

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang

BERLIN, 17. März 1925

Heft 12

Die Regulierung der korrigierten Oberrheinstrecke Sondernheim (Speyer) — Straßburg und die dabei angewandten Bauweisen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Baurat August Schneider, ehem. Leiter der Rheinregulierung in Elsaß-Lothringen und Vorstand des Wasserbaubezirks Straßburg-Rhein, in Herrenalb (Württ.).

Zwei flußbautechnische Unternehmungen am Oberrhein oberhalb Mannheims sind es, die wegen ihrer Kühnheit und Neuartigkeit sowie wegen der zu überwindenden ungeheuren Schwierigkeiten — wurden doch beide Werke jahrzehntelang für unmöglich gehalten! — für alle Zeiten die Beachtung der Hydrotekten verdienen, und die wegen der segensreichen, alle Erwartungen übersteigenden Wirkungen und Folgen für die Wohlfahrt und das wirtschaftliche Aufblühen der anliegenden Uferstaaten immer wieder die Bewunderung und den Dank der Anwohner verdienen, nämlich die im vorigen Jahrhundert nach den Plänen des badischen Oberbaudirektors Tulla ausgeführte Stromkorrektur und die in den Jahren 1907 bis 1919 nach den Plänen des badischen Oberbaudirektors Honsell und des elsäß-lothringischen Wasserbaudirektors Willgerodt durchgeführte Regulierung der Stromstrecke Sondernheim (Speyer)—Straßburg (Els.). Jede der beiden Unternehmungen hat ihre besonderen, voneinander verschiedenen Aufgaben und Zweckbestimmungen zu erfüllen. Während die Korrektur durch eine radikale Verbesserung der Abflußverhältnisse des noch ungebändigten Wildstromes bei mittleren und höheren Wasserständen den Schutz und die Sicherung von Gesundheit, Leben und Eigentum der Anwohner sowie die Steigerung der Bodenertragsfähigkeit der versumpften Talniederung bezweckte, also nichts anderes als ein großes, wohl gelungenes Landesmeliorationswerk darstellt, hatte die vorläufig auf die Strecke Sondernheim (Speyer)—Straßburg beschränkte Regulierung des korrigierten Stromlaufes — ihre Fortsetzung nach Basel steht unmittelbar bevor — die Verbesserung der Schiffbarkeit bei Kleinwasser durch Herstellung eines besonderen Niederwasserbettes zum Ziel. Die Korrektur hat also das Mittel- und Hochwasserbett, die Regulierung dagegen das Niederwasserbett geschaffen. Gegenüber der in gewissen Kreisen vertretenen, auch im Fachschrifttum zu findenden Ansicht, wonach die Korrektur als ein mißglückter Versuch der Schiffbarmachung zu betrachten sei, möge hier ausdrücklich betont werden, daß die Belange der Schifffahrt bei diesem Strombauwerk keine Rolle spielten, da zu jener Zeit die Schifffahrt oberhalb Mannheims nur unbedeutend war und zu einer Verbesserung der Wasserstraße kein Bedürfnis vorlag, zumal da man mit dem allmählichen Erliegen des Wasserverkehrs unter dem Wettbewerb der damals aufkommenden Eisenbahnen rechnen zu müssen glaubte. Korrektur und Regulierung sind eben beide ganz verschiedenen Bedürfnissen und Forderungen ihrer Zeitepochen entsprungen.

Wenn nun auch im vorliegenden Aufsatz in der Hauptsache nur die Regulierung besprochen werden soll, so dürfte es doch des besseren Verständnisses halber zweckmäßig sein, zunächst einige Angaben über die Korrektur des Stromes vorausszuschicken, da ja zwischen beiden Unternehmen, wenn auch zeitlich getrennt, ein organischer und kausaler Zusammenhang besteht und die Korrektur die Voraussetzung und unerläßliche Vorbedingung der Regulierung bildet.

Noch in der ersten Hälfte des vorigen Jahrhunderts befand sich der Rhein zwischen Basel und Mannheim in dem unwirtlichen, ungebändigten Urzustand, in dem er sich schon seit vielen Jahrtausenden zum Schrecken der Anwohner zeigte. Ein Blick auf eine alte Rheinkarte läßt uns zwei wesentlich und ganz charakteristisch voneinander verschiedene Abschnitte des unkorrigierten Stromes erkennen, nämlich die Strecke zwischen Basel und der Lautermündung (elsäßisch-pfälzische Grenze) und daran anschließend die Strecke von dieser Flußmündung bis Mannheim. Der augenfällige Unterschied der Grundrißformen ist durch die Verschiedenheit der Bodenarten der Bettsohle und hauptsächlich durch das verschiedene Gefälle der beiden Stromsektionen begründet. Im oberen Abschnitte trug der Rhein den Charakter eines mächtigen, durch zahlreiche Inseln und Kiesbänke stark zerfaserten, 1 bis 3 km breiten Wildstromes ohne feste Ufer und ohne ein eigentliches Bett. Diesen Stromzustand deutet schon der bekannte römische Schriftsteller Ammianus Marcellinus (330—400 n. Chr.) im XVI. Buch, Kapitel 11, 8 seiner Kriegsgeschichte (res gestae) bei der Schilderung der Kämpfe Julians gegen die Alamannen mit folgenden Worten an: „Isdem diebus, exercituum adventu perterriti barbari, qui domicilia fixere cis Rhenum, partim difficiles vias et suapte natura clivosas, concaedibus clausere sollerter, arboribus immensi roboris caesis: alii occupatis insulis sparsis

crebro per flumen Rhenum, ferum ululantes et lugubre, conviciis Romanos incesabant et Caesarem etc.“. Die Rheinniederung bildete hier ein verworrenes Geflecht von vielen größeren und kleineren Stromarmen, Gießen, Rinnsalen, Inseln und Kiesgründen, die sich bei jedem Hochwasser umwälzten und eine andere chaotische Lage annahmen. Die Richtung, Größe und Breite der einzelnen Stromrinnen waren einer beständigen, fortschreitenden Änderung unterworfen. Da der Taluntergrund bis in große Tiefen aus leicht beweglichem Kies, Gerölle und Sand besteht, so schob der Strom bei jeder Anschwellung mächtige Bodenmassen mit sich, verschüttete damit seine bisherigen Rinnen, spaltete sich in immer neue Arme und griff zerstörend die Uferländereien an, wobei häufig große Landflächen fortgerissen, nahe liegende Ortschaften unter Wasser gesetzt und große Verluste an Eigentum und an Menschenleben verursacht wurden. Durch die fortwährende Erhöhung des Strombettes infolge der Geschiebeverschüttung der einzelnen Arme und Rinnen wurde der Abzug der Binnengewässer und Zuflüsse verzögert und aufgehalten, die Vorflut verschlechtert, und es entstanden ausgedehnte, stagnierende Sumpfflächen, die auf den Gesundheitszustand der Anwohner nachteilig einwirkten und die Ursache der berüchtigten Fieberepidemien der Rheintalniederung bildeten. Eine rationelle und wirtschaftliche Schifffahrt war auf einem derart zersplitterten, hin und her vagabundierenden Wildstrom natürlich ausgeschlossen. Ähnlich heillos und unbaltbar waren die Zustände in dem Stromabschnitt von der Lautermündung bis Mannheim, der, wie oben hervorgehoben, sich in seiner Grundrißgestaltung wesentlich vom oberen Abschnitt unterscheidet. Hier hatte der Strom zwar schon länger ein ziemlich geschlossenes Bett, aber sein Lauf setzte sich aus einer stetigen Folge langer, scharfer Krümmungen und schleifenartiger Biegungen und Gegenbiegungen zusammen, die beinahe in sich zurückliefen und den Wasserabfluß außerordentlich behinderten. Bei jedem Hochwasser wurden auch hier die Ufer in den Konkaven heftig angegriffen und zerstört, die angrenzenden Geländeflächen überschwemmt und versumpft, und ähnliche Mißstände hervorgerufen wie die bereits oben geschilderten. Schifffahrt und Flößerei waren auch in diesem unteren Stromabschnitt in hohem Grade erschwert und umständlich, zeitweise bei niederen Wasserständen sogar unmöglich. Wie zeitraubend, umständlich und unwirtschaftlich die Schifffahrt auf dieser Strecke war, geht daraus hervor, daß ein Schiff zum Durchfahren einer einzigen Stromwindung bergwärts einen ganzen Tag brauchte und, da unteres und oberes Ende der Windung nicht weit voneinander entfernt waren, am Abend fast wieder an derselben Stelle ankam, von der es am Morgen abgefahren war, so daß die Schiffleute wieder in demselben Dorfe übernachten konnten wie am Tage zuvor.

Dieser unwirtliche, wilde Urzustand des Oberrheins zwischen Basel und Mannheim herrschte bereits Jahrtausende hindurch und nahm mit der Zeit immer verderblichere Formen an. Generationen hindurch hielt man es für unmöglich, mit Menschenhand und mit menschlichen Kräften den Kampf gegen die elementare Stromgewalt aufzunehmen und Ordnung in solche üblen, ungesunden Zustände zu bringen. Zwar wurden auf beiden Ufern von den Gemarkungsgemeinden Verteidigungsbauten zum Schutze ihres Eigentums ausgeführt; da diese Werke jedoch planlos, ohne gegenseitigen Zusammenhang und ohne jedes System angelegt waren, so war ihr Erfolg nur ein unsicherer und unbedeutender, häufig sogar ein recht nachteiliger, indem die Wasserströmung von dem einen Ufer auf das gegenüberliegende gerichtet wurde. Mit der Zunahme der Bevölkerung der Rheingemeinden und mit der dadurch bedingten Ausdehnung der Bodenkultur machten sich die geschilderten Mißstände immer fühlbarer, und zu Beginn des vorigen Jahrhunderts waren sie in der Tat so unerträglich geworden, daß die Regierungen der beteiligten Uferstaaten die unabwendbare Notwendigkeit und Pflicht erkannten, hier Wandel zu schaffen und durch radikale bauliche Maßnahmen eine dauernde Beseitigung des Übels herbeizuführen. Allmählich hatte sich die Erkenntnis Bahn gebrochen, daß es nur durch ein gemeinsames und planmäßiges Vorgehen der gegenüberliegenden Uferstaaten möglich wäre, den Wildstrom in ein festes geregeltes Bett zu leiten und damit dauernd gesunde und ordentliche Zustände zu erzielen. Die Initiative zur Tat ging von Baden aus, dessen Oberbaudirektor

Gottfried Tulla (1770—1828) schon im Jahre 1817 einen Entwurf für die Begradigung und Korrektur der windungsreichen bayerisch-badischen Rheinstrecke aufgestellt hatte. Auf Grund dieses Planes wurde zwischen Baden und Bayern die Übereinkunft vom 24. April 1817 abgeschlossen und alsbald in Vollzug gesetzt. Zuzolge dieser Übereinkunft wurden in der Zeit von 1817 bis 1825 zwischen den Ortschaften Neuburg und Dettenheim sechs Rheindurchschnitte ausgeführt und dadurch eine Anzahl der obenerwähnten schädlichen Stromkrümmungen ausgeschaltet. Die günstigen Erfolge dieser Arbeiten ermutigten zur weiteren Fortsetzung des Werkes, und es wurden auf Grund weiterer, in den Jahren 1825, 1832 und 1857 abgeschlossener Verträge zwischen Baden und Bayern weitere zwölf Rheindurchschnitte abwärts Dettenheim bis zum Frankentaler Kanal ausgeführt, so daß die Gesamtzahl der auf der badisch-bayerischen Stromstrecke hergestellten Durchschnitte sich auf 18 beläuft. Die Länge des Talweges, die vor Beginn der Korrektur rd. 140 km betrug, ist durch die Durchschnitte und Ausschaltung der vielen bedeutenden Stromkrümmungen um 55 km verkürzt worden, so daß sie jetzt nur noch 85 km mißt. Dem neuen Korrektionsbett wurde eine Breite zwischen den normalen Uferbauten von 240 m gegeben. Der Korrektur des Stromabschnitts längs der französischen Grenze stellten sich größere Bedenken und Hindernisse entgegen. Zwar hatte Tulla bereits in den Jahren 1822 und 1825 in zwei ausführlichen Denkschriften mit Plänen die Möglichkeit der Rheinkorrektur auch auf der wild zerfaserten Stromstrecke zwischen Basel und der Lautermündung unwiderleglich bewiesen, aber trotzdem schreckte man, besonders auf französischer Seite, vor der Inangriffnahme des Unternehmens teils wegen seiner Schwierigkeit, Neuheit und Großartigkeit, hauptsächlich aber wegen der gewaltigen Kosten zurück. Erst nach langwierigen Verhandlungen kam am 5. April 1840 der berühmte Rheingrenz-Vertrag zwischen Frankreich und Baden zustande, in dem sich beide Staaten zur gemeinsamen, planmäßigen Korrektur des Grenzstromes zwischen Basel und Lauterburg verpflichteten. Mit der Ausführung dieser Korrektionsarbeiten, denen ebenfalls die Denkschriften und Entwurfspläne Tullas zugrunde gelegt wurden, konnte jedoch infolge der erforderlichen Vorbereitungen erst im Jahre 1843 begonnen werden. Wie leicht einzusehen, waren die Korrektionsarbeiten im badisch-französischen Stromabschnitt mit weit größeren Schwierigkeiten und Kosten verbunden als in der unteren, bayerisch-badischen Strecke, da es in der oberen Strecke ja darauf ankam, den in zahlreiche Arme gespaltenen uferlosen, hin und her vagabundierenden, reißenden Wildstrom in ein kanalartiges, gestrecktes Bett mit festen, steinernen Ufern einzufassen. Die Ausführung dieser Arbeit hat sich denn auch auf einen Zeitraum von annähernd 40 Jahren erstreckt. Zu berücksichtigen ist dabei, daß natürlich nur bei niedrigen Wasserständen, also nur während eines Teiles des Jahres gearbeitet werden konnte. Die Laufrichtung des neuen Korrektionsbettes zeigt im Grundriß eine Folge von kilometerlangen geraden Strecken, die durch Kreisbogen oder Korbbogen miteinander verbunden sind, eine Linienführung also, wie sie beim Bau von Landstraßen oder Kanälen üblich ist. Es entsprach ja den damaligen Anschauungen der Hydrotechnik, möglichst nur schnurgerade, recht lange Linien bei der Trassierung von Flußkorrekturen zu wählen, so daß alle älteren Korrektionsarbeiten gleichzeitig als Begradigungen (Rektifikationen) anzusprechen sind. Bekanntlich nimmt in der neueren Wasserbaukunst das Gesetz der geraden Linie nicht mehr die herrschende Stellung ein wie in jenen Zeiten. Was die Breite des neuen Korrektionsbettes anbetrifft, so wurde sie so bemessen, daß die gewöhnlichen, durch die Schneeschmelze der Alpen verursachten Sommer-Hochwasser noch zwischen den normalen Uferbauten abfließen, ohne diese zu übersteigen. Demgemäß und entsprechend dem von Süden nach Norden hin abnehmenden Stromgefälle und der durch Nebenflüsse zunehmenden Wassermenge ist die Normalbreite des korrigierten Stromes — von Uferkante zu Uferkante gemessen — von Basel bis Weisweil (Schönaue) = 200 m, von da bis Ottenheim (Gerstheim) = 220 m und von hier bis Lauterburg = 250 m. Dem anschließenden badisch-bayerischen Korrektionsbett war, wie oben bereits erwähnt, eine Breite von 240 m gegeben worden, so daß bei der Lautermündung eine merkwürdige, den Regeln der Hydrotechnik und Hydraulik eigentlich widersprechende Unstetigkeit in der normalen Breitenentwicklung des begradigten Stromes festzustellen ist. Hand in Hand mit der Einleitung des Stromes in sein neues, begradigtes Bett ging die der neuen Laufrichtung entsprechende Verlegung und Neuanlage der Hauptweidämme, die in schwankenden Abständen von mehreren Hundert Metern landseitig der Korrektionsufer hinziehend die außergewöhnlichen, die Uferbauten und Vorländer überflutenden Hochwasser von den angrenzenden Ortschaften und Kulturländereien abhalten. Erst anfangs der achtziger Jahre des vorigen Jahrhunderts waren die Korrektionsarbeiten, die natürlich nach 1871 von der deutschen Regierung Elsaß-Lothringens im Einvernehmen mit Baden planmäßig fortgesetzt wurden, so weit vollendet, daß sich ihr Nutzen und ihre Wirkung endgültig übersehen und beurteilen ließen. Der beabsichtigte Zweck und die angestrebten Ziele des großen Werkes, nämlich die Herstellung fester Ufer, die Festlegung

der Eigentums- und Hoheitsgrenzen, der Landschutz, ferner die Entsumpfung, Assanierung und Meliorierung der ganzen, früher so unwirtschaftlichen und ungesunden Talniederung waren vollkommen erreicht. Nicht in Erfüllung gegangen waren aber Wünsche und Hoffnungen, die man ursprünglich gar nicht an die Korrektionsarbeiten geknüpft hatte, die aber in den siebziger Jahren nach der Angliederung Elsaß-Lothringens an das Deutsche Reich aufzuleben begannen und mit der wirtschaftlichen Entwicklung des Landes immer stärker wurden, nämlich, es möchte sich in dem korrigierten Strome auch eine gute, auch bei niedrigen Rheinständen stets brauchbare Wasserstraße ausbilden, die den Bedürfnissen der Großschiffahrt in jeder Hinsicht genügen könnte. Bald mußte man erkennen, daß die Schiffahrtverhältnisse, abgesehen von der kurzen Stromstrecke Mannheim—Sondernheim (Speyer), in der infolge des geringen Gefälles und der günstigen Grundrißanordnung ein vorzügliches Fahrwasser entstanden war, nur unwesentlich besser geworden waren. Zwar konnte die Großschiffahrt nach Straßburg auf dem korrigierten Strome bei mittleren und höheren Wasserständen während sieben bis acht Monaten im Jahre mit einigem Nutzen, wenn auch unter mancherlei Hindernissen, betrieben werden, bei niedrigen Wasserständen aber, durchschnittlich an 140 Tagen im Jahre, und zwar in der Regel während der Wintermonate, mußte sie als unwirtschaftlich infolge ungenügender Fahrwassertiefe eingestellt werden.

Woran lag es nun, daß die Korrektur des Stromes der Schiffahrt nicht mehr bieten konnte, als angegeben, und welche Zustände hatten sich in dem korrigierten Strombett herausgebildet? Durch die starke Streckung und Kürzung des früher vielfach gewundenen und zerfaserten Wildstromes — die Laufverkürzung betrug auf der elsässisch-badischen Strecke 16% und auf der bayerisch-badischen Strecke sogar 40% der ursprünglichen Länge — war das relative Stromgefälle erheblich vermehrt worden. Diese Gefällverstärkung hatte in Verbindung mit der konzentrierten Zusammenfassung der ebenedem in zahlreichen unregelmäßigen Armen und Rinnen abfließenden Wassermassen in ein einheitliches, geschlossenes Bett, woraus sich eine Vergrößerung des Profilhalmessers $R = \frac{F}{p}$ (d. i. Verhältnis aus Wasserquerschnittsfläche zum benetzten Umfang) ergeben mußte, eine wesentliche Erhöhung der mittleren Stromgeschwindigkeit zur Folge. Dadurch wurde die Schubkraft des Wassers, die sich bekanntlich annähernd mit dem Quadrate der mittleren Wassergeschwindigkeit ändert, so erheblich verstärkt, daß die bis in große Tiefen — stellenweise bis zu 100 m und darüber! — aus losem, diluvialen Gerölle, Kies und Sand bestehende Bettsoble schon bei mittleren, noch viel mehr natürlich bei höheren Wasserständen angegriffen und in Bewegung gesetzt wurde. Während im unkorrigierten Wildstrom die lebendige Kraft der Wassermassen ihre mechanische Zerstörungs- und Verwüstungsarbeit mehr in der Breitenentwicklung verrichtete, was durch Uferabbrüche, fortwährende Bildung neuer Gerinne, Änderung des Laufs usw. in die Erscheinung trat, war sie jetzt durch die festen, steinernen Korrektionsufer gezwungen, in die Tiefe zu arbeiten. Gerade der Widerstand der starren und verhältnismäßig steilen (1:1½ bis 1:2), künstlichen Ufer gegen das in der Natur des Stromes liegende seitliche Ausschweichen war die Ursache dafür, daß sich an den Ufern tiefe, lange Kolke bildeten, deren Aushubmassen sich zu den nachfolgenden hohen Kiesbänken und den diese verbindenden Schwellen aufhäuften und aufhäufteten. So entstand das für den korrigierten Oberrhein so charakteristische Sohlenrelief, das uns eine stetige Folge von tiefen Haltungen (Kolken, Woogen), Schwellen und Kiesbänken sowie die zwischen letzteren in mehr oder weniger schroffen Windungen sich hindurchschlingelnde, die Schwellen überschneidende tiefste Rinne, den sogenannten „Talweg“ zeigt (Abb. 1). Das ganze Sohlengebilde — Kolke, Kiesbänke und Schwellen — befand sich bei mittleren und noch mehr natürlich bei höheren Wasserständen in fortschreitender Bewegung und rückte im Laufe eines Jahres je nach der Dauer und Intensität der Anschwellungen um rd. 400 bis 500 m parallel zu den Uferbauten talwärts vor. Die Fortschrittsgeschwindigkeit hängt naturgemäß von den jeweiligen Wasserständen ab; sie ist am größten bei Hochwasser, wo ich ein Vorwärtswandern um 25 bis 30 m innerhalb 24 Stunden feststellen konnte, nimmt mit fallendem Wasser entsprechend ab und ist am kleinsten bzw. = Null bei Niedrigwasser. Die größte Wegstrecke ihrer jährlichen Wanderung legen die Kiesbänke innerhalb des Sommerhalbjahres zurück, währenddessen der Oberrhein infolge der Schnee- und Gletscherschmelze der Hochalpen andauernd eine starke, meist bordvolle Wasserführung hat, unter deren Einwirkung die Stromsoble ständig in Bewegung und Umbildung begriffen ist. Das Wandern der Kiesbänke vollzieht sich in ähnlicher Weise wie das der Dünen am Meeresstrande unter der Einwirkung des Windes. Nachstehende schematische Längenschnittskizze (Abb. 2) veranschaulicht diesen Vorgang, indem sie zeigt, wie am stromaufwärts gelegenen Kopf der Bank das Geschiebe durch die lebendige Kraft der anstoßenden Wassermassen schichtenweise auf der flachen, natürlichen Rampe — ihre Steigung

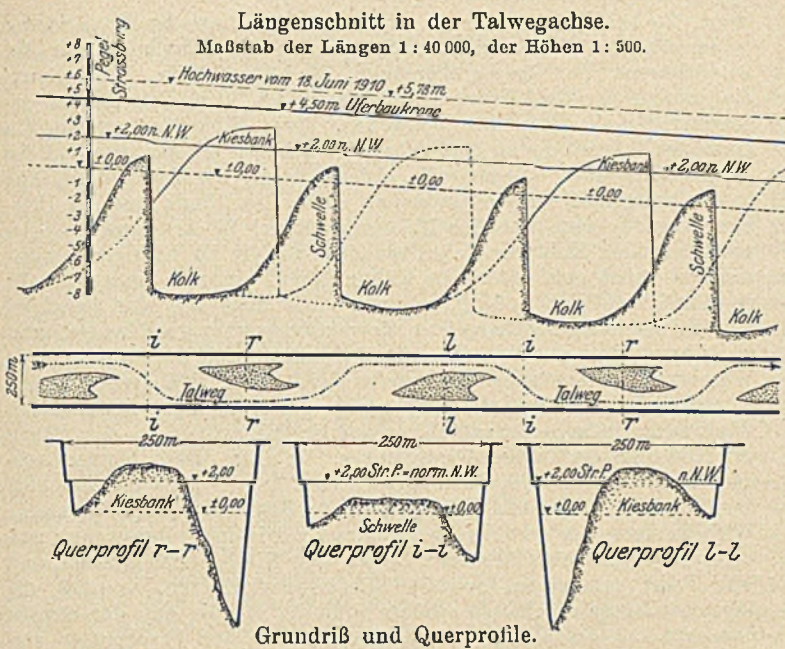


Abb. 1.

beträgt i. M. 5 bis 8% — hinaufgeschoben und auf dem Rücken der Bank so lange weiterbefördert wird, bis es deren unteren Endpunkt erreicht hat, wo es unter dem natürlichen Böschungswinkel des Kiesel unter Wasser — $\text{tg } \rho = 0,466$, d. i. annähernd 1 : 2 — abstürzt.

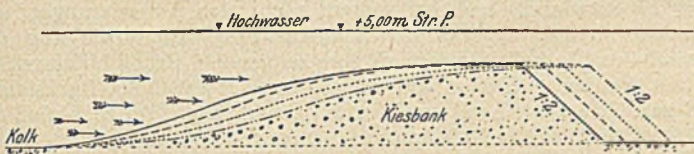


Abb. 2.

Während die Bank sich durch den Geschiebeabtrieb oben ständig verkürzt, wird sie durch die abtransportierten Massen nach unten entsprechend verlängert, woraus sich der Vorgang des „Wanderns“ erklärt. Wenn die den Geschiebetrieb veranlassende Stromanschwellung nur von kurzer Dauer ist und rasch wieder zurückfällt, so kommt es häufig vor, daß die auf den Rücken der Kiesbank aufgeschobene Schicht das Abfallende der Bank nicht erreicht, sondern schon vorher zur Ruhe gelangt, so daß sich auf der trockenen Bank der böschungsmäßige Absatz der Geschiebeschicht feststellen läßt (Abb. 3).



Abb. 3.

Ich hatte häufig genug Gelegenheit, beim Begehen trockener Kiesbänke oder beim Vorbeifahren auf dem Dienstschiffe derartige Böschungsabsätze von Geschiebeschichten auf dem Rücken der Bänke zu beobachten. Die Dicke solcher Kiesschichten habe ich durch eigene Messungen zu 0,30 bis 0,40 m ermittelt. Ganz ähnlich wie das Wandern der Kiesbänke vollzieht sich auch das Vorrücken der Talwegschwellen, die ja auch einen flach ansteigenden, rampenartigen Kopf, einen flachen, fast wagerechten Rücken und einen böschungsmäßigen Endabfall aufweisen. Man hat die infolge des Wanderns der Kiesbänke und Schwellen im Laufe eines Jahres durchschnittlich durch ein und denselben bestimmten Stromquerschnitt hindurchgeförderte Geschiebemenge auf rd. 120000 bis 150000 m³ berechnet. Untersucht man das Geschiebe einer Kiesbank an ihrer Oberfläche in bezug auf seine Korngröße, so findet man, daß an ihrem stromabwärts gelegenen Ende das feinere Material (Sand und feiner Kies), dagegen an ihrem aufwärts liegenden Kopfe das gröbere Geschiebe vorkommt, daß also eine Art Sortierung oder Aufbereitung vorhanden ist, die beim Abflauen der Hochwasseranschwellungen eintritt, wobei die schweren Kiesel infolge der Abnahme der Schleppkraft der Strömung zuerst liegenbleiben, während die kleineren und der Sand noch weiter wandern, bis auch sie endlich bei einem gewissen niedrigen Wasserstand zur Ruhe kommen. Daß übrigens das größte Kaliber des Geschiebes von Basel abwärts allmählich immer kleiner wird, entsprechend dem abnehmenden Stromgefälle und der gegenseitigen Abreibung und Abschleifung der einzelnen

Stücke, dürfte hinlänglich bekannt sein. So kommen bei Basel und Breisach noch kindskopfgroße Kiesel (sogenannte „Wacken“) vor, bei Straßburg hat das Geschiebe nur noch Faustgröße, und bei Lauterburg und Maxau besteht es nur noch aus feinem Bohnenkies, der sich vorzüglich für Eisenbeton eignet. Die charakteristische, krebsscherenartige Grundrißform der Kiesbänke rührt daher, daß bei mittleren Wasserständen, wenn der konvexe Rücken der Bänke schon trocken liegt oder doch nur noch von einer geringen Wasserschicht überflutet wird, an ihren tiefer liegenden seitlichen Rändern immer noch eine Geschiebebewegung stattfindet, die zur Bildung der schwanzartigen Verlängerungen führt. Nie lagen die Kiesbänke, deren Rücken sich bis zur Höhe von + 3,50 m des Straßburger Pegels erhoben, in der Mitte der Strombahn, sondern immer näher gegen die Korrekationswerke hin, und zwar in abwechselnder Folge die eine nach dem linken, die nächste nach dem rechten Ufer zu usw. Nur in wenigen Fällen kam es vor (das Imperfektum wird gewählt, weil es sich um früher vorhanden gewesene, inzwischen durch die Regulierung beseitigte Zustände der Stromstrecke Sondernheim—Straßburg handelt!), daß eine Kiesbank unmittelbar mit ihrem Nachbarufer in trockener Berührung stand, d. h. so, daß sie bei Niedrigwasser trockenen Fußes vom Ufer aus betreten werden konnte; in der Regel befand sich zwischen der Bank und dem benachbarten Ufer eine mehr oder weniger breite sekundäre Rinne (Nebenrinne!), die der Talwegrinne (Hauptrinne!) oft beträchtliche Wassermengen entzog und dadurch zur Verschlechterung ihrer Schiffbarkeit beitrug. Die seltenen Fälle, in denen eine Geschiebebank ganz oder teilweise wenigstens an ihrem Nachbarufer anlag, beschränkten sich auf die konvexen Ufer einiger weniger Stromkrümmungen von günstiger Grundrißanordnung. In allen Stromstrecken, die keine Nebenrinnen aufwiesen, wo die Wassermassen also in der Talwegrinne allein konzentriert waren, konnten stets bessere Fahrwassertiefen festgestellt werden als in den Strecken mit Nebenrinnen, was ohne weiteres einleuchten dürfte. Besonders bemerkenswert ist, daß die Kiesbänke beim Vorwärtswandern stets auf derselben Seite der Talwegrinne blieben und im allgemeinen einen unveränderlichen Abstand von dem benachbarten Korrekationsufer einhielten, wie es jetzt noch auf der noch unregulierten Stromstrecke Straßburg—Basel der Fall ist. Ein Kreuzen des Talweges durch eine Geschiebebank findet nicht statt und kann auch gar nicht stattfinden, da der Stromschlauch sich zwischen den Bänken hindurchzwängen muß. Wenn es auch vorkommen mag, daß einzelne Kiesel den Talweg bei Hochwasser kreuzen, so steht doch unumstößlich fest, daß die in den Kiesbänken vereinigte, kumulierte Hauptmasse der Geschiebe stets auf derselben Seite des Talweges und bei ihrem Nachbarufer verbleibt. Dieses gesetzmäßige Verhalten zeigten die Kiesbänke in gleicher Weise und ohne Unterschied sowohl in den geraden wie auch in den gekrümmten Strecken des korrigierten Stromlaufs, so daß sie also auch — was mit allen Regeln der Hydrotechnik im Widerspruch zu stehen scheint — am konkaven Ufer auftraten, während der Talweg sich dem gegenüberliegenden konvexen Ufer näherte. Da die Talwegachse die Höhegrenze zwischen Baden und dem Elsaß bildete, so behielt also jede Kiesbank beim Vorwärtswandern ihre Staatsangehörigkeit bei, d. h. eine badische, rechts vom Talweg liegende Bank blieb badisch und eine elsässische blieb elsässisch, auch wenn sie im Laufe der Jahre und Jahrzehnte noch soweit talabwärts wanderten. Nur sehr selten kam es einmal vor, daß infolge langandauernder Hochwasser die Nebenrinne in einer konkaven, stark gekrümmten Stromstrecke tiefer wurde als die serpentinierende Talwegrinne, indem auf einer Schwelle der letzteren das Geschiebe zu hoch aufgelaufen war, wodurch dann die benachbarte, frühere Nebenrinne zur neuen Hauptrinne (Talwegrinne) wurde, und in diesem seltenen Falle wechselte dann die benachbarte Kiesbank ihre Lage zum Talweg und damit ihre Staatsangehörigkeit. Diese Verlegung des Talweges in die Nebenrinne einer gekrümmten Stromstrecke beweist immerhin eine gewisse Anziehungskraft des konkaven Ufers, allerdings konnte dieser Vorgang nur in Stromkrümmungen mit Halbmessern von weniger als 4000 m und auch da nur sehr selten beobachtet werden; Krümmungen mit größeren Halbmessern verhielten sich in dieser Hinsicht genau wie die geraden Stromstrecken, d. h. sie übten keine anziehende Wirkung auf den Talweg aus. Daß der Oberrhein sich scheinbar nicht um die Regeln und Lehrsätze der Hydrotechnik kümmert, indem er seine wandernden Kiesbänke ebenso an die konkaven wie an die konvexen und an die geraden Uferstrecken hinschiebt, ist im übrigen nicht zu verwundern, wenn man sich vor Augen hält, daß der korrigierte Strom sich nicht mehr in seinem natürlichen Zustande befindet, sondern daß wir es mit einem stark gestreckten, künstlichen Kanal zu tun haben, der zwischen seinen steilen steinernen Ufern in ein und demselben Bett auf leicht beweglicher Sohle die gewöhnlichen Sommerhochwasser, die Mittel- und die Niedrigwasser abzuführen hat. In Wirklichkeit befanden sich ja die in den Konkaven des Korrekationsbettes liegenden Kiesbänke doch stets an den Konvexen der natürlichen, wandernden Talwegrinne, deren Achse eben nicht mit der festliegenden Strombahnachse zusammenfällt. Wie die Kiesbänke beim Vorwärtswandern an

nähernd stets die gleiche Entfernung vom Nachbarufer einhielten, so bewahrten sie auch untereinander mit kleinen Abweichungen stets die gleichen Abstände, die zwischen 900 und 1000 m schwankten. Auf der 200 km langen Stromstrecke Basel—Sondernheim zählte man in der Regel 208 bis 209 Kiesbänke, wovon die eine Hälfte links, die andere Hälfte rechts des Talweges lag. Während sich nun diese Geschiebebänke bei Sondernheim (Speyer) infolge der Gefällabnahme und der größeren Widerstandsfähigkeit der lettenhaltigen Sohle, die die weitere Kolkbildung verhindert, auflösen und verschwinden, bilden sich von oben her durch die andauernde Erosion des Strombettes immer wieder neue, so daß ihre Zahl auf der genannten Strecke stets die gleiche bleibt.

Mehr als die wandernden Kiesbänke interessieren die Zustände und Vorgänge im Talweg, der ja als Rinne der größten aufeinander folgenden Tiefen von der Schifffahrt benutzt werden mußte. Betrachten wir einen Längenschnitt in der Talwegachse, so sehen wir eine stetige Folge von langen tiefen Kolken und von hochliegenden, die Kolke trennenden Schwellen. Es leuchtet ohne weiteres ein, daß zwischen Kolktiefe und Schwellenhöhe eine gewisse Beziehung bestehen muß, die dadurch zum Ausdruck kommt, daß jeweils auf einen tieferen Kolk eine höhere Schwelle folgt. Die Tiefen der Kolke zwischen Straßburg und Sondernheim betragen im allgemeinen 8 bis 10 m unter dem Nullpunkte des Straßburger Rheinbrückenpegels, während die Schwellen eine durchschnittliche Höhenlage von 1,20 bis 1,40 m — manchmal noch mehr! — über diesem Pegelpunkte aufwiesen, so daß bei einem Niederwasserstande von + 2,00 m Straßburger Pegel oft nur Tiefen von 0,60 m oder noch weniger auf den Schwellen vorhanden waren. Diese hochliegenden Schwellen geboten der Schifffahrt naturgemäß bei niederen Wasserständen ein frühzeitiges Halt, während sie bei mittleren und höheren Ständen eine erhebliche Einschränkung der Ladetiefen der Kähne und dadurch erhöhte Frachtsätze bedingten. In der Regel erhöhten sich die Schwellen bei andauerndem, starkem Hochwasser, also gewöhnlich im Sommer, durch Geschiebeaufhäufung bedeutend, wogegen sie bei längerem Niederwasser, das in den Wintermonaten vorherrscht, infolge der Konzentrierung der Wassermassen in einem engeren Schlauch etwas „auskändelten“, d. h. sich um einige wenige Dezimeter vertieften, wobei sie aber immer noch relative Höhenlagen von 1,00 bis 1,20 m über dem Nullpunkte des Straßburger Rheinbrückenpegels beibehielten, so daß bei Wasserständen von + 2,50 m an diesem Pegel nur noch Fahrwassertiefen von 1,40 m oder weniger auf denselben vorhanden waren. Bei noch niedrigeren Wasserständen mußte die Schifffahrt teils wegen der Unwirtschaftlichkeit des Betriebs, teils wegen der technischen Unmöglichkeit, die hohen Schwellen zu passieren, eingestellt werden. Folgende Tabelle gibt eine Übersicht über die Dauer der Fahrwassertiefen vor der Regulierung der Stromstrecke Sondernheim—Straßburg als Durchschnitt aus den Jahren 1881 bis 1900:

Fahrwassertiefen vor der Regulierung	Zeitdauer im Jahre
zwischen 1,40 m und 2,00 m	120 Tage
„ 2,00 „ „ 2,75 „	83 „
von 2,75 m und darüber . .	22 „
Gesamtdauer der jährlichen Schiffahrtzeit	225 Tage

An eine Beseitigung der Schwellen durch Wegbaggern konnte im Ernste nicht gedacht werden, denn dies wäre eine aussichtslose Sisyphusarbeit gewesen, die unendliche Kosten verschlungen und dabei nicht den geringsten Erfolg gehabt hätte. Wenn auch an jeder einzelnen der vielen Schwellen ständig ein Dampfbagger in Betrieb gestanden hätte, was unerschwingliche und wirtschaftlich nicht zu verantwortende Ausgaben verursacht haben würde, so hätte die Baggerung doch nichts genutzt, da sich die Geschiebeanhäufungen viel schneller — oft über Nacht — wieder bildeten, als sie durchbaggert werden konnten. Die annähernd gleich bleibende Zahl der Schwellen in der 35 km langen Stromstrecke Straßburg—Sondernheim betrug 91, der durchschnittliche Abstand von Schwelle zu Schwelle schwankte zwischen 930 und 950 m. Aber nicht nur die Höhenlage der Schwellen, sondern auch die ungünstige Richtung der Talwegrinne beim Übergang über sie bereitete der Schifffahrt große Nachteile und Gefahren; der Talweg überschnitt hier die Strombahnachse in sehr steilem, oft nur wenig von 90° abweichendem Winkel, so daß die Schiffe, insbesondere die Schleppzüge, die diesen schroffen Biegungen nicht folgen können, vielmehr die Stromachse in flachem, spitzem Winkel kreuzen müssen, beim Passieren der Schwellen an ihren Langseiten von der Strömung gepackt und aus ihrem Kurs geworfen wurden. Bei höheren Wasserständen streckten sich die Talwegübergänge zwar etwas, d. h. ihre Schnittwinkel mit der Stromachse wurden kleiner und spitzer, aber sofort mit dem Abflauen der Anschwellungen vergrößerten sich diese Schnittwinkel wieder so

lange, bis bei Niederwasser die alte, ungünstige Lage der Rinne wieder hergestellt war. Wesentlich erhöht wurden die Schwierigkeiten des Durchfahrens der Talwegübergänge für die Schiffe noch durch die infolge der Gefällkonzentration erheblich verstärkte Strömungsgeschwindigkeit über den Schwellen, deren Überwindung an die Leistungsfähigkeit der zu Berg fahrenden Schleppdampfer beträchtliche Ansprüche stellte. Die schroffe, steile Richtung der Talwegübergänge hatte naturgemäß auch einen steilen Anfall der Rinne auf die Uferbauten und einen schroffen Richtungswechsel in den abwärts sich anschließenden Kolk zur Folge, ein Zustand, der zu häufigen Schiffsunfällen Anlaß gab, indem die Kähne nach Passieren einer Schwelle gewöhnlich auf der Talfahrt, mitunter aber auch auf der Bergfahrt an die steinerne Böschung des Korrekationswerkes geschleudert und stark beschädigt wurden. Wie die Schwellen durch ihre ungenügende Wassertiefe, so erschwerten die tiefen Kolke durch ihre geringe Breite, besonders in scharfen Stromkrümmungen, die Schifffahrt bei niederen Wasserständen außerordentlich, so daß Schiffsbavarien in den Engen der Kolke an der Tagesordnung waren. Zu allen diesen Hindernissen und Erschwernissen des Schifffahrtbetriebes kamen noch die Momente der Unsicherheit und die Gefahren, die der Schifffahrt durch die starke Wirbelbildung der turbulenten Strömung sowie durch Bergwasser und sogenanntes „falsches Wasser“ hinter den Kiesbänken drohten und jede Fahrt mit einem gewissen Risiko verknüpften, so daß die Versicherungsgesellschaften erhöhte Prämien für die auf der Strecke Sondernheim—Straßburg verkehrenden Schiffe und Frachtgüter verlangten. Es ist daher kein Wunder, daß die kilometrischen Schleppgebühren und Frachtsätze auf dieser Rheinstrecke unverhältnismäßig höher waren, als es durch das stärkere Stromgefälle allein bedingt gewesen wäre.

Die so geschilderten ungünstigen Zustände und Vorgänge in der Bettsohle waren also die Ursachen dafür, daß der korrigierte Strom oberhalb Sondernheim als Wasserstraße nur eine beschränkte Leistungsfähigkeit entwickeln und bei weitem nicht den Anforderungen entsprechen konnte, die von den Schifffahrttreibenden sowie von den Handels- und Industriekreisen an eine zeitgemäße Großschifffahrtstraße gestellt wurden. Offenbar war das seinerzeit lediglich aus Rücksichten und zum Zweck der Landesmelioration geschaffene, für den Abfluß der gewöhnlichen, mittleren Sommerhochwasser berechnete, 250 m breite Korrekationsbett viel zu breit für die geschlossene, konzentrierte Abführung der Niederwassermengen des Stromes, so daß sich die für die Großschifffahrt erforderlichen Mindestfahrwassertiefen von 2 m bei Kleinwasser nicht ausbilden konnten. Es war klar, daß nur durch weitere umfangreiche hydrotechnische Maßnahmen innerhalb des Mittelwasserbettes, d. h. durch dessen Ausbau auf Niederwasser eine dauernde weitere Verbesserung des Fahrwassers erzielt werden konnte, aber der Gedanke eines solchen Unternehmens erschien damals noch so ungeheuerlich, daß ihm noch nicht nähergetreten werden konnte. Man hielt es in den maßgebenden altelsässischen Kreisen für aussichtslos und unmöglich, ein solches Unternehmen auszuführen, da man der Ansicht war, daß alle Einbauten in das Korrekationsbett durch die gewaltigen, jährlich auftretenden Hochwasser und die elementare Geschiebeführung des Stromes zerstört und fortgerissen würden. So war es denn kein Wunder, daß die wirtschaftlich interessierten Kreise, besonders die elsäß-lothringischen Handelskammern im Jahre 1884 in zahlreichen Petitionen mit dem Verlangen an die reichsländische Regierung herantraten, die dringend notwendige, allen Bedürfnissen der Großschifffahrt genügende Wasserstraßenverbindung zwischen Straßburg und dem Mittelrhein durch einen linksrheinischen Seitenkanal herzustellen. Diesem Verlangen entsprechend ließ die Regierung einen bis ins einzelne gehenden Entwurf eines Großschifffahrtkanals Straßburg—Ludwigshafen mit einer Variante Straßburg—Speyer aufstellen, den sie im Jahre 1889 dem elsäß-lothringischen Landesausschuß zur Beschlußfassung und Bewilligung der Baukredite vorlegte. Die Kosten des Kanals bis Ludwigshafen waren zu 38 Millionen, diejenigen der Variante mit dem Endpunkte Speyer zu 32 Millionen Mark veranschlagt. Da das Land Elsaß-Lothringen diese hohen Summen allein nicht aufbringen konnte und weder vom Reiche noch vom Nachbarstaate Baden Kostenbeiträge zu erlangen waren, so mußte die Ausführung des Kanalplanes fallengelassen werden. Baden verhielt sich überhaupt ablehnend gegen einen linksrheinischen Seitenkanal, von dem es ja nur erheblichen Schaden durch die Ablenkung des Verkehrs auf das linke Rheinufer zu erwarten hatte. Nachdem so der Kanalplan gescheitert war, wandte sich das Interesse der Beteiligten wieder dem Rhein zu, und man begann sich wieder mit dem Studium der Frage zu beschäftigen, ob es nicht doch trotz aller technischen Schwierigkeiten möglich wäre, die gewünschte Großschifffahrtstraße durch Verbesserungsarbeiten innerhalb des korrigierten Strombettes herzustellen und zu erhalten. Mächtig gefördert wurde die Rheinfrage durch die im Jahre 1890 erschienene, Aufsehen erregende Druckschrift des badischen Oberbaudirektors Honsell: „Die Wasserstraße zwischen Mannheim-Ludwigshafen und Kehl-Straßburg; Kanal oder freier Rhein?“. In

dieser Schrift lieferte Honsell den überzeugenden Nachweis, daß die Regulierung des Oberrheins, d. h. die Herstellung eines Niederwasserbettes und einer Fahrwasserrinne, die zu allen Zeiten des Jahres, also auch bei den niedrigsten Wasserständen den höchsten Verkehrsanforderungen gerecht werden konnten, möglich und sogar mit einem verhältnismäßig geringen Kostenaufwand — 12 bis 15 Millionen Mark — zu bewirken sei. Gleichzeitig stellte er einen Vergleich hinsichtlich der Leistungsfähigkeit und des Nutzens für die Schifffahrt zwischen reguliertem, freiem Strom und Seitenkanal an, einen Vergleich, der unwiderleglich die hohe Überlegenheit der freien Stromschifffahrt über die Kanalschifffahrt vor Augen führte. Auf dem regulierten Strom einfacher und unbeschränkter Betrieb mit den größten Schleppzügen und Fahrzeugen, große Fahrgeschwindigkeiten besonders zu Tal, Abgabefreiheit; auf dem Kanal dagegen langsame Fahrt, lästige, zeitraubende Aufenthalte an den vielen Schleusen, Beschränkung der Fahrzeuge durch die Schleusengröße, Betriebsunterbrechungen infolge Zufrierens des Kanals im Winter und infolge der häufigen Kanalsperren zur Vornahme von Ausbesserungs- und Instandsetzungsarbeiten im Sommer, Kanalgebühren usw. Mit Recht wies Honsell darauf hin, daß unter solchen Verhältnissen die Schifffahrttreibenden in den 7 bis 8 Monaten des Jahres, während deren der Oberrhein jetzt schon befahrbar sei, den freien Strom aufsuchen und nur zu Zeiten niedriger Rheinstände, also im Winter, den Kanal benutzen würden, falls letzterer dann nicht zugefroren wäre. So führte Honsell mit seinen überzeugenden Darlegungen vor Augen, welches Unding und welcher Widersinn es sei, mit ungeheuren Kosten einen nur beschränkt leistungsfähigen Seitenkanal zu bauen, wo man die Möglichkeit habe, mit ungefähr einem Drittel jener Kosten eine unbegrenzt leistungsfähige, ideale Schifffahrtstraße auf freiem Strom durch Regulierung des letzteren zu erhalten. Die Schrift Honsells verfehlte ihren Eindruck in Elsaß-Lothringen nicht. Sie gab den Anlaß zu den lebhaftesten Erörterungen über diese brennende Streitfrage in der Öffentlichkeit. In diesem langwierigen Kampfe der Meinungen trat es immer klarer zutage, daß das heißumstrittene Problem aus finanziellen und politischen Gründen nur durch eine Verbesserung der Fahrwasser- und Schifffahrtverhältnisse auf dem Rhein, also durch die Regulierung des korrigierten Stromes gelöst werden könnte. In diesem Sinne unternahm die elsass-lothringische Regierung im März 1893 den ersten, entscheidenden Schritt bei der badischen Regierung, um die Angelegenheit endlich in Fluß zu bringen. Gemäß Beschluß der Konferenz der drei Uferstaaten zu Baden-Baden am 7. und 8. Oktober 1895 wurde Honsell mit der Aufstellung des Rheinregulierungsentwurfs für die Strecke Sondernheim (Speyer)—Straßburg betraut. Eine Regulierung der Stromstrecke Mannheim—Sondernheim war nicht notwendig, da sich auf dieser Strecke nach ihrer Korrektur ein gutes Fahrwasser ausgebildet hatte, das den Bedürfnissen und Ansprüchen der Großschifffahrt gerecht wird. Das angestrebte Ziel des Regulierungsunternehmens war die Schaffung einer festliegenden, unveränderlichen, genügend breiten Fahrwasserrinne, die bei normalem Niederwasser, d. i. bei einem Wasserstande von + 3,00 m am Maxauer und + 2,00 m am Straßburger Pegel überall eine geringste Fahrwassertiefe von 2,00 m aufzuweisen hatte, also dieselbe Fahrwassertiefe, die beim entsprechenden Niederwasserstande in der Gebirgsstrecke St. Goar—Bingen vorhanden war und ist. Der im Winter 1896/97 ausgearbeitete Entwurf Honsells, zu dessen Aufstellung zunächst umfangreiche, zeitraubende Vorarbeiten, wie Vermessung der ganzen, 85 km langen Stromstrecke, Aufnahme von Querprofilen in Abständen von je 100 m normal zur Strombahnachse, Anfertigung der Lagepläne usw., ausgeführt werden mußten, konnte am 10. Februar 1897 von der badischen Regierung den Regierungen Elsaß-Lothringens und Bayerns zur Prüfung und Stellungnahme übermittelt werden. Der Entwurf sieht auf der genannten Stromstrecke zwischen km 209 und km 124 (badische Uferteilung) ein innerhalb des Korrektionsbettes in Schlangenlinien von einem Ufer zum anderen verlaufendes Niederwasserbett vor, dessen Breite am unteren Ende (Sondernheim) 180 m und am oberen Ende (Straßburg—Kehl) 160 m — gemessen im normalen Niederwasserspiegel — beträgt. In der ideellen Regulierungssohle, d. h. 2,00 m unter dem normalen Niederwasserspiegel gemessen, sind die entsprechenden Breitenmaße um jeweils 30 m geringer, also 150 m bzw. 130 m. Die konstruktive Bildung des Niederwasserbettes wird durch je ein links- und rechtsufriges, geripptes System von Querbauten verschiedener Länge bewirkt, die von den Korrektionswerken aus senkrecht oder schwach inklinant in den Strom hineinspringen und das Niederwasserbett zwischen ihren Köpfen gewissermaßen aus dem Korrektionsbett aussparen (Abb. 4).

