

Alle Rechte vorbehalten.

## Bemerkenswerte Kanalisationsausführungen im Bergbauggebiet.

Von Dipl.-Ing. Nack, Stadtbaurat in Essen.

Jede Kanalisationsarbeit in offener Baugrube in dichtbebauten engen Straßen ruft erhebliche Verkehrsstörungen, Belästigungen der Anwohner und in Geschäftsstraßen Schädigungen der Geschäftsinhaber hervor. Allgemeines Streben muß daher sein, die Ausführungszeit solcher Kanalarbeiten auf ein Mindestmaß einzuschränken. Große Tiefenlage der Kanalsole, schlechte Bodenverhältnisse, hochansteigendes Grundwasser, fließender Baugrund und die hierdurch bedingten besonderen Baumaßnahmen wie das Rammen von Spundwänden, künstliche Grundwasserabsenkung u. a. können jedoch trotz bester Bauvorbereitung und einwandfreier Durchführung der Bauarbeiten so lange Ausführungsfristen herbeiführen, daß Verkehr und Anlieger die Arbeiten als lästig und schwer erträglich empfinden müssen. Hinzu kommt, daß die Arbeiten unter diesen schwierigen Verhältnissen oft nicht ohne ein gewisses Risiko durchgeführt werden können, wenn nicht ein einwandfreier Unternehmer mit ihnen beauftragt wird. Allzu leicht treten bei Ausführungen in offener Baugrube infolge der unvermeidbaren Setzungen des Kanalgrabens wirkliche oder auch nur vermeintliche Risse an den Gebäuden auf, für die die Gemeinde dann haften soll. Dieses Risiko sowie die genannten Beeinträchtigungen des Verkehrs und der Anwohner können vollständig ausgeschaltet werden durch die Ausführung der Kanalarbeiten im Stollenbau, erforderlichenfalls mit Anwendung von Druckluft. Durch diese Ausführungsart werden außerdem das Nachsacken des Kanalgrabens, die dadurch oft mehrmals notwendig werdende Wiederinstandsetzung der Straßenbefestigung über der Kanalleitung und abermalige Verkehrsbelästigungen vermieden.

Geradezu geboten aber ist diese Bauweise, wenn hohe Gebäude oder hochgelegene Bahnanlagen mit Kanalleitungen unterquert werden müssen. Können bei erstmaliger Ausführung von Kanalanlagen durch entsprechende Linienführung solche Fälle meist umgangen werden, so ist dies doch nicht immer möglich, wenn, wie im dichtbebauten Industriebezirk, infolge von Bergsenkungen vorhandene Straßenkanäle umgelegt oder Ersatzkanäle für unbrauchbar gewordene oder zu Bruch gegangene hergestellt werden müssen. Die eingetretenen und noch weiter zu erwartenden Senkungen der Erdoberfläche schreiben dann gegebenenfalls bestimmte Linienführungen vor ohne allzu große Rücksicht auf die über Tage bestehenden Anlagen. Es sind daher im Ruhrbezirk schon vor dem Kriege in solchen Sonderfällen Abwasserkanäle mit gutem Erfolge im Tunnelbau, und zwar von der Emscher-Genossenschaft ausgeführt worden. Es handelte sich hierbei u. a. um Unterquerungen der Bahnhöfe Wanne und Herne, Unterfahrung einer Zechenkolonie und die Kreuzung des auf einer Dammschüttung liegenden Schiffs-Zweigkanals nach Herne. In den Fällen, wo der Abwasserkanal in Grundwasser oder Schwimmsand zu liegen kam, geschah die Ausführung unter Anwendung von Preßluft mit Schildvortrieb.

Die guten Erfahrungen mit dieser Bauweise gaben Veranlassung, auch in Essen in solchen schwierig gelagerten Sonderfällen Kanalisationsarbeiten im Tunnelbau auszuführen, nachdem in jedem Einzelfalle vorher festgestellt war, daß diese Bauweise am besten eine technisch einwandfreie, sichere und auch wirtschaftliche Ausführung gewährleistete.

Statt mit Schildvortrieb, wie er bei den Arbeiten der Emscher-Genossenschaft gewählt wurde, wurde bei sämtlichen Stollenherstellungen in Essen mit bergmännischem Vortrieb gearbeitet.

Statt eines Schildes benutzte die ausführende Firma Hallinger & Co., Essen, stählerne Vortriebsmesser. Die jedesmalige Vortriebslänge betrug 1,25 m. Sobald unter den Vortriebsmessern ein solches Tunnelstück ausgebrochen war, wurde sofort über Lehren aus C-Eisen eingeschalt und das Profil gleichzeitig ausgemauert. Hierauf wurden die Messer wiederum um 1,25 m mit Hebeln in das Erdreich hinein vorgetrieben. Sie ruhten dann mit dem rückwärtigen Ende auf dem bereits fertigen Kanalgewölbe und mit dem vorderen im Boden der Stollenspitze. Schädlicher Raum entstand über dem Kanalgewölbe nur in der Stärke dieser Vortriebsmesser. Nur um diese etwa 2 cm konnte sich das darüber befindliche Erdreich setzen, was nie zu Bedenken Anlaß gegeben oder Mißstände hervorgerufen hat. Wegen der zu erwartenden unregelmäßigen Senkungen infolge des Bergbaues wurden in allen Fällen Trennungsfugen in 5 bis 10 m Abstand angeordnet, in die Asphaltfilzplatten eingelegt wurden.

Um in Preßluftstrecken bei nicht sehr hoher Bodenüberdeckung stärkeres Entweichen von Druckluft nach Möglichkeit zu verhindern und andererseits das frische Mauerwerk auch nicht ungewollt künstlich zu früh auszutrocknen, wurden die Fugen der hölzernen Lattenschalung mit Lehm

verstrichen und die Schalung an ihrer Unterseite mit einem Lehmüberzug versehen. Dieses wurde dann bis zur Erhärtung des Fugenmörtels durch Besprengen mit Wasser feucht gehalten. Dieses Verfahren war von gutem Erfolge begleitet.

Im allgemeinen wurde bei dem Preßluftbetrieb mit einem mittleren Überdruck von 0,5 at gearbeitet, der beim Freisteinkanal bis auf 0,9 at gesteigert werden mußte. Bei diesen geringen Überdrücken konnte ohne jede gesundheitliche Schädigung von der Arbeiterschaft schichtweise acht Stunden durchgearbeitet werden.

Im folgenden seien nun die einzelnen Ausführungen näher beschrieben.

### 1. Bernekanal.

Der in der Altstadt als geschlossener Kanal ausgebaute frühere Bernebach ist Hauptsammelkanal für die gesamten Abwässer der östlichen Hälfte dieses Stadtgebiets sowie der südlichen Wohnstadt.

Dieser Bernekanal war auf seiner unteren Strecke seit Jahren durch die Einwirkungen des Bergbaues in seiner Leistungsfähigkeit stark beeinträchtigt. Versackungen und Gefällverschlechterungen und die dadurch eingetretene ständige Verschlammung, teilweise bis in Kämpferhöhe, bildeten seit langem einen ständigen Gefahrenpunkt für die Entwässerung des Stadtkerns.

Im Einvernehmen mit dem Bergbautreibenden wurde 1920 für diese gefährdete Strecke zwischen Hammacherstraße bis nördlich (unterhalb) der Zechenanschlußbahn, d. h. bis zu der Stelle, wo der geschlossene Kanal in einen offenen Bachlauf übergeht, mit dem Bau eines Ersatzkanals begonnen. Da das Gelände dieser Stadtgegend infolge des darunter betriebenen Kohlenbergbaues in den letzten Jahren nach Osten hin viel stärker absinkt, so mußte gleichzeitig für einige östlicher gelegene Straßenzüge eine neue Vorflutmöglichkeit geschaffen werden, da in den betreffenden Straßenkanälen bereits Gegengefälle zum alten Bernekanal und dauernd Rückstau eingetreten war. Der neue Ersatzkanal mußte infolgedessen oberhalb der Aufnahmestelle des alten Kanals gleichzeitig noch bis zum neuen Tiefpunkte der in Frage kommenden Stadtgegend, bis zur Ecke der Waldhausen- und Gerlingstraße, verlängert werden. Ebenso mußten neue Anschlüsse in der Stoppenberger und Viehofer Straße hergestellt werden.

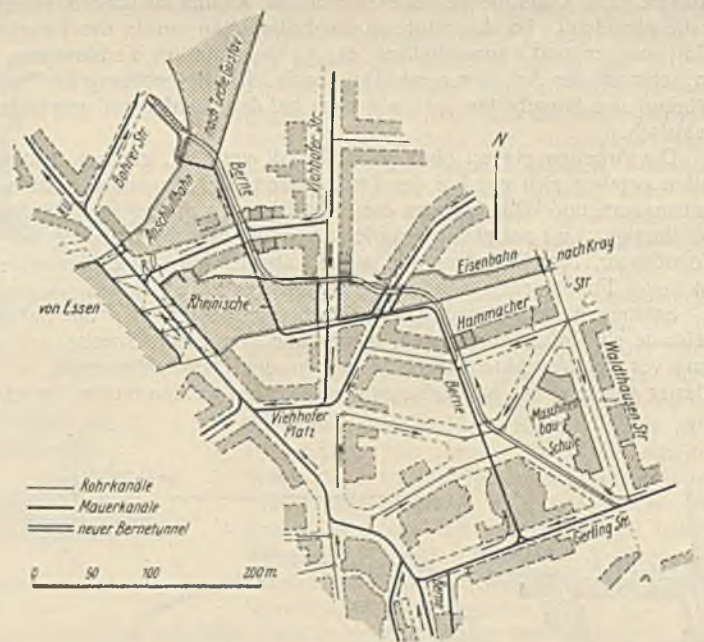


Abb. 1. Bernekanal. Lageplan.

Wegen der notwendigen Unterfahrung mehrerer hoher Mietshäuser, der hochgelegenen Bahnanlagen, der vom Verkehr stark belasteten nördlichen Zugangstraßen zum Viehofer Platz war eine Ausführung in offener Baugrube unmöglich. Berechnungen ergaben auch, daß der Bau des Ersatzkanals sowie des Anschlusses in der Viehofer Straße im Tunnelbetrieb durchaus wirtschaftlich war. Die Ausführung konnte ohne jede Störung



des starken Fuhrwerk- und Straßenbahnverkehrs vor sich gehen, was von seiten der Straßenbahn auch mit der Zahlung eines namhaften Zuschusses zu den Baukosten bewertet wurde. Als Querschnitt der unteren Strecke wurde ein Maulprofil, in den Hauptabmessungen 2,30 m Breite und 2,56 m Höhe, mit besonderer Schmutzwasserrinne gewählt. Die rechnerische Leistungsfähigkeit betrug etwa 28 m<sup>3</sup>/Sek., die obere Strecke bis Gerlingstraße erhielt ein etwas kleineres gedrücktes Eiprofil 1,40 auf

wurden 720 lfd. m im Stollenbetriebe, davon rd. 170 lfd. m unter Druckluft und rd. 40 lfd. m in offener Baugrube (Anschluß Stoppenberger Straße) ausgeführt.

Der Kanal wurde in den Jahren 1920/21 gebaut. Die Gesamtausführungsfrist einschließlich der Vor- und Nacharbeiten betrug rd. 350 Arbeitstage. Im Mittel wurden bei täglich dreimaligem Schichtwechsel in einer Woche bei dem größeren Querschnitt rd. 13 lfd. m, bei dem kleineren etwa 26 lfd. m Stollen vorgetrieben, auf der Luftdruckstrecke etwa 13 lfd. m. Durch den Bau dieser Kanäle ist die frühere stete Gefahr der Überschwemmung wertvollster Teile der Altstadt (Geschäftsstadt) beseitigt, bis etwa neue Bergsenkungen auch wieder neue Maßnahmen notwendig machen (Abb. 1 u. 2).

