergeschwindigkeit sind bekanntlich hierfür vorteilhaft. Wenn gegenwärtig nach einem Hochwasser der Rhein rasch zurückgeht, so neigen die mit Grundwasser durchsetzten und belasteten Uferböschungen zu Abbrüchen. Diese Gefahr, die zwar ohne Belang ist, wird jedenfalls nur vermindert.

Dessenungeachtet haben die Behörden an einigen Punkten Uferpflasterungen für nötig erachtet. Auch sollen die Gärten längs dem Rhein oberhalb der Brücke in Kleinlaufenburg, die gegenwärtig durch etwas baufällige Mauern gestützt werden, eine durchlaufende neue Stützmauer erhalten. Die Zwischenstrecken, wo solche Gärten nicht vorhanden sind, sollen durch Uferpflasterungen bis $1\frac{1}{2}$ m. unter die Staugrenze geschützt werden. Wir haben es nun vorgezogen, im Entwurfe dieser Stützmauer dieselbe ohne Unterbrechung durchzuführen um eine glatt durchlaufende Uferlinie zu erhalten und Flügelmauern beim Anschluss an bloss gepflasterte Strecken zu vermeiden. Die Mauer soll nach der Type der auf Tafel VII dargestellten Ufermauer ausgeführt werden, also aus Trockenmauerwerk $\frac{3}{2}$ fach gebösch. Die Oberkante liegt bei den Gärten über der Staugrenze und vor den bestehenden Mauern, mit einer kleinen Ausnahme beim Garten Faller, wo, um ein gleichmässig durchlaufendes Profil zu erhalten, einige Quadratmeter des Grundstücks geopfert werden müssen. Da wo keine Gärten zu schützen sind, ist die Maueroberkante $1\frac{1}{2}$ m tiefer gehalten. Ungefähr $1\frac{1}{2}$ m über dem gestauten Mittelwasser ist in die Mauerböschung eine 1,20 m breite Berme eingeschaltet, die als Uferweg dienen kann und es ermöglicht, bei den gewöhnlichen Wasserständen überall nahe an die Wasserlinie heranzukommen.

Die Mauer soll bis zum Anschluss an das Widerlager der Rheinbrücke fortgeführt werden und geht hier windschief in eine senkrechte über. Sie wird so einen erwünschten Schutz für die Häuser zunächst der Brücke und für das Brückenwiderlager selbst bilden und zugleich bei Hochwasser günstig auf den Abfluss wirken.

Nach der nämlichen Profiltypen sind die Ufermauern unterhalb der Brücke entworfen, welche vorgesehen sind um das Abflussprofil durch Ausfüllung der bedeutenden Buchten zwischen der Brücke und dem Luisenfels (auf badischer Seite) und bei der «Badstube» (auf schweizerischer Seite) gleichmässig zu gestalten.

Für die erstere dieser Mauern ist das Profil auf Tafel VII genau massgebend. Auch hier ist der Uferweg nicht über die Staugrenze verlegt, sondern in die Nähe der Mittelwasserlinie. Er wird hier, da er etwa $1\frac{1}{2}$ m über dem gewöhnlichen Wasserstande liegt, nur selten überflutet werden. In diesen Fällen kann dann der Zugang von der oberen Böschungskante aus stattfinden.

Für die Wahl des Mauerprofils war der Umstand bestimmend, dass die bedeutenden Aussprengungen für die Erweiterung des Flussbettes reichlich Steinmaterial liefern werden um den Bedarf für die verhältnissmässig starken Trockenmauern und deren Hinterfüllungen zu decken.

Nach dieser kleinen Abschweifung, die durch die Besprechung der Uferschutzmauer veranlasst war, und eine sofortige Behandlung der andern, gleichgestalteten Ufermauern gestattete, kehren wir wiederum zur Betrachtung der Stauverhältnisse zurück.

Für das ganze Gebiet oberhalb Laufenburg ist die in Aussicht gestellte Senkung des aussergewöhnlichen Hochwassers, wie uns scheint, von grosser und ausschlaggebender Bedeutung, die jedenfalls den Nachteil bisweiliger Mehrstauung von einigen Centimetern weitaus aufwiegt.

Diese Senkung ist nicht nur wahrscheinlich, sondern infolge der reichlichen Erweiterung des Flussbettes und der übergross bemessenen Wehröffnungen vollständig gesichert. Es ist sogar zu erwarten, dass die thatsächliche Senkung die berechnete weit übertreffen wird, da die Rechnung der Sicherheit halber auf den ungünstigsten Voraussetzungen aufgebaut wurde. So ist z. B. die Annahme, dass auf der Strecke Rheinbrücke-Schäffigen der Abflusskoeffizient trotz der Erweiterung und Glättung des Flussbettes nicht grösser werde als der für das gegenwärtige Mittelwasser, augenscheinlich nicht zutreffend, da die verbleibenden Unregelmässigkeiten im Flussbett doch nur etwa den dritten Teil des Hochwasserquerschnittes treffen.

Wollte man, wie dies nicht unberechtigt erscheint, diese Flussstrecke als Kanal mit rauhen Wänden rechnen und dabei den Koeffizienten k nach der

neuesten Formel von Bazin $\left(k = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{v R}} \right)$ ableiten, so würde das bei

Hochwasser nötige Gefälle sogar nicht einmal 1 m betragen, statt 5,41 m, wie unsere zu vorsichtige Rechnung ergibt.

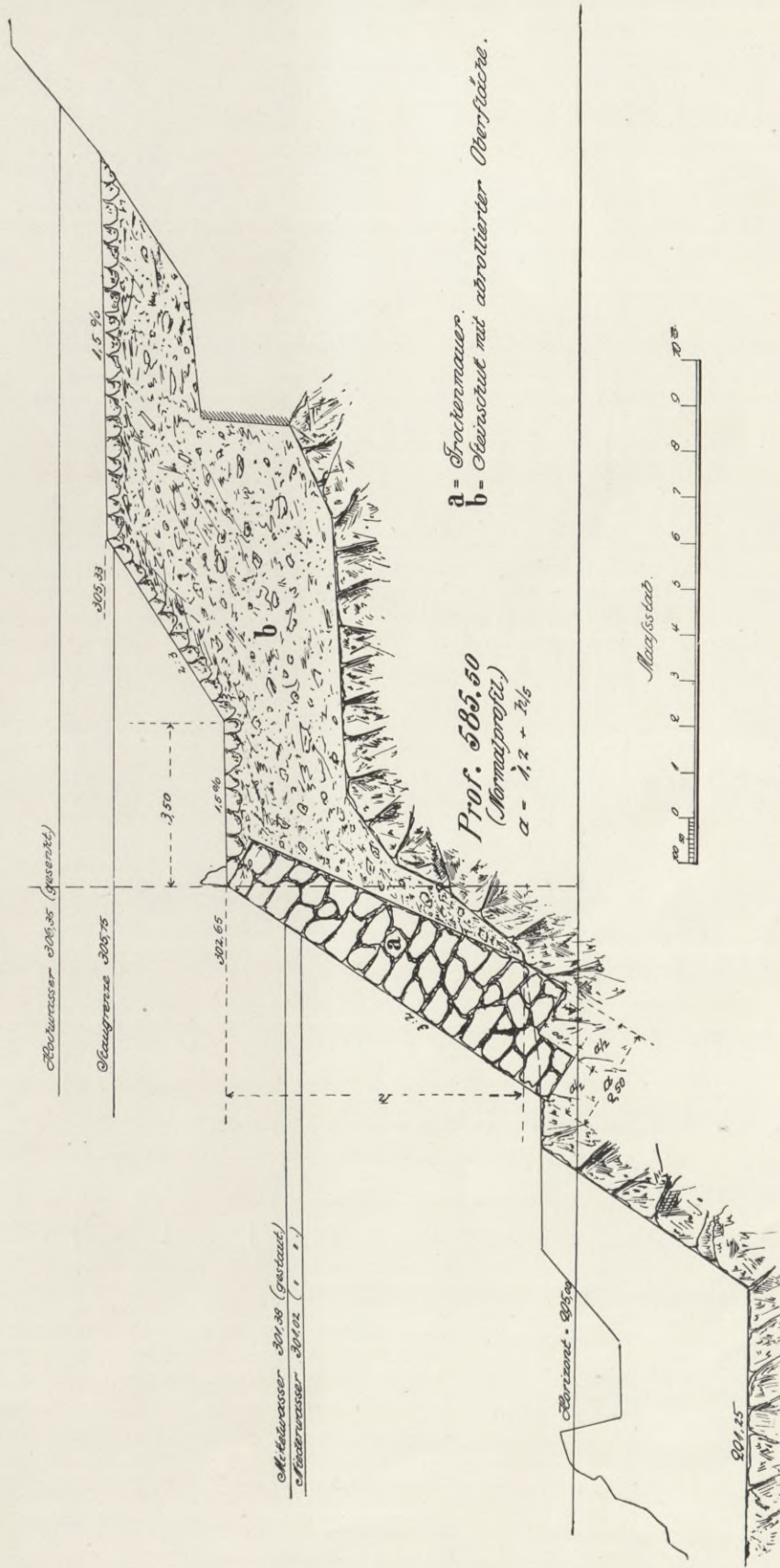
Es geht hieraus hervor, welche wichtige Rolle jetzt die Unregelmässigkeiten des Flussbettes spielen und wie gross der Erfolg für eine Senkung der Hochwasser sein kann, wenn diese Unregelmässigkeiten grösstenteils beseitigt werden.

In den Tabellen zur Berechnung der Staukurve ist das Hochwasser mit einer Abflussmenge von nur 4500 m³/sec. eingeführt, entsprechend den früheren Annahmen, während dasselbe doch hier zu 5250 m³/sec. angenommen wurde.

Dieser Widerspruch hat seinen Grund darin, dass wir die früheren, auf die vorgelegten Profile sich stützenden Berechnungen nicht umstossen wollten.

Wir haben nun für die Strecke Schäffigen-Rheinbrücke die Berechnung der Staukurve auch noch für die Hochwassermenge von 5250 m³/sec. durchgeführt (Nachtrag, Tabelle 11), dabei aber für den Zustand nach der Flussbett-

Wasserkraftanlage Laufenburg
Normalprofil der Ufermauern.



Stauhöhe am Wehr

301.0
293.0

$y = 8.0 \text{ m}$

I. Niederwasser (250 m³ in der Sekunde).

(Pegelstand in Basel — 0.15; in Laufenburg 290.90.)

Durch die Aussprengungen in der Enge wird das Profil für Niederwasser so erweitert, dass der Wasserspiegel vom Schäftigen bis zur Brücke in Laufenburg als horizontal angenommen werden kann.

(Tabelle 6.)

Profil No.	Direkt in den Profilen gemessene Grössen					Berechnung des Geschw.-Koeff.		Grössen nach eingetretener Stauung					Stauberechnung			Stauhöhe			
	$\sin \alpha$	F	p	R	l	$v = \frac{Q}{F}$	$k = \frac{v}{\sqrt{R \cdot \sin \alpha}}$	b	$t_n = t + y$	$v_n = \frac{Q}{F + b \cdot y}$	p_n	v_n^2	k^2	$\sin \alpha = \frac{p_n \cdot v_n^2}{k^2 \cdot t_n \cdot b} \cdot l$	$\frac{l}{F} - \frac{l}{F}$	Differenz	Stauhöhe am Ende des Abschnittes	Cote	km.
15-58	$\frac{1.4}{1000}$	95.0	83.0	1.14	510	2.63	65.8	98	9.16	0.28	103	0.08	4320	$\frac{0.0014 \cdot 4320 \cdot 9.2 \cdot 98}{2 \cdot 0.08} \cdot 510 =$ $1 - \frac{9.2 \cdot 19.6}{2 \cdot 0.08}$	0.56	8.0—0.56	7.44	301.2	15.21
14-70	$\frac{2.14}{1000}$	77.0	62.0	1.35	600	3.25	60.5	110	8.68	0.32	114	0.104	3650	$\frac{0.00214 \cdot 3660 \cdot 8.68 \cdot 110}{2 \cdot 0.104} \cdot 600 =$ $1 - \frac{8.68 \cdot 19.6}{2 \cdot 0.104}$	1.28	7.44—1.28	6.16	301.3	14.60
14-03	$\frac{2.00}{1000}$	170.0	89.0	1.92	600	1.52	36.4	112	7.66	0.308	112	0.095	1325	$0.002 - \frac{1330 \cdot 7.7 \cdot 112}{2 \cdot 0.095} \cdot 600 =$ $1 - \frac{7.7 \cdot 19.6}{2 \cdot 0.095}$	1.19	6.16—1.19	4.97	301.4	14.00
13-83	$\frac{1.3}{1000}$	164.0	118	1.40	460	1.52	35.5	125	6.37	0.346	130	0.12	1260	$0.0013 - \frac{130 \cdot 0.12}{2 \cdot 0.12} \cdot 460 =$ $1 - \frac{6.37 \cdot 19.6}{2 \cdot 0.12}$	0.59	4.97—0.59	4.38	301.45	13.54
12-77	$\frac{1.08}{1000}$	195.0	92.0	2.10	1390	1.28	42.7	120	6.54	0.380	128	0.145	1820	$\frac{0.00108 - 0.145 \cdot 128}{2 \cdot 0.145} \cdot 1390 =$ $1 - \frac{6.5 \cdot 19.6}{2 \cdot 0.145}$	1.37	4.38—1.37	3.01	301.60	12.15
11-66	$\frac{1.0}{1000}$	198.0	120.0	1.64	1250	1.40	34.5	145	4.65	0.35	145	0.123	1190	$0.001 - \frac{0.123 \cdot 145}{2 \cdot 0.123} \cdot 1250 =$ $1 - \frac{4.65 \cdot 19.6}{2 \cdot 0.123}$	1.22	3.01—1.22	1.79	301.65	11.00
10-05	$\frac{0.38}{1000}$	222.0	90.0	2.47	2080	1.13	34.2	108	4.26	0.648	113	0.42	1170	$\frac{0.0038 - 0.42 \cdot 113}{2 \cdot 0.42} \cdot 2080 =$ $1 - \frac{4.26 \cdot 19.6}{2 \cdot 0.42}$	0.60	1.79—0.60	1.19	302.05	8.82
8-37	$\frac{1.2}{1000}$	215.0	138.2	1.56	910	1.16	27.0	132	2.91	0.66	145	0.435	730	$\frac{0.0012 - 0.435 \cdot 145}{2 \cdot 0.435} \cdot 910 =$ $1 - \frac{2.91 \cdot 19.6}{2 \cdot 0.435}$	0.78	1.19—0.78	0.41	302.75	7.91
7-80	$\frac{1.14}{1000}$	154.0	87.0	1.77	820	1.62	36.0	85	2.22	1.32	89	1.75	1300	$\frac{0.00114 - 1.75 \cdot 89}{2 \cdot 1.75} \cdot 820 =$ $1 - \frac{2.91 \cdot 19.6}{2 \cdot 1.75}$	0.41	0.41—0.41	0	303.00	7.09

Anmerkung: Die Meereshöhen sind auf den Horizont des eidg. Präzisions-Nivellements bezogen und für den Berliner Horizont N. N. um 3.63 m zu reduzieren.

all

Stauhöhe am Wehr

301.0
292.75

y = 8.25 m

II. Mittelwasser (800 m³ in der Sekunde).

(Pegelstand in Basel + 1.30; in Laufenburg 294.9.)

I. Teil: Schaffigen bis Brücke Laufenburg.

(Tabelle 7.)

Profil	Größen vor Ausführung des Projektes für Mittelwasser					Größen nach ausgeführter Erweiterung und Stauung				Berechnung des erforderlichen Gefälles			Stauhöhen					
	$\sin \alpha$	F	p	$R = \frac{F}{p}$	$v = \frac{Q}{F}$ m. i. d. Sek.	$k = \frac{v}{\sqrt{\sin \alpha \cdot R}}$	F	p	R	l	$v = \frac{Q}{F}$ m. i. d. Sek.	v^2	k^2	$\frac{v^2 \cdot l}{k^2 \cdot R}$	h	Stauhöhe am Ende des Abschnittes	Cote	km
16.952	$\frac{1.14}{1000}$	154	176.0	0.875	5.51	17.50	2520	251.0	10.00	230	0.34	0.116	308	$\frac{0.116 \cdot 230}{308 \cdot 10.0}$	0.009	301.0 + 0.01 =	301.01	16.77
16.772	$\frac{1.30}{1000}$	603	97.0	6.20	1.45	16.20	1723	150.0	11.30	100	0.49	0.24	263	$\frac{0.24 \cdot 100}{263 \cdot 11.3}$	0.008	301.01 + 0.01 =	301.02	16.67
16.602	$\frac{2.1}{1000}$	482	85.0	5.88	1.76	16.10	1270	146.0	8.70	70	0.67	0.45	260	$\frac{0.45 \cdot 70}{260 \cdot 8.7}$	0.014	301.02 + 0.02 =	301.04	16.60
16.544	$\frac{1.0}{1000}$	474	67.0	7.40	1.79	20.80	1184	130.0	9.10	150	0.72	0.52	433	$\frac{0.52 \cdot 150}{433 \cdot 9.1}$	0.019	301.04 + 0.02 =	301.06	16.45
16.373	$\frac{2.25}{1000}$	469	68.0	6.89	1.81	14.60	1060	124.0	8.55	200	0.80	0.64	213	$\frac{0.64 \cdot 200}{213 \cdot 8.55}$	0.071	301.06 + 0.07 =	301.13	16.25
16.157	$\frac{1.80}{1000}$	626	82.0	11.60	1.36	11.60	1306	130.0	10.00	220	0.65	0.423	135	$\frac{0.42 \cdot 220}{135 \cdot 10.0}$	0.069	301.13 + 0.07 =	301.20	16.03
16.011	$\frac{15.0}{1000}$	576	103.0	5.32	1.48	5.25	1080	148.0	7.30	110	0.78	0.61	27.6	$\frac{0.61 \cdot 110}{27.6 \cdot 7.3}$	0.334	301.20 + 0.33 =	301.53	15.22
15.847	$\frac{8.75}{1000}$	262	50.0	5.25	3.25	15.20	925	137.0	6.70	200	0.92	0.85	231.0	$\frac{0.85 \cdot 200}{231 \cdot 1.7}$	0.110	301.53 + 0.11 =	301.64	15.72

Anmerkung: Die Meereshöhen sind auf den Horizont des eidg. Präzisions-Nivellements bezogen und für den Berliner Horizont N. N. um 3,63 m zu reduzieren.

Stauhöhe am Wehr

301.64
296.90

y = 4.74 m

(Tabelle 8.)

II. Mittelwasser (800 m³ in der Sekunde).

II. Teil: Oberhalb der Brücke Laufenburg.

Profil	Direkt in den Profilen gemessene Grössen				Berechnung des Geschw.-Koeff.		Grössen nach eingetretener Stauung				Stauberechnung				Stauhöhe				
	sin α	F	P	R	I	v = $\frac{Q}{F}$	k = $\frac{v}{\sqrt{R \cdot \sin \alpha}}$	b	i _n = i + γ	v _n = $\frac{Q}{F + b \cdot \gamma}$	p _n	v _n ³	k ²	$\frac{\sin \alpha}{1 - \frac{P_n \cdot v_n^3}{k^2 \cdot t_n \cdot b}}$	$\frac{1}{1 - \frac{2 \cdot v_n^2}{2 \cdot g \cdot t_n}}$	Differenz	Stauhöhe am Ende des Abschnittes	Cote	km.
15.58	$\frac{0.78}{1000}$	468.0	105.0	4.45	510	1.81	31.0	103	8.15	0.90	115	0.81	960	$\frac{115 \cdot 0.81}{960 \cdot 8.2 \cdot 103} \cdot 510 =$	$\frac{2 \cdot 0.81}{8.2 \cdot 19.6}$	4.74 - 0.40	4.34	301.70	15.21
14.70	$\frac{1.0}{1000}$	400.0	145.0	2.80	600	2.12	39.6	145	7.0	0.84	150	0.705	1570	$\frac{150 \cdot 0.705}{1570 \cdot 7.0 \cdot 145} \cdot 600 =$	$\frac{2 \cdot 0.70}{7.0 \cdot 19.6}$	4.34 - 0.57	3.77	301.75	14.60
14.03	$\frac{1.16}{1000}$	370.0	117.0	3.16	600	2.30	38.0	118	6.88	1.07	125	1.15	1440	$\frac{125 \cdot 1.15}{1450 \cdot 6.9 \cdot 118} \cdot 600 =$	$\frac{2 \cdot 1.15}{6.9 \cdot 19.6}$	3.77 - 0.64	3.13	301.90	14.00
13.33	$\frac{0.87}{1000}$	436.0	140.0	3.10	460	1.95	37.5	138	6.2	1.0	146	1.0	1400	$\frac{144 \cdot 1.0}{1410 \cdot 6.2 \cdot 138} \cdot 460 =$	$\frac{2 \cdot 1.0}{6.2 \cdot 19.6}$	3.13 - 0.35	2.78	302.00	13.54
12.77	$\frac{0.9}{1000}$	459.0	120.0	3.8	1390	1.86	31.7	115	6.69	1.1	125.5	1.21	1000	$\frac{125.5 \cdot 1.21}{1010 \cdot 6.7 \cdot 115} \cdot 1390 =$	$\frac{2 \cdot 1.21}{6.7 \cdot 19.6}$	2.78 - 1.00	1.78	302.20	12.15
11.66	$\frac{1.0}{1000}$	450.0	137.0	3.29	1250	1.89	33.0	135	5.02	1.26	142	1.59	1090	$\frac{142 \cdot 1.59}{1090 \cdot 5.0 \cdot 135} \cdot 1250 =$	$\frac{2 \cdot 1.59}{5.0 \cdot 19.6}$	1.78 - 0.88	0.90	302.40	10.90
10.05	$\frac{0.43}{1000}$	462.0	115.0	4.0	2080	1.84	44.4	111	4.97	1.53	118	2.35	1980	$\frac{118 \cdot 2.35}{1980 \cdot 5.0 \cdot 111} \cdot 2080 =$	$\frac{2 \cdot 2.35}{5.0 \cdot 19.6}$	0.90 - 0.375	0.52	303.30	8.82
8.37	$\frac{1.54}{1000}$	499.0	145.0	3.44	910	1.86	25.7	143	3.93	1.51	146	2.28	660	$\frac{2.28 \cdot 1.46}{160 \cdot 4.0 \cdot 143} \cdot 910 =$	$\frac{2 \cdot 2.28}{4.0 \cdot 19.6}$	0.52 - 0.43	0.09	303.80	7.91

Stagen

alt

Anmerkung: Die Meereshöhen sind auf den Horizont des eidg. Präzisions-Nivellements bezogen und für den Berliner Horizont N. N. um 3.63 m zu reduzieren.