Zur Vermeidung schädlicher Einwirkungen des Hochwassers auf die Sohlenverhältnisse und mit Rücksicht auf die Fahrtrichtung der Schiffe und Schleppzüge ist dem Lauf des Niederwasserbettes eine möglichst gestreckte Richtung gegeben worden. Im übrigen schmiegt es sich, den Regeln der Hydrotechnik folgend, in den Stromkrümmungen tunlichst dem konkaven Ufer an und berührt die Mündungen der Häfen und die Anlandestellen sowie, wenn irgend möglich, die Einmündungen der Nebenflüsse. Nicht bei allen Seitengewässern konnte das Niederwasserbett den Mündungen nahe gebracht werden, da es am gegenüberliegenden konkaven Ufer entlanggeführt werden mußte; so kamen die Mündungen der Ill, der Moder und des Sauerbaches bei der Linienführung des Entwurfs nicht unmittelbar an die Konkaven des Niederwasserbettes zu liegen, was zwar mißlich, aber insofern unbedenklich war, als die Mündungstrecken dieser Gewässer für die Schifffahrt nicht in Betracht kommen. Wesentlich mitbestimmend für die Lage und Richtung des Niederwasserbettes waren auch die über den Strom führenden festen und beweglichen Brücken, die naturgemäß nur rechtwinklig und an einem der beiden Korrektionsufer gekreuzt werden durften. Die Streckung des geplanten Niederwasserbettes war übrigens so weitgehend, daß es nur 46 Übergänge, d. h. Überschneidungen, der Strombahnachse aufzuweisen hatte, gegenüber den 91 Schwellen des natürlichen, wandernden Talweges. Im Mittel betrug daher der Abstand zweier aufeinander folgender Übergänge im Entwurf rd. 1,850 km gegenüber 0,940 km beim natürlichen Talweg. In den großen Stromkrümmungen, wo das Niederwasserbett auf längere Erstreckung dem konkaven Ufer anliegt, ergibt sich naturgemäß ein erheblich größerer Abstand der Übergänge, stellenweise bis zu 3 km und mehr, während er in den geraden Strecken bis auf 1,00 km herabgeht. Innerhalb des serpentinierenden Niederwasserbettes des Entwurfs schlängelt sich in sanften Windungen und Gegenwindungen die unterhalb der Murgmündung 92 m, oberhalb von ihr 88 m breite Fahrrinne, die ja das eigentliche Ziel der Regulierung bildet, während das Niederwasserbett das Mittel zur Erreichung dieses Zieles darstellt. Die angestrebte Tiefe von 2,00 m bei normalem Niederwasserstande (+ 2,00 m am Straßburger Pegel!) braucht für die Zwecke der Schifffahrt nur in dieser Fahrwasserrinne vorhanden zu sein, außerhalb ist sie nicht nötig und aus hydrologischen Gründen auch nicht möglich. Die Fahrwasserrinne bewegt sich nun innerhalb des Niederwasserbettes dergestalt, daß sie sich in dessen Krümmungsscheiteln jeweils an seine konkave Begrenzungslinie anlegt, von da aus mit stetig abnehmendem Krümmungsmaß durch die Mitte des Inflexionsprofils des Niederwasserbettes verläuft, woselbst ihre Krümmung = null ist, und sich von hier aus wieder mit stetig wachsender Gegenkrümmung nach dem folgenden Krümmungsscheitel hin wendet. Die Achslinien (Mittellinien) der Fahrwasserrinne und des Niederwasserbettes haben also dieselben Krümmungsmittelpunkte in den Scheitelpunkten, wo die Krümmungshalbmesser am kleinsten sind, und dieselben Wendepunkte im Schnitt mit der Strombahnachse, woselbst ihre Krümmungshalbmesser = ∞ werden. Die einzelnen, zwischen den Wende- und Scheitelpunkten liegenden Zweige sowohl der Fahrwasserachse als der Mittellinie des Niederwasserbettes bilden Teile von Lemniskaten, welche Kurven die Bedingung des stetig und allmählich, ohne Sprung von 0 bis zu einem bestimmten endlichen Höchstwert schwankenden Krümmungsmaßes am besten erfüllen und nach den Untersuchungen Fargues die günstigste Linienführung für die Regulierung von Flüssen mit beweglicher Sohle darstellen. Letzteres leuchtet ohne weiteres ein, wenn man sich erinnert, daß die Fliehkraft der in Krümmungen mit der mittleren Geschwindigkeit v bewegten Wasserteilchen proportional dem Ausdrucke $\frac{v^2}{\rho}$ ist, also bei gleich-

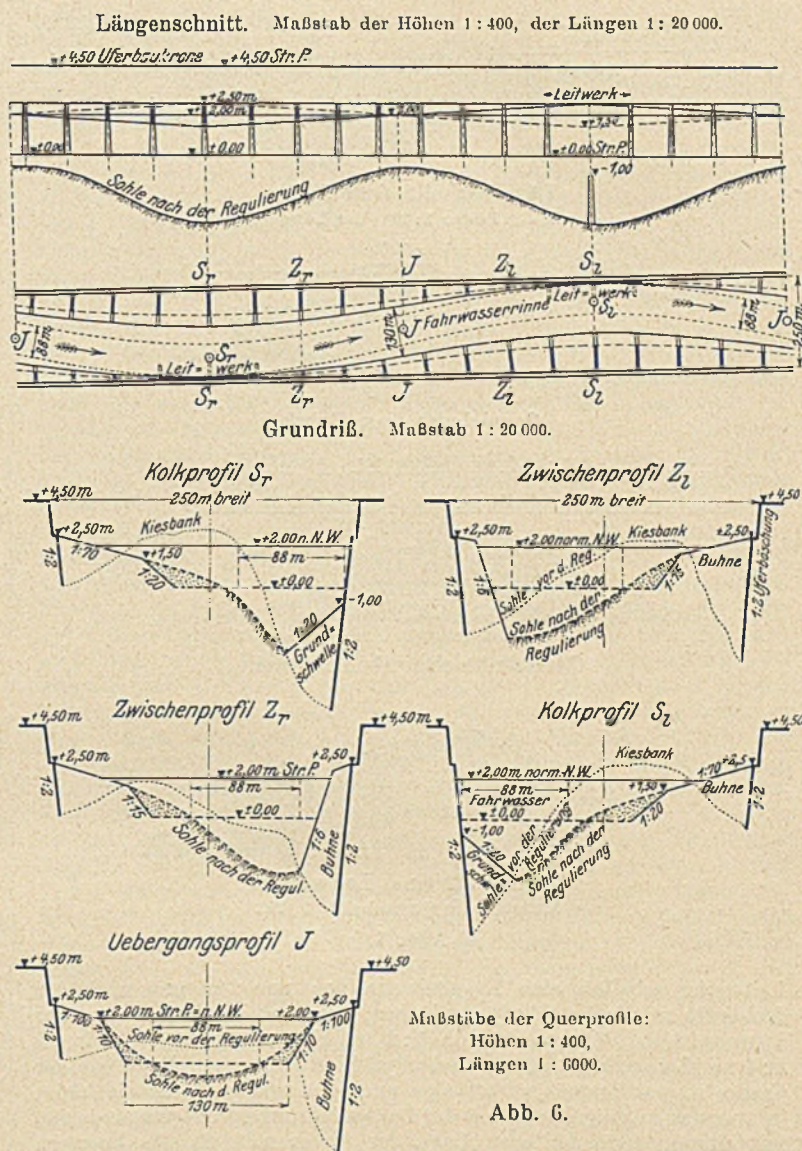
bleibendem v nur dann stetig und ohne Sprung sich ändert, wenn der Krümmungshalbmesser von Punkt zu Punkt der Kurve allmählich und stetig sich ändert, was eben bei der Lemniskate der Fall ist. Ändert sich aber die Fliehkraft der Wasserteilchen stetig und nur ganz allmählich, so verhält es sich ebenso mit der auf die Sohle und die Bettwandungen einwirkenden Stoß- und Schleppkraft, und die Folge davon ist eine regelmäßige, stetige Ausbildung des Flußschlauches und der Fahrwasserrinne. Für die Konstruktion der Lemniskatenzweige in den Entwurfsplänen wurde die auf die Wendetangente des Wendepunktes als Polare bezogene, bequeme Polargleichung

$r = R \cdot \sqrt{\sin(n-1)\alpha}$ benutzt, worin r den Fahrstrahl (Radiusvektor) und α den zugehörigen Polarwinkel bezeichnet, während R und n konstante Größen darstellen, die von der für jeden Fall besonders zu wählenden Lage und Richtung der Wendetangente und von der Entfernung des Krümmungsscheitels S vom Wendepunkte J abhängen. In Abb. 5 ist JS der größte vorkommende Fahrstrahl, der den Wendepunkt (Pol) J mit dem am Korrektionsufer liegenden Kurvenscheitel S verbindet, n das konstante Winkelverhältnis $\frac{\sphericalangle SVT}{\sphericalangle SJT}$ und α der von Null bis zum Maß des $\sphericalangle SJT$ wachsende Polarwinkel für



Abb. 4.

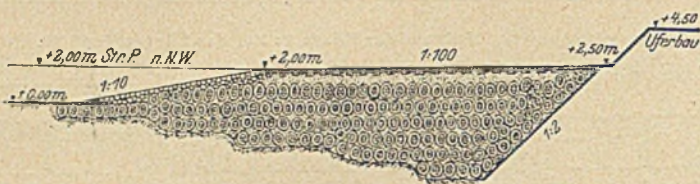
Profile sind außer den symmetrischen Übergangsquerschnitten die durch die Krümmungsscheitel der Niederwasserrinne gelegten, sogenannten Kolkprofile, die eine gewisse Ähnlichkeit mit den durch die Scheitelpunkte der natürlichen, unregulierten Talwegrinne gehenden Querschnitten haben. Auch das künstliche Niederwasserbett muß Kolke und Schwellen aufweisen, dies liegt in der Natur des Stromes mit beweglicher Sohle, aber die relativen Höhenunterschiede zwischen Kolk-tiefen und Schwellenhöhen sind in der Niederwasserrinne erheblich gemildert, wie ja überhaupt durch die Regulierung alle extremen, absonderlichen und ungesunden Formen und Zustände des Strombettes verbessert werden sollen. Zwischen jedem linksufrigen Kolkprofil und dem nächstfolgenden, inversen rechtsufrigen Kolkprofil findet eine stetige, fortlaufende Abänderung und Umwandlung der Querschnitte statt dergestalt, daß gleichweit oberhalb und unterhalb des Wendepunktes liegende Profile sich wie Spiegelbilder zueinander verhalten. Diese Abänderung der Querschnitte unterbleibt naturgemäß in denjenigen Stromkrümmungen, in denen das Niederwasserbett und die Fahrwasserrinne auf längere Erstreckung am konkaven Korrektionsufer anliegen; in solchen gekrümmten Stromstrecken muß natürlich das Kolkprofil auf die ganze Länge der gemeinschaftlichen Berührungslinie unverändert durchgeführt werden. Zur konstruktiven Erzeugung des Niederwasserbettes innerhalb des Korrektionsbettes wendet der Entwurf ein gemischtes Bausystem, also Querbauten und Leitwerke an. Von jedem Korrektionsufer aus ragt ein Gerippe von Buhnen veränderlicher Länge in den Strom hinein, deren Kopfböschungen das Niederwasserbett seitlich begrenzen. Abgesehen von den in den Konkaven angeordneten, sich auf $\frac{1}{4}$ des Abstandes zwischen dem Krümmungsscheitel und dem Wendepunkte erstreckenden Leitwerken, sind die Wandungen des Niederwasserbettes weiter nicht künstlich befestigt. Es ist angenommen, daß sich die Zwischenräume zwischen den einzelnen Querbauten nach und nach so verkiesen, daß sich mit der Zeit natürliche, flache Uferböschungen der Niederwasserrinne bilden werden. Von Grundschwellen (versenkten Buhnen) macht der Entwurf nur geringen Gebrauch; sie sind auf das Kolkprofil beschränkt und kommen daher nur in den Krümmungsscheiteln des Niederwasserbettes und in solchen Strombiegungen vor, in denen die Fahrwasserrinne auf größere Länge sich ans konkave Ufer anschmiegt. Die Grundschwellen — mit diesem Namen werden alle Querbauten bezeichnet, die ganz unter der ideellen Regulierungssohle liegen, also mit keinem Teile über sie hinausragen — haben den Zweck, die vorhandenen, allzu tiefen Kolke zu verbauen und die Bildung neuer zu verhindern. Ihre Aufgabe ist daher nicht minder wichtig als die der Buhnen, denn durch die Verhinderung der Ausnagung tiefer Kolke wird gleichzeitig die Bildung der hochliegenden, der Schifffahrt hinderlichen Talwegschwelen verhütet, da die Geschiebeanhäufungen der Schwellen und Kiesbänke in Wirklichkeit nichts anderes sind als die Erosionsmassen der Kolke. Das Rückengefälle der Grundschwellen ist zu 1:20 angenommen, ihre Wurzelpunkte, d. h. die Schnittpunkte ihrer Rückenlinien mit der Böschung des Korrektionsufers, liegen durchweg 1 m unter der ideellen Regulierungssohle, also auf Kote -1 m Straßburger bzw. $\pm 0,00$ m Maxauer Pegel. Mit Rücksicht auf einen ungehinderten Hochwasserabfluß und auch zur Vermeidung einer Steigerung der Wassergeschwindigkeit schon bei mittleren Wasserständen ist das Niederwasserbett nicht höher eingefast, als es die Ausbildung des guten Fahrwassers durch Konzentrierung des Kleinwassers verlangt, also durchschnittlich nicht höher als bis zum normalen Niederwasserspiegel. Zur Erzielung einer Abänderung der Querschnitte, wodurch eine Festlegung der Kolke und Schwellen an bestimmten, unveränderlichen Stellen bewirkt sowie gleichzeitig erreicht wird, daß die Kolke nicht zu tief und die Schwellen nicht zu hoch werden, ist die Höhe der Begrenzung des Niederwasserbettes nicht gleichmäßig, sondern in der Weise durchgeführt worden, daß nur an den Übergangsstellen (Wendepunkten) die beiden Ränder des Niederwasserbettes genau im Niederwasserspiegel, also in der Höhe $+2$ m Straßburger Pegel ($+3$ m Maxauer Pegel!) liegen; von hier aus fallen die Randlinien gegen den Scheitel der Konkaven um $0,5$ m und steigen um ebensoviel gegen den Scheitel der Konkaven, wo sie in die Böschung des Uferbaues einlaufen. Diese Randlinien bilden gewissermaßen die geometrischen Örter oder auch die Leitlinien für die Buhnenköpfe. Die Buhnenwurzeln am Korrektionsufer liegen durchweg $0,5$ m über dem normalen Niederwasserspiegel. Die Neigung der Fläche zwischen dem Rande des Niederwasserbettes und dem Uferbau beträgt im Scheitel der Konkaven ungefähr 1:70; sie verflacht sich dann bis zum Übergangspunkt gleichmäßig und allmählich bis zu 1:100; von hier an bis zum Scheitel der Konkaven nimmt die Breite dieser Fläche stetig ab bis zu Null. Für die von der Randlinie — Streichlinie der Buhnenköpfe — gegen die Sohle des Niederwasserbettes abfallende Böschung ist im Scheitel der Konkaven das Steigungsverhältnis 1:20, im Übergang beiderseits 1:10 und im Scheitel der Konkaven 1:2 gewählt worden mit entsprechend interpolierter, allmählicher Überleitung der Neigungen in den Zwischenprofilen. Durch diese Leitlinien und Leit-



flächen ist die geometrische Umgrenzung der Querbauten und der Leitwerke eindeutig bestimmt und festgelegt. Abb. 6 gibt ein schematisches Bild von der konstruktiven Anordnung des Niederwasserbettes nach Honsel in einer geraden Stromstrecke.

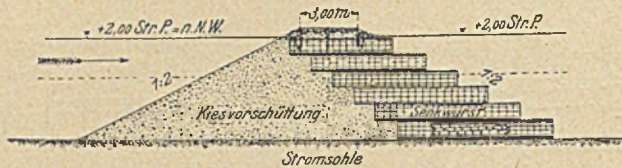
In den gekrümmten Stromstrecken, in denen die Konkave des Niederwasserbettes diejenige des Korrektionsbettes nur in einem Punkte, dem Scheitelpunkte, berührt, ist die Anordnung dieselbe wie in den geraden Strecken, während in solchen Stromkrümmungen, in denen das Niederwasserbett auf längere Erstreckung am hohlen Korrektionsufer anliegt, natürlich ein und dasselbe Kolkprofil auf die ganze Länge der Berührungslinie durchgeführt ist. Bei der Längenveteilung der Querbauten im Grundriß ist darauf Bedacht genommen worden, daß die sich gegenüberliegenden Buhnen möglichst in einen zum Stromstrich annähernd rechtwinkligen Querschnitt zu liegen kommen. Als Maß des gegenseitigen Abstandes der Querwerke in den Konkaven und in den Übergangsstrecken wurde das $\frac{1}{2}$ fache ihrer Länge, diese gerechnet von der Wurzel der Buhne bis zum Schnittpunkte der Kopfböschung mit der ideellen Regulierungssohle, gewählt; die kurzen Buhnen liegen also hier wesentlich näher beieinander als die langen, was der Natur der Sache durchaus entspricht. In den Konkaven mußten sich naturgemäß aus der Gegenüberstellung der Buhnen größere Abstände ergeben, obschon hier noch Zwischenwerke eingeschaltet sind. Auch die in den Kolken der Konkaven angeordneten Grundschwellen sind so gelegt, daß sie tunlichst in die Richtung der gegenüberliegenden Buhnen der Konkaven fallen. Die Richtung der Buhnen gegen die Strombahnachse ist im Entwurf so gewählt, daß die Längsachsen dieser Werke jeweils in der Strecke vom Scheitel der Konkaven stromab bis zum Scheitel der Konkaven rechtwinklig zur Sohlenbegrenzungslinie des Niederwasserbettes, in der Strecke vom Scheitel der Konkaven stromab bis zum Scheitel der Konkaven dagegen normal zum Korrektionsuferbau stehen, woraus sich eine schwach inklinante Buhnenlage ergibt. Die konstruktive Ausbildung der Querbauten und Leitwerke zeigt Abb. 7.

Der Querschnitt der Buhnen und Grundschwellen hat näherungsweise die Gestalt eines gleichschenkligen Parallelogramms mit einer Kronenbreite von 3 m und beiderseits zweifachen Böschungen. Die

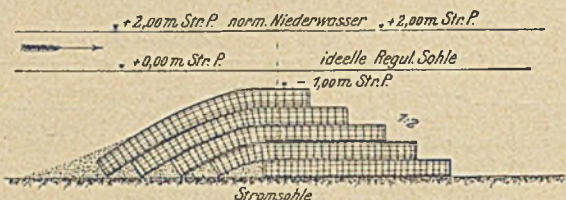


Längenschnitt einer Buhne.

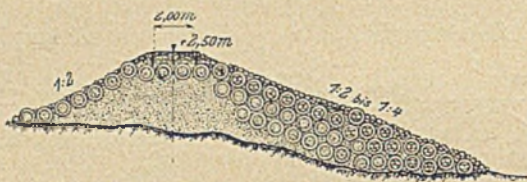
Maßstab der Höhen 1 : 400, der Längen 1 : 800.



Querschnitt einer Buhne.



Querschnitt einer Grundschwelle.



Querschnitt eines Leitwerkes.

Maßstab der Querschnitte 1 : 400.

Abb. 7.

Leitwerke erhalten eine Kronenbreite von nur 2 m und nach der Landseite zweifache Böschungflächen, während die Steigungen der wasserseitigen Böschungen von 1:2 im Krümmungsscheitel bis zu 1:4 am Leitwerkende stetig und allmählich abnehmen. Die Höhe der Werke ist naturgemäß verschieden und schwankend, denn sie hängt ja von der jeweiligen, zur Zeit der Bauausführung gerade vorhandenen, fortwährend veränderlichen Lage der Stromsohle ab. Es kommen daher Querbauten mit Höhen bis zu 8 m und mehr vor. Der stromab gewendete Teil der Buhnen soll aus Senkfaschinen („Senkwürste“ genannt!), der übrige Teil der Baukörper aus Kiesschüttung, die mit dem Aufbau der Senkwürste stets gleichen Schritt zu halten hat, hergestellt werden. Der Körper der Grundswellen soll nur aus Senkwalzen bestehen. Die Leitwerke zeigen als inneren Kern eine Kiesschüttung, deren Kopf und Seitenböschungen durch Senkwursteihen gesichert und geschützt sind. Die Krone der Buhnen und Leitwerke soll nach dem Entwurf mit Rauwehr gedeckt und außerdem bei den Buhnen durch Stückpflaster, bei den Leitwerken durch Steinablage befestigt und beschwert werden. Zur besseren Befestigung der Kronensteine der Buhnen und Leitwerke sind anstatt der üblichen Randwürste drei Reihen Flechtzäune vorgesehen. Die zur Anwendung kommenden Senkfaschinen (Senkwalzen oder „Senkwürste“) sind kreiszylindrische, 0,80 bis 0,90 m dicke, 5 bis 11 m lange Walzen, die aus einer Füllung von Bruchsteinen oder grobem Kies und einer 8 bis 10 cm starken, mit Draht umbundenen Faschinenumhüllung bestehen und von schwimmenden Gerüsten (sog. „Senkbrücken“) aus im Strom abgeworfen werden sollen. Auf der Strecke abwärts der Murgmündung kommen für die Füllung der Senkwürste nur Bruchsteine in Betracht, da das Kaliber des Rheinkieses daselbst zu dem gedachten Zweck nicht mehr grob genug ist. Bemerkenswert sind auch die im Entwurf für den Buhnenbau vorgesehenen, sog. „gemischten“ Senkwürste, deren stromauf gerichtete Hälfte mit grobem Kies und deren andere Hälfte mit Bruchsteinen angefüllt wird. Für die Füllung der zum Grundswellenbau dienenden Senkwalzen sollen nach dem Entwurf ausschließlich nur schwere, große Bruchsteine zur Verwendung gelangen. Als Materialbedarf für 1 lfd. m mit Bruchsteinen gefüllte Senkwurst von 0,90 m Durchm. wurden angenommen 1,3 Stück Ordonnanzfascinen (4 m lang und 0,30 m dick), 0,225 m³ Bruchsteine und 0,25 kg Bindedraht von 2,04 mm Stärke (westf. Lehre Nr. 14); für die mit Kies gefüllten Würste sind für 1 m Länge 1,6 Stück Fascinen, 0,225 m³ grober, sandfreier Kies und 0,25 kg Bindedraht wie vorstehend in Ansatz gestellt.

Zum Zwecke der Überleitung der Regulierungsstrecke am oberen Ende bei Straßburg-Kehl in die unregulierte Stromstrecke sah der Hon-

sellsche Entwurf unmittelbar oberhalb km 124,0 (badische Uferteilung!) eine das ganze Strombett von einem Ufer zum anderen durchquerende wagerechte Sohlenschwelle vor, deren Oberkante auf - 4 m Straßburger Pegel angenommen war. Diese Grundschwelle sollte eine Krone von 4 m Breite und Böschungen von 1:4 stromab und von 1:2 stromaufwärts, dazu noch nach unterstrom einen als Abfallpritsche dienenden Vorfuß erhalten. In der Nähe der beiden Ufer, an denen Kolke bis zu Tiefen von 10 m und mehr unter dem Nullpunkte des Straßburger Rheinbrückenpegels entstehen, war die Höhe des Schwellenkörpers auf 6 bis 8 m, in der Strommitte, wo die natürliche Bettsohle sich nicht soweit zu vertiefen pflegt, dagegen nur auf 4 m bemessen. Zur Herstellung dieser Sohlenschwelle sollten mit Bruchsteinen gefüllte 0,90 m dicke Senkwürste von 8 bis 12 m Länge verwendet werden. Der Zweck der Grundschwelle war nach der Absicht des Entwurfsverfassers, das Wandern des Talweges am oberen Ende der zu regulierenden Stromstrecke durch Verhindern der Kolkbildungen und durch Auflösung der von oben heranrückenden Kiesbänke aufzuheben. Auch sollte durch diese Querverbauung des Strombettes verhütet werden, daß, wenn trotz aller Vorsicht am oberen Ende der Regulierungsstrecke die Sohle infolge der vorgenommenen Abkürzung der Talwegrinne sich senken sollte, diese Senkung sich weiter stromaufwärts fortpflanzen könnte, wodurch nicht nur eine außerordentliche Verstärkung der Geschiebezufuhr in die regulierte Strecke verursacht, sondern auch die Sicherheit der Pfeilerfundamente der bei km 123,6/7 den Strom kreuzenden Brücken gefährdet worden wäre. Die Gesamtkosten für die Ausführung des Regulierungsunternehmens waren von Honsell zu 10 513 600 Mark veranschlagt worden. Für die programmmäßige Durchführung des ganzen Werkes rechnete er mit einem Zeitraum von 14 Jahren, wovon neun Jahre auf die „erste Anlage“ und fünf Jahre auf den weiteren Ausbau entfielen.

Nach vorläufiger Prüfung dieses — wie bereits oben erwähnt — am 10. Februar 1897 der elsäß-lothringischen und der bayerischen Regierung übermittelten Entwurfs durch die reichsländischen Rheinbaubeamten erklärte sich der Kaiserliche Statthalter in Elsaß-Lothringen im wesentlichen damit einverstanden und schlug den beteiligten Regierungen die Einleitung von Verhandlungen über die Verteilung der Kosten des Unternehmens vor. Auch Bayern stimmte dem Honsellschen Entwurf zu. In der daraufhin vereinbarungsgemäß zu Lindau i. B. in der Zeit vom 18. bis 20. Juli 1898 abgehaltenen Besprechung kam jedoch eine Einigung in der Frage der Kostenverteilung nicht zustande, da die elsäß-lothringischen Kommissare an ihrem von jeher eingenommenen Standpunkte festhielten, daß diese Verteilung im Verhältnis der auf die Regulierungsstrecke entfallenden Uferlängen der drei Staaten zu geschehen habe, während die Vertreter Badens und Bayerns die Größe und das Gewicht des Interesses jedes Uferstaates an dem Unternehmen als Verteilungsmaßstab zugrunde gelegt wissen wollten. Aber auch in rein technischer Hinsicht hatten sich auf dieser Lindauer Besprechung weitgehende, grundsätzliche Meinungsverschiedenheiten und Gegensätze zwischen dem elsäß-lothringischen Wasserbaudirektor, Ministerialrat Willgerodt, und dem badischen Oberbaudirektor Honsell herausgestellt. Die Konferenz faßte daher den Beschluß, daß der elsäß-lothringische Wasserbaudirektor die von ihm vorgeschlagenen Änderungen in einer besonderen Denkschrift begründen und gleichzeitig einen entsprechenden Abänderungsentwurf aufstellen und vorlegen sollte. Dieser Abänderungsentwurf mit Denkschrift und Kostenanschlag wurde bereits am 7. Dezember 1898 vom Kaiserlichen Statthalter den beteiligten Regierungen übermittelt. Die in Betracht kommenden Abänderungsvorschläge Willgerodts, die kurz besprochen werden sollen, beziehen sich in der Hauptsache auf folgende Anordnungen des oben beschriebenen Honsellschen Entwurfs, nämlich 1. die Grundrißgestaltung der Niederwasserrinne innerhalb der bestehenden Strombahn, 2. die Profilgestaltung, 3. die Baukonstruktionen, 4. die Anwendung von Grundswellen und 5. die Anordnung der Übergangsstrecke bei Straßburg-Kehl. Willgerodt ließ sich bei seinen Abänderungsvorschlägen überall von dem grundsätzlichen Bestreben leiten, möglichst wenig schroff in das Stromregime einzugreifen, nicht gegen seine Natur und seine charakteristischen Eigenschaften anzukämpfen, vielmehr den Strom sanft zu leiten und dahin zu wirken, die ungünstigen, zufälligen Umstände zu beseitigen, sie günstiger zu gestalten oder ihnen aus dem Wege zu gehen. So fand Willgerodt die starke Streckung der im Honsellschen Entwurf vorgesehenen Niederwasserrinne und die entsprechende Verminderung der Übergänge gegenüber dem natürlichen Talweg als viel zu weitgehend und als außerordentlich bedenklich. Er befürchtete, daß durch eine so radikale Begradigung und Kürzung der vorhandenen Talwegrinne, wie Honsell sie anordnete, eine unzulässige Verstärkung des Gefälles und der Schubkraft des abfließenden Wassers verursacht werden würde, als deren schädliche Folgen sich eine erhebliche Auswaschung der Stromsohle, vermehrte Geschiebebewegung, zunehmende Senkung des Wasserspiegels und sonstige mißliche Zustände im Strombett ergeben würden. Willgerodt will seine Niederwasser- und Fahrwasser-

rinne mehr der Schlängelung der vorhandenen, natürlichen Talwegrinne anpassen, weshalb er kürzere Windungen als Honsell wählt und dadurch naturgemäß auch mehr Übergänge erhält, als im badischen Entwürfe vorgesehen sind. Während in letzterem nur 46 Übergänge vorkommen, weist der Willgerodtsche Entwurf deren 57 auf, so daß hier der mittlere Abstand zweier aufeinander folgender Übergänge durchschnittlich $\frac{85}{57}$ km = rd. 1,500 km beträgt, anstatt 1,850 km bei Honsell. Selbstverständlich sind auch bei der Willgerodtschen Anordnung die Windungen der Fahrwasserlinie in den stark gekrümmten Stromstrecken, in denen das konkave Ufer eine Anziehungskraft auf den Talweg ausübt, länger als in den geraden Strecken und die Abstände der Übergänge hier dementsprechend größer als der Durchschnittswert, aber immerhin sind die Unterschiede gegenüber den Verhältnissen der natürlichen Talwegrinne nicht so erheblich wie bei Honsell. Was die geometrische Formgestaltung der Achsen der Fahrwasser- und Niederwasserlinie im Grundriß anbetrifft, so hat auch Willgerodt von der lemniskatischen Linienführung Gebrauch gemacht, wenn er auch dieser Form nicht die große Bedeutung beilegte wie Honsell, sondern der Meinung war, daß auch Linienzüge genügen würden, deren Biegung vom Scheitelpunkte der Krümmung zum Wendepunkte des folgenden Stromüberganges abnimmt. Die folgenden Abbildungen mögen genügen, um den typischen Unterschied der Grundrißgestaltung nach Honsell und nach Willgerodt vor Augen zu führen.

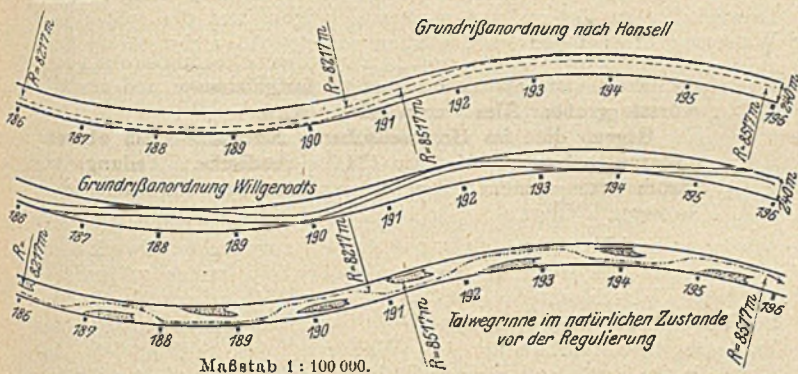


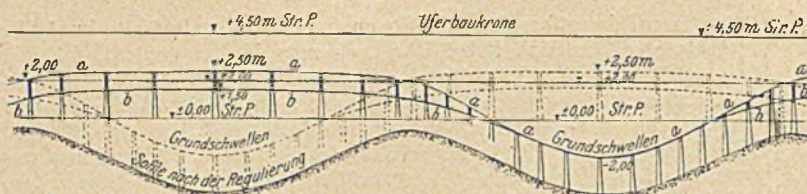
Abb. 8.

Willgerodt hielt seine Grundrißanordnung nicht nur aus hydrotechnischen, sondern auch aus wirtschaftlichen und finanziellen Gründen für günstiger und vorteilhafter als die Honsellsche, denn er erwartete von der möglichsten Anpassung der Windungslänge des Niederwasserbettes an die der bestehenden, natürlichen Talwegrinne mit Recht eine Verminderung der Baukosten. Je mehr nämlich beide Windungslängen übereinstimmen, um so mehr und um so öfter muß sich Gelegenheit bieten, jeweils günstige Bauverhältnisse anzutreffen. Bei dem verhältnismäßig raschen Vorrücken des natürlichen Talweges und der Geschiebeebänke wird es naturgemäß um so häufiger und in um so kürzeren Zeitabständen vorkommen, daß diese Sohlengestalt eine günstige, durch die Querbauten sofort festzuhaltende Lage einnehmen je weniger die geplante Grundrißgestalt des Niederwasserbettes von der der bestehenden, natürlichen Rinne abweicht.

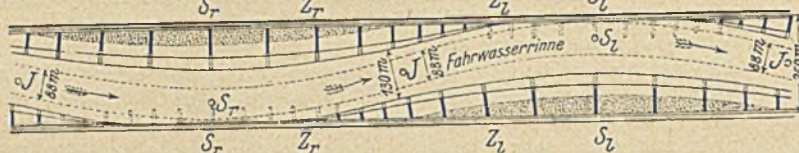
Wie bei der Grundrißanordnung, so trachtet Willgerodt auch bei der Profilgestaltung danach, möglichst den natürlichen Formen gut ausgebildeter Stromstrecken nahezukommen. Mit Ausnahme des durch den Scheitelpunkt einer Krümmung des Niederwasserbettes gehenden Querschnitts weichen sämtliche Willgerodtschen Querprofile wesentlich von denjenigen des Honsellschen Entwurfes ab. Das Kolkprofil Willgerodts unterscheidet sich von dem Honsells nur insofern etwas, als die Grundschwelle um 1 m tiefer, also auf Kote - 2 m Straßburger Pegel, gelegt ist, um den in der Natur des Stromes liegenden Höhenunterschied zwischen der Kolkentiefe und der zu erwartenden Schwellenhöhe im Übergang nicht mehr zu verringern, als zur Ausbildung eines guten Fahrwassers erforderlich erscheint. Dem durch den Wendepunkt (J) der Fahrwasserachse gelegten Übergangsprofil gibt Willgerodt in Nachahmung gut ausgebildeter natürlicher Talwegübergänge eine schalen- oder muldenförmige, flache Gestalt, um jede schädliche Sohlenauswaschung, wie sie infolge der starken Einschnürung des Stromschlauches durch das Honsellsche Übergangsprofil zu befürchten ist, zu vermeiden. Demgemäß ist der Kopf der im Inflexionsprofil liegenden Buhne 1 m unter den normalen Niederwasserspiegel, also auf Kote + 1 m Straßburger Pegel, und der Wurzelpunkt am Korrektionsufer auf + 2 m Straßburger Pegel, d. h. in den normalen Niederwasserspiegel selbst gelegt worden. Die Willgerodtsche Inflexionsbuhne liegt also mit ihrem Kopfe 1 m und mit ihrer Wurzel 0,5 m tiefer als die entsprechende Honsellsche Buhne. Für die Gestaltung des Willgerodtschen Übergangsprofils haben besonders die natürlichen,

günstigen Talwegübergänge der Stromstrecke von km 0,000 bis km 9,000 (elsässische Uferteilung!) bei Hünningen zum Muster gedient, die alle ein mulden- oder schalenförmiges Aussehen haben. Bemerkenswert ist, daß auf dieser obersten Stromstrecke, trotzdem sie das stärkste Gefälle des korrigierten Oberheins, nämlich rd. 1,10 m/km aufweist, der Talweg und die Geschiebeebänke nicht wandern, sondern ihre unveränderliche Lage — auch bei den größten Hochwassern — beibehalten. Maßgebend für die flache, mulden- und schalenförmige Gestaltung seines Übergangsprofils waren für Willgerodt neben den hydrotechnischen auch noch finanzielle und wirtschaftliche Erwägungen, denn es leuchtet ein, daß die Kosten der Ausführung und der Unterhaltung des Regulierungswerks unter sonst gleichen Umständen bei Anwendung des flachen, muldenförmigen Profils geringer ausfallen als bei der des hohen Honsellschen Typus. Bei der Überführung der Niederwasserlinie von einem Ufer zum anderen muß das Kolkprofil nach und nach, sehr allmählich derart mittels des Lehrgerüsts der Querbauten verändert werden, daß es im Scheitel der Gegenkrümmung die umgekehrte (inverse!) Form desjenigen im Scheitel der vorangehenden Krümmung annimmt. Willgerodt sucht nun zur Lösung dieser Profilverwandlungsaufgabe wieder den natürlichen Zustand im unregulierten Strom, bei dem die Ablenkung des Wassers durch die nicht befestigten Kiesrampen geschieht, die zwischen den Kolken und den stromabwärts folgenden Geschiebeebänken liegen, nachzuahmen, indem er ein System von Grundschnellen anwendet, die in der Tiefe des Kolkes beginnen, allmählich rampenartig in die Höhe steigen und schließlich in die Buhnen übergehen. Die im Honsellschen Entwurf vorgesehenen Leitwerke, die von den Krümmungsscheiteln in den Konkaven des Niederwasserbettes aus sich stromauf- und -abwärts in einer Länge von $\frac{1}{4}$ des Abstandes zwischen Scheitelpunkt und Inflexionspunkt erstrecken, sind bei dieser Grundschnellenanordnung zwecklos und daher von Willgerodt ganz beiseitegelassen worden. Von diesen Leitwerken erwartet Willgerodt schon wegen ihrer zu geringen Ausdehnung keine besondere Wirkung. Nach seiner Ansicht erschien die Anwendung solcher Werke aber auch gar nicht ratsam und empfehlenswert, denn einerseits gestatten sie keinen zusammenhängenden stetigen Übergang zu den anstoßenden Buhnen, und zweitens würde ihr Einfluß auf die Gestaltung des Strombettes nicht erheblich genug sein, um von der Anordnung von Grundschnellen vor den Leitwerken absehen zu können. Willgerodt war der Meinung, daß sich die geplante Form des Kolkprofils und seine allmähliche Umwandlung nur durch Zwang erzielen, und daß dieser mechanische Zwang sich zweckmäßig nur durch Grundschnellen bewirken ließe. Der wesentliche Unterschied zwischen den Anordnungen des Honsellschen Entwurfes und denjenigen der Willgerodtschen Abänderungsvorschläge hinsichtlich der Profilgestaltung ist also der, daß nach dem Entwürfe die Überleitung des Stromes von einem Ufer zum anderen in der Hauptsache von der Seite aus, d. h. durch entsprechende Gestaltung des Ufers bewerkstelligt wird, wogegen nach den Vorschlägen Willgerodts diese Überleitung hauptsächlich von der Sohle aus durch angemessene Sohlengestaltung und Anordnung der dazu erforderlichen, als Lehrgerippe dienenden Bauwerke nach Höhenlage und Neigung gegen die Achse der Niederwasserlinie bewirkt werden soll. Bei der Bemessung des gegenseitigen Abstandes der Querbauten und der Wahl ihrer Lage und Richtung zum Korrektionsufer ließ sich Willgerodt von denselben Erwägungen leiten wie Honsell; es besteht daher bezüglich dieser beiden Punkte kein Unterschied zwischen den beiden Entwürfen. Dagegen weichen beide Entwürfe in der Anordnung des Neigungsverhältnisses der Böschungflächen der Querbauten wieder sehr erheblich voneinander ab. Sämtliche Grundschnellen sowie die Kopfböschungen sämtlicher Buhnen haben bei Willgerodt das konstante Neigungsverhältnis von 1 : 20 gegen die Wagerechte zum Unterschied von Honsell, der bei seinen Buhnen veränderliche Böschungsneigungen vorsieht, die zwischen 1 : 2 und 1 : 20 schwanken. Während bei Honsell die wenigen, aufeinander folgenden Grundschnellen in gleichbleibender Tiefe, nämlich 1 m unter der ideellen Regulierungssohle bleiben, steigen sie bei Willgerodt in dichter Reihenfolge aus der Kolkentiefe, d. i. von Kote - 2 m Straßburger Pegel, nach einem bestimmten Gesetz zur Sohlenhöhe hinan, worauf sich die ebenfalls immer höher emporwachsenden versenkten Buhnen und weiterhin die normalen Buhnen anschließen dergestalt, daß die Wurzelpunkte aller dieser Querbauten auf einer wellenförmig verlaufenden Kurve ($a - a - a - a$ in Abb. 9) liegen. Auf einer ähnlichen, wellenförmigen und doppelt gekrümmten Linie ($b - b - b - b$ in Abb. 9) liegen auch die Buhnenköpfe, während die Streichlinien der Honsellschen Buhnenköpfe sich im Aufriß als gerade Linien projizieren. Das Nähere ergibt sich aus Abb. 9, deren Vergleich mit den weiter vorn gebrachten des Honsellschen Entwurfes den Unterschied der beiden Anordnungen leicht erkennen läßt.

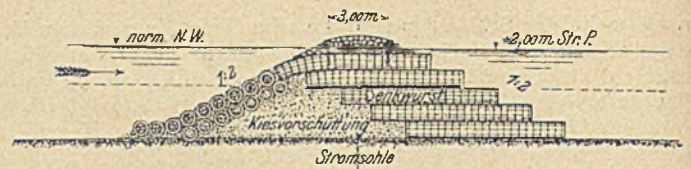
Die von Willgerodt angewandten Baukonstruktionen unterscheiden sich im allgemeinen nur dadurch von denen Honsells, daß sie stärker und widerstandsfähiger gegen die Wasserströmung und den Geschiebeangriff ausgebildet sind. Nach Willgerodts Ansicht waren die Bauten



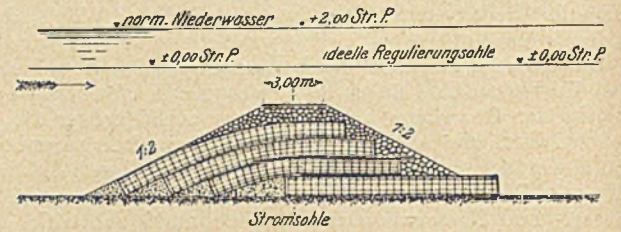
Längenschnitt. Maßstab der Höhen 1 : 400, der Längen 1 : 20 000.



Grundriß. Maßstab 1 : 20 000.



Querschnitt einer Buhne.



Querschnitt einer Grundschnelle.

Abb. 10.

schlägt Willgerodt die Ausführung derartiger Werke auch an solchen Plätzen vor, wo sie später nach der planmäßigen Umgestaltung des Strombettes in die zu verlandende Konvexe der Krümmungen des Niederwasserbettes fallen. Diese vorbereitenden Hilfsgrundschnellen, die nur die vorübergehende Aufgabe haben, die Aufkiesung abzubauen der Talwegkolke zu fördern und zu beschleunigen, und die später dem Wasserangriff entzogen sind, werden naturgemäß nicht stärker konstruiert, als zur Erfüllung ihres Zweckes unbedingt geboten ist, weshalb bei ihnen die Steinabdeckung fortgelassen und zur Füllung der Senkwürste großer Kies verwendet wird.

Gegen die im Honsellschen Entwurfe am oberen Ende der Regulierungsstrecke bei km 124,0 (badische Teilung) vorgesehene, den Strom von einem Ufer zum anderen durchsetzende Sohlenschwelle äußerte Willgerodt schwerwiegende Bedenken. Nach seiner Meinung würde eine solche Anlage nicht nur den ihr zugedachten Zweck nicht erfüllen, sondern sogar zu einer mit der Zeit immer gefährlicher werdenden Verschlechterung des vorhandenen Stromzustandes führen. Die Überführung des wandelbaren in den festgelegten Zustand des Talweges, die Aufhebung des Wanderns des Sohlenreliefs des unregulierten Stromes darf nach Willgerodts Meinung nicht plötzlich sprunghaft innerhalb eines einzigen Profils stattfinden; vielmehr sei für diesen Umwandlungsprozeß die Anordnung einer etwa 2 km langen Übergangsstrecke stromaufwärts derjenigen Stelle erforderlich, in der das Wandern aufgehoben sein soll. Demgemäß ging sein Vorschlag dahin, die Honsellsche Sohlenschwelle bei km 124,0 (badische Ufertheilung) wegzulassen und dafür die Regulierung 2 km über diesen Punkt stromaufwärts fortzusetzen. Die Gesamtkosten für die Durchführung des Regulierungsunternehmens nach Maßgabe seiner Abänderungsvorschläge wurden von Willgerodt auf 11 641 860 Mark veranschlagt. Die erforderliche Bauzeit war von ihm, wie von Honsell, auf 9 Jahre für die Herstellung der „ersten Anlage“ und 5 Jahre für den „weiteren Ausbau“, im ganzen also auf 14 Jahre berechnet.

Wie bereits erwähnt, war der Willgerodtsche Abänderungsentwurf am 7. Dezember 1898 vom Kaiserlichen Statthalter in Elsaß-Lothringen den Regierungen Bayerns und Badens zur Stellungnahme übermittelt worden. Während nun die bayerische Regierung gegen eine vergleichsweise Anwendung der Abänderungsvorschläge grundsätzlich keine Einwendungen zu erheben hatte, wurde von Baden die Einholung eines Sachverständigen-Gutachtens von unbeteiligter Seite in Anregung gebracht. Elsaß-Lothringen erklärte sich hiermit einverstanden, und mit Zustimmung Bayerns wurde unter dem 15. April 1899 der Preußische Minister der öffentlichen Arbeiten ersucht, die Preußische Akademie des Bauwesens zur Abgabe eines Obergutachtens sowohl über die Willgerodtschen Abänderungsvorschläge als auch über den Honsellschen Entwurf selbst zu veranlassen. Da die Aufstellung des Gutachtens wegen der damit verbundenen umfangreichen Studien, Materialbeschaffungen, Vorarbeiten und Rheinbereisungen — letztere konnten zweckmäßig erst bei Niederwasser Ende Oktober, Anfang November 1899 stattfinden — naturgemäß einen längeren Zeitraum in Anspruch nehmen mußte, so regte die elsass-lothringische Regierung, um diese Zeit nicht nutzlos zu verlieren, bei der badischen Regierung eine erneute Prüfung und Erörterung der Frage der Kostenverteilung an. Es wurde vereinbart, daß Elsaß-Lothringen fünf Zehntel, Baden vier Zehntel der Gesamtkosten der Regulierung übernehmen, über das restierende Zehntel aber später Entscheidung getroffen werden sollte. Auf eine an Bayern gerichtete Anfrage bezüglich der Kostenbeteiligung erging die Antwort, daß sie ihre Beteiligung an der Kostentragung von der Haltung Preußens und Hessens in der Mainkanalisierungfrage abhängig machen müsse. Das Obergutachten der Akademie des Bauwesens wurde dem Kaiserlichen Statthalter in Elsaß-Lothringen im Mai 1900, der badischen und bayerischen Regierung am 2. Juni 1900

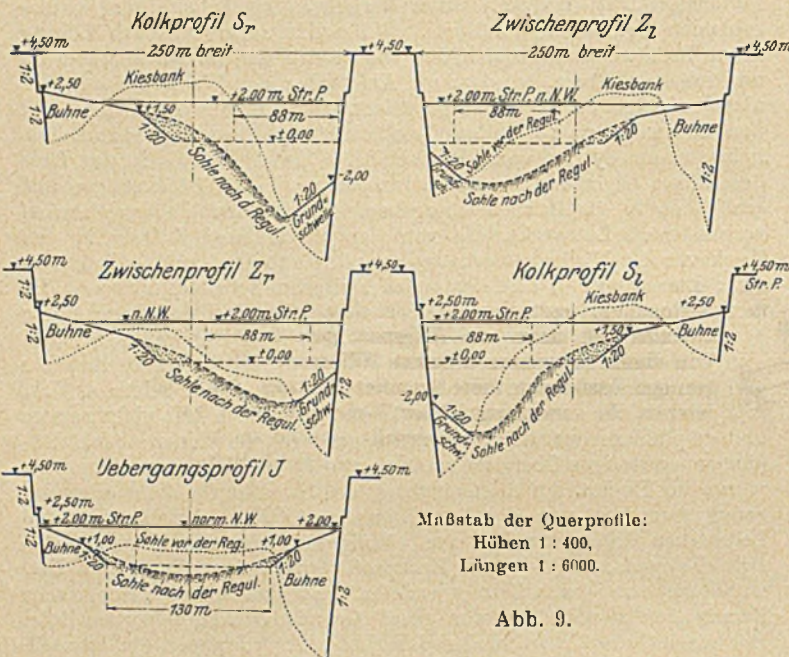


Abb. 9.

Honsells zu leicht gehalten; offenbar schwebten ihm bei dieser Vorstellung mehr die Stromverhältnisse bei Straßburg vor Augen als die bei Karlsruhe, während wohl bei Honsell das Umgekehrte der Fall gewesen sein mag. Er verstärkt daher seine Buhnen dadurch, daß er zum Aufbau des Senkwurstkörpers im stromabwärts gewendeten Teil der Buhnen von der Sohle bis zur Krone durchgehends gleiche, 8 m lange Senkwälzen verwendet, während der Honsellsche Typ eine Verkürzung der Walzen von unten nach oben nach Art einer Stützmauer vorsieht, und weiterhin noch dadurch, daß er die stromaufwärts gerichtete Böschung des Kieskörpers der Buhnen durch mehrere Reihen von Senkwürsten gegen Abbruch schützt. Die unteren Reihen dieser Senkwälzen sollten der Kostenersparnis halber mit Kies, die oberen, dem Wasserangriff ausgesetzten aber mit Bruchsteinen gefüllt sein. Gegen die Anwendung der von Honsell vorgeschlagenen „gemischten“, d. h. je zur Hälfte mit Steinen und Kies gefüllten Senkwürste fand Willgerodt nichts zu erinnern. Es schien ihm jedoch nicht erforderlich, diese gemischte Konstruktion auf größere Tiefen als 4 m unter Niederwasser durchzuführen, vielmehr hielt er für größere Tiefen die Verwendung der billigeren Kiessenkwürste für ausreichend. Die Abdeckung des Buhnenkörpers soll nach Willgerodt durch eine 0,60 m starke Steinschicht hergestellt werden; die Abpflasterung der Werke soll unterbleiben, weil Pflaster bei der tieferen Lage seiner Buhnen nur sehr schwer ausgeführt und nicht genügend im Stande erhalten werden könnte. Was die Konstruktion der Willgerodtschen Grundschnellen anbetrifft, so weicht sie von der des Honsellschen Entwurfs nur durch die vorgesehene Abdeckung mittels einer 1 m starken Steinschüttung ab. Abb. 10 stellt Querschnitte durch Buhnen und Grundschnellen nach der Willgerodtschen Anordnung dar.

Die Anwendung von Grundschnellen ist bei Willgerodt in weit ausgedehnterem Maße vorgesehen als im badischen Entwurfe. Dies beruht teilweise darauf, daß die Leitwerke nicht zur Ausführung kommen, vielmehr durch die Grundschnellen ersetzt werden sollen, teilweise darauf, daß nach Willgerodts Ansicht die erforderliche Sicherheit gegen Talwegverlegungen nur durch das Gerippe der Grundschnellen erreicht werden konnte. Außer den in die geplante Niederwasserrinne fallenden, zur Erhaltung der planmäßigen Profilform und Höhenlage dieser Rinne unbedingt erforderlichen Grundschnellen

übermittelt. Das umfangreiche Gutachten kommt zu dem Ergebnis, daß in beiden Vorlagen, in dem Entwurf wie in den Abänderungsvorschlägen, in wohlwogeneren Formen und in weisem Maßhalten zunächst diejenigen Mittel und Wege in Vorschlag gebracht wurden, die unter den gegebenen Verhältnissen geboten erscheinen und mithin geeignet sein werden, das Fahrwasser des Oberrheins in einem für die Schifffahrt erfolgreichen Maße zu verbessern. Welcher der beiden Entwürfe vorzuziehen und für die Ausführung zu empfehlen sei, darüber hat die Akademie keine Entscheidung getroffen, wie sich denn überhaupt ihr Gutachten in sehr vorsichtigen Äußerungen bewegt. Die Zurückhaltung der Akademie ist begreiflich, wenn man bedenkt, daß es sich bei der geplanten Oberrheinregulierung um ein Unternehmen der Strombautechnik handelte, für das es noch keinen Vorgang unter gleich schwierigen Verhältnissen gab, und das ebenso leicht mißglücken, wie es gelingen konnte.