2. Kanal in der Straße Am Freistein.

Der Bau dieses Entwässerungskanals wurde wie der teilweise Ersatz des Bernekanals notwendig wegen völliger Störung der Vorflut durch den Bergbau. Das Gelände der südöstlichen Altstadt sinkt seit Jahren und auch in Zukunft weit stärker ab als das übrige Gebiet. Hierdurch sind teilweise völlige Umkehrungen der Gefällsverhältnisse auch in den Straßenkanälen eingetreten. Zu diesen Straßen gehörte auch die obere Stoppenberger Straße mit den Abwässern des Schlacht- und Viehofes. Statt nach Westen zur Berne hatten diese Kanäle allmählich Gefälle nach Osten bekommen, größte Mißstände durch Rückstau waren die Folge, infolgedessen mußte ein neuer Vorflutkanal geschaffen werden, der diesen ganz geänderten Verhältnissen Rechnung trug.

In der Stoppenberger Straße zu bauen, verbot die Enge der Straße und der äußerst lebhaft durchgangs- und Straßenbahnverkehr. In Gemeinschaft mit dem Zechenbetrieb wurde als zweckmäßigste Linienführung die durch die erst zum Teil bebaute Parallelstraße Am Freistein bis zum Anschluß an einen vorhandenen Betonrohrkanal 0,80/1,20 m der Nachbargemeinde Stoppenberg festgelegt, der selbst wieder in den Stoppenberger Bach mündet. Die Gesamtlänge des Kanals, für den ein erforderlicher Querschnitt von 0,83/1,40 m (unnormales Eiprofil) gewählt wurde, beträgt 539,50 m. Bei der großen Tiefenlage der Kanalsohle, die zwischen 5 und 12 m unter Gelände wechselt, und den schlechten Bodenverhältnissen — der Kanal kam vollständig in wasserhaltigen Fließ zu liegen — wurde als zweckmäßigste die Ausführung im Tunnelbetrieb mit Druckluft gewählt. Die Gesamtarbeiten haben gedauert von Ende August 1921 bis Ende Mai 1922 und konnten ohne besondere Vorkommnisse durchgeführt werden (Abb. 3).

3. Kanal in der verlängerten Ortrudstraße.

Um eine bessere Verkehrsmöglichkeit zwischen dem südlichen Stadtteil Rüttenscheid mit dem südöstlichen Rellinghausen und weiterhin den Erholungsstätten im Ruhrtal zu schaffen, ist die Durchlegung der heutigen Ortrudstraße nach Südosten bis zur Wittekindstraße notwendig. Hierdurch wurden Änderungen in dem zum Teil bereits vorhandenen Kanalnetz erforderlich. Die Hauptschwierigkeit bei dieser Ausführung bot die Strecke nördlich und unter einer Zechenanschlußbahn. Der Kanal kam hier in festgelagerten Felsen (Sandstein) in erheblicher Tiefe zu liegen und unterschritt den sehr hohen Eisenbahndamm in einer Sohlentiefe von über 17 m.

Die öffentliche Ausschreibung ergab, daß die Arbeiten billiger wurden, wenn diese Strecke, insgesamt 310 lfd. m, im Stollenbetrieb ausgeführt wurde. Die untere Hauptstrecke erhielt ein gemauertes Eiprofil 1,30/1,68 m mit Betonsohle, Gewölbe zweiringig (unter der Bahnstrecke auf Anfordern der Eisenbahn dreiringig), die oberen Nebensammler hatten ein Eiprofil von 1,08/1,40 m.

Der Stollen wurde zunächst einseitig von der Unterseite durch den Bahndamm vorgetrieben, später aber nach Abteufen eines Arbeitsschachtes an der Vereinigungsstelle von zwei Nebensammlern auch von hier aus gleichzeitig nach allen drei Richtungen. Die Arbeiten wurden stark durch reichlichen Andrang von Wasser behindert, das durch eine Drainageleitung und ständiges Pumpen beseitigt wurde. Die Stollenstrecke, in der rd. 1500 m<sup>3</sup>

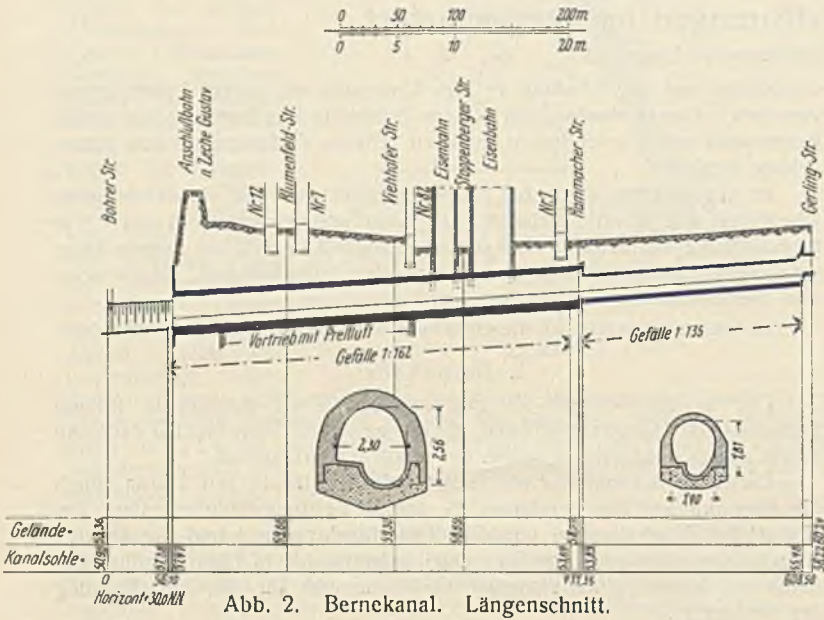


Abb. 2. Bernekanal. Längenschnitt.

1,81, ebenfalls mit besonderer Schmutzwasserrinne. Die Tiefenlage der Kanalsohle unter Gelände wechselte im Mittel zwischen 4,75 m und 9 m. Besonders beachtenswert ist die Untertunnelung von vier Mietshäusern (3 1/2 bis 4 Stockwerke hoch) sowie die der hochliegenden Bahnkörper der Rhein. Eisenbahn und der Zechenanschlußbahn, die beiderseits von Stützmauern begrenzt werden.

Mit den Arbeiten wurde an der unteren Ausmündungsstelle (nördlich der Bahn) begonnen und der Stollen von hier aus einseitig vorgetrieben. Die Bodenmassen wurden mit Kippwagen herausgeschafft und unterhalb in tiefer gelegenen Geländemulden eingeebnet. Oberhalb der Blumenfeldstraße bis etwa oberhalb der Viehofer Straße mußte wegen starken Wasserandranges vom einfachen Stollenbetrieb zu solchen mit Druckluft übergegangen werden.

Die Antriebslokomotoren und Luftkompressoren standen außerhalb des Stollens. Die Luftschleuse selbst wurde im Stollen an der Blumenfeldstraße eingebaut. Im Anschluß an die Erdarbeiten wurde das Kanalprofil sofort ausgemauert, ausschließlich der 1/2 Stein starken Verblendung, die am Schlusse der Arbeiten ausgeführt wurde. Die Beleuchtung des Tunnels während der Bauarbeiten war wie auch bei den nachfolgend geschilderten elektrisch.

Die Arbeiten gingen ohne jeden Unfall vor sich, gewisse Schwierigkeiten ergaben sich nur bei der Durchquerung der Fundamente der hohen Stützmauern und Widerlager an der Eisenbahn, wo Sprengungen im Stollen mit flüssiger Luft notwendig wurden, und bei der Unterfahrung der vier Wohnhäuser. Ihre Grundmauern mußten abgefangen werden und erhielten ein neues Fundament auf den Widerlagern des neuen Kanals.

Setzungen des Geländes, des Bahnkörpers oder der unterfahrenen Gebäude sind nicht aufgetreten, abgesehen von einer Strecke auf dem Platz vor der Maschinenbauschule und in der Hammacherstraße, wo das Pflaster später etwas nachgab und umgepflastert werden mußte. Im ganzen

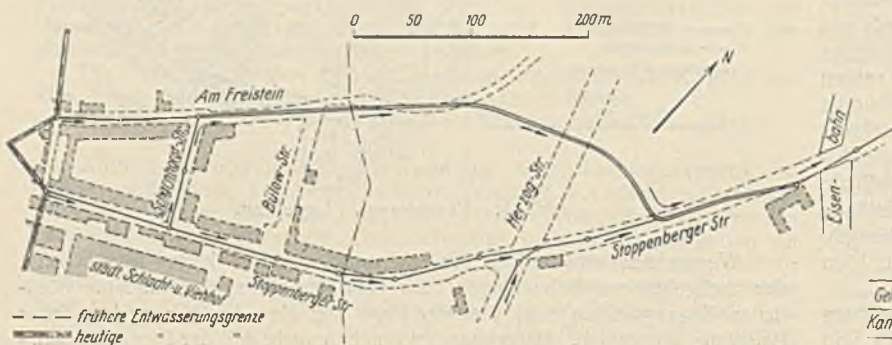


Abb. 3. Kanal Am Freistein. Lageplan.

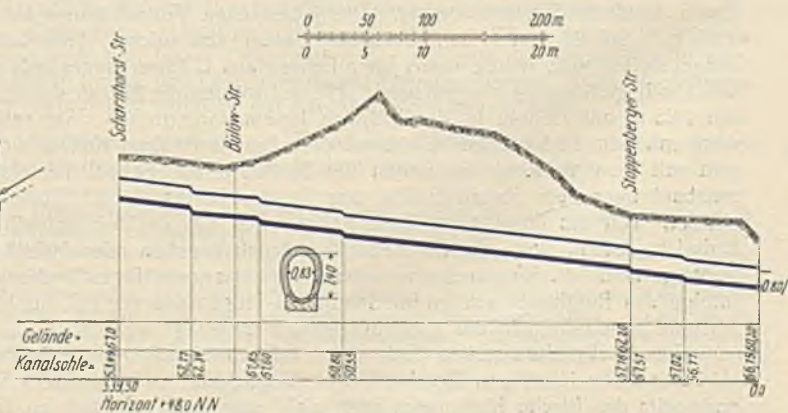


Abb. 3a. Kanal Am Freistein. Längenschnitt.



Felsen durch Schießen gelöst werden mußten, wurde in rd. 200 Arbeitstagen im Sommer 1924 fertiggestellt. Hierzu ist zu bemerken, daß die Arbeit eine Notstandsarbeit war und die Leute bei den damals herrschenden Lohnungsbedingungen nicht allzu gern die immerhin schwierigen und schmutzigen Arbeiten aufnahmen und fortsetzten. Für die eigentlichen Facharbeiten standen der ausführenden Firma natürlich Facharbeiter und ein kleiner Stamm eigener Leute zur Verfügung.

4. Kanal in der Feldmannstraße.

Der Stadtteil Altenessen wird in west-östlicher Richtung von der ehemals Köln-Mindener Bahnstrecke durchschnitten. Um die frühere noch bedenkllicher eingeschätzte Absenkung des hochgelegenen Altenessener Bahnhofes zu vermeiden, hat der Bergbau unter und neben diesem sogen. „Sicherheitspfeiler“ stehenlassen. Während also das Gelände unter und in der Nähe des Bahnhofes seine Höhenlage ungefähr beibehält, sinkt es nördlich und südlich ab. Da die Hauptvorflutrichtung jedoch süd-nördlich oder nord-westlich ist, ergeben sich hieraus erhebliche Störungen in den Gefällverhältnissen der Straßenkanäle und des Hauptvorfluters, des hier offenen Bernekanals.

Um den größten Mißständen abzuwehren, mußte ein neuer Kanal in der Feldmannstraße gebaut werden mit neuer Gefällrichtung nach Norden, statt bisher teilweise nach Süden. Hierbei mußten allerdings teilweise erhebliche Kanalsohlentiefen bis zu 7 m in Kauf genommen werden.