Stauhöhe am Wehr

302.0
299.0

y = 3.0 m

III. Hochwasser (4500 m³ in der Sekunde).

(Pegelstand in Basel 6.54; in Laufenburg 307.0.)

I. Teil: Schäftigen — Brücke Laufenburg.

(Tabelle 9.)

Profil	Größen vor Ausführung des Projektes für Mittelwasser						Größen nach ausgeführter Erweiterung und Stauung						Berechnung des erforderlichen Gefälles				Stauhöhen		
	No.	sin α	F	p	R = $\frac{F}{p}$	v = $\frac{Q}{F}$	k = $\frac{v}{\sqrt{\sin \alpha \cdot R}}$	F	p	R	l	v = $\frac{Q}{F}$	m sec.	v³	k³	$\frac{v^2 \cdot l}{k^2 \cdot R}$	h	Stauhöhe am Ende des Abschnittes	Cote
16.952	$\frac{1.14}{1000}$	154	176.0	0.875	5.51	17.50	2850	283	10.0	230	1.90	m sec.	3.60	308	$\frac{3.60 \cdot 230}{308 \cdot 10}$	0.268	302.0 + 0.270 =	302.27	16.77
16.772	$\frac{1.30}{1000}$	603	97.0	6.20	1.45	16.20	1893	153	12.4	100	2.38		5.7	263	$\frac{5.7 \cdot 100}{263 \cdot 12.4}$	0.176	302.27 + 0.18 =	302.45	16.67
16.602	$\frac{2.1}{1000}$	482	85.0	5.88	1.76	16.10	1400	152	9.2	70	3.21		10.3	260	$\frac{10.3 \cdot 70}{263 \cdot 9.2}$	0.29	302.45 + 0.30 =	302.75	16.60
16.544	$\frac{1.0}{1000}$	474	67.0	7.40	1.79	20.80	1310	136	9.6	150	3.45		12.0	433	$\frac{12 \cdot 150}{433 \cdot 9.6}$	0.435	302.75 + 0.44 =	303.19	16.45
16.373	$\frac{2.25}{1000}$	469	68.0	6.89	1.81	14.60	1208	128	9.5	200	3.72		13.9	213	$\frac{13.9 \cdot 200}{213 \cdot 9.5}$	1.370	303.19 + 1.37 =	304.55	16.25
16.157	$\frac{1.80}{1000}$	626	82.0	11.60	1.36	11.60	1576	134	11.8	220	2.85		8.1	135	$\frac{8.1 \cdot 220}{135 \cdot 11.8}$	1.19	304.55 + 1.19 =	305.74	16.03
16.011	$\frac{5.9}{1000}$	1338	173.0	7.73	$\frac{4500}{1338} = 3.24$	14.50	1393	157	8.8	110	3.24		10.5	210	$\frac{10.5 \cdot 110}{210 \cdot 8.8}$	0.63	305.74 + 0.63 =	306.37	15.72
15.847	$\frac{8.75}{1000}$	262	50.0	5.25	3.25	15.20	1400	138	10.1	200	3.50		12.2	231	$\frac{12.2 \cdot 200}{231 \cdot 10.1}$	1.04	306.37 + 1.04 =	307.41	15.72

Anmerkung: Die Meereshöhen sind auf den Horizont des eidg. Präzisions-Nivellements bezogen und für den Berliner Horizont N. N. um 3,63 m zu reduzieren.

Senkung am Wehr

309.7

307.41

y = 2.29 m

(Tabelle 10.)

III. Hochwasser (4500 m³ in der Sekunde).

II. Teil: Oberhalb der Brücke Laufenburg.

Profil	Direkt in den Profilen gemessene Größen				Berechnung des Geschw.-Koeff.		Größen nach ausgef. Senkung				Berechnung der Senkung			Senkungshöhe						
	No.	sin α	F	P	R	I	$v = \frac{Q}{F}$	$k = \frac{v}{\sqrt{R \cdot \sin \alpha}}$	b	$t_n = t - y$	$v_n = \frac{Q}{F - b \cdot y}$	p_n	v_n^2	k^2	$\frac{P_n \cdot v_n}{k^2 \cdot t_n \cdot b}$ $I = \frac{2 \cdot v_n^2}{2 \cdot g \cdot t_n}$	$\frac{I}{F} - \frac{I}{F}$	Differenz	Senkung am Ende des Abschnittes	Cote	km.
15.58	0.2 1000	2080	176.0	11.8	510	2.16	41.0	165	10.48	1.86	171	3.46	1680	171	$\frac{171 \cdot 3.46}{1680 \cdot 10.5 \cdot 165} = 0.0002$ $I = \frac{2 \cdot 3.46}{19.6 \cdot 0.5}$	0.0053	2.29 - 0.005	2.285	307.80	15.21
14.70	0.16 1000	2678	226	11.7	600	1.66	38.8	220	10.07	2.03	223	4.12	1500	223	$\frac{223 \cdot 4.12}{1500 \cdot 10.07 \cdot 220} = 0.00016$ $I = \frac{2 \cdot 4.12}{19.6 \cdot 10.1}$	0.073	2.285 - 0.073	2.212	307.90	14.60
14.03	0.1 1000	2123	192	11.1	600	2.14	64.0	180	9.76	2.55	188	6.51	4100	188	$\frac{188 \cdot 6.51}{4100 \cdot 180 \cdot 9.76} = 0.0001$ $I = \frac{2 \cdot 6.51}{19.6 \cdot 9.76}$	0.05	2.212 - 0.05	2.162	308.00	14.00
13.85	0.1 1000	2253	219	10.0	460	2.00	63.1	210	8.66	2.46	218	6.1	4000	218	$\frac{218 \cdot 6.1}{4000 \cdot 8.66 \cdot 210} = 0.0001$ $I = \frac{2 \cdot 6.1}{19.6 \cdot 8.66}$	0.04	2.162 - 0.04	2.122	308.20	13.54
12.77	0.3 1000	1795	150	11.9	1390	2.50	42.0	143	10.55	2.94	146	8.65	1770	146	$\frac{146 \cdot 8.65}{1770 \cdot 10.55 \cdot 143} = 0.0003$ $I = \frac{2 \cdot 8.65}{19.6 \cdot 10.55}$	0.35	2.122 - 0.35	1.772	308.60	12.15
11.66	0.4 1000	1884	198	9.42	1250	2.40	38.8	194	7.82	2.87	196.5	8.25	1520	196.5	$\frac{197 \cdot 8.25}{1520 \cdot 194 \cdot 7.82} = 0.0004$ $I = \frac{2 \cdot 8.25}{19.6 \cdot 7.82}$	0.408	1.772 - 0.41	1.362	309.70	11.00
10.05	0.53 1000	1763	161	10.81	2080	2.77	34.0	153	10.44	2.83	160.0	8.00	1160	160.0	$\frac{160 \cdot 8.00}{1160 \cdot 10.44 \cdot 153} = 0.00053$ $I = \frac{2 \cdot 8.00}{19.6 \cdot 10.44}$	0.198	1.362 - 0.20	1.162	310.90	8.82
8.37	0.33 1000	2028	193	10.40	910	2.28	39.0	187	9.71	2.46	192	6.1	1520	192	$\frac{192 \cdot 6.1}{1520 \cdot 9.7 \cdot 187} = 0.00033$ $I = \frac{2 \cdot 6.1}{19.6 \cdot 9.7}$	0.089	1.162 - 0.92	1.072	311.40	7.90

Anmerkung: Da bei den folgenden Profilen der Rhein über seine Ufer tritt, so ist eine genaue Berechnung der Staukurve nicht mehr möglich; dieselbe wurde deshalb schätzungsweise eingezeichnet.

Die Meereshöhen sind auf den Horizont des eidg. Präzisions-Nivellements bezogen und für den Berliner Horizont N. N. um 3.63 m zu reduzieren.

Stauhöhe am Wehr
302.0
299.0

Nachtrag.

III. Hochwasser (5250 m³ in der Sekunde). (Pegelstand in Basel 6.54; in Laufenburg 307.0.)

(Pegelstand in Basel 6.54; in Laufenburg 307.0.)

I. Teil: Schäftigen — Brücke Laufenburg.

(Tabelle II.)

Profil	Größen vor Ausführung des Projektes für Hochwasser						Größen nach ausgeführter Erweiterung und Stauung				Berechnung des erforderlichen Gefälles			Stauhöhen				
	No.	sin α	F	P	R = $\frac{F}{P}$	$v = \frac{Q}{F}$	$k = \frac{v}{\sqrt{\sin \alpha \cdot R}}$	F	P	R	l	$v = \frac{Q}{F}$	v^3	k^2	$\frac{v^2 \cdot l}{k^2 \cdot R}$	h	Stauhöhe am Ende des Abschnittes	Cote
16.952	$\frac{1.14}{1000}$	1778.0	196.0	9.08	2.95	28.6	2200	233	10	370	2.40	5.75	292.0	$\frac{5.75 \cdot 370}{292.0 \cdot 9.08}$	0.80	302.0 + 0.80 =	302.80	16.77
16.772	$\frac{7.0}{1000}$	215.0	123.0	8.39	4.32	17.8	1927	153	12.5	100	2.72	7.40	292.0	$\frac{7.40 \cdot 100}{292.0 \cdot 12.5}$	0.20	302.47 + 0.20 =	303.00	16.67
16.602	$\frac{17.1}{1000}$	900.4	128.0	7.04	5.80	16.7	1418	152	9.3	70	3.70	13.70	292.0	$\frac{13.70 \cdot 70}{292.0 \cdot 9.3}$	0.35	302.67 + 0.35 =	303.35	16.60
16.544	$\frac{15.2}{1000}$	1063	126.0	8.4	4.93	13.8	1388.0	136	9.75	150	3.96	15.70	292.0	$\frac{15.70 \cdot 150}{292.0 \cdot 9.75}$	0.82	302.02 + 0.82 =	304.17	16.45
16.373	$\frac{13.5}{1000}$	1023	120.0	8.55	5.13	15.1	1283.0	129	10.0	200	4.18	17.45	292.0	$\frac{17.45 \cdot 200}{292.0 \cdot 10}$	1.19	303.84 + 1.19 =	305.36	16.25
16.157	$\frac{5.0}{1000}$	2067	169.0	8.8	2.54	12.2	1626	135	12.0	220	3.23	10.4	292.0	$\frac{10.4 \cdot 220}{292.0 \cdot 12}$	0.65	305.03 + 0.65 =	306.01	16.03
16.011	$\frac{5.9}{1000}$	1338	173.0	7.73	3.94	18.4	1393	157	8.8	110	3.76	14.1	292.0	$\frac{14.1 \cdot 110}{292.0 \cdot 8.8}$	0.61	305.68 + 0.61 =	306.62	15.92
15.847	$\frac{8.5}{1000}$	1280	132.0	9.70	4.10	14.3	1400	138	10.1	200	3.75	14.0	292.0	$\frac{14.0 \cdot 200}{292.0 \cdot 10.1}$	0.95	306.29 + 0.95 =	307.57	15.72

$$k = \frac{136 \cdot 9}{8} = 17.1$$

(mittel)

Anmerkung: Die Meereshöhen sind auf den Horizont des eidg. Präzisions-Nivellements bezogen und für den Berliner Horizont N. N. um 3,63 m zu reduzieren.

erweiterung den für den jetzigen Zustand bei Hochwasser ermittelten Koeffizienten und zwar seinen Mittelwert eingeführt.

Derselbe ist 17,1. Würde man aber auf Grund der neueren Formeln diesen Koeffizienten theoretisch ermitteln, so würde man mindestens auf die Zahl 40 kommen. Es beweist dies, wie schon oben angedeutet, dass die Stauberechnung eigentlich eine viel zu pessimistische ist. Der Geschwindigkeitskoeffizient k hängt eben gegenwärtig von einer Rauigkeit des Flussbettes ab, die ganz ausserordentlich ist und im Grunde genommen eine wesentliche Verlängerung der Gefällstrecke l bedeutet, indem die Strömung von einem Ufer zum andern hin und her geworfen wird.

Jedenfalls beweist die Nachtrags-Tabelle 11 in Verbindung mit diesen Ausführungen, dass trotz der grösser angenommenen Hochwassermenge unsere ursprünglichen Berechnungen festgehalten werden können.

Die Stauberechnung für Niederwasser ist ursprünglich nur für 250 m³/sec. durchgeführt. Die neuere Annahme von 270 m³/sec. bedingt aber nur eine ganz unwesentliche Änderung der Ergebnisse.

Ebenso bedeutungslos ist der Umstand, dass das Stauwehr um 140 m flussabwärts verschoben wird, wie ein Blick auf das Längenprofil ohne weiteres lehrt.

Es soll demgemäss an den ursprünglichen Stauberechnungen vollständig festgehalten werden. Dabei ist jedoch zu betonen, dass dieselben keineswegs zur Beurteilung des Schadens dienen können, der etwa den im Staubereich liegenden Grundstücken oder Triebwerken entstehen wird. Ein solcher Schaden wird vielmehr aller Voraussicht nach gar nicht eintreten, weil die tatsächliche Staugrenze erheblich unter der berechneten liegen dürfte. Von diesem Gesichtspunkte aus sind auch die Entschädigungsfragen zu beurteilen.

Von den Vertretern der beteiligten Regierungen ist nun verlangt worden, dass für die verschiedenen Wasserstände die Beziehungen der zulässigen Stauhöhen zu den gleichzeitigen Wasserständen unterhalb des Wehrs nachgewiesen würden. Hierzu soll die folgende Tabelle 12 dienen. Derselben sind noch zwei graphische Darstellungen über die Schwankungen des Wasserspiegels an den Stellen, auf welche sich die Tabelle bezieht beigegeben, um die Ableitung der letzteren ersichtlich zu machen.

(Der Einheitlichkeit halber sind hier und in den Plänen überall die schweizerischen Höhengoten angegeben; für den Berliner Horizont sind dieselben um 3,63 zu reduzieren.)

Tabelle 12.

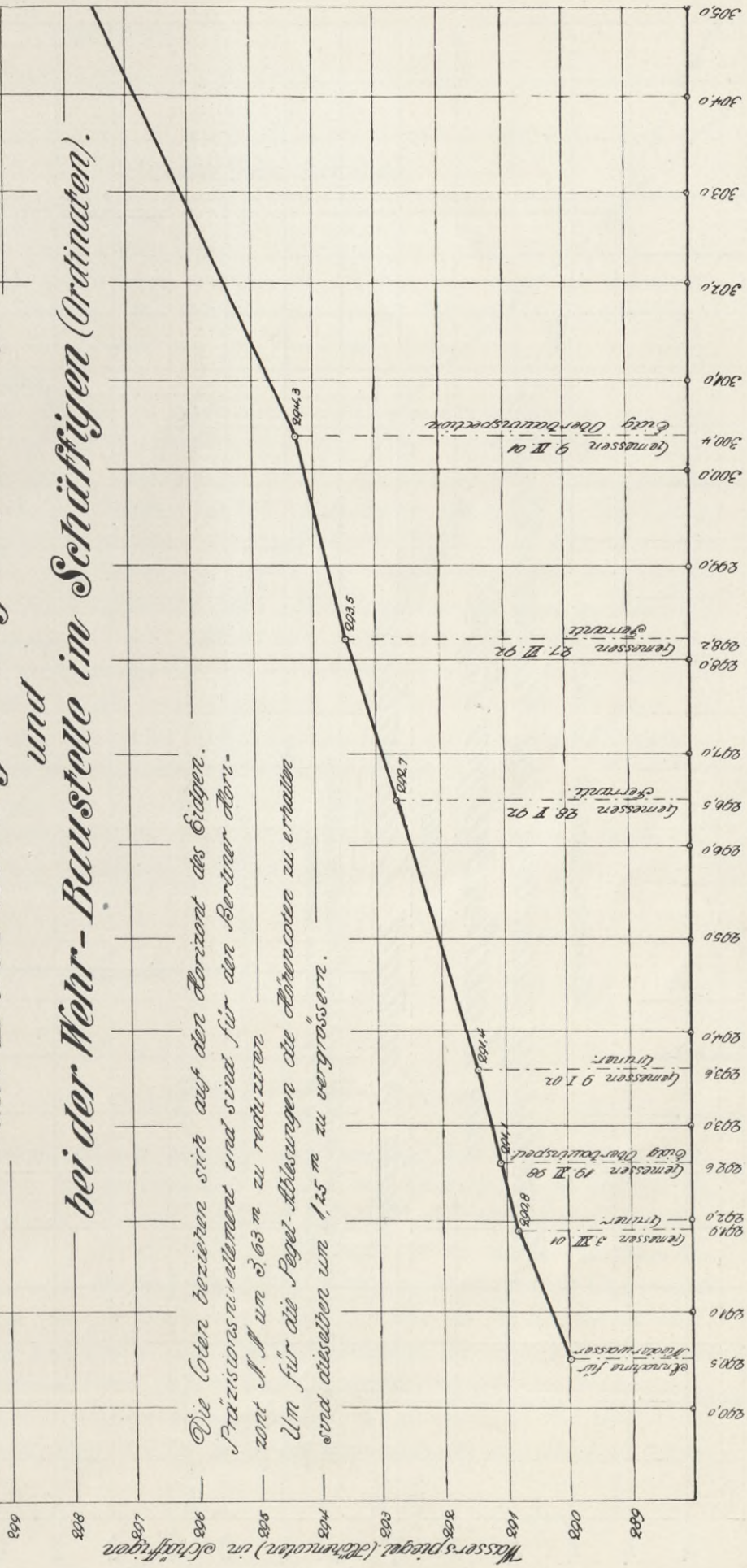
**Nachweisung der Beziehung der zulässigen Stauhöhen
100 Meter oberhalb der Laufenburger Brücke, zu den gleichzeitigen
Wasserständen unterhalb des Wehres.**

Ablesung am Laufenburger Pegel bei jetzigen Verh.	Wasserspiegel 100 m oberh. der Brücke		Wasserspiegel unterh. des Wehres	Wasserspiegel 100 m oberh. der Brücke		Wasserspiegel unterh. des Wehres
	ungestaut	gestaut		ungestaut	gestaut	
	Für schweiz. Horizont			Für den Berliner Horizont		
290.5	292.50	301.00	290.00	288.87	297.37	286.37
291.0	293.00	301.05	290.30	289.67	297.42	286.67
291.5	293.50	301.10	290.60	289.87	297.47	286.97
292.0	294.00	301.15	290.85	290.37	297.52	287.22
292.5	294.55	301.20	291.05	290.92	297.57	287.42
293.0	295.00	301.30	291.20	291.37	297.67	287.57
293.5	295.50	301.30	291.35	291.87	297.67	287.72
294.0	295.90	301.40	291.55	292.27	297.77	287.92
294.5	296.35	301.40	291.80	292.72	297.77	288.17
295.0	296.80	301.50	292.00	293.17	297.87	288.37
295.5	297.40	301.50	292.25	293.77	297.87	288.62
296.0	298.25	301.70	292.45	294.62	298.07	288.82
296.5	298.80	302.00	292.70	295.17	298.37	289.07
297.0	299.25	302.30	292.90	295.62	298.67	289.27
297.5	299.75	302.55	293.15	296.12	298.92	289.52
298.00	300.30	302.80	293.40	296.67	299.17	289.77
298.50	301.00	303.00	293.60	297.37	299.37	289.97
299.00	301.30	303.30	293.80	297.67	299.67	290.17
299.5	301.65	303.55	294.00	298.02	299.92	290.37
300.0	302.00	303.85	294.20	298.37	300.22	290.57
300.5	302.30	304.00	294.45	298.67	300.37	290.82
301.0	302.90	304.40	294.80	299.27	300.77	291.17
301.50	303.40	304.60	295.15	299.77	300.97	291.52
302.00	304.00	304.90	295.50	300.37	301.27	291.87
302.5	304.50	305.20	295.85	300.87	301.47	292.22
303.0	305.10	305.50	296.20	301.47	301.87	292.57
303.75	305.70	305.70	296.75	302.07	302.07	293.12
304.00	306.02	306.00	296.90	302.57	302.37	293.37
304.25	306.50	306.00	297.10	302.87	302.37	293.57
304.50	306.80	306.25	297.30	303.17	302.62	293.77
304.75	307.10	306.40	297.50	303.47	302.77	293.87
305.00	307.30	306.50	297.60	303.67	302.87	293.97
305.25	307.60	306.70	297.90	303.97	303.07	294.27
305.50	307.90	306.80	298.00	304.27	303.17	294.37
305.75	308.10	307.00	298.10	304.47	303.37	294.47
306.00	308.30	307.10	298.30	304.67	303.47	294.67
306.25	308.60	307.20	298.50	304.97	303.57	294.87
306.50	308.80	307.30	298.60	305.17	303.67	294.97
306.75	309.10	307.40	298.80	305.47	303.77	295.17
307.00	309.50	307.60	299.00	305.87	303.97	295.37