Nach langwierigen Verhandlungen, auf die hier nicht näher eingegangen werden soll, kam es zu einer endgültigen Einigung, und zwar auf der Grundlage folgender Kostenumlegung auf die an der Regulierung beteiligten Uferstaaten: Bayern zahlt als festen Beitrag 800 000 Mark; Baden übernimmt 40% der Kosten, erhält aber von den elsäß-lothringischen Interessenten (Stadt Straßburg, Kohlensyndikat und Kohlenkontor) hierzu einen Beitrag von 1 000 000 Mark; Elsaß-Lothringen übernimmt 50% der Baukosten und den durch Baden und Bayern nicht gedeckten Teil des Bauaufwandes, erhält aber von der Stadt Straßburg einen Beitrag von 700 000 Mark, zahlbar in zehn Jahresraten. Die Gesamtbaukosten für die Ausführung der Regulierungsarbeiten waren inzwischen auf 13 1/2 Mill. Mark veranschlagt worden.

Im Herbst 1906 konnte endlich mit den erforderlichen Bauvorbereitungen (Anfertigung der Baupläne, Beschaffung der Baustoffe und des Schiffsparks u. dergl.) begonnen werden. Die eigentlichen Bauarbeiten wurden nach Erledigung der dringendsten Vorarbeiten im April 1907 in Angriff genommen. Die Ausführung des Regulierungswerkes geschah gemeinschaftlich durch die Strombauverwaltungen Badens und Elsaß-Lothringens, und zwar in der Weise, daß zwei selbständige Bauabteilungen eingerichtet wurden, nämlich eine untere, badische, die der Rheinbauinspektion Karlsruhe angegliedert war, und eine obere, elsässische mit dem Sitze in Straßburg, deren Leitung in den Händen des Verfassers dieses Aufsatzes lag. Der erstgenannten, badischen Abteilung wurden die Arbeiten in der Strecke von km 209,0 (badische Teilung) bei Sondernheim aufwärts bis km 163,4 (badische Teilung) bei Ifezheim-Neuhäusel, und zwar an beiden Ufern, der anderen, elsässischen Abteilung die Arbeiten von da aufwärts bis zum oberen Endpunkte, km 122,0 (badische Teilung) bei Straßburg ebenfalls an beiden Ufern übertragen. Bei Inangriffnahme der Bauarbeiten war die Frage noch nicht entschieden, ob der Entwurf Honsells oder das Abänderungsprojekt Willgerodts der Ausführung zugrunde gelegt werden sollte. Willgerodt war im März 1907 plötzlich verstorben und Honsell inzwischen als badischer Finanzminister in ein anderes Ressort übergegangen, in dem er mit dem Wasserbau unmittelbar nichts mehr zu tun hatte; übrigens starb auch er bald nach Willgerodt, so daß also beide hervorragenden Hydrotekten die Ausführung ihrer Entwürfe nicht mehr erlebten. Man einigte sich schließlich dahin, daß die Grundrißanordnung, d. h. die Linienführung des Niederwasserbettes und der Fahrwasserrinne auf der ganzen 85 km langen Regulierungsstrecke nach Maßgabe der Willgerodtschen Abänderungsvorschläge durchgeführt werde, während für die Querprofilgestaltung und die Baukonstruktionen in der unteren, badischen Bauabteilung, also abwärts von km 163,4 (badische Teilung!) der Honsellsche Entwurf, in der oberen, elsäß-lothringischen Abteilung dagegen das Willgerodtsche Abänderungsprojekt zugrunde gelegt werden sollte. Demgemäß ist auch bei der Ausführung des Werkes verfahren worden; die Querbauten im unteren, badischen Bauabschnitte wurden nach den Honsellschen Vorschriften, diejenigen im oberen, elsässischen Abschnitte dagegen nach den Willgerodtschen Abänderungsvorschlägen konstruiert, wobei naturgemäß die während des Baues gesammelten wertvollen Erfahrungen entsprechend ausgenutzt wurden. Die im Honsellschen Entwurfe in den Konkaven des Niederwasserbettes vorgesehenen Leitwerke kamen auch auf der badischen Baustrecke nicht zur Ausführung, da sie, wie Willgerodt es ja vorhergesagt hatte, vollständig entbehrlich waren und ihre Herstellung nur unnötige Mehrkosten verursacht hätte. Beim Bau der Bühnen nach dem Willgerodtschen Typ erwiesen sich die zum Schutze der stromaufwärts gerichteten Böschung des Kieskörpers dieser Werke vorgesehenen Senkwürste ebenfalls als überflüssig, weshalb sie weggelassen wurden.

Neuartig war die von mir im elsässischen Bauabschnitte eingeführte Verwendung von künstlichen Betonsteinen und von Drahtgeflechten zur Füllung und Umhüllung der Senkwürste. Zur Anfertigung der Betonsteine wurde ich durch die hohen Preise der aus den Vogesen (Zornthal) und dem Schwarzwalde bezogenen natürlichen Bruchsteine veranlaßt, die infolge des großen Bedarfs täglich teurer wurden. Das Kies- und Sandmaterial dieser künstlichen

Steine, die im Mischungsverhältnis 1:5:10 (Zement:Sand:Kies) in parallelepipedischen Stücken von 30 bis 70 kg Gewicht hergestellt wurden, konnte bequem und billig auf den Kiesbänken gewonnen werden, so daß die Kosten der Kunststeine sich erheblich niedriger stellten (5 bis 6 Mark/m³) als diejenigen der natürlichen Bruchsteine (7,50 bis 10 Mark/m³). Die Verwendung dieser Betonsteine hatte denn auch bald eine erfreuliche Senkung der Preise der Natursteine zur Folge, was natürlich bezweckt war und dem ganzen Unternehmen zugute kam. Die Verwendung von mit Drahtgeflecht statt mit Faschinen umhüllten Senkwürsten kam bei der Abdeckung derjenigen Bühnen in Betracht, deren Kronen ganz oder teilweise so tief unter dem Niederwasserspiegel liegen, daß die Aufbringung eines regulären Stückpflasters nicht möglich ist. Da die in diesem Falle im Entwurfe vorgesehene Abdeckung durch eine 0,60 m starke Steinschüttung sich bei starkem Stromangriff nicht hielt, sondern fortgerissen wurde, so wurden an Stelle der losen Schüttsteine einfach 0,60 m dicke, mit weitmaschigem Drahtgeflecht umwickelte Steinwalzen von 5 m Länge versenkt. Das verwendete, unverzinkte Drahtgeflecht hatte eine quadratische Maschenweite von 100 × 100 mm und eine Drahtstärke von 4 mm. Die um den Steinkern gelegte Geflechthülle wurde in Abständen von je 0,33 m durch Drahtbänder zusammengehalten und festgebunden. Übrigens erwies sich die Verwendung solcher Drahtgeflechtsenkwälzen als Ersatz der losen Steinschüttung nur bei den in der Konkaven des Niederwasserbettes zwischen dem Krümmungsscheitel und dem stromabwärts folgenden Inflexionspunkte liegenden Bühnen als erforderlich, da eben diese Werke ganz besonders dem Angriff der abgelenkten Talwegströmung ausgesetzt sind. Auf allen übrigen Bühnen, die infolge ihrer Lage in der Konkaven und außerhalb des Talweges von der Strömung nicht unmittelbar getroffen werden, konnte die planmäßige Steinschüttung ausgeführt werden, da sie hier liegenblieb und ihren Zweck erfüllte. Die auf den im Talweg liegenden Grundschwellen von Willgerodt vorgesehene 1 m dicke, lose Steinschüttung konnte sich natürlich noch weniger gegen die starke Strömung behaupten wie diejenige auf den Bühnenkronen; sie wurde daher fortgelassen und an ihrer Stelle eine besonders starke und schwere Steinsenkwurfanlage aufgebracht. Die Überleitung der regulierten Stromstrecke in die unregulierte bei Straßburg-Kehl geschah genau nach Willgerodts Vorschlag durch einfache Fortsetzung des Niederwasserbettes um 2 km über den planmäßigen Endpunkt der Regulierung bei km 124,0 (badische Teilung) hinaus stromaufwärts bis zur Abzweigung des Kleinen Rheins. Schon im zweiten Baujahr ergab sich im oberen, elsäß-lothringischen Bauabschnitte die Notwendigkeit einer wichtigen Änderung der ursprünglichen Pläne insofern, als der Wasserstand von + 2 m am Straßburger Pegel nicht mehr dem Stande von + 3 m am Maxauer Pegel entsprach, also nicht mehr den normalen Niederwasserstand darstellte, der dem Regulierungsentwurfe seinerzeit zugrunde gelegt worden war. In dem Dezennium zwischen der Aufstellung des Honsellschen Entwurfs (Winter 1896/97) und dem Beginne der Regulierungsarbeiten hatte sich infolge der Erosion der Stromsohle sowie infolge ausgedehnter Kiesentnahmen aus dem Strombett für staatliche und gewerbliche Zwecke eine allmähliche Senkung des Wasserspiegels um 0,21 m bei Straßburg und von da abwärts bis Drusenheim eingestellt, so daß der normale Niederwasserstand am Straßburger Rheinbrückenpegel nicht mehr + 2 m, sondern nur noch + 1,79 m war. Die Senkung des Wasserstandes erforderte naturgemäß eine entsprechende Tieferlegung der geplanten Querbauten, damit diese nicht mit der Zeit aus dem Wasser heraus in die Höhe wachsen, gewissermaßen in der Luft hängen und so ihre Wirkung auf die Ausbildung der angestrebten Fahrwasserrinne verlieren. Um nun nicht nur dieser Senkung von 0,21 m, sondern auch ihrem zu erwartenden weiteren Fortschreiten Rechnung zu tragen, wurde im Jahre 1908 der Ausführungsentwurf so abgeändert, daß als normales Niederwasser der Rheinstand von + 1,50 m am Straßburger Rheinbrückenpegel in die Pläne eingezeichnet und die Höhenbegrenzung der Querbauten — es waren zwischen Drusenheim und Straßburg damals noch keine eingebaut — dementsprechend um 0,50 m senkrecht nach unten verschoben wurde. Bei Maxau war im gleichen Zeitraum eine Änderung in der Höhenlage der Stromsohle nicht beobachtet worden, so daß für die untere Regulierungsstrecke der Wasserstand von + 3 m am Maxauer Pegel auch weiterhin als normaler Regulierungswasserstand beibehalten werden konnte. Der durch diese Entwurfsänderung entstandene Höhenunterschied zwischen der neuen, durch — 0,50 m des Straßburger Pegels verlaufenden und der alten, von Drusenheim abwärts unveränderten ideellen Regulierungssohle wurde unmittelbar oberhalb der Schiffbrücke Drusenheim—Greffern auf eine Windung der Niederwasserrinne von rd. 1 km Länge gleichmäßig verteilt und allmählich ausgeglichen, so daß jede plötzliche, stufenweise Höhenänderung der Querbauten, die naturgemäß Unregelmäßigkeiten der Bettausbildung verursacht hätte, vermieden ist.

Die Rücksicht auf diese Sohlen- und Wasserspiegelsenkung am oberen Ende der Regulierungsstrecke war mitbestimmend dafür, daß

die Grundrißgestaltung der Niederwasserrinne bei der Ausführung nicht nach dem Honsellschen Entwurfe, sondern nach den Willgerodtschen Abänderungsvorschlägen vorgenommen wurde, denn die stark gestreckte Linienführung des Honsellschen Niederwasserbettes hätte den Talweg rechnermäßig um etwa 1,620 km gekürzt und dadurch allein schon eine weitere Sohlen- und Wasserspiegelsenkung von rd. 0,43 m bei Straßburg bewirkt.

Die Aufgabe der beiden Bauleitungen war, wie wohl ohne weiteres einleuchten dürfte, keine leichte; handelte es sich doch um die Ausführung eines Werkes, für das es noch keinen Vorgang gab, und das in weiten Kreisen, ja auch von hervorragenden Hydrotekten für unmöglich gehalten wurde. Hier galt es, einen schweren, langjährigen Kampf aufzunehmen und durchzuführen gegen einen gewaltigen Strom, der bei Hochwasser mehr als 7000 m³ Wasser sekundlich mit einer Geschwindigkeit von über 3 m/Sek. zu Tal wälzt, die Korrekationsuferbauten meterhoch überflutend, und dessen Sohle in ständiger Bewegung und Umbildung begriffen ist! Kein Wunder, daß die Gegner der Regulierung bei jeder stärkeren Stromanschwellung triumphierten und das klägliche Fiasko des Werkes prophezeiten; erwarteten sie doch jedesmal mit Sicherheit, daß die bereits eingebauten Buhnen und Grundschwellen zerstört und fortgerissen werden würden. Aber die leitenden Ingenieure ließen sich nicht entmutigen; im Gegenteil, sie richteten ihr Bauvorgehen so ein, daß der Strom selbst zur Mitwirkung bei der Herstellung der neuen Niederwasserrinne veranlaßt wurde und daß die Hochwasser nicht nur nicht schaden, sondern im Gegenteil nützliche Arbeit leisteten, indem sie das Geschiebe in gewünschtem Sinne in das fertige Buhnengerippe hineinschoben und dessen angestrebte Verlandung beschleunigten. Im Hinblick auf die andauernde Umwälzung der Stromsohle und die fortgesetzte Verschiebung des Talweges war naturgemäß jedes schematische, schrittweise Vorgehen, wie es beim Bau von Kanälen, Straßen oder Eisenbahnen die Regel bildet, von vornherein ausgeschlossen; die Rücksichten auf tunlichste Kostenersparnis sowie das Bestreben, über großen baulichen Schwierigkeiten aus dem Wege zu gehen und auch den Schiffahrtbetrieb möglichst wenig zu behindern, führten von selbst dahin, daß die Regulierungswerke in jedem Bauabschnitte jeweils zunächst nur an den Stellen eingebaut wurden, an denen die Sohle gerade eine günstige Lage hatte, und daß die Bauausführung an den Stellen ungünstiger Sohlengestaltung so lange zurückgestellt wurde, bis sich die Verhältnisse entsprechend gebessert hatten. Es zeigte sich bald, daß günstig liegende Kiesbänke schon durch den Einbau einiger weniger Grundschwellen und Buhnen an ihrem rampenartig ansteigenden Kopfe festgehalten werden konnten, so daß ein weiteres Vorrücken des Talweges verhindert war. Auf diese Weise gelang es, die neue Talwegrinne schon lange vorher in die angestrebte Lage zu bringen, bevor das ganze, planmäßig vorgesehene Gerippe der Querbauten eingebracht war. Schon 50% der geplanten Werke, an den richtigen Stellen eingebaut, genügten, um dieses Ziel zu erreichen; die übrigen, zur Vervollständigung des Buhnengerippes nötigen Werke brauchten erst viel später, nach entsprechender Veränderung der Sohlenlage hergestellt zu werden und konnten dann gewöhnlich in sehr leichter und billiger Bauweise ausgeführt werden. Dem zielbewußten, umsichtigen und tatkräftigen Vorgehen der bauleitenden Ingenieure war es zu verdanken, daß das Bauprogramm genau eingehalten und in jeder der beiden Bauabteilungen von unten nach oben vorwärtsschreitend jährlich planmäßig eine Stromstrecke von durchschnittlich 6,7 km Länge reguliert werden konnte. Die Ausführung der Bauarbeiten geschah in Regie, d. h. im Selbstbetriebe der Bauverwaltungen, da die Arbeiten in Anbetracht der eigenartigen, schwierigen und unsicheren Bauverhältnisse sich nicht gut zur Vergabe an Unternehmer eigneten. Nur die Lieferung der Baustoffe und Geräte (Steine, Faschinen, Draht, Bauhölzer, Bauwinden, Schubkarren, Steinkarren, Schaufeln usw.) wurde nach Maßgabe der bestehenden Vorschriften an Unternehmer verdungen. Zur Versenkung der Senkwalzen waren in jedem der beiden Bauabschnitte in der Regel je zwölf Senkbrücken tätig, deren jede, von durchschnittlich 15 Arbeitern bemannt, täglich rund 20 Senkwürste anfertigte und planmäßig versenkte. Die Senkbrücken bestanden aus je zwei nebeneinander gekoppelten, 21 m langen und 2,5 m breiten Langweidlingen, die auf einer kräftigen Querbalkenlage eine aus 6 cm dicken Bohlen gebildete, 15 m lange und 6 m breite Plattform trugen. Auf besonderen, am Kopfe der Senkbrückenweidlinge angeschraubten Querbalken waren drei starke Kabelwinden angebracht, und zwar eine etwas voraus in der Mitte der Balken mit der Trommelachse senkrecht zur Längsachse der Brücke gestellt und je eine symmetrisch rechts und links davon mit den Trommeln annähernd parallel zu dieser Längsachse gerichtet (Seitenwinden!). Über die drei Windentrommeln liefen 300 m lange Drahtseile oder auch Ketten, von der mittleren, Vorauswinde stromaufwärts, von den Seitenwinden nach beiden Ufern hin gespannt und an eingegrabenen Schiffsankern befestigt. Durch entsprechendes Drehen der Handkurbeln der Kabelwinden wickelten sich die Drahtseile oder Ketten auf den Trommeln auf oder ab, und auf diese Weise konnte

die Senkbrücke in jede beliebige Lage über der Baustelle gebracht werden. Die Richtung der Buhnen- und Grundschwellenlängsachsen wurde auf den Ufern durch je zwei hohe, weithin sichtbare Signalanstangen abgesteckt, so daß die auf dem Wasser schwimmende Senkbrücke durch Einvisieren jederzeit so eingestellt werden konnte, wie es der Abwurf der einzelnen Senkwalzen erforderte. Natürlich war es keine leichte Arbeit, die schweren, 8 bis 11 m langen Würste so abzuwerfen und zu lenken, daß sie gerade an den ihnen planmäßig innerhalb des Baukörpers bestimmten Platz zu liegen kamen, denn sie wurden durch die starke Strömung oft 8 bis 10 m weit und mehr abgetrieben und außerdem noch durch die zahlreichen Wasserwirbel aus ihrer Richtung herausgedreht. Erschwert wurde die Arbeit noch dadurch, daß die leicht bewegliche Bausohle sich häufig während des Abwerfens einer Senkwurst durch Auskolkungen so erheblich änderte, daß die ganzen Berechnungen umgeworfen wurden und von neuem angestellt werden mußten. Besonders stark traten die Auskolkungen bei der Herstellung der Buhnenköpfe im Talweg auf, wo sie oft gewaltige Ausmaße annahmen und die Bauausführung recht erschwerten. Das Versenken der Walzen von den schwimmenden Brücken aus mußte daher mit peinlicher Sorgfalt und Genauigkeit unter Berücksichtigung aller dieser Störungsfaktoren bewerkstelligt werden, wenn die Arbeit überhaupt Erfolg haben sollte. Daß die eben geschilderten Schwierigkeiten der Bauausführung im oberen, elsäß-lothringischen Bauabschnitte mit seinem stärkeren Stromgefälle erheblich größer sein mußten als im unteren, badischen, dürfte ohne weiteres klar sein. Zum Glück füllten sich die an den Buhnenköpfen während und infolge des Baues entstandenen Kolke bald wieder so mit Kies auf, daß sie vollständig verschwanden und daher keine Gefahr mehr für das fertige Bauwerk bildeten. Übrigens kamen diese unangenehmen Kolkbildungen nur beim Bau solcher Werke vor, die unmittelbar im Talweg und bei ungünstiger, zu tiefer Lage der Stromsohle hergestellt werden mußten, während sie an anderen Baustellen mit günstiger Sohlenlage nicht beobachtet wurden. Zu bemerken ist hierbei, daß an den einmal fertiggestellten, nach der Willgerodtschen Bauweise mit einer gleichbleibenden Neigung von 1:20 versehenen Buhnenköpfen später keine Kolke mehr auftraten, da eben die schwache Kopfböschung keinen Anlaß dazu gibt, wogegen an den zum Teil viel steileren Buhnenköpfen der Honsellschen Bauweise sich solche Kolke auch nach Vollendung der Werke immer wieder von neuem bildeten, was ja nicht weiter überraschen dürfte.

Zur wirksamen Unterstützung der Bauarbeiten waren sowohl im oberen, elsäß-lothringischen, wie im unteren, badischen Bauabschnitte ständig zwei Eimerdampfbagger im Betrieb, deren jeder täglich bei zehnstündiger Arbeitszeit 1000 bis 1200 m³ Bodenmasse ausheben konnte. Jedem dieser Dampfbagger war zur Verschiffung und planmäßigen Verwendung des Baggergutes ein Schraubenschleppdampfer von rd. 200 bis 300 PSi mit je drei Baggerprahmen (Klappnachen) von je 25 t Tragfähigkeit beigegeben. Die vorgenommenen Baggerungen dienten einmal der Aufrechterhaltung des Stromverkehrs während der Bauausführung, sodann der Öffnung der neuen Fahrwasserrinne und drittens der Gewinnung des erforderlichen Kiesmaterials für die Baukörper. Außer diesen Baggern, Dampfern und Prahmen waren in jedem Bauabschnitte noch an die 100 größere und kleinere Schiffe, Weidlinge und Nachen aller Art vorhanden, die zum Transport der Baustoffe von den Lagerplätzen nach den Verwendungsstellen sowie zur Beförderung der Arbeiter und des Aufsichtspersonals benutzt wurden. Weiter gehörte zum Schiffspark der oberen, elsäß-lothringischen Bauabteilung noch eine Dampfbarkasse von 100 PSi, die für die Strombereisungen und Querprofilaufnahmen gebraucht wurde, für welche Zwecke der unteren, badischen Bauabteilung ein etwas schwächeres Benzinmotorboot zur Verfügung stand. Die Zahl der in jedem Abschnitt beschäftigten Arbeiter, die in den nahe gelegenen Rheinortschaften wohnten und ansässig waren, betrug zu Zeiten des Hochbetriebs oft 1000 und noch mehr. Die Hauptbautätigkeit fiel naturgemäß in die Periode der niederen Wasserstände, d. i. die Zeit von Anfang Oktober bis Ende März, während in den übrigen Monaten mit den höheren Rheinständen nur unaufschiebbare Vervollständigungs- und Sicherungsarbeiten sowie Materialverschiffungen und Baggerungen im Interesse der Schiffahrt ausgeführt wurden.

Die günstige Wirkung der Regulierungsarbeiten machte sich bald bemerkbar, und schon vom Jahre 1912 ab konnte die Großschiffahrt nach Straßburg zum ersten Male das ganze Jahr hindurch ohne Unterbrechungen, also auch beim niedrigsten Wasserstande, mit wirtschaftlichem Nutzen betrieben werden, während sie früher an durchschnittlich 140 Tagen im Jahre wegen ungenügender Fahrwassertiefen lahmgelegt war. Bereits im Jahre 1915 war das ganze 85 km lange Niederwasserbett zwischen Sondernheim und Straßburg mit der 2 km langen Übergangsstrecke am oberen Ende programmgemäß in der ersten Anlage hergestellt und die Talwegrinne in die geplante Richtung gebracht; außerdem war auf einer 30 km langen Strecke auch schon der sogenannte „weitere Ausbau“ vollendet, worunter die Abpflasterung

der Buhnen, die ja nur beim niedrigsten Wasserstande geschehen konnte, ferner die erstmalige Ausbesserung beschädigter Querbauten und das Einbauen noch fehlender, wegen ungünstiger Sohlenlage nicht gleich herstellbarer Werke verstanden wird. Jede im „weiteren Ausbau“ vollendete Teilstrecke schied vereinbarungsgemäß aus dem Neubauunternehmen aus und ging nach vorheriger Gutheißung durch die Regierungen sofort in die ordentliche Unterhaltung durch die beteiligten Uferstaaten über, d. h. jeder Uferstaat hatte von da ab ausschließlich für die Instandhaltung der auf seinem Hoheitsgebiete liegenden Regulierungswerke allein zu sorgen. Von 1915 ab wurde jährlich in jedem der beiden Bauabschnitte eine Teilstrecke von 5,5 km Länge im „weiteren Ausbau“ fertiggestellt, und Ende 1918 war das ganze großartige Werk bis auf einige wenige, geringfügige Arbeiten vollendet. Zu diesem Zeitpunkte waren von den 1604 planmäßig vorgesehenen Querwerken 1556, d. h. 97% der Gesamtzahl im Strombett eingebaut; die noch fehlenden 3% der Querbauten brauchen voraussichtlich, da sich die Sohlenlage an den betreffenden Stellen nicht vertieft, überhaupt nicht hergestellt zu werden. Die Kostenanschlags-summe von 13 1/2 Millionen Mark war trotz der in den Kriegsjahren einsetzenden Preis- und Lohnsteigerungen nicht überschritten worden, ein glänzender Beweis für das wirtschaftliche, umsichtige und sachgemäße Vorgehen und Disponieren der Bauleitungen bei der Bauausführung.

So war das gewaltige, für unmöglich gehaltene Werk der Oberrheinregulierung bis Straßburg glänzend gelungen, und das angestrebte Ziel in jeder Hinsicht vollkommen erreicht, ja sogar noch überschritten; der Erfolg übertraf die kühnsten Erwartungen. An Stelle der früheren unregelmäßigen, unsicheren und stets wandernden Talwegrinne, die mit ihren schroffen, steilen Übergängen, ihren unzulänglichen Fahrwassertiefen, ihren starken Wirbeln und Gefällkonzentrationen über den Schwellen der Schifffahrt unendliche Gefahren und Hindernisse bereitete, ja sie sogar während rd. 5 Monaten im Jahre völlig unmöglich machte, war eine regelmäßige, festliegende, vorzügliche Fahrwasserrinne getreten, die mit ihrer Tiefe, Breite und sanft geschwängelten Laufrichtung den höchsten Ansprüchen der Großschifffahrt vollkommen gerecht wird. Wie bedeutend die erzielte Fahrwasserverbesserung ist, geht daraus hervor, daß schon vom Jahre 1913 ab die meisten nach Straßburg zu Berg fahrenden Schleppzüge drei vollbeladene Lastkähne größter Abmessungen im Anhang des Dampfers führten, während sie früher höchstens mit zwei schwach abgeladenen Kähnen mittlerer Größe mühsam vorwärts kamen. Heute laufen die größten Frachtkähne mit Ladungen von 2500 t (= 50 000 Zentner) und mehr in den Straßburger Hafen ein, während früher nur mittlere Kähne mit 800 bis 1200 t Ladung bei guten Wasserständen diesen Hafen erreichten.

Wie außerordentlich rasch und sicher die Fahrwasserverbesserung infolge der Regulierungsarbeiten vorangeschritten ist, läßt sich deutlich aus der nachstehenden Tabelle ersehen, in der die geringsten Fahrwassertiefen und ihre Zeitdauer für mehrere Jahre bzw. Jahresmittel übersichtlich zusammengestellt sind.

Tabelle

der kleinsten Fahrwassertiefen des Rheins zwischen Straßburg und Sondernheim und ihrer Zeitdauer, d. h. der Anzahl Tage im Jahre, während deren sie erreicht oder überschritten waren.

Fahrwassertiefen	Mittel der Jahre 1900—1909	Mittel der Jahre 1910 u. 1911	1912	1913	Mittel der Jahre 1914—1919
1,40 m und darüber	215 Tage	305 Tage	365 Tage	365 Tage	365 Tage
1,60 " " "	174 " "	237 " "	338 " "	354 " "	360 " "
1,80 " " "	135 " "	180 " "	283 " "	312 " "	336 " "
2,00 " " "	90 " "	138 " "	230 " "	280 " "	303 " "
2,20 " " "	50 " "	98 " "	204 " "	245 " "	268 " "
2,50 " " "	20 " "	60 " "	152 " "	170 " "	227 " "

Die graphische Darstellung der Fahrwassertiefen-Dauerkurven ergibt folgendes anschauliches Bild von der fortschreitenden Wirkung des Regulierungswerkes.

Die Abszissen des Diagramms geben die Anzahl der Tage des Jahres an, während deren die als zugehörige Ordinaten aufgetragenen Fahrwassertiefen erreicht oder überschritten waren.

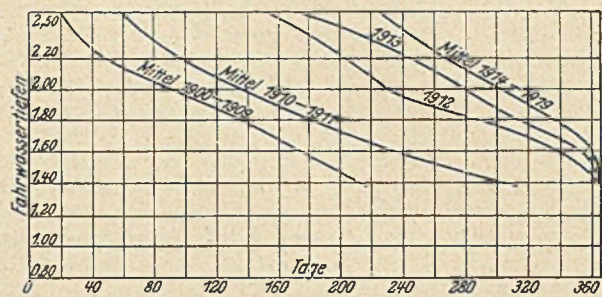


Abb. 11.

Demersprechend schnellten die Verkehrsziffern mit Riesensprüngen in die Höhe. Während der Schiffsverkehr des Straßburger Rheinhafens im Jahre 1907, also zu Beginn der Regulierungsarbeiten, nur 627 020 t betrug, war er im Jahre 1913 bereits auf 1 988 310 t, das ist mehr als das Dreifache, gestiegen! Was man nie für möglich gehalten hätte, war auf einmal eingetreten: Der Hafen erwies sich als zu klein, um die gewaltigen, auf dem regulierten Strom anflutenden Gütermengen bewältigen zu können; es mußten alsbald Erweiterungen der bestehenden Hafenanlagen in Angriff genommen werden, um der neuen Verkehrslage einigermaßen gerecht werden zu können. Der segensreiche Erfolg der Stromregulierung war eben schneller eingetreten, als die kühnsten Optimisten erwartet hatten; Straßburg war über Nacht an Stelle Mannheims der Endpunkt der regelmäßigen Großschifffahrt auf dem Oberrhein geworden.

Daß aber auch Straßburg nicht endgültige Endstation der wichtigsten europäischen Wasserstraße bleiben kann, daß vielmehr die wirtschaftliche und kommerzielle Entwicklung der am Rhein interessierten Völker die Fortsetzung des Regulierungswerkes bis nach Basel dringend verlangt, das habe ich bereits in der „Bautechnik“ 1924, Heft 23 vom 30. Mai, S. 237 bis 239, ausgeführt. Auch habe ich dort, lediglich im Interesse der Rheinschifffahrt dargelegt, daß sich für die Regulierung der Rheinstrecke Straßburg—Basel die Anwendung des von mir seinerzeit in Straßburg unter der Oberleitung Willgerodts und nach dessen Angaben ausgearbeiteten Bausystems empfehle. Die Stromstrecke Straßburg—Basel hat in ihrem derzeitigen Zustande mehr Ähnlichkeit mit den früheren Verhältnissen in dem von mir regulierten oberen Stromabschnitte Iffezheim (Neuhäusel)—Straßburg (Kehl) als mit denjenigen im unteren, badischen Abschnitte Iffezheim—Sondernheim. Die Gefahr der Erosion ist bei der stark einschneidenden Profilstaltung Honsells um so größer, je stärker das Stromgefälle wird, je weiter stromaufwärts von Straßburg also ein solches Profil zur Anwendung kommt. Das Willgerodtsche System ist das System des vorsichtigen und vorbeugenden Vorgehens, des Sichanpassens an die natürlichen, charakteristischen Eigenschaften des Stromes, die sich nicht mit Gewalt ändern oder beseitigen, sondern nur mildern und verbessern lassen. Übrigens ist es, wenn es nötig werden sollte, immer leicht, von der flachen, muldenförmigen Willgerodtschen Profilstaltung nachträglich auf die Honsellsche Form überzugehen, während es mit großen Schwierigkeiten, Kosten und Nachteilen verbunden ist, die vollen, hohen und einschnürenden Honsellschen Querbauten, besonders die Buhnen der Übergangsprofile, auf die Willgerodtsche Umgrenzungslinie abzubauen. Auch leuchtet ohne weiteres ein, daß die Willgerodtsche Bauweise, da ihre Buhnen einen geringeren Baukörper haben, bei weitem billiger sein muß als die Honsellsche. Deshalb möchte ich — nochmals sei es betont, lediglich im Interesse der Rheinschifffahrt — auf Grund meiner vierzehnjährigen Erfahrungen als Leiter der Rheinregulierungsarbeiten im oberen, elsäß-lothringischen Bauabschnitte (Iffezheim—Straßburg) auch an dieser Stelle nochmals dringend empfehlen, für die geplante Fortsetzung des Regulierungswerkes über Straßburg hinaus nach Basel das von mir ausgearbeitete, sogenannte Willgerodtsche Bausystem anzuwenden. Bei Befolgung dieses Rates wird man — ich rede aus langjähriger Erfahrung! — vor allerlei unliebsamen Überraschungen bewahrt bleiben.

Darum: „Discite moniti“!

Anlagen der Heizung, Lüftung und Be- und Entwässerung am Bahnhof Friedrichstraße, Berlin.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reg.-Baurat Carl Th. Brodführer, Berlin.

Unsere Zeit verlangt in öffentlichen und privaten Bauwerken einen Komfort, an den frühere Zeiten nicht dachten und der besonders in bezug auf Beheizung und Belüftung, sowie auf Be- und Entwässerung bauliche Anlagen großen Stils bedingt. Diese haben zudem die Eigenart, daß ihre einzelnen Teile möglichst wenig in die Erscheinung treten sollen, damit der architektonische Eindruck der Räume nicht beeinträchtigt wird (man könnte die verwickelten Rohrsysteme eines Gebäudes mit den Adern des tierischen Körpers vergleichen), und so wird es dem flüchtigen Beschauer selten zum Bewußtsein kommen, welche Mengen von Material und geistiger wie körperlicher Arbeit in diesen Anlagen steckt.

Der Neubau des Bahnhofs Friedrichstraße wird nach seiner Fertigstellung ein Rohrnetz von insgesamt etwa 10 km Länge enthalten, d. h. die sämtlichen Rohre würden aneinandergelagert eine Strecke darstellen, die der Entfernung vom Brandenburger Tor bis nach Pichelsdorf entspricht. Die Heizungs- und sanitären Anlagen verdienen also schon wegen ihres Umfangs Interesse, darüber hinaus ist bemerkenswert, daß die Planung und Ausführung eine besonders schwierige deshalb war, weil einmal die neuen Systeme grobenteils in ein bestehendes altes Bauwerk eingefügt werden mußten, das seiner ganzen Art nach nur recht beschränkte Möglichkeiten für die Unterbringung aller Teile bot, und weil zweitens das Gebäude dauernd in Benutzung bleiben mußte, also die vorhandenen alten Anlagen bis zur Fertigstellung der neuen in ihrem betriebsfähigen Bestande nicht angetastet werden durften.

Die Planung lag in der Hand des Herrn Oberbaurat Schmelzer der Reichsbahndirektion Berlin.

Die Ausführung war für Heizung und Lüftung der Firma Rudolf Otto Meyer, für die Be- und Entwässerung der Firma David Grove A.-G., beide in Berlin, übertragen, die Kessel der Heizanlage sind von der Firma Walther u. Co., Köln-Dellbrück, geliefert, und es darf zum Lobe dieser Firmen gesagt werden, daß die Bewältigung der schwierigen Aufgabe bestens gelungen ist.

1. Heizanlage.

Was zunächst die Heizanlage betrifft, so ergab eine vor Beginn der Bauarbeiten vorgenommene Untersuchung, daß die alte Anlage, eine als Fernheizwerk betriebene Hochdruckdampfheizung mit Heizkörpern aus Rohrspiralen, völlig abgebraucht war und für eine Wiederverwendung nicht mehr in Frage kam.

Beim Entwurf der neuen Heizanlage war nun ursprünglich beabsichtigt, die gesamte Kesselanlage innerhalb des Gebäudes in den Kellerräumen unterzubringen. Die Verwirklichung dieses Gedankens erwies sich jedoch als undurchführbar.

Die hierfür erforderlichen Räume — Kesselraum, Bedienungsraum, Raum für Brennstoffe und Brennstoffrückstände und Verkehrswege — standen nicht zur Verfügung; die für Dienst- und Betriebszwecke erforderlichen Räume hätten andernfalls zu stark eingeschränkt werden müssen.

Ferner hätte die Zufuhr von Brennstoffen und die Abfuhr von Asche und Schlacke zu großen Unzuträglichkeiten geführt. Eine Störung des Verkehrs und ein Verschmutzen des Gebäudes wären kaum zu vermeiden gewesen. Der Gedanke, die Kesselräume durch einen befahrbaren Kanal unter dem Reichstagsufer mit der Spree zu verbinden (An- und Abfuhr mittels Kahnens) erwies sich als undurchführbar wegen der zahlreichen in der Straße liegenden Kanäle und Kabel, sowie wegen des wechselnden Wasserstandes der Spree.

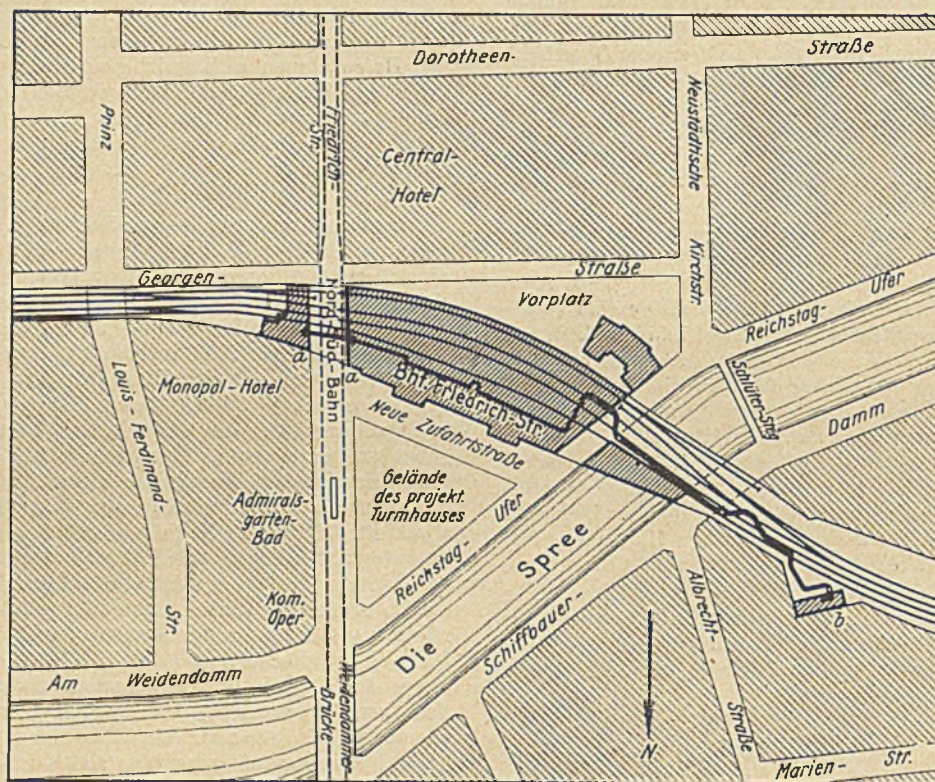
Schließlich war es nicht gut möglich, einen Schornstein am Gebäude oder innerhalb des Bahnkörpers hochzuführen.

Es blieb also nichts weiter übrig, als wieder auf das vorhandene alte Kesselhaus jenseits der Spree zurückzugreifen und das Gebäude für die neue Heizanlage umzubauen. Aber auch

für diesen Umbau war der Raum so beschränkt, daß eine Kesselanlage für Niederdruckdampf mit all ihrem Zubehör nicht unterzubringen gewesen wäre. Der stündliche Wärmebedarf des Gebäudes für Heizung und Lüftung beträgt im ganzen rd. 1 525 000 WE. Dieser Wert wurde mit Rücksicht auf geplante Erweiterungen und Wärmeverluste in den Rohrleitungen — 10% — auf rd. 2,7 Mill. WE erhöht. Hierfür wären rd. 340 m² Niederdruckkesselheizfläche erforderlich gewesen, deren Platzbedarf wesentlich über den verfügbaren Raum im Kesselhaus hinausgegangen wäre, um so mehr dann, wenn man die Kessel mit besonderen Feuerungen für Verwendung auch anderer Brennstoffe als Koks hätte ausrüsten wollen.

Es war somit die Anwendung von Hochdruckkesseln, und zwar Wasserrohrkesseln mit Oberkessel und Wasserkammern gegeben. Eingebaut wurden drei Hochdruckdampfkessel von je 120 m² Heizfläche, für 10 at konzessioniert. Um das Druckgefälle zwischen Kessel und Heizspannung auszunutzen, soll noch eine Dampfturbine eingebaut werden, die der Erzeugung von Licht und Kraft für den Bahnhof dienen soll.

In Erwägung war auch die Anordnung einer Warmwasserpumpenheizung gezogen worden, jedoch wurde davon wieder abgegangen, da außer der Kostenfrage auch hier die Raumfrage entscheidend war. Die erforderlichen Gegenstromapparate, Umwälzpumpen mit Motoren, überhaupt die für diese Anlage erforderlichen Maschinen, Apparate und Armaturen, deren zentrale Anordnung innerhalb des Kesselraumes hätte stattfinden müssen, konnten hier nicht mehr untergebracht werden.



a Druckreduzier- und Dampfverteilerstellen. b Heizwerk.

Abb. 1. Führung der Hochdruckdampfleitung.

Die Anlage ist also als Dampf-Fernheizung ausgebildet. Der in den Kesseln entwickelte Hochdruckdampf wird durch eine Fernleitung (Abb. 1) bis zu einer zentralen Reduzier- und Verteilerstation im Pumpenraum des Hauptgebäudes (westliche Seite an der Friedrichstraße) gefördert. Ein Abzweig dieser Dampfleitung ist über die Friedrichstraße hinweggeführt und dient der Beheizung des östlichen Bauteils. Nach Reduktion von Hochdruckspannung auf 0,1 at gelangt der Dampf in die Niederdruckverteiler, von denen die Leitungen zu den einzelnen Raumgruppen — des östlichen und des westlichen Bauteils — abzweigen. Das gesamte Kondensat wird durch besondere Kondensleitungen den beiden Rückspeiseanlagen zugeführt, die es wieder zum Kesselraum zurückpumpen.

Beheizt werden alle Diensträume, Wirtschaftsräume, Läden und die Lagerräume, soweit für diese ein Heizbedarf durch dauernden Aufenthalt der darin Beschäftigten vorliegt.

Dagegen entschied man sich dafür, die Empfangshallen und die Gepäckabnahme- und Aufbewahrerräume nicht zu beheizen. Da die Hallen durch die Auf- bzw. Abgänge mit den Bahnsteigen in offener Verbindung stehen, wäre ihre Beheizung mit unverhältnismäßigen Kosten verbunden, ohne daß mit einer entsprechenden Wirkung zu rechnen wäre. Zudem liegt für die Empfangshallen ein Heizbedarf kaum vor, da die Reisenden während der Heizperiode ohnehin Winterkleidung tragen und sich innerhalb der Halle fast immer in Bewegung befinden. Dasselbe gilt für die Gepäckträger. Für diese sind besondere Aufenthaltsräume vorgesehen, in denen sie sich während der Dienstpausen aufhalten können.

Auch auf anderen Bahnhöfen ist die Hallenheizung — wo sie vorhanden oder eingebaut war — aus diesen Gründen eingestellt worden (u. a. Hauptbahnhof Hamburg).

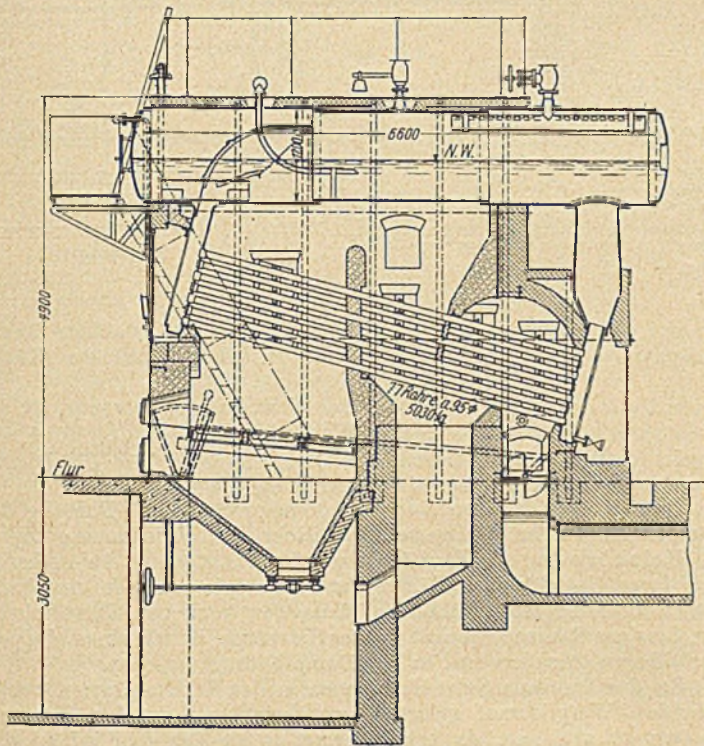


Abb. 2. Kessel im Längsschnitt.

Betrachten wir die Anlage in ihren einzelnen Teilen, so ist zunächst von den Kesseln folgendes zu sagen:

Die Kesselanlage besteht aus drei Wasserrohrkesseln (Schrägröhrkesseln) von je 124 m² Heizfläche und 10 at Betriebsdruck mit normalen Planrostfeuerungen zur Verbrennung von Steinkohlen; es ist vorgesehen, später noch einen vierten Kessel aufzustellen. Von den drei Kesseln sind zwei gemeinsam in einem Block vereinigt, der dritte ist vorläufig allein aufgestellt und soll später mit dem vierten Kessel zu einem zweiten Block vereinigt werden. Die beiden Blocks stehen in einem Abstände von 6,5 m gegenüber, so daß der Heizerstand für die drei bzw. vier Kessel gemeinsam ist. Die Rauchgase werden in einen gemauerten Schornstein geführt; zur Verstärkung des Zuges ist, da der Schornstein infolge ungenügender Höhe allein nicht imstande ist, den zur Verbrennung erforderlichen Zug zu erzeugen, noch ein Ventilator vorgesehen. Die stündliche Dampferzeugung je eines Kessels beträgt 2500 bis 3000 kg/Std. An Speisevorrichtungen sind eine Kreiselpumpe und zwei Dampfmaschinen vorhanden. Für die Schlackenabfuhr ist eine besondere Aufzug- und Bunkeranlage geschaffen, aus der die Schlacken auf Fuhrwerk abgefüllt werden.

Fernleitung. Die Fernleitungen, Dampfleitungen und Kondenswasserrückspeiseleitung zwischen Kesselhaus und Gebäude liegen z. T. unter Gelände in beschlupfbaren Kanälen (Schiffbauerdamm und Reichstagsufer), z. T. unter der Brückenkonstruktion der Spree. Infolge der vielfachen Richtungsänderungen konnten besondere Federbogen für den Ausgleich der Längendehnung fortfallen. Festschellen sind nur in längeren Strecken mit gleichmäßigem Verlauf eingebaut. Rohrhalter und Rohrschlitten sind derart konstruiert, daß die Rohrleitung sich möglichst spannungslos in axialer und seitlicher Richtung bewegen kann.

Die Dampfleitung ist 50 mm stark mit Korkschalen-, Kieselgurunterstrich, Gipsabglättung, Bandage und Dachpappenumhüllung mit wasserdichtem Teeranstrich isoliert (Luft- bzw. Erdfeuchtigkeit im Sommer). Die Isolierung der Kondenswasserrückleitung (Pumpenleitung) ist in derselben Weise 40 mm stark ausgeführt, um das Kondensat zu den Kesseln mit möglichst hohen Temperaturen zurückzuleiten.

Auf der Strecke über der Spree sind die Leitungen durch eine dichtschießende hölzerne Ummantelung gegen Witterungseinflüsse und erhöhte Wärmeverluste besonders geschützt. Zugänglich sind die Leitungen in den Kanälen durch Einsteigeschächte, über der Spree durch eine Laufbrücke. Für die Revision der Leitungen in den Kanälen ist elektrische Beleuchtung vorgesehen.

Innerhalb des Gebäudes (Abb. 3) liegt die Hochdruckdampfleitung an der Kellerdecke, die Kondensleitung in einem abgedeckten Rohrkanal unter Kellerfußboden. Die Isolierung der im Kanal liegenden Leitung geschieht durch Dachpappenumhüllung. Die Dampfleitung ist ohne Umhüllung mit 40 mm starken Korkschalen mit Abglättung und Bandage in üblicher Ausführung isoliert. Entwässert wird die Ferndampfleitung durch Schwimmer-Kondenstöpfe mit Umföhrung.

Um das umständliche Bedienen im Instandhalter dieser Töpfe innerhalb des Kanals zu vermeiden, ist die Entwässerungsleitung einmal bis zum Kesselhaus zurückgeführt. Ein zweiter Kondenstopf befindet sich innerhalb des Gebäudes.

Niederdruckleitungen. Die von den Niederdruckdampfverteilern abzweigenden Dampfleitungen liegen an der Kellerdecke, z. T. auch unter Erdgeschoßfußboden in einem Kanal. Die Isolierung ist in der üblichen Weise 20 mm stark mit Kieselgurmasse, Bandage und Anstrich ausgeführt. Entwässert werden diese Dampfleitungen durch Schleifen, bzw. wo solche nicht anzubringen waren, durch Dehnungs-Kondenswasserableiter. Die Leitungen sind fast durchweg durch autogene Schweißung verbunden.

Wo erforderlich, sind für die Fernleitungen schwere Hochdruckflanschen — Aufwalzflanschen — mit Klingeritdichtung verwendet. Die Rohre sind nahtlose starkwandige Siede- bzw. Muffenrohre.

Verteilerstation bzw. Rückspeiseanlage. Wie bereits erwähnt, ist die Hauptverteilungsstelle im Pumpenraum untergebracht. Die Anordnung dieser Hauptzentrale im Pumpenraum geschieht, um die Bedienung der Heizung mit derjenigen der Abwasserpumpenanlage zu vereinigen, von der später die Rede sein wird. Gleichzeitig ist in diesem Raum auch die Schalttafel für die elektrische Licht- und Kraftanlage aufgestellt worden.

Nach vorheriger Entwässerung tritt der Dampf in einen Hochdruckdampfverteiler ein. Hier wird zunächst die bereits erwähnte Leitung zum östlichen Bauteil abgezweigt und sodann der Hochdruckdampf durch ein Druckminderungsventil auf Niederdruckspannung herabgemindert; er gelangt in den Niederdruckverteiler, von dem die durch Ventile absperrbaren Leitungen zu den einzelnen Gruppen abgehen.