Wie Schürfruben ergaben, waren die Bodenverhältnisse gerade auf der am tiefsten gelegenen Kanalstrecke und unter einer Überführung der Köln-Mindener Bahn außerordentlich ungünstig. Unter dieser stand das Grundwasser bis dicht unter das Pflasterbett. Die Sohlentiefe war hier allerdings so gering, daß zur Ausführung ein unnormales gedrücktes Profil von 0,95 m Höhe und 1,36 m Breite gewählt werden mußte, um überhaupt genügend Deckung zu erhalten. Die Baugrube selbst wurde in ganzer Höhe durch dichtschießende Spundwände gesichert, um jeder Gefahr für die zu beiden Seiten der schmalen Fahrbahn auf dem Bürgersteig stehenden eisernen Mittelstützen der Brücke zu begegnen. Die anschließende untere Strecke bis zur Berne bot keine Schwierigkeiten, da auf ihr ein in etwa gleicher Tiefe bereits vorhandener alter Kanal als Drainagekanal gewirkt und den Grundwasserspiegel im Laufe der Jahre gesenkt hatte.

Oberhalb der Eisenbahnüberführung wurde dann eine rd. 470 lfd. m lange Kanalstrecke wieder im Tunnelbetrieb mit Anwendung von Druckluft ausgeführt. Um die Arbeiten nach Möglichkeit zu beschleunigen, wurden zwei Schleusenkammern mit dazwischenliegendem gemeinsamen Förderschacht etwa in der Mitte der Tunnelstrecke eingebaut, um gleichzeitig unter Benutzung von getrennten Luftschleusen den Vortrieb nach zwei Seiten vornehmen zu können.

Wegen des hoch anstehenden wasserhaltenden Fließes und zum Schutze der in der Nähe stehenden Wohngebäude wurde die Arbeitsgrube deren Länge 30 m und deren lichte Breite 3 m betrug, mit dichtschießenden eisernen Spundwänden, Bauweise Larssen, Dortmunder Union, Profil Nr. 1,

Als Kanalprofil kam ein etwas überhöhtes Eiprofil 1,07/1,67 m zur Ausführung. Im Durchschnitt wurden werktätlich beiderseits 3,65 lfd. m, insgesamt also 7,30 lfd. m Stollen vorgetrieben.

Während der Bernekanal sowie die Kanäle im Freistein und in der verlängerten Ortrudstraße zunächst zwei- bzw. einringig ausgemauert, dann innen verputzt und nachträglich mit Klinkern verblendet wurden, wurden hier zur Erzielung schnellerer Arbeit Kanalleitungen und Gewölbe sofort in endgültiger Stärke fertiggestellt und statt mit einer Verblendung mit einem Zementmörtelverputz versehen. Der Putz verminderte gleichzeitig das Entweichen der Druckluft.

Der Kanal wurde im Sommer 1925 hergestellt. Die Kosten der Tunnelstrecke, rd. 470 lfd. m, betragen rd. 150 000 G.-M., d. h. für 1 lfd. m rd. 320 G.-M., hiervon entfielen auf reinen Arbeitslohn rd. 213 G.-M. für 1 lfd. m (Abb. 4).

5. Durchlaß unter der Eisenbahnstrecke Essen—Frintrop nach Bottrop.

Aus Anlaß des Ausbaues des Pausmühlenbaches als Hauptsammelbach für das nordwestliche Gebiet des Stadtteils Borbeck mußte die auf hoher Anschüttung liegende viergleisige Güterbahn Essen—Frintrop—Bottrop unterfahren werden. Der Durchlaß kam ganz in Grundwasser und fließenden Sand zu liegen. Die zu gewährleistende Sicherheit des Eisenbahnbetriebes entschied auch hier für Durchführung dieser Arbeiten im Stollenbau mit Druckluft. Die Ausführung geschah in ähnlicher Weise wie die oben beschriebenen, jedoch mit einseitigem Vortrieb von der oberen Seite aus. Der Durchlaß hatte eine lichte Weite von 2,20 m und eine lichte Höhe von 2,50 m. Unter der Prosperstraße mußte die Höhe auf 2 m eingeschränkt werden, um die nötige Deckung für die in der Straße liegenden Gas- und Wasserleitungsrohre zu behalten. Er wurde zunächst zweiringig ausgemauert und nachträglich mit Klinkern verblendet. Zur besseren Begehbarkeit wurde unter der Bahnstrecke etwas über Normalwasserhöhe ein seitlicher Laufsteg aus Eisenbeton eingebaut.

Die Gesamtkosten dieses 65 m langen Durchlasses beliefen sich auf 71 000 R.-M. Er wurde im Jahre 1926 ausgeführt. Die Arbeitszeit betrug einschließlich gewisser Nebenarbeiten drei Monate.

6. Rückhaltebecken am Sälzerbach.

Von allen Entwässerungsanlagen, die in den letzten Jahren von der Stadt Essen im Stollenbau ausgeführt wurden, ist die im folgenden beschriebene besonders erwähnenswert. Es handelt sich hierbei um den Bau eines unterirdischen Regenrückhaltebeckens von erheblichem Ausmaße, wie es in dieser Art meines Wissens zum ersten Male angelegt wurde.

Der früher offene, jetzt auf ganzer Länge überwölbte Sälzerbach hat die Abwässer eines großen Teils des dicht bebauten westlichen Stadtteils und insbesondere des großen Fabrikgeländes der Firma Fried. Krupp abzuführen. Durch Bergsenkungen und dadurch herbeigeführte Gefällverschlechterungen war die Leistungsfähigkeit des Kanals auf seiner mittleren und unteren Strecke im Laufe der Jahre erheblich heruntergegangen. Dazu kam, daß das früher teilweise noch offene Gelände der Kruppschen Fabrik durch Werkstättenbauten größten Ausmaßes übermäßig dicht bebaut worden war. Die Abflussmengen bei starkem Regen hatten sich derart gesteigert, daß der Kanal auf der fraglichen Strecke die Regenwassermengen nicht mehr aufnehmen und Rückstau, Grundstücks- und Straßenüberschwemmungen schon bei jedem mittleren Regen auftraten. Der Kanal führt fast auf seiner ganzen Länge durch das Fabrikgelände von Krupp. Ein Entlastungskanal bis zum nächsten Hauptvorfluter hätte eine Länge von mehr als 2 km erhalten müssen und wäre zwischen den hohen Werkbauten und innerhalb der vielen Gleis- und Krananlagen nur mit außerordentlich hohen, wirtschaftlich nicht vertretbaren Kosten, verbunden mit großen Störungen des Fabrikbetriebes, möglich gewesen.

Infolgedessen wurde von der Entwurfsabteilung des städtischen Tiefbauamts, Leiter Stadtbauingenieur Heyd, von dem auch die vorhergehenden Pläne stammen, der Entwurf für ein Regenrückhaltebecken ausgearbeitet, das bei starken Regengüssen als Speicher die über die Leistungsmöglichkeit des Sälzerbaches hinausgehenden Niederschlagsmengen so lange zurückhalten sollte, bis sie ohne Gefahr wieder in den Kanal abfließen konnten. Da für ein offenes Becken Gelände nicht zur Verfügung stand, so mußte ein unterirdisches angelegt werden. Kostenberechnungen ergaben, daß diese Ausführung wirtschaftlich durchaus tragbar und technisch durchführbar war.

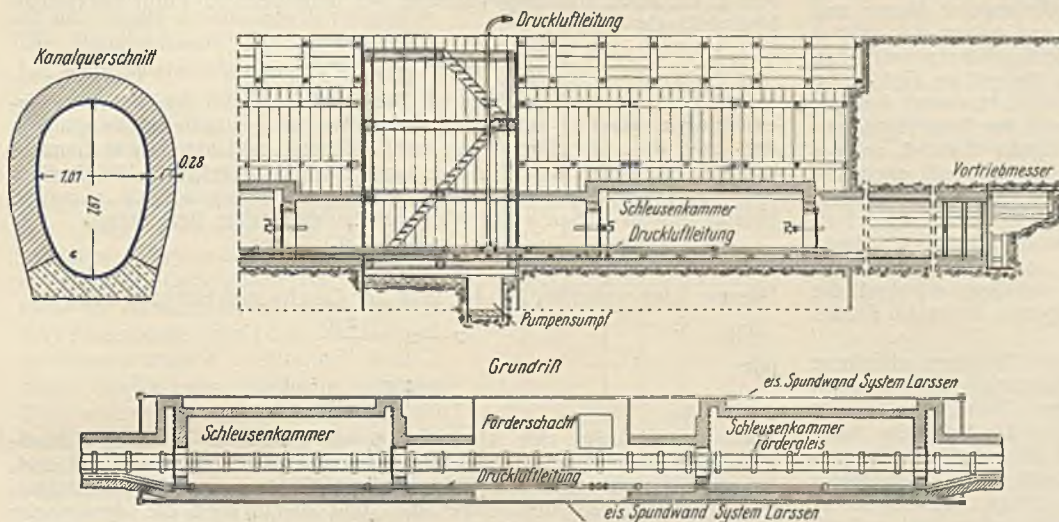


Abb. 4. Kanal Feldmannstraße. Förderschacht und Schleusenkammern.

eingefaßt. Die Länge der Spundwände betrug 6,50 m, sie wurden bis auf 8,50 m unter Straßengelände heruntergerammt. Die oberen 2 m der Baugrube wurden in normaler Weise abgesteift. Nach dem Ausschachten des Bodens wurde die Betonsohle der Arbeitskammer eingebracht, die Schleusen in Mauerwerk ausgeführt und als Dichtung gegen etwa trotzdem entweichende Druckluft deren Gewölbe noch mit einer 3 m starken Bodenschicht überdeckt. Nach Fertigstellung der Tunnelstrecke wurde später die Decke der Kammer abgebrochen und das Kanalprofil auf dieser Strecke ebenfalls hergestellt. Nach Einbau der vier Schleusentore wurden die Arbeiten in werktätlich dreimal acht Stundenschichten durchgeführt.



In Frage kam ein Gelände auf dem Krupp'schen Fabrikgrundstück zwischen Sälzer- und Krämerstraße unmittelbar neben 25 m hohen Werkstättengebäuden, das mit Betriebs- und Ausladegleisen dicht besetzt war. Da der Eisenbahnbetrieb nicht gestört werden durfte, kam nur eine Ausführung im Stollenbau in Frage.



Abb. 5. Rückhaltebecken am Salzbach. Lageplan u. Querschnitt.

Die Größe des Bauwerks wurde so bemessen, daß das Überschußwasser des Sälzerbaches bei stärksten Niederschlägen aufgenommen werden kann. Die Menge wurde bei einer Regendauer von 12 Minuten auf rd. 2000 m<sup>3</sup> berechnet und dementsprechend das lichte Profil bei einer zur Verfügung stehenden Baulänge von 478 m ausgebildet. Als erforderlicher Querschnitt wurde je auf halber Länge ein lichte Kreisprofil von 2,20 m und 2,45 m ermittelt.

Da die Arbeiten gleichzeitig nach beiden Seiten aufgenommen werden sollten, wurde der Arbeits- bzw. Förderschacht in der Mitte der Kanal-

strecke abgeteuft, der später als seitlicher Einsteigeschacht ausgebaut wurde. Der Tunnelteil von 2,20 m lichtigem Durchmesser ist in Ziegelmauerwerk dreiringig einschl. nachträglicher Verblendung, der von 2,45 m lichter Weite ebenfalls dreiringig, aber mit Innenputz ausgeführt. Letztere Ausführungsweise hatte den Vorteil, daß mit den gleichen Tunnellehren gearbeitet werden konnte. Die Überlaufschwelle am oberen Einlaßbauwerk hat eine freie Länge von 5 m und ist 0,20 m unter dem Scheitel des Sälzerbachkanals angeordnet. Die Entleerung des Speicherbeckens geschieht am unteren Ende wieder zum Sälzerbachkanal durch eine 0,50 m weite Betonrohrleitung, die durch einen Schieber so abgedrosselt ist, daß die Entleerungszeit etwa 1 1/2 Stunden dauert, während der Behälter bei größten Regengüssen etwa in 12 Minuten vollläuft.