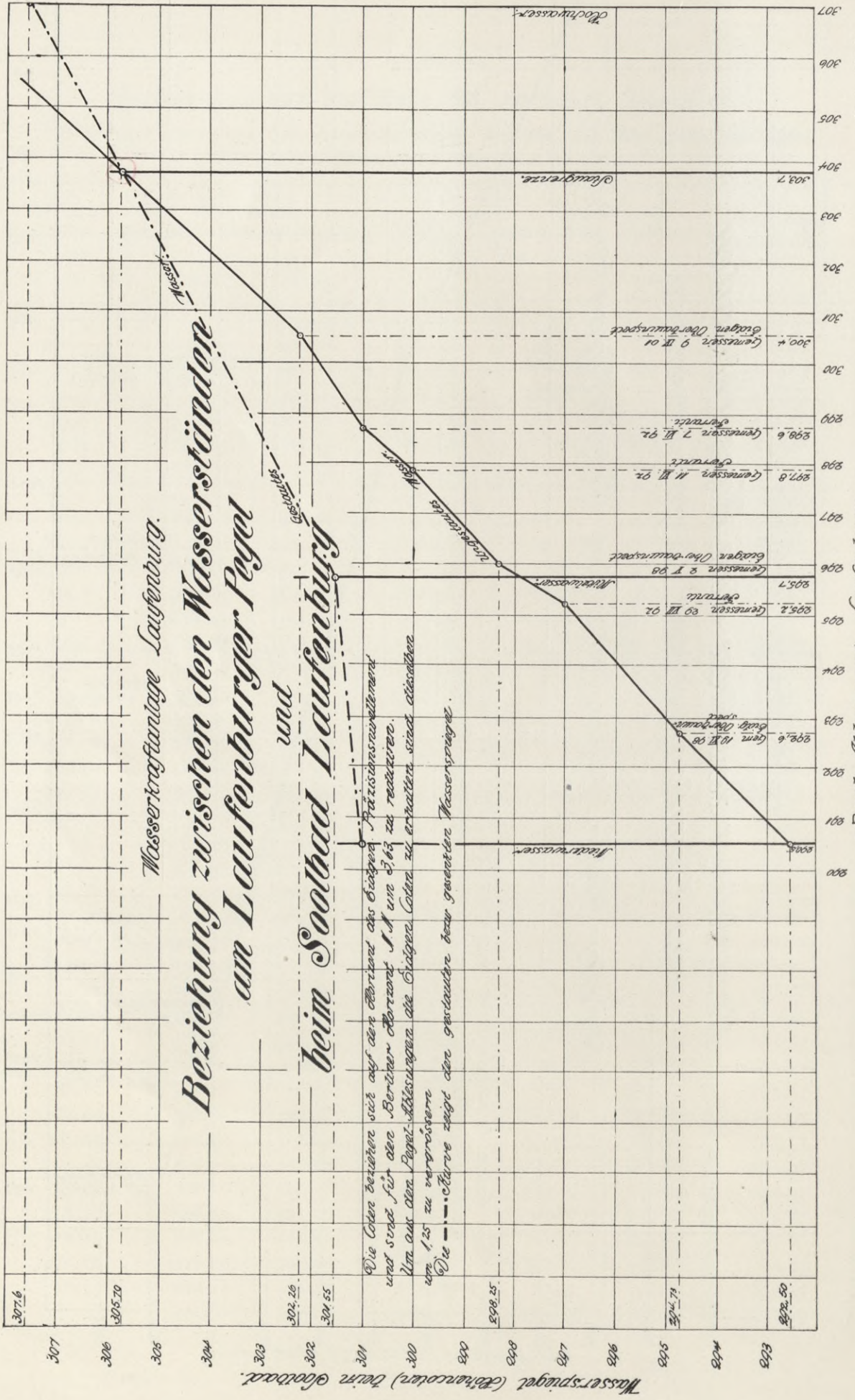
Wasserstationanlage Laufenburg.

Beziehung zwischen den Wasserständen
am Laufenburger Pegel (Abszissen)
und
bei der Wehr-Baustelle im Schöffigen (Ordinaten).

Die Coten beziehen sich auf den Horizont des Seigers.
Präzisionsinstrument und sind für den Berivar Abri-
zont M. M. um 0,63 m zu reduzieren
Um für die Pegel-Ablesungen die Höhenoten zu erhalten
sind dieselben um 1,25 m zu vergrössern.



Pegel Ablesungen in Laufenburg.



Wasserkraftanlage Laufenburg.
Beziehung zwischen den Wasserständen
am Laufenburger Pegel
und
beim Soolbad Laufenburg

Die Lote beziehen sich auf den Abzweig als höchsten Präzisierungswert und sind für den Bereich Abzweig M. A. um 3,63 zu reduzieren.
 Um aus dem Pegel-Ablesungen die höchsten Lote zu erhalten sind dieselben um 1,25 zu vergrößern.
 Die --- Kurve zeigt den gestauten bzw. gestauten Wasserspiegel.

Pegel-Ablesungen Laufenburg.

Wasserspiegel (Bühnensohle) beim Oberbad.

Flussbauliche Arbeiten.

Die mit den Stauverhältnissen in Beziehung stehenden Ufermauern sind bereits weiter oben beschrieben worden. Es erübrigt hier noch die Flussbetteerweiterung zu erörtern. Das Projekt einer neuen Rheinbrücke an Stelle der jetzigen, die mit der Erweiterung des Flussbettes fallen muss, soll besonders beschrieben werden.

Die Gestalt des neu zu schaffenden kanalartigen Rheinbettes ist aus dem Uebersichtsplan und den Querprofilen ersichtlich. Die Aussprengungen können nur bis auf das jetzige Niederwasser hinunter geführt werden. Ueber diesem Niveau ist aber ein in schlanken Kurven verlaufender Kanal mit $\frac{3}{2}$ bis $\frac{5}{1}$ fach geböschten Wänden herzustellen. Die Steilheit der Böschungen hat sich nach der Standfestigkeit des Gesteins zu richten. Die wenigen kleinen Buchten, welche ausserhalb des Profils verbleiben, sind soweit möglich mit dem gewonnenen Steinmaterial auszufüllen und dieses erhält gegen den Fluss hin eine Steinbekleidung nach der Type der bereits beschriebenen Ufermauern. Die Böschungen des so geschaffenen Kanals werden natürlich nur rauh sein, wie sie eben bei den Felsprengungen sich bilden. Einzelne mitten im Flusse befindliche Felshöcker, namentlich bei der Stromschnelle, sind ebenfalls hinwegzuräumen.

Das abgesprengte Felsmaterial soll, soweit es vor dem Hineinfallen in den Fluss bewahrt werden kann, abgeführt und teils zu den Bauten verwendet, teils ausserhalb des Wasserbereichs abgelagert werden.

Das Stauwehr.

Das Stauwehr soll 140 m weiter unten angelegt werden als früher angenommen war. Die Bauart desselben ist aus den Zeichnungen zu ersehen. Es soll aus drei grossen eisernen Schützen bestehen, die sich gegen steinerne Pfeiler lehnen. Die Breite der Schützenöffnungen ist 20 Meter, die Höhe der mittleren Schütze 17 m, die der beiden äusseren 12,5 m. Am badischen Ufer kommt noch eine Schütze von 9 m Breite und 8 m Höhe hinzu für die Kammerschleuse.

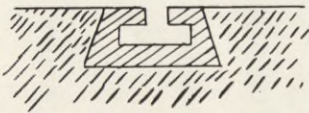
Die Pfeiler sind 4,50 m dick und im Fundament, das etwa 1 m tief in den festen Fels eingelassen wird, 27,3 m lang. Die Ausführung ist unter Wasser z. T. in Cementbeton, z. T. in Bruchsteinmauerwerk, in Cementmörtel und mit Granitbekleidung gedacht, über Wasser in Bruchsteinmauerwerk mit einzelnen durch-

gehenden Hausteinschichten und teilweiser Granitbekleidung, alles in hydraulischem Mörtel. Die obere Fläche soll eine horizontale, begehbare Abdeckung aus vorkragenden Granitplatten erhalten.

Zur Erhöhung der Stabilität sind die Pfeiler durch Haustein-Gewölbe mit einander verbunden, deren Scheitel 3 m über dem Oberwasser liegt, und die zusammen als Brücke für Fussgänger- und Wagenverkehr sowie für ein Eisenbahn- und Krahngeleise ausgebildet sind. Diese Brücke erhält 5,50 m freie Fahrbahnbreite, und thalseitig einen 0,50 m breiten erhöhten Gehweg. Soweit sie zwischen den erhöhten Teilen der Pfeiler liegt, werden diese durchbrochen, so dass hier ebenfalls ein Durchgang über die ganze Länge der Brücke entsteht. Unter demselben ist ein mit Riffelblech abzudeckender Kanal vorgesehen zur Unterbringung der Druckleitungen für die Bewegung der Schützen.

Von der Brücke aus sind die Pfeilerbekrönungen durch Treppen zugänglich gemacht. Die statische Berechnung der Pfeiler ist auf den Zeichnungen graphisch durchgeführt. Die Stützlinie fällt auch dann noch in den Kern des Pfeilers, wenn statt einer grössten Druckhöhe von 11,20 m eine solche von 12,20 m in Rechnung genommen wird. Die Flusspfeiler werden nur auf Druck und zwar im Maximum mit 8,65 kg pro cm² in Anspruch genommen.

Da zum Montieren der Stauwehrthore auch ein teilweises Absperren des Rheines unter Umständen vermieden werden muss, so sind links und rechts von den Pfeiler-Einschnitten gusseiserne Führungsschienen nach nebenstehender Skizze



in die Pfeiler eingelassen. Dieselben sind schon beim Aufbau der Pfeiler einzusetzen und zu befestigen und haben den Zweck, eiserne I-förmige Dammbalken mit Schrauben an den Führungsschienen zu befestigen, bezw. im Wasser durch die Führungsnuten

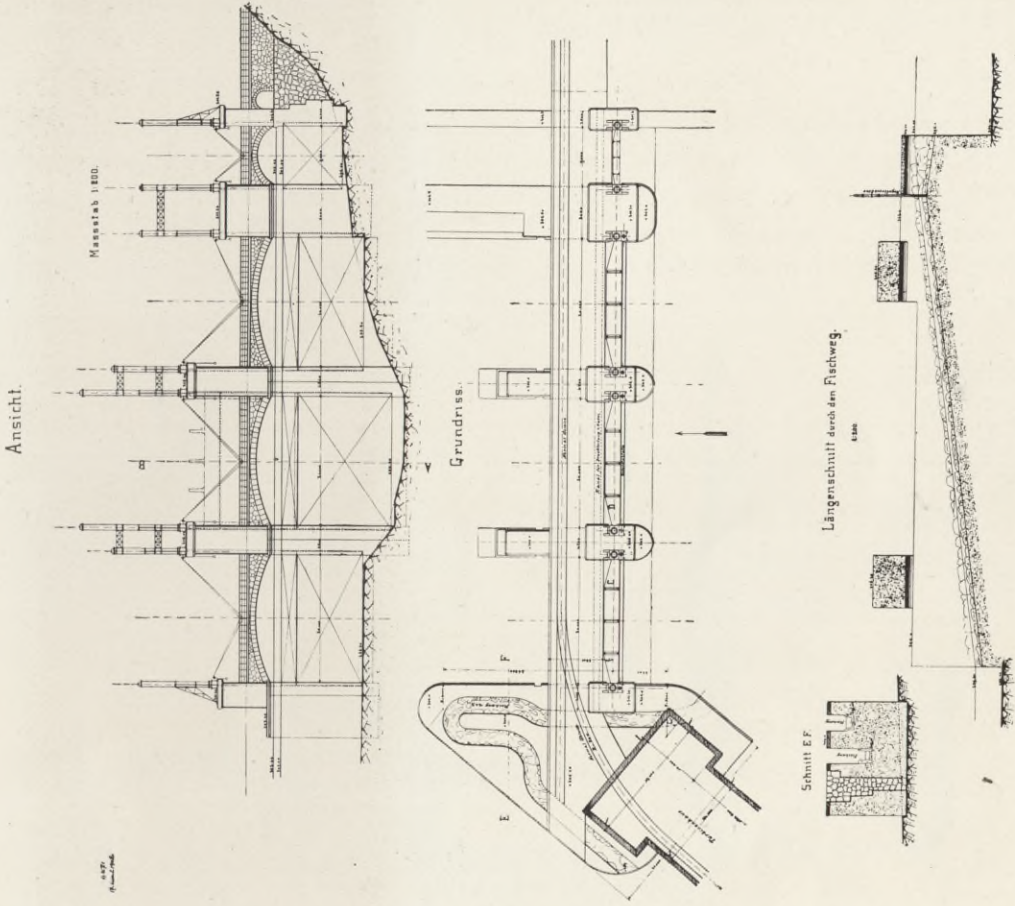
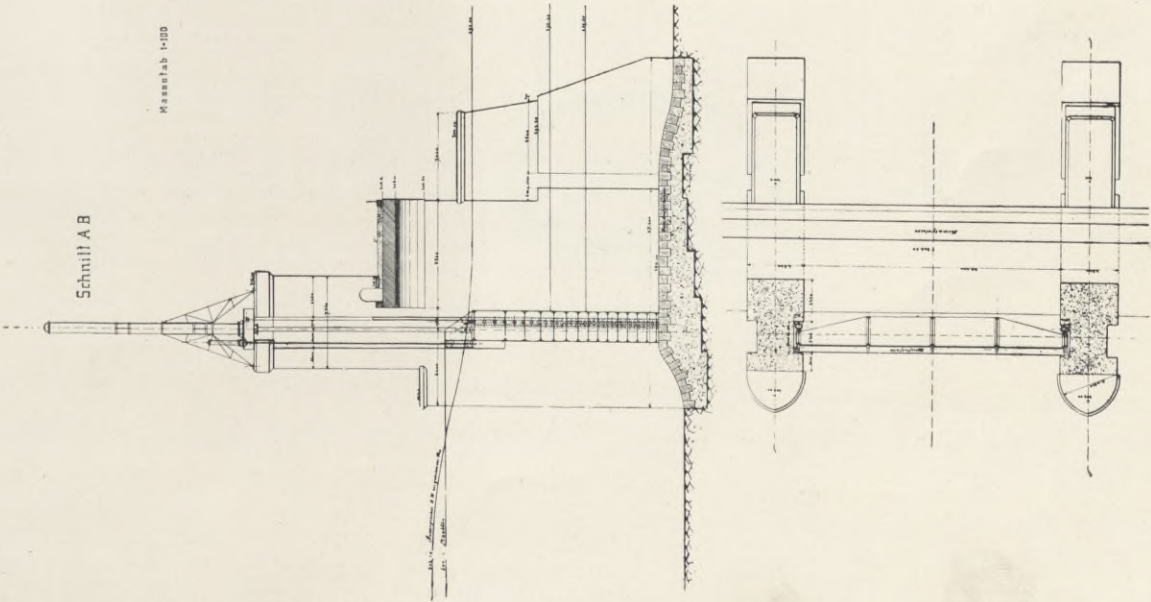
heruntergleiten zu lassen, behufs Absperren und Auspumpen der Pfeilereinschnitte, in welch' letztere die Rollenführungen der Stauwehrthore montiert werden sollen. Nach fertiger Montierung der Rollenführungen werden die Thore von oben herunter stückweise auf Gerüsten eingesetzt und an Ort und Stelle zusammengenietet.

Die Stauwehrthore.

Das mittlere Thor von 17 m Höhe, ca. 350 Tonnen wiegend, und die beiden Seitenthore von je 12,5 m Höhe, jedes 240 Tonnen wiegend, sind zur Erlangung eines möglichst starken Auftriebes bei Hochwasser, als Hohlkasten ausgebildet. Der dadurch erzielte Auftrieb beträgt pro Meter eingetauchte Thorehöhe rund 39 Tonnen, ohne Berücksichtigung der Ueberflutfalle. Zum selbstthätigen

WASSERKRAFTANLAGE LAUFENBURG.

Stauwehranlage.



WASSERKRAFTANLAGE LAUFENBURG.

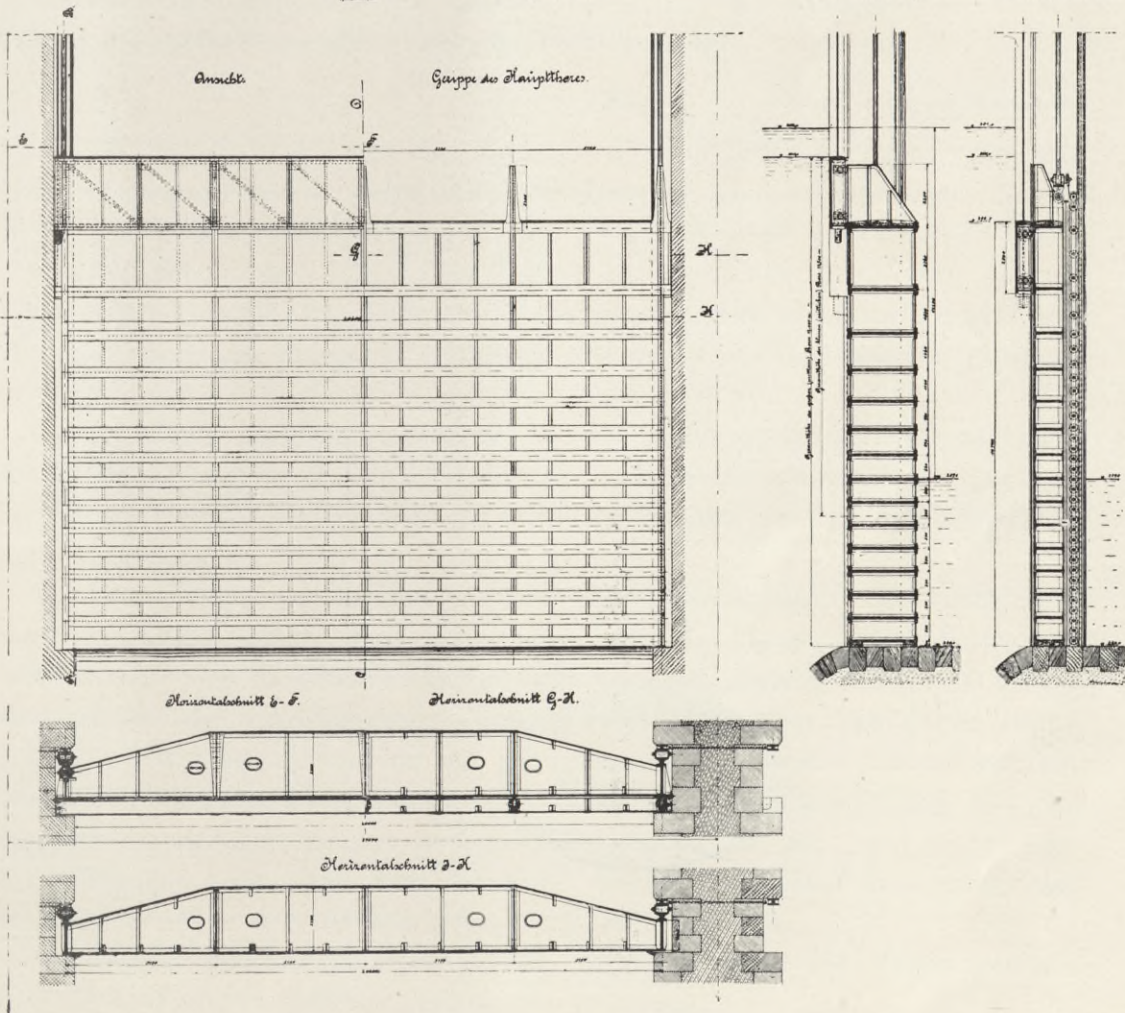
Steinwehrtor.