Auf dem Niederdruckdampfverteiler und dem Hochdruckverteiler sind Manometer zur Kontrolle der Dampfspannung angebracht, ein Überschreiten des zulässigen Betriebsdruckes wird durch ein Sicherheitsventil verhindert. Druckminderungsventile und Schwimmer-Kondenstöpfe sind mit Umföhrungsventilen versehen, um etwa nötige Ausbesserungen daran auch während des Betriebes ausführen zu können. Die Dampfverteilungsstelle im östlichen Bauteil ist entsprechend angelegt.

Das von den Heizgruppen abfließende Kondenswasser wird in den Kondenswassergefäßen gesammelt. Vom östlichen Bauteil wird es durch die dort vorhandene Rückspeiseanlage dem Sammelgefäß im westlichen Teil zugeführt und von hier aus mit dem Kondenswasser des westlichen Bauteils vereinigt durch eine besondere Druckleitung zum Kondenswasserbehälter im Kesselhause jenseits der Spree zurückgepumpt.

Die Rückspeisepumpen sind Schleuderpumpen, mit Elektromotoren unmittelbar gekuppelt und auf gemeinsamer Grundplatte befestigt. Die Motoren werden durch Schwimmeranlasser in den Gefäßen selbsttätig ein- und ausgeschaltet. Für beide Rückspeiseanlagen sind vollständige Reserveaggregate vorgesehen.

Es war erwogen worden, für die Reservepumpen andere als elektrische Antriebsmaschinen zu verwenden, da im Falle eines Aussetzens der Stromzuföhrung zugleich die Heizanlage gestört werden

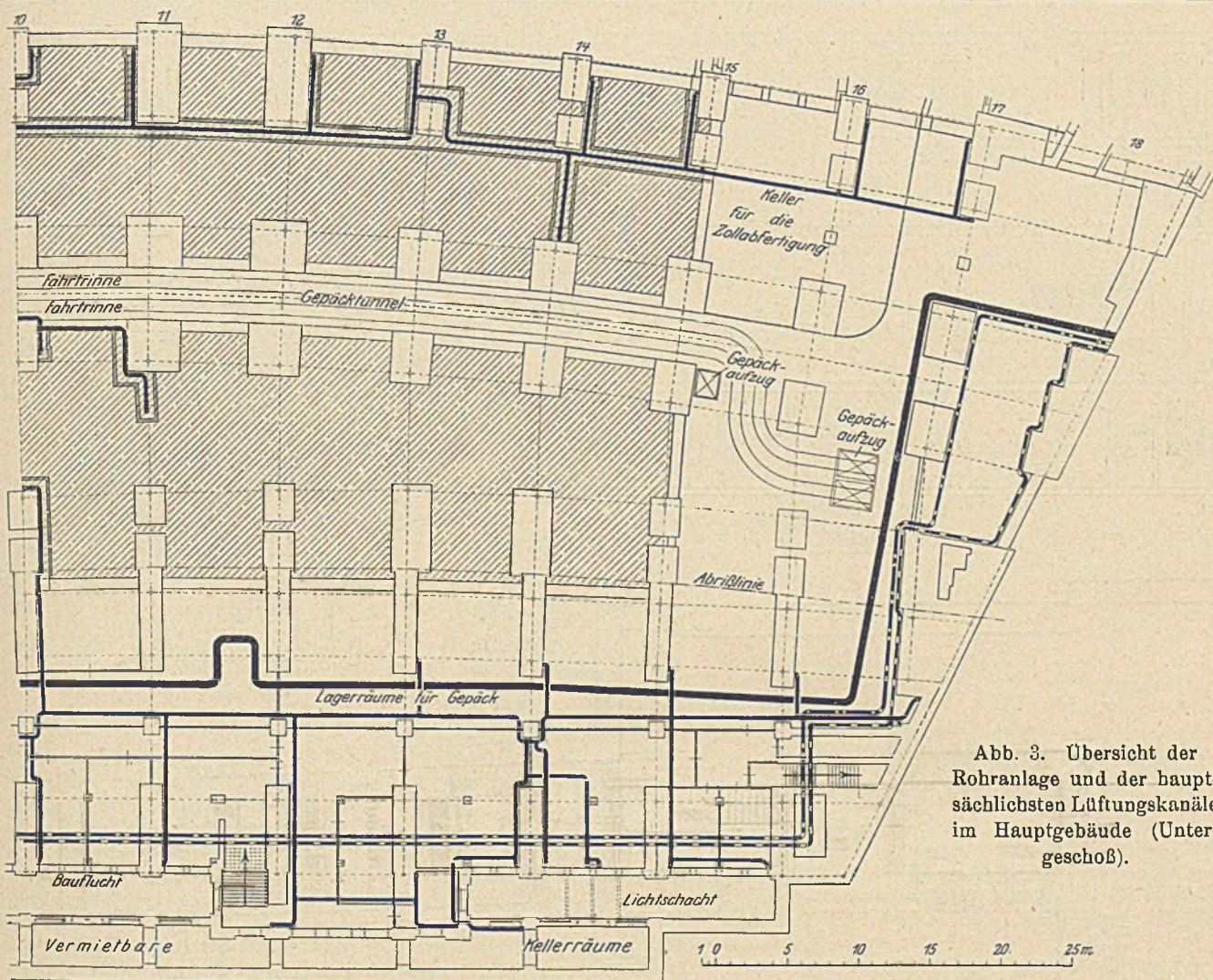


Abb. 3. Übersicht der Rohranlage und der hauptsächlichsten Lüftungskanäle im Hauptgebäude (Untergeschoß).

Ferner sind, wie erwähnt, besondere Drucklüftungsanlagen für jeden Fahrkartenschalteraum vorgesehen, um die starken Zugscheinungen an den Ausgabefenstern aufzuheben.

Wartesaale. Die großen, noch im Bau befindlichen Wartesaale erhalten getrennte Zuluft- und Abluftanlagen. Für die Belüftung der Wartesaale ist ein Schleudergebläse mit unmittelbar gekoppeltem Gleichstrommotor vorgesehen.

Die von außen bis -5°C eintretende Luft wird durch Vorwärmeheizkörper auf $+5^{\circ}\text{C}$ erwärmt, geht durch einen Wasserfilter (Streu- und Abstreifkörper) und wird, nach Abscheidung der Wasserteilchen durch einen Nachwärmeheizkörper, auf $+35^{\circ}\text{C}$ erwärmt und durch das Gebläse in die unter dem Fußboden des Kellers vorgesehene Kanalanlage gedrückt. Von den wagerechten Verteilungskanälen gelangt sie dann durch die stehenden, als Pfeilervorlagen ausgebildeten Steigekanäle in die Räume. Die Luft Eintrittsöffnungen zu den Räumen sind mit Jalousieklappen verstellbar.

Im einzelnen sind folgende Einrichtungen getroffen: Die Luft wird von außen, an der Südfront des Gebäudes entnommen (Pfeilerachse 5), wo der Frischluftschacht etwa 1,0 bis 1,5 m über Straßenpflaster hochgeführt wurde, da sonst mit dem Luftstrom grobe Unreinigkeiten mitgerissen würden. Die durch den Schacht einfallende Luft tritt dann in den Luftraum *L* (Abb. 5) zwischen Bauflucht und Lüftungskammer. Eine stehende Abstreifwand bewirkt zwangsläufige Luftführung und Abstreifen mitgeführter grober Staubteilchen.

Der Eintritt in die Luftkammer K_1 geschieht durch die beiden Gitter G_1 und G_2 .

Die Gitter bestehen aus verzinktem Drahtgeflecht von 10 mm Maschenweite in schmiedeisernen Rahmen, so daß ein Eindringen von Ungeziefer (Mäusen usw.) unmöglich ist. Größe der Gitter 1,0 bis 1,5 m. Die Wände des Luftschranks *L* und der Kammer K_1 werden möglichst glatt ausgebildet. Ein Zapfhahn mit Schlauchverschraubung 20 mm ist an geeigneter Stelle vorgesehen, um ein Abspritzen der Kammer und Schächte zu ermöglichen.

Aus der Kammer K_1 , die als Absenkammer für feinere Staubteilchen gedacht ist, tritt die Luft durch zwei schmiedeiserne Drehklappen *DK* in die Vorwärmkammer K_2 ein, wo sie durch zwei Rhombikusluftherhitzer R_1 von -5°C auf $+5^{\circ}\text{C}$ erwärmt wird. Vorgewärmt durchströmt die Luft ein Wasserfilter *F*, das aus 23 Streudüsen, in zwei Gruppen mit getrennten Zuleitungen angeordnet, besteht

(Wasserzerstäubung je nach Bedarf). Die mitgeführten Wasserteilchen werden in einem Abstreifkörper *A* aus verzinktem Eisenblech aufgefangen und fließen von der Sammelrinne *S* in die Abflußleitung *E*. Die Umfassungswände des Wasserfilters erhalten wasserdichten Verputz (Wasserverbrauch der Streudüsen etwa 100 bis 150 l je Düse und Stunde bei etwa 2 at Wasserdruck).

Nach Durchströmen des Wasserfilters wird die Luft in der Nachwärmkammer K_3 von $+5^{\circ}\text{C}$ auf $+35^{\circ}\text{C}$ durch zwei Gruppen-Rhombikusluftherhitzer R_2 nachgewärmt und gelangt dann in die Ventilator-kammer *VK*. Der Standort des Lüfters in Kammer *VK* ist vertieft, damit der Lüfter unmittelbar in den Kanal unter dem Kellerfußboden einblasen kann.

Die Bedienung der ganzen Lüftungsanlage geschieht zentral von dem Bedienungsraum *Z*. In diesem werden untergebracht:

1. die Anlasser für die Lüfter.
2. der Dampfverteiler mit getrennten Leitungen und Absperrventilen für die Vor- und Nachwärmluftherhitzer und die Küchenheizkörper.
3. die Gruppenabsperrhähne für die Kaltwasserleitungen zu den Streudüsen des Wasserfilters.
4. die Seilzüge zu den Drehklappen in Kammer K_1 und K_2 und zu den Frischluftschiebern *LS* vor den Küchenheizkörpern. Alle Räume der Lüftungsanlagen sind von der Zentrale durch die dichtschießenden Türen T_1 bis T_7 zugänglich.

Für die Küche ist eine besondere Lüftungskammer angelegt, die Frischluft von der Treppe der Untergrundbahn aus empfängt. Die Frischluftzuführung zu den in der Lüftungskammer aufgestellten Radiatoren ist durch Stellschieber regelbar und geschieht durch *Z*-Kanäle, die das Abfallen kalter Luftströme auf Küchenfußboden verhindern.

Zuluftkanäle. Die gesamte Luftmenge wird den Wartesaalen an acht Pfeilervorlagen (Pfeiler 3 bis 9) und von einem unter der Decke des Wartesaales 3. und 4. Klasse anzulegenden Luftraum, von dem die Luft von oben nach unten ausbläst, zugeführt. Die Verteilung geschieht an acht Pfeilervorlagen, und zwar mit je zwei Ausströmungsöffnungen, eine rd. 3 m über Fußboden, mit je 2000 m³/Std., die zweite an der Decke mit je 6000 m³/Std. Der unter Kellerfußboden anzulegende Hauptkanal wird begehbare, 1,4 m hoch, 1,2 m breit ausgeführt. Wände, Decken und Fußboden werden geglättet, sind wasserdicht und werden mit Anstrich und mit Beleuchtungsmöglichkeit versehen.

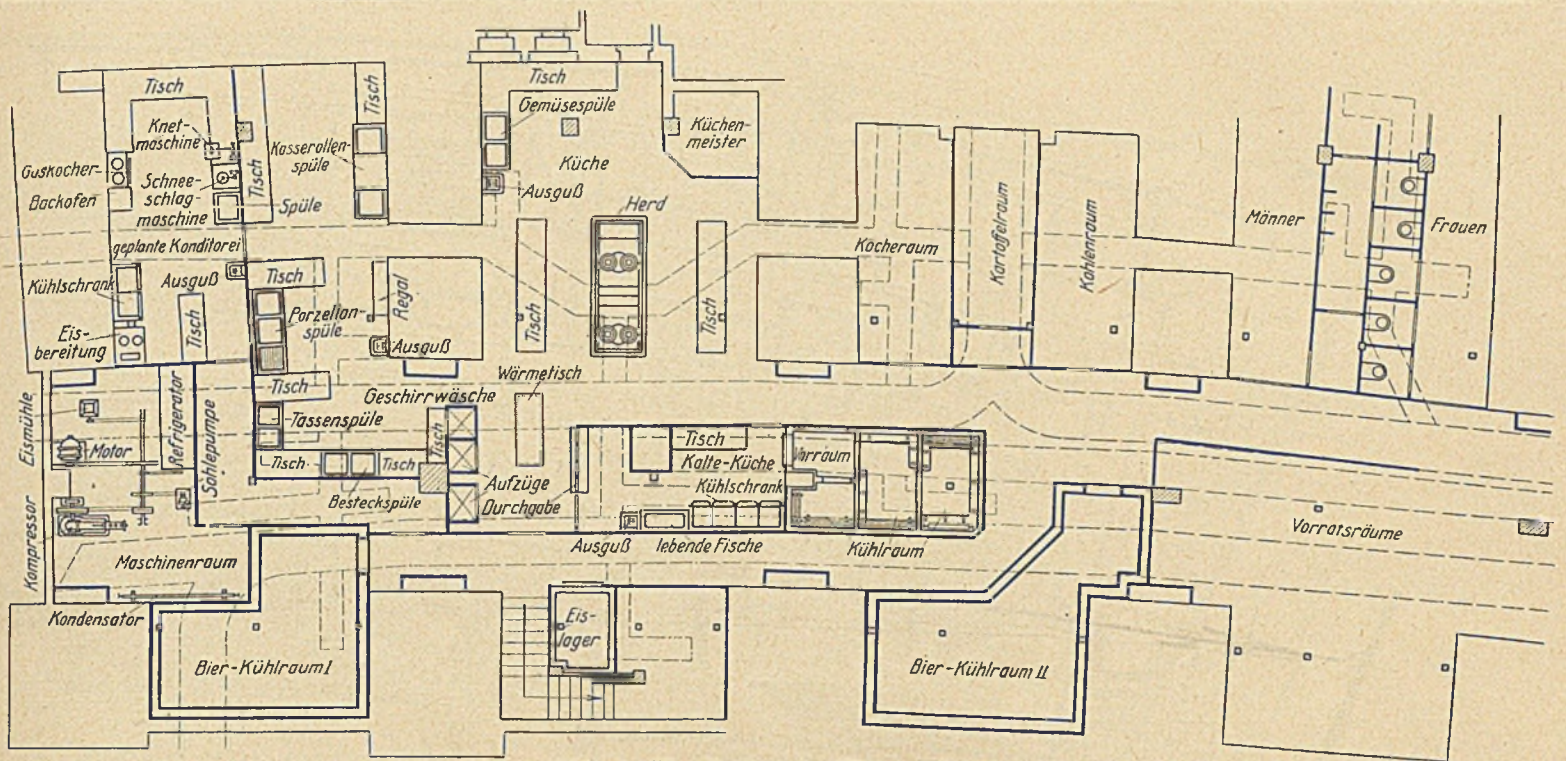


Abb. 7. Einzelheiten der Küchenanlage.

Lüftung der Aborte. In den Aborten wird durch die Lüftung Unterdruck erzeugt, um das Übertreten von Gerüchen nach außen oder in Nebenräume zu verhüten.

Aus den Männeraborten wird die Luft durch ein Schleudergebläse abgesaugt, und zwar in Rabitzkanäle, die über den Zellen an der Decke angelegt sind. Für den Lufttritt in die Kanäle sind auch hier metallene Gitter vermieden. Der Lufttritt geschieht durch gemusterte Einschnitte in die Kanalwand.

Die aus den Räumen abgesaugte Abluft wird durch den Ventilator in einen stehenden Abluftschacht gedrückt, der in der nördlichen Außenwand angelegt ist und etwa 9 m über Straßenhöhe ausmündet. Frischluft wird unmittelbar durch die in ihrem oberen Teil mit Kippflügeln versehenen Außenfenster zugeführt. Für die kleineren Frauenaborte genügt ein Flügelgebläse, das vor einem zweiten Abluftschacht angebracht ist. Lage der Lüftungskanäle s. Abb. 3.

Die Friseurräume (Abb. 6) haben getrennte Zuluft- und Abluftanlage erhalten. Die Frischluft wird der, für die Drucklüftung der Fahrkartenschalter im Erdgeschoß (s. u.) vorgesehenen Frischluftkammer entnommen und durch ein Zuluft-Schleudergebläse in den Zuluftkanal gedrückt, der an der Decke der Friseurräume angelegt ist. Die frische Luft wird durch einen Lufterhitzer auf Raumtemperatur (etwa + 25° C) vorgewärmt. Die Anlage ist für eine Luftmenge von etwa 4000 m³/Std. berechnet, was einem etwa fünfmaligen Luftwechsel i. d. Std. entspricht. Die volle Lüftung kann bis - 5° C Außentemperatur durchgeführt werden. Die Frischluft strömt in die Räume an der Decke in den einzelnen Räumen durch gemusterte Einschnitte im Deckenkanal ein.

Als Abluftkanal ist der im Kellerfußboden angelegte Rohrkanal z. T. verwendet worden, nachdem er entsprechend abgegrenzt wurde.

Sämtliche Abluftschächte haben obere und untere Abluftklappen.

Der Abluftventilator steht ebenfalls in der Frischluftkammer, bis zu der der unter dem Fußboden durchgehende Abluftkanal geführt wird. Die Abluft wird durch einen in Rabitz angelegten stehenden Abluftschacht ins Freie gedrückt.

Überdrucklüftung für die Fahrkartenschalter. Wie bereits bei Absatz „Heizkörper“ erwähnt, treten in den Fahrkartenausgaberräumen insofern besondere Schwierigkeiten auf, als in dem beheizten Raum während des Fahrkartenvverkaufs ständig Verkaufsfenster geöffnet sind, durch die kalte Luft von außen oder von unbeheizten Hallen in den Raum eindringt. Da die Schalterbeamten sich in unmittelbarer Nähe des Fensters aufhalten müssen, werden sie durch die Zugserscheinungen stark belästigt, und wenn auch durch die bereits erwähnte Anordnung von Heizschlangen unter den Brüstungen eine Abkühlung des Fußbodens durch herabfallende kalte Luftströme vermieden wird, können Zugserscheinungen an den Ausgabefenstern unmittelbar nicht durch die Rohrschlangen allein aufgehoben werden. Es ist daher nötig, im Raum selbst einen genügend starken Überdruck zu schaffen, um damit einen Luftwechsel von innen nach außen zu erreichen. Zu dem Zweck sind für alle Fahrkartenausgaberräume

besondere Druckluftanlagen angelegt. Durch Schleudergebläse wird Frischluft von außen angesaugt und in die Räume gedrückt. Vor Eintritt in den Raum wird die Luft durch Lufterhitzer auf Raumtemperatur vorgewärmt.

Als Heizflächen für Lufterwärmung in Heizkammern werden sogenannte „Rhombikus“-Heizkörper verwendet, gußeiserne glatte Heizkörper mit rhombischem Querschnitt, die in mehreren Reihen hintereinandergestellt, zwangsläufige Luftführung bewirken und keine Staubablagerung zulassen.

Im Betriebe sind bisher die Lüftungsanlagen für die Aborte, für die Friseurräume und die Drucklüftungsanlagen für die Fahrkartenschalter. Die übrigen Anlagen sind noch im Bau.

Meß- und Kontrollapparate. Vorerst sind im Kesselraum, Speisewassermengennmesser und Kondensatmengenmesser eingebaut, ein Rauchgasprüfer ist ebenfalls vorhanden. Weitere Instrumente für die Betriebskontrolle und für die Beurteilung der Wirtschaftlichkeit der Anlage sollen beschafft werden, wenn die ganze Anlage fertiggestellt sein wird.

3. Be- und Entwässerung.

Wir wenden uns nun zu den Anlagen für die Be- und Entwässerung. Die Versorgung des Gebäudes mit Frischwasser geschieht auf normale Weise durch die städtische Druckwasserleitung. Die Hauptleitung tritt an der Nordfront in das Gebäude ein und versorgt einmal bahnsseitig benutzte Räume und weiterhin die Räume der Bahnhofswirtschaft, sowie die vermieteten Nebenräume (Läden, Friseur usw.)

Der bahnsseitige Bedarf erstreckt sich auf die Toilettenanlagen und auf die Bureau- und Diensträume. Die Haupttoilettenräume liegen im Kellergeschoß an der Nordostecke und enthalten für beide Geschlechter Aborte, Waschzellen und Bäder. In den Männeraborträumen sind in hinreichender Anzahl PP-Stände aus Feuerton angeordnet, die durch zeitweise sich wiederholende Spülung mit vierminütlichen Zwischenräumen gereinigt werden. Die Klosetts sind mit Hartsteingutbecken und mit Kastenspülung versehen. Eine Reihe von Waschräumen (je rd. 1,4 x 2,0 m), mit Hartsteingutbecken mit Zu- und Ablauf versehen, gibt den ankommenden Reisenden Gelegenheit, sich zu säubern und die Kleidung zu wechseln. Denselben Zweck dienen acht Badezellen, die durch einen Boiler von rd. 1750 l Inhalt bedient werden. Im Sommer wird das Warmwasser durch zwei Junkerssche Gas-Warmwasser-Heizkessel erzeugt, die eine stündliche Leistung von 30 000 WE haben. Die Kessel sind so eingestellt, daß bei geringem Bedarf nur ein Kessel arbeitet, bei starker Beanspruchung sich der zweite Kessel selbsttätig miteinschaltet. Die Temperaturgrenze liegt bei dem ersten Kessel zwischen 75 und 85°, bei dem zweiten zwischen 50 und 55° C. Die Speicherung des erzeugten Warmwassers geschieht in dem oben erwähnten Boiler, in dem eine Heizschlange der zentralen Dampfheizungsanlage eingebaut ist, durch die die Erwärmung des Wassers während der Heizperiode bewirkt wird. Die genügende Dampfzufuhr wird durch einen selbsttätigen Temperaturregler gesichert.

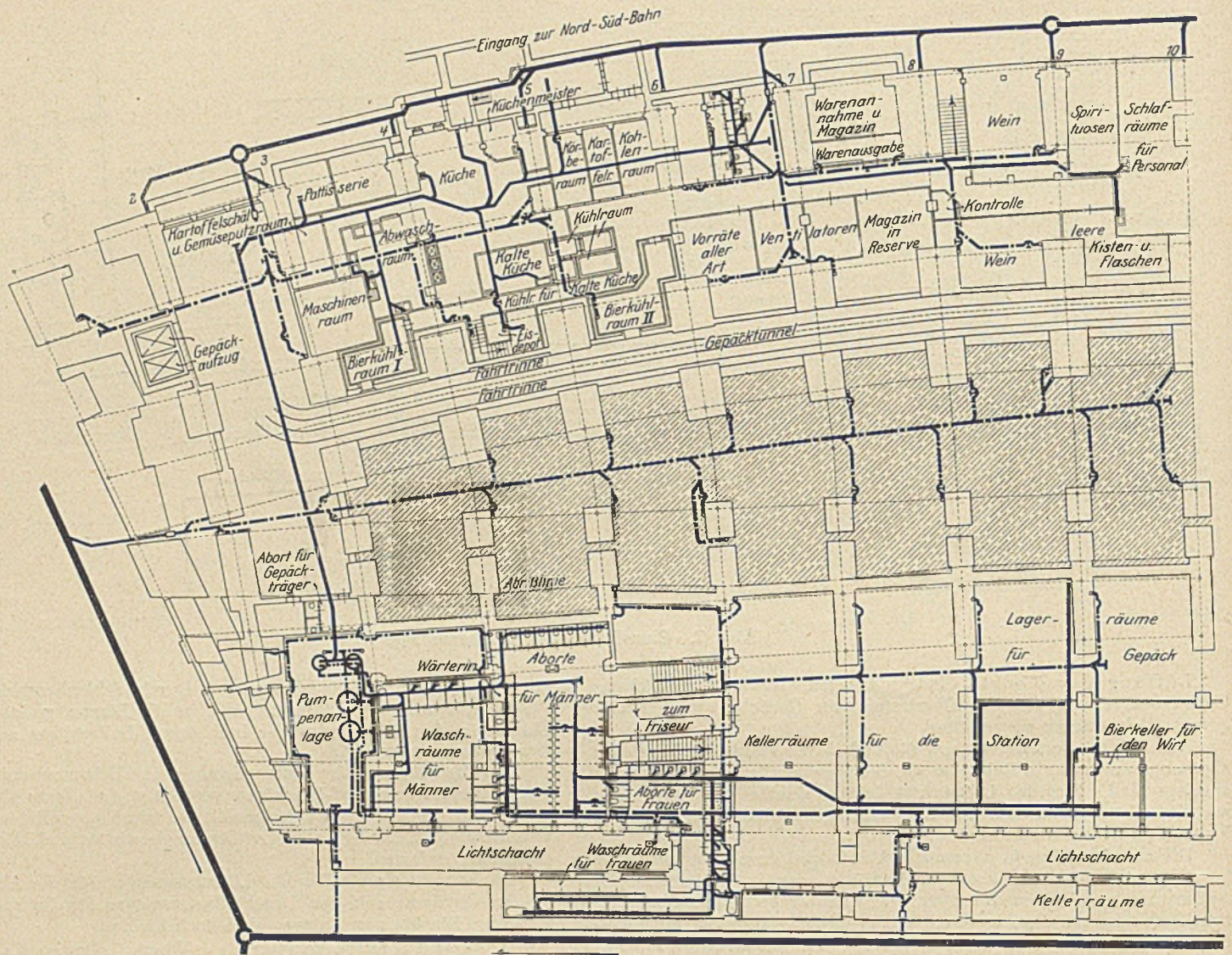


Abb. 8. Übersichtsplan der Entwässerungsanlage.

Die Zwischenwände zwischen den Aborten, Wasch- und Badezellen sowie die Wandbekleidungen bestehen aus weißen, glasierten Steinen; die Ausstattungstücke aus Steingut und die Verblendsteine wurden geliefert durch die Firma Villeroy & Boch, Berlin-Mettlach. An verschiedenen Stellen des Gebäudes befinden sich weitere Klosettanlagen, die in ähnlicher Weise wie die Haupttoilette ausgestattet sind. Im übrigen ist noch die notwendige Anzahl von Zapfstellen für den übrigen Wasserbedarf im Gebäude angelegt worden. Vom Einbau einer besonderen Feuerlöschleitung konnte bei der besonderen Art des Baues abgesehen werden.

Besondere Bearbeitung erforderte die Küchenanlage für die Bahnhofs-wirtschaft. Die hierzu bestimmten Räumlichkeiten sind unter den Wartesälen im Kellergeschoß gelegen und mußten natürlich in unmittelbarem Zusammenhang mit dem Anrichterraum angeordnet werden. Da mit der Hebung des Verkehrs, namentlich mit internationalem Verkehr nach Eintritt besserer Wirtschaftsverhältnisse sicherlich gerechnet werden mußte, so sind bei der Ausgestaltung der Wirtschaftsräume die Abmessungen und Einrichtungen gleich für einen vermehrten Bedarf berechnet. Die gesamten Küchen- und Wirtschaftsräume einschl. der Vorratslager für Wein, Lebensmittel usw. sind in einer

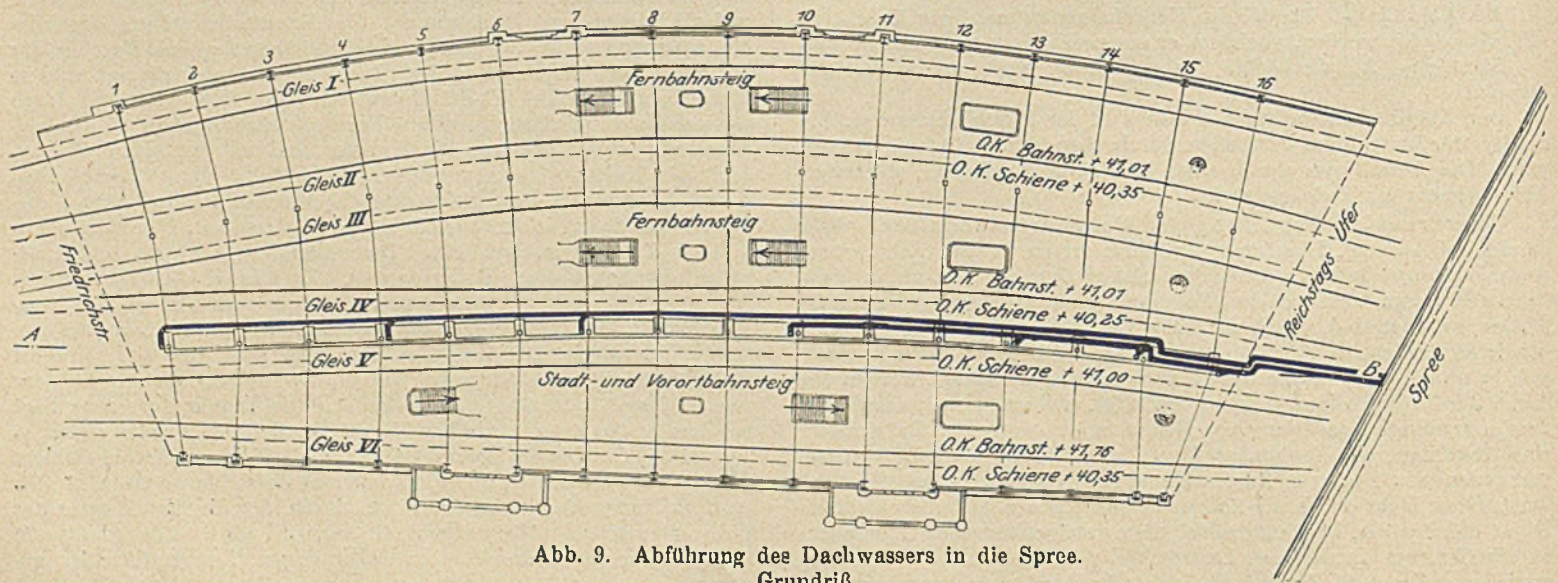
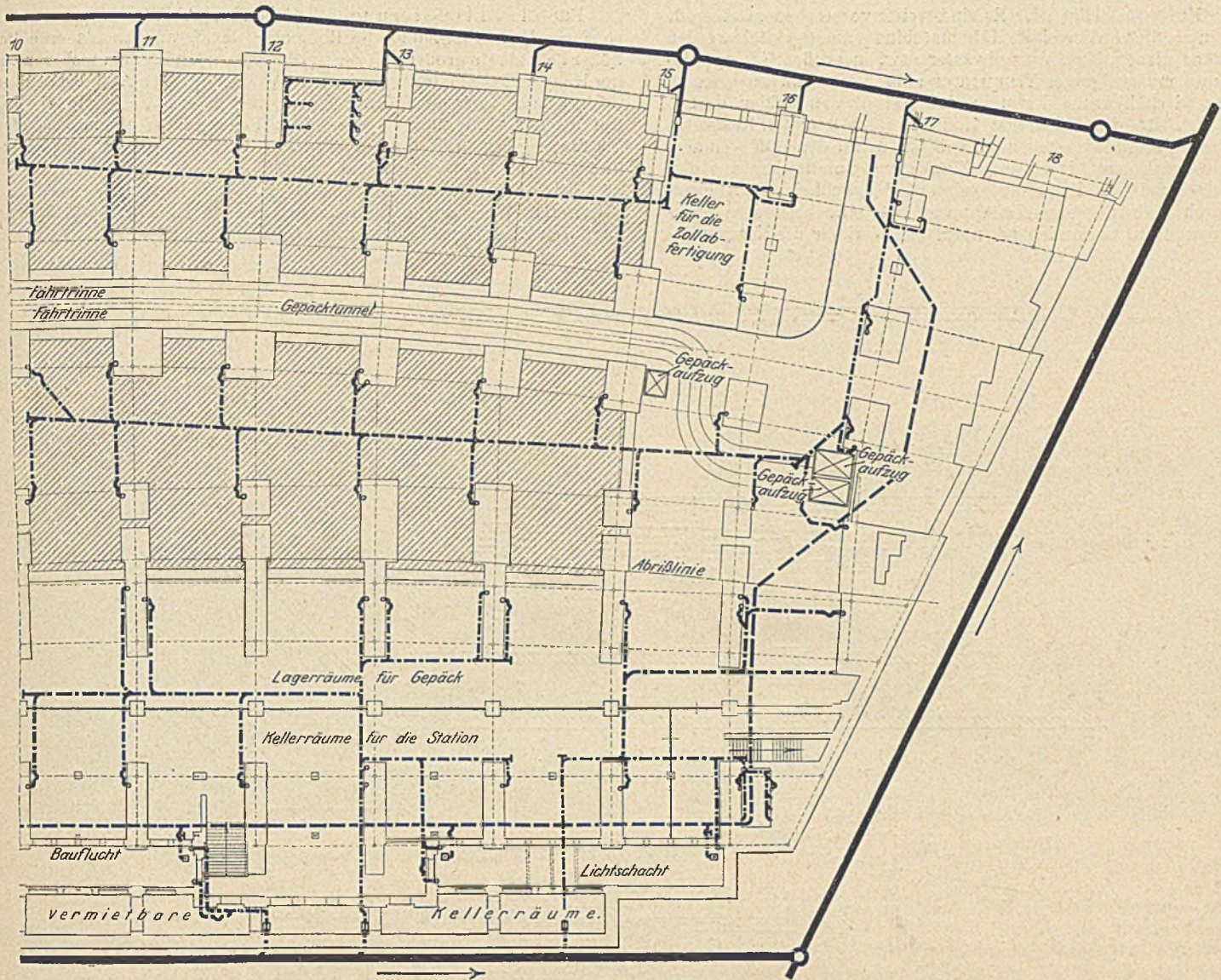


Abb. 9. Abführung des Dachwassers in die Spree. Grundriß.



Zu Abb. 8.

Flucht zusammenhängend vorgesehen, so daß der Wirtschaftsbetrieb ein geschlossenes Ganzes bildet. Der Zugang findet von der Georgenstraße durch eine breite Treppe statt. Eine Kontrolle gegenüber der Treppe ermöglicht die Beobachtung des Zu- und Abgangs. Die Warenannahme und das Magazin sowie auch die Warenausgabe sind zusammen angeordnet. Ebenso sind die großen Vorräte an Wein so gelagert, daß sie immer die Kontrolle passieren müssen. Anschließend an die Vorratsräume liegen die eigentlichen Kühlräume für den Küchenbetrieb (Abb. 7), in denen Fleisch, Geflügel, Konserven, Wild sowie Gemüse und alles, was täglich in einem Küchenbetrieb verarbeitet wird und vor dem Verderben geschützt werden muß, kühl gelagert werden kann. Die Kühlanlage für Lebensmittel besteht aus vier Abteilungen, die auf verschiedene Grade heruntergekühlt werden können. Die Kältezuführung kann durch besondere Ventile geregelt werden. Die Kühlung selbst geschieht durch eine neuzeitliche Kühlanlage, bestehend aus Kompressor, Kondensator, Solepumpe und Tauchrefrigerator, und wird durch einen Elektromotor angetrieben. Es besteht auch die Möglichkeit, Eis für die Büffets auf den Bahnsteigen,

die namentlich im Sommer von den Durchreisenden stark beansprucht werden, in kleinen Mengen herzustellen. In Verbindung mit den Kühlräumen steht die kalte Küche; diese ist ausgerüstet mit einem besonderen Kühlschrank mit verschiedenen Abteilungen, in denen portionierte Speisen, kalte Platten, Salate usw. aufbewahrt werden können und der ebenfalls von der Hauptkältemaschinenanlage mit heruntergekühlt wird. Die Hauptküche nimmt den größten Raum ein und ist ausgerüstet in erster Linie mit einem großen Senkingschen Tafelherd $3,5 \times 1,3$ m Plattengröße mit zwei Doppelfeuerungen und drei breiten durchgehenden Bratöfen. Da die Räumlichkeiten der Wirtschaftsräume, dadurch, daß diese in dem alten Bauteil untergebracht werden mußten, immerhin beschränkt sind, so ist über dem Herd eine Vorrichtung getroffen, die es ermöglicht, Kasserollen und Geschirr, die der Koch in unmittelbarer Nähe haben muß, unterzubringen in Gestalt eines Bordes, das auf kräftigen gußeisernen Säulen auf der Platte befestigt ist. Vom Herde aus wird durch eingebaute Schlangenheizkörper das heiße Wasser für Spülzwecke erzeugt und in einem großen Boiler von 800 l Inhalt aufgespeichert, der an der

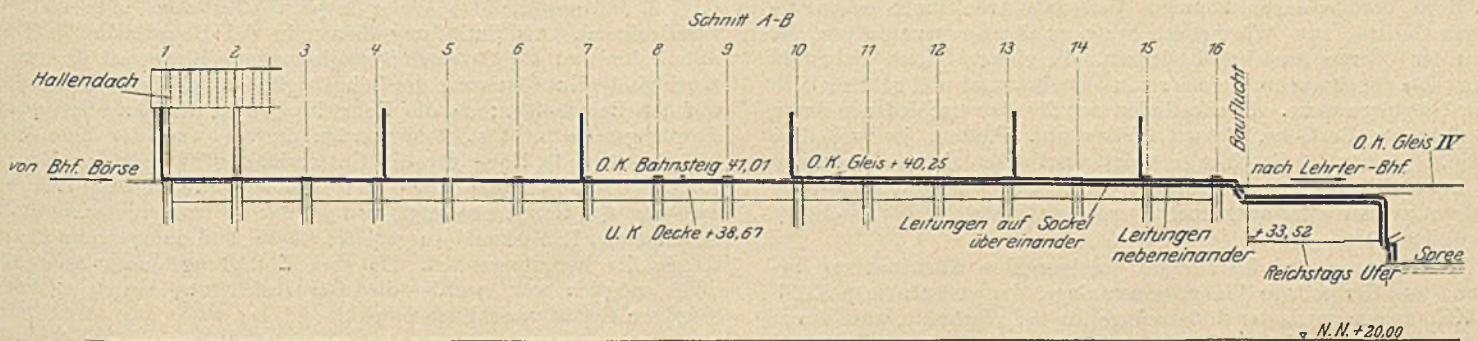


Abb. 9. Längsprofil.

Decke der Küche befestigt ist. Es sind weiter vorgesehen zwei große Bierkühlräume, die von derselben Kältemaschinenanlage gekühlt werden und die dazu dienen, Bier, Mineralwasser usw. in großen Mengen einzulagern und mit geeigneter Temperatur zum Ausschank zu bringen. Die beiden Bierkühlräume liegen so, daß sie mit den beiden großen Büffettanlagen für die Wartesäle 1. und 2. sowie 3. und 4. Klasse in unmittelbarer Verbindung stehen. Das Bier, das an den Büffetten ausgeschenkt wird, kommt durch eine Zinnleitung unmittelbar aus den gekühlten Bierräumen. Es besteht weiter die Möglichkeit, die Küchenanlage durch Einbau geeigneter Apparate um eine besondere Backstube zu erweitern, wenn sich bei normalem Verkehr die Notwendig-

Für die Entwässerung des Gebäudes (Abb. 8) war es von besonderer Bedeutung, daß die Rohrsohle des Straßenkanals erheblich höher liegt als ein großer Teil der zu entwässernden Räume, insbesondere der Haupttoilettenanlage. Diejenigen Abwässer, deren Abflußstellen genügend hoch über dem Kanal liegen, werden unmittelbar in die Vorflut geleitet. Die übrigen werden in Behältern in einem besonders hierfür angelegten Tiefkeller gesammelt und durch Pumpen gehoben und dann in den Straßenkanal geleitet.

Wir betrachten zunächst die erste Art der Abwässer: Die größte abzuführende Wassermenge kommt von den Dachflächen (Abb. 9), und da durch diese eine Überlastung des Straßenkanals zu befürchten war,

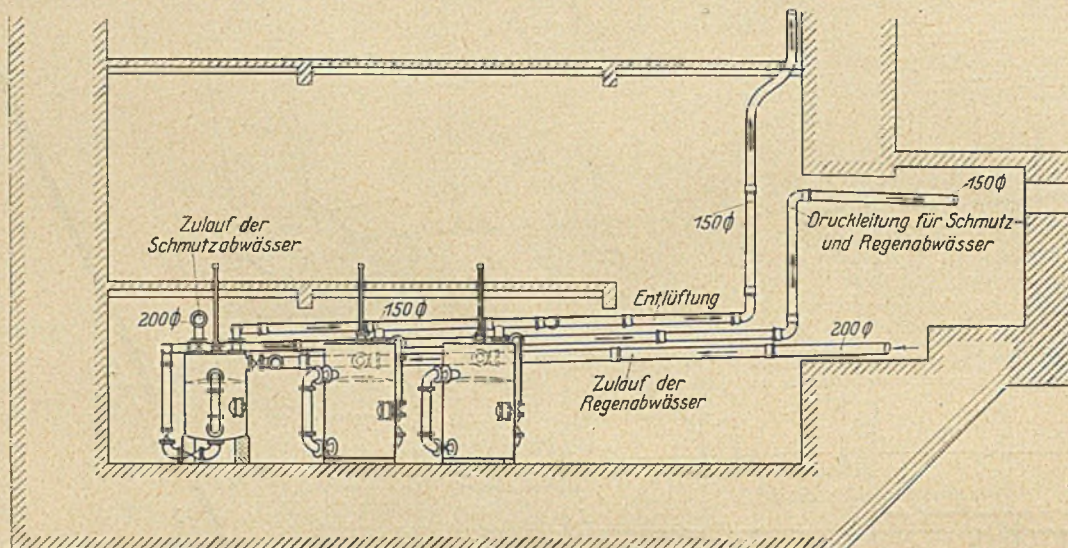


Abb. 10. Längsschnitt.

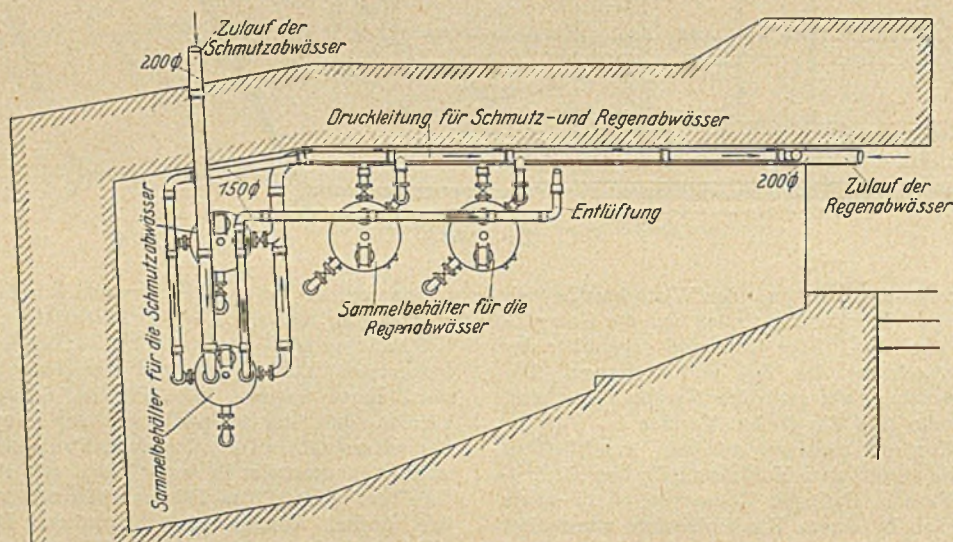


Abb. 10. Selbsttätige Schmutzwasserhebeanlage mittels Preßluft. Grundriß.

keit und Zweckmäßigkeit einer eigenen Bäckerei ergeben sollte. Im ganzen sind die Räume so angeordnet, daß der Küchenbetrieb sich möglichst bequem und reibungslos abspielt. An den beiden Längsseiten des Herdes sind die Arbeitstische so angeordnet, daß die Köche unmittelbar, ohne einen Weg machen zu müssen, von dem Tisch nach dem Herd herüberlangen können. Von dem Arbeitstisch gehen die fertigen Gerichte zum Wärmetisch bzw. zu den Speisenaufzügen, die sie zu der oberen Anrichte befördern. In einem dritten Fahrstuhl kommt das abgebrauchte Geschirr von oben herunter und geht sogleich in die Geschirrwäsche. Dort befinden sich für die verschiedenen Arten von Geschirr, Bestecke, Tassen, Teller und Platten, je besondere Spülen, in denen das Geschirr gereinigt, auf Tischen abgestellt und von hier aus in Regalen untergebracht wird. Für das Küchengeschirr (Kasserollen usw.), das ausgekocht werden muß, besteht eine besondere Kasserollenspüle.

Die Lieferung und Installation der gesamten Küchenanlage, bestehend aus Herdanlage Warmwasseranlage, der vollständigen Kühl- und Kälteanlage sowie der Büffettanlage für die Wartesäle, wird durch die bekannte Sonderfirma auf diesem Gebiete: Gebrüder Hammer, Berlin W 8, Mohrenstraße 56, ausgeführt.

wurden die Dachwässer der nach dem Gebäudeinneren fallenden Flächen in zwei je 200 mm weite Rohre etwa in Höhe der Bahnsteige geführt und unmittelbar in die Spree abgeleitet. Die übrigen (äußeren) Dachflächen, die Ausgußbecken, Waschbecken, die zu ebener Erde und im Zwischengeschoß belegenen Toilettenanlagen finden ihren Abfluß auf gewöhnliche Weise in den nördlichen oder südlichen Straßenkanal. Als Entlüftung dienen in der Hauptsache die Dachabfallrohre und die einzelnen Strangleitungen. Einige Schwierigkeiten bereitete die Entwässerung der Bahnsteigbuden und Erfrischungsräume auf den Bahnsteigen; da die Rohrleitungen in der darunterliegenden Empfangshalle nicht sichtbar werden durften und die Massivdecke nicht genügende Höhe für die Unterbringung aufweist, wurden die Rohre ebenso wie die Heiz- und Kondensrohre in dem Hohlraum zwischen den Hauptunterzügen verlegt, der als wagerechter, von oben zu öffnender Rabsitzkanal ausgebildet wurde, und dann an den Pfeilern im Schlitz heruntergeführt. Da eine Entlüftung durch Abfallrohre nicht möglich war, wurde die Geruchsicherung durch nichtleer-saugbare Geruchverschlüsse bewirkt.

Die Gleisentwässerungen, deren Abflußleitungen gleichfalls in Pfeilerschlitz heruntergeführt sind, werden ebenfalls, um ein Aus

treten der Kanalase zu verhindern, durch Geruchverschlüsse geschützt. Die Abführung der übrigen Abwässer aus dem Erdgeschoß und Zwischengeschoß wurde in der gewöhnlichen Weise bewirkt. Fallstränge führen bis unter die Kellerdecke hinab, wo die Abwässer in Sammelröhren zusammengeführt und in die Straßenkanäle, nördlich zur Privatstraße, südlich zur Georgenstraße, abgeleitet werden. Die Abwässer des östlichen Bauteils gehen ebenfalls unmittelbar in den Straßenkanal der Georgenstraße, die der Fahrkartenausgabe über der Spree in den Kanal am Reichstagsufer.

Weniger einfach gestaltet sich die Abführung der Abwässer aus den Gebäudeteilen, die tiefer als der Straßenkanal (+ 32,5) liegen. Es sind dies hauptsächlich die Haupttoilettenanlagen, die Wirtschaftsräume des Bahnhofrestaurant, die Friseurräume und die Lichtschachtentwässerungen der Nordfront. Diese Wassermengen werden durch eine selbsttätig wirkende Druckluft-Hebeanlage in den Straßenkanal gepumpt.

Diese Hebeanlage, eine geschützte Erfindung der Firma Theodor Hölscher (Inh. Georg Neidl) Berlin, und von dieser geliefert, ist

ist mit einem Schwimmer samt Kontaktstange ausgerüstet, durch den ein Elektromotor (Abb. 12) eingeschaltet wird, wenn die Wasserhöhe im Kessel den höchsten zulässigen Stand erreicht hat. Der Motor setzt nunmehr einen Kompressor in Betrieb, der Druckluft erzeugt. Diese schließt die Zuflußklappe und drückt durch die Abflußklappe das Schmutzwasser in den Straßenkanal. Der Schwimmer sinkt nun wieder bis zu einer gewissen Tiefe, der Kontakt wird unterbrochen, der Kompressor hört auf zu arbeiten, die Abflußklappe schließt sich, während die Zuflußklappe und mit dieser das Entlüftungsventil sich öffnet. Nunmehr kann wieder neues Schmutzwasser aus dem Vorkessel in den Druckkessel gelangen, und das Spiel wiederholt sich. Die Behälter sind jeder für sich unabhängig benutzbar.

Für die Berechnung der Größe der Niederschlagwasser-Kessel ist eine Höchstzeit von 10 Minuten Regendauer und 20 Sekundenliter angenommen, so daß in der Stunde $20 \times 60 \times 10 = 12 \text{ m}^3$ Wasser befördert werden. Für die Schmutz- und die Regenwasserbeförderung sind je zwei Kompressoren mit zwei Elektromotoren und der erforderlichen Steuerung vorgesehen.

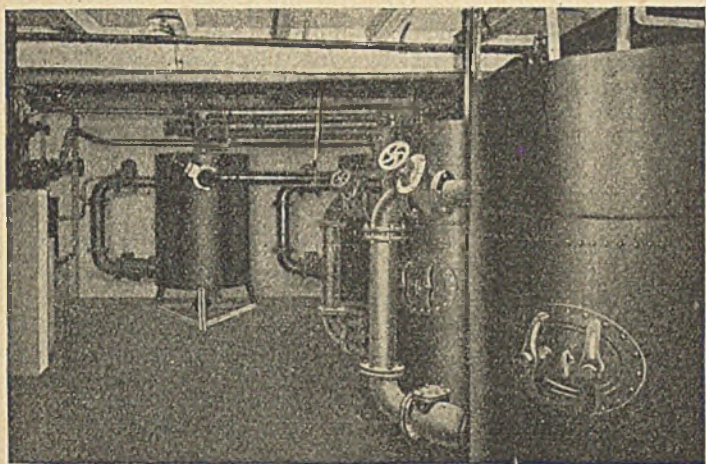


Abb. 11. Druckkessel der Hebeanlage.



Abb. 12. Elektromotoren der Hebeanlage.

in einem besonders hierfür hergestellten Pumpenraum aufgestellt, dessen Sohle auf Ord. + 27,05, d. h. 5,45 m unter der Kanalsohle liegt. Die Anlage (Abb. 10) ist in zwei Gruppen geteilt: Eine Gruppe von zwei Behältern dient für Schmutzwasser, eine zweite von gleichfalls zwei Behältern für Regenwasser, der zweite Kessel jeder Gruppe dient als Reservekessel.

Jeder Kessel besteht aus einer Kombination von Vorkessel und Druckkessel. Das Schmutzwasser fließt durch eine Zuflußrückschlagklappe in den Vorkessel und von da in den Druckkessel; der letztere

Die für den neuen nördlichen Bauteil dienenden Heizungs-, Be- und Entwässerungsanlagen sind voll in Betrieb und erfüllen die zu stellenden Anforderungen vollkommen. Vor allem hat sich auch an den kältesten Tagen des Winters 1923/24 die Heizung als voll ausreichend erwiesen.