Das Becken wurde im Jahre 1923 gebaut. Die Gesamtausführungszeit betrug 8 Monate. Die Arbeiten konnten ohne Unterbrechung trotz der damaligen Franzosenzeit mit ihren bösen Folgen durchgeführt werden. Die Arbeitsstelle war sogar eine der ganz wenigen von damals vielleicht 250 bis 300 der Stadt Essen, auf denen während des passiven Widerstandes vom Anfang bis zu Ende einwandfrei und fleißig gearbeitet worden ist.

Die Anlage hat sich bis jetzt gut bewährt, der beabsichtigte Zweck ist erreicht, da Überflutungen der Grundstücke nicht mehr vorgekommen sind. Über die Kosten läßt sich wenig sagen, da die Ausführung in dem berichtigten Inflationsjahr 1923 stattfand; veranschlagt waren sie seinerzeit mit 158 000 G.-M. (Abb. 5).

Aus denselben Gründen ist eine zutreffende Kostenangabe auch bei den Nr. 1 bis 3 nicht möglich.

Die Einsteigeschächte bei allen Ausführungen wurden wo nötig nachträglich abgeteuft und dann von unten her hochgemauert.

Die hier geschilderten Kanalisationsausführungen im Stollenbetrieb mit oder ohne Anwendung von Druckluft sind stets ohne Unfälle, ohne Störung des Verkehrs, technisch einwandfrei vonstattengegangen. Gegenüber Ausführungen in offener Baugrube boten sie den Vorteil, daß sie unter allen Umständen durchführbar, dabei aber nicht teurer, sondern zum Teil billiger kamen als diese. Es ist daher beabsichtigt, auch in Zukunft erforderlichenfalls diese Bauweise bei Kanalisationsarbeiten wieder anzuwenden.

Alle Rechte vorbehalten.

## Betrachtungen zur Hochwasserkatastrophe im Erzgebirge.

Von Dr.-Ing. R. Winkel, Professor an der Techn. Hochschule Danzig.

Vor 30 Jahren gaben die Verheerungen des Weißeritz-Hochwassers in Sachsen (30. Juli 1897) ebenso wie diejenigen der schlesischen Flüsse den Anlaß zur planmäßigen Schaffung von Hochwasserschutzeinrichtungen; insbesondere wurden in Talsperrenbecken Hochwasserschutzräume vorgesehen, die den Hauptteil der sonst zu Tal gehenden Wassermassen eines Unwetters speichern können. Die Weißeritztalsperren Malter und Klingenberg, die Queistalsperre Marklissa, die Bobertalsperre Mauer und eine Anzahl kleinere Stauwerke wurden errichtet und haben sich seither als segensreich erwiesen. Nur bei den kleinen Gebirgsflüssen unterblieb noch die Errichtung von Sperrwerken, wohl aus Mangel an Geld, und weil vielleicht die Wirtschaftlichkeit von derartigen kleinen Anlagen zweifelhaft erschien. Der Umfang der Verheerungen der Erzgebirgsflüsse: Gottleuba und Müglitz zeigt eindringlich, daß jeder Zweifel an der Wirtschaftlichkeit von Hochwasserschutzbauten entfallen muß; nach den ersten Schätzungen soll der Materialschaden etwa 70 Mill. R.-M. betragen, für die Vernichtung von annähernd 200 Menschenleben lassen sich selbstverständlich keine Geldwerte einsetzen. Die Unwetterhochwasser haben sich in einem Zeitraum von 30 Jahren wiederholt, so daß durchschnittlich auf jedes Jahr 2 bis 3 Millionen Schadenwerte entfallen, während die Erbauung einiger kleinen und doch wirksamen Talsperren kaum die Kosten des Schadenanteils eines Jahres erfordern würde.

Es läßt sich nachweisen, daß selbst eine kleine Talsperre mit einem verhältnismäßig ausreichenden Hochwasserschutzraume schon äußerst wirksam die Hochwasserwirkung vermindern kann. Denn nur der erste ankommende Wellenschwall bedingt die furchtbaren Zerstörungen; kann diese erste Welle in ihrer Höhe vermindert und dafür in ihrer Längenausdehnung gestreckt werden, so vermindert sich sehr schnell die Wucht der anstürmenden Wassermasse. Besteht die Möglichkeit, auch nur einen Teil dieser Wassermengen in einem Stausee zurückzuhalten und erst allmählich wieder in den Vorfluter abzugeben, so ist schon viel gewonnen. Außerdem ist im Vorflutgebiete, soweit es erreichbar ist, dafür Sorge zu tragen, daß eine möglichst große Wasserspiegelbreite für den Hochwasserabfluß vorhanden ist; besondere Beachtung erfordern Brückenöffnungen, Durchlässe, Landstraßendämme, Bahndämme sowie die Ortsanlage von Dörfern und Städten am Flußufer.

Einige kurze theoretische Betrachtungen mögen dieses näher erläutern; die Rechnungsansätze sind meinem Aufsätze „Das Verhalten von Hebung- und Senkungswellen bei verschiedener Fließbewegung“, Deutsche Wasserwirtschaft 1926, Heft 1, entnommen. Vor Beginn des Hochwassers möge in einem Flusse mit dem Querschnitt  $f$  und der Spiegelbreite  $b$  die Wassermenge  $q$  m<sup>3</sup>/Sek. mit einer durchschnittlichen Geschwindigkeit  $v_0$  zum Abfluß gelangen, wobei das Spiegelgefälle  $J_0$  sei.

Erhöht sich nun die in der Zeiteinheit abfließende Wassermenge von  $q$  um  $Q$ , so bewirkt die entsprechende Raumvergrößerung im Flusse eine Spiegelhöhung  $z$ , die mit der Schnelligkeit  $c$  m/Sek. talwärts weiterleitet ( $c = \sqrt{g \frac{f}{b} + v_0}$ ). Es besteht die Raumgleichung  $Q = z \left( \frac{b+B}{2} \right) c$ , sofern  $B$  die neue Wasserspiegelbreite bei dem höheren Flußwasserstande bedeutet, oder

$$(1) \quad z = \frac{2Q}{(b+B)c}$$

Je größer demnach  $b$  und  $B$  sind, um so kleiner wird die Wasserstandserhöhung  $z$  werden, daher sind weite Ausuferungsflächen sehr günstig, doch sind diese im allgemeinen erst im Mittel- und Unterlaufe vorhanden, während sie meistens im Gebirgs- und Hügellande fehlen. Die durch  $z$  bedingte Druckerhöhung beschleunigt die Fließbewegung von  $v_0$  auf  $v$ . Hierfür besteht die an vorgenannter Stelle abgeleitete Beziehung

$$(2) \quad z = \frac{c(v - v_0)}{g}$$

Hieraus folgt weiterhin für das Maß der Geschwindigkeitssteigerung

$$(3) \quad v - v_0 = \frac{zg}{c}$$

oder

$$(4) \quad v = \frac{zg}{c} + v_0$$

Auch hierbei zeigt sich wieder, daß bei großem  $z$  die neue Abfließgeschwindigkeit  $v$  größer wird als bei kleinerem Werte  $z$ , so daß dort, wo weite Ausuferungsflächen fehlen, also in Gebirgs- und Hügellandtälern, die Strömung besonders stark wird und damit auch die dynamische Wucht  $P = Mv$ , wenn  $M$  die in der Zeiteinheit beschleunigte Wassermasse  $\frac{\gamma}{g}(Q + q) = \frac{\gamma}{g} \left( \frac{b+B}{2} z c + f v_0 \right)$  bedeutet. Ferner ist  $Q + q = \left( f + \frac{b+B}{2} z \right) v$ , daher ist die zerstörungbringende Kraft des Hochwassers

$$(5) \quad P = \gamma \left( f + \frac{b+B}{2} z \right) \frac{v^2}{g}$$

Hieraus geht besonders eindringlich hervor, wie schnell die Zerstörungskraft  $P$  anwächst, wenn  $z$  und damit auch  $v$  groß ausfällt, wie es in engen Tälern der Fall ist. Andererseits erkennen wir aus Gleichung 4 und 5, daß diese Wirkung schnell abnimmt, wenn es durch geeignete Maßnahmen gelingt,  $z$  in zulässigen Grenzen zu halten; wenn z. B.  $z'$  nur halb so groß wie  $z$  erhalten werden kann, so folgt aus Gleichung 5, daß



$P' \approx \frac{1}{2} \left(\frac{1}{2}\right)^2 P = \frac{1}{8} P$  wird, da nach Gleichung 4 mit  $z' = z/2$  auch  $v' \approx v/2$  ist.

Demnach kann selbst ein kleines Speicherbecken mit einem einigermaßen ausreichenden Hochwasserschutzraume schon die ärgste Gefahr abwenden; auch hier heißt es: Zeit gewonnen, alles gewonnen! Der Durchgang der eigentlichen Zerstörungswelle dauert erfahrungsgemäß nicht sehr lange Zeit, meistens nur einige Stunden. Aus den örtlichen Verhältnissen eines von einem Hochwasser betroffenen Tales läßt sich nachträglich die höchste Abflußmenge zur Zeit der Hochwasserwelle errechnen, da sich der höchste Stand des Wassers durch vielfache Spuren an Mauern, Steinen und Baumstämmen feststellen läßt. Und da auch die Zeitdauer des Hochwasserdurchganges einigermaßen zuverlässig ermittelt werden kann, so ist die Einschätzung der gesamten zu Tal gegangenen Wassermassen schon ziemlich genau. Hiermit ist dann eine wertvolle Grundlage zur Berechnung der erforderlichen Größe eines Hochwasserschutzraumes in einem anzulegenden Stausee gegeben.

Es ist selbstverständlich, daß man bei der Schaffung derartiger kleiner Talsperren, die ausschließlich dem Hochwasserschutz dienen sollen, von

der Forderung einer Wirtschaftlichkeit durch Anlage einer Wasserkraft absehen muß, denn diese ist bei den geringen normalen Abflußmengen nicht zu erfüllen. Daß trotzdem eine hohe Wirtschaftlichkeit durch Verhinderung oder Milderung von Hochwasserkatastrophen erreicht wird, ist bereits eingangs hervorgehoben worden; allerdings ist diese Wirtschaftlichkeit nicht handgreiflich, vielmehr gleichsam latent, aber trotzdem nach den betäubenden Erfahrungen der Hochwasserwirkungen im Erzgebirge nicht zu leugnen.

Beim Aufbau der zerstörten Ortschaften ist darauf zu achten, daß möglichst große Abflußbreiten  $B$  ohne Einengungen geschaffen werden; Hochwasserdurchlässe sind außer den eigentlichen Brückenöffnungen zu bauen. Die Brückenöffnungen müssen weit und hoch sein, damit Baumstämme sich dort nicht festhängen können. Bahndämme sind mit zahlreichen und großen Durchlässen zu versehen. Die im Gefahrengelände stehenden Häuser sind gleichsam auf tiefgegründeten Pfeilerstelzen mit leichten Zwischenwänden zu errichten, wie es seinerzeit schon Prof. M. Möller vorgeschlagen hat. Im übrigen ist die Stauwand und der Hochwasserschutzraum als das wirksamste Mittel zur Bekämpfung der Hochwassergefahr in erster Linie zu fordern. Videant consules!

Alle Rechte vorbehalten.

### Baustahl mit Kupferzusatz.

Von Baurat Dr.-Ing. F. Bohny, Sterkrade.