1:20
1904/05

Planansicht 1:50.

Querschnitt A-B.

Querschnitt C-D.



Anheben des Mittelthores ist daher eine Unterwassertiefe von mindestens $\frac{350}{39} = 9,0$ m und zu dem der Seitenthore eine Unterwassertiefe von $\frac{240}{39} = 6,2$ m erforderlich.

Die Unterwassertiefe der Mittelöffnung beträgt bei H. W. = 14,8 Meter, die Unterwassertiefe der Seitenöffnungen beträgt bei H. W. = 10,3 Meter, folglich würde, von Reibungswiderständen abgesehen, das Mittelthor bei $14,8 - 9,0 = 5,8$ Meter, die Seitenthore bei $10,3 - 6,2 = 4,1$ Meter selbstthätig gehoben, was einer frei werdenden gesamten Durchflussfläche von $20 \cdot 5,8 + 2 \cdot 20 \cdot 4,1 = 280$ m² gleichkommt, ober bei $h = 3,2$ einem sich selbstthätig einstellenden Abflussvermögen von $Q = 5,5 \cdot 280 =$ rund 1540 m³
Hierzu das Abflussvermögen durch die Turbinenanlage . 1070 m³

Total . . . 2610 m³ pro Secunde.

Da das Selbstanheben der Thore erst dann beginnen kann, wenn der Unterwasserstand bereits beträchtlich gestiegen ist, so sind zu diesem Behufe nebst den Turbinenschleusen vorerst zwei Thore durch die hydraulischen Hebewerke zu öffnen; das dritte Thor könnte alsdann schon durch den Auftrieb allein angehoben werden, wodurch die Betriebssicherheit wesentlich erhöht, das Anheben überhaupt bedeutend erleichtert und ein gutes Funktionieren gesichert wird.

Im nahezu gleichen Verhältnisse wie der Hochwasserstand abnimmt, gehen die Stauwehrthore durch ihr Eigengewicht in die Tiefe und schliessen ganz ab, sobald der Unterwasserstand um 5,8 bezw. 4,1 m unter die Cote 298,80 m ü. M. zurückgegangen ist.

Zum Regeln der kleineren Wasserstands-Schwankungen und namentlich auch zum freien Ableiten vom Schwemmsel, ist jedes Hauptthor mit besonderer Ueberflutfalle von 17 Tonnen Eigengewicht versehen, welche sich an der Krone des erstern, an vorspringenden Trägern angelehnt, über die ganze Breite erstreckt und zum Oeffnen um 2, 3 m abwärts verschiebbar angeordnet ist. Diese Ueberflutfallen können auf 2,3 m Höhe auch ganz unabhängig von den Hauptthoren bethätigt werden und dieselben werden, auf den Hauptthoren seitlich aufliegend, erst dann von diesen in die Höhe mitgenommen, wenn das Reguliervermögen der Ueberflutfallen nicht mehr ausreicht.

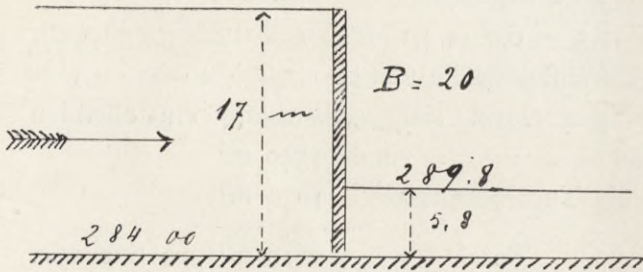
Sowohl die Ueberflutfallen, als die Hauptthore sind auf Rollen gelagert und mit hydraulischen Hebevorrichtungen versehen.

Als Betriebsflüssigkeit ist Oel oder sogenanntes Calcidum, welches erst bei 50° Kälte dickflüssig wird, in Aussicht genommen.

Bezüglich der Konstruktion und Berechnung der Thore wird auf die Zeichnungen verwiesen.

Die hydraulische Hebevorrichtung. — Cylinderberechnung.

Das Mittelthor von 17 Meter Höhe hat einschliesslich der Ueberflutfalle ein Eigengewicht von 367 Tonnen und folgende Maximal-Wasserdrücke aufzunehmen :



Druck auf die Vorderseite :

$$Q_1 = 20 \cdot 17 \cdot 8,5 = 2890 \text{ T.}$$

Druck auf die Hinterseite :

$$Q_2 = 20 \cdot 5,8 \cdot 2,9 = 336 \text{ T.}$$

$$\text{Ueberdruck } Q = 2554 \text{ T.}$$

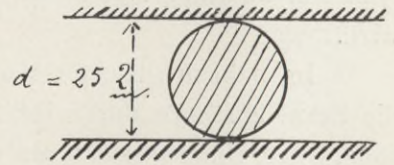
Der Koeffizient für rollende Reibung wird sicherheitshalber statt zu 0,05 für Stahl auf Stahl, zu 0,1 angenommen; die Zugkraft zum Heben des Thores wird dann :

$$P = \frac{Q \cdot 2 \cdot f}{d} = \frac{2554 \cdot 2 \cdot 0,1}{25} = 20 \text{ Tonnen}$$

wobei f = Reibungscoefficient,

d = Rollendurchmesser in cm. Somit die grösste totale Hublast $P_h = 367 + 20 = 387$ Tonnen. Diese Last verteilt sich gleichmässig auf zwei

Druckcylinder, somit pro Cylinder $p = \frac{387}{2} = 193,5$ Tonnen.



Wird die kreisrunde Kolbenstange aus Stahl mit ca. 550 kg per cm^2 in Anspruch genommen, so ergibt sich für dieselbe ein Querschnitt von

$$\Delta = \frac{193500}{550} = 352 \text{ cm}^2$$

und $d = 212$ bis 220 mm Durchmesser.

Der Arbeitsdruck des zu verwendenden Drucköles wird zu 100 Atm. angenommen; der Druckcylinder erhält daher bei einem Sicherheitskoeffizienten von 1,5 für Reibung des Kolbens und der Führungen einen Querschnitt von

$$\Delta = 1,5 \left(\frac{193500}{100} + 364 \right) = 3448 \text{ cm}^2,$$

folglich einen inneren Durchmesser von :

$$D = \sqrt{\frac{4\Delta}{\pi}} = 665 \text{ bis } 670 \text{ mm.}$$

Von den beiden beiden Seitenthoren von 12,5 m Höhe hat jedes, einschliesslich des Gewichtes der Ueberflutfalle, ein Eigengewicht von 259 Tonnen.

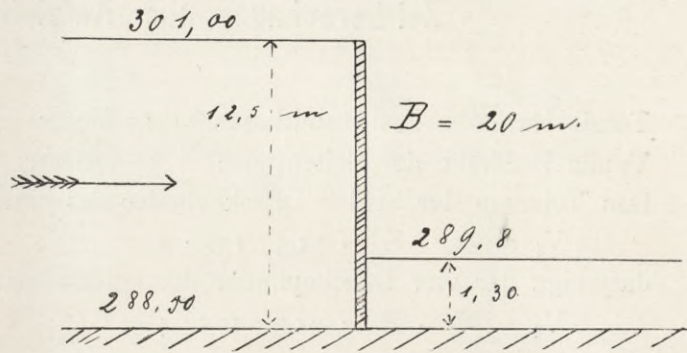
Druck auf die Vorderseite:

$$Q_1 = 20 \cdot 12,5 \cdot 6,25 = 1560 \text{ T.}$$

Druck auf der Hinterseite:

$$Q_2 = 20 \cdot 1,3 \cdot 0,65 = 17 \text{ T.}$$

$$\text{Ueberdruck } Q = \frac{1560 - 17}{1} = 1543 \text{ T.}$$



Der Koeffizient für rollende Reibung wieder zu 0,1 angenommen, wird die erforderliche Zugkraft zum Heben des Thores

$$P = \frac{0,1 \cdot 2 \cdot 1543}{25} = 12,3 \text{ Tonnen.}$$

Somit die grösste Hublast und zwar ohne Rücksicht auf hydraulischen Auftrieb des Thores

$$P_h = 259 + 12,3 = 271,3 \text{ Tonnen,}$$

daher pro Cylinder = 135,6 Tonnen.

Der Querschnitt der Kolbenstange ist:

$$\Delta_s = \frac{135600}{550} = 246 \text{ cm}^2$$

und der Durchmesser:

$$d = 177 \text{ bis } 180 \text{ mm.}$$

Bei dem gegebenen Flüssigkeitsdruck von 100 Atm., wird die Kolbenfläche (Koeff. 1,5)

$$\Delta_k = 1,5 \left(\frac{135600}{100} + 246 \right) = 2403 \text{ cm}^2$$

und folglich der Durchmesser

$$D = \sqrt{\frac{4 \Delta_k}{\pi}} = 550 \text{ mm.}$$

Zeitberechnung zum Aufziehen der Thore.

Totale Hubhöhe des Mittelthores = 15 Meter.

Totale Hubhöhe der Seitenthore = 10,5 Meter.

Das Volumen der beiden Druckcylinder des erstern beträgt somit:

$$V_1 = \Delta_k \cdot S = 31,5 \cdot 150 \cdot 2 = \dots \dots \dots 9450 \text{ Liter.}$$

dasjenige der vier Druckcylinder der beiden Seitenthore:

$$V_2 = \Delta_k \cdot S = 21,2 \cdot 105 \cdot 4 = \dots \dots \dots \underline{8904 \text{ Liter.}}$$

Volumen zum vollständigen Aufziehen aller drei Hauptthore: Total. 18354 Liter.

Eine Hochdruckpumpe liefert bei 100 Atm. Druck eine Oelmenge von 300 l. per Minute, daher erfordert das Ganzaufziehen der drei Thore zusammen eine Zeit von

$$Z = 1,2 \frac{18354}{300} = 73 \text{ Minuten.}$$

(1,2 = Koeff. für Druckverluste.)

Die Konstruktion der Thorführungen.

Sämtliche Thore sind auf Stahlrollen gelagert, welche auf ihrer Unterlage genügenden Spielraum für die Ausdehnung haben.

Um die hydraulischen Kolben der Hebevorrichtungen nicht durch Horizontalkräfte ungünstig zu beeinflussen, sind die Kolbenstangen an den Enden kugelgelenkartig ausgebildet und frei durch ein Dichtungsrohr des Kolbens geführt. Sowohl der hydraulische Cylinder, als das mit dem Kolben verbundene Dichtungsrohr sind aus Mannesmann-Röhren gedacht und die Cylinder auf den Pfeilern und unter sich selbst, gegen Windruck gehörig verstrebt.

Um ein einseitiges Voreilen der hydraulischen Kolben, bezw. der Wehrthore zu verunmöglichen, sind die Druckcylinder gegenseitig mit einer hydraulischen Steuerung versehen, welche nach dem Prinzip des mechanischen Relais (Rückführung) rasch und sicher eine Ausglei chung bewirkt.

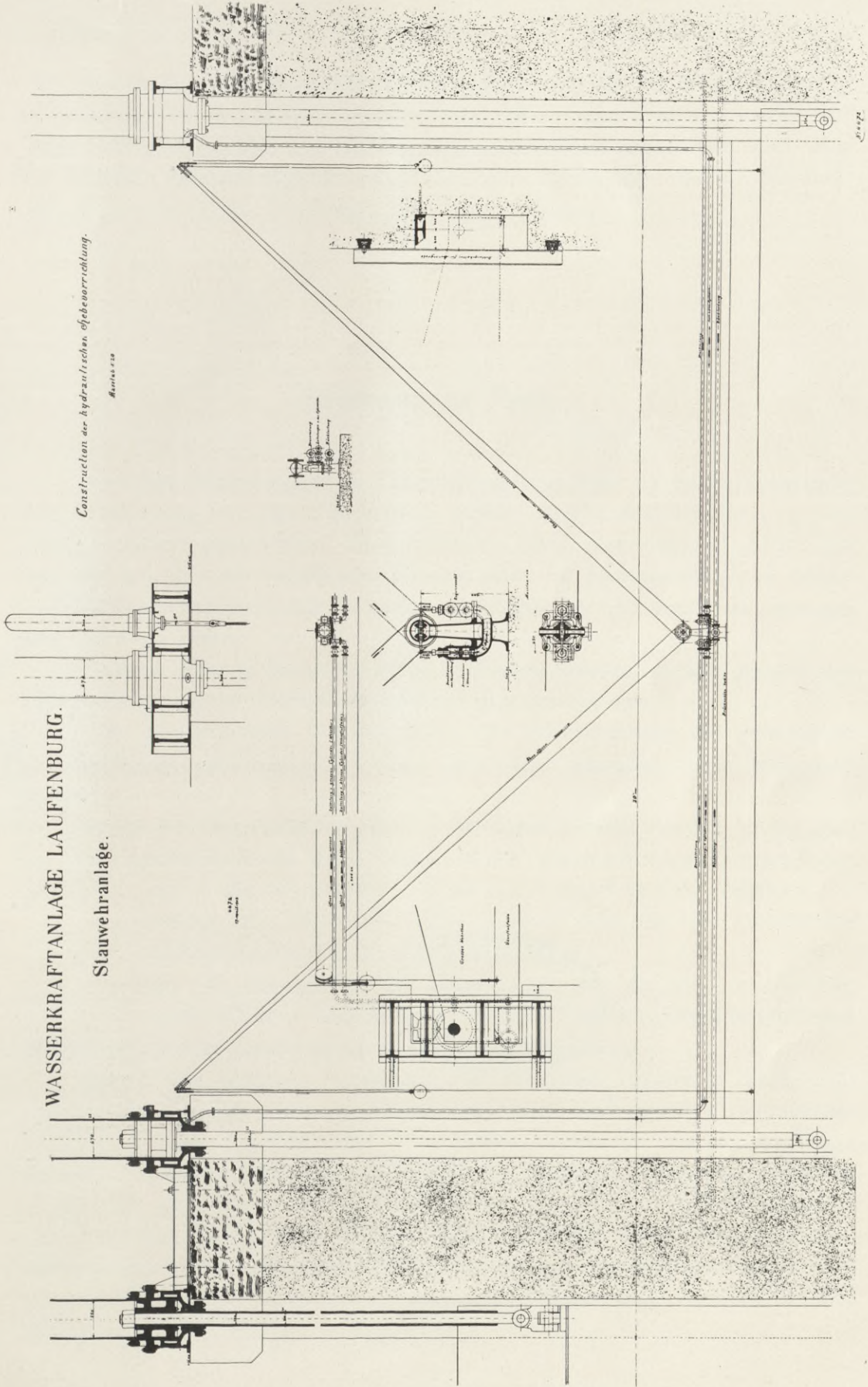
Jede einseitig voreilende Bewegung eines Thores wirkt sofort in schliessendem Sinne auf die Druckölauführung des voreilenden Druckkolbens, während dem nacheilenden Druckkolben umgekehrt entsprechend mehr Drucköl zugeführt wird. Die hierbei möglichen Hubdifferenzen dürften kaum mehr als 1 bis 2 cm betragen, wodurch ein Verklemmen der Thore vollkommen ausgeschlossen ist.

WASSERKRAFTANLAGE LAUFENBURG.

Stauwehrranlage.

Construction der hydraulischen Abfuhrvorrichtung.

Maßstab 1:20



Die hydraulische Steuervorrichtung besteht, wie aus der Schnittzeichnung zu entnehmen ist, im Wesentlichen aus zwei Druckregler-Ventilen, welche mit einem Differenzialgetriebe und mit Gegengewichten derart angetrieben wird, dass die kleinsten Geschwindigkeitsunterschiede der Thorenden, bezw. der Seilscheiben, sofort auf die Druckregler übertragen werden.

Bedienung der Thore.

Von den Druckpumpen im Turbinenhaus aus führt zu jedem Hauptthor eine Druckleitung und eine Rückleitung, welche die Betriebsflüssigkeit zu den Pumpenbehältern zurückführt. Zum Aufziehen eines oder mehrerer Thore hat man nur den oder die betreffenden Druckschieber im Maschinenhaus zu öffnen und den Rückleitungsschieber zu schliessen. Umgekehrt wird zum Herunterlassen der Thore verfahren.

Soll ein Thor in beliebiger Höhe angehalten werden, so wird sowohl der Druckschieber als der Rückleitungsschieber ganz geschlossen.

Die Stauwehrthore können daher vom Maschinenhaus aus gehandhabt und der Wasserstand kann so auf eine bestimmte Stauhöhe leicht eingestellt werden.

Sollen die Ueberflutfallen allein in Thätigkeit gesetzt werden, so hat man nur die Hochdruckschieber beim Wehr auf die entsprechenden Druckcylinder einzustellen und in der Handhabung wie bei den Hauptthoren zu verfahren.

Zur Lieferung der Betriebsflüssigkeit von 100 Atm. ist eine vollständige Turbinen- und Pumpen-Reserve vorgesehen.

Schützen von so bedeutenden Abmessungen wie die hier projektierten, sind zwar unseres Wissens noch nirgends ausgeführt worden. Dagegen existieren Schleusenthore von annähernd ebenso grossen Dimensionen.

Auch sind Schützen vorhanden von wesentlich grösserer Breite und andererseits solche mit grösserer Druckhöhe. Ferner sind mehrfach hydraulische Hebevorrichtungen ausgeführt für bedeutendere Lasten als die hier in Frage stehenden. Dieselben haben sich im Betrieb als unbedingt zuverlässig erwiesen. Unsere Schützen stellen nur eine Vereinigung der Breiten und Höhenabmessungen bereits vorhandener Anlagen, sowie erprobter Hebevorrichtungen an einem einzigen Objekt dar, und es kann deshalb ihre Betriebssicherheit nicht in Frage gestellt werden, zumal da die Leitungen, Pumpen und Turbinen für ihre Bewegung doppelt angelegt werden sollen.

Die Kammerschleuse bildet im Oberhaupt zugleich einen Teil des Stauwehres mit einer Schützenöffnung von 9 m Weite. Ihr Bassin erhält 32,80 m Länge. Am Unterhaupt sind Stemmthore vorgesehen, sowie die üblichen Vorrichtungen zum Entleeren der Kammer. Am Oberhaupt geschieht das Füllen der Kammer einfach durch langsames Aufziehen der Schütze.

Die flussseitige Schleusenwand erhält eine sehr bedeutende Stärke, und das ganze Bauwerk wird deshalb sehr kostspielig. Jedenfalls steht der dafür zu machende Aufwand in keinem richtigen Verhältnis zu den Interessen, denen die Kammerschleuse dienen soll, und es kann schon jetzt gesagt werden, dass es weit billiger und auch hinsichtlich des Zeitaufwandes praktischer wäre, die Kähne und das Flossholz mit einem grossen Krahn oder auf sonst eine mechanische Weise über das Wehr hinweg zu befördern.

Es war im Protokoll der Regierungsvertreter vom 26. Juli 1901 die Aufgabe gestellt, Leitvorrichtungen nach der Kammerschleuse für die Flösse, sowie nach den beiden Flutöffnungen zu entwerfen.

Diese Aufgabe glaubten wir durch Projektierung eines Leinpfades am badischen Ufer bis 200 m oberhalb vom Wehr erfüllen zu sollen. Die Geschwindigkeit der Strömung ist nämlich oberhalb des Wehres, abgesehen von Ausnahmefällen, eine so geringe, dass Flösse durch Rudern gegen das Oberhaupt der Kammerschleuse hin gelenkt werden können. Bei Mittel- und kleinen Hochwassern (bis 2000 m³/sec.) erreicht sie nur 0,3 bis 1,0 m/sec. und grössere Hochwasser treten durchschnittlich nur etwa 7 mal im Jahre ein.

Die Flösse müssen ohnehin vor dem Durchschleusen am badischen Ufer festgebunden werden, um das vollständige Oeffnen der Schleuse abzuwarten. Ausserdem fällt in Betracht, dass bei den höheren Wasserständen überhaupt nicht geflösst werden kann, weil man dabei riskieren müsste, dass die über Nacht am Ufer liegen bleibenden Flösse am Morgen wegen allenfalls sinkendem Wasserstand auf das Trockene geraten.

Wir gelangen nun zur wichtigsten Frage für die Wehranlage: ihrer Durchflusskapazität bei Hochwasser. Es können folgende Oeffnungen für die Wasserabführung in Thätigkeit treten:

1. Die Turbinen mit 450 m³/sec.
2. Die Grundablässe unter den Turbinen.
3. Die zwei grossen seitlichen Wehröffnungen.
4. Die mittlere grössere Wehröffnung.
5. Die Kammerschleuse.
6. Die Fischwege mit 8 m³/sec.