Die Anlagen der noch im Bau befindlichen Teile werden mit den Bauarbeiten laufend gefördert, und ihre Fertigstellung ist gleichzeitig mit dem Gesamtbau des Bahnhofs im Sommer 1925 zu erwarten.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Entlüftung des Königsstuhltunnels in Heidelberg. Ihr Entwurf und Bau und ein Vorschlag zu ihrer Verbesserung.

Von Prof. Dr.-Ing. Gaber, Karlsruhe.

Die neuen Bahnanlagen Heidelbergs, die bis auf den auch heute noch unvollendeten Personenbahnhof im Frühjahr 1914 in Betrieb genommen worden sind, werden mit der alten Neckartalbahn durch den in den Jahren 1909 bis 1912 erbauten 2,4 km langen zweigleisigen Königsstuhltunnel verbunden.

Dicht bei dem in der Rheinebene liegenden Westportal spaltet sich die zweigleisige Bahn in eine Güter- und Personenlinie. Unmittelbar vor dem im Neckartal liegenden Ostportal liegt der Bahnhof Heidelberg-Karlstor. Es war daher notwendig, für beide Fahrtrichtungen im Tunnel ein Haupt- und Vorsignal unterzubringen. Das Hauptsignal für die Fahrtrichtung nach dem Neckartal liegt 202 m und das dazugehörige Vorsignal 904 m vom Ostportal entfernt, während das Hauptsignal für die Fahrtrichtung nach Heidelberg 108 m und das dazugehörige Vorsignal 898 m vom Westportal entfernt aufgestellt werden mußte. Alle vier Signale sind Lichtsignale und werden durch elektrisch gesteuerten Kohlensäureantrieb bedient.

Es ist ein Verdienst des inzwischen leider verstorbenen früheren Vorstandes der Heidelberger Bahnbauinspektion 3, späteren Baudirektors Tegeler, darauf hingewiesen zu haben, daß eine künstliche Entlüftung in dem im Ostteile S-förmig gekrümmten Tunnel eingerichtet werden müsse:

1. für die Sichtbarmachung der Signale,
2. für den Schutz des Tunnelgewölbes und des eisernen Oberbaues vor den Rauchgasen,
3. aus Rücksicht auf die im Tunnel vor den Signalen zeitweise haltenden Personenzüge und gelegentlich arbeitenden Rottenarbeiter.

Da ich als Bauleiter des Königsstuhltunnels mich mit dem Entwurf und Bau der Entlüftungsanlage zu befassen hatte und die Anlage einzigartig in Deutschland ist, möge sie kurz beschrieben werden. Schließlich möge ein Weg gezeigt werden, wie der Unzulänglichkeit der Betriebsergebnisse abgeholfen werden kann.

A. Die bestehende Anlage.

1. Die Grundlagen.

Tegeler legte im Jahre 1907 den Entwurf in seinen großen Umrissen unter Mitwirkung der Maschinenfabrik G. Schiele & Co., Frankfurt a. M., fest durch eine die gegebenen örtlichen Verhältnisse vorzüglich ausnutzende und in ihrer Gesamtanlage vorbildliche Lösung.

Der Tunnel unterfährt zwei Berge, den Königsstuhl und den Gaisberg und den zwischen beiden liegenden Taleinschnitt, den Klingenteich. Um die Rauchbelästigung der wertvollen Umgebung der beiden Portale zu vermeiden, ordnete er etwa in Tunnelmitte am Klingenteich, also an der Stelle geringer Überlagerung einen Luftschacht an, an dessen Obermund die Tunnelluft aus den beiden Tunnelchenkeln, von den Portalen weg gegen die Tunnelmitte zu und durch den Schacht hinaus durch vier Gebläse abgesaugt werden sollte.

Als erste Vorarbeit, die gleichzeitig die Sohlstollenabsteckung kontrollieren sollte, ließ er durch die Firma Thiele & Höring, Heidelberg, 1908 lotrecht über der Tunnelachse ein Bohrloch von 27,5 cm Weite herstellen, das gleichzeitig Achse des künftigen Luftschachtes werden und den wünschenswerten Gebirgsaufschluß für dessen Bau geben sollte. Das laufende Meter Bohrloch kostete damals 82 Mark.

In dem Bestreben, die bisher in den Kostenanschlägen nicht enthaltenen Baukosten für die Lüftungsanlage möglichst einzuschränken, legte er vor endgültiger Planbearbeitung den inneren Schachtdurchmesser mit nur 2,50 m fest — viel zu klein, wie sich gegen Bauende schon herausstellte — und ließ im August 1909 mit dem Schachtausbruch durch die Firma Holzmann & Cie., Frankfurt a. M., beginnen, da sie auch den Königsstuhltunnelbau übertragen bekommen hatte. Im Sommer 1910 führte dann der Verfasser, der inzwischen die Bauleitung des Tunnels übernommen hatte, die Bearbeitung der baureifen Pläne für die Entlüftungsanlage durch.

Vorhandene Anlagen ähnlicher Anordnung mit Saugschacht in Tunnelmitte waren nicht bekannt.

Um nun die notwendige Maschinenleistung zu finden, stellte Tegeler aus eigenem folgende Berechnung auf, die die für die Atmung

notwendige Verdünnung der Rauchgase als Grundlage nahm: Als größte Zugdichte wurden zehn Züge in der Stunde angenommen. Da eine Lokomotive im Tunnel auf 1 km 11,6 kg Kohle verbrennt und 1 kg Kohle 1,66 m³ Kohlensäure entwickelt, werden in dem rd. 2,5 km langen Tunnel in der Minute an Kohlensäure erzeugt

$$\frac{2,5 \cdot 10 \cdot 1,66 \cdot 11,6}{60} = 8 \text{ m}^3.$$

Aus der Literatur fand sich, daß die Kommission für die Londoner Untergrundbahnen als unschädlichen Kohlensäuregehalt 1,5‰ gegen 0,03‰ im Freien zugelassen hatte. Um die gleiche Verdünnung der Kohlensäure in dem Königsstuhltunnel zu erreichen, müssen also in der Minute an Frischluft zugeführt werden

$$\frac{8 \cdot 1000}{1,5 - 0,03} = 6660 \text{ m}^3.$$

Bei einer Saugleistung der Gebläse von rd. 7000 m³ in der Minute berechnete er bei äußerer Windstille eine Erneuerung der gesamten Tunnelluft in 18 Minuten bei einer Windgeschwindigkeit im Tunnel von 1,20 m/Sek. Für diese Größtleistung schlug die Maschinenfabrik Schiele drei langsam und geräuschlos laufende Schrägschaufelgebläse, Typ S15, vor, denen als Reserve ein viertes Gebläse beigegeben werden sollte. Das Gebläse hat einen größten Durchmesser von 1,55 m und eine Breite von 1,05 m. Indem man jedes Gebläse durch einen damals sonst noch wenig verwendeten regelbaren Drehstromkollektormotor antreiben ließ, wollte man die Saugleistung der Gebläse der tatsächlichen Zugdichte anpassen können und errechnete sich folgendes Bild für die Arbeit der drei Aggregate:

Umdrehungen in der Minute . .	129	172	300
Saugleistung in der Minute . . .	3000	4000	7000 m ³
Energiebedarf	17	39	204 PS

Der von Mannheim kommende Drehstrom von 8000 V konnte im Kabel durch das Westportal, die Tunnel- und Schachtröhre einem Transformatorenraum bei dem oberen Maschinenhause zugeführt werden, wo er durch Öltransformatoren in 120 V umgewandelt werden sollte. Die Durcharbeitung des baureifen Entwurfes mußte sich nun an dieses Programm und an den gegebenen Schachtdurchmesser halten.

Man erkennt, daß bei der Berechnung die Hauptforderung des Sichtbarmachens der Lichtsignale nicht die Grundlage gebildet hat und daß man der, wie sich nachher zeigte, irrigen Hoffnung war, daß eine genügende Verbesserung der Luft auch eine genügende Sichtbarkeit erreichen werde.

2. Die Schachtröhre.

Da das Probeloch auf seiner ganzen Tiefe von rd. 100 m einen gesunden, mittleren Buntsandstein durchfuhr, brauchte man nennenswerten seitlichen Gebirgsdruck auf die Schachtmauerung nicht zu befürchten und hatte nur mit gelegentlichem Wasserandrang über einigen wasserundurchlässigen Röteln zu rechnen.

Der kreisrunde Schacht mit 2,50 m Durchm., dessen Achse genau über der Tunnelachse steht (Abb. 1), erhielt eine Mauerverkleidung aus vorzüglichen Klinkern der Ziegel- und Mühlenwerke Billigheim im Odenwald in ganzer Steinstärke. Der Zwischenraum zwischen den Klinkern und dem Gebirge wurde im allgemeinen satt ausbetoniert. Die Mauerung hat 1,5 cm Fugenweite und einen Mörtel aus 1 R.-T. Zement und 2 R.-T. Mainsand, der bekanntlich säurebeständig ist.

Um die Last der Schachtröhre vom Tunnelgewölbe fernzuhalten, wurde immer in rd. 10 m Höhenabstand das Klinkermauerwerk nach der Seite verbreitert und auf gute tragfähige Sandsteinbänke abgestützt. Da das in der Tunnelröhre abrieselnde Sicker- und Niederschlagwasser begierig die schweflige Säure der Rauchgase aufnimmt und so dem Fugenmörtel besonders gefährlich wird, ordnete man vier Rinnen in 20 bis 30 m Höhenabstand aus Sandsteinquadern an, die das Wasser immer wieder abfangen und einer gußeisernen Röhrenleitung von 6 cm Durchm. zuleiten.

Dicht über dem unteren Schachtmunde wurde die letzte Wasser- rinne so eingebaut, daß sie den inneren Lichtraum des Schachtes freiläßt, indem man die innere Trichterröhre auf 2 m Höhe um 18 cm

Zwischen den hölzernen Hauptrippen als Kreisbogen in lotrechten Ebenen spannen sich hölzerne Querrippen in wagerechten Ebenen, auf denen in der Längsrichtung von unten nach oben Schalbretter aufgenagelt wurden. Ähnlich wie die Gewölbequaden des Tunnelgewölbes wurden auch die Klinker und der Beton mit Winden hochgezogen, die an den Kronbülzern des Tunnelausbruchs befestigt waren. Auf der Schalung des Holzgerippes konnten abwechselnd die Binder-

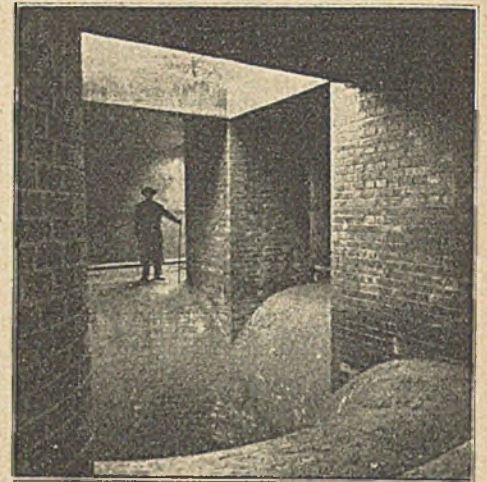


Abb. 4. Der obere Schachtmund und Blick in die Sammelkammer mit den Turmpfeilern.

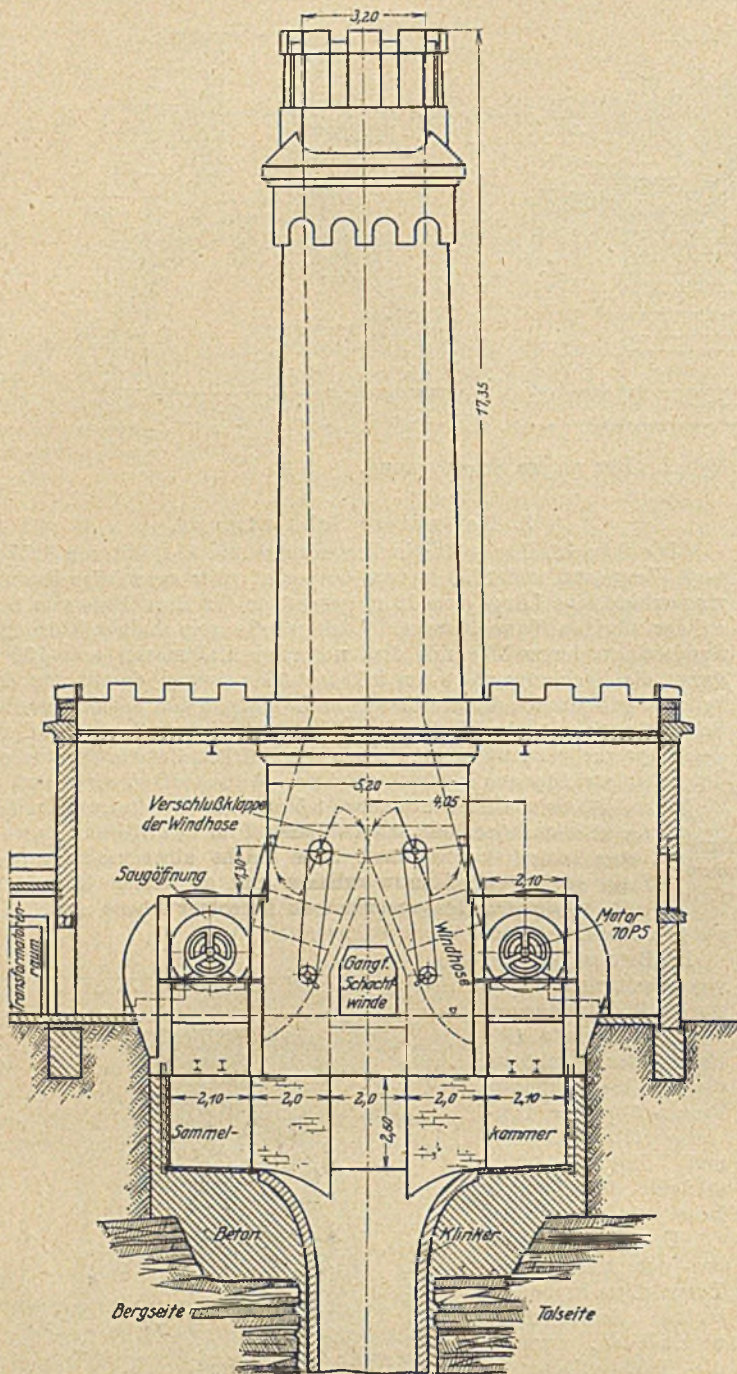


Abb. 5. Das Maschinengehäuse. Ansicht des Überbaues und Schnitt durch die Sammelkammer.

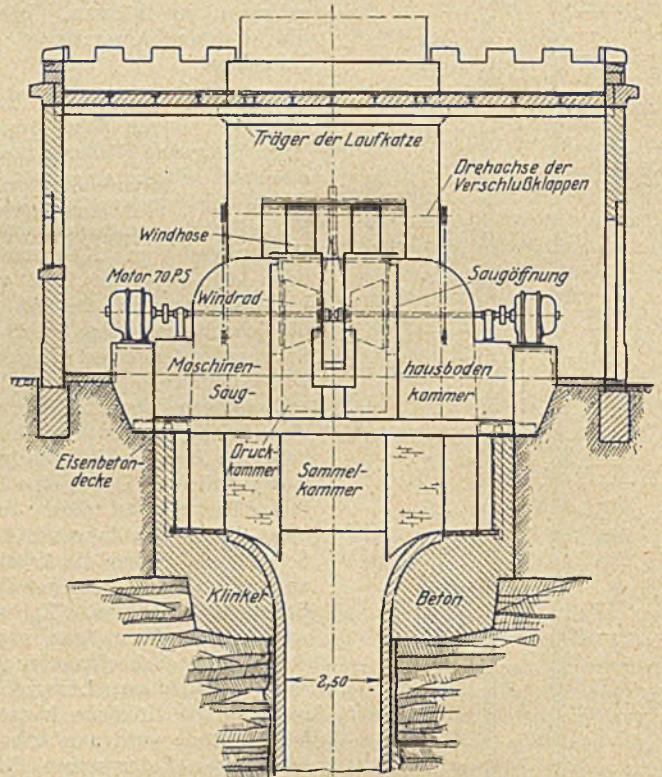


Abb. 7. Das Maschinengehäuse. Queransicht oben und Schnitt unten.

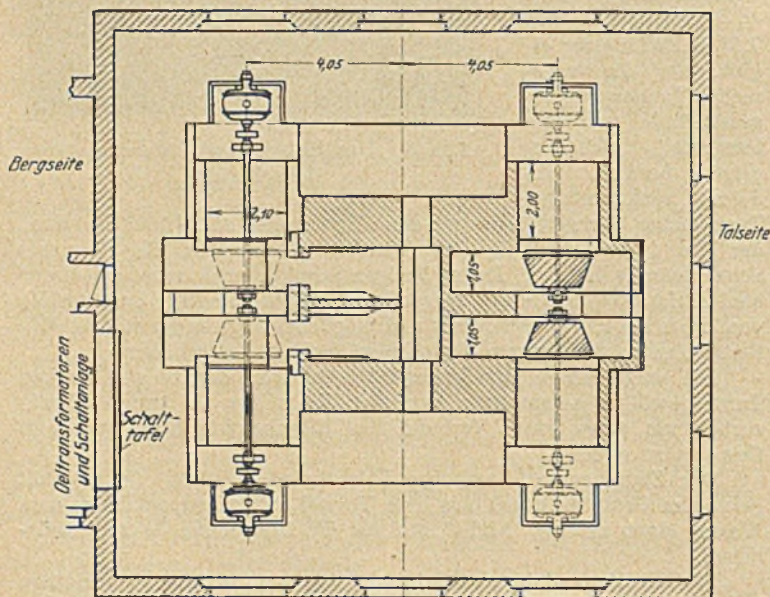


Abb. 6. Das Maschinengehäuse. Grundriß zu oben.

und Läuferschichten der Klinker versetzt werden. Abb. 5 (s. u.) zeigt die Arbeit in dem beschränkten Arbeitsraum mit den eingebauten Eiseneinlagen der lotrechten Ebenen. Die Ausführung des Trichters geschah durch eine der im Tunnel vorhandenen Maurerkolonnen und bereitete weiter keine Schwierigkeiten. Die Trockenhaltung der Klinkerinnenfläche gelang ziemlich vollkommen.

4. Der obere Schachtmund (Abb. 4).

Da der Luftschacht oben in eine Kammer mit rechteckigem Grundriß und ebensolchem Querschnitt mündet, aus der die Luft in einzelnen Saugschächten den Gebläsen zufließt, bildete man den oberen Mündungstrichter derart, daß man um die lotrechte Schachttasse sich eine Vierteilellipse drehen ließ, die unten die lotrechte Schachtkante und oben den nahezu wagerechten Kammerboden berührt. Die 1 Stein starke Klinkerverkleidung der Schachtröhre wurde über diesen Umdrehungstrichter hinweg bis zu dem flachen Klinkerbelag des Kammerbodens geführt. Rings um den Trichter herum wurde das Gebirge auf rd. 5 m ausgebrochen und durch einen satt angestampften Beton die Fundamentplatte für die Pfeiler des Entlüftungsturmes gebildet. Der Trichter und die Fundamentplatte wurden als Abschluß des Schachtbaues noch von Holzmann & Co. bis April 1911 hergestellt.

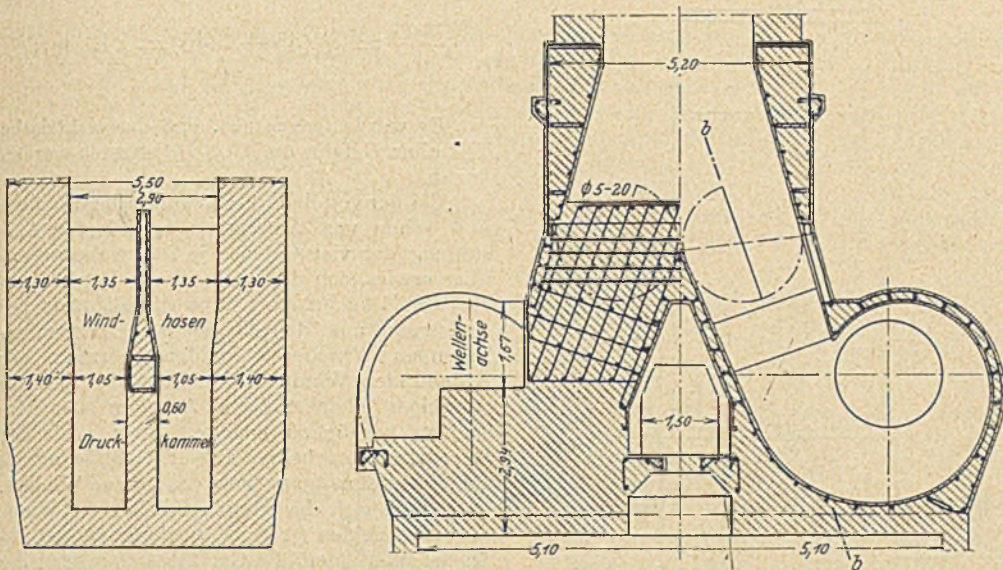


Abb. 8. Die Eiseneinlagen an der Druckkammer (Windhose).

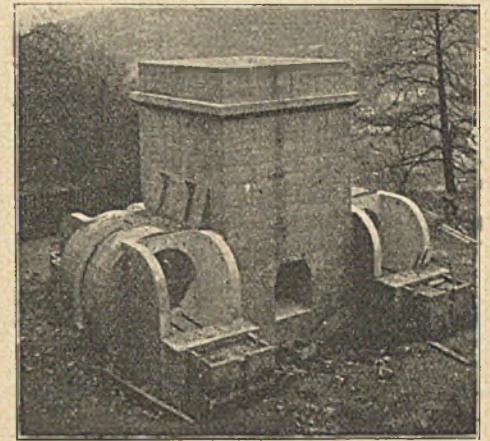


Abb. 9. Das Maschinengehäuse im Bau ohne Haus.

5. Die Maschinenanlage.

Der über die bewaldete und von belebten Spazierwegen durchzogene Umgebung weit hinausragende Entlüftungsturm stützt sich mit vier Pfeilern auf die Fundamentplatte, die den Boden der Sammelkammer bildet. Die Pfeiler bestehen aus Beton mit Klinkerverkleidung. An den vier Ecken der 2,5 m hohen Sammelkammer steigen vier rechteckige Saugkammern von 2,00 x 2,10 m Querschnitt lotrecht auf und lehnen sich seitlich an lotrecht stehende kreisrunde Saugöffnungen mit 2,10 m Durchm., durch die die Luft zu jedem der vier Gebläse gelangt. Die vier Gebläse haben wagerechte Achse und liegen paarweise zu beiden Seiten des Turmes sich gegenüber. Jedes Gebläse arbeitet in einem besonderen Spiralgehäuse, aus dem die Druckluft durch eine möglichst steil nach oben gerichtete Windhose in den Turm hinausgeschleudert wird.

Die Saugschächte und die Spiralgehäuse sind möglichst aus 25 bis 30 cm starken Eisenbetonwänden gebildet, und Blechabdeckungen sind tunlichst vermieden worden, um alle für die Spaziergänger lästigen Geräusche zu vermeiden.

An jedem Saugschacht hängt auf der dem Gebläse abgewendeten Seite das Fundament für den Motor. Die vier Windhosen liegen einander paarweise gegenüber und münden in den rechteckigen Unterbau des Turmes. Durch eine mit Hand betriebene Klappe mit wagerechter Achse in der Windhose kann der Luftstrom gedrosselt oder die Öffnung auch ganz verschlossen werden.

In den unteren Turmraum, der durch die Unterflächen der vier Windhosen begrenzt wird, führen zwei sich gegenüberliegende Türen auf eine Plattform, die unmittelbar über dem Schacht liegt und in der Mitte eine Klapptür besitzt. Auf dem Boden liegt ein Gleis zur Aufstellung einer Winde von 2 t Tragkraft, angetrieben durch einen 5pferdigen Motor, mit der man den Luftschacht bequem befahren kann.

Der 9 m hohe Turmunterbau aus Stampfbeton (Abb. 5 bis 7) trägt schließlich noch den 17,35 m hohen Turmschaft aus hammerrechtem Sandstein-Bruchsteinmauerwerk mit einem oberen Quaderkranz. Sein Inneres bildet ein auf dem Kopf stehender rechteckiger Kegelstumpf von unten 2,90 m und oben 3,20 m Seitenlänge.

Soweit die Betoninnenfläche der Kammern und Schächte von Rauchgasen bestrichen wird, erhielt sie einen mit der Stahlkelle geglätteten Zementverputz 1:1, der nach völliger Austrocknung zweimal mit Keblers Fluat gestrichen wurde.

Im ganzen sind also vier Maschinenaggregate angeordnet; die Wellen von je zwei Aggregaten einer Seite liegen in einer Geraden. Die Anlasser und die Schalttafel liegen bei der Trennungswand zwischen dem eigentlichen Maschinenhaus und dem angebauten Transformatorraum.

Abb. 8 zeigt die Eisenbewehrungen an der Druckkammer (Windhose).

Um die Gebläse und die Abschußbleche der gekrümmten Oberfläche der Saugkammern vor der Zerstörung durch die Rauchgase zu schützen, wurden sie verbleit. Es hat sich allerdings gezeigt, daß diese Verbleiung keinen genügenden Schutz bietet, denn ein Teil der Schrägschaufeln war schon nach 6-jährigem Betriebe ganz abgerostet. Die Mauerwände dagegen waren glatt geblieben und haben sich nur leicht mit Ruß überzogen. Abb. 5 u. 7 geben die beiden Ansichten der Maschinenanlage und Abb. 9 das Gesamtbild des Maschinengehäuses wieder, wie es sich während des Baues (ohne Haus) gezeigt hat.

Das gesamte Maschinengehäuse bis zur Unterkante des Turmschaftes, also bis zum Hausdach, wurde nach engerem Wettbewerbe von der Firma Holzmann & Co. vom September 1912 bis April 1913 ausgeführt und kostete rd. 20 000 Mark. Der eigentliche Hochbau, das Maschinenhaus und der Turmschaft, erstanden im Sommer und Herbst 1913 und verschlangen 53 000 Mark. Der Maschineneinbau begann im Dezember 1913 und war Mitte Februar 1914 fertig, so daß bereits März 1914 der Lüftungsbetrieb aufgenommen werden konnte, als die Güterzüge nun regelmäßig durch den Königsstuhlunnel aus dem Neckartal in den neuen in Betrieb genommenen Güterbahnhof fuhren.

Die Gesamtkosten der ganzen Entlüftungsanlage betragen:

Luftschacht mit den beiden Mündungstrichtern	96 000	Mark
die Maschinenkammern	20 000	"
Gebläse und Zubehör	29 000	"
Motor und Zubehör	64 000	"
Kabel	10 000	"
insgesamt Luftanlage	219 000	Mark

6. Die Leistungen der Anlage.

Der den maschinentechnischen und elektrotechnischen Teil bearbeitende damalige Maschineninspektor Jakob Schmidt nahm gemeinsam mit der Maschinenfabrik Schiele Probeversuche an der fertigen Anlage vor und stellte dabei folgende Höchstleistungen fest:

1. Betrieb von drei Gebläsen,
2. Betrieb von vier Gebläsen.

Es bedeuten:

- n die minutliche Umdrehungszahl des Gebläses und Motors,
- Q die geförderte minutliche Luftmenge eines Gebläses,
- Q₁ die gesamte Luftmenge, gefördert bei gleichzeitigem Betrieb aller drei oder vier Gebläse,
- K den Gesamtverbrauch an kW durch die drei oder vier Gebläse.

Liste 1.

Gebläse	n	Q	Q ₁	K
Betrieb von drei Gebläsen				
a) 1	310	2550	7940	170
2	317	3020		
4	312	2370		
b) 1	306	3040	7650	165
2	315	2570		
3	316	2040		
c) 2	317	2640	7640	171
3	317	2070		
4	315	2930		
d) 1	311	2400	7910	172
3	305	3090		
4	306	2420		
Betrieb von vier Gebläsen				
1	311	1970	7550	178
2	316	2130		
3	318	1680		
4	315	1770		

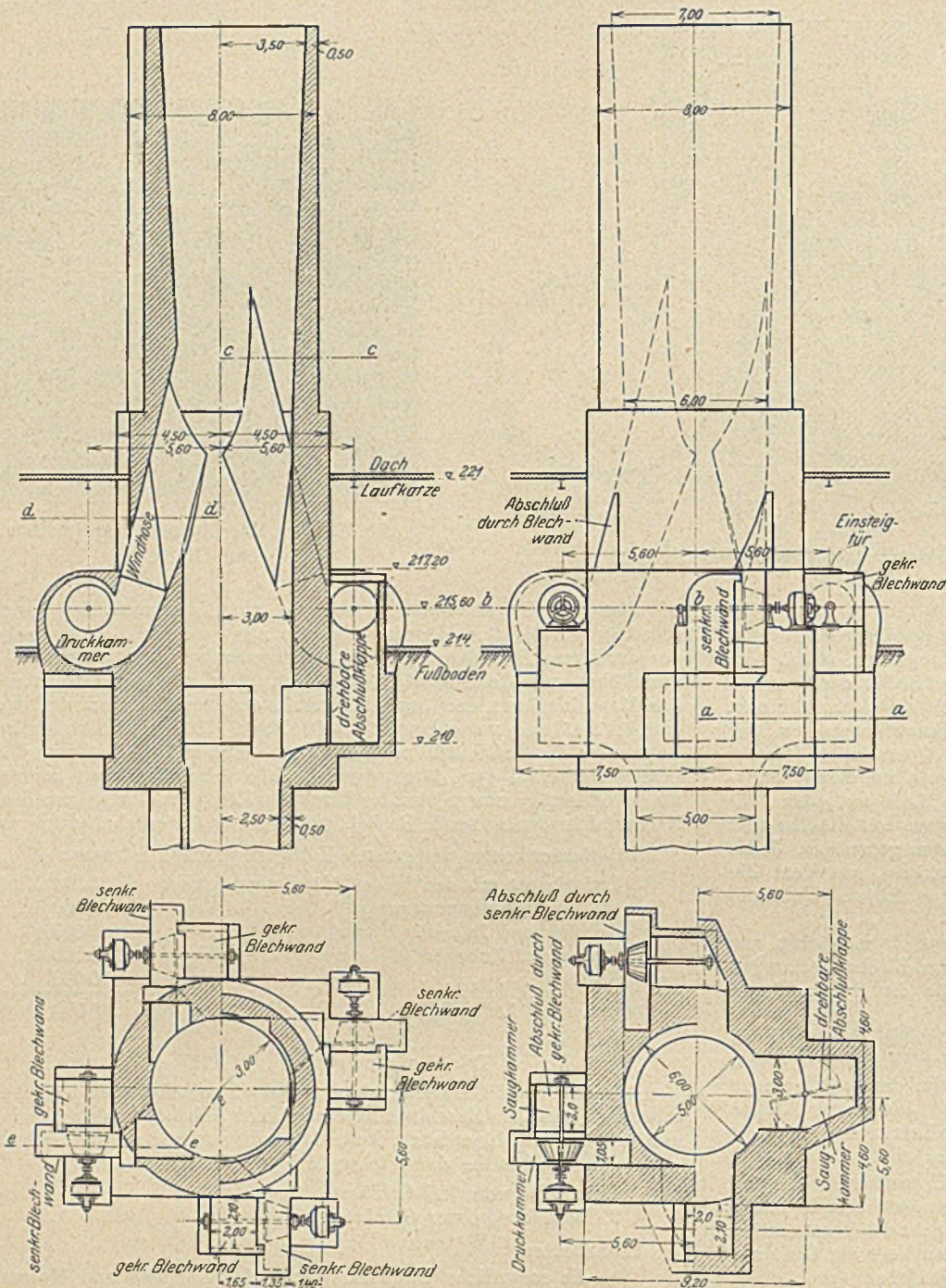


Abb. 10. Neuer Vorschlag Gaber im Auf- und Grundriß.

Die Wellen der Gebläse 1 und 3 bzw. 2 und 4 liegen in einer Geraden, so daß also der Luftstrom 1 den von 2 und der Luftstrom 3 den von 4 trifft. Zwischen der Druckluft der Windrose und der Saugluft des Saugschachtes wurde ein Druckunterschied von 71 mm Wassersäule gemessen.

Die Versuche bestätigten die schon bei der Einzelbearbeitung der Pläne gewonnene Erkenntnis, daß der bauliche und maschinelle Teil nicht richtig gegeneinander abgestimmt waren. Wenn man sich vergegenwärtigt, daß die Luft an der 2,10 m breiten Saugöffnung des Gebläses bei den Versuchen eine Geschwindigkeit von z. B.

$$\frac{3020}{60 \cdot 3,064} = 14,5 \text{ m/Sek. hatte, während sie im langen und engen}$$

$$\text{Luftschacht mit } \frac{7940}{60 \cdot 4,909} = 27 \text{ m/Sek. strömen mußte, so erkennt man}$$

deutlich, daß der Luftschacht von vornherein unzureichend angelegt war. Die eingesaugte Luft mußte mit der Annäherung an das Gebläse stetig ihre Geschwindigkeit erhöhen und zur Verringerung der Reibung in dem nahezu 100 m langen Schachttrohe möglichst langsam strömen. Statt dessen herrscht hier eine Geschwindigkeit von 27 m/Sek. Der Luftschacht ist also viel zu eng. Seine richtige Weite d ergibt sich, wenn man vier Gebläse zusammen 12 000 m³/Min. fördern lassen will, aus der Überlegung, daß die Luftgeschwindigkeit im Schacht etwa das arithmetische Mittel zwischen Luftgeschwindigkeit im Tunnel und Luftgeschwindigkeit in der Saugöffnung der Gebläse sein soll. Danach berechnet sich

$$\frac{\pi d^2}{4} = \frac{1}{2} (45 + 3,46) = 24,2 \text{ m}^2;$$

$$d = 5,55 \text{ m.}$$

Es wurde festgestellt, daß der elektrische Teil ohne Gefahr um 25 % überlastet werden durfte.

Bei der von der Maschinenfabrik gewählten und schon von Anfang an festgelegten Aufstellung der vier Gebläse je paarweise gegenüber erwies sich der vorgesehene Betrieb von drei Gebläsen bald als unzweckmäßig, da der Luftstrom aus den beiden sich gegenüberliegenden Windhosen in den Leerraum der unbenutzten Windhose hineinstürzte und ein ergiebiges gleichmäßiges Arbeiten der Maschinen unmöglich machte. Aber auch das Gegeneinanderarbeiten zweier Gebläse erwies sich als ungünstig, da trotz des spitzen Winkels, unter dem sich die inneren Flächen der Windhosen schneiden (Abb. 8), unregelmäßige Luftwirbel entstanden, die Gebläse sich gegenseitig belasteten und dadurch ein ständiges Schwanken in der Belastung der einzelnen Motoren auftrat. Diese unerwünschte Wirkung verschwand auch nicht ganz, nachdem man später in der lotrechten Ebene durch die Turmachse parallel den Gebläsewellen eine hölzerne Scheidewand als Verlängerung der Windhoseninnenflächen aufgestellt hatte.

Der wirtschaftliche Betrieb von vier Gebläsen scheiterte vollkommen an dem zu kleinen Durchmesser des Luftschachtes von nur 2,50 m und an dem dadurch bedingten großen Energieaufwande für die Überwindung der Reibung in der langen Schachtröhre. Nach vorigem errechnet sich der richtige Schachtdurchmesser in roher Weise zu ungefähr 5,50 m und die Luftgeschwindigkeit im Schacht zu etwa 8 m/Sek. gegen 2,20 m im Tunnel und 14,40 m am Gebläseintritt. Die ähnlich, aber später gebaute Entlüftungsanlage an der Berner Alpenbahn im Tunnel zwischen Münster und Grenchen hat einen Schachtdurchmesser von 5 m bei einer Länge von 203 m und einer Luftmenge von 9000 m³/Min. gegen 12 000 m³/Min. Höchstleistung hier.

7. Luftbeobachtungen im Schacht und Tunnel.

Die Luft des Schachtes hat keine unmittelbare Verbindung mit dem Turm, sondern muß auch bei stillstehenden Gebläsen im Winter durch Sammelkammer, Saugschächte, Gebläse und Windhosen in den Turm oder im Sommer umgekehrt aus dem Turm in den Schacht gelangen. Gleichwohl macht sich der Einfluß der natürlichen Entlüftung, wie zwei Beobachtungen Schmidts ergeben haben, bemerkbar.

Luftgeschwindigkeit im Tunnel in m/Sek.:	27. Juni	29. Juni
150 m ab Ostportal und 1080 m östlich des Luftschachtes	1,44	1,57
150 m westlich des Luftschachtes	1,45	1,21

Am 1. August konnte im Schacht bei 32° Außentemperatur und 17° Tunnelluftwärme, also bei 15° Wärmeunterschied eine Luftgeschwindigkeit von 2,10 m/Sek. gemessen werden.

Beobachtung des künstlichen Zuges im Tunnel und Einfluß des Windes.

Bei gleichzeitigem Betriebe von drei Gebläsen wurden folgende Luftgeschwindigkeiten im Tunnel bei äußerer Windstille abends zwischen 6 und 9 Uhr festgestellt:

	27. Juni	29. Juni
150 m östlich des Luftschachtes	2,06	1,88 m/Sek.
150 m westlich des Luftschachtes	1,80	0,00 „

Lag Außenwind auf einem Tunnelportal, so wendete man auf Grund längerer Betriebserfahrungen folgendes Verfahren bei der Entlüftung an:

Man ließ z. B. drei Gebläse laufen und beschleunigte so die Luftgeschwindigkeit im östlichen Tunnelschenkel, auf dem der Wind lag, und damit seine Rauchentleerung. Nach genügendem Erfolg stellte

man die Gebläse ab und ließ den westlichen Tunnelschenkel durch den Ostwind frei von Rauch blasen. Es wurde festgestellt, daß bei mittlerem Ostwind z. B. zur Säuberung des östlichen Tunnelschenkels von 1230 m Länge 6 Minuten Maschinenbetrieb notwendig waren, wobei der Rauch am Westschenkel ziemlich unbeweglich stand. Nach Abstellen der Gebläse dauerte es 12 Minuten, bis der Ostwind auch den 1257 m langen westlichen Tunnelschenkel rauchfrei geblasen hatte. Bei diesem Verfahren wurde natürlich die Umgebung, hier des Westportals, von der Tunnelluft belästigt.

1. die Anordnung des Schachtes lotrecht über dem Tunnel nicht wünschenswert ist,
2. daß der Neubau eines Schachtes nicht teurer kommen wird als die Erweiterung und der Ausbruch des vorhandenen,
3. daß der Neubau eines Schachtes nebst Maschinenhaus und Turm seitlich heraus ohne jede Betriebsstörung im Tunnel und auch bis fast zum Schlusse ohne Betriebsstörung der vorhandenen Entlüftungsanlage durchgeführt werden kann,

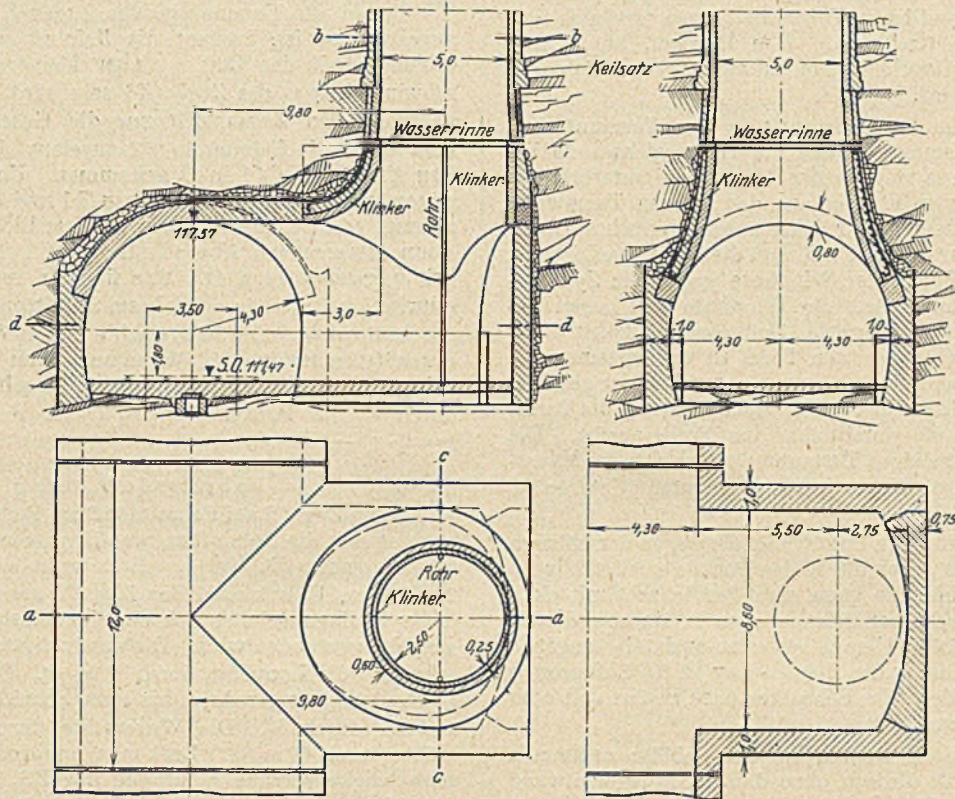


Abb. 11. Neuer Vorschlag Gaber. Unterer Schachtmund.

8. Verbesserungsvorschläge.

Zunächst seien die Hauptmängel der Entlüftungsanlage, wie sie sich schon während des Entwurfes, aber hauptsächlich während des Betriebes herausgestellt haben, noch einmal aufgezählt.

1. Der Schachtdurchmesser ist erheblich zu klein und der Energieverbrauch zur Überwindung der Luftreibung im Schacht viel zu groß.
2. Luftschacht und Turm stehen nicht in unmittelbarer Verbindung, so daß die natürliche Entlüftung nicht genügend ausgenutzt werden kann.
3. Die gewählte Anordnung von je zwei nebeneinanderliegenden Gebläsen auf zwei sich gegenüberliegenden Seiten des Turmes ist unzweckmäßig, weil der Betrieb von drei Gebläsen schwere Nachteile bringt und weil das Gegeneinanderprallen der beiden Luftströme aus den sich gegenüberliegenden Windhosen den Wirkungsgrad verringert.
4. Durch den zu engen Turm ist die Austrittsgeschwindigkeit der Luft in die Freiluft und damit der Verlust an lebendiger Kraft zu groß.

Regierungsaurat Maas, der sich mit der Entlüftungsanlage während des Krieges zu befassen hatte, hat im „Bauingenieur“ 1922, Heft 21 u. 22, zum Teil aufbauend auf den Arbeiten von Wißmann, die Entlüftungsanlage gründlich und zutreffend rechnerisch untersucht und zum Schlusse seiner beachtenswerten Arbeit einen Vorschlag zur Verbesserung ausgearbeitet, wobei er die Schachtachse beibehält, den Schacht selbst aber bis zu der durch die vier Turmfüße gegebenen Grenze im Innern auf 3,30 m Breite erweitert. Dem vorhandenen Turm weist er die Luft der beiden nebeneinanderliegenden Gebläse zu, während er die beiden anderen gegenüberliegenden Gebläse herumdreht und ihre Windhosen in einen zweiten neu herzustellenden Turm münden läßt. Er weist an Hand angestellter Versuche an der vorhandenen alten Anlage überzeugend nach, daß alsdann die Leistung der vorhandenen Gebläse bei wirtschaftlichem Energieverbrauch mindestens auf 11 300 m³/Min. gebracht werden kann.

Unabhängig davon habe ich bereits im Juli 1919 einen Abänderungsvorschlag durchgearbeitet, der davon ausgeht, daß

4. daß nach Schaffung einer neuen Anlage der alte Schacht mit anschließendem Turm nach Abbruch der dünnen Windhosenwände eine wertvolle natürliche Entlüftung neben der neuen maschinellen Entlüftung sicherstellen wird.

An der Verwendung der nun einmal vorhandenen Gebläse nebst Motoren wird festgehalten, wengleich man bei neuem Bezuge der Maschinen wohl kaum mehr auf die Verwendung von so vielen Aggregaten kommen würde. Die vier Gebläse werden aber gemäß Abb. 10 nun so angeordnet, daß sie gleich günstig einzeln wie zusammen arbeiten können. Es wurde bei dem Entwurf weiter beachtet, daß es unklug ist, Wasser- und Luftfäden geradeführen zu wollen, da sich die Wirbelbildung und der innere Kraftverbrauch dann nicht vermeiden läßt. Die natürlichste Linie für die Fortbewegung in der Ebene ist die Wellenlinie und im Raum die Schraubenlinie. Kein erfahrener Ingenieur weist einem Fluß bei seiner Korrektur einen geraden Lauf zu, sondern führt ihn in Serpentina weiter.

Wenn man nun im Turminnern einen Kreisquerschnitt wählt, so kann man die vier Windströme in Grundriß etwa tangential zum Kreisumfang in das Turminnere einführen, so daß jeder vom anderen unabhängig ist und jeder einzelne im Aufriß seinen Strom in der natürlichen Schraubenlinie ins Freie hinausdreht. Bei dieser tangentialen Anordnung ist auch die Anzahl der Gebläse gleichgültig; man wird nur gut tun, sie gleichmäßig über den Kreisumfang zu verteilen.

Diese Lage der Gebläse hat einen weiteren Vorteil, daß nun der Schacht ohne Unterbrechung bis zum Turmende durchgeführt werden kann, so daß also bei der natürlichen Entlüftung die Luft nicht mehr durch Sammelkammer, Saugschacht, Gebläse und Windhose, also erst auf großem Umwege und abgedrosselt das Freie erreichen muß.

Wie Abb. 10 zeigt, erhält jedes Gebläse seine Luft durch einen lotrechten Saugschacht neben ihm, der mit kurzem, wagerechtem Gang radial aus dem Luftschacht ausmündet. Der rechteckige Querschnitt dieses Ganges kann durch eine um die lotrechte Achse drehbare Klappe ganz oder teilweise verschlossen werden.

Der Saugschacht mündet in seinem Oberteil, der wieder eine kreisförmig gekrümmte Wand hat, in eine kreisrunde Saugöffnung des Gebläses mit 2,10 m Durchm. Es ist darauf geachtet, daß

der Querschnitt des Saugschachtes gegen das Gebläse zu stetig abnimmt: von $3 \cdot 2,40 = 7,20$ auf $2,15 \cdot 2 = 4,30$ und auf $2,1^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 3,46 \text{ m}^2$, so daß vom Schacht bis zum Gebläse die Luftgeschwindigkeit stetig zunimmt.

Der neue, ebenfalls kreisrunde Schacht (Abb. 11) erhält einen lichten Durchmesser von 5 m, so daß seine Durchflußfläche mit $19,64 \text{ m}^2$ nunmehr viertel so groß ist als die vorhandene alte und immer noch größer als die Fläche der vier Gebläse-Saugöffnungen mit $13,84 \text{ m}^2$.

Der Turmunterbau ist ein Kreiszyylinder mit einem inneren Durchmesser von 6 m. Beim eigentlichen Turmschaft erweitert sich der Querschnitt bis zu einem Kreise von 7 m Durchm. am oberen Turmende, so daß der Energieverlust beim Luftaustritt ins Freie gegen heute wesentlich ermäßigt wird.

Indem man jedes Gebläse ferner so weit in den Turmunterbau hereinrückt, daß die Saugkammer gerade die Turmaußenwände berührt, kann man die Windhose ganz in der Turmmauer unterbringen. Jede Windhose ist so mit vier Ebenen aus der starken Turmwand herausgeschnitten, daß die dem Motor benachbarte lotrechte Ebene den kreisrunden Turmzylinder berührt, während die gegenüberliegende, ebenfalls lotrecht stehende Ebene der Windhose gegen die Zylinderachse zu abgedreht ist, damit eben die Windhose sich gegen das Turminnere zu erweitert und die große Luftgeschwindigkeit beim Austritt aus dem Gebläse sich gegen den Turm zu verlangsamt. Im Aufriß hat die Windhose zwei steile, aber auch gegeneinander geneigte Begrenzungsflächen, deren Mittelebene schon nicht mehr an die Turmwand stößt, sondern die Luft unmittelbar ins Freie abgibt. Die Saugkammern lassen im rechteckigen Turmunterbau vier starke Mauerfüße übrig, die die Turmlast sicher auf den guten Untergrund übertragen.

Sollte im Sommer die natürliche Entlüftung, die wegen der höheren Außenwärme einen Luftstrom gegen die beiden Portale erzeugt, Klagen der Portalumgebung hervorrufen, so kann man den Schacht mit einer um die wagerechte Achse drehbaren Klappe etwa in Maschinenhausfußbodenhöhe abschließen. Diese Klappe gestattet auch, die saugende Wirkung des aus der Windhose in den Turm austretenden Luftstromes auf die Luftsäule des tiefer liegenden Schachtes nach Bedarf voll oder zum Teil zur Geltung kommen zu lassen.

Bei dieser neuen Anordnung werden die vier Gebläse zusammen mindestens $12\,000 \text{ m}^3/\text{Min.}$ Luft fördern, ohne daß der Energieaufwand unwirtschaftlich wird. Der Energieaufwand zur Überwindung der Luftreibung im Luftschacht ist ausschlaggebend und proportional dem Quadrate der Geschwindigkeit, also umgekehrt proportional der 4. Potenz des Durchmessers. Also wird der 5 m weite Schacht nur noch $\frac{1}{16}$ der Energie verzehren, wie sie beim 2,50 m weiten Schacht notwendig ist. Die Luftgeschwindigkeit bei je $12\,000 \text{ m}^3$ wird sein:

im Tunnel 2,20 m/Sek. = 7,9 km/Std.
im Schacht 10,20 „ = 36,7 „

Vergleichsweise sei erwähnt, daß die Luftgeschwindigkeit im Alpentunnel zwischen Münster und Grenchen im Schacht zu 7,5 und im Tunnel zu 3 m/Sek. errechnet worden ist. Im Tauerntunnel dagegen treten Luftgeschwindigkeiten von 13 m/Sek. und im Dössentunnel, ebenfalls an der Tauernbahn, solche von 5,6 m/Sek. auf.

9. Die Sichtbarkeit der Lichtsignale im Tunnel.

Eingangs wurde erwähnt, daß bei der ursprünglichen Berechnung die Forderung nach Sichtbarkeit der Lichtsignale auf dem Umweg über die genügende Verdünnung der Kohlendioxid in der Tunnel Luft erfüllt werden sollte. Es leuchtet aber ein, daß bei einem zweigleisigen Tunnel die Forderung nur durch die Verbindung einer Entlüftung mit einer Regelung des Zugverkehrs auf beiden Gleisen erfüllt werden kann.

Im folgenden sei eine Lösung für diese vielleicht gelegentlich doch noch anderswo auftretende Aufgabe gegeben:

Regelung des Zugverkehrs auf beiden Gleisen, wenn nur an einem Gleis ein Signal steht.

Fahrstraße 1 und Signal S1.