Über den Einfluß eines Zusatzes von Kupfer auf die Eigenschaften des Baustahles, namentlich auf seine Witterungsbeständigkeit und Säurelöslichkeit, ist in letzter Zeit verschiedentlich in technischen und öffentlichen Zeitungen berichtet worden.<sup>1)</sup> Einen umfassenden Vortrag über diesen Gegenstand hielt Dr.-Ing. K. Daevies in Düsseldorf am 27. November v. J. anlässlich der Hauptversammlung des Vereins deutscher Eisenhüttenleute.<sup>2)</sup> Verschiedene wertvolle Versuchsergebnisse sind in amerikanischen technischen Zeitschriften zu finden, da in diesem großen Lande die Haltbarkeit von eisernen Bauwerken, auch Fahrzeugen, Hallenabdeckungen, Maschinen usw., angesichts der oft recht mangelhaften Unterhaltung eine wesentlich größere Rolle spielt als bei uns.

Wie groß sich alljährlich der Verlust an sachlichen Werten durch Verrosten von Eisen und Stahl bemißt, läßt sich natürlich nur roh schätzen, da Abnutzung und Bruch ebenfalls in erheblicher Weise an der Zerstörung der Gegenstände und Bauwerke aus diesen Baustoffen teilnehmen. In den Vereinigten Staaten wird heute der Jahresverlust durch Verrosten allein auf rd. 300 Mill. Dollar geschätzt, und man geht nicht allzu fehl, wenn man bei der Welterzeugung an Rohstahl — demnächst rd. 100 Mill. Tonnen im Jahr — mit einem Verlust durch Abrosten auf 3 bis 4 Milliarden R.-M. rechnet. Es ist also der Anstrengung wert, der Zerstörung der Bauwerke aus Eisen und Stahl durch den Einfluß der Atmosphären, Säuren usw. alle Aufmerksamkeit zu schenken. Ein Mittel dagegen scheint der Zusatz geringer Mengen von Kupfer zum Baustoff zu sein. Die Mengen dürfen nicht groß sein, da sonst die anderen Eigenschaften des Stahles leiden. Bei über 0,5% Kupferzusatz zeigen sich bereits Spuren von Rotbruch, und bei 2% Kupfergehalt ist unbedingte Rotbrüchigkeit vorhanden. Die Warmbildsamkeit des Eisens leidet bei 4% Kupferzusatz und mehr.<sup>3)</sup>

Bleibt man bei Zuschlägen von 0 bis höchstens 0,5% Kupferzusatz, so ist dazu zu sagen, daß auch innerhalb dieser Grenzen die Gewichtsverluste durch Abrosten veränderlich sind. Einheitlich ist von allen Forschern und Versuchsanstalten festgestellt worden, daß bei etwa 0,3% Kupfergehalt das Mindestmaß an Gewichtsverlust unter Einfluß der Atmosphäre und das Mindestmaß an Säurelöslichkeit erreicht ist. Abb. 1 zeigt hiervon das allgemein typische Bild, während in Abb. 2 einige Kurven deutscher Versuche zusammengestellt sind.<sup>4)</sup> Die Ergebnisse sind bei den verschiedensten Eisensorten grundsätzlich gleich. Bei mehr als 0,3% Kupferzusatz steigen die Kurven nur langsam an, um bei 1% und mehr rasch zu Werten über diejenigen bei gar keinem Zusatz anzusteigen. Jedenfalls bewirken Zusätze bis zu 1% Kupfer kein besseres Ergebnis. Es machen sich dann auch schon Einflüsse auf die Festigkeitseigenschaften des Stahles — die bis zu etwa 0,5% Zusatz nicht bestehen — bemerkbar, die Warm- und Kaltbearbeitbarkeit wird beeinträchtigt usw. Die Verrostung wächst natürlich mit der Zeit. Umfangreiche Versuche

hierüber sind zurzeit in den Vereinigten Staaten durch die American Society for Testing Materials im Gange. Eine große Zahl verschieden stark gekupfelter Bleche ist seit 1916 dem Einfluß der Luft an verschiedenen Plätzen des Landes ausgesetzt, und alle halbe Jahre wird durch eine besondere Kommission der Grad der Verrostung genau festgestellt. Das bisherige Ergebnis ist, daß die Lebensdauer der ungekupferten Bleche sich zu der der gekupferten wie 10:15 verhält, d. h. in jedem Zustande der Verrostung besaßen die Bleche mit Kupferzusatz einen um 50% geringeren Gewichtsverlust als die ohne Kupfer. Versuche, die 1914 bei der Bessemer und Lake Erie Eisenbahn mit 200 Güterwagen durchgeführt wurden, von denen je die Hälfte aus gekupfertem und ungekupfertem Stahl hergestellt waren, hatten ein ähnliches Ergebnis. Die Bahngesellschaft kann bei den Wagen aus gekupfertem Stahl 15 Jahre bis zur ersten Grobausbesserung — Blechersatz, Nieteersatz usw. — warten, gegenüber nur 10 Jahren bei Wagen aus gewöhnlichem Baustahl. Die Penna R. R. hat festgestellt, daß ihr bei einer Beschaffung von 135 500 Güterwagen aus kupferhaltigem Stahl zwar eine Mehrausgabe von 18,5 Dollar je Wagen entsteht, daß ihr dafür aber eine Jahresersparnis von 12 Dollar je Wagen infolge langsameren Abrostens verbleibt.<sup>5)</sup>

Nicht völlig geklärt ist die verschieden tiefe Einwirkung des Kupferzusatzes auf die Hauptstahlsorten, Thomasstahl und Siemens-Martin Stahl. Während nach Abb. 2 der Kupferzusatz den Thomasstahl besonders gegen Gewichtsverlust schützt, stehen mir neue eigene Versuche zur Verfügung, nach denen die Widerstandsfähigkeit von gekupfertem Siemens-Martin Stahl gegen schwache Säuren — 1%ige Schwefel- oder Salzsäure — wesentlich größer ist als die von Thomasstahl. Es ist möglich, daß die Art der

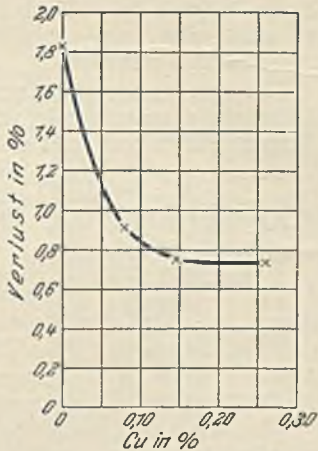


Abb. 1. Gewichtsverluste von Bessemerstahl nach F. H. Williams (1900).

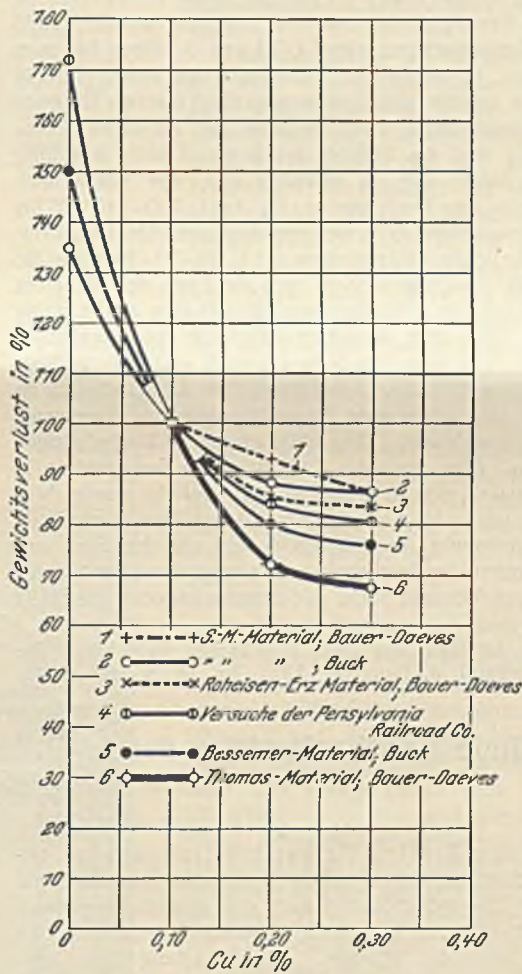


Abb. 2. Einfluß des Kupfergehaltes auf den Gewichtsverlust. Zusammenstellung der verschiedenen Versuchsergebnisse.

<sup>1)</sup> Vergl. u. a. „Die Bautechnik“ 1926, Heft 16, S. 235; Heft 47, S. 702.  
<sup>2)</sup> „Stahl und Eisen“ 1926, Nr. 52, S. 1857 bis 1863.  
<sup>3)</sup> Dr. Herweg, „Stahl und Eisen“ 1927, Nr. 12, S. 491 bis 493.  
<sup>4)</sup> Abb. 1 u. 2 aus „Stahl und Eisen“ entnommen.

<sup>5)</sup> Siehe hierzu die kurze Notiz von N. B. „Die Bautechnik“ 1926, Heft 16, S. 235 sowie „Mechanical Engineering“ 1925, Nr. 11, S. 875 bis 880.



Versuche, das gewöhnliche Abrosten oder das Abbeizen usw. von Einfluß ist.

Durch einen geringen Zusatz von Kupfer wird also nicht nur der Beginn des Verrostens hinausgeschoben, sondern auch die Zerstörung durch Rost wesentlich verzögert. Damit ist für Bauwerke, die für lange Dauer errichtet sind, natürlich nicht allzu viel geholfen. Nach wie vor wird das Hauptziel sein müssen, die Bauwerke dauernd vor Rostansatz zu schützen, d. h. man darf es eben garnicht zum Rostansetzen kommen lassen. Das erzielt man zurzeit bei Brücken und Hochbauten aus Eisen und Stahl durch eine gute und gründliche Reinigung in der Werkstatt, durch gute Grund- und Deckanstriche und durch eine dauernde Überwachung der fertigen Bauwerke. Lehrreich waren in dieser Hinsicht die Beobachtungen, die bei den zum Abbruch gebrachten Eisenbauten der Reichsbahn gemacht werden konnten. Die 1909 abgebaute alte Gitterbrücke über den Rhein bei Köln z. B. erwies sich in der Konstruktion und im Anstrich noch tadellos erhalten. Der in mehrfacher Lage aufgebraute Grundanstrich aus Bleimennige aus den Jahren 1858 und 1859 saß noch dicht und satt auf allen Eisenteilen, desgleichen waren die Deckanstriche aufs beste erhalten, rostige Stellen waren an den Hauptteilen nirgends vorhanden. Demgegenüber hatte sich die Konstruktion der 1914 abgebauten Bahnhofshalle vom Bahnhof Friedrichstraße in Berlin, wie jetzt bekannt wird, weniger gut gehalten.<sup>9)</sup> Die 1881 erbaute und vielfach bewunderte schöne Halle bestand aus 16 Doppelbindern von 33,93 bis 37,11 m Spannweite, die sparsam und leicht durchgebildet als Dreigelenkbogen in Parabelform die Gleise überspannten. Das Scheitelgelenk lag rd. 20 m über S.-O., der Baustoff war Schweißisen mittlerer Güte. Die Eindeckung bestand aus Wellblech, im First war ein längslaufendes Oberlicht eingebaut. Der Anstrich des fein gegliederten Fachwerkes ist in den 33 Jahren seines Bestehens nur zweimal erneuert worden, 1895 und 1905, so daß also Zwischenräume von 14, 10 und 9 Jahren bis zum Abbruch vorhanden waren, in denen die Rauchgase von innen und die Witterung von außen ihre zerstörenden Einflüsse geltend machen konnten. Das ist auch gründlich geschehen. Die Abstände der Anstriche waren eben entschieden zu lang und die Aufsicht anscheinend nicht sorgfältig genug. Der Rostangriff nahm, wie zu erwarten war, von unten nach oben zu. Die Abrostung an den Bindergeräten, die aus L 110 · 110 · 12 bis 90 · 90 · 10 bestanden, betrug bis zu 26 % des ursprünglichen Querschnittes. Bei den leichten und zierlichen Gitterpfetten aus L 70 · 70 · 10 stieg die Abrostung sogar bis zu 46 %. Dabei war je nach der Lage der Stäbe im Bauwerk der Rostangriff an den Flanschen der Winkeleisen gleichmäßig oder auch nur einseitig. Das zum seitlichen Abschluß des Oberlichtes dienende L 60 · 60 · 8 endlich hatte stellenweise nur noch einen Querschnitt von 27,6 % der ursprünglichen Fläche. Undichtigkeiten der Dachhaut an dieser Stelle, starke und langandauernde Ansammlungen der Rauchgase usw. hatten das alles hervorgebracht. Hier hätte zweifellos kupferhaltiges Eisen besser widerstanden. Aber auch die Zerlegung der Konstruktion in kleinstes Stab- und Gitterwerk, wie es früher so sehr beliebt wurde, hilft zu rascherem Rostansatz mit. Je mehr Knoten, Anschlüsse und Stöße ein Eisenbauwerk hat, umso mehr Angriffspunkte sind für den Rost vorhanden. Das heutige Bestreben der Reichsbahnverwaltung, überall möglichst nur vollwandige Binder, geschlossene Stäbe und zusammengedrückte Stöße

<sup>9)</sup> J. Kuhnke, „Das Alteisen von zwei abgebauten Bauwerken der Berliner Stadtbahn“. Zentralbl. d. Bauverw. 1927, Nr. 14, S. 160/164.