Es soll nun von der Leistung der Turbinen und der Fischwege hier ganz abgesehen werden, so dass nur die 4 andern Positionen zu berechnen und zusammenzuzählen sind

Wir benutzen dazu die Formel von Redtenbacher

$$Q = \frac{2}{3} \mu, b \sqrt{2g} \left[(h + k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}} \right] + \mu_2 b \cdot a \sqrt{2g} \sqrt{h + k}$$

In dieser Formel ist

$$\frac{2}{3} \mu, = 0,57$$

b = Breite der Schützenöffnung

$$\sqrt{2g} = 4,43$$

h = Druckhöhe = rund 3 m

k = Geschwindigkeitshöhe des vor dem Wehr ankommenden Wassers = 0,3 m

$$\text{(demnach } (h + k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}} = 5,83)$$

$\mu_2 = 0,83$ (für eine Höhe = 0 des Grundwehres)

a = Tiefe des Unterwassers

$$\sqrt{h + k} = 1,82.$$

Für die einzelnen Wehröffnungen ergeben sich auf Grund obiger Formel folgende Abflussmengen

I. Mittlere grosse Schütze

$$a = 15 \quad ; \quad b = 20$$

$$Q = \dots \dots \dots 2297 \text{ m}^3/\text{sec.} \quad \checkmark$$

II. 2 kleinere Schützen

$$a = 10,5 \quad ; \quad b = 20$$

$$Q = \dots \dots \dots 3393 \quad \text{„} \quad \checkmark$$

III. Kammerschleuse

$$a = 7 \quad ; \quad b = 9$$

$$Q = \dots \dots \dots 553 \quad \text{„} \quad \checkmark$$

$$6243 \quad \text{„}$$

Hierzu kommt noch als sichere Leistung die der Grundablässe unter den Turbinen.

Dieselbe ist zu berechnen nach der Formel

$$Q = \mu \cdot a \cdot b \sqrt{2gh}$$

worin nach Poncelet und Lesbros für rechteckige Oeffnungen $\mu = 0,65$. Es sind 28 grosse Grundablässe vorhanden, für welche folgende Masse gelten

$$a = 1,6 \quad ; \quad b = 2,5 \quad ; \quad h = 3$$

$$Q = 560 \text{ m}^3/\text{sec.}$$

Für die 4 kleineren Grundablässe ist

$$a = 0,8 \quad ; \quad b = 2,5 \quad ; \quad h = 3$$

$$Q = 40 \quad \text{„}$$

$$\text{Zusammen} \dots \dots \dots 600 \quad \text{„}$$

$$\text{Gesamtes Abflussvermögen} \dots \dots \dots 6843 \text{ m}^3/\text{sec.}$$

Dieses Ergebnis übertrifft die Abflussmenge des aussergewöhnlichen Hochwassers (5250 m³/sec.) so bedeutend, dass, auch wenn die Kammerschleuse unterdrückt würde, der Ueberschuss immer noch sehr reichlich wäre.

Es fragt sich noch ob die Schützen vor einer Flutwelle mit hinreichender Raschheit geöffnet werden können.

Die Zeit, welche zum Heben der Schützen erforderlich ist, wurde oben zu 73 Minuten angegeben. Wenn auch nur ein einziges Thor mit der hieraus sich ergebenden Geschwindigkeit gehoben würde, so könnte damit die Durchflussöffnung stündlich um rund 250 m³ vermehrt werden. Hieraus ergibt sich eine Vermehrung der Abflussmenge um mindestens $0,7 \cdot 250 \sqrt{19,6 \cdot 3} = 1343 \text{ m}^3/\text{sec.}$, während bei der raschesten der beobachteten Flutwellen, wie aus Tab. 5 hervorgeht, die stündliche Zunahme nur 121 m³/sec. beträgt. Es versteht sich, dass trotz dieser grossen Sicherheit ein Beobachtungsdienst eingerichtet werden muss zur Regulierung des Oberwasserspiegels. Dies bietet aber keinerlei Schwierigkeit und es wäre sogar nicht ausgeschlossen, die Regulierung für die aussergewöhnlichen Hochwasser automatisch einzurichten.

Von besonderem Interesse ist sodann die Frage wie oft die Schützen in Thätigkeit zu setzen sein werden.

Um dies zu ermitteln wurde die Tabelle 4 aufgestellt. In derselben entspricht die Abflussmenge von 460 m³/sec. dem durchschnittlichen Abfuhrvermögen der Turbinen, 1000 m³/sec. dem der Turbinen und Grundablässe zusammen. Bei grösseren Wassermengen muss das Oeffnen einer oder mehrerer Wehrschützen beginnen.

Aus der Tabelle 4 ergibt sich dass, wenn das Wehr schon seit 1879 bestanden hätte, das Jahr 1880 das ungünstigste gewesen wäre. In demselben hätten die Schützen 12 mal geöffnet und geschlossen werden müssen. Meistens hätte aber eine Schütze ausgereicht, und niemals wäre es nötig gewesen dreie zu öffnen. Die mittlere Anzahl des Oeffnens und Schliessens für die betrachtete Periode wäre jährlich 6 gewesen, während im Jahre 1893 das Oeffnen nur 1 mal nötig gewesen wäre.

Auf Grund derselben Betrachtung lässt sich voraussehen, dass mehr als eine Schütze im Mittel nur alle 3 Jahre aufzumachen sein wird, bzw. dass dies im allgemeinen höchstens 2 mal im Jahr nötig wird.

Die zum Durchschleusen bei der Kammerschleuse nötige Zeit setzt sich für ein Floss ungefähr wie folgt zusammen.

1. Heben des oberen Thores	30 Min.
2. Hineinziehen des Flosses.	20 »
3. Schliessen des oberen Thores.	30 »
4. Entleeren der Schleuse und Oeffnen des untern Thores	20 »

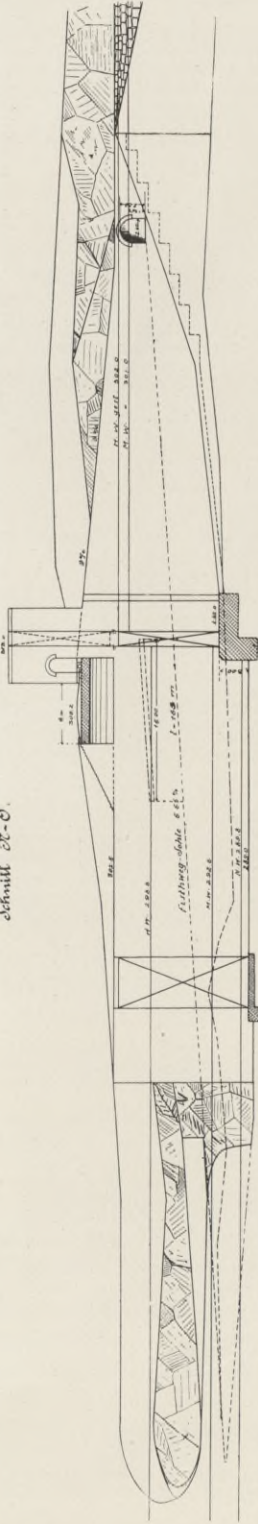
Total 100 Min.

Wasserkraft - Anlage Laufenburg.

Tafel XV.

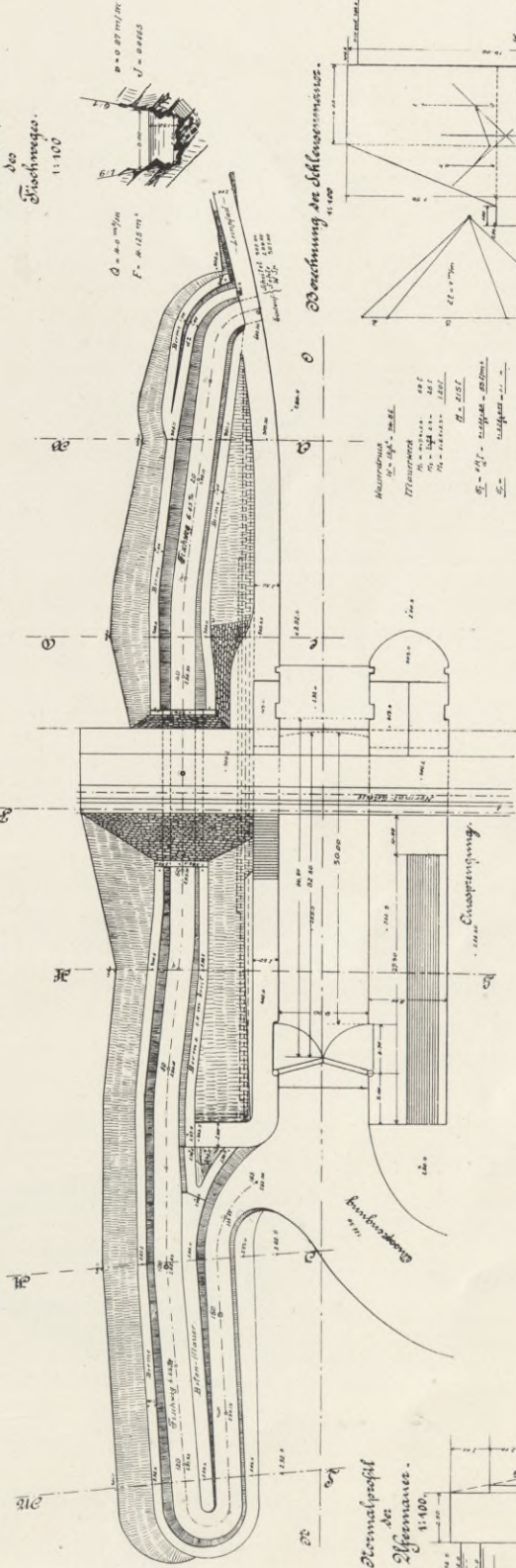
~ Schiff - Schleuse -
Einrichtung ~

- Einricht -
schnitt St-O.



~ Sandstein -

Normalprofil
des
Fischwehrs.
1:100



Normalprofil
des
Stromwehres.
1:100.

20. Ansicht des Schiffschleusenbauwerks.
1:500

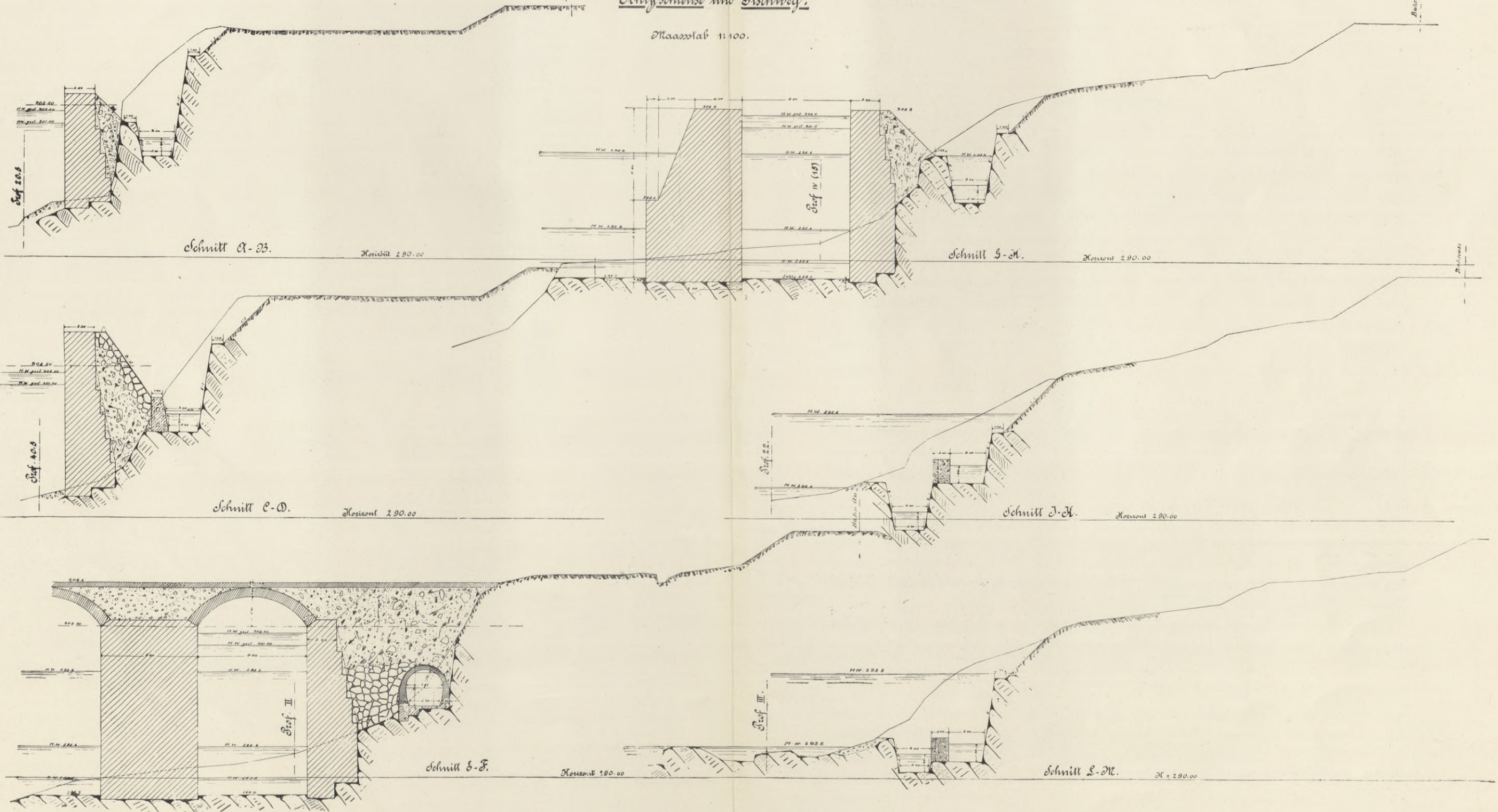
Materialangaben
in m. Maßstab
1:100
Stromwehr
10.00 m Höhe
100.00 m Länge
10.00 m Breite
10.00 m Tiefe
10.00 m Länge
10.00 m Breite
10.00 m Tiefe

Stützgerüst 1:200.

Wasserkraft-Anlage Laufenburg.

Schiffschleuse und Fischweg.

Maassstab 1:100.



Der beim Durchschleusen entstehende Wasserverlust spielt auch bei Niederwasser mit Rücksicht auf die Entleerungszeit keine Rolle.

Die Fischwege.

Im Gutachten der Fischereisachverständigen zum Protokoll der Regierungsvertreter vom 26. Juli 1901 wird die Errichtung zweier Fischwege von mindestens 3 m Breite an den beiden Ufern für notwendig erklärt. Dagegen wird, mit Rücksicht auf die Gelegenheit weitere Erfahrungen zu sammeln, die Festsetzung der Bauweise dieser Anlagen für später vorbehalten.

Wir waren demnach nicht in der Lage ein endgültiges Projekt für die Fischwege aufzustellen. Dagegen glaubten wir, der Vollständigkeit des Planmaterials halber, immerhin eine Lösung für diese Anlagen in dasselbe aufnehmen zu sollen. Dabei traten auch die Schwierigkeiten zu Tage, welche einer Gestaltung der Fischwege nach dem Begehren der Sachverständigen entgegenstehen.

Vorerst erscheint es unthunlich, einen der Fischwege am schweizerischen Ufer anzulegen, weil daselbst ein grosses Gebiet für eine allfällige Erweiterung der Motorenanlage auf 40 bis 50000 P. S. reserviert bleiben muss. Wir haben versucht, diesen Fischweg im Trennungspfeiler zwischen Wehr und Turbinenanlage unterzubringen. Er würde dort bei 2,50 m Breite, 13,75 % Gefälle erhalten.

Am badischen Ufer ist ausserdem ein Fischweg mit 3 m Breite und 6,65 % Gefälle vorgesehen, der um die Kammerschleuse herumführt und der ganz im Fels auszusprengen wäre. Beide Anlagen sind als Fischpässe mit möglichst unregelmässiger Sohle und zackigen Wänden gedacht nach Art der gegenwärtig in den Rheinfelsen vorhandenen zum Teil natürlichen z. T. künstlichen Wege dieser Art, die von den Salmen benutzt, und in welche bei geeignetem Wasserstand jeweils die Reusen zu ihrem Fang eingelegt werden.

Wir haben das Gefälle eines solchen Fischweges beim sog. Laufenplatz am Schweizer Ufer zu 8 % bestimmt.

Die Wassermenge, welche den Fischwegen zugeführt werden soll, spielt keine Rolle, und die Tiefe kann wesentlich grösser sein als $\frac{1}{2}$ m wie verlangt wurde. Freilich ist zu berücksichtigen, dass mit der Wassertiefe die Raschheit der Strömung zunimmt und den Aufstieg der Fische erschwert.

Die Motorenanlage.

Die projektierte Motorenanlage soll diejenige Kraft nutzbar machen, welche bei der gegebenen Stauhöhe auch bei Niederwasser mit Ausnahme von seltenen Fällen vorhanden ist. Es sind dies, wie auf Tafel XX graphisch dargestellt ist, 30 000 Pferdestärken. Dabei ist angenommen, dass von der kleinsten Wassermenge von rund 270 m³/sec. noch 10 m³/sec. durch die Fischwege und Undichtheiten der Schützen verloren gehen. Es ist zwar möglich und wahrscheinlich auch schon vorgekommen (1857), dass die Abflussmenge noch unter die hier angegebene zurückgegangen ist, aber ein genauer Nachweis hierüber ist nicht möglich und wegen Ausnahmefällen, die nur alle Jahrzehnte einmal vorkommen, dürfen wir die Leistung der Anlage nicht beschränken. Es giebt Verwendungsarten der zu erzeugenden elektrischen Energie, bei denen eine Beschränkung der Arbeit während kurzer Zeit ohne Nachteil ertragen werden kann.

Es kann übrigens auch darauf verwiesen werden, dass für die Wasserwerkanlage Rheinfelden die kleinste Abflussmenge zu 290 m³/sec. angenommen wurde.

Die zur Verfügung stehende kleinste Wassermenge von 260 m³/sec. würde bei einem Nutzeffekt der Turbinen von 80 % die Leistung ergeben von

$$\frac{260\,000 \cdot 11}{75} \cdot 0,8 = \text{rund } \underline{30\,000 \text{ P. S.}}$$

Dies ist die normale Leistung der Anlage (siehe Tab. 13).

Turbinen.

Die Turbinenanlage umfasst:

2 einfache Radialturbinen zu 120 P. S. und 130 Umdrehungen (eine als Reserve), zum Betriebe der Pressöl-Pumpen für die Stauwehranlage und für die Turbinenschützen,

2 einfache Radialturbinen zu 120 P. S. und 130 Umdrehungen (eine als Reserve), zum Betriebe der Pressölpumpen für die Turbinenstufpe und Regulatoren,

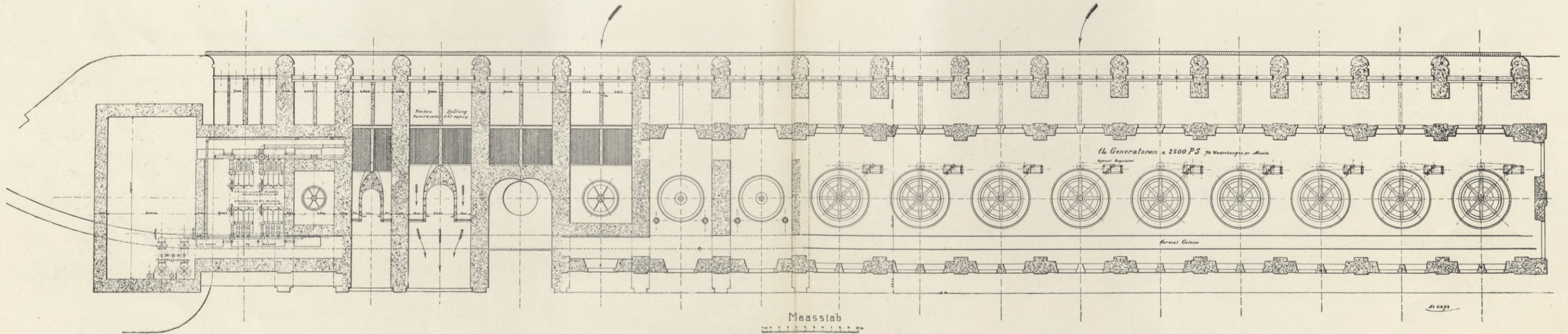
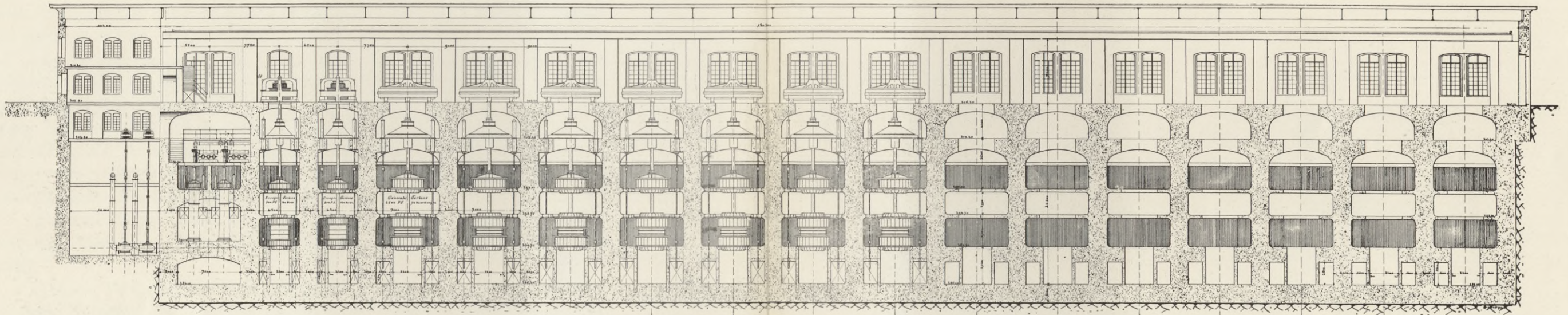
2 dreistufige Radialturbinen zu 800 P. S. und 120 Umdrehungen (eine als Reserve) für die Erregermaschinen.