Das Signal steht näher dem für die Fahrstraße 1 als Eingang zu bezeichnenden Portale. Die Luft wird im Tunnelinnern abgesaugt. Nach Abb. 12 ist:

- Signalabstand vom nächsten Portal d
- Mindestabstand der Lokomotive vom Signal S1 bei Sichtbarwerden des Signales s
- Größte Zuggeschwindigkeit auf beiden Gleisen v_g
- Kleinste Zuggeschwindigkeit v_k
- Luftgeschwindigkeit im Tunnel bei tätiger Entlüftungsanlage v_l

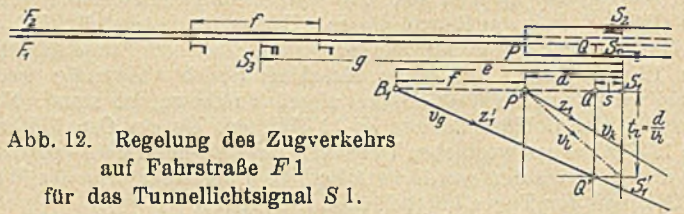


Abb. 12. Regelung des Zugverkehrs auf Fahrstraße F1 für das Tunnellichtsignal S1.

Sobald die Lokomotive des Zuges Z1 auf Gleis 1 am Portal P angekommen ist, beginnt die Reinluft zu wandern. Da die Geschwindigkeit der Luft v_l sicher kleiner als wie die kleinste Geschwindigkeit v_k des Zuges Z1 sein wird, ist für den Abstand f des nachfolgenden Zuges Z1' nur die Geschwindigkeit v_l maßgebend. Erst wenn die Reinluft in S1 angelangt ist, darf der nächstfolgende Zug Z1' auf Gleis 1 in Q ankommen. Um dieser Forderung zu genügen, muß zwischen zwei Zügen Z1 und Z1' auf Gleis 1 der Mindestabstand f eingehalten werden. Dieser Blockabstand wird am größten, wenn entsprechend Abb. 12 für Zug Z1' die größte Fahrgeschwindigkeit v_g genommen wird. Man findet f , indem man durch P' die Geschwindigkeitsgerade v_l bis zum Schnittpunkte S1' mit der Lotrechten durch S1 zieht. Die Wagerechte durch S1' schneidet die Lotrechte durch Q im Punkte Q'. Wenn man nun durch Q' die Geschwindigkeitsgerade v_g des Zuges Z1' zieht, so schneidet diese die Wagerechte durch S1 im Punkte B1. B1P' ist der gesuchte Blockabstand. $f = t_l \cdot v_g - (d - s)$.

Fahrstraße 2 und Signal S1.

Wenn Zug Z2 auf Fahrstraße 2 am Portal P angelangt ist (Abb. 13), beginnt erst die Reinluft zu wandern. Sie braucht, bis sie am Signal S1 ankommt, die Zeit t_l . Erst wenn sie am Signal S1 angelangt ist, darf auf Fahrstraße 1 der Zug Z1 am Punkte Q ankommen. Aus dieser Bedingung leitet sich ein Signalabstand B_2S_1 ab, der am besten graphisch gefunden wird. Die ungünstigste Geschwindigkeitsgerade v_k schneidet die Lotrechte durch P in P'. Durch P' legt man die Luftgeschwindigkeitsgerade v_l bis zum Schnittpunkte S1' mit der Senkrechten durch S1. Die Wagerechte durch S1' schneidet die Senkrechte durch Q in Q'. Legt man nun durch Q' die ungünstigste Geschwindigkeitsgerade v_g für den Zug Z1, so schneidet diese Gerade die Wagerechte durch S1 im Punkte B2. Also wenn Zug Z2 auf Gleis 2 am Signal S1 ist, muß Zug Z1 auf Gleis 1 mindestens die Strecke B_2S_1 vom Signal entfernt sein.

$$B_2S_1 = g \quad g = \left(\frac{d}{v_k} + t_l \right) v_g + s.$$

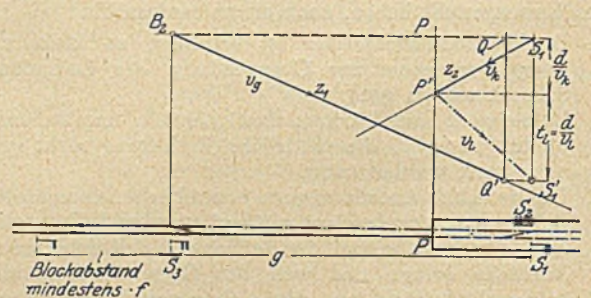


Abb. 13. Regelung des Zugverkehrs auf Fahrstraße F2 für das Tunnellichtsignal S1.

Aus beiden obigen Betrachtungen folgt, daß zwischen zwei Zügen gleicher Richtung mindestens der Blockabstand $f = t_l \cdot v_g - d + s$ sein muß und daß zwischen zwei Zügen in entgegengesetzter Richtung mindestens die Entfernung sein muß $g = \left(\frac{d}{v_k} + t_l \right) v_g + s$.

Um die letzte Bedingung zu erfüllen, muß das Signal S3 an Fahrstraße 1 aufgestellt werden und das Signal S2 an Fahrstraße 1 gegenüber S1.

Solange ein Zug Z1 sich innerhalb der Strecke S3, S1 befindet, muß

1. Signal S2 auf Halt stehen,
2. die Strecke S2, S3 frei von einem Gegenzug Z2 sein.

Erst wenn Z1 an S1 vorbeigefahren ist, darf die Fahrstraße 2 freigegeben werden. Somit muß die Strecke B2, S2 wie eine einseitige Strecke behandelt werden. Die beiden Signale S2 und S3 schließen sich gegenseitig aus. Sie sind aber beide in ihrer Fahrstellung unabhängig von Signal S1.

Natürlich wird man ein etwa nahes Blocksignal an Gleis 1 mit Signal S_3 gern vereinigen. Ist dies der Fall, dann muß aber das weiter entfernte Blocksignal an Gleis 1 den Mindestabstand $f = t_l \cdot v_g - d + s$ von ihm haben.

Tunnelsignal für jede der zwei Fahrstraßen (Abb. 14).

In Anlehnung an die Verhältnisse des Königsstuhltunnels sei jedes der beiden Signale S_1 und S_2 näher dem in der Fahrtrichtung abgelegenen Portal. Nach früherem ist jeweils der Zug auf der anderen Fahrstraße maßgebend für den Abstand g der Blocksignale und die Länge der eingleisig zu betreibenden Strecke.

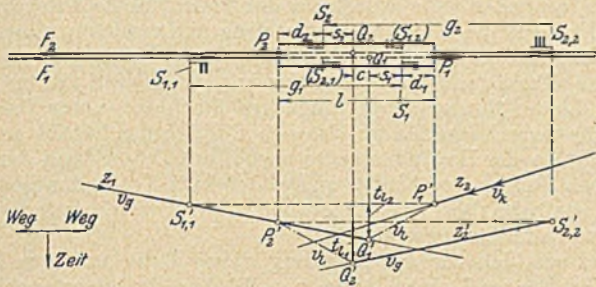


Abb. 14. Regelung des Zugverkehrs auf beiden Fahrstraßen für die beiden Tunnellichtsignale S_1 und S_2 .

Signal S_1 .

Sobald Zug Z_2 auf Fahrstraße 2 das Portal erreicht, beginnt die Reinluft zu wandern mit v_l . Sie gelangt nach der Zeit t_l nach der Stelle Q_1 , von wo an spätestens der Lokomotivführer auf Fahrstraße 1 sein Signal S_1 sehen muß. Erst jetzt darf ein Zug Z_1 auf Fahrstraße 1 anlangen. Durch Q_1' und die größte Zuggeschwindigkeit v_g bestimmt sich der Standort $S'_{1,1}$ des Signals $S_{1,1}$

$$g_1 = t_l \cdot v_g + s_1.$$

Für das Signal S_1 muß die Strecke $S_{1,1} - S_1$ eingleisig betrieben werden, man braucht also die beiden Signale $S_{1,1}$ und $S_{1,2}$.

Signal S_2 .

Hier beginnt die Reinluft vom Portal P_2 ab gegen Tunnelmitte zu wandern, sobald der Gegenzug Z_1 auf Fahrstraße 1 an P_2 ist. Sie gelangt nach der Zeit t_l nach Q_2 , und in diesem Zeitpunkte darf Zug Z_2 auf Fahrstraße 2 eben gerade auch an Q_2 anlangen. Man ziehe somit durch Punkt P_2' die Gerade v_l bis zum Schnitt Q_2' mit der Senkrechten durch Q_2 . Legt man durch Q_2' die ungünstigste

¹⁾ In Abb. 14 ist diese Gerade versehentlich mit v_l bezeichnet.

Gerade v_g , so schneidet sie die Wagerechte durch P_2' in $S'_{2,2}$. Die Strecke $S_2 - S_{2,2}$ muß wegen der Sichtbarkeit am Signal S_2 eingleisig betrieben werden.

$$g_2 = t_l \cdot v_g + s_2.$$

Signal S_1 und S_2 .

Um die Sichtbarkeit beider Signale zu gewährleisten, muß bei Entlüftung im Tunnelinnern sowohl die Strecke $S_{1,1} - S_1$ als auch $S_2 - S_{2,2}$ eingleisig betrieben werden, d. h. die ganze Strecke $S_{1,1} - S_{2,2}$ wird zur eingleisigen Betriebstrecke.

$$\begin{aligned} S_{1,1} - S_{2,2} &= g_1 + g_2 - (l - d_1 - d_2) \\ &= v_g (t_l + t_l) + s_1 + s_2 + d_1 + d_2 - l = v_g (t_l + t_l) - c. \end{aligned}$$

Im Königsstuhltunnel ist beispielsweise:

- $s_1 = s_2 = 100$ m
- $d_1 = d_2 = 900$ m
- $c = 2500 - 2000 = 500$ m
- $v_g = 30$ km/Std. = 500 m/Min.
- $v_l = 125$ m/Min.
- $t_l = t_l = \frac{1000}{125} = 8$ Min.

$$\begin{aligned} g_1 = g_2 &= 500 \cdot 8 + 100 = 4100 \text{ m} \\ S_{1,1} - S_{2,2} &= 500 (8 + 8) - 500 = 8000 - 500 = 7500 \text{ m}. \end{aligned}$$

Man ersieht daraus, daß die Forderung nach betriebsicherer Sichtbarkeit von Tunnellichtsignalen im zweigleisigen Tunnel die zweigleisige Bahnstrecke auf 7500 m Länge zu einer eingleisigen Betriebstrecke machen würde. Das ist natürlich praktisch unmöglich. Will man diesen Mißstand mildern oder vermeiden, dann gibt es hierzu folgende Wege:

1. Verringerung von v_g , also Einschränkung der Fahrgeschwindigkeit,
2. Verkleinerung der Zeiten t_l und t_l für die Entlüftung, also Steigerung der durch die Entlüftungsanlage minutlichen geförderten Luftmenge,
3. Vermeidung der zweigleisigen Tunnelröhre und Ersatz durch zwei eingleisige Röhren,
4. Wahl von akustischen oder anderen Signalen,
5. elektrische Zugförderung.

Die Einführung der elektrischen Zugförderung liegt nun glücklicherweise gerade in den tunnelreichen Bahnstrecken des deutschen Mittel- und Hochgebirges in ziemlicher Nähe und bedeutet nach vorigem für die Betriebsicherheit eine wesentliche Verbesserung. Solange sie jedoch noch nicht durchgeführt ist, sollte die Sicherungstechnik nach anderen Sicherungssignalen greifen als nach den bisher üblichen Lichtsignalen, da eine folgerichtige Ausbildung der Zugsicherung einfach praktisch unmöglich ist.

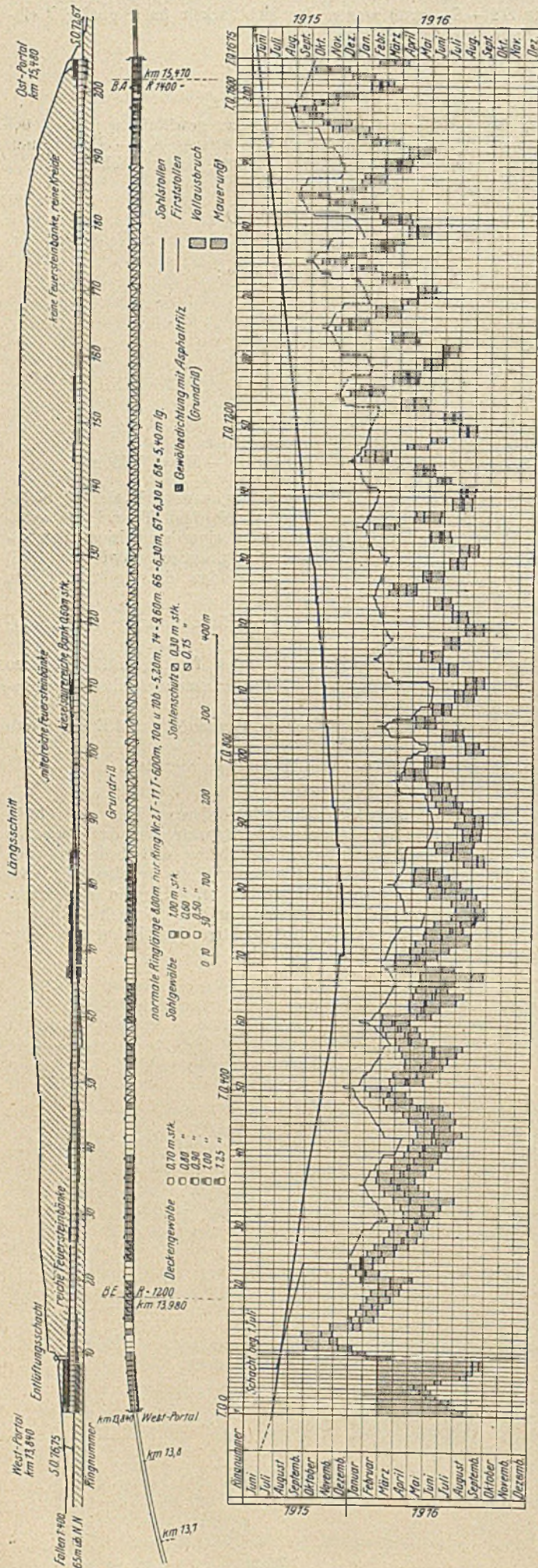


Abb. 1. Tunnel-Längsschnitt und Grundriß mit Darstellung der verschiedenen ausgeführten Mauerungsprofile.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Bau des Geertunnels im Maastale bei Visé.

1915 bis 1916.

Von Prof. Dr.-Ing. Gaber, Karlsruhe.

Von neutraler Seite wurde als der bedeutendste Kriegsbahnbau des Weltkrieges die viergleisig entworfene und zweigleisig ausgebaute Kriegsbahn Aachen-Tongern in Nordbelgien bezeichnet, die das nord-westliche Rheinland durch eine zweigleisige Hauptbahn mit großzügiger Linienführung durch hügeliges Flachland unter Umgehung des ungünstigen Berggeländes, das sich nördlich von Lüttich ausdehnt, und dicht an der Holländergrenze vorbei mit Brüssel und dem nord-westlichen Belgien verbindet und durch eine Verbindungsbahn mit der Maastalbahn bei Visé aber auch an das mittlere und südliche belgische Bahnnetz Anschluß hat.

Kurz westlich vor der Kreuzung dieser Bahn mit dem Maastal durchfährt sie auf eine Länge von 1640 m im Geertunnel einen niederen flachen Bergrücken, der das Geerbachtal von dem mehrere Kilometer weiten Maastal trennt.

Der Tunnel wurde wie die ganze Kriegsbahn von der Deutschen Heeresleitung zweigleisig und nach Friedensgrundsätzen gebaut. Seine Baugeschichte ist nicht so sehr wegen der bei jedem Tunnel auftretenden technischen Schwierigkeiten, die hier bei dem guten Gebirge verhältnismäßig gering waren, sondern wegen der ungewöhnlich kurzen Baudauer von 16 Monaten bei einer Tunnellänge von 1640 m bemerkenswert.

1. Die Achse und das Längsprofil des Tunnels.

Die Tunnelachse liegt nach Abb. 1 auf der Westseite auf ihre ersten 140 m im Kreisbogen mit 1200 m Halbmesser, der der größt-zugelassenen Krümmung dieser Bahn entspricht, und ist von da an auf ihre ganze Länge bis zum Ostportal gerade, wie auch die Bahnachse während der ganzen Überquerung des Maastales in der Geraden liegt.

Im Längsprofil fällt die zweigleisige Bahn mit der auf der Bahnstrecke westlich der Maas maßgebenden größten Neigung 1/400 gegen das Maastal zu, so daß der Höhenunterschied zwischen beiden Portalen 4,10 m beträgt. Das einseitige Gefälle konnte wegen der schon beim Entwurf bekannten außerordentlich günstigen Wasserverhältnisse im Gebirge ohne Bedenken gewählt werden.

2. Die geologischen Verhältnisse.

Während sich auf der Sohle des Maastales noch das obere Karbon mit festen Karbonkalk-Felsbänken zeigt, besteht die vom Tunnel durchzogene Hügelkette aus den obersten Stufen der Oberkreide, d. h. aus dem Oberenon. Der blendend weiße Kreidemergel, der der bekannten Kreide von Rügen auch in ihrem Alter entspricht, ist eine erdige, teils aus amorphen Kalkteilchen, teils aus zahllosen kleinen Schalenresten bestehende Masse, die gegen die Geländeoberfläche und gegen Westen zu sich mehrende schichtförmig eingelagerte Feuersteinknollen als Folge einer Konzentrierung der im Kalkgestein enthaltenen Kieselsäure aufweist. Unter dem Einfluß der Verwitterung bildete sich an der Geländeoberfläche eine besonders im Westen stärkere hellbraun gefärbte lehmige Mergelschicht. Die Kreide ist völlig wasserdurchlässig und wird im gesättigten Zustande beinahe plastisch. Der gelbbraune Lehmmergel löst sich im Wasser leicht auf. Die in regelmäßigen, nahezu wagerechten Schichten auftretenden Feuersteinbänke finden sich naturgemäß nicht nur in der Kreide, sondern auch in ihrem Verwitterungserzeugnis, dem Lehmmergel. Sie waren besonders zahlreich in dem westlichen Tunnelvorauschnitt und verschwanden allmählich gegen die Mitte des Tunnels zu.

Das Gebirge enthält auf der Westseite zahlreiche Sprünge, Stiche und Abgänge, die nach starken Regenfällen gefährliche Rutschflächen bilden. In den gelegentlich angetroffenen kleinen runden Höhlungen ist das Verwitterungserzeugnis der Kreide, der Lehmmergel, eingelagert.

Als Besonderheit sei erwähnt, daß 560 m vom Westportal entfernt eine nach Osten hin schwach ansteigende Kreidebank von 60 cm Stärke angefahren wurde (Abb. 1), die gleichmäßig von Kieselsäure durchtränkt und daher ziemlich hart war. Auf ihrer nahezu ebenen Oberfläche fanden sich wurzelartige Einlagerungen von holzartiger Beschaffenheit, die kreisrunde Querschnitte von etwa 1 bis 2 cm Durchmesser hatten, und deren spezifisches Gewicht merkwürdig gering war, jedenfalls kleiner als Holz. Die Kreide war außerordentlich reich an Versteinerungen, wie Belemniten, Seeigel usw., doch nahm

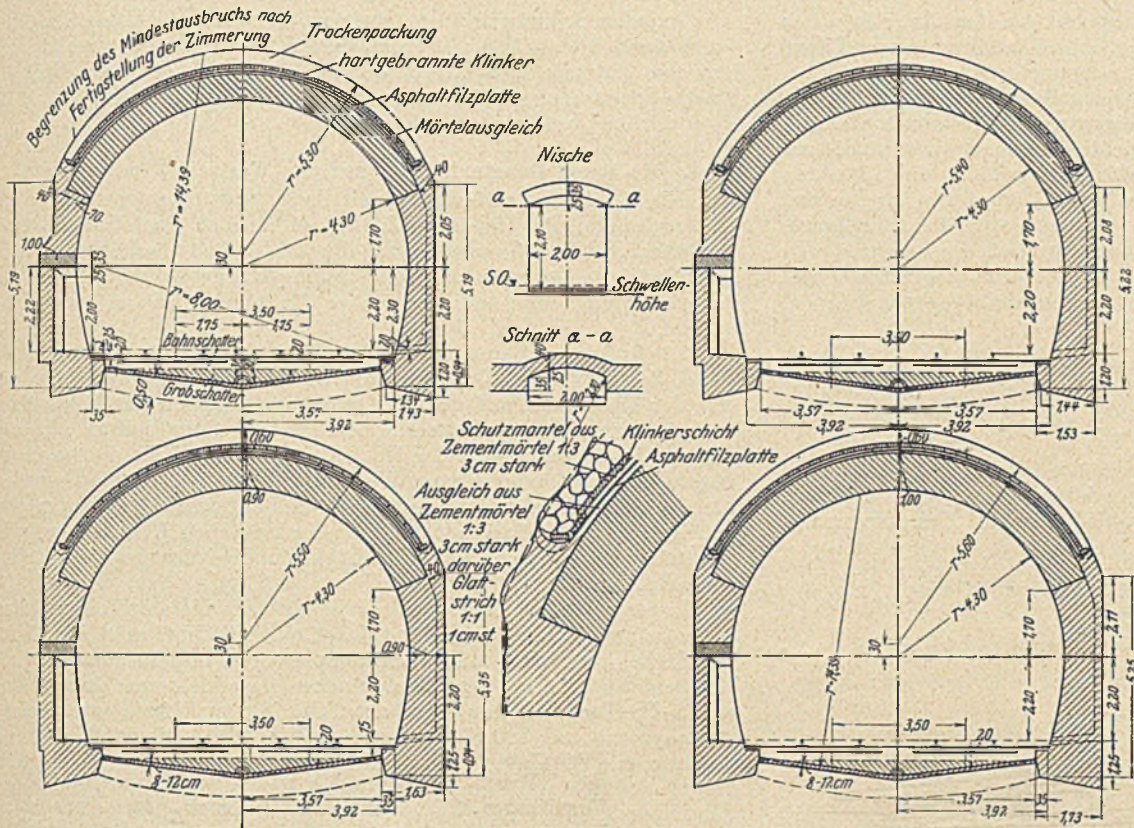


Abb. 2. Die 4 Normalquerschnitte. Einzelheiten der Gewölbeabdichtung und Kämpferinne.

auch deren Häufigkeit gegen das Tunnelinnere zu ab. Im westlichen Voreinschnitt wurden 11 m unter der Erdoberfläche die Überreste eines Urwelttieres ausgebagert; Beinknochen von reichlich 6 cm Durchmesser und ein Teil eines Hornes von 27 cm Länge und 7 cm Durchmesser, das einem Nashorn ähnlich schien.

Der Kreiderücken bildet an der höchsten Stelle eine Überlagerung von nur 70 m. Die westliche Anfangsstrecke hat sogar durchschnittlich nur 10 bis 12 m Überlagerung, so daß der Tunnel sich mit einem sehr flachen Voreinschnitt in den Berg hinein schneidet.

Die Wasserdurchlässigkeit der Kreide ist so groß, daß sich selbst bei lang anhaltendem Regen kein nennenswerter Wasserandrang im Tunnel feststellen ließ, dafür war sie aber zeitweise stark durchnäßt und hatte einen großen Teil der an und für sich schon kleinen Kohäsion eingebüßt. Seitendruck zeigte sich nirgends, dagegen traten Ablösungen in der First auf, auch wenn der Einbau recht sorgfältig und frühzeitig eingebracht worden war. Auf der Westseite des Tunnels führten derartige Ablösungen mehrfach zu Niederbrüchen.

3. Die Tunnelprofile.

Bei einer solchen Gebirgsbeschaffenheit mußte man den Tunnel in seiner ganzen Länge gut ausmauern, um vor allen Dingen die First vor den Angriffen der Rauchgase und Wasserdämpfe der Lokomotiven und vor den Einwirkungen der Luft zu schützen.

Es waren vier Mauerprofile nach Abb. 2 vorgesehen. Der Gleisabstand betrug 3,50 m, und so erhielt das Gewölbe die übliche Halbkreisform mit 4,30 m Halbmesser. Das anschließende Widerlager hatte einen Halbmesser von 8 m und wurde verhältnismäßig schwach — gerade so stark wie das Gewölbe — gehalten, da es überall satt an das Gebirge angemauert werden konnte. Über dem Gewölbe jedoch wurde der Hohlraum bis zu dem Gebirge trocken ausgepackt, damit das vielleicht doch im Laufe der Jahre sich einstellende Gebirgswasser auf der Gewölberückfläche einen bequemen Abfluß nach den beiden seitlich dicht über den Gewölbekämpfern angeordneten Rinnen finden könnte. Von den Rinnen führen senkrechte Schächte und kurze Querstellen von 20 cm Lichtweite nach dem Tunnelinnern.

Die Baustelle hatte durch die bis Visé schiffbare Maas eine gute Verbindung mit den Steinbrüchen bei Namur, wo ein vorzüglicher kieselsäurehaltiger geschichteter Kalkstein gewonnen wird. Es wurde daher für die Mauerung ein Bruchsteinmauerwerk aus diesem Kalkstein vorgesehen. Die Sichtflächensteine des Widerlagers und alle Wölbsteine waren hammerrecht bearbeitete Bruchsteine, von denen Steine mit keilförmig verlaufenden Lagerflächen als Wölbsteine sorgfältig herausgelesen wurden und durch eine weiße Bemalung der inneren Leibung auch im Tunnelinnern als solche kenntlich gemacht wurden.

Die Widerlagersicht- und Gewölbe-Steine kamen fertig zum Vermauern in den Tunnel. Sie hatten annähernd rechteckige Sichtflächen und wurden mit einer Fugenweite von bis zu 4 cm in Zementmörtel 1:4 beim Widerlager und 1:3 beim Gewölbe versetzt. Die Schichthöhe war beliebig, jedoch nicht unter 12 cm und ein Wechsel der Schichthöhe zugelassen. Im Widerlager und im Gewölbe mußte eine durchlaufende Binderschicht mit einer durchlaufenden Läufererschicht wechseln, um die sonst unvermeidlichen ewigen Klagen über zu geringe Anzahl von Bindern auszuschalten. Die Einbindung der Läufer war mindestens gleich der Schichthöhe und ihre Länge mindestens gleich dem $1\frac{1}{2}$ fachen und höchstens dem $2\frac{1}{2}$ fachen der Schichthöhe; sie mußten so versetzt werden, daß gegenüber dem darunterliegenden Binder ein Tiefenverband von mindestens 20 m erreicht wurde.

Das Gewölbe begann erst 1,70 m über dem Kreismittelpunkt. Seine vier bis fünf untersten Schichten wurden noch wie das Widerlager satt an das Gewölbe angemauert. Die Gewölberückfläche wurde zunächst

mit Zementmörtel 1:3 ausgeglichen, dessen Oberfläche mit Mörtel 1:1 und einer Stahlkelle geglättet wurde. Sodann wurde in den feuchten Ringen, wirkliche Tropfringe gab es nicht, eine gut verklebte und überlappte Asphalt-Filzplatte aufgebracht, darauf ein 3 cm starker Schutzmantel aus Zementmörtel 1:3 aufgetragen, der mit einer Klinkerlage gegen Beschädigung durch die rauhe Steinpackung geschützt wurde. Für die nicht isolierten Ringe wurden als unterste Lage der Trockenpackung besonders ausgesuchte plattenförmige Bruchsteine verwendet.

Im Hinblick auf meine Erfahrungen beim Bau des Königstuhltunnels in Heidelberg wurde angeordnet, daß die unterste Lage der Asphalt-Filzplatte in der Wasserrinne freilag, daß der Mörtelschutzmantel also 15 cm früher als sie aufhörte, damit Sickerwasser wirklich frei in die Kämpferinne austreten und nicht aus dem Mörtelschutzmantel in das Widerlagermauerwerk gelangen würde. Auspackungen durften erst nach zwölfstündigem Erhärten des Schutzmantels oder des Mörtelausgleichs eingebracht werden.

Um eine richtige Verspannung zwischen der brüchigen Gebirgsdecke und dem Gewölbe zu erzielen und jede nachträgliche Senkung auszuschalten, mußte dafür gesorgt werden, daß beim Wölben die gesamte Holzauspackung auch wirklich ausgebaut und die Steine der obersten Lage der Auspackung mit dem Handhammer fest eingekellt wurden. An einigen wenigen Ringen, in denen das Gebirge außerordentlich stark zu Niederbrüchen neigte, wurde der Hohlraum zwischen Gewölbe und Gebirge nicht trocken ausgepackt, sondern mit Mörtelmauerwerk ausgefüllt.

Entsprechend der wechselnden Gebirgsbeschaffenheit wurden vier Profile im Tunnel angewendet:

Profil	Widerlagerstärke m	Gewölbestärke m	Ausbruch m ³	Widerlager m ³
1	0,70	0,70	76,19	9,99
2	0,80	0,80	78,64	12,08
3	0,90	0,90	81,11	12,25
4	1,00	1,00	83,57	13,36

Profil	Gewölbe m ³	Dichtung m ²	Auspackung m ³	Sohlengewölbe m ³
1	7,58	10,92	4,73	3,65
2	8,76	11,13	4,88	3,65
3	9,96	11,34	4,96	4,03
4	11,18	11,35	5,06	4,03

Das Tunnelmauerwerk wurde in normale Ringe von 8 m Länge eingeteilt; nur auf der westlichen Anfangsstrecke, wo Tagebau und besonders starke Profile angewendet werden mußten, wurde die Ring-

länge auf 6 m verkleinert. Die Tunnelsohle, die dem Angriffe durch Wasser und Verkehrslast ausgesetzt ist, erhielt auf ihrer ganzen Länge einen Sohlenschutz aus Beton 1:3 im allgemeinen von 15 cm Stärke, der jedoch im Profil 2, 3, 4 und bei den mit Asphalt-Filzplatten versehenen Ringen auf 30 cm Stärke gesteigert wurde. In kurzen Strecken von weniger festem Gebirge wurden richtige Sohlengewölbe von 50 cm und 1 m Stärke eingebracht. In Abständen von 24 m sind in beiden Widerlagern sich gegenüberliegende Nischen von 2 m Breite und 2,25 m Höhe über S. O. angeordnet worden; etwa in Tunnelmitte wurden zwei sich gegenüberliegende Hauptnischen ausgespart von 2 m² Grundfläche, damit gelegentlich Gleisunterhaltungsarbeiter mit kleinen Wagen und Arbeitsgerät dort untergebracht werden können.

Es wurden hergestellt:

Profil	1	1080 m
	2	358 "
	3	107 "
	4	27 "

Der Rest von 68 m ist die westliche Anfangsstrecke, die nach einem Niederbruch als Tagebau in einem Sonderprofil (Abb. 3) von 1,25 m Gewölbstärke hergestellt wurde, wobei 25 kg/cm² Druckspannung

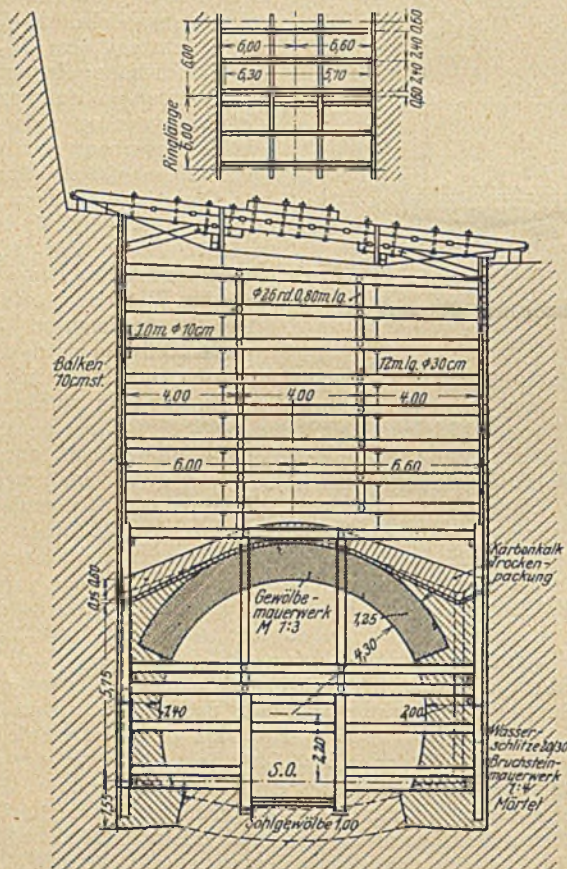


Abb. 3. Tunnel-Querschnitt, Auszimmerung in der Tagebaustrecke.

durch die 8 m hohe Überfüllung zugelassen wurden. Das talseitige Widerlager erhielt zur Aufnahme des Schubes von der Bergseite her eine Mindeststärke von 2 m, während das bergseitige Widerlager in 1,40 m Stärke gemauert wurde. Die beiden Widerlager wurden durch ein 1 m starkes Sohlengewölbe sicher gegeneinander verspannt.

Es sei noch auf die hier richtige, sonst aber häufig ungeschickt gewählte Fundamentausbildung des Widerlagers nach Abb. 2 hingewiesen, dessen innere Fläche den Anschluß des Sohlengewölbes ermöglichen und dessen wagerechte Oberfläche die bequeme Aufstellung des hölzernen Bogenstuhles für die Gewölbemauerung ermöglichen muß.

Bis zu einer Höhe von 20 cm unterhalb der Gleisschwellenunterkante wurde auf dem Sohlengewölbe über den Sohlenschutz ein Grobschotter aus Karbonkalk eingelagert. Die Oberlage wird aus dem normalen Kalksteinbahnschotter gebildet, der in dem vorzüglichen Steinbruch bei Visé im modernen Großbetriebe für die Kriegsbahn hergestellt wurde.

Ein Tunnelbohlen wurde in einfachster Weise durch Einbau einer Halbkreiszementröhre von 25 cm Durchm. in der Tunnelachse auf dem Sohlenschutz und dem Sohlengewölbe für ausreichend befunden, da auch gegen Bauschluß keine Verschlechterung in den Wasser- verhältnissen sich gezeigt hatte.

In jedem Schlußring einer Arbeitsgruppe wurde der letzte Gewölbestein durch Beton 1:8 mit Hilfe eines Kunstschlusses versetzt, wie ich ihn erstmals 1906 bei den Tunneln der Murgtalbahn Weisenbach—Forbach angewendet und in der Deutschen Bauzeitung 1912, Heft 2 näher beschrieben habe.

4. Die Baustelleneinrichtung auf der Westseite, im Geertale.

Mit Rücksicht auf die kurze Bauzeit wurden von der Bauunternehmung Ph. Holzmann & Cie. auf beiden Portalseiten zwei vollständig getrennte selbständige Baustellen und Bauleitungen eingerichtet. Beiden war nur gemeinsam das große Hauptlager der Unternehmung, das sich im nahen Bahnhof Visé an der Maas befand.

Die Anfuhr der Bau- und Betriebsstoffe wie Holz, Eisen, Sprengmittel, Sand, Zement, Stein, Kohle, Benzol, Öl und dergl., geschah entweder auf der Maas oder auf der Maastalbahn einheitlich für beide Baustellen. Die für die Westseite bestimmten Güter rollten auf der Hauptbahn weiter bis zu der Hauptbahnstation Glons, die im Geerbachtal einige Kilometer vom Westportal entfernt liegt, und wurden hier in Kleinbahnwagen umgeschlagen und auf dem bekannten meterspurigen engmaschigen nordbelgisch-französischen Kleinbahnnetz in planmäßigen Zügen auf ein Anschlußgleis in die Nähe des Westportals gebracht.

In der westlichen Tunnelzentrale betrieben zwei Dampflokobile von zusammen 75 PS, unterstützt durch einen Dampfkessel mit 45 m² Heizfläche, zwei zweistufige Luftkompressoren mit zusammen 8 m³ Minutenleistung. Als Reserve war neben dem kleineren Kompressor ein 25-PS-Benzol-Motor eingebaut. Den Strom lieferte eine Gleichstromdynamo mit 220 V Spannung und 20 kW. Die Stollenlüftung besorgte ein Ventilator von 75 m³ Minutenleistung. Ein Motor trieb die Werkstätte und eine Band- und Kreissäge, ein zweiter den Ventilator für die Entlüftung an. Den Ausbruch förderte im Tunnelinnern eine feuerlose Lokomotive und eine Benzolokomotive. Der Wagenpark bestand aus 80 Stück 1-m³-Holzkastenkipperrn für den Vorstollen und 150 Stück 4-m³-Holzkastenkipperrn auf 90 cm Spur.

In der Ausbesserungswerkstätte waren aufgestellt: 2 Schmiedefeuer, 1 Drehbank, 1 Bohrmaschine, 1 Handblechstanze, 1 Bandsäge, 1 Kreissäge.

Die Baustelle wurde mit Wasser versorgt durch eine elektrisch betriebene, an der Geer aufgestellte Pumpe, die das Wasser auf 1200 m Länge 30 m in die Höhe drückte. Der Tunnelausbruch wurde in die nahe Bahndämme von drei Dampflokomotiven mit 160 PS befördert.

5. Die Baustelleneinrichtung auf der Ostseite, im Maastale.

Soweit die Baustoffe und Geräte auf dem Wasserweg ankamen, konnten sie von der Maas durch einen Stichkanal nach dem Maaskanal Lüttich—Maastricht gefahren und dort mit einem Drehkran von 4 t Tragkraft in die 90 cm weite Dienstbahn umgeschlagen werden. Kamen sie mit der Bahn am Bahnhof Visé an, so wurden sie meist am Maaskai, der in einfacher Weise angelegt wurde, in Schluten umgeschlagen und auf gleichem Wege wie vorher nach der am Maaskanal gelegenen Umschlagstelle gebracht. Hier waren umfangreiche Lagerplätze für Holz, Stein, Sand, Zement usw. angelegt worden, die nach dem Stollendurchschlag auch die westliche Tunnelbaustelle zum Teil versorgten. Wegen der leichten Zufuhr war von vornherein der Schwerpunkt des Baubetriebes etwas mehr auf die östliche Seite gelegt und hier eine besonders leistungsfähige Einrichtung getroffen worden.

Als Kraftquelle dienten zwei Heißdampflokobile mit zusammen 150 PS, unterstützt durch einen Dampfkessel mit 45 m² Heizfläche. Die Preßluft erzeugte ein zweistufiger Kompressor von zunächst 6, dann 15 m³ Minutenleistung. Der Gleichstrom wurde erzeugt von einer Dynamomaschine von 40 kW und 440 V Spannung und betrieb den Motor für den Ventilator, den Motor für das Sägewerk mit 1 Band-, 1 Kreis- und 1 Gattersäge, den Motor für die Betonmaschine des Sohlengewölbes. Für die Tunnellüftung war vorhanden ein Ventilator von 40 m³ Minutenleistung. Den Tunnelausbruch förderten im Innern eine halbfeuerlose und eine feuerlose Lokomotive von je 100 PS, im Äußern drei Lokomotiven von je 160 PS. 80 1-m³-Tunnelwagen für den Vorstollen und 200 4-m³-Holzkastenkipperrn waren im Betrieb. Die Spurweite der Dienstbahn war einheitlich auf allen Baustellen 90 cm.

Die große Ausbesserungswerkstätte mit einem Maschinenmeister an der Spitze umfaßte eine Schmiede, Schlosserei, Stellmacherei, 3 Schmiedefeuer, 1 Drehbank, 1 Bohrmaschine, 1 Schleifmaschine und hatte angegliedert eine Säge mit 1 Vollgatter, 1 Bandsäge, 1 Kreissäge.

Die Personal-Installation dieser Baustelle ist auf Abb. 11 dargestellt.

Die Wasserversorgung besorgte eine am Maaskanal aufgestellte Dampfpumpe mit 15 m³ Stundenleistung.

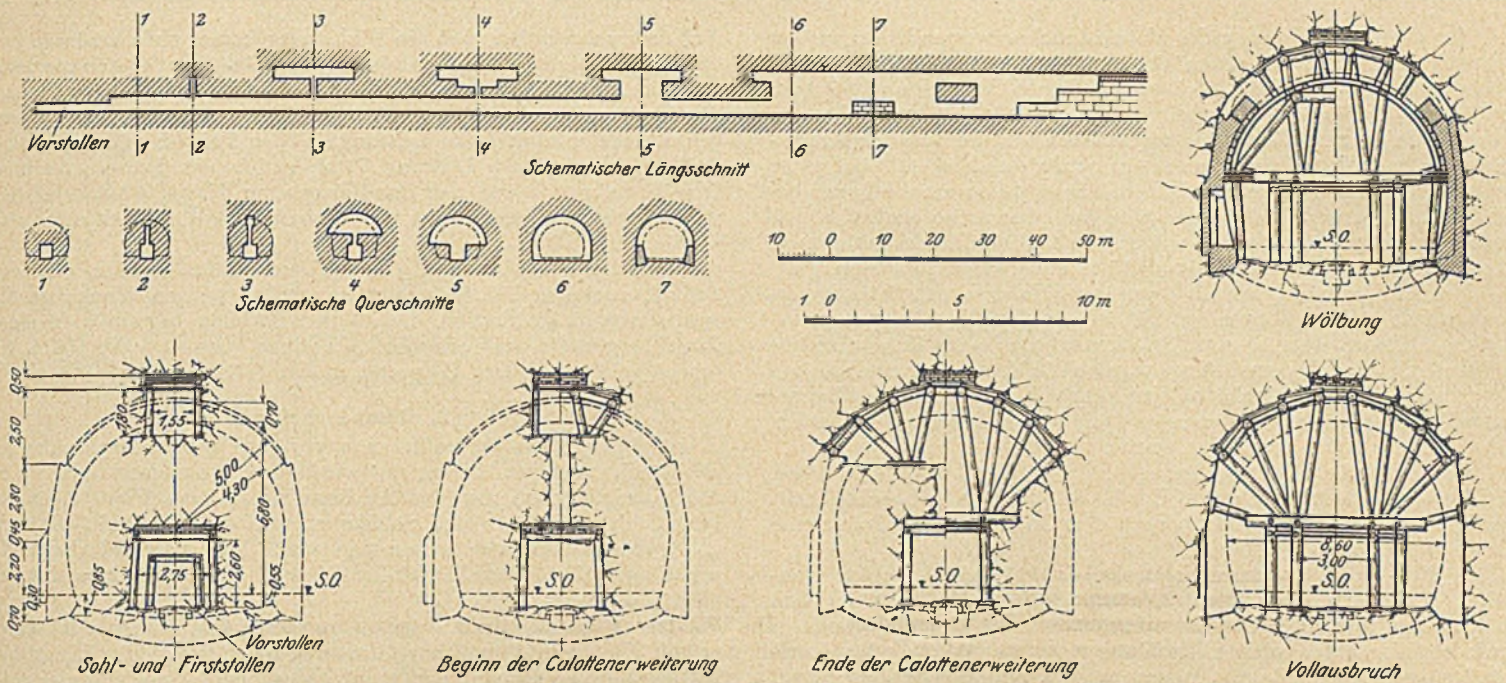


Abb. 4. Der Bauvorgang mit Vor- und Hauptstollen, Firststollen und Vollaussbruch.

6. Der Stollenvortrieb.

Nach Fertigstellung der Baustelleneinrichtungen wurde auf der Ostseite am 21. Mai und auf der Westseite am 7. Juni 1915 mit dem Stollenvortrieb begonnen. Um den Durchschlag zu beschleunigen und möglichst bald eine kurze Verbindung auf der Dienstbahn durch den Stollen mit den Lagerplätzen am Maaskanal herzustellen, wurde ein Vorstollen mit 4,4 m² Querschnittsfläche vorgetrieben, dem der eigentliche Hauptstollen mit 11,4 m² Querschnittsfläche in einigem Abstand nachfolgte.

Die Kreide, die ganz gut mit der Spitzhacke gelöst werden konnte, wurde gleichwohl, um bessere Tagesleistungen zu erzielen, mit Sicherheitssprengstoffen, Astralit und Coronit, gelöst. Die Preßluft wurde mit 10 cm weiten schmiedeisernen Flanschrohren, die alle 50 m eine Abzweigung erhielten, ins Tunnelinnere geführt und betrieb Handdrehbohrmaschinen mit Kolben und Zahnradgetriebe. Die Spiralbohrer hatten einen Durchmesser von 25 mm und kein Luftloch in

der Längsachse, waren also Vollbohrer. An jeder Stollenbrust arbeiteten zwei Flottmann-Drehbohrmaschinen mit 6 at Betriebsdruck.

Im Vorstollen verkehrten anfänglich eiserne Muldenkipper auf 60 cm Spur und später nur die 1-m³-Wagen. Sowohl der Vor- wie der Hauptstollen blieben an besonders guten Stellen auch ohne Holzeinbau auf kürzere Zeit stehen, doch wurden im allgemeinen frühzeitig zur Sicherung gegen Niederbrüche Türstöcke gestellt. In Abständen von 80 bis 100 m wurden Aufbrüche gemacht und von dort aus ein Firststollen west- und ostwärts mit 5 bis 6 m² Querschnittsfläche wiederum unter Verwendung von Drehbohrmaschinen vorgetrieben. Um die 3,30 m starke Platte zwischen First- und Sohlstollen sicher zu halten, wurden häufig im Sohlstollen vor dem Firststollenvortrieb unter den Kappen der Türstöcke noch Unterzüge eingezogen, die durch Ständer auf die Stollensohle abgestützt wurden.

Auf beiden Seiten wurde in zwei 12-stündigen Schichten mit 10 Stunden reiner Arbeitszeit gearbeitet, und es gelang, den Vorstollen nach 190 Kalendertagen durchzuschlagen. Auf beiden Seiten zusammen wurde erreicht:

- Größter Tagesfortschritt 9,00 m
 - Gemittelter Tagesfortschritt 8,50 m
- Nach dem Durchschlag wurden beide Luftleitungen miteinander verbunden, so daß die unvermeidlichen Luftstöße sich in den Luftkesseln beider Seiten mitzusammen 13 m³ Inhalt besser ausgleichen konnten.

7. Der Vollaussbruch (Abb. 4 u. 5).

Zwei Monate nach Beginn des Stollenvortriebs begann man auf beiden Seiten mit dem Vollaussbruch, der nach der neuzeitlichen österreichischen Bauweise vor sich ging, d. h. es wurde die Kalotte ausgeweitet und unter Verwendung der Kappen des Firststollens eine Reihe von Kronholzpaaren eingezogen, die vorläufig auf quer zur Tunnelachse gelegte Hilfsschwellen mit Ständer und Streben abgestützt wurden.

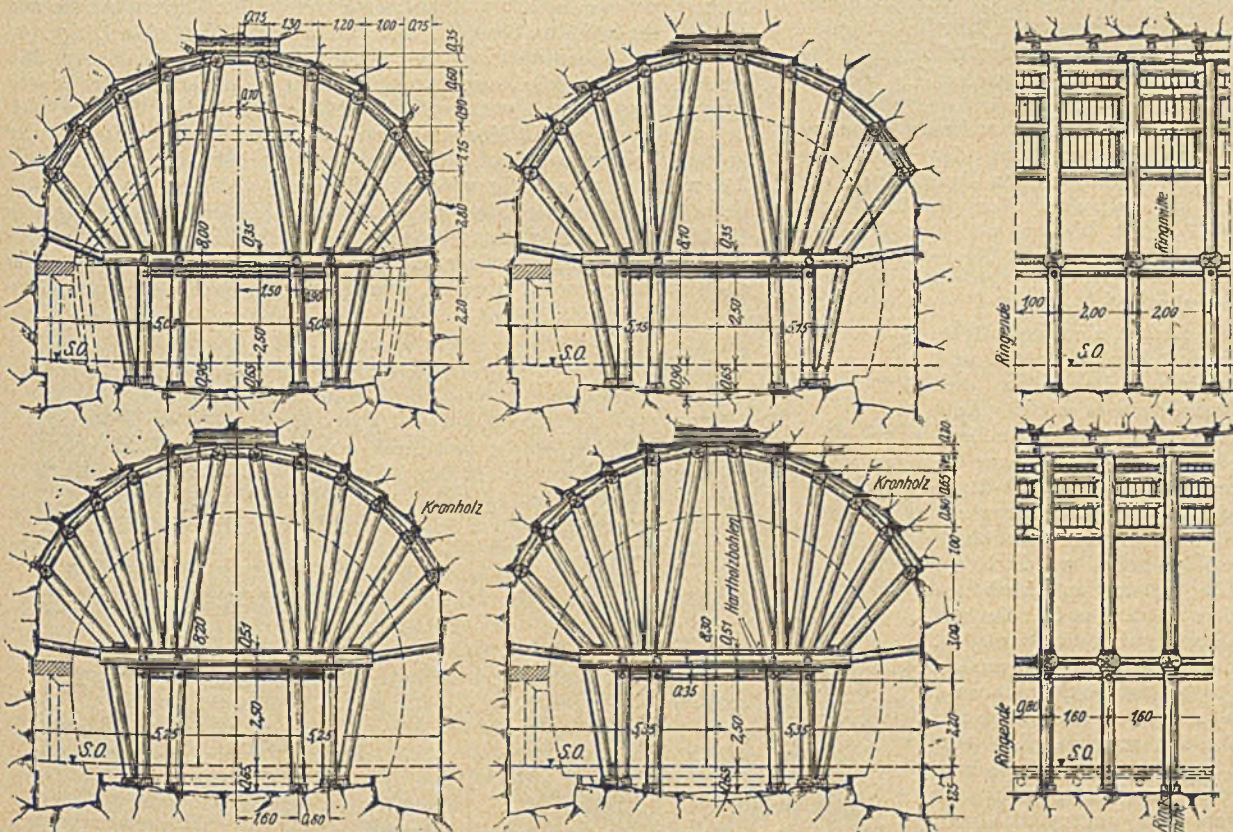


Abb. 5. Die Auszimmerung der 4 Tunnel-Querschnitte mit dem Schwellenbau. Bogenstuhl mit Lehrbogen und Verstärkung.

Für die Auszimmerung des Vollaushbruchs verwendete man den Schwellenbau, der bei gutem Gebirge ohne schweren Seitendruck wegen seiner kurzen und leichten handlichen Ständer und Streben, die durch die Schwelle unterteilt werden, den langen und schweren Streben des Langständerbaues vorzuziehen ist, die von der Tunnelsohle bis zur Tunneldecke ununterbrochen durchgehen. Auf jeder Seite waren fünf und zeitweilig bis sieben Partien am Ausbruch beschäftigt. Wenn auch die Ringe 8 m lang waren, so erwies es sich doch als vorteilhaft, immer durch eine Partie gleichzeitig zwei Ringe auf einer Arbeitstrecke von 16 m ausbrechen zu lassen.

Der leichteste Einbau sah ursprünglich vier Kronholzpaare vor, doch wurde es bald notwendig, mindestens fünf Kronholzpaare einzuziehen. In den weniger guten Strecken wurden sechs Kronholzpaare verwendet. Je nach dem Gebirge wurden die Kronhölzer eines Ringes durch vier oder fünf Joche unterstützt, also vier oder fünf Hauptschwellen eingelegt, von denen jede mindestens durch zwei Ständerpaare auf die Sohle abgestützt wurde.

Der Zugverkehr war so geregelt, daß 6 Uhr bis 6,45 morgens, 11 Uhr bis 11,45 mittags und 6 Uhr bis 6,45 abends Zugwechsel war. Der Lademeister erhielt und übergab dem Oberheuer und Polier eine Ladeliste für jeden Wagen.