## Das Hauptgebäude der Werftanlage der A.-G. für Dornierflugzeuge in Altenrhein bei Rorschach.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. Maier-Leibnitz, Stuttgart.

(Schluß aus Heft 33.)

c) Die beiden je 60 m breiten Werkstatthallen, die sich östlich an die Bauhalle anschließen, haben äußerlich dieselbe Form und sind zwei typische industrielle Eingeschoßbauten nach der neuerdings vielfach üblichen Bauart mit flachen (1:15 geneigten) Satteldächern und mit in den Raupenoberlichtern liegenden Bindern. Zur Erzielung der Quersteifigkeit sind die Stützen der Reihe K, der Trennungslinie der beiden Hallen, in der Richtung West-Ost eingespannt und zweiestlig ausgeführt (Abb. 1b). Die anderen Stützen (G—J und L—O) sind als Pendelstützen aufzufassen. Zur Vermeidung von Wärmespannungen sind die Binder in der Stützenreihe E (der Trennungslinie zwischen den Werkstatthallen und der Bauhalle) ebenfalls auf 1 m hohen Druckpendeln gelagert, die, wie Abb. 12 zeigt, zwischen die U-Eisen der Stützen F eingeschaltet sind. Da die Stützen der Reihen B und K als unverschieblich anzusehen sind, ergibt sich bei  $\pm 30^\circ$  gegenüber der Aufstellungstemperatur ein Ausschlag des oberen Pendelgelenkes von  $\pm 3,4$  cm aus der Achse der Stützen F. Die Binder sind Fachwerkgerberträger von 2,20 m Systemhöhe. Für die Ausbildung der Gelenke gilt das oben bei den Bauhallen Gesagte.

Der Winddruck auf die Oberlichter und auf die nördlichen und südlichen Giebelwände geht teilweise durch die Pfetten auf 30 m weit ge-

zu verwenden, ist daher nur lobend anzuerkennen. Eine Zergliederung der Konstruktion, wie sie z. B. bei den großen Leipziger Bahnhofshallen bis ins Übermaß getrieben worden ist, dürfte heute ein überwundener Standpunkt sein.

Nach Daeves sind in den Vereinigten Staaten im Jahre 1925 schon über 1 Million Tonnen gekupferter Stahl erzeugt worden. Es wäre also an der Zeit, daß man auch in Deutschland zur weitgehenden Verwendung solchen Stahles schritte. Daeves hält jede Verwendung von Stahl mit unter 0,2% Kupfergehalt an Stellen, wo er den Witterungsangriffen oder Rauchgasen ausgesetzt ist, für eine volkswirtschaftliche Verschwendung. Es ist daher letzten Endes die Frage zu stellen, was gewonnen wird, wenn man auch bei uns zur allgemeinen Verwendung gekupferter Stahles überginge.

Da, wie oben gezeigt, Anstriche nach wie vor nicht entbehrt werden können, kämen m. E. etwa folgende Ersparnisse in Frage:

Bei der Herstellung vielleicht das Reinigen in der Werkstatt, desgl. das sogenannte Vorölen in der Werkstatt, indem der Grundanstrich unmittelbar auf das trockene Eisen aufgebracht wird, schließlich im späteren Betriebe des fertigen Bauwerkes eine Erneuerung der Deckanstriche in größeren Zeitspannen als bisher üblich.

Zurzeit kostet bei einer schweren Brücke:

das Reinigen . . . . .	} an Löhnen	etwa	0,50 R.-M./t
das Vorölen . . . . .		"	1,10 "
der Grundanstrich in Bleimennige . . . . .		allein	2,90 "
		Sc.	4,50 R.-M./t
			4,20 "
		Sc.	8,70 R.-M./t.

hierzu die Stoffe Öl, Farbe usw.

Es könnten somit in der Werkstatt gespart werden

$$0,50 + 1,10 + \text{Öl } (0,50 \text{ R.-M./t}) = 2,10 \text{ R.-M./t.}$$

Ein zweimaliger guter Deckanstrich in Leinölfarbe kostet heute 6 bis 8 R.-M./t. Er muß in den Industriegebenden etwa alle 5 bis 6 Jahre erneuert werden.

Das Ergebnis wäre also:

Einmalige Ersparnis in der Werkstatt bei Verwendung von Cu-Stahl, . . . . .	2,10 R.-M./t
dauernde Ersparnis beim fertigen Bauwerk, wenn der Deckanstrich statt alle 5 Jahre nur alle 10 Jahre erneuert wird: 0,6 bis 0,8 R.-M./t = rd. 10 bis 13 R.-M./t	
Kapitalaufwand bei 6% Zinsen . . . . .	10 bis 13 R.-M./t
Gesamtergebnis somit	12 bis 15 R.-M./t.

Je nach den Werkstattbedingungen und den Annahmen ändern sich natürlich diese Zahlen, über 20 R.-M./t Ersparnis wird man aber bei uns kaum kommen. Demgegenüber stehen der Mehrpreis des gekupferter Stahles durch den Zusatz an Kupfer und die Erschwernisse — sorgfältigere Überwachung, gesonderte Lagerung, eingehendere Prüfung usw. —, die alle legierten Stähle bei ihrer Herstellung erfordern. Rechnet man diesen Aufpreis bei 0,25 bis 0,30% Kupferzusatz zu 12 bis 15 R.-M./t, so würde also noch ein kleines Plus zugunsten der Verwendung des neuen Stahles verbleiben.

Es wäre zu begrüßen, wenn auch von anderer Seite zu dieser Frage Stellung genommen würde. Sie ist aller Erwägung bei unseren vielen Bauten in Eisen und Stahl wert.

spannte parabelförmige Windträger, die unter den Dachflächen liegen, und von dort in die Zweigelenkrahmen F6—F7; H6—H7; K6—K7; M6—M7 sowie in die Längswand der Reihe O. Die Windträger und die Windportale westlich der Reihe K sind aus Abb. 13 zu ersehen.

Das vorstehend beschriebene Eisenbauwerk im Gesamtgewichte von 800 t wurde von der A.-G. für Dornier-Flugzeuge in Altenrhein bei Rorschach der Firma B. Seibert G. m. b. H., Saarbrücken zur Ausführung übertragen, und zwar nach einem regen Wettbewerb eines großen Teiles der deutschen und aller schweizerischen Eisenbaufirmen. Das Bauwerk muß infolge der klaren Gesamtanordnung und seiner guten Einzelausbildung als ein Musterbeispiel eines industriellen Einzelbaues bezeichnet werden, das der Erbauerin der durch die Erstellung bedeutender Eisenbauten rühmlichst bekannten Firma Seibert alle Ehre macht.

### B) Die Oberlichter und die Rinnen.

Will man bei einem industriellen Gebäude im Laufe der Jahre keine unangenehmen Überraschungen durch große Kosten, die von Unterhaltungsarbeiten herrühren und dadurch bedingte Betriebsstörungen erfahren, so empfiehlt es sich, bei der Wahl der Dachhaut und ihrer Ausbildung so sorgfältig als möglich vorzugehen. Namentlich bei Oberlichtern und



Wasserableitungsvorrichtungen wurden in letzter Zeit bei vielen industriellen Bauten recht unangenehme Erfahrungen gemacht, die darauf zurückzuführen sind, daß beim Bau auf die Korrosionsgefahr der Metalle zu wenig geachtet wurde. Nur solche Anordnungen sind als zweckmäßig zu bezeichnen, bei denen für rost sicheren Schutz der den Witterungseinflüssen und dem Schwitzwasser ausgesetzten Eisenteile und dafür gesorgt ist, daß durch

Sprosse und Auflagerstreifen (vielfach Blei!) verhindert. Die Deckschienen wurden aus Drahtglas hergestellt, wobei gegenüber der vielfach üblichen Ausführung in verzinktem Eisenblech die Vorzüge der Rostsicherheit, homogener Durchbildung der äußeren Dachhaut und weniger Glasbruch infolge der elastischeren Überdeckung der Glastafeln anzuführen ist. Die Glasdeckschienen sind an jeder Befestigungsschraube gestoßen. Diese werden so befestigt, wie es die Abb. 14 zeigt, ohne daß ein Loch in der Sprosse vorgesehen werden muß. Zur besseren Isolierung ist unter die Glasdeckschienen noch ein Ruberoidstreifen gelegt.

Die First- und Traufausbildung der Oberlichter der Werkstatthallen und der Montagehalle ist in Abb. 14 u. 15 dargestellt. Die Betonzarge und der Binderobergurt werden mit einer Holzaufgabe versehen, um die Sprossen unabhängig von den Eisenkonstruktionen verlegen und um die Dachpappe an der Traufe an das Holz annageln zu können. Zu beachten sind die zeichnerisch dargestellten Einzelteile: Glashalter, Traufabschlußblech, Zargeneinfassung (je verzinktes Eisenblech), Sprossenschuh, der das mit der Betonzarge eingelassene Holz umfaßt und an dem leicht Ungleichmäßigkeiten der Unterkonstruktion vor der Montierung des Oberlichtes ausgeglichen werden können. Der bei freitragenden Raupenoberlichtern übliche Firstwinkel ist hier unnötig, weil die Sprossen auf dem eisernen Unterbau aufgelagert werden können. Das winkelförmige Firstblech besteht wegen seiner späteren schwierigen Zugänglichkeit aus Kupfer. Unter dem Firstblech liegt ebenfalls ein Ruberoidstreifen.

Die Ausbildung der bei den großen Breitenabmessungen nicht vermeidbaren Zwischenrinne der Werkstatthalle ist in Abb. 16 dargestellt. Bei der Bemessung des Querschnitts und des Gefälles solcher Zwischenrinnen kann man mit Rücksicht auf den großen Schaden, den einbrechendes Regenwasser an den Betriebseinrichtungen und an den Waren verursachen kann, gar nicht weit genug gehen. Die für die Abmessungen städtischer Kanalnetze zugrunde gelegten Regenmengen genügen hier meist nicht. Auch bei solchen Rinnen kann eine mangelhafte Ausführung später sich sehr unangenehm bemerkbar machen. Im vorliegenden Fall ist eine Rinne aus verzinktem Eisenblech (1,5 mm st.) gewählt. Dieser Baustoff ist haltbarer als reines Zink und zeigt kleinere Wärmedehnungen. Die Blechstöße sind wasserdicht genietet, nicht gelötet, da an den Lotstellen wegen der dort vorhandenen Säurerückstände erfahrungsgemäß zuerst Korrosionserscheinungen auftreten. Die ganze Rinne muß den Temperaturschwankungen folgen können. Sie liegt lose auf ihrer Holzunterlage und kann sich in den Rinnenhaken in der Längsrichtung verschieben. Die Rinne ist ebenfalls von der Firma J. Eberspächer ausgeführt worden.