14 dreistufige Radialturbinen zu 2500 P. S. und 70 Umdrehungen für die Generatoren (2 als Reserven).

WASSERKRAFTANLAGE LAUFENBURG.

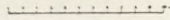
Längenschnitt.

Turbinenanlage.

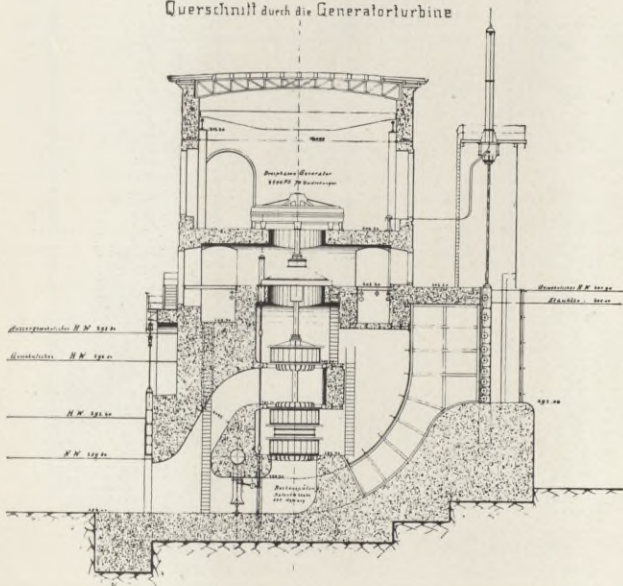


Turbinenanlage.

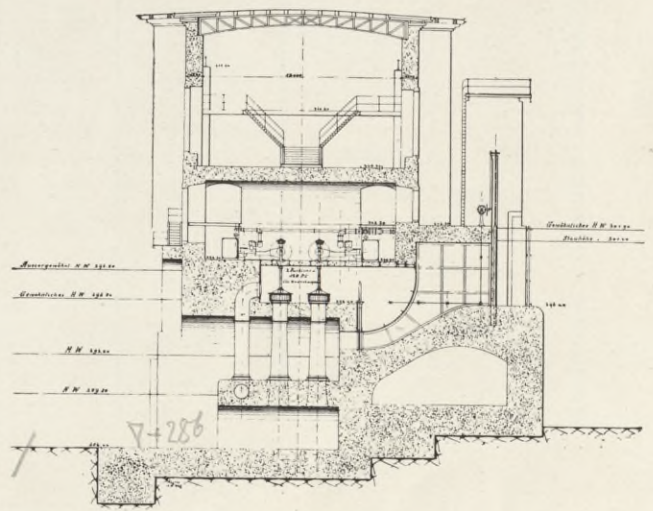
Massstab



Querschnitt durch die Generator turbine



Querschnitt durch die Druckölanlage.



Querschnitt durch die Erregerturbine

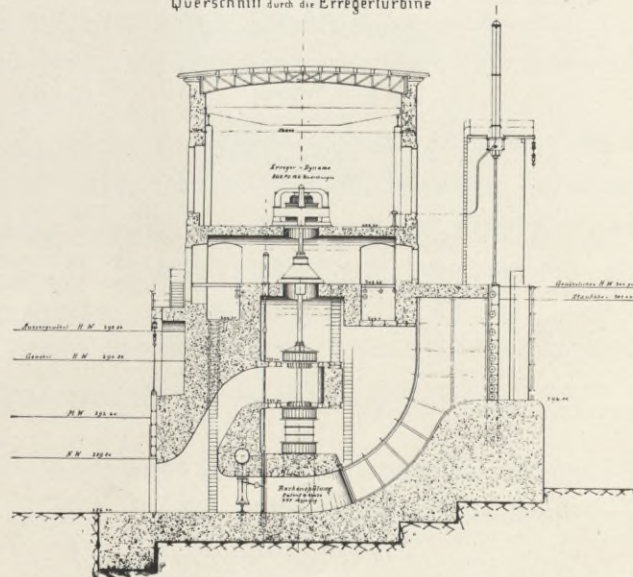


Tabelle 13.

Disponible und benutzte Kraft für die verschiedenen Wasserstände.

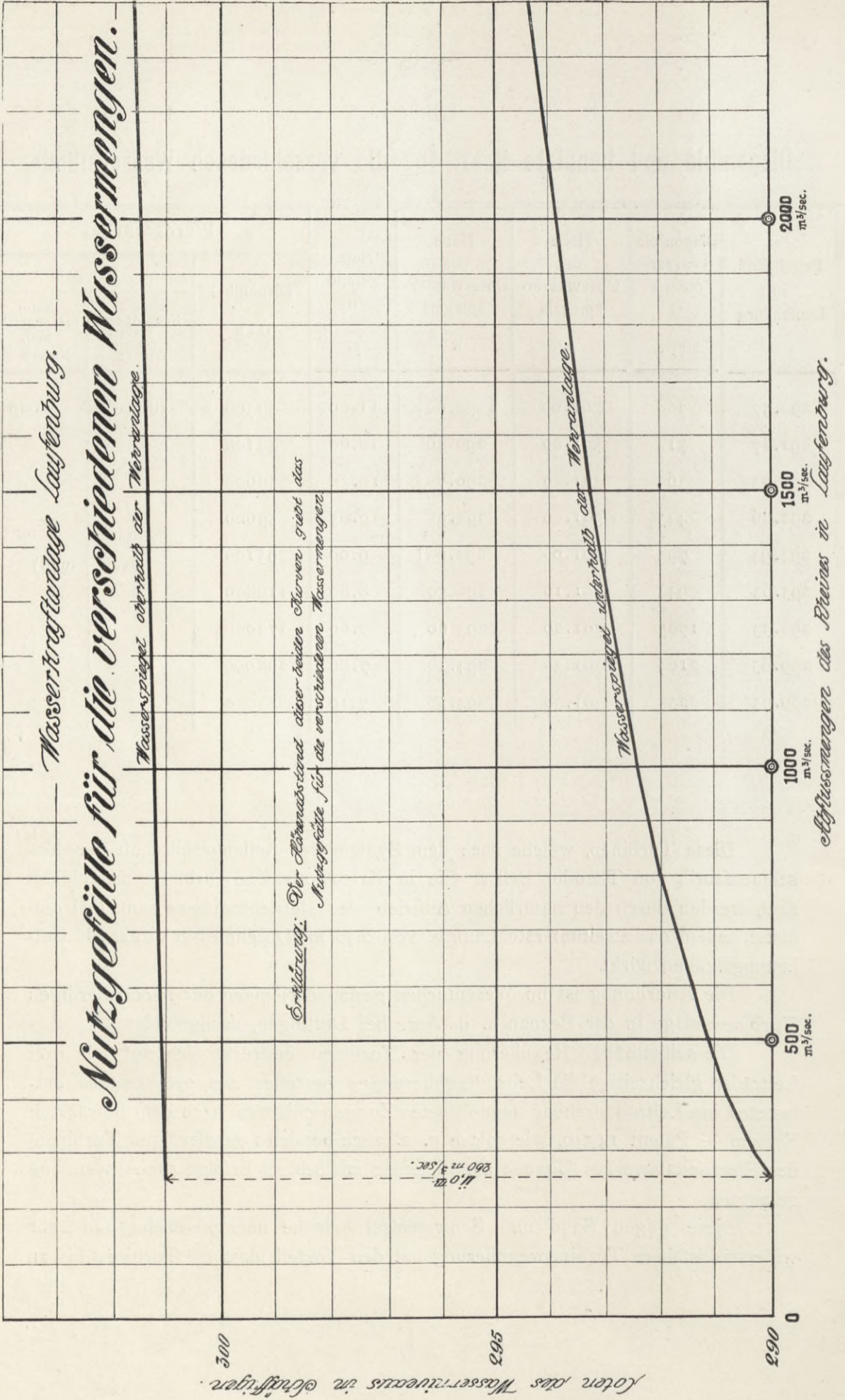
Pegelstand in Laufenburg	Disponible Wasser- menge Q m ³ /sec.	Höhe des Oberwasser- spiegels m	Höhe des Unterwasser- spiegels m	Nutz- gefälle h m	Pferdestärken		
					Disponibel $\frac{Q \cdot h}{0.075}$	Benützt	
						Brutto, Nach Abzug des verloren gehenden Wassers	Netto bei ungefähr 80 % Nutzeffekt
290.57	268	301.00	290.00	11.00	39 300	38 200	30 000
291.17	312	301.00	290.40	10.60	44 100		
291.75	368	301.00	290.70	10.30	50 600		
292.26	445	301.00	290.95	10.05	59 600		
294.94	793	301.00	292.00	9.00	95 100	(62 000)	(50 000)
295.65	944	301.10	292.30	8.80	110 800	(even	tuell)
298.33	1705	301.20	293.60	7.60	173 000		
299.85	2164	301.30	294.10	7.20	208 000		
299.95	2255	301.30	294.20	7.10	213 000		

Diese Turbinen, welche nach dem System der Actiengesellschaft der Maschinenfabrik von Theodor Bell & Cie in Kriens als Saugturbinen ausgebildet sind, werden durch den natürlichen Auftrieb des Betriebswassers zum Teil entlastet, indem das zweitunterste Laufrad von 2,70 m. Durchmesser direkt als Entlastungskolben wirkt.

Die Anordnung ist im Wesentlichen genau derjenigen der 10 000 pferdigen Turbinenanlage in der Beznau a. d. Aare bei Döttingen, nachgebildet.

Die selbstthätige Regulierung der Turbinen erstreckt sich auf alle drei Leiträder gleichzeitig; die Leitradregulierungen bestehen aus grösstenteils entlasteten ins Leitrad drehbar angeordneten Zungenschiebern, nach dem bewährten System + Patent 14 540, wie solche u. a. auch bei den 1500 pferdigen Turbinen des Electricitätswerkes Hagnek am Bielersee mit bestem Erfolge zur Anwendnug gelangten.

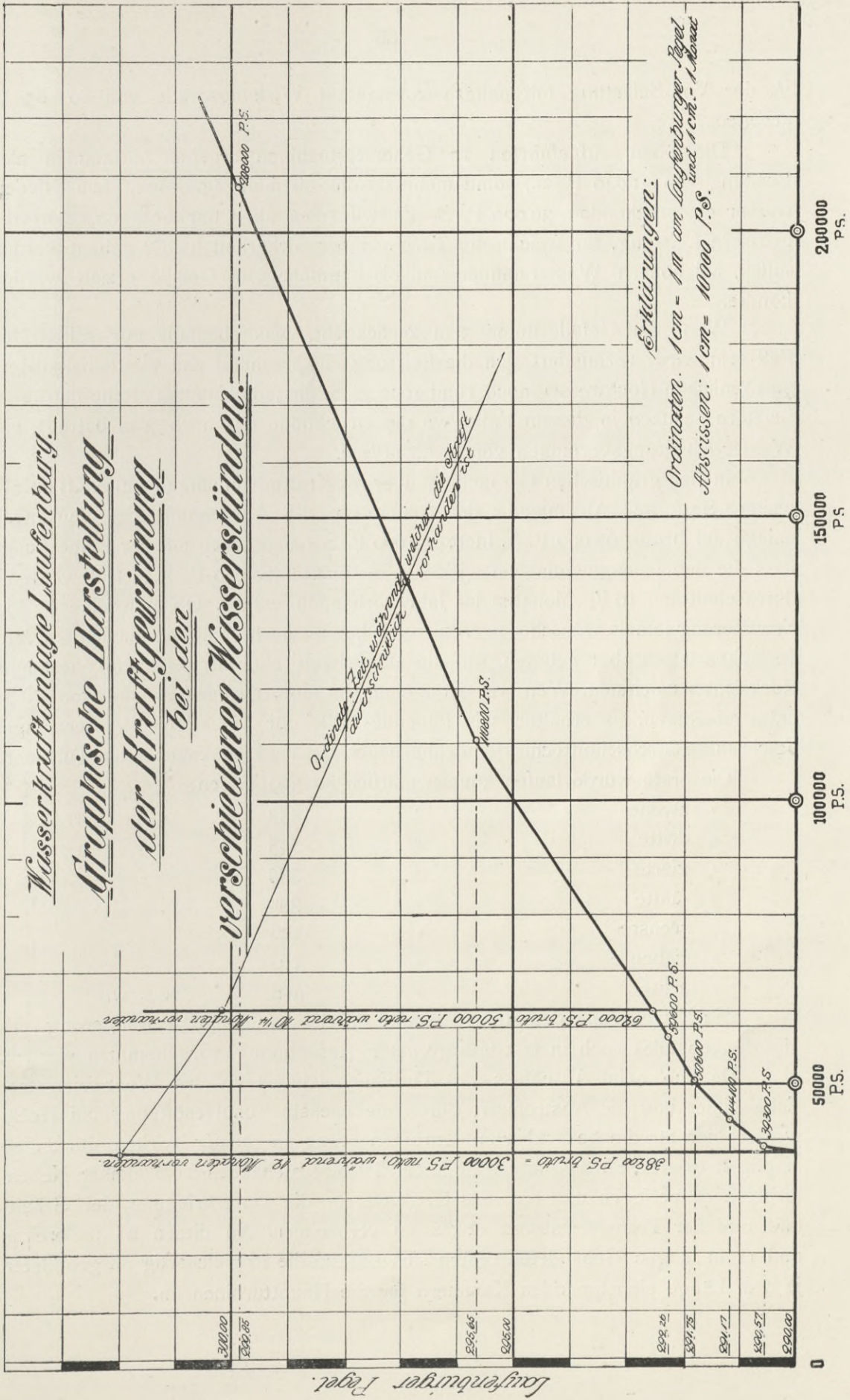
Diese gegen Sand und Schwemmsel beinahe unempfindliche und sehr widerstandsfähige Turbinenregulierung hat den Vorteil, dass die Turbinen bis zu



Wasserkraftanlage Laufenburg.

Graphische Darstellung
der Kraftgewinnung
bei den

verschiedenen Wasserständen.



$\frac{1}{3}$ der Voll-Belastung mit nahezu konstantem Wirkungsgrade von 80–85 % arbeiten.

Die oben aufgeführten 12 Generatorturbinen ergeben zusammen eine Leistung von 31 040 P. S., somit mehr als die oben angegebenen, dem Niederwasser entsprechenden 30 000 P. S. Es will dies aber nur besagen, dass die grössere Leistung, für welche die Turbinen der Sicherheit halber gebaut werden sollen, bei höhern Wasserständen und bis ungefähr 5 m Gefälle erzielt werden könnte.

Wenn das Gefälle unter 5 m zurückgeht, was ebenfalls nur selten der Fall sein wird, vermindert sich die Leistung entsprechend und würde bei aussergewöhnlichen Hochwasser noch rund 1000 P. S. für jede Haupt-Turbine betragen. Letztere besitzen in diesem Falle, wo die Druckhöhe nur noch 3 m beträgt, ein Wasser-Ableitungsvermögen von je 30 m³/sec.

In der graphischen Darstellung über die Kraftgewinnung (Tafel XXI) ist als weitere Stufe der Ausnützung der Stauanlage die Ausdehnung der Turbinenanlage auf brutto 62 000 P. S. (netto 50 000 P. S.) angegeben mit der Bemerkung, dass die dabei neugewonnenen 23 800 P. S. brutto (20 000 P. S. netto) während durchschnittlich 10 $\frac{1}{4}$ Monaten im Jahr vorhanden wären. Ob nun eine solche Erweiterung jemals wünschenswert sein wird, kann noch nicht entschieden werden. Jedenfalls ist es aber geboten, auf die Möglichkeit einer Erweiterung überhaupt Rücksicht zu nehmen. Wenn wir dafür ebenfalls Motoreneinheiten von 2500 P. S. netto annehmen, so erhalten wir folgendes Bild für die durch Wassermangel beschränkte durchschnittliche Benutzungsdauer der neu hinzukommenden Turbinen.

Die erste würde laufen können jährlich an 359 Tagen.

» zweite	»	»	352	»
» dritte	»	»	345	»
» vierte	»	»	339	»
» fünfte	»	»	332	»
» sechste	»	»	326	»
» siebente	»	»	319	»
» achte	»	»	312	» u. s. w.

Die Erweiterung der Anlage könnte durch geradlinige Verlängerung des Motorengebäudes noch in fast unbegrenzter Ausdehnung vorgenommen werden.

Da sich beim Anschluss des Turbinengebäudes an das Wehr eine tote Ecke bildet und die Abströmung durch die nächste Schützenöffnung bei Hochwasser hier für die benachbarten Turbinen etwas ungünstig wirken dürfte, so empfiehlt es sich, an das untere Ende des Turbinengebäudes die 6 kleinen Nebenturbinen zu verlegen und hier das Gebäude für die Unterbringung der Schalttafel und der Transformatoren etwas zu verbreitern. An diesen 21 m breiten und 11 m langen Gebäudeteil reihen sich sodann die 16 gleichartig ausgebildeten je 9 m Länge einnehmenden Kammern für die Hauptturbinen an.

zu Seite 88.

Zu dem oben Gesagten ist zu bemerken, dass nach Vorschrift der beidseitigen Regierungen, die Turbinen-Anlage so beschaffen sein soll, dass sie jederzeit leicht auf eine Netto-Nutzleistung von 50 000 P.S. erweitert werden kann.

Diese Nutzleistung soll bei einem Wasserstand des Rheines entsprechend 1.33 m. am Pegel zu Basel, also bei einem Nutzgefälle von 9 m. im Schöffigen vorhanden sein. Nach dieser Bestimmung ist die Anlage zur Zeit auf 30 000 P. S. vollständig auszubauen; dagegen sollen sämtliche Fundamente und Wasserbauten so vorgesehen werden, dass sich der Rest der Turbinen bis zu 50 000 P.S. jederzeit leicht einsetzen lässt.

Um die ersten Anlagekosten nicht zu sehr zu vergrössern und in Anbetracht der grossen Fortschritte, welche der Turbinenbau neuerdings im Erstellen von grossen Turbinen-Einheiten gemacht hat, ist man dazu gekommen grössere Turbinen-Einheiten zu wählen.

Es sind nun Turbinen-Einheiten von 5 000 P. S. vorgesehen. Dieselben brauchen Turbinenkammern von 7.⁰⁰ m. l. Breite, dies giebt bei einer Stärke der Scheidewand von 2.5 m. eine Gesamtlänge des ganzen Baues von 140 m. einschliesslich zweier Reservekammern à 5000 P. S. mit Hilfsturbinenkammern, jedoch ausschliesslich dem Schaltraum.

Die Leistung der so vorgesehenen Turbinen ist dann die folgende:

Eine Turbine verbraucht bei dem Maximal-Gefälle von 11 m. eine Wassermenge von 43 m³/sec und hat eine Leistung von 5000 P. S.

Bei einem mittleren Gefälle von 9 m. passieren 53 m³/sec die Turbine und ergeben eine Leistung von 5000 P. S.

Bei einem Minimal-Gefälle von 7 m. schluckt die Turbine 57 m³/sec und ihre Leistung beträgt dann nur noch 4000 P. S.

Bei normalem Gefälle und entsprechender Wassermenge ist dann für 10 Turbinen die Leistung des ganzen Werkes

$$5000 \times 10 = 50000 \text{ P. S.},$$

wozu noch die schon oben erwähnten kleinen Turbinen für die Bedienung der Tore und Schützen mit circa 120 P. S. kommen.

$$\begin{aligned} \text{OW} &= 301 \\ \text{UW} &= 290 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{OW} &= 301 \\ \text{UW} &= 292 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{OW} &= 304 \\ \text{UW} &= 294 \end{aligned}$$

Druckölanlage.

Zur Lieferung des Pressöles für die Turbinenstufe und Regulatoren sind zwei 120 P. S. Radialturbinen vorgesehen, welche mittels Winkelrädern dreicylindrige Hochdruckpumpen antreiben. Die Druckhöhe ist zu 40 Atm., die Fördermenge zu 750 Minutenliter berechnet.

Diese Hülfturbinen sind mit denjenigen, welche für die Bedienung des Stauwehres und der Schützen bestimmt sind, in zwei völlig getrennten Kammern untergebracht, so dass sowohl für den Wehrschützenbetrieb, als auch den Maschinenbetrieb vollständige, abstellbare Reservesätze gebildet werden.

Das Röhrenleitungsnetz für Pressöl ist derart angeordnet, dass Abteilungen von je drei Turbinensätzen behufs Revision ohne Weiteres ausgeschaltet werden können.

Die Entwässerungsanlage.

Trotzdem der untere Teil der Turbinen in's Unterwasser eintaucht, können dieselben in kurzer Zeit wasserfrei und zugänglich gemacht werden.

Zu diesem Zwecke werden Unterwasserthore mittels Laufkatzen von Kammer zu Kammer vor die Ausflussöffnungen befördert und diese damit vom Hinterwasser abgeschlossen.