In Ring 7 und 8 wurden im Dezember 1915 Senkungen der Kronhölzer bis 50 cm und überall Äußerungen eines einseitigen und doch nahezu lotrechten Druckes wahrgenommen. Um die besonders stark beanspruchten oberen Kronhölzer zu sichern, wurden Langständer eingelegt, die die oberen vier Kronhölzer besonders im Stoß sichern sollten und schräg entgegengesetzt dem den Holzeinbau verdrehenden Gebirgsdruck gestellt wurden. Vorher schon hatte man zwischen den einzelnen Jochen die Spannriegel vermehrt und unter den Hauptschwellen parallel der Tunnelachse mehrere Unterzüge eingelegt. Trotz all dieser Vorsichtsmaßnahmen gelang es nicht, des Gebirgsdruckes Herr zu werden, und nach einem langen Regen stürzten beide Ringe so vollkommen ein, daß sich ein Tagebruch bildete. Da der Vorstollen noch nicht durchgeschlagen war, wurden 22 Arbeiter, die sich nicht mehr rechtzeitig retten konnten, eingeschlossen. Es gelang aber den sofort aufgenommenen, drei Tage dauernden Rettungsarbeiten, alle unverletzt wieder ans Tageslicht zu bringen.

Um weitere Niederbrüche, die bei der außerordentlich geringen Überlagerung immer zu befürchten waren, zu vermeiden, entschloß man sich dann, die ersten 68 m der Westseite grundsätzlich im Tagebau herzustellen.

Auch im Ring 67 der Westseite brach Mitte Juni 1916, kurz vor der Vollendung des Vollaushbruchs, und ohne daß man vorherige Anzeichen gesehen hätte, die First vollkommen nieder, so daß sich ein elliptischer Hohlraum bildete. Auch hier war die völlige Durchfeuchtung des plastisch gewordenen Gebirges nach lang anhaltenden Regenfällen die mittelbare Ursache, während die unmittelbare Ursache in den ungünstig gelagerten Gleitflächen zu suchen ist, die lehmige Einlagerungen hatten.

Nach dem Durchschlag wurden die Hauptausbruchmassen beider Baustellen nach der Ostseite in die Schüttung der gewaltigen Maasdämme verbracht, wo auf einer besonderen Tunnelkippe ein Kippemeister und zwölf Mann sie einbauten. Von den 127 000 m³ Tunnelausbruch kamen so etwa $\frac{2}{3}$ nach Westen, und nur $\frac{1}{3}$ wurde im Geerbachtal in die wesentlich kleineren Bahndämme geschüttet.

8. Der Mauerungsbetrieb.

Man erkannte bald, daß die Kreide nicht gestattete, die Ringe lange auf dem Holz stehen zu lassen, und begann daher frühzeitig auf beiden Seiten schon drei Monate nach Beginn des Stollenvortriebes mit der Ausmauerung, die dem gewählten Vollaushbruchsystern entsprechend mit Widerlagerfundament und Widerlager begann, worauf auf den wagerechten Fundamentabsätzen der Bogenstuhl gestellt und darüber die Lehrbogen aus gebogenen I-Eisen aufgerichtet wurden. Zur Ausrüstung dienten Holzkeile. Der Gewölbescheitel wurde 10 cm überhöht. Die verhältnismäßig schwachen Lehrbogen wurden durch zwei Unterzüge (Abb. 4 u. 5), die auf den Bogenstuhlschwellen mit Streben abgestützt wurden, verstärkt. Der Abstand der Lehrbogen schwankte zwischen 1,50 m und 2 m bei 10 cm starken Schalhölzern. Gelegentlich stützte man die Lehrbogen auch noch auf die großen Schwellen der Holzzimmerung ab. Es wurde als vorteilhaft befunden, jede Nacharbeit an den Steinen im Tunnel dadurch möglichst auszuschalten, daß unter Aufsicht des Tunnelbauführers am Lagerplatz beim Maaskanal die für die Sichtflächen bestimmten Bruchsteine am freien Tageslicht mit dem Handhammer möglichst sorgfältig zugerichtet wurden. Entsprechend dem

Vollaushbruch wurden auch die Widerlager immer gleichmäßig in zwei Ringen hoch geführt, und erst dann jedes Gewölbe für sich gemauert. Da man überdies für eine gute elektrische Beleuchtung der Maurerpartien sorgte, wurden gute Arbeitsleistungen erzielt. Die durchschnittliche wöchentliche Leistung in der Tunnelmauerung betrug 30,94 m, die höchste Leistung 73 m auf beiden Seiten zusammen. Der Mörtel wurde von den Handlangern im Ringe selbst hergestellt. Auf der ganzen Tunnelänge war deshalb eine Wasserleitung verlegt worden.

Der Sohlenschutz und das Sohlengewölbe wurden erst zum Schluß, nachdem die Mauerung im großen ganzen schon beendet war, durch einige Partien, die an den Portalen begannen, in einem Zuge hergestellt und erforderten geringe Bauzeit. Der Beton 1:8 wurde zu $\frac{2}{3}$ vor dem Ostportal in einer Betonmaschine gemischt.

9. Besonderheiten.

Auf der Westseite wollte man vor dem Stollendurchschlag die Dienstbahn, die den Abtrag des westlichen Tunnelvorsechnitts abführte, nicht noch mit den Ausbruchmassen des Firststollens belasten, da sie durch den Sohlstollen und die Einschnittbaggerung genügend in Anspruch genommen war. Man verband daher den westlichen Mund des Firststollens durch eine Steilrampe mit dem hochliegenden Gelände.

Die Weststrecke, die im offenen Tagebau hergestellt wurde, erhielt nach Abb. 3 einen sorgfältigen Einbau. Die beiden Baugrubenwände wurden lotrecht von Hand ausgehoben und die wagerechten Schalbretter durch lotrechte Laschen und 12,60 m lange Sprießen gesichert. Die Sprießen wurden durch Runderisen an hölzernen Pfälgerwerken, die auf der Geländeoberfläche senkrecht zur Tunnelachse gelagert waren, aufgehängt und dadurch am Drehen verhindert. Am Baugrubenrande arbeitete ein Dampflok, der die Mulden mit dem Ausbruch aus der Baugrube hochförderte und auf die 60-cm-Spur absetzte, auf der die Massen zur nahen Kippe abtransportiert wurden. Im Bereich des Tunnelmauerwerkes war es zweckmäßig, die Anzahl der wagerechten Sprießen möglichst gering zu halten; darum verwendete man hier starke lotrechte Laschen, so daß z. B. im Bereich des Tunnelgewölbes überhaupt keine Sprießen notwendig wurden. Abb. 3 und 6 veranschaulichen den kräftigen Einbau, der sich gut bewährt hat.

Da der First im Ring 67 niedergebrosen war und sich ein größerer Hohlraum gebildet hatte, schloß man zunächst die Gewölbe der beiden Nachbarringe 66 und 68, die man entsprechend dem Niederbruch von 8 m auf 6 m und 5,40 m verkürzte. Auf die beiden fertigen Gewölbe verlegte man dann 14 m lange breitflanschtige I-Eisen, beiderseits des Scheitels je vier Stück, auf die man den Einbau des Firstniederbruches abstützte. Unabhängig von diesem Einbau konnte nun in dem Ring 67 das Gewölbe mit 1,60 m Stärke auf eine Länge von 12,60 m einziehen. Hätte man den Niederbruchhohlraum voll auspacken wollen, so hätte die Auspackung bei neu einsetzendem Druck sich zu stark gesetzt und weitere Niederbrüche begünstigt. Ein Ausfüllen des Hohlraumes mit Mörtelmauerwerk verbot sich aber wegen der großen Kosten und vor allem wegen der erheblichen Auflast, die das wenn auch gehörig verstärkte Tunnelgewölbe zu tragen gehabt hätte. So faßte man First und Wände des Niederbruches durch eine Verkleidung aus Mörtelmauerwerk, die durch halbkreisförmige Tonengewölbe gegenseitig fest verspannt wurden. Wo die Mauern trotzdem noch zu stark geworden wären, wurden Sparnischen und Spargewölbe

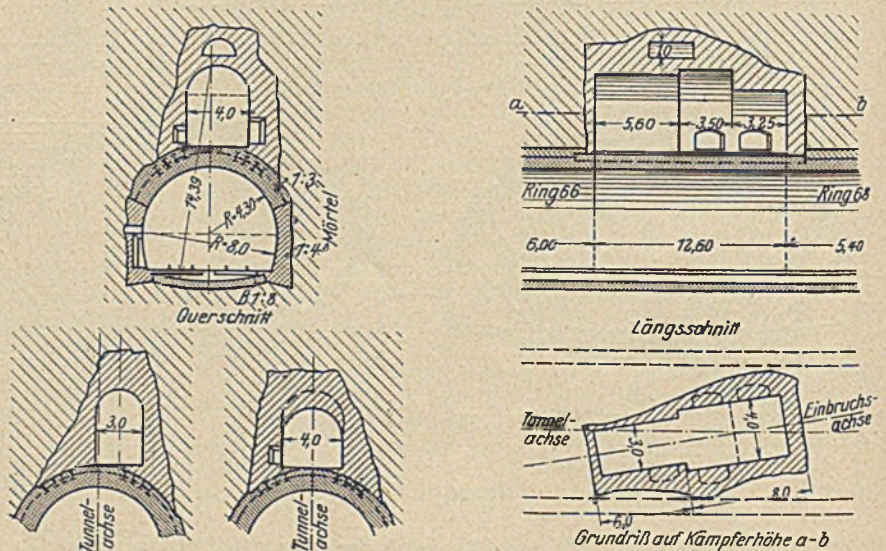


Abb. 6. Die Ausmauerung des Firsteinbruchs im Ring 67.

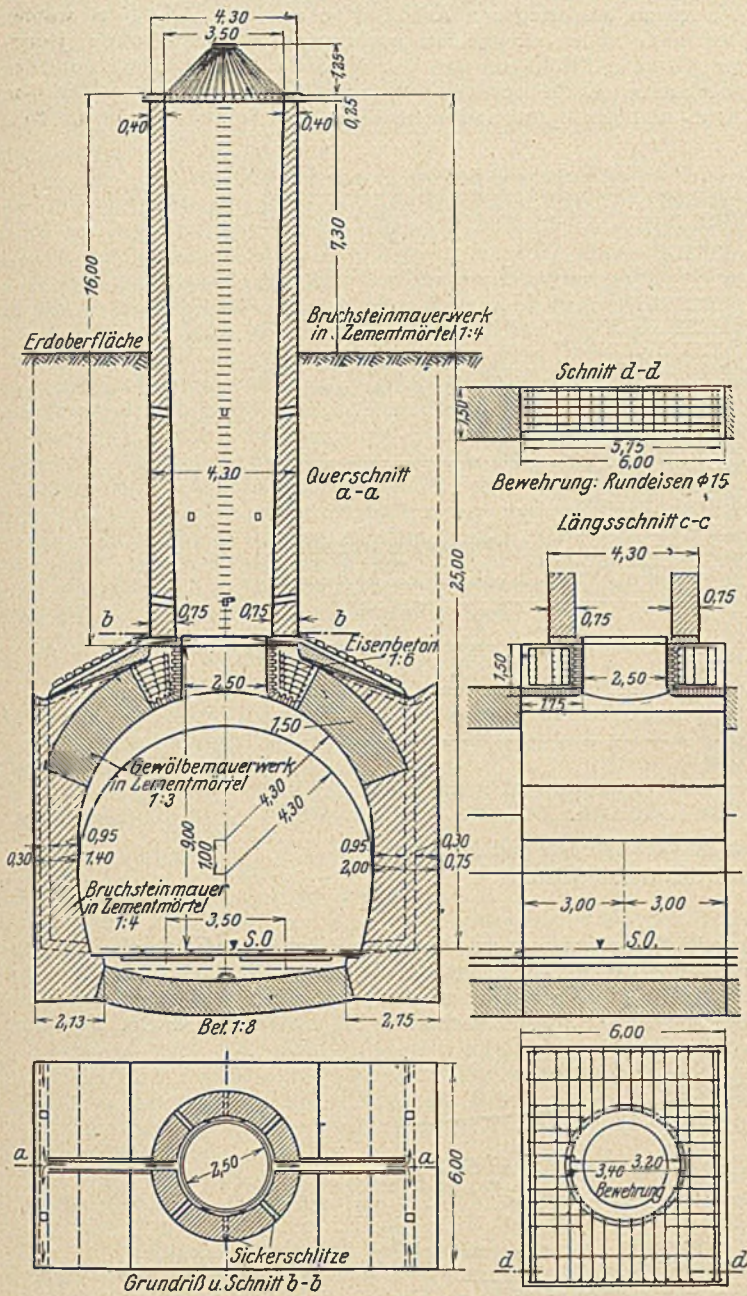


Abb. 7. Der Luftschacht im Ring 11.

angeordnet, wie in Abb. 6 erkennbar ist. Es wurde dadurch eine sichere, starre Verspannung zwischen Gebirge und Tunnelgewölbe auch hier erreicht, ohne daß eine übermäßige Auflast dem Tunnelgewölbe zugemutet worden wäre.

Die letzte Überraschung kam kurz vor Bauschluß, am 4. September 1916, wo der bereits fertig gemauerte und geschlossene Ring 40 kurz nach Entfernung des letzten Lehrbogens einstürzte. Das Gebirge hatte sich hier in einer Höhe von 3 m über dem Scheitel in einer wagerechten Bruchfläche gelöst und brachte durch diese Auflast das junge Gewölbe zum Einsturz. Auch hier wurde der Niederbruch in ähnlicher Weise wie bei Ring 67 nachträglich gesichert.

Um eine gute Entlüftung zu erzielen und auch Baustoffe in den Tunnel zu bringen, hatte man auf der Westseite, 65 m vom Portal entfernt, beim Firststollenvortrieb einen Schacht bis zum Gelände hergestellt. Seine günstige Wirkung suchte man auch für den fertigen Tunnel beizubehalten, indem man einen kreisrunden Luftschacht bis zu einer Höhe von 25 m über S. O. mauerte. Der unterste Teil der Schachtröhre ist ein Kreiszyylinder von 2,50 m innerem Durchmesser und schließt mit einem Trichter aus Eisenbeton an das Tunnelgewölbe an. Über dem untersten Absatz fängt eine kreisrunde Wasserrinne die Niederschlagwasser ab und leitet sie seitlich den Kämpferrinnen und durch diese dem Tunnelinnern zu. Das Schachtinnere erweitert sich nach oben auf 3,50 m. Der 7,30 m über dem Gelände hochgeführte Entlüftungsturm wurde mit einer Haube von schmiedeeisernen Stäben abgedeckt, da die Schachttachse lotrecht über der Tunnelachse, also der Schacht unmittelbar über den Gleisen steht. Das Tunnelgewölbe, auf dem der Schacht steht, wurde gegen seine Nachbarringe um 1 m überhöht und erhielt 1,50 m Stärke. Die Überhöhung soll ein

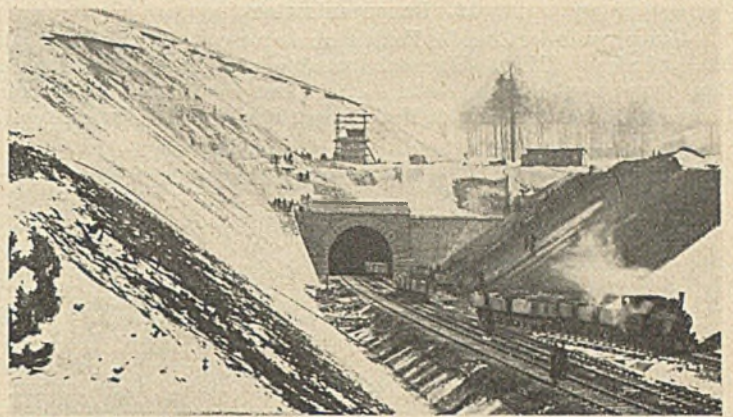


Abb. 8. Das Westportal nebst dem noch eingerüsteten Entlüftungsturm.

besseres Einströmen der Tunnelluft, dann aber auch eine Einrüstung des Gewölbes mit Lehrbogen während des Betriebes ermöglichen.

10. Die Portale.

Wie bei allen Bauwerken der Kriegsbahn sollten auch die Portale als wirkungsvolle Bauwerke sorgfältig ausgebildet werden. Über einem schweren Unterbau erhebt sich das volle Halbkreisgewölbe in wuchtigen Quadern. Die zurückliegende Sichtfläche des Portaloberbaues besteht aus glattscharrierten Schichtensteinen. Über dem Ganzen liegt ein weit auskragendes Gesims mit voller Brüstung. Das Tagewasser wurde auf dem kürzesten Wege sorgfältig oberirdisch unter Vermeidung von geschlossenen Schächten oder Röhren abgeleitet. Die unvermeidlichen Futtermauern, die sich beiderseits anschließen, wurden stark zurückgesetzt und konnten dann im einfachen billigen

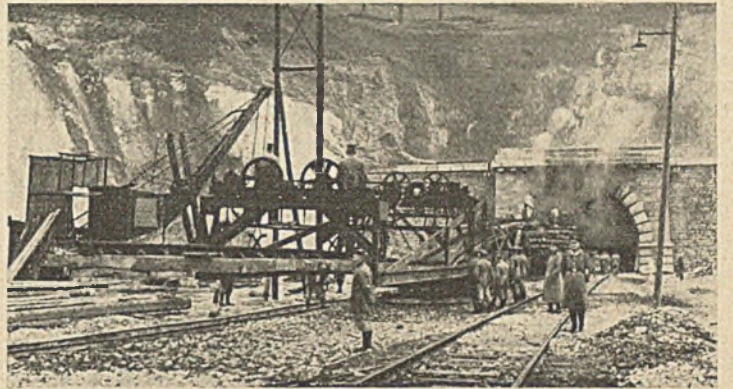


Abb. 9. Das Ostportal mit der Gleisvorstreckmaschine in Arbeit. Links der Löffelbagger bei der Seitentnahme im westlichen Voreinschnitt.

Schichtenmauerwerk hergestellt werden, ohne den guten Eindruck der Portale zu stören, wie es Abb. 8 u. 9 zeigen.

11. Arbeitsleistungen. (Abb. 10).

a) Vorstollen mit 4,40 m² Querschnitt. Mit den Flottmannschen Drehbohrmaschinen mit 6 at Betriebsdruckluft wurde als Mittel der ganzen Stollenvortriebszeit in der Kalenderwoche ein Fortschritt erzielt:

Auf der Westseite . . . 40,6 m
Auf der Ostseite . . . 29,7 m

Im Gesamtnittel auf beiden Seiten zusammen 61,9 m in der Woche.

b) Vollausbuch. Der Vollausbuch, der nicht nur durch Maschinenbohrarbeit, sondern auch durch Lösen von Hand mit der Spitzhacke betätigt wurde, weist folgende Leistungen auf:

Größte Wochenleistung 77,00 m
Gemittelte Wochenleistung 31,54 m

Mittlere Leistung während des Hauptbetriebes vom März bis August 1916 = 42,60 m. Wochenleistung einer Ausbruchpartie in dieser Zeit 8,50 m Tunnel oder 570 m³ Ausbruch.

c) Tunnelmauerung ohne Sohlengewölbe und Sohlenschutz.

Größte Wochenleistung 73,00 m
Mittlere Wochenleistung 30,94 m

Durchschnittliche Leistung in der Hauptbetriebszeit vom April bis August 1916 = 79,50 m, in dieser Zeit betrug die Durchschnittsleistung einer Maurerpartie 10 m Tunnel in der Woche oder 190 m³ Mörtelmauerwerk.

12. Bauorganisation.

Bauherr war der Chef des Feldeisenbahnwesens, der als militärische Baubehörde die Militär-Eisenbahnbauabteilung I in Lüttich für den Bau der Kriegsbahn eingesetzt hatte. Der Geertunnel lag in dem Loose des Streckenbauamtes Visé, dessen Bauleiter der Verfasser war.

nen genau beschriebenen Arbeitsarten anbieten. Vergütet wurden ihm seine vollen einwandfrei nachgewiesenen Selbstkosten, jedoch nur bis zu der Höhe, die aus den wirklichen Arbeitsmengen und den angebotenen Einheitspreisen zum Schluß errechnet wurde. An dem Mehr- und Minderaufwand gegenüber dieser Summe war er mit 25%

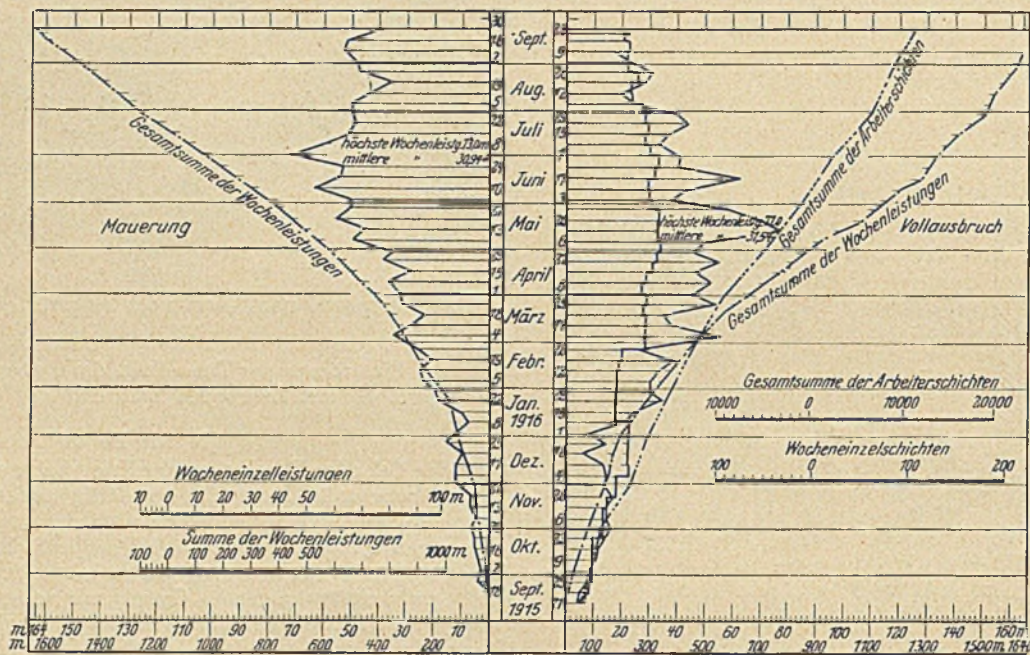


Abb. 10. Die wöchentlichen Leistungen in Vollausbruch und Mauerung. Linie der Wochenleistung und der Gesamtleistung.

Für die Entwurfs- und Bauarbeit waren friedensmäßige Grundsätze vorgeschrieben worden. Um die Gesamtbauzeit möglichst abzukürzen, mußte die Arbeit vor der Fertigstellung der baureifen Pläne vergeben werden und der Entwurf und Bau nebeneinander

beteiligt. Außerdem wurden mit ihm Prämien für Ersparnisse an Bauzeit vereinbart, da die Kriegslage die baldige Inbetriebnahme der Bahn forderte. Die Vergebung geschah auf Grund eines engeren Wettbewerbs an die Bauunternehmung Ph. Holzmann & Co., Frankfurt

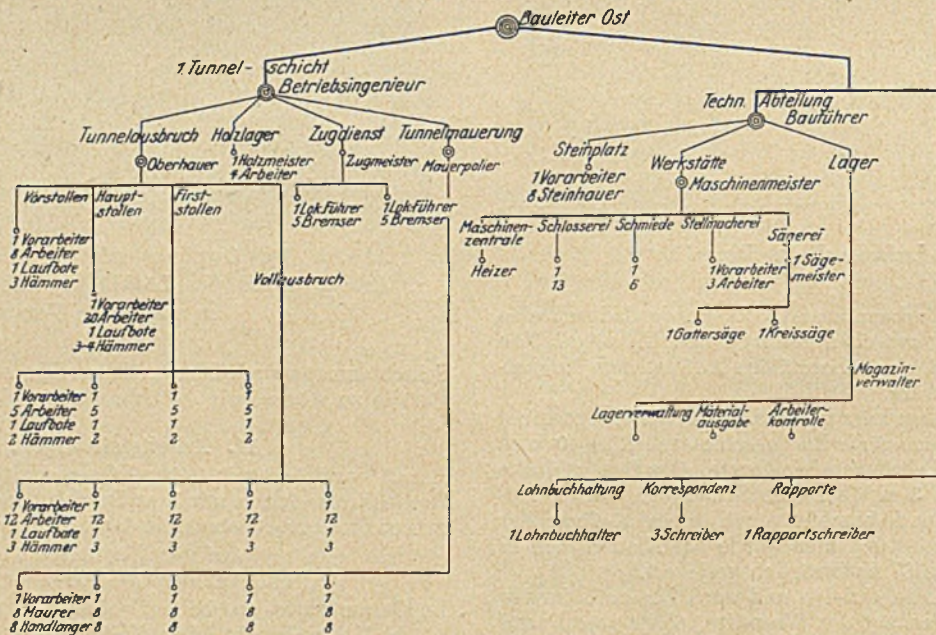


Abb. 11. Personalplan für die östliche Tunnelbaustelle.

hergehen. Die Pläne wurden in den wesentlichen Teilen vom Streckenbauamt aufgestellt und durchgearbeitet.

Aus Mangel an baureifen Plänen und wegen der besonderen Verhältnisse im besetzten Gebiet konnte der friedensmäßige Akkordvertrag nicht in Betracht kommen; andererseits konnte die Arbeit doch so weit übersehen werden, daß der reine Selbstkostenvertrag ausgeschaltet und statt dessen ein Mittelding zwischen Selbstkostenvertrag und Akkordvertrag, der sogenannte Kolonialvertrag, der Ausschreibung zugrunde gelegt werden konnte. Der Unternehmer mußte unter Zugrundelegung der von der Bauverwaltung auf Grund der Vorentwürfe annähernd berechneten Arbeitsmengen Einheitspreise für die verschiede-

a. Main, die auch die Bauarbeiten der anschließenden Nachbarstrecken auszuführen hatte. Deren Zentrale übertrug die Geschäftsführung einer neu gegründeten Filiale in Lüttich, die als Oberbauleitung den wichtigeren Verkehr mit der Behörde und die Einzelbearbeitung der Ausführungszeichnungen besorgte. Sie richtete in Visé dicht an der Maas mit Wasser- und Bahnanschluß ein Hauptlager ein, das nicht nur die Tunnelbaustelle, sondern auch die freie Strecke mit Bau- und Betriebsstoffen versorgte. Es unterstand einem Maschinen-Ingenieur. Auf den beiden Tunnelseiten wurden von der Unternehmung zwei gleichberechtigte örtliche Bauleitungen gebildet, deren östliche noch das eigentliche Tunnelager am Maaskanal mitverwaltete. Sowohl

das militärische Streckenbauamt als auch die örtlichen Bauleitungen der Unternehmung hatten in Anbetracht des ungewöhnlich gesteigerten Baubetriebes weitgehende Vollmachten.

Die Facharbeiter waren meist aus dem Heeresdienst beurlaubte Deutsche, während die große Masse ungelerner Arbeiter teils aus der wallonischen, teils aus der flämischen Umgebung stammte. Visé liegt an der Sprachgrenze.

Soweit möglich, wurden die Bau- und Betriebsstoffe im Lande von der Unternehmung gekauft. Die 14 tätigen Lohnlisten wurden nach dem Schichtenbuch der Vorarbeiter aufgestellt und gelegentlich nach den Schichtenbüchern, die nicht nur jeder Oberhauer, sondern auch noch der Magazinverwalter für die gesamte Osttunnelbaustelle zu führen hatte, geprüft. Die Arbeiter wurden im Tagelohn entlohnt, die Vorarbeiter und Obermaurer aber erhielten eine ansehnliche Prämie: beim Stollenvortrieb ein Zulage für jede Mehrleistung über die normale Leistung von 3 m in der Schicht; beim Ausbruch wurde die Ersparnis gegenüber den angenommenen Selbstkosten für 1 m³ Vollaussbruch unter Oberhauer und Vorarbeiter im Verhältnis 1:2 aufgeteilt. Bei der Mauerung galt das gleiche Verfahren wie beim Vollaussbruch. Der Bauleitung wurde eine der Leistung entsprechende außervertragliche Vergütung am Jahreschluß gewährt.

Die Löhne wurden durch das Bureau Lüttich ausbezahlt, das auch den ganzen Geldverkehr besorgte. Die Durchbildung und Gliederung einer Tunnelbauleitung ist aus Abb. 11 zu ersehen, die den Personalplan für die östliche Bauleitung darstellt.

13. Angaben über den Holzverbrauch.

In der folgenden Liste ist für die beiden Tunnelbaustellen nach den wirklichen Aufstellungen berechnet worden:

a) der Holzverbrauch H_t , der bei gleichzeitigem Einbau aller Ringe notwendig gewesen wäre;

b) die Holzmenge H_w , die tatsächlich für den Einbau hat beschafft werden müssen;

c) das Verhältnis $\frac{H_t}{H_w}$, das angibt, wievielfach das beschaffte Holz im Tunnel verwendet worden ist;

d) indem man von dem wirklichen Holzaufwand H_w die Holzrestmenge H_r , die beim Bauschluß noch vorhanden war, abzog und indem man den Wert von 2 m³ Altholz gleich dem Werte von 1 m³ Neuholz setzte, erhielt man die Holzmenge $H_v = H_w - H_r$, die beim Tunnelbau tatsächlich vollständig verbraucht wurde,

e) indem man diese Zahl zu dem theoretischen Holzbedarf ins Verhältnis setzt, erhält man das vollständig aufgebrauchte Holz als Prozentsatz des theoretischen Holzbedarfs H_t ;

f) zum Schluß wurde der wirkliche Holzverbrauch für 1 m³ Tunnelausbruch berechnet.

In den Zahlen drückt sich deutlich die im Vergleich zur Ostseite schlechte Gebirgsbeschaffenheit der Westseite aus.

Angaben über den Holzverbrauch in m³.

	Rundholz		Bohlen		Hauptschwellen		Kantholz für Schalung		
	W	O	W	O	W	O	W	O	
H_t	3890	5050	1280	1920	430	550	740	970	Theoretischer Holzbedarf
H_w	2180	1960	970	970	220	140	160	140	Wirklich angelieferte Holzmenge
$\frac{H_t}{H_w}$	1,8	2,6	1,3	2,0	2,0	3,8	4,6	7,1	Wiedergewonnener Rest zu 50% des Neuwerts
H_r	650	660	200	220	60	70	70	40	Verwendungsziffer
$H_v = H_w - H_r$	1530	1300	770	750	160	70	90	100	Wirklicher Verbrauch
$100 \cdot \frac{H_v}{H_t}$	40	26	60	39	37	13	12	10	Wirklicher Verbrauch als % des theoretischen Bedarfs

W = westliche Tunnelbaustelle (im Geerbachtal),

O = östliche „ (, Maastal).

Der Holzeinbau mußte auf der westlichen Tunnelbaustelle stärker sein als auf der östlichen.

14. Angaben über den Sprengmittelverbrauch.

Die Kosten für die Kapseln und Zündschnur wurden der Einfachheit halber in kg Sprengstoff umgerechnet und erscheinen daher in folgenden Zahlen mit:

Aufwand an kg Sprengstoff für 1 m	für 1 m ³	Vielfaches des Aufwandes beim Vollaussbruch
Vorstollen	3,95 kg	0,98
Stollenausweitung	0,90 „	0,13 „
Firststollen	2,11 „	0,35 „
Vollaussbruch	3,48 „	0,06 „

Die letzte Zahl gibt an, wieviel mehr Sprengstoff bei den Stollenarbeiten für 1 m³ verbraucht worden ist, als für 1 m³ Vollaussbruch nötig war.

15. Angaben über den Aufwand an Mineur- und Schlepperschichten.

Die bezahlten Prämien und alle Schlepperlöhne wurden in Mineurschichten umgerechnet und so der Aufwand an Arbeit für 1 m³ auf beiden Tunnelbaustellen ermittelt.

Schichtenaufwand für 1 m³ Ausbruch:

	auf der Westseite	Vielfaches des Vollaussbruches
Vorstollen	0,72	0,85
Stollenausweitung	0,76	0,89
Firststollen	0,78	0,92
Vollaussbruch	0,85	1,00

	auf der Ostseite	Vielfaches des Vollaussbruches
Vorstollen	0,85	1,04
Stollenausweitung	0,71	0,86
Firststollen	0,67	0,82
Vollaussbruch	0,81	1,00

Auch in diesen Zahlen drückt sich die Tatsache aus, daß das zerklüftete und durchfeuchtete Gebirge der Westseite zu vorsichtigem Arbeiten gezwungen hat.

16. Angaben über den Aufwand an Maurerschichten.

Auch hier wurden die Löhne für die Handlanger und die bezahlten Prämien in Maurerschichten umgewandelt. Alle mittelbaren Kosten und Arbeitsaufwendungen sind in diesen Zahlen nicht enthalten.

Es verlangte 1 m³ Mörtelmauerwerk auf der Westseite 2,52, auf der Ostseite 2,28 Maurerschichten.

17. Angaben über den Arbeitsaufwand für 1 m³ Tunnelausbruch, hervorgerufen durch die Nebenarbeiten

wie: Verlegung der Luft- und Wasserleitung im Tunnel, Förderung, Kippen und Einbauen der Tunnelausbruchmassen, Unterhaltung der hierzu nötigen Tunnel- und Streckengleise u. dergl.

Der Geldbetrag wurde in Arbeitsschichten ungelerner Arbeiter umgerechnet.

Aufwendungen an Tagsschichten ungelerner Arbeiter:

	für 1 m ³	Vielfaches des Aufwandes beim Vollaussbruch
Vorstollen	0,34	1,48
Stollenausweitung	0,23	1,42
Firststollen	0,22	0,96
Vollaussbruch	0,23	1,00

Man erkennt daraus die starke Belastung des Vorstellens durch mittelbare Arbeiten für die Einrichtung und den unwirtschaftlichen Transport mit den kleinen Stollenwagen von nur 1 m³ Inhalt, der aber andererseits wesentlich mithalf, die Zeit bis zum Stollendurchschlag abzukürzen.

18. Angaben über die Preise der Bau- und Betriebsstoffe und den Arbeitslohn.

Es kostete frei Baustelle:	Mark
1 kg Sprengstoff	1,50
100 kg Zündschnur	5,50
100 Stück Sprengkapseln	7,50
1 m ³ Sand	7,—
1 m ³ Kies	7,20
1 m ³ Bruchsteine	7,—
1 m ³ ausgelesene Bruchsteine für die Sichtfläche erst 16,— Mark, später	9,50
1 t Zement	30,40
1000 Klinker	25,20
1 m ³ Rundholz	60,—
1 m ³ Bohlen	70,—
1 m ³ Hauptschwellen für den Tunnelleinbau	80,—
1 m ³ Schalholz 10 × 10	80,—

Eine Arbeitsschicht von 12 Stunden umfaßte eine reine Arbeitszeit von 10 Stunden, die auch nur vergütet wurden. Der Schichtenlohn betrug:

	Vorstollen u. Ausweitung	Firststollen	Vollaussbruch
Mineur Mark	4,25 bis 5,—	4,35 bis 5,45	4,80 bis 5,05
Schlepper „	3,25 „ 3,85	3,60 „ 4,20	3,60 „ 4,—
Maurer „	5,30 „ 6,—		
Handlanger „	4,10 „ 4,50		

19. Unmittelbare Kosten für die fertige Herstellung von 1 lfd. m Tunnel auf der Westseite.

1. Teil. Unmittelbare Kosten für die fertige Herstellung von 1 m Tunnel auf der Westseite.

1. Teil	m ³	Lohn		Sprengmittel		Holz		Baustoffe	Steinbearbeitung	Steintransport	Verschiedenes	Mittelbare Kosten	Zusammen	
		M	%	M	%	M	%						M	M
Vorstollen	4,40	14,53	2	5,92	38	8,06	3	—	—	—	5,29	5,70	39,50	2
Stollenausweitung	7,—	24,62	4	1,37	9	43,70	19	—	—	—	5,64	5,70	81,23	6
Friststollen	6,—	22,79	4	3,16	20	10,70	5	—	—	—	5,—	5,70	47,35	3
Wallausbruch	60,—	250,04	42	5,22	33	141,74	60	—	—	—	53,40	45,80	486,20	34
Mauerung	18,50	265,45	44	—	—	30,66	13	297,30	17,25	29,77	40,44	45,80	726,67	51
Sohlengewölbe	2,94	23,89	4	—	—	—	—	20,30	—	—	5,69	5,70	55,59	4
Zusammen 1. Kostenteil		601,32	100	15,67	100	234,86	100	317,60	17,25	29,77	115,46	114,40	1436,54	100

2. Teil. Mittelbare Kosten.

Brenn- und Schmierstoffe	Mark
Kleingeräte, Rüstholz, Gleisschwellen und Frachten	108,—
Großgeräte, Abschreibungen, Ausbesserungen am Schluß	328,—
Gebälter, Verwaltungsaufwand	123,46
	143,—
Zusammen 2. Kostenteil	<u>702,— M</u>

Insgesamt Selbstkosten für 1 lfd. m fertigen Tunnel auf der Seite Wonck 1437 + 702 = 2139,— M

Anteil an den Gesamtkosten:

1. Kostenanteil . . 67%
2. Kostenanteil . . 33%

Am 21. Mai 1915 hatte der Stollenantrieb auf der Ostseite begonnen, und am 30. September 1916 wurde der ganze Tunnel drei Tage vor dem Termin fertig abgenommen, so daß an unmittelbarer Arbeitszeit für die 1640 m Tunnel neun Tage mehr als 16 Monate notwendig geworden waren. Das bedeutet eine gemittelte Monatsleistung von 100 m fertigem Tunnel, und war eine Leistung, auf die alle Beteiligten stolz sein konnten und die dem restlosen Eifer aller Arbeiter, nicht nur der wenigen Deutschen, sondern auch der vielen belgischen zu verdanken war. Der Zufall hatte es gefügt, daß der Verfasser kurz vor dem Kriege als Vertreter der badischen Bahnverwaltung mit der gleichen Firma in Heidelberg den gleich-

artigen Bau des 2,5 km langen zweigleisigen Königstuhltunnels ausgeführt hatte (vergl. S. 152). Es verlohnt sich, die beiden Arbeitsleistungen nebeneinander zu stellen:

	Königstuhltunnel	Geertunnel
Länge in m	2487	1640
Bauzeit in Monaten	39	16,3
Gemittelte Monatsleistung an fertigen Tunnelmetern	64	100

Ein Teil des Unterschiedes erklärt sich durch die beim Königstuhltunnel größeren Schwierigkeiten des aus Löß, Sandstein und Granit bestehenden Gebirges.

Der größere Teil des Zeitgewinnes am Geertunnel rührt aber ohne Zweifel davon her, daß der ganze Bau im richtigen Kriegsbetrieb durchgeführt werden mußte. Es war selbstverständlich, daß die vom Feldeisenbahnchef für die Aufgabe eingesetzte Feldeisenbahntrope aus langer Frontgewohnheit heraus Tag und Nacht unermüdlich war; es war auch zu begreifen, daß die deutschen Angehörigen der Bauunternehmung ihre ganze Kraft einsetzten; aber ohne die rastlose Arbeit der vielen einheimischen Arbeiter, die bei Lage der Baustelle an der wallonisch-flämischen Sprachgrenze sich aus beiden Volksstämmen zusammensetzten, wäre die kurze Bauzeit unmöglich gewesen. Es hat sich auch hier gezeigt, daß eine gute Einteilung und Durchbildung der Arbeit und eine energische und zielbewußte Arbeitsleitung auch in einer ursprünglich feindlichen Arbeiterschaft eine Freude am Arbeiterfolge hat wecken und sie damit zu unermüdlichen Mitarbeitern hat umwandeln können.

Alle Rechte vorbehalten.

Einfluß der Fliehkräfte auf Eisenbahnbrücken.¹⁾

Nach dem Aufsatz im Zentralbl. d. Bauverw. 1922, S. 83 u. f. von Oberregierungsbaurat Dr.-Ing. Kommerell im Eisenbahn-Zentralamt in Berlin, mit einer Erweiterung für schiefe Gleislagen und schiefe Brücken von Bruno Schulz, Berlin-Grünwald.

Bezeichnungen.

Die im folgenden angewandten Bezeichnungen sind den DIN 1350 „Zeichen in der Statik, Festigkeitslehre, Werkstoffprüfung und für Form- und Stabeisen“ entnommen.

Im übrigen gelten folgende Abkürzungen:

- \ddot{u} = Schienenüberhöhung in m,
- p = die dem Lastenzug gleichwertige, gleichmäßig verteilte Achsbelastung in t/m Gleis,
- c = Fliehkraft in t/m Gleis,
- r = Halbmesser der Gleisachse in m,
- v = Zuggeschwindigkeit in km/h

Das Zuggewicht p und die Fliehkraft c greifen im Schwerpunkt B der Fahrzeuge ($m=2$ m über Schienenoberkante) an.

1. Einfluß der Fliehkraft auf den Windverband FG .

Es ist

$$c = \frac{p}{9,81} \cdot \frac{\left(v \cdot \frac{1000}{60 \cdot 60} \right)^2}{r} = \frac{p v^2}{127 r} = p \operatorname{tg} \alpha.$$

Dieser Einfluß auf den Windverband bleibt für alle möglichen Lagen des Gleises auf der Brücke bei demselben Krümmungshalbmesser unverändert gleich.

2. Biegemomente aus Verkehrslast und Fliehkraft.

Die Mittelkraft aus p und c schneidet den der Fahrbahn zunächst liegenden Windverband FG im Punkte E und zerlegt sich dort in c und p (Abb. 1 u. 2).

Die Lage von E bestimmt sich aus:

$$p(i + e) = cn;$$

hieraus

$$e = \frac{cn}{p} - i = n \operatorname{tg} \alpha - i,$$

worin

$$i = m \cdot \frac{\ddot{u}}{1,5}.$$

Die Werte $\operatorname{tg} \alpha = \frac{c}{p} = \frac{v^2}{127 r}$ können der Tafel 1 entnommen werden.

Die Abb. 1a u. 1b gelten bei der Untersuchung des Einflusses der Fliehkraft auf Hauptträger und Windverband. Für die Berechnung der Schwellenträger und Querträger ist die Mittelkraft aus der Verkehrslast und Fliehkraft mit derjenigen Ebene zum Schnitt zu bringen, in der die waagrechte Teilkraft aufgenommen wird;

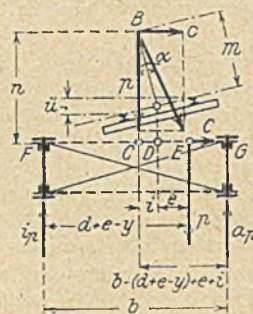


Abb. 1a.

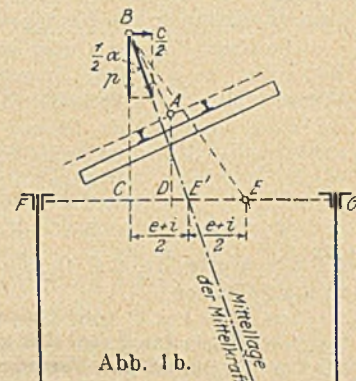


Abb. 1b.

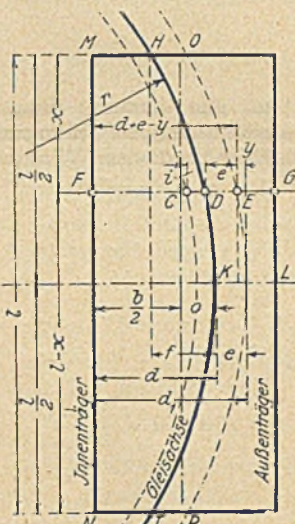


Abb. 2.

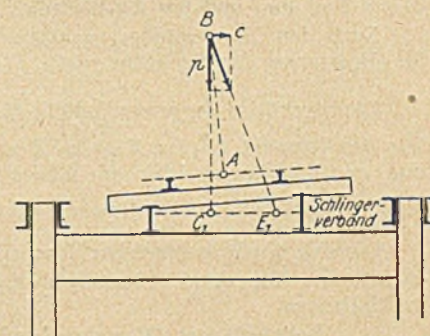


Abb. 1c.

Tafel 1.

tg alpha bei einer Geschwindigkeit von km/h.																	
Halbmesser	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115	120
180	0,0700	0,0886															
200	0,0630	0,0797	0,0984														
250	0,0504	0,0638	0,0787	0,0958	0,1134												
300	0,0420	0,0532	0,0656	0,0794	0,0945	0,1109											
400	0,0315	0,0399	0,0492	0,0596	0,0709	0,0832	0,0965	0,1107									
500	0,0252	0,0319	0,0394	0,0476	0,0567	0,0665	0,0772	0,0886	0,1008								
600	0,0210	0,0266	0,0328	0,0397	0,0472	0,0554	0,0643	0,0738	0,0840	0,0948							
700	0,0180	0,0228	0,0281	0,0340	0,0405	0,0475	0,0551	0,0633	0,0720	0,0813	0,0911						
800	0,0158	0,0199	0,0246	0,0298	0,0354	0,0416	0,0482	0,0554	0,0630	0,0711	0,0797	0,0888					
900	0,0140	0,0177	0,0219	0,0265	0,0315	0,0370	0,0429	0,0492	0,0560	0,0632	0,0709	0,0790	0,0875				
1000	0,0126	0,0159	0,0197	0,0238	0,0284	0,0333	0,0386	0,0443	0,0504	0,0569	0,0638	0,0711	0,0787	0,0868			
1100	0,0115	0,0145	0,0179	0,0217	0,0258	0,0302	0,0351	0,0401	0,0458	0,0517	0,0580	0,0646	0,0716	0,0789	0,0866		
1200	0,0105	0,0133	0,0164	0,0199	0,0236	0,0277	0,0322	0,0369	0,0420	0,0474	0,0532	0,0592	0,0656	0,0723	0,0794	0,0868	
1500	0,0084	0,0106	0,0131	0,0159	0,0189	0,0222	0,0257	0,0295	0,0336	0,0379	0,0425	0,0474	0,0525	0,0579	0,0635	0,0694	0,0756
2000	0,0063	0,0080	0,0098	0,0119	0,0142	0,0166	0,0193	0,0221	0,0252	0,0284	0,0319	0,0355	0,0394	0,0434	0,0476	0,0521	0,0567
v in m/sek.	11,1	12,5	13,9	15,3	16,7	18,1	19,4	20,8	22,2	23,6	25,0	26,4	27,8	29,2	30,6	31,9	33,3

¹⁾ Der Aufsatz erscheint als Sonderdruck im Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

dies ist z. B. bei dem Schwellenträger in Abb. 1c der Schlingerverband, dessen Ebene im Punkt E_1 von der Mittelkraft geschnitten wird.

Der Pfeil f des Gleisbogens HKJ ist

$$f = r - \sqrt{r^2 - \frac{l^2}{4}}$$

Hierfür darf zur Vereinfachung der Rechnung mit genügender Genauigkeit die Annäherung

$$f = \frac{l^2}{8r} \left[1 + \left(\frac{l}{4r} \right)^2 \right]$$

gesetzt werden.

Die Schienenüberhöhung \ddot{u} ist entsprechend der nach dem Fahrplanbuch zulässigen größten Zuggeschwindigkeit nach den Vorschriften für das Verlegen des Oberbaues zu wählen.

Wenn keine besonderen Gründe dagegen sprechen (z. B. Lage der Brücke unmittelbar vor einem Kopfbahnhof), so wird man für $\text{tg } \alpha$ die eingeklammerten Werte für die nach der Bau- und Betriebsordnung für die betreffenden Halbmesser zulässigen größten Geschwindigkeiten in die Festigkeitsberechnung einführen.

Die Kraft $c = p \text{tg } \alpha$ wird vom Windverband FG aufgenommen. Mit Hilfe der aus den „Berechnungsgrundlagen“ zu entnehmenden Momente M_{px} und Querkräfte Q_{px} für die Verkehrslast, bezogen auf ein Gleis, ergeben sich die von dem wagerechten Windverband aufzunehmenden Momente und Querkräfte aus

$$M_{fx} = M_{px} \text{tg } \alpha,$$

$$Q_{fx} = Q_{px} \text{tg } \alpha.$$

Die Werte M_{fx} und Q_{fx} sind noch mit der zugehörigen Stoßzahl η zu multiplizieren.

Aus Abb. 1 u. 2 geht klar hervor, daß der äußere Hauptträger die größte Belastung bei der größten Geschwindigkeit bekommt, bei der die Mittelkraft aus Verkehrslast und Fliehkraft den Windverband im Punkte E schneidet. Die Momente ${}^a M_x$ und Querkräfte ${}^a Q_x$ für diesen Fall sind mit der zugehörigen Stoßzahl η zu multiplizieren.

Nach den „Berechnungsgrundlagen“ ist der innere Hauptträger im allgemeinen für die halbe größte Fliehkraft zu berechnen.

Die zugehörige Zuggeschwindigkeit ist $= \sqrt{\frac{1}{2}} \cdot \max v = 0,71 \max v$. Der Schnittpunkt E' der Mittelkraft zwischen der halben Fliehkraft und der Verkehrslast mit der Ebene des Windverbandes FG hat dann entsprechend Abb. 1b vom Punkte C den Abstand $\frac{e+i}{2}$.

Die sich hierfür ergebenden Momente ${}^i M_x$ und Querkräfte ${}^i Q_x$ sind ebenso wie für den Außenträger mit der vollen Stoßzahl η zu multiplizieren.

Bemerkung: Von der Regel, daß der äußere Hauptträger für volle, der innere für halbe Fliehkraft zu berechnen ist, können sich Ausnahmen ergeben (vgl. den Anhang).

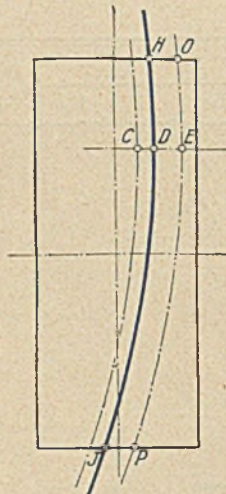


Abb. 3.

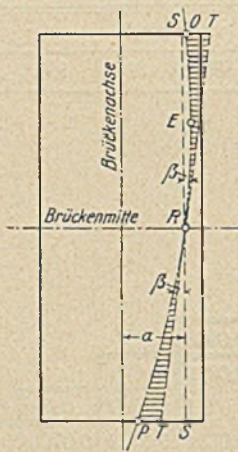


Abb. 3a.

Nach dem Gesetz, daß die Gesamtwirkung gleich der Summe aller Einzelwirkungen ist, kann man sich die durch die in Abb. 3 angegebene beliebige Lage eines gekrümmten Gleises hervorgerufenen Momente und Querkräfte als aus vier Einzelzuständen entstanden denken, und zwar für den Kreisbogen OEP in Abb. 3 u. 3a in folgender Weise:

Der 1. Zustand ist als Ausgangszustand der normale Fall; die Achse eines geraden Gleises liegt in der Brückenachse.