**C. Die Gründung des beschriebenen Gebäudes**

wurde durch die Firma Ed. Züblin & Cie., A.-G., Zürich, ausgeführt, wobei einschließlich für diejenige des anfangs erwähnten Heizhauses zusammen 12 000 m Eisenbetonpfähle Bauart „Züblin“ von 26 und 34 cm Durchm. des einbeschriebenen Kreises, Fünfeckprofile, gerammt wurden. Die Pfähle hatten eine Länge von 7 bis 12 m. Die Proberammungen und die Probelastungen haben derart schlechte Untergrundverhältnisse gezeigt, daß auf Grund der Ergebnisse nur mit sehr geringen Pfahl lasten gerechnet werden durfte. Die kleinen und kurzen Pfähle wurden i. M. mit 7 t, die großen und langen Pfähle i. M. mit 11 t belastet. Abb. 17 zeigt im Vordergrund einige Pfeilerfundamente mit Pfählen der Werkstatthallen.

**D. Heizungsanlage.**

Bei einem Industrie einzelbau soll unter den verschiedenen bautechnischen Ausführungsmöglichkeiten diejenige ausgewählt werden, bei der die Betriebskosten im weiteren Sinn einen Kleinstwert darstellen. Dazu gehören die Heizungskosten, über die der Entwurfsverfasser industrieller Anlagen sich von vornherein klar sein muß. Im vorliegenden Falle war für die Wahl und Ausführung der Heizungsanlage, die von Gebrüder Sulzer hergestellt wurde, folgendes maßgebend.

Die beschriebenen vier Hallenbauten, die bei einer Grundfläche von rd. 14 200 m<sup>2</sup> einen Inhalt von rd. 130 000 m<sup>3</sup> besitzen, haben verhältnismäßig stark wärmedurchlässige Wände mit außergewöhnlich großen Toröffnungen und in den Dächern zahlreiche Oberlichter (Abb. 1). Es war daher auf ein geringes Wärmespeichungsvermögen und ein rasches

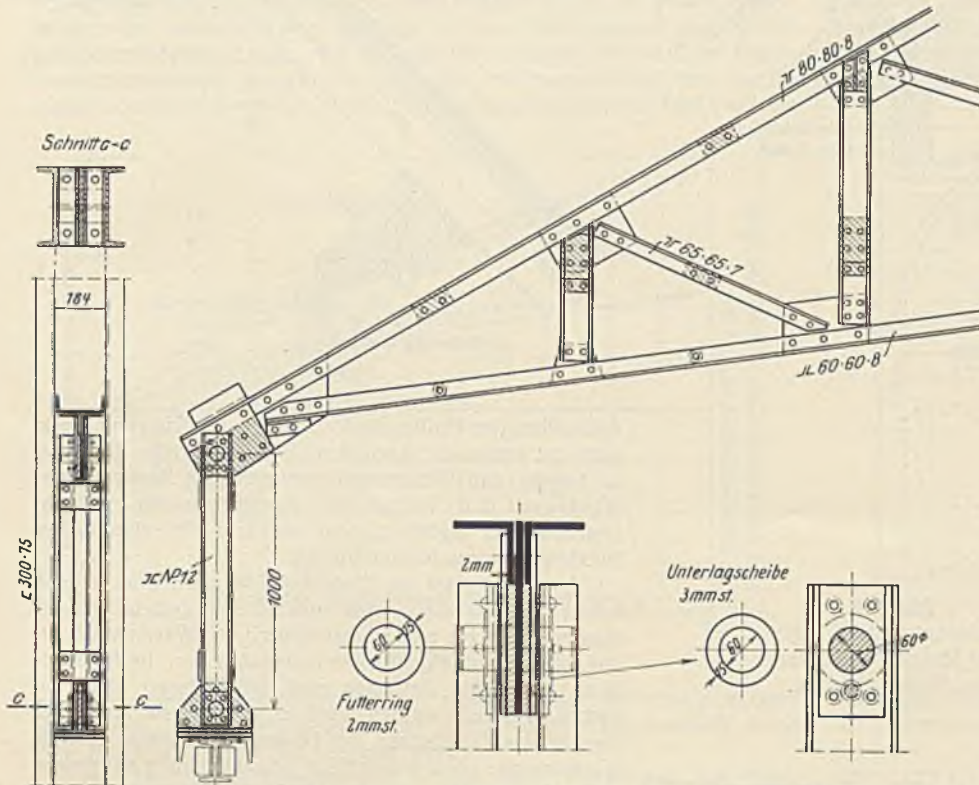


Abb. 12. Auflagerung der Binder der Werkstatthallen in den Stützen der Reihe F.

Berührung verschiedener Metalle, z. B. Blei und Eisen, Zink und Kupfer unter Hinzutritt angesäuerten Wassers keine metallzerstörenden chemischen Einflüsse entstehen. Kleine Mengen metallzerstörender Säuren sind überall, namentlich in der Nähe von industriellen Werken vorhanden. Für die raupenförmigen Oberlichter der vier Hallen wurden die altbewährten geschlossenen Rinnensprossen Bauart Wema von J. Eberspächer gewählt.

mangelhafte Ausführung später sich sehr unangenehm bemerkbar machen. Im vorliegenden Fall ist eine Rinne aus verzinktem Eisenblech (1,5 mm st.) gewählt. Dieser Baustoff ist haltbarer als reines Zink und zeigt kleinere Wärmedehnungen. Die Blechstöße sind wasserdicht genietet, nicht gelötet, da an den Lotstellen wegen der dort vorhandenen Säurerückstände erfahrungsgemäß zuerst Korrosionserscheinungen auftreten. Die ganze Rinne muß den Temperaturschwankungen folgen können. Sie liegt lose auf ihrer Holzunterlage und kann sich in den Rinnenhaken in der Längsrichtung verschieben. Die Rinne ist ebenfalls von der Firma J. Eberspächer ausgeführt worden.

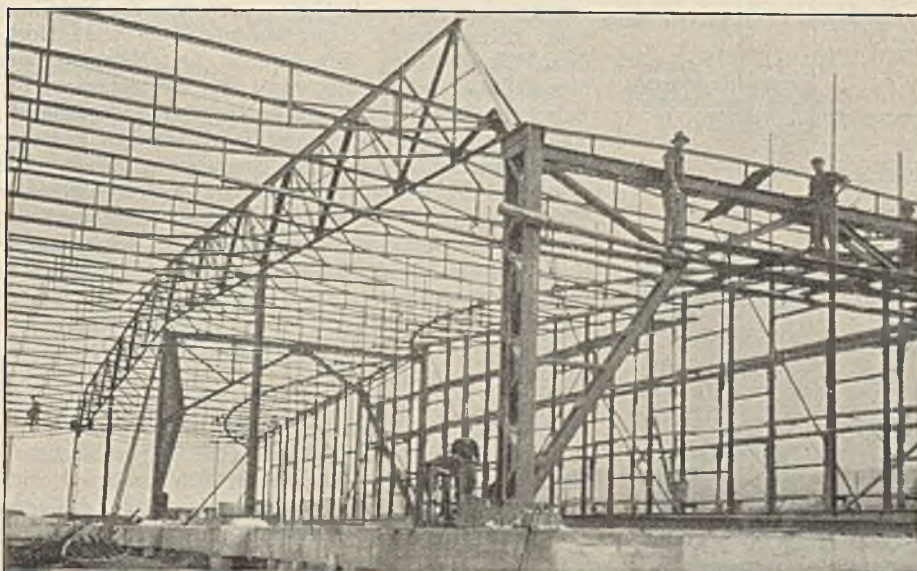


Abb. 13. Gerippe der Werkstatthallen von K-O, Reihe 6 und 7 mit parabelförmigen Windverbänden und Zweigelenkrahmen von K6-K7 und M6-M7.

Was den Rostschutz anbelangt, so begnügte man sich im vorliegenden Fall in Anbetracht des verhältnismäßig ruß- und staubfreien Betriebes in den Hallen mit einem bewährten Rostschutzfarbanstrich. Bei einem für später in Aussicht genommenen Gießereianbau wird aber ein wirkungsvollerer Rostschutz der Sprossen durch das neuerdings vervollkommnete Emaillieren oder galvanische Verbleien nicht zu umgehen sein. Die Glasauflage geschieht durch eine Triolinschnur, weil diese gegen Wärmeverluste gut isoliert und die erwähnten elektrolytischen Vorgänge zwischen



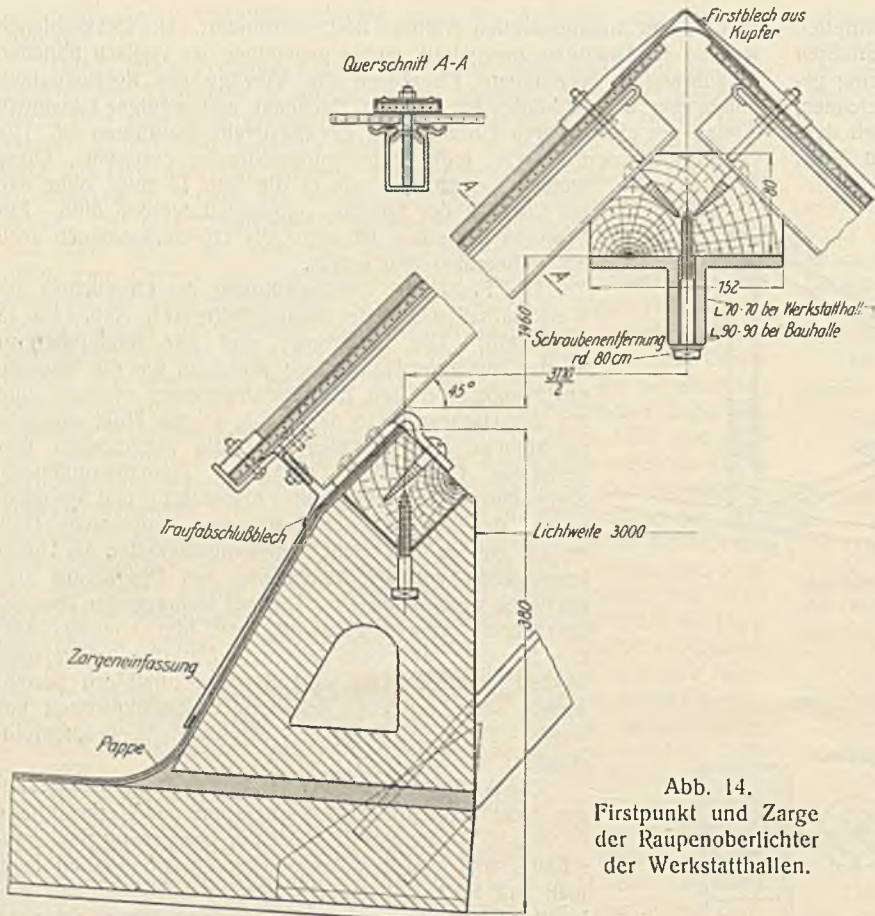


Abb. 14. Firstpunkt und Zarge der Raupenoberlichter der Werkstatthallen.

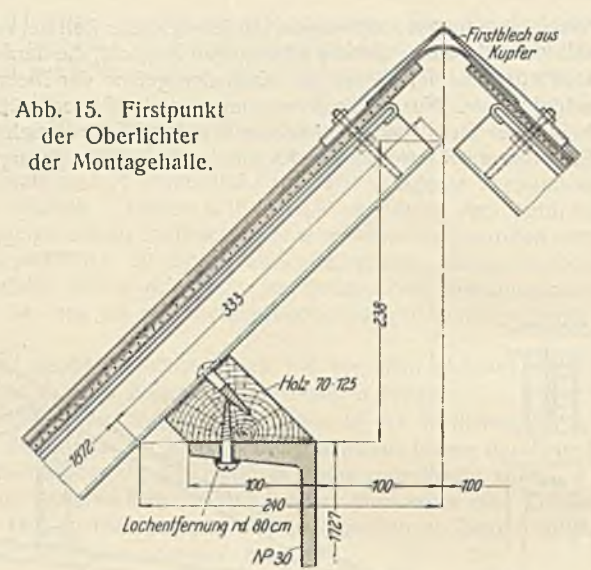


Abb. 15. Firstpunkt der Oberlichter der Montagehalle.