Zwei 100pferdige Kreiselpumpen mit verticalen Achsen, welche in einem besonderen Pumpenschachte möglichst tief aufgestellt und oben von Electromotoren unabhängig angetrieben sind, besorgen in wenigen Minuten das Entwässern der abgesperrten Turbinenkammern.

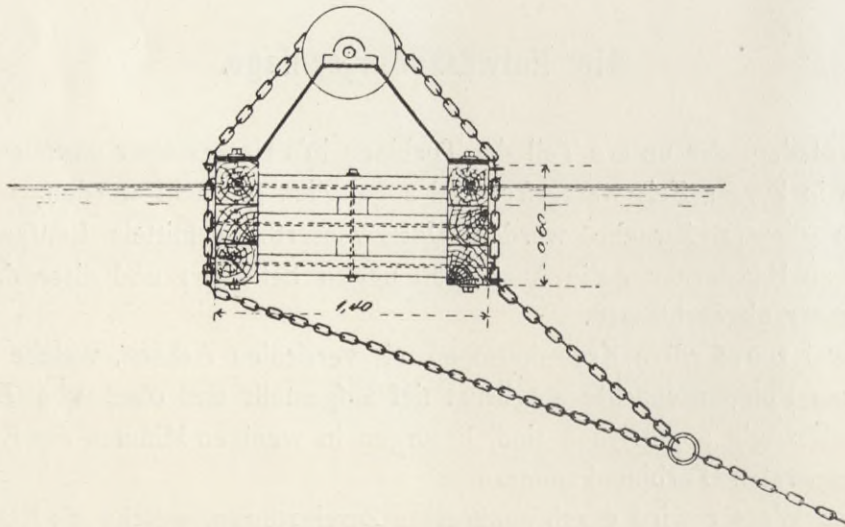
Das Wasser wird durch senkrechte Zweigröhren, welche mit Klappen verschliessbar sind, angesogen und durch ein, wagrecht in's Mauerwerk direct einbetoniertes Sammelrohr von 1,00 Meter Durchmesser, von den Pumpen in's Freie befördert. Die Schliessklappen der senkrechten Zweigröhren werden mit Gegengewicht stets geschlossen gehalten und nur dann, unter Benutzung der hydraulischen Hebevorrichtung der Grundablässe, geöffnet, wenn die betreffende Kammer wasserfrei gemacht werden soll.

An der Falle der Grundablässe ist nämlich ein Anschlagswinkel angebracht, der am Gegengewichtshebel der Schliessklappe anschlägt, diesen hebt und die Klappe öffnet.

Die Wasserfördermenge wird am Rohr-Ausflusse in's Freie bzw. auf der Druckseite der Pumpen mittels Schieber dem Wasserandrang entsprechend eingestellt. Eine Schieberanordnung im Pumpenschacht gestattet auch, allfällig durch den Beton in diesen Schacht gesickertes Wasser mit denselben Pumpen heraus zu befördern.

Schutzvorrichtungen und Schwemmselabfuhr.

In geeigneter Richtung vor dem Turbinenhaus soll zur Ablenkung von größerem Schwemmsel und Eis eine vertical an der Oberfläche schwimmende Schutzwand in Form eines Howe'schen Trägers angelegt werden, welche mittels Ketten in die horizontale Lage einstellbar auf dem Felsgrunde verankert wird (Schwimmbalken). Folgende Skizze giebt einen Querschnitt dieser Vorrichtung.



Unmittelbar vor den Turbinen-Einlaufschützen ist ausserdem zur Ablenkung der, unter dieser schwimmenden Schutzwand hindurch zum Turbinenhaus gelangenden Schwemmsel ein grober Rechen mit etwas flussabwärts schräg gestellten senkrechten Flacheisenstäben von ca. $10/2$ cm Stärke und 10 bis 15 cm Abstand angeordnet.

Die Stäbe sind zwischen I-Eisen eingesetzt und mittels Laufkatzen ausziehbar.

Diese beiden Schutzvorrichtungen sollen nur gröbere Schwemmsel von der Turbinnenanlage ablenken und dem Hauptdurchlass des Stauwehres zuführen. Das feinere Schwemmsel, welches in die Turbinnenkammern gelangt, wird vom eigentlichen Turbinenrechen aufgenommen und durch eine kräftig wirkende Wasserspülung unter den Turbinen hindurch in's Unterwasser geführt.

Diese patentierte Schaad-Ferranti'sche Rechenspülung besteht im Wesentlichen darin, durch eine doppelte Anordnung von Schleusen, abwechselnd eine Hälfte des bei jeder Kammer angebrachten feinen Rechens durch Wasserdruck von innen nach aussen vom Schwemmsel zu befreien, während die andere Hälfte dem Betriebe fortdient.

Der Vorteil dieser Vorrichtung besteht hauptsächlich darin, dass der dem Schwemmsel, welches zwischen den Rechenstäben allfällig festgeklemmt wird, direkt entgegenwirkende Wasserdruck bis zum Maximum wächst, wenn die Rechenstopfung auf der betreffenden Seite eine vollkommene werden sollte. Diese Vorrichtung mit steigender Spülkraft ist daher im Stande, einem bei grösseren Werken bisher schwer gefühlten Uebelstande abzuhelpen.

Der Druckverlust, welcher in der Turbinenkammer wegen der grösseren Wasserdurchführung zum Abspülen des Rechens entsteht, wird durch die Zurückdrängung, bezw. Tieferlegung des Unterwasserstandes an der Ausflussöffnung des mit voller Kraft ausströmenden Wassers, reichlich ersetzt.

Die Einlauf-, und die Grundablassschleusen werden mit demselben Pressöl, wie die Stauwehrthore, hydraulisch geöffnet.

Die beschriebene Rechenspülung ist in gleicher Weise auch für die Pressölturbinen und Erregerturbinen vorgesehen.

Transport- und Hebemittel,

Das Maschinenhaus ist mit einem durchgehenden Normalgeleise versehen, so dass die Maschinentheile und Materialien durch Eisenbahnwagen direkt unter die Laufkrane des Maschinensaales gebracht werden können.

Zwei elektrisch betriebene Laufkrane von je 50 Tonnen Tragkraft dienen zur Montierung und während des Betriebes als Hilfsmittel zur Vornahme von Revisionen und Reparaturen an den Maschinenteilen.

Der Unterwasserablauf.

Für den Ablauf des Unterwassers ist die Flusssohle auf einer Gesamtfläche von 15 000 m² zu vertiefen bis auf das Niveau 286. Die hierfür nötige Aussprengung hat im oberen Teile 3—4 m Höhe

Die Uferböschung wird hier z. T. in Fels, z. T. in Kies oder Nagelfluh liegen und soll je nach der Standfestigkeit geböscht werden.

Die neue Rheinbrücke.

Bei der Wahl der Brückenkonstruktion war in erster Linie auf die ästhetische Wirkung des Bauwerks zu sehen; dieses sollte sich harmonisch in das eigenartig schöne Landschaftsbild eingliedern.

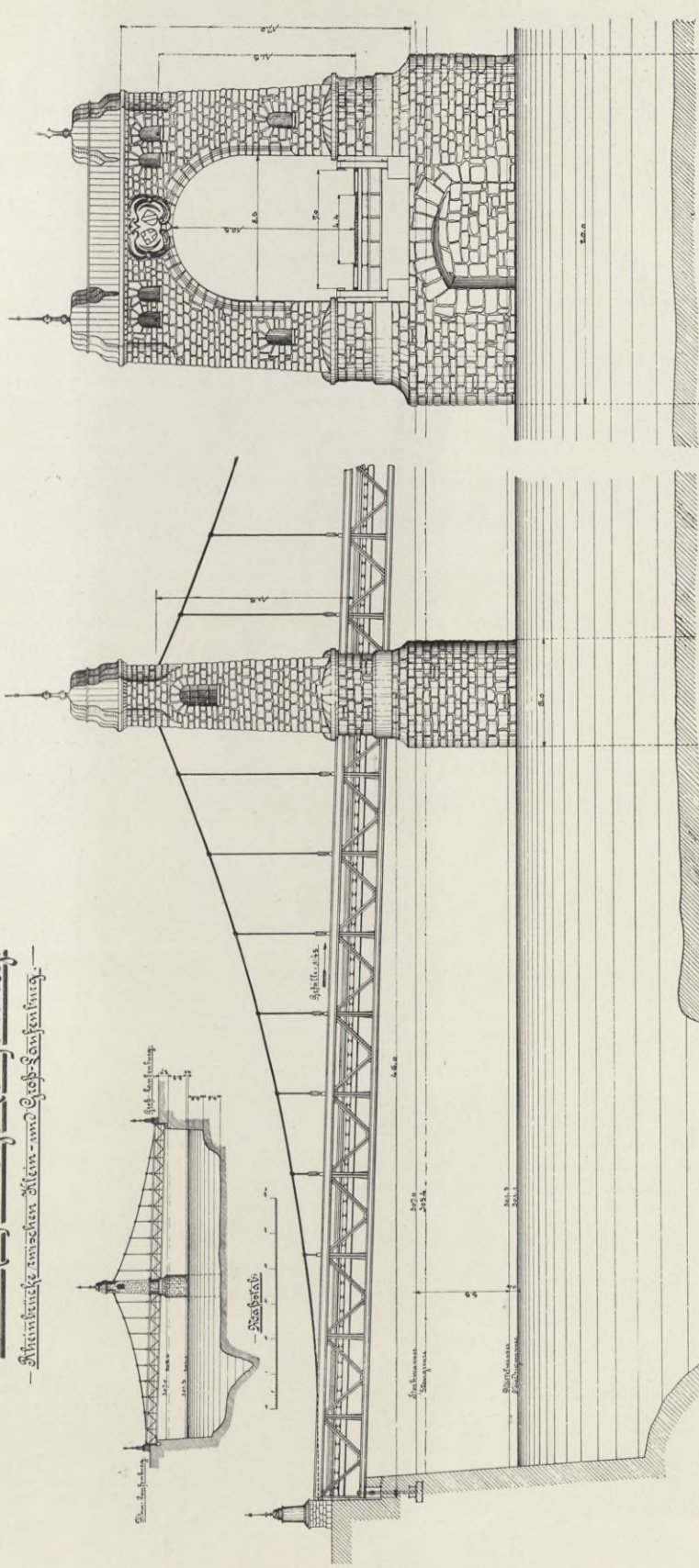
Diese Rücksicht führte zur Annahme einer Hängebrücke mit zwei Oeffnungen und mit einem in der Strommitte stehenden Haupttragpfeiler. Letzterer wurde in solchen Dimensionen ausgebildet, dass er unbedingt das Auge des Beschauers auf sich ziehen muss. Mit anderen Brückensystemen wäre die Ausgestaltung eines dominierenden Punktes nur sehr schwer oder gar nicht zu erreichen gewesen.

Dieser für das Brückenbild charakteristische, kräftige Turmpfeiler lässt sich sowohl in seinen architektonischen Formen wie auch durch die Wahl des Baumaterials, ganz der Gegend anpassen, wie aus der eingereichten Landschaftsskizze (mit der für die neue Brücke gewählten Architektur) zu ersehen ist. Die Wahl einer anderen als der vorgeschlagenen Architektur ist dabei nicht ausgeschlossen, da die konstruktive Aufgabe des Turmes durch seine äusseren Formen nicht beeinträchtigt wird.

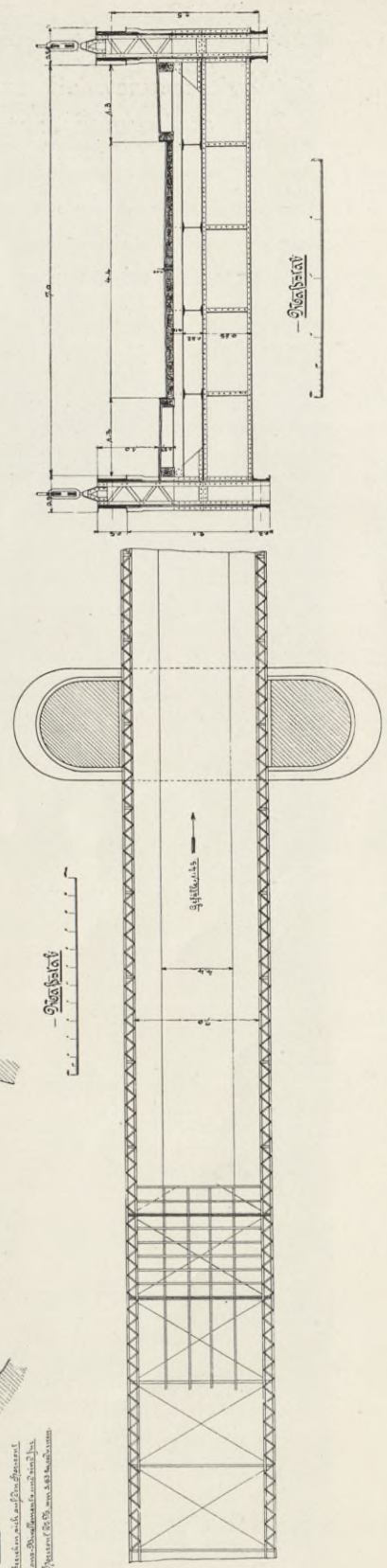
Von dem Turmpfeiler aus gleitet der Blick von selbst am Träger und an den angenehm wirkenden Kurvenlinien der Kabel entlang zu den beiden Ufern hin.

Die Konstruktion mit 2 Oeffnungen bietet auch (praktisch einen grossen Vorteil. Die Verankerung der Tragkabel in der gewöhnlichen Form erfordert die Herstellung tiefer Stollen und Schächte, welche stets zugänglich bleiben müssen. Für derartige Einrichtungen ist der freie Platz vor der Brücke an beiden Ufern zu eng, und es würden sich daraus dauernde Unzuträglichkeiten ergeben. Im vorliegenden Falle war es möglich die Tragkabel direkt an dem entsprechend stark konstruierten Träger zu verankern und dadurch die lästigen Ankerschächte zu vermeiden. Die an den Trägerenden aufwärts gerichtete Kraft ist verhältnissmässig gering; sie wird durch einen unmittelbar am Ufer befindlichen

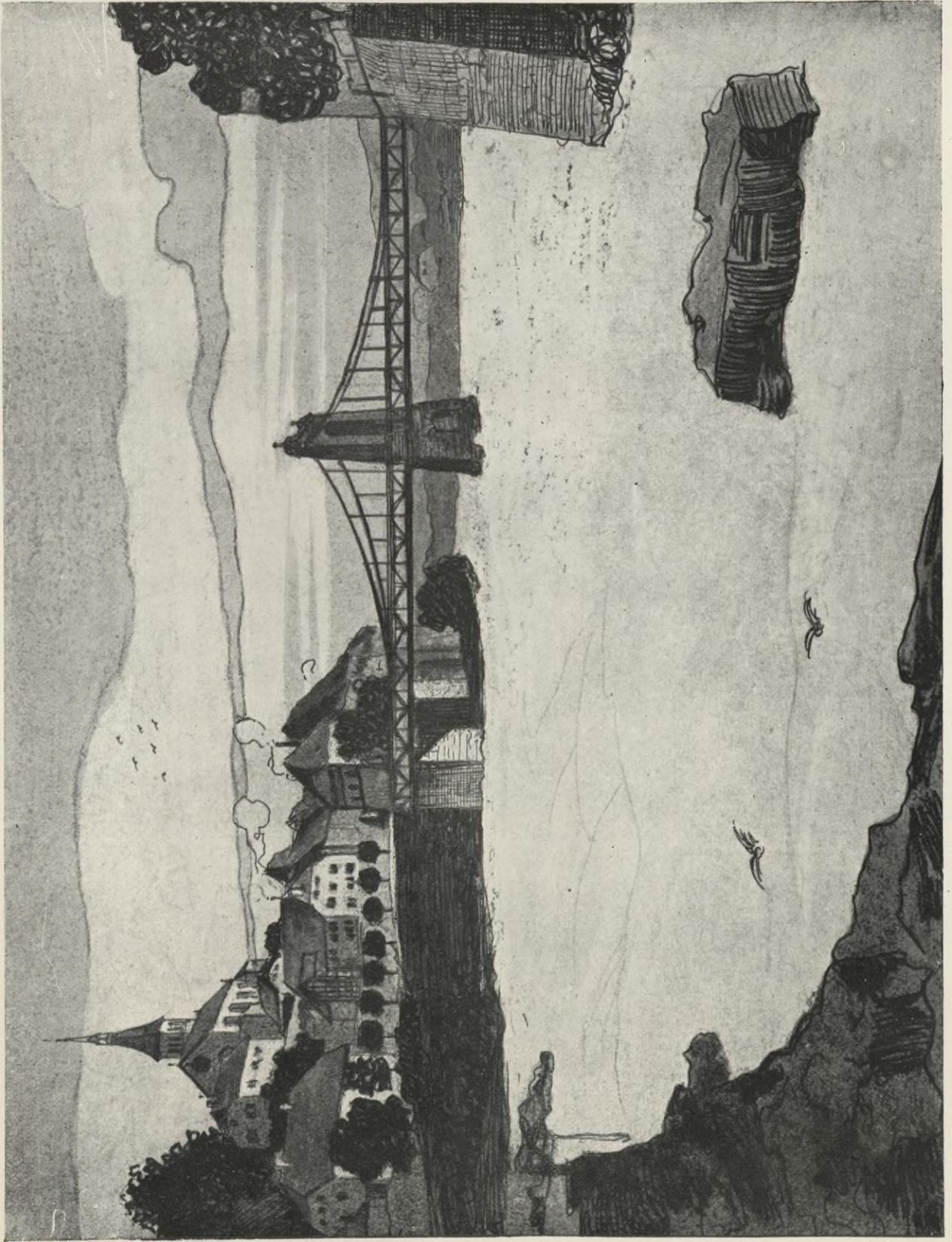
Stadtbefestigung
 — Steinbrücke zwischen Klein- und Groß-Saußenburg. —



— Plan —
 Die Brücke ist aus Stein und auf Eisenstützen.
 Die Pfeiler sind aus Stein und auf Eisenstützen.
 Die Brücke ist aus Stein und auf Eisenstützen.



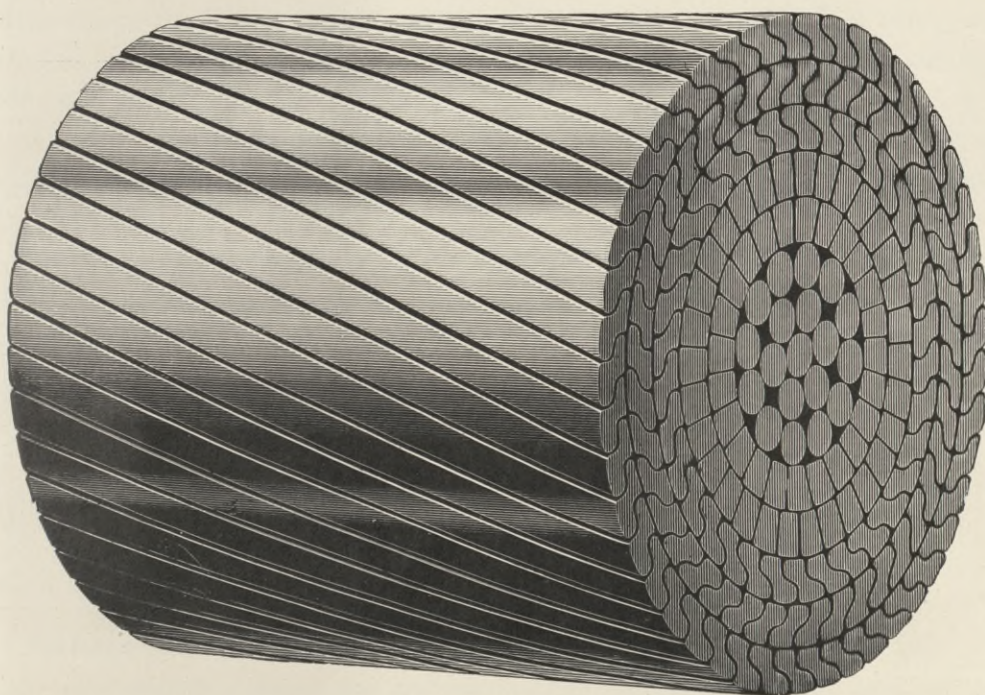
— Querschnitt —



Projektierte neue Rheinbrücke in Laufenburg.



Mittelpfeiler der projektierten neuen Rheinbrücke in Laufenburg.



Verschlossenes Tragkabel für Hängebrücken

(Bruchfestigkeit 800 000 kg.)

hergestellt von Felten & Guilleaume, Carlswerk in Mülheim a. Rh.

Anker aufgenommen. Auch könnten die an den Trägerenden aus ästhetischen Gründen angebrachten Obeliskens als Druckkörper zur Aufhebung dieser Kraft ausgebildet werden.

Es wurden folgende Belastungsannahmen gemacht:

Für Menschengedränge 350 Kilo per m².

Für Fuhrwerke 4 Tonnen Raddruck bei 3,5 m Radstand.