Im 2. Zustande wird die Gleisachse um a parallel gegen die Brückenachse in die Lage SRS verschoben; dann ist a bestimmt durch den Schnittpunkt R des Bogens OEP mit der Brückenmitte.

Im 3. Zustande wird die Gleisachse gegen die Lage SRS um den Winkel β in die Lage TRT gedreht.

Im 4. Zustande wird statt der geraden Achse TRT der Bogen $OERP$ gesetzt, der die Gerade TRT in R berührt. Für diese vier Zustände ergeben sich im einzelnen folgende Werte der Momente und Querkräfte.

1. Zustand:

Die Punkte E und E' , die die Schnittpunkte der Mittelkraft mit der Ebene des Windverbandes für volle und halbe Fliehkraft des Fahrzeuges darstellen, wandern auf der Brückenachse, d. h. die Gleisachse verläuft in der Brückenachse, also in einer Geraden. Die Fliehkraft ist gleich 0. Die Punkte E und C fallen zusammen (Abb. 4).

$${}^a M_x = {}^i M_x = \frac{M_{px}}{2}, \quad {}^a Q_x = {}^i Q_x = \frac{Q_{px}}{2}$$



Abb. 4.

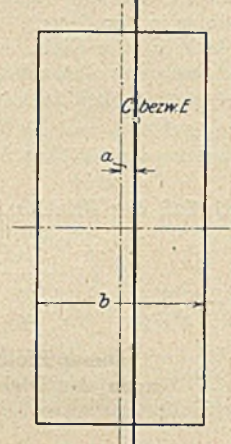


Abb. 5.

2. Zustand:

Die Punkte E und E' wandern auf einer Parallelen im Abstände a zur Brückenachse, d. h. die Gleisachse verläuft in einer Geraden parallel zur Brückenachse.

Die Fliehkraft ist gleich 0. Die Punkte E und C fallen zusammen (Abb. 5).

Die Änderung der Momente und Querkräfte beträgt

$$\Delta {}^a M_x = M_{px} \cdot \frac{a}{b} \quad \text{mit } a = 0 + e \text{ für Höchstgeschwindigkeit}$$

$$\Delta {}^a Q_x = Q_{px} \cdot \frac{a}{b}$$

$$\Delta {}^i M_x = M_{px} \cdot \frac{a}{b} \quad \left| \begin{array}{l} \text{mit } a = 0 - i \text{ bei stillstehendem Zug} \\ \text{mit } a = 0 - i + \frac{e+i}{2} = 0 + \frac{e-i}{2} \text{ bei} \\ \text{halber Fliehkraft.} \end{array} \right.$$

$$\Delta {}^i Q_x = Q_{px} \cdot \frac{a}{b}$$

Es ist also allgemein $\Delta F(x) = \pm \mu_1 F(x)$ mit $\mu_1 = \frac{a}{b}$.

Die obigen Werte a enthalten bereits die bei gekrümmten Gleisen durch die Fliehkraft hervorgerufene Parallelverschiebung der Kreisbogen (Abb. 2) OEP und MCN gegen den Bogen HDJ .

3. Zustand:

Die Punkte E und E' wandern auf einer Geraden, die mit der Brückenachse den Winkel β einschließt. Die Fliehkraft ist auch hier gleich 0 (Abb. 6).

$$\text{tg } \beta \cdot \frac{l}{2} = z.$$

Die Änderungen von ${}^a p$ und ${}^i p$ infolge der Drehung sind dann

$$\Delta {}^a p_x = \Delta {}^i p_x = -\Delta {}^i p_x = p \cdot \frac{z_x}{b}$$

$$z_x = \frac{z \left(\frac{l}{2} - x \right)}{\frac{l}{2}} = z \left(1 - \frac{2x}{l} \right)$$

$$\Delta {}^a p_x = p \cdot \frac{z}{b} \cdot \left(1 - \frac{2x}{l} \right).$$

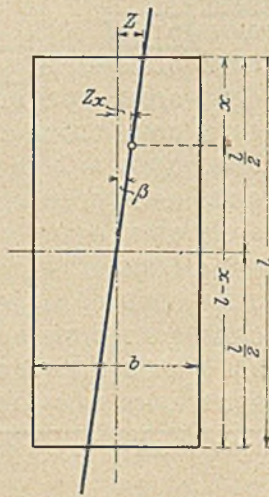


Abb. 6.

Am Auflager ist $\Delta p_0 = p \cdot \frac{z}{b}$
(Abb. 7) und die Änderung der Belastung zwischen 0 und $\frac{l}{2}$

$$\Delta P = \frac{\Delta p_0 l}{4} = \frac{1}{4} \cdot p l \cdot \frac{z}{b}$$

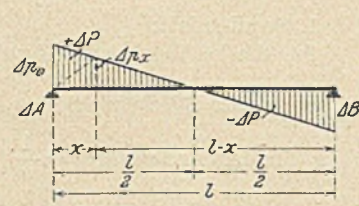


Abb. 7.

$$\Delta A = -\Delta B = \frac{\Delta P \cdot \frac{2}{3} l}{l} = \frac{2}{3} \cdot \Delta P = \frac{1}{6} \cdot p l \cdot \frac{z}{b}$$

$$\begin{aligned} \Delta M_x &= \Delta A \cdot x - \left(\Delta p_0 \cdot \frac{x}{2} \cdot \frac{2}{3} x + \Delta p_x \cdot \frac{x}{2} \cdot \frac{x}{3} \right) \\ &= \frac{1}{6} \cdot p l \cdot \frac{z}{b} \cdot x - \frac{p z}{b} \cdot \frac{x^2}{3} - \frac{p z}{b} \left(1 - \frac{2x}{l} \right) \frac{x^2}{6} \\ &= \frac{p z}{6 b} \left(l x - 2 x^2 - x^2 + \frac{2 x^3}{l} \right) \\ &= \frac{p z x}{6 b l} (l^2 - 3 x l + 2 x^2) \\ &= \frac{p z x (l-x)(l-2x)}{6 b l} \end{aligned}$$

Setzt man das Moment für die gleichmäßig verteilte Last

$$M_{p_x} = \frac{p x}{2} (l-x),$$

so wird

$$\Delta M_x = M_{p_x} \cdot \frac{z(l-2x)}{3 b l}$$

$$\Delta^a M_x = -\Delta^i M_x = \mu_2 M_{p_x},$$

worin

$$\mu_2 = \frac{z(l-2x)}{3 b l}$$

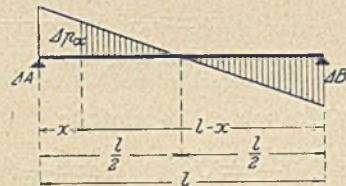


Abb. 8.

Für die Querkraft wird nach Abb. 8

$$\begin{aligned} \Delta Q_x &= \Delta A = \frac{\Delta p_x}{2 l} \left(\frac{l}{2} - x \right) \left[\frac{2}{3} \left(\frac{l}{2} - x \right) + \frac{l}{2} \right] \\ &= \frac{p z}{2 b l} \cdot \left(1 - \frac{2x}{l} \right) \left(\frac{l}{2} - x \right) \left(\frac{5}{6} l - \frac{2}{3} x \right) \\ &= \frac{p z}{2 b l} \left[\left(1 - \frac{2x}{l} \right) \left(\frac{l}{2} - x \right) \left(\frac{5}{6} l - \frac{2}{3} x \right) - \frac{l^2}{12} \right] \\ &= \frac{p z}{24 b l^2} [(l-2x)^2 (5l-4x) - l^3] \\ &= \frac{p z}{6 b l^2} (l-x)^2 (l-4x). \end{aligned}$$

Setzt man $\frac{p(l-x)^2}{2l}$ gleich der Querkraft des durch gleichmäßig verteilte Verkehrsbelastung beanspruchten Trägers, so erhält man

$$\Delta Q_x = Q_{p_x} \cdot \frac{z(l-4x)}{3 b l}$$

$$\Delta^a Q_x = -\Delta^i Q_x = \mu_2' \cdot Q_{p_x},$$

worin

$$\mu_2' = \frac{z(l-4x)}{3 b l}$$

Bei Bestimmung des Vorzeichens für den Wert z ist nicht nur die Lage der Gleisbogentangente, sondern auch die des Gleisbogens selbst zu beachten. z ist an der Stelle x=0 zu messen und wird als positiv eingeführt, wenn an dieser Stelle die Verdrehung nach dem Außenträger zu, als negativ, wenn sie nach dem Innenträger zu gerichtet ist.

In gleicher Weise ist in dem weiter unten, im 2. Beispiel, erörterten Fall, in dem der Kreisbogen durch eine Gerade ersetzt wird, auf die Vorzeichen zu achten.

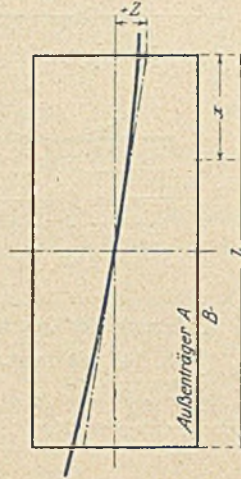


Abb. 9.

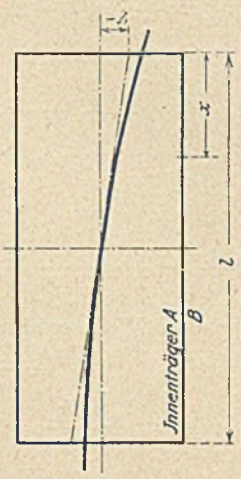


Abb. 10.

4. Zustand:

Der Punkt E wandert auf einem Kreisbogen mit der Pfeilhöhe f, dessen Scheitel die Brückenachse berührt und der mit ausreichender Genauigkeit als Parabelbogen angesehen werden darf.

Die Fliehkraft nimmt den unter 1. angeführten Wert an (Abb. 11 u. 12). Die Änderung des Momentes

$$\Delta^a M_x = -\Delta^i M_x$$

wird durch eine Belastungsfläche nach Abb. 12 hervorgerufen, worin die Ordinate $p_x = \frac{p y}{b}$ zu setzen ist.

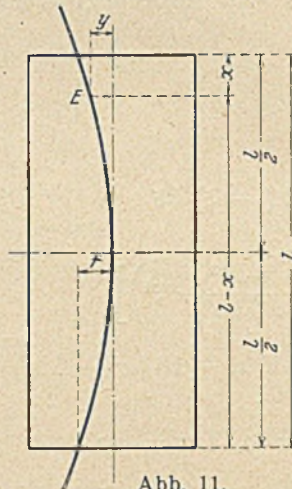


Abb. 11.

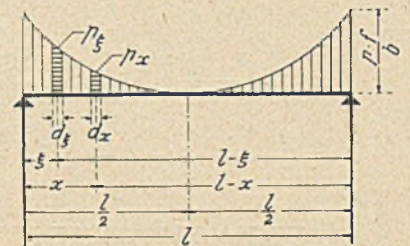


Abb. 12.

Für $y = -\frac{4f}{l^2} \left(\frac{l}{2} - x \right)^2$ erhält man als Auflagerdruck

$$\Delta A = -\int_0^{\frac{l}{2}} p_x dx = -\text{Inhalt der halben Parabelfläche,}$$

die in Abb. 12 schraffiert ist.

$$\Delta A = -\frac{1}{3} \cdot \frac{p f}{b} \cdot \frac{l}{2} = -\frac{p f l}{6 b}$$

Für einen Punkt xi ist

$$p_\xi = \frac{p}{b} \left[-\frac{4f}{l^2} \left(\frac{l}{2} - \xi \right)^2 \right]$$

Das Moment im Querschnitt x wird dann

$$\Delta M_x = \Delta A \cdot x - \int_{\xi=0}^{\xi=x} p_\xi d\xi (x-\xi),$$

worin x vorübergehend konstant gesetzt wird.

Es wird

$$\begin{aligned} \int_{\xi=0}^{\xi=x} &= \frac{p}{b} \int_0^x \left[-\frac{4f}{l^2} \left(\frac{l^2}{4} - l\xi + \xi^2 \right) \right] (x-\xi) d\xi \\ &= \frac{p}{b} \left[-\frac{f}{6 l^2} \cdot x^2 (3 l^2 - 4 l x + 2 x^2) \right] \end{aligned}$$

oder

$$\begin{aligned} \Delta M_x &= \frac{p}{2 b} \cdot x \left[-\frac{f l}{3} + \frac{f x}{3 l^2} (3 l^2 - 4 l x + 2 x^2) \right] \\ &= \frac{p}{2 b} \cdot x (l-x) \left[-\frac{f}{3} + \frac{2 f}{3 l^2} \cdot x (l-x) \right] \end{aligned}$$

Setzt man das Moment für die gleichmäßig verteilte Last (Abb. 13)

$$M_{px} = \frac{p}{2} \cdot x(l-x),$$

so ergibt sich allgemein

$$M_x = \frac{M_{px}}{b} \left[-\frac{f}{3} + \frac{2fx}{3l^2}(l-x) \right]$$

oder

$$M_x = \pm \mu_3 M_{px},$$

worin

$$\mu_3 = \frac{1}{b} \left[-\frac{f}{3} + \frac{2fx}{3l^2}(l-x) \right].$$

In derselben Weise ermittelt sich die Änderung der Querkraft

$$Q_x = -Q'_x \text{ (Abb. 14) wie folgt.}$$

Mit

$$p_x = + \frac{py}{b} \quad y = -\frac{4f}{l^2} \left(\frac{l}{2} - x \right)^2$$

$$p_x = \frac{p}{b} \left[-\frac{4f}{l^2} \left(\frac{l}{2} - x \right)^2 \right]$$

$$\text{bzw. } p_x = \frac{p}{b} \left[-\frac{4f}{l^2} \left(\frac{l}{2} - \xi \right)^2 \right]$$

ergibt sich die Querkraft Q_x bei x aus einer Momentengleichung um das rechte Auflager zu

$$Q_x = \frac{1}{l} \int_{\xi=x}^{\xi=l} p_\xi d\xi (l-\xi)$$

$$= \frac{p}{bl} \int_x^l -\frac{4f}{l^2} \left(\frac{l^2}{4} - l\xi + \xi^2 \right) (l-\xi) d\xi$$

$$= \frac{p}{bl} \left[-\frac{f}{l^2} \left(l^3 \xi - 5l^2 \cdot \frac{\xi^2}{2} + \frac{8l\xi^3}{3} - \xi^4 \right) \right]_{\xi=x}^{\xi=l}$$

$$= \frac{p}{bl} \left[-\frac{f}{6l^2} (l^4 - 6l^3x + 15l^2x^2 - 16lx^3 + 6x^4) \right]$$

$$= \frac{p}{2bl} (l-x)^2 \left[-\frac{f}{3} + \frac{2f}{3l^2} \cdot x(2l-3x) \right].$$

Diejenige gleichmäßig verteilte Belastung p , die dasselbe Q_{px} wie die Verkehrslast für ein Gleis erzeugt, ergibt sich nach Abb. 15 zu

$$Q_{px} = p \cdot \frac{(l-x)^2}{2l}$$

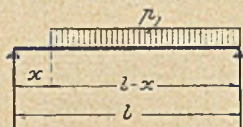


Abb. 15.

Setzt man diesen Wert in die Gleichung ein, so wird allgemein

$$Q_x = \frac{Q_{px}}{b} \left[-\frac{f}{3} + \frac{2f}{3l^2} \cdot x(2l-3x) \right] \text{ oder}$$

$$Q_x = \pm \mu_3' Q_{px}, \text{ worin}$$

$$\mu_3' = \frac{1}{b} \left[-\frac{f}{3} + \frac{2f}{3l^2} \cdot x(2l-3x) \right].$$

Nach Vorstehendem beziehen sich bei den in den Abb. 3 u. 3a dargestellten, beliebig gelegenen, gekrümmten Gleisen die Änderungen von M und Q mit dem Gliede

- μ_1 auf eine Verschiebung der Gleisachse parallel zur Brückenachse,
- μ_2 auf eine Drehung der Gleisachse um einen Winkel β gegen die Brückenachse,
- μ_3 auf den Einfluß der Gleiskrümmung.

Dabei enthält μ_1 mit den Werten $a = o + e$ bzw. $= o - i$ bereits, wie zuvor bemerkt, den Einfluß der Parallelverschiebung der Kreisbogen OEP und $M CN$ gegen den Bogen $H DJ$ in Abb. 2, so daß μ_3 den Einfluß der Gleiskrümmung ohne diese Parallelverschiebung enthält.

3. Sonderfälle.

Ist in dem in Abb. 3 u. 3a dargestellten allgemeinen Fall die Drehung der Gleisachse um β nicht vorhanden, so tritt der einfachere, in Abb. 2 dargestellte Fall ein, für den dann $\mu_2 = 0$ ist.

Hierfür sind nachstehend zwei Sonderfälle behandelt.

1. Sonderfall:

Für die bei Trogbriicken häufige Anordnung (Abstand der Gleisachse von der Brückenachse $o = \frac{f}{3}$) wird das Glied

$$\mu_1 \text{ für den Außenträger} = \frac{1}{b} \left(e + \frac{f}{3} \right)$$

$$\mu_1 \text{ " " Innenträger} = \frac{1}{b} \left(\frac{f}{3} + \frac{e-i}{2} \right) \text{ bei halber Fliehkraft;}$$

$$\mu_2 = 0;$$

μ_3 bleibt unverändert (s. Tafel 2).

2. Sonderfall.

Aus konstruktiven Gründen (gleichmäßige Ausbildung der Hauptträger) kann es erforderlich werden, Momente und Querkräfte für Innen- und Außenträger gleichgroß zu machen.

Die für diese Anforderung notwendige Gleislage bestimmt sich aus der Gleichung

$$M_x = Q_x = M_{px} \left(\frac{1}{2} + \mu_1 + \mu_3 \right) = M_{px} \left(\frac{1}{2} - \mu_1 - \mu_3 \right) \quad \mu_2 = 0.$$

Löst man die Gleichung:

$$M_{px} \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{b} \left(o + e - \frac{f}{3} + \frac{2fx(l-x)}{3l^2} \right) \right] = M_{px} \left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b} \left(o + \frac{e-i}{2} - \frac{f}{3} + \frac{2fx(l-x)}{3l^2} \right) \right]$$

nach o auf, so ergibt sich für diese Mittellage des Gleises, die für die Hauptträger der Brücke die günstigste ist:

$$o = \frac{f}{3} \left(1 - \frac{2x(l-x)}{l^2} \right) - \frac{3e-i}{4}.$$

Für verschiedene Werte von $\frac{x}{l}$ ergeben sich auch verschiedene

Werte von o . Es wird für

$$\frac{x}{l} = 0,1 \quad o = \frac{f}{3} (1 - 2 \cdot 0,1 \cdot 0,9) - \frac{3e-i}{4}$$

$$\frac{x}{l} = 0,2 \quad o = \frac{f}{3} (1 - 2 \cdot 0,2 \cdot 0,8) - \frac{3e-i}{4}$$

$$\frac{x}{l} = 0,3 \quad o = \frac{f}{3} (1 - 2 \cdot 0,3 \cdot 0,7) - \frac{3e-i}{4}$$

$$\frac{x}{l} = 0,4 \quad o = \frac{f}{3} (1 - 2 \cdot 0,4 \cdot 0,6) - \frac{3e-i}{4}$$

$$\frac{x}{l} = 0,5 \quad o = \frac{f}{3} (1 - 2 \cdot 0,5 \cdot 0,5) - \frac{3e-i}{4}$$

$$\frac{x}{l} = 0,6 \quad o = \frac{f}{3} (1 - 2 \cdot 0,6 \cdot 0,4) - \frac{3e-i}{4}$$

$$\frac{x}{l} = 0,7 \quad o = \frac{f}{3} (1 - 2 \cdot 0,7 \cdot 0,3) - \frac{3e-i}{4}$$

$$\frac{x}{l} = 0,8 \quad o = \frac{f}{3} (1 - 2 \cdot 0,8 \cdot 0,2) - \frac{3e-i}{4}$$

$$\frac{x}{l} = 0,9 \quad o = \frac{f}{3} (1 - 2 \cdot 0,9 \cdot 0,1) - \frac{3e-i}{4}$$

somit als Mittelwert

$$o = \frac{f}{3} \left[1 - \frac{2}{9} (0,09 + 0,16 + 0,21 + 0,24 + 0,25 + 0,24 + 0,21 + 0,16 + 0,09) \right] - \frac{3e-i}{4}$$

$$o = 0,211 f - \frac{3e-i}{4}.$$

In der nebenstehenden Tafel 2 sind die Momente und Querkräfte der beiden Hauptträger für den allgemeinen Fall der beliebigen Lage eines gekrümmten Gleises und für die beiden vorstehenden Sonderfälle zusammengestellt.

Sämtliche Werte sind mit der Stoßzahl φ zu multiplizieren.

1. Beispiel (s. Abb. 1 u. 2 und Tafel 3): Stützweite $l = 30$ m, Halbmesser $r = 300$ m. Größte Geschwindigkeit $v = 65$ km/h, also aus Tafel 1

$$\text{tg } \alpha = \frac{c}{p} = 0,111.$$

Der Pfeil f wird aus

$$f = r - \sqrt{r^2 - \left(\frac{l}{2} \right)^2} = 300 - \sqrt{300^2 - 15^2} = 0,375 \text{ m.}$$

Tafel 2.

Hierbei sind einzusetzen: M_{px} in tm | für ein Gleis aus den „Berechnungsgrundlagen“
 Q_{px} in t |
 o, e, f, b, l, x in m (siehe Abb. 1 u. 2),
 $e = n \cdot \operatorname{tg} \alpha - i; \quad i = \frac{m \cdot \ddot{u}}{1,5}; \quad \operatorname{tg} \alpha$ siehe Tafel 1.

Abstand der Gleisachse von der Brückenachse	Moment in tm im beliebigen Querschnitt x , herrührend von der Verkehrslast und der Fliehkraft beim:	
o beliebig, Gleisbogensehne um $\sphericalangle \beta$ gegen Brückenachse verdreht	Außenträger	$^a M_x = M_{px} \left[\frac{1}{2} + \mu_1 + \mu_2 + \mu_3 \right]$ $= M_{px} \left[\frac{1}{2} + \frac{o+e}{b} + \frac{1}{b} \cdot \frac{z(l-2x)}{3l} + \frac{1}{b} \left(-\frac{f}{3} + \frac{2fx(l-x)}{3l^2} \right) \right]$
	Innenträger bei halber Fliehkraft	$^i M_x = M_{px} \left[\frac{1}{2} - \mu_1 - \mu_2 - \mu_3 \right]$ $= M_{px} \left[\frac{1}{2} - \frac{o + \frac{e-i}{2}}{b} - \frac{1}{b} \cdot \frac{z(l-2x)}{3l} - \frac{1}{b} \left(-\frac{f}{3} + \frac{2fx(l-x)}{3l^2} \right) \right]$
$o = \frac{f}{3}$ Gleisbogensehne parallel zur Brückenachse	Außenträger	$^a M_x = M_{px} \left[\frac{1}{2} + \mu_1 + \mu_3 \right] \quad \mu_2 = 0$ $= M_{px} \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{b} \left(e + \frac{2fx(l-x)}{3l^2} \right) \right]$
	Innenträger bei halber Fliehkraft	$^i M_x = M_{px} \left[\frac{1}{2} - \mu_1 - \mu_3 \right] \quad \mu_2 = 0$ $= M_{px} \left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b} \left(\frac{e-i}{2} + \frac{2fx(l-x)}{3l^2} \right) \right]$
$o = 0,211 f - \frac{3e-i}{4}$ Gleisbogensehne parallel zur Brückenachse	Außenträger	$^a M_x = M_{px} \left[\frac{1}{2} + \mu_1 + \mu_3 \right] \quad \mu_2 = 0$ $= M_{px} \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{b} \left(\frac{e+i}{4} - 0,122 f + \frac{2fx(l-x)}{3l^2} \right) \right]$
	Innenträger bei halber Fliehkraft	$^i M_x = M_{px} \left[\frac{1}{2} - \mu_1 - \mu_3 \right] \quad \mu_2 = 0$ $= M_{px} \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{b} \left(\frac{e+i}{4} + 0,122 f - \frac{2fx(l-x)}{3l^2} \right) \right]$
Querkraft in t im beliebigen Querschnitt x , herrührend von der Verkehrslast und der Fliehkraft beim:		
o beliebig, Gleisbogensehne um $\sphericalangle \beta$ gegen Brückenachse verdreht	Außenträger	$^a Q_x = Q_{px} \left[\frac{1}{2} + \mu_1 + \mu_2' + \mu_3' \right]$ $= Q_{px} \left[\frac{1}{2} + \frac{o+e}{b} + \frac{1}{b} \cdot \frac{z(l-4x)}{3l} + \frac{1}{b} \left(-\frac{f}{3} + \frac{2fx(2l-3x)}{3l^2} \right) \right]$
	Innenträger bei halber Fliehkraft	$^i Q_x = Q_{px} \left[\frac{1}{2} - \mu_1 - \mu_2' - \mu_3' \right]$ $= Q_{px} \left[\frac{1}{2} - \frac{o + \frac{e-i}{2}}{b} - \frac{1}{b} \cdot \frac{z(l-4x)}{3l} - \frac{1}{b} \left(-\frac{f}{3} + \frac{2fx(2l-3x)}{3l^2} \right) \right]$
$o = \frac{f}{3}$ Gleisbogensehne parallel zur Brückenachse	Außenträger	$^a Q_x = Q_{px} \left[\frac{1}{2} + \mu_1 + \mu_3' \right] \quad \mu_2' = 0$ $= Q_{px} \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{b} \left(e + \frac{2fx(2l-3x)}{3l^2} \right) \right]$
	Innenträger bei halber Fliehkraft	$^i Q_x = Q_{px} \left[\frac{1}{2} - \mu_1 - \mu_3' \right] \quad \mu_2' = 0$ $= Q_{px} \left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b} \left(\frac{e-i}{2} + \frac{2fx(2l-3x)}{3l^2} \right) \right]$
$o = 0,211 f - \frac{3e-i}{4}$ Gleisbogensehne parallel zur Brückenachse	Außenträger	$^a Q_x = Q_{px} \left[\frac{1}{2} + \mu_1 + \mu_3' \right] \quad \mu_2' = 0$ $= Q_{px} \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{b} \left(\frac{e+i}{4} - 0,122 f + \frac{2fx(2l-3x)}{3l^2} \right) \right]$
	Innenträger bei halber Fliehkraft	$^i Q_x = Q_{px} \left[\frac{1}{2} - \mu_1 - \mu_3' \right] \quad \mu_2' = 0$ $= Q_{px} \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{b} \left(\frac{e+i}{4} + 0,122 f - \frac{2fx(2l-3x)}{3l^2} \right) \right]$

Tafel 3.

Für x	0	0,1 l = 3	0,2 l 6	0,3 l 9	0,4 l 12	0,5 l 15 m
wird $l-x$	l	0,9 l	0,8 l	0,7 l	0,6 l	0,5 l
$2l-3x$	2l	1,7 l	1,4 l	1,1 l	0,8 l	0,5 l
$x(l-x)$	0	0,09 l ²	0,16 l ²	0,21 l ²	0,24 l ²	0,25 l ²
$x(2l-3x)$	0	0,17 l ²	0,28 l ²	0,33 l ²	0,32 l ²	0,25 l ²
$\frac{x(l-x)}{10 l^2}$	0	0,009	0,016	0,021	0,024	0,025
$\frac{x(2l-3x)}{10 l^2}$	0	0,017	0,028	0,033	0,032	0,025
Für $l=30$ m wird M_{px}	0	619	1080	1381	1524	1536 tm ¹⁾
Q_{px}	224	185	149	116	86,3	61,8 t ¹⁾
Für $o=0,211 f - \frac{3e-i}{4} = 0,034$ m wird						
$^a M_x = M_{px} \left[0,512 + \frac{x(l-x)}{10 l^2} \right]$	0	322	570	736	817	825 tm
$^i M_x = M_{px} \left[0,548 - \frac{x(l-x)}{10 l^2} \right]$	0	334	575	728	799	803 tm
$^a Q_x = Q_{px} \left[0,512 + \frac{x(2l-3x)}{10 l^2} \right]$	115	97,9	80,5	63,2	46,9	33,2 t ²⁾
$^i Q_x = Q_{px} \left[0,548 - \frac{x(2l-3x)}{10 l^2} \right]$	123	98,2	77,5	59,7	44,5	32,3 t
Für $o = \frac{f}{3} = 0,125$ m wird						
$^a M_x = M_{px} \left[0,548 + \frac{x(l-x)}{10 l^2} \right]$	0	345	609	786	872	880 tm
$^i M_x = M_{px} \left[0,512 - \frac{x(l-x)}{10 l^2} \right]$	0	311	536	678	744	748 tm
$^a Q_x = Q_{px} \left[0,548 + \frac{x(2l-3x)}{10 l^2} \right]$	123	104,5	85,8	67,4	50,1	35,4 t ³⁾
$^i Q_x = Q_{px} \left[0,512 - \frac{x(2l-3x)}{10 l^2} \right]$	115	91,6	72,1	55,6	41,4	30,1 t

Hätte man die Gleislage für $o = \frac{f}{3} = 0,125$ m zuerst berechnet und wollte man die Werte für die günstigste Gleislage, also $o = 0,034$ m, so hätte sich eine Gleisverschiebung $\Delta y = 0,125 - 0,034 = 0,091$ m gegen den Innenträger ergeben, damit würden sich die Momente ändern um

$\Delta M_x = \mp \frac{\Delta y}{b} \cdot M_{px} = \mp 0,0364 M_{px}$	0	∓ 23	∓ 39	∓ 50	∓ 55	∓ 56 tm
also $^a M_x$	0	322	570	736	817	824 tm ¹⁾
$^i M_x$	0	334	575	728	799	804 tm ¹⁾
Die Querkräfte würden sich ändern um						
$\Delta Q_x = \mp \frac{\Delta y}{b} \cdot Q_{px} = \mp 0,0364 Q_{px}$	$\mp 8,1$	$\mp 6,7$	$\mp 5,4$	$\mp 4,3$	$\mp 3,2$	$\mp 2,3$ t
also $^a Q_x$	115	97,8	80,4	63,1	46,9	33,1 t ²⁾
$^i Q_x$	123	98,3	77,5	59,9	44,6	32,4 t ²⁾

1) Für ein Gleis. — 2) Günstigste Gleislage. — 3) Häufig bei Trogbrücken angewendete Gleislage. — 4) Etwa wie vor bei der günstigsten Gleislage. — 5) Desgleichen.

Die Schienenüberhöhung sei $\bar{u} = 0,135$ m, der Hauptträgerabstand $b = 2,50$ m, Abstand des Schwerpunktes B der Fahrzeuge vom nächsten Windverband $n = 2,70$ m.

Es wird mit $m = 2,0$ m

$$i = \frac{2,0 \cdot 0,135}{1,5} = 0,180 \text{ m}$$

$$e = 2,7 \cdot 0,111 - 0,180 = 0,120 \text{ m.}$$

Für den Sonderfall, bei dem beide Träger möglichst gleichmäßig beansprucht werden, also für

$$o = 0,211 f - \frac{3e-i}{4} = 0,211 \cdot 0,375 - \frac{0,18}{4} = 0,034 \text{ m,}$$

wird

$$^a M_x = M_{px} \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{2,5} \left(\frac{0,30}{4} - 0,046 + \frac{2 \cdot 0,375}{3} \cdot \frac{x(l-x)}{l^2} \right) \right]$$

$$= M_{px} \left[0,512 + \frac{1}{10} \cdot \frac{x(l-x)}{l^2} \right]$$

$$M_x = M_{px} \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{2,5} \left(\frac{0,30}{4} + 0,046 - \frac{2 \cdot 0,375}{3} \cdot \frac{x(l-x)}{l^2} \right) \right]$$

$$= M_{px} \left[0,548 - \frac{1}{10} \cdot \frac{x(l-x)}{l^2} \right]$$

$$^a Q_x = Q_{px} \left[0,512 + \frac{1}{10} \cdot \frac{x(2l-3x)}{l^2} \right]$$

$$^i Q_x = Q_{px} \left[0,548 - \frac{1}{10} \cdot \frac{x(2l-3x)}{l^2} \right]$$

Für $l = 30$ m sei nach den „Berechnungsgrundlagen“ das größte Biegemoment, herrührend von der Verkehrslast, $\max M_p = 1536$ tm und die Querkraft für ein Gleis für die verschiedenen Belastungslängen

$$\max Q_{p30} = \frac{5560 + 390 \cdot 3}{30} = 224 \text{ t}$$

$$\max Q_{p27} = \frac{5560 + 0}{30} = 185 \text{ t}$$

$$\max Q_{p24} = \frac{3920 + 350 \cdot 1,6}{30} = 149 \text{ t}$$

$$\max Q_{p21} = \frac{3400 + 325 \cdot 0,2}{30} = 116 \text{ t}$$

$$\max Q_{p18} = \frac{2480 + 275 \cdot 0,4}{30} = 86,3 \text{ t}$$

$$\max Q_{p15} = \frac{1720 + 225 \cdot 0,6}{30} = 61,8 \text{ t.}$$

2. Beispiel (s. Abb. 16 u. 17 und Tafel 4):

Gerberträger mit einem Abstände der Gelenke $l_0 = 18,00$ m und Spannweite der Seitenöffnungen $l_1 = 6,00$ m. Die Gleisbogenachse ($r = 180$ m) liege symmetrisch zur Brückenachse. Für den Kragträger ist die Berechnung in derselben Weise wie im Beispiel 1 durchzuführen. Als Länge der Sehne gilt für den Kragträger bei kurzen Kragarmen die Entfernung der Gelenke.

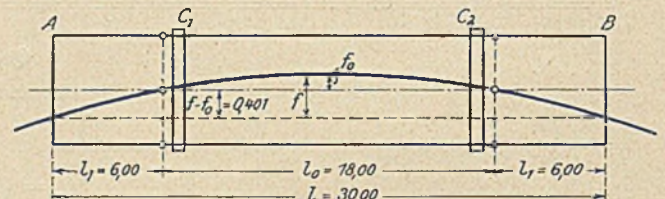


Abb 16.

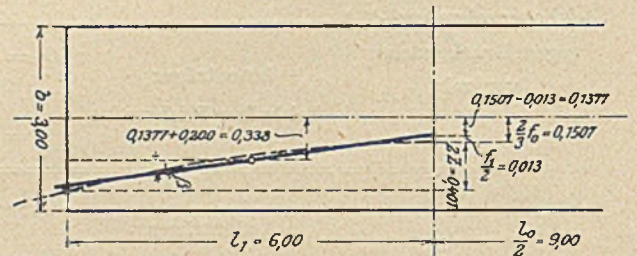


Abb. 17.

Für die Seitenöffnung wird berechnet:

$$f_0 = 180 - \sqrt{180^2 - \frac{18^2}{4}} = 0,226 \text{ m; } o = \frac{f_0}{3} = 0,0753 \text{ m}$$

$$f - f_0 = -\sqrt{180^2 - \frac{30^2}{4}} + \sqrt{180^2 - \frac{18^2}{4}} = 0,401 \text{ m.}$$

Die Pfeilhöhe des Gleisbogens in der Seitenöffnung beträgt

$$f_1 = r - \sqrt{r^2 - \frac{l_1^2}{4}} = 180 - \sqrt{32400 - 9} = 0,026 \text{ m.}$$

Für die kleine Spannweite $l_1 = 6,00$ m wird der Gleisbogen genau genug statt durch eine Parabel durch eine Gerade im Abstände $\frac{f_1}{2} = 0,013$ m parallel zur Gleisbogenachse der Seitenöffnung ersetzt.

Tafel 4.

		Für x	=	0	1,5	3,0	4,5	6,0	m
Momente	Außenträger	$l - 2x$	=	6,0	3,0	0	-3,0	-6,0	
		$\frac{1}{2} + \mu_1 = 0,5 + \frac{o+e}{b} = 0,5 - 0,0887$	=	0,4113	0,4113	0,4113	0,4113	0,4113	
		$+ \mu_2 = + \frac{z}{3bl} (l - 2x) = -0,00371 (l - 2x)$	=	-0,02226	-0,0111	0	+0,0111	+0,02226	
		$\frac{1}{2} + \mu_1 + \mu_2$	=	0,3890	0,4002	0,4113	0,4224	0,4336	
		M_{px}	=	0	59,0	72,7	59,0	0	tm
		${}^a M_x = M_{px} \left[\frac{1}{2} + \mu_1 + \mu_2 \right]$	=	0	23,61	29,88	24,9	0	tm
	Innenträger	$\frac{1}{2} - \mu_1 = 0,5 - \frac{o + \frac{c-i}{2}}{b}$	=	0,6285	0,6285	0,6285	0,6285	0,6285	
		$- \mu_2 = - \frac{z}{3bl} (l - 2x) = +0,00371 (l - 2x)$	=	0,02226	0,0111	0	-0,0111	-0,02226	
		$\frac{1}{2} - \mu_1 - \mu_2$	=	0,65076	0,6396	0,6285	0,6174	0,60624	
		${}^i M_x = M_{px} \left[\frac{1}{2} - \mu_1 - \mu_2 \right]$	=	0	37,7	45,7	36,4	0	tm
Querkräfte	Außenträger	$l - 4x$	=	6,0	0	-6,0	-12,0	-18,0	
		$\frac{1}{2} + \mu_1 = 0,5 + \frac{o+e}{b} = 0,5 - 0,0887$	=	0,4113	0,4113	0,4113	0,4113	0,4113	
		$+ \mu_2' = + \frac{z}{3bl} (l - 4x) = -0,00371 (l - 4x)$	=	-0,02226	0	+0,02226	+0,0445	+0,0668	
		$\frac{1}{2} + \mu_1 + \mu_2'$	=	0,3890	0,4113	0,43356	0,4558	0,4781	
		Q_{px}	=	60,0	36,2	18,3	6,25	0	t
		${}^a Q_x = Q_{px} \left[\frac{1}{2} + \mu_1 + \mu_2' \right]$	=	23,3	14,88	7,93	2,85	0	t
	Innenträger	$\frac{1}{2} - \mu_1 = 0,5 - \frac{o + \frac{c-i}{2}}{b}$	=	0,6285	0,6285	0,6285	0,6285	0,6285	
		$- \mu_2' = - \frac{z}{3bl} (l - 4x) = +0,00371 (l - 4x)$	=	0,02226	0	-0,02226	-0,0445	-0,0668	
		$\frac{1}{2} - \mu_1 - \mu_2'$	=	0,65076	0,6285	0,60624	0,5840	0,5617	
		$Q_x = Q_{px} \left[\frac{1}{2} - \mu_1 - \mu_2' \right]$	=	39,05	22,70	11,1	3,65	0	t

Mit den Angaben nach Abb. 17 hat diese Gerade in der Mitte des Schleppträgers den Abstand

$$a_1 = \left(\frac{2}{3} \cdot f_0 - \frac{1}{2} \cdot f_1 \right) + \frac{0,401}{2} = 0,1507 - 0,013 + 0,2005 = 0,338 \text{ m}$$

von der Brückenachse; für ihren Drehungswinkel β gegen diese ist $\text{tg } \beta = -\frac{0,401}{6,00} = -0,0668$.

Für die Untersuchung der Fliehkraftmomente und Querkräfte gelten also die allgemeinen Formeln mit μ_3 und $\mu_3' = 0$; für den Gang der Rechnung ist zu beachten, daß wegen der Lage des Gleises in diesem Fall sowohl o wie z negativ werden.

$${}^A M_x = M_{px} \left[\frac{1}{2} \pm \mu_1 \pm \mu_2 \right] \quad {}^A Q_x = Q_{px} \left[\frac{1}{2} \pm \mu_1' \pm \mu_2' \right]$$

Für $r = 180 \text{ m}$ (größte Geschwindigkeit $v = 45 \text{ km/h}$) wird nach Tafel 1:

$$\text{tg } \alpha = \frac{c}{p} = 0,0886$$

Die Schienenüberhöhung sei $\ddot{u} = 0,125 \text{ m}$; der Hauptträgerabstand $b = 3,00 \text{ m}$; Abstand des Schwerpunktes der Fahrzeuge vom nächsten Windverbände $n = 2,70 \text{ m}$.

Mit $m = 2,0 \text{ m}$ wird:

$$i = \frac{2,0 \cdot 0,125}{1,5} = 0,167 \text{ m}$$

$$e = 2,7 \cdot 0,0886 - 0,167 = 0,072 \text{ m}$$

$$o = -0,338 \text{ m}$$

$$z = -\frac{0,401}{2} = -0,2005 \text{ m}$$

Das im vorstehenden entwickelte Verfahren läßt sich auch mit Vorteil bei schiefen Brücken anwenden. Bei einer Gleislage nach

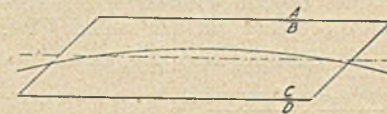


Abb. 18a.

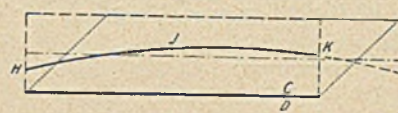


Abb. 18b.

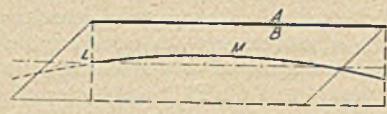


Abb. 18c.

Abb. 18a vernachlässigt man zweckmäßig den Einfluß einer etwaigen Verkürzung der letzten Querträger und berechnet den Innenträger CD wie den einer geraden Brücke für die Gleislage HIK (Abbild. 18b) und ebenso den Außenträger AB für die Gleislage LMN (Abb. 18c). Dabei sind die der Berechnung zugrundezulegenden geraden Brücken nach den in Abb. 18b u. 18c gestrichelten Lagen angenommen. Die Gleisverdrehsungen sind für beide Hauptträger verschieden.

4. Zusammenfassung.

Es sind für Eisenbahnbrücken in Krümmungen Formeln entwickelt, aus denen für jeden beliebigen Querschnitt x berechnet werden können: sowohl die infolge der Fliehkraft vom wagerechten Windverbände als auch die von beiden Hauptträgern aufzunehmenden Biegemomente und Querkräfte, herrührend von der Verkehrslast und der Fliehkraft. Die Werte ergeben sich in einfachster Weise mit Hilfe der aus den „Vorschriften für Eisenbauwerke, Berechnungsgrund-

lagen für eiserne Eisenbahnbrücken“ zu entnehmenden Momente M_{px} und Querkräfte Q_{px} für die Verkehrslast. Hierbei ist zunächst allgemein angenommen, daß die Tangente des Gleisbogens mit einer im beliebigen Abstand a von der Brückenachse gleichlaufenden Geraden den α einschließt. Die Entwicklung geschieht in der Weise, daß nacheinander der Einfluß der Parallelverschiebung, der Verdrehung gegen die Richtung der Brückenachse und der Gleiskrümmung ermittelt und das Endergebnis als Summe aller Einzelwirkungen dargestellt wird. Im Anschluß werden Formeln entwickelt für die bei Trogbriicken häufig angewandte Anordnung $o = \frac{f}{3}$, als auch für den bei Brücken mit oberliegender Fahrbahn zweckmäßig anzuwendenden Sonderfall möglichst gleichmäßiger Beanspruchung beider Hauptträger.

5. Anhang.

Im allgemeinen ist bei Brücken in Krümmungen der Außenträger für die volle, der Innenträger für die halbe Fliehkraft zu berechnen, und zwar mit der vollen Stoßzahl φ . Es ist dies jedoch nicht immer die ungünstigste Laststellung. Hierzu werden als Beispiel die gleichzeitig als Gurte des oberen Windverbandes dienenden Obergurte einer Fachwerkdeckbrücke untersucht.

a) Ohne Berücksichtigung eines außermittigen Kraftangriffs.

Obergurt des äußeren Hauptträgers. Dieser Gurt bildet für die Fliehkräfte den Zuggurt des oberen Windverbandes (vergl. Abb. 1). Vermindert sich die Geschwindigkeit von ihrem Höchstwert auf den 0,71 fachen Betrag, so verschiebt sich der Kreisbogen OEP parallel zu sich um $\frac{e+i}{2}$ (Abb. 1 b u. 2). Der Druck im Stabe aO_x als Gurt des Hauptträgers nimmt also ab um

$$\Delta^a O_x = \varphi \cdot \frac{\Delta^a M_x}{h} = \varphi \cdot \frac{M_{px}}{h} \cdot \frac{e+i}{2b},$$

worin h die geometrische Trägerhöhe bedeutet. Gleichzeitig vermindert sich der Zug, d. h. vermehrt sich der Druck im Stabe aO_x als Gurt des Windverbandes um

$$\bar{\Delta}^a O_x = \varphi \cdot \frac{M_{px} \cdot \frac{\text{tg } \alpha}{2}}{b} = \varphi \cdot \frac{M_{px}}{b} \cdot \frac{e+i}{2n} \quad (\text{Abb. 1 a u. 1 b}).$$

Die Gesamtzunahme des Druckes ist

$$\varphi \cdot \frac{M_{px}}{b} \cdot \frac{e+i}{2n} - \varphi \cdot \frac{M_{px}}{h} \cdot \frac{e+i}{2b}$$

Dieser Wert ist positiv, wenn

$$\frac{1}{n} > \frac{1}{h} \\ h > n.$$

Ist also diese Bedingung erfüllt, so ist für den Obergurt des äußeren Hauptträgers die halbe Fliehkraft ungünstiger als die volle.

Obergurt des inneren Hauptträgers. Dieser Gurt bildet für die Fliehkräfte den Druckgurt des oberen Windverbandes. Erhöht sich die Geschwindigkeit vom 0,71 fachen auf den vollen Wert, so nimmt der Druck im Stabe iO_x als Gurt des Hauptträgers ab um

$$\Delta^i O_x = \varphi \cdot \frac{M_{px}}{h} \cdot \frac{e+i}{2b}$$

Gleichzeitig erhöht sich der Druck im Stabe iO_x als Gurt des Windverbandes um

$$\bar{\Delta}^i O_x = \varphi \cdot \frac{M_{px}}{b} \cdot \frac{e+i}{2n}$$

Wie vor ergibt sich als Bedingung

$$h > n.$$

Ist also bei Fachwerkdeckbrücken, deren Obergurte gleichzeitig Gurte des Windverbandes sind, $h > n$, so erzeugt im Obergurt des Außenträgers halbe, im Obergurt des Innenträgers volle Fliehkraft die größere Normalkraft. Für den Untergurt und die Füllungsglieder der Hauptträger einer solchen Fachwerkdeckbrücke bleiben die üblichen Geschwindigkeitsannahmen bestehen.

b) Mit Berücksichtigung eines außermittigen Kraftangriffs.

Muß auch auf die Momente Rücksicht genommen werden, die im Obergurt durch die außermittige Lage des Windverbandes ent-

stehen, so tritt die Umkehrung der maßgebenden Geschwindigkeit schon bei weit niedrigeren Trägern ein, als obige Bedingung angibt.

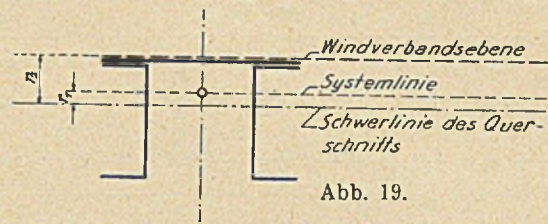


Abb. 19.

Für den in Abb. 19 dargestellten Obergurtquerschnitt werden r_1 und r_2 positiv gezählt, wenn sie oberhalb, negativ, wenn sie unter-

halb der Schwerlinie liegen. Es sei

$$k_u = \frac{\omega W_{n_o}}{F}; \quad k_o = - \frac{\omega W_{n_u}}{F}$$

Wird eine Randspannung aus ΔO_x größer als die aus ΔO_x , so tritt wie vor eine Umkehrung der Geschwindigkeitsannahmen ein.

Für die obere Randfaser ergibt sich

$$|\Delta \sigma_o = \frac{\omega \cdot \Delta O_x}{F} + \frac{r_1 \cdot \Delta O_x}{W_{n_o}} = \frac{\left(\frac{\omega W_{n_o}}{F} + r_1\right) \cdot \Delta O_x}{W_{n_o}}$$

Ebenso wird:

$$\bar{\Delta} \sigma_o = \frac{\left(-\frac{\omega W_{n_o}}{F} + r_2\right) \cdot \Delta O_x}{W_{n_o}}$$

Die Bedingung für die Umkehrung ist dann:

$$\frac{\Delta \sigma_o}{\bar{\Delta} \sigma_o} > 1 \\ \frac{(k_u + r_2) \cdot \Delta O_x}{(k_u + r_1) \cdot \Delta O_x} > 1.$$

$$\frac{k_u + r_2}{k_u + r_1} > \frac{\Delta O_x}{\Delta O_x} = \frac{\varphi \cdot \frac{M_{px}}{h} \cdot \frac{e+i}{2b}}{\varphi \cdot \frac{M_{px}}{b} \cdot \frac{e+i}{2n}}$$

Setzt man den Ausdruck

$$\frac{k_u + r_2}{k_u + r_1} = \psi_o,$$

so lautet die Bedingung für die Umkehrung

$$\psi_o h > n.$$

Ebenso ergibt sich für die untere Randfaser

$$|\Delta \sigma_u = \frac{\omega \cdot \Delta O_x}{F} - \frac{r_1 \cdot \Delta O_x}{W_{n_u}} = - \frac{\left(-\frac{\omega W_{n_u}}{F} + r_1\right) \cdot \Delta O_x}{W_{n_u}}$$

Ebenso wird:

$$\bar{\Delta} \sigma_u = - \frac{\left(-\frac{\omega W_{n_u}}{F} + r_2\right) \cdot \Delta O_x}{W_{n_u}}$$

Die Bedingung für die Umkehrung ist dann:

$$\frac{\Delta \sigma_u}{\bar{\Delta} \sigma_u} > 1 \\ \frac{-(k_o + r_2) \cdot \Delta O_x}{-(k_o + r_1) \cdot \Delta O_x} > 1.$$

$$\frac{k_o + r_2}{k_o + r_1} > \frac{\Delta O_x}{\Delta O_x}$$

Setzt man den Ausdruck

$$\frac{k_o + r_2}{k_o + r_1} = \psi_u,$$

so lautet die Bedingung für die Umkehrung

$$\psi_u h > n.$$

Ist also für einen Obergurtstab

$$\psi_o h > n, \text{ so ist für die obere Randfaser,}$$

und ist

$$\psi_u h > n, \text{ so ist für die untere Randfaser}$$

die Umkehrung der Geschwindigkeitsannahmen erforderlich, d. h. für den Nachweis der größten Spannung dieser Randfaser wird für den Außenträger halbe Fliehkraft und für den Innenträger volle Fliehkraft maßgebend.

INHALT: Die Regulierung der korrigierten Oberhainstrecke Sondernheim (Speyer) — Straßburg und die dabei angewandten Bauweisen. — Anlagen der Heizung, Lüftung und Be- und Entwässerung am Bahnhof Friedrichstraße, Berlin. — Die Entlüftung des Königsstuhlunnels in Heidelberg. — Der Bau des Geertunnels im Maastale bei Vise. — Einfluß der Fliehkräfte auf Eisenbahnbrücken.