Die Nutzbreite der Brücke beträgt 7,0 m, wovon 4,4 m auf die Fahrbahn und je 1,3 m auf die beiden Fussessteige entfallen. Die Hängestangen sind an der Aussenseite der Fussessteige vorgesehen, so dass zwischen Fahrbahn und Fussessteigen kein Hindernis liegt. Es ist dadurch auch breiteren Wagen möglich, einander auf der Brücke auszuweichen.

Die auf diesen Grundlagen konstruierte Brücke übertrifft die bisherige an Leistungsfähigkeit so sehr, dass damit auch den wachsenden Verkehrsansprüchen der Zukunft Rechnung getragen ist.

Der genannte Mittelpfeiler ist um 1 m dicker als er im Querprofil 15847, das für die Stauberechnung diente, angenommen war. Dies soll dadurch ausgeglichen werden, dass am schweizerischen Ufer die Aussprengung um 1 m breiter gemacht wird.

Verlegung des Schreienbach-Bahndurchlasses.

Nachdem das Wehr weiter flussabwärts verschoben wurde, kommt der ziemlich tief liegende Auslauf des Schreienbaches am badischen Ufer und der bei Bahnkilometer 310 + 200 befindliche gewölbte Durchlass desselben unter der badischen Staatsbahn in den Staubereich. Die normale Stauung würde bis 2,56 m über den Gewölbescheitel am Auslauf reichen und die des Hochwassers noch 1 m höher. Damit bleibt sie noch 5 1/2 m unter der Krone der Stirnmauer und 9 m unter der Bahnkrone. Das aussergewöhnliche Hochwasser von 1876 reichte bis auf 1/2 m über den Gewölbescheitel.

Da der Schreienbach nicht von grosser Bedeutung ist und sein Bett, das ganz im Fels liegt, weiter aufwärts ein starkes Gefälle hat, so lässt sich, wie uns scheint, der Durchlass ohne Nachteil und grosse Schwierigkeit so hoch legen, dass seine Auslaufsohle über das gestaute Hochwasser zu liegen kommt. Dabei müsste das Bauwerk, um mit den Fundamenten nahe der Sohle in den gewachsenen Fels zu kommen, etwa bei Bahnkilometer 310 + 219 angelegt werden. Der Schreienbach müsste durch eine entsprechende Korrektur, die ihm eine günstigere Richtung giebt dem neuen Durchlass zugeleitet werden. Die alte Bachrinne und der alte Durchlass wären mit Steinmaterial auszufüllen.

Vor der ganzen Bucht beim gegenwärtigen Bachauslauf soll eine über das gestaute Hochwasser reichende Ufermauer angelegt werden (nach der Type von Tafel VII) die zugleich zur Vorüberführung des Leinpfades dient. Ueber letzteren hinweg würde der Auslauf des Baches, der in der Regel nur so wenig Wasser hält, dass dieses fast in den Fugen der Sohlenplästerung verschwindet, als flache Rinne geführt.

Die Annahme dieser im Situationsplan dargestellten oder die Aufstellung abweichender Forderungen muss natürlich dem Befinden der Eisenbahnbehörde anheimgestellt bleiben.

Bedeutung der Anlage in Bezug auf Schifffahrt, Flösserei, Fischfang und landschaftliche Schönheit.

Es ist bekannt, dass der Rhein bei Laufenburg nicht schiffbar ist und die Stromschnelle sogar eine gewisse Gefahr für den Kahnverkehr oberhalb Laufenburg bildet. Diese Verhältnisse würden durch die Wasserkraftanlage vorteilhaft geändert.

Die Flösserei würde aus der Anlage ganz wesentliche Vorteile haben. Indem die Fährlichkeiten und Nachteile der Stromschnelle für sie verschwinden und an ihre Stelle ein einfaches, für das Holz schadloses Durchschleusen tritt. Es ist aber bekannt, dass diese Transportart des Holzes auf dem Oberrhein fast ganz eingegangen ist und die Uferstaaten sich mit der Frage beschäftigen, sie überhaupt zu verbieten.

Die Wirkungen, welche die projektierte Anlage für die Fischerei haben wird, lassen sich einteilen in direkte und indirekte. Zu den ersteren gehört die Beeinträchtigung des Fischfanges im Bereich der baulichen Veränderungen des Flussbettes. Vor allem fällt die Strecke beim Rheinfeld in Betracht, deren Ausbeutung namhafte Beträge abwirft und Eigentum der Gemeinden Gross- und Kleinlaufenburg ist. Die bestehenden Fischereieinrichtungen und Fangstellen fallen hier durch die Flussbetterweiterung hinweg und werden auch dadurch bedeutungslos, dass die Stromschnelle, welche die Fische zum Aufstieg längs der Ufer zwang, verschwindet. Damit ist aber noch nicht gesagt, dass es ausgeschlossen sei, mit einer, den neuen Verhältnissen angepassten, Fangmethode die gleichen Erfolge zu erzielen wie bisher.

Im Bereich der Wehranlage spielte die Fischerei nur eine ganz unbedeutende Rolle und ihre Unterdrückung an dieser Stelle ist deshalb nicht von grosser Tragweite. Sie erscheint aber notwendig um die Fische zu schützen, welche die Einrichtungen zum Aufsteigen über das Wehr benutzen.

Als indirekter Nachteil für die Fischerei müsste die Erschwerung des Auf- und Abstiegs der Fische durch das Stauwehr angesehen werden, wenn die Einschränkung der Fischerei bei Laufenburg selbst dafür nicht einen Ausgleich schafft.

Es sollte aber möglich sein, die besonders wichtigen Einrichtungen zum Aufsteigen der Fische ebenso wirksam herzustellen wie anderwärts, und in diesem Falle dürften sowohl für den Fischfang oberhalb Laufenburg wie für die Fischerei im allgemeinen, nur Vorteile entstehen, denn die bisherige Gelegenheit zum Fischen bei der Stromschnelle glich eigentlich derjenigen in einem Fischwege, wo sich an einzelnen Punkten grössere Mengen ermüdeten Fische ansammeln müssen und leicht zu erbeuten sind.

Die Absicht den Rheinfluss bei Laufenburg auszustauen und seine rauhen Felsufer teilweise in regelmässige Böschungen zu verwandeln, ist vielfach als eine barbarische Entwertung hervorragender Naturschönheiten taxiert worden. Hierauf ist zu entgegnen, dass doch in unserem Falle nicht ästhetische Werte in Frage stehen, die etwa mit dem Rheinfluss bei Schaffhausen auf annähernd gleiche Stufe zu stellen sind und die gegenüber dem öffentlichen Nutzen einer grossen Wasserkraftanlage in's Gewicht fallen könnten. Wenn wir dazu noch erwägen, dass durch die Stauung bei Laufenburg ein mehrere Kilometer langes seeartiges Wasserbecken geschaffen wird mit ausgedehnten regelmässigen Staudämmen und dass die baufällige Brücke durch ein der umgewandelten Landschaft angepasstes, ebenso schönes als solides Bauwerk ersetzt werden soll, so müssen wir zu der Ueberzeugung kommen, dass das Landschaftsbild der Zukunft doch auch wertvolle Vorzüge oder sogar bedeutende Reize haben wird.

Noch nie hat man gezögert eine schöne Gegend zu durchwühlen, wenn es galt, ihre Schätze an Erzen oder Steinkohlen zu heben. Hier handelt es sich aber darum, der Natur ihre brachliegenden Reichtümer und Kräfte in einer anderen, reinlicheren Form abzugewinnen und sie in einem Umfang nutzbar zu machen, der den Qualm von hundert Millionen Kilogramm in einem Jahre verbrannter Steinkohlen zu ersetzen vermag.

Auch hierin lässt sich eine ästhetisch vorteilhafte Seite unseres Projektes erkennen.

Bauprogramm.



Die Bauten werden in einer Reihenfolge auszuführen sein, bei der eine schädliche Stauung der Hochwasser ausgeschlossen ist. Es wäre demnach mit den Erweiterungen des Flussbettes, namentlich beim Rheinfall und mit dem Umbau der Rheinbrücke zu beginnen. In dem Maasse, in welchem diese Arbeiten fortschreiten, sollen auch Bauten begonnen werden, durch welche eine Verengung des Abflussquerschnittes, bezw. ein Aufstau herbeigeführt wird.

Demnach dürfte die Wehr- und Turbinanlage, soweit dafür Fangdämme hergestellt werden müssen, erst in Angriff genommen werden, wenn weiter oben schon namhafte Erweiterungen des Flusses ausgeführt sind.

Dieser Umstand wird die Bauzeit um einige Monate verlängern.

Für die vollständige Abteufung des erweiterten Profils auf Niederwasserhöhe muss ein sehr tiefer Wasserstand abgewartet werden.

Gleichzeitig mit den Aussprengungen im Flussbett und dem Umbau der Brücke sind die Ufermauern auszuführen.

Das Motorengebäude kann wahrscheinlich hinter einem Fangdamm ausgeführt werden. Die Flusspfeiler des Wehres sind pneumatisch zu fundieren, ebenso die dazwischen liegenden Sohlenschwellen.

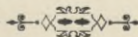
In letzter Linie erfolgt der Einbau der Schützen. Wenn diese erprobt und herabgelassen sein werden, kann die Inbetriebnahme der Turbinen erfolgen.

Die ganze Bauzeit wird auf $3\frac{1}{2}$ Jahre veranschlagt.

Die Turbinen sollen nur successive nach Massgabe des Kraftabsatzes eingebaut werden, wobei die Anlage dem letzteren um die nötige Reserve vorzuzueilen hat.

Verzeichnis der Abbildungen

	Seite.
Der Rheinfall bei Laufenburg	5
Die „Enge“ unterhalb Laufenburg	13
Tafel I. — Uebersichtsplan	16—17
„ II. — Längenprofil des Rheins vom Pegel Waldshut bis zur Stauanlage	17
„ III. — Querprofile durch das Rheinbett	19
„ IV. — Graphische Darstellung der Abflussmengen des Rheins in Basel und der Zuflussmengen zwischen Laufenburg und Basel	24
„ V. — Graphische Darstellung der Abflussmengen des Rheins in Laufenburg	25
„ VI. — Graphische Darstellung der Pegelstände in Laufenburg	31
„ VII. — Normalprofil der Ufermauern	49
„ VIII. — Beziehung zwischen den Wasserständen am Laufenburger Pegel und bei der Wehr-Baustelle im Schöffigen	59
„ IX. — Beziehung zwischen den Wasserständen am Laufenburger Pegel und beim Soolbad Laufenburg	60
„ X. — Situationsplan für das Wehr und das Motorengelände	62—63
„ XI. — Stauwehranlage	63
„ XII. — Stauwehr (Stabilitätsberechnung)	65
„ XIII. — Stauwehrthor	67
„ XIV. — Hydraul. Hebevorrichtung	73
„ XV. — Schiffschleuse, Fischweg	79
„ XVI. — Schiffschleuse und Fischweg (Querschnitte)	80—81
„ XVII. — Turbinenanlage	82—83
„ XVIII. — Turbinenanlage (Querschnitte)	83
„ XIX. — Nutzgefälle für die verschiedenen Wassermengen	86
„ XX. — Graphische Darstellung der Kraftgewinnung bei den ver- schieden Wasserständen	87
„ XXI. — Rheinbrücke zwischen Klein- und Gross-Laufenburg	93
Projektierte neue Rheinbrücke in Laufenburg (Bild)	95
Mittelpfeiler der projektierten neuen Rheinbrücke in Laufenburg	97
Verschlossenes Tragkabel für Hängebrücken	99



INHALTS-VERZEICHNIS

	Seite
Vorwort	3
Einleitung	7
Stromverhältnisse	15
Projektbeschreibung	41
Verschiedene Lösungen für die Wasserkraftgewinnung	41
Allgemeine Disposition	42
Stauverhältnisse	44
Flussbauliche Arbeiten	61
Das Stauwehr	61
Die Stauwehrrhore	62
Die hydraulische Hebevorrichtung. — Cylinderberechnung	70
Zeitberechnung zum Aufziehen der Thore	72
Die Konstruktion der Thorführungen	72
Bedienung der Thore	75
Die Fischwege	81
Die Motorenanlage	82
Turbinen	82
Druckölanlage	89
Die Entwässerungsanlage	89
Schutzvorrichtungen und Schwemmselabfuhr	90
Transport- und Hebemittel	91
Der Unterwasserablauf	92
Die neue Rheinbrücke	92
Verlegung des Schreienbach Bahndurchlasses	101
Bedeutung der Anlage in Bezug auf Schiffahrt, Flösserei, Fischfang und landschaftliche Schönheit	101
Bauprogramm	104
Kraftverwertung	105
Uebersicht der Daten für die Wasserkraftanlage Laufenburg	106

Uebersicht der Daten für die Wasserkraftanlage Laufenburg.

a. Hydraulische Daten.

	Niederwasser		Mittelwasser		Hochwasser	
	Natürlich	Künstlich	Natürlich	Künstlich	Natürlich	Künstlich
Pegelstand in Laufenburg	290.57 (291.72)	299.90 (301.15)	295.14 (296.39)	300.25 (301.50)	307.05 (308.30)	305.85 (307.10)
Entsprechender Pegelstand in Basel.	-0.15 (247.03)	—	1.35 (248.53)	—	6.54 (253.72)	—
Wasserhöhe beim Soolbad Laufenburg (100 m oberhalb der Brücke)	—	301.15	—	301.70	309.50	307.80
Stauweite in Meter	—	9900	—	9000	—	20 000
Stauweite bei der Turbinen Anlage	290.0	301.0	292.3	301.0	298.8	302.0
Nutzgefälle in Meter	—	11.0	—	8.7	—	3.2
Vorhandene Wassermenge in m ³ /sec.	268.0	—	850.0	—	5250	—
Benützte Wassermenge in m ³ /sec.	—	260.0	—	340	—	—
Ausnutzung der disponiblen Wassermenge in %	—	97.0	—	40	—	—
Normale Leistung der Anlage brutto P. S.	—	39 300	—	39 300	—	—
Normale Leistung der Anlage netto P. S.	—	30 000	—	30 000	—	—

b. Konstruktions-Daten.

Stauwehr Anlage

- 2 Pfeiler: Kronencote 316.0
- 2 Pfeiler: Kronencote 311.2
- Versteifungsbrücke:
- Gesamtbreite 6 m — Fahrbahncote 306.2 m
- 3 Ueberfallschützen:
- Breite 20 m — Höhe 2.3 m
- 1 grosses Schützenthor:
- Sohlencote 284.0 m — Höhe 15.0 m
- Breite 20.0 m
- 2 kleine Schützenthore:
- Sohlencote 288.5 m — Höhe 10.5 m
- Breite 20.0 m

Betrieb der Anlage

Hydraulischer Druck: 100 Atmosphären
Hubzeit aller Schützen 73 Min.

Kammerschleuse

- Breite 9 m — Lichte Länge 32.8 m
- Untere Sohle, Cote 289.0 m
- Obere Schwelle, Cote 294.0 m
- Oberes Hebethor:
- Breite 9 m — Höhe 7 m
- Unten zweiflügeliges Stemmthor.

Turbinen Anlage

- Länge des Turbinen-Gebäudes. 162 m
- Breite des Turbinen-Gebäudes. 16.40 m
- Anz. der Generator-Turbinen 14
- Leistung einer Generator-Turbine 2500 P. S.
- Tourenzahl 70 i. d. Min.
- Lichte Weite einer Turbinen-
kammer 7 m
- Stärke der Scheidewand 2 m
- Anzahl der Erreger-Turbinen 2
- Leistung einer Erreger-Turbine 800 P. S.
- Tourenzahl 120 i. d. M.
- Breite einer Turbinenkammer 4.50 m
- Anzahl der Pumpen-Turbinen 4
- Leistung einer Pumpen-Turbine 120 P. S.

Grundablässe

- Anzahl der grossen Grundablässe 28
- Grössenverhältnisse 2.5 m × 1.6 m
- Anzahl der kleinen Grundablässe 4
- Grössenverhältnisse 2.5 m × 0.8 m

Fischwege

- Anzahl 2
- Breite 2.5 m 3.0 m
- Wassermenge per Fischweg 4 m³/sec.
- Gefälle im rechtsufrigen Fischweg 7.6 ‰
- Gefälle im linksufrigen Fischweg 13.6 ‰



Kraftverwertung.



Die zu gewinnende elektrische Energie soll in der Form von hochgespanntem Drehstrom, der in der Nähe der Verbrauchsstellen auf die entsprechende niedrige Spannung und je nach Bedarf in Gleichstrom transformiert wird, fortgeleitet werden.

Die hierzu nötigen elektrischen Einrichtungen und Anlagen gehören nicht in den Rahmen dieser Vorlage, bei der es sich lediglich um die Wasserkraftgewinnung handelt.

Die Aussicht auf eine baldige Verwertung der ebenso zuverlässigen als umfangreichen Kraftquelle stützt sich weniger auf den jetzt schon vorhandenen Bedarf einer industriereichen Umgebung als auf die Annahme, dass bei einem niedrigen Preise der Kraftabgabe neue Industrien als Abnehmer herangezogen werden können.

BIBLIOTEKA GŁÓWNA

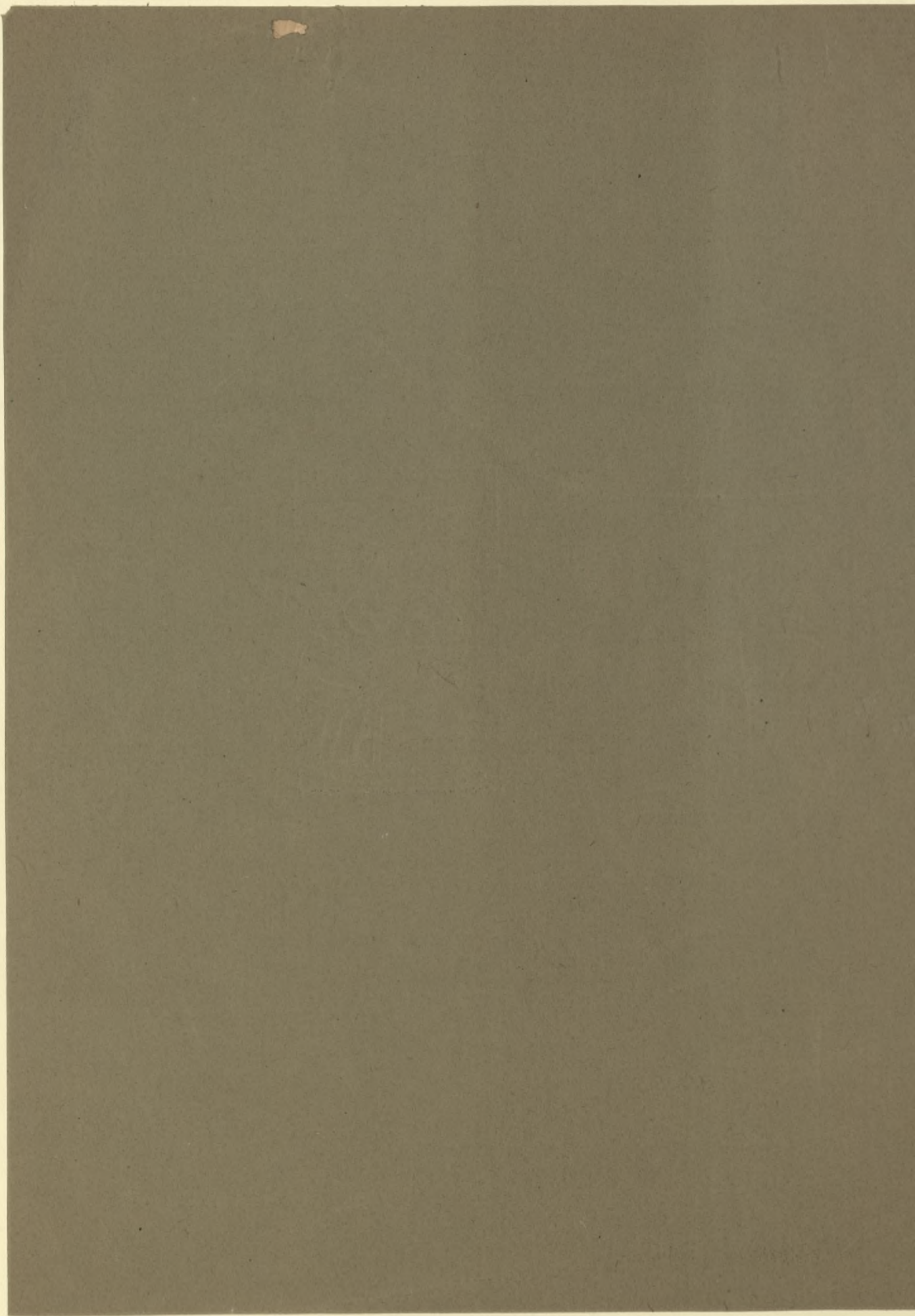


L. inw.

16646

Kdn., Czapskich 4 — 678. 1. XII. 52. 10.000



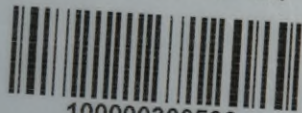


Biblioteka Politechniki Krakowskiej



III-16646

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000300530