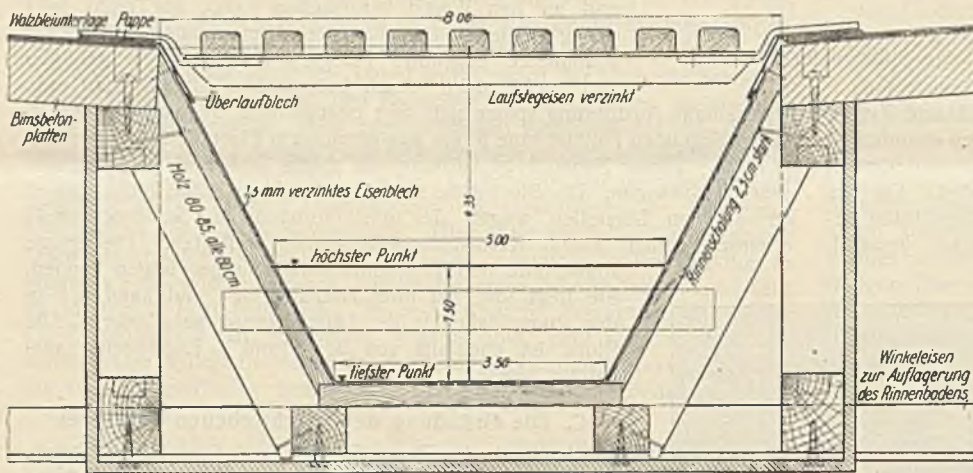


Abb. 16. Zwischenrinne der Werkstatthallen.

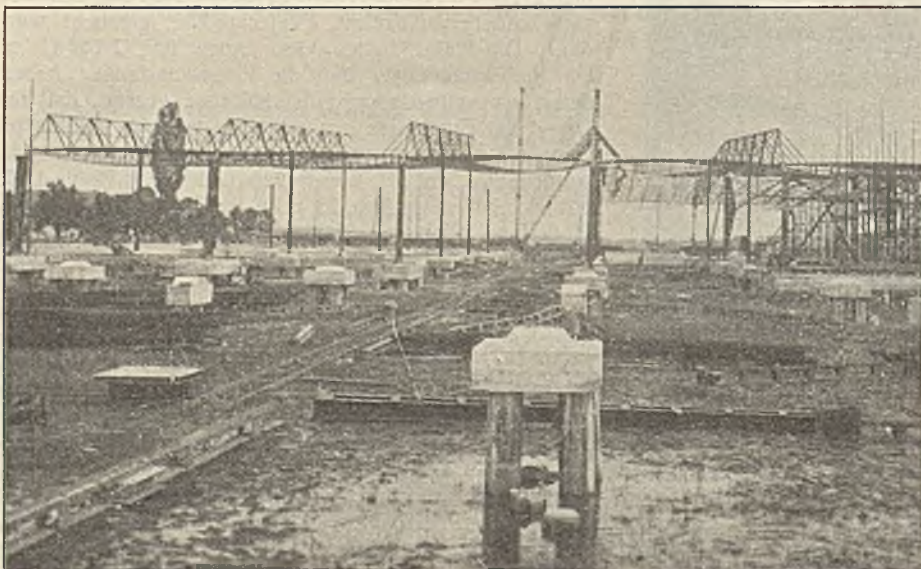


Abb. 17. Längsansicht des Gerippes der Werkstatthallen von K bis O mit Pfahlfundamenten im Vordergrund.

Auskühlen der Hallen nach Abstellen der Heizung Rücksicht zu nehmen. Auch war dem Umstande Rechnung zu tragen, daß Witterungsänderungen wie Sonnenschein, Wind usw. den Verlauf der Innentemperatur und das Heizbedürfnis tagsüber, also während des eigentlichen Heizbetriebes rasch beeinflussen.

Im Gegensatz zu Flugzeughallen, die dem eigentlichen Flugbetriebe dienen und ständig beheizt werden müssen, liegt für eine Flugzeugwerft ein Wärmebedürfnis nur während der eigentlichen Arbeitszeit vor. Im Interesse eines sparsamen Betriebes muß die Heizung nicht nur nachts abgestellt werden können, sondern sie muß auch die für das Hochheizen der Hallen erforderliche erhöhte Wärmemenge ohne übermäßige Beanspruchung aufbringen und sich tagsüber dem wechselnden Wärmebedarf anpassen können.

Die wirtschaftlichste Heizungsweise erfordert ein schnelles Hochheizen, damit während der Anheizzeit möglichst wenig Wärme verloren geht. Zudem muß die Heizung selbst eine geringe Trägheit haben, damit beim Abstellen nach Arbeitsschluß keine überflüssige und unwirtschaftliche Nachheizwirkung auftritt. Da außerhalb der Heizperiode kein Wärmebedarf vorliegt und die elektrische Energie zu günstigen Bedingungen von auswärts bezogen werden kann, wurde von der Erstellung eines Heizkraftwerks abgesehen und eine reine Hochdruck-Dampfheizung ausgeführt. Als Dampferzeuger dienen Sulzer-Retourenkessel, die zur Aufnahme der Belastungsschwankungen einen genügenden Wasserinhalt, eine Innenfeuerung mit langen Rauchgaswegen und eine verhältnismäßig leichte Kesseleinmauerung haben. Die von Hand bedienbare Planrostfeuerung ist zunächst für Kohle eingerichtet worden, läßt sich aber auch für Koks, allenfalls für Holzabfälle verwenden. Drei solche Sulzer-Kessel von je 110 m<sup>2</sup> Heizfläche sind in dem etwa 30 m von der Haupthalle entfernten Kesselhaus aufgestellt; der Betriebsüberdruck beträgt 8 at. Der Platz für einen vierten Kessel ist für den Fall einer späteren Erweiterung der Anlage vorgesehen.

Da die Kaminhöhe mit Rücksicht auf den Flugbetrieb beschränkt werden mußte, wurde zur Unterstützung des natürlichen Zuges eine Saugzuganlage erstellt, mit Hilfe deren die Kessel sich rasch auf volle Leistung bringen lassen, was besonders beim Anheizen vorteilhaft ist. In die Saugzuganlage kann zur Ausnutzung der in den Rauchgasen enthaltenen Wärme nachträglich ein Abwärme-Warmwasserkessel eingebaut werden. Dieser ist für die Pumpenwasserheizung des später zu erstellen Verwaltungsgebäudes in Aussicht genommen.

Die eigentliche Heizungsanlage arbeitet mit einem Dampfüberdruck von 2 at, so daß zwischen dem Heizdruck und dem höchsten Kesselüberdruck (8 at) ein Spielraum besteht, der alle vorkommenden Belastungsstöße aufnehmen und die Heizung einzelner kleinerer Gruppen außerhalb der eigentlichen Betriebszeit aus der Wärmereserve der Kessel bestreiten kann.

Das Diagramm 1 (Abb. 18) veranschaulicht die Stoßleistungen, die die erwähnten Kessel-Typen aus ihrem



Speicherungsvermögen ohne Forcierung der Feuerung abgeben können, und zwar auf die normale Dauerleistung der Feuerung bezogen.

Zur Speisung der Kessel dient eine durch eine Sulzer-Dampfturbine angetriebene Sulzer-Zentrifugalpumpe. Der Abdampf der Turbine wird zur Vorwärmung des Speisewassers benutzt. Um die Wärmeverluste zu vermindern, ist zur Ausnutzung der im Kondenswasserbehälter sich bildenden Schwadendämpfe ein Warmwasserapparat aufgestellt, der die großen Waschanlagen mit warmem Wasser versorgt. In einer in den Apparat eingebauten besonderen Heizschlange wird auch der überschüssige Abdampf der Turbo-Kesselspeisepumpe ausgenutzt, der nicht zur Vorwärmung des Speisewassers verwendet werden kann. Für die Betriebskontrolle sind vorläufig

geordnet sind, daß in den hohen Hallen eine sehr günstige Wärmeverteilung und ein hoher Raumwirkungsgrad der Heizung erreicht wird. In dem beschriebenen Hauptgebäude sind 19 solcher Heizapparate verteilt, mit einer Gesamtleistung von rd. 2 500 000 W.-E./Std. Durch Anordnung von unmittelbaren Heizflächen, besonders an den Außenwänden, wird die Luftheizung wirksam ergänzt; die Umluft-Apparate können nach dem Aufheizen der Räume und in den Übergangszeiten teilweise abgestellt werden. Die Dampfverteilungen haben dabei als unmittelbare Heizfläche verwendet werden können.

Das Diagramm 2 (Abb. 19) zeigt den Raumtemperaturverlauf einer

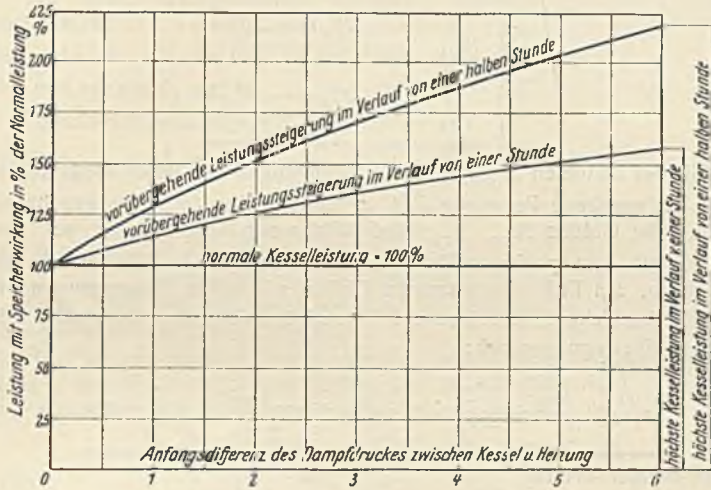


Abb. 18.

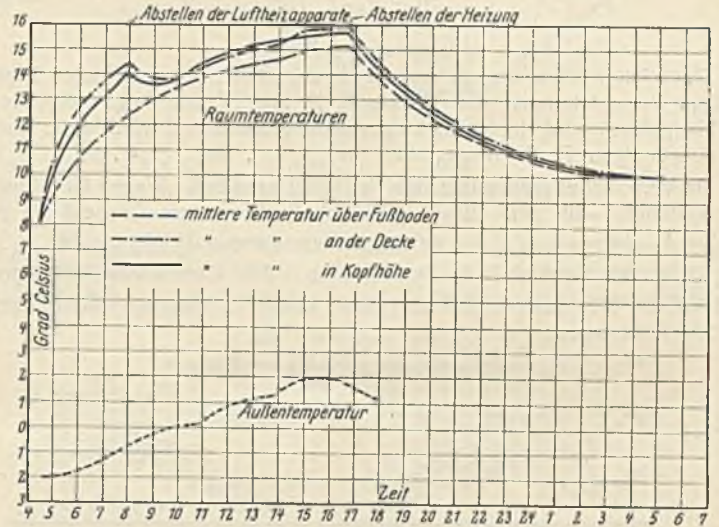


Abb. 19.

eine selbsttätige Kohlenwage und ein registrierender Speisewassermesser vorgesehen, die beim Vollausbau der Kesselanlage wahrscheinlich durch eine Rauchgas-Prüferanlage ergänzt werden.

Die Hauptwärmebedarfstellen werden vom Kesselhaus aus durch Gruppenleitungen bedient, so daß der Kesselwärter mit Hilfe der Fernthermometer die ganze Heizanlage zu überwachen in der Lage ist. Die Verbindungsleitungen zwischen der Zentrale und den zu beheizenden Gebäuden liegen in einem unterirdischen Betonkanal; die Dampfleitungen sind mit 50 mm starken Diatomit-Schalen, die Kondenswasserleitungen mit 30 mm dicken Kork-Schalen isoliert.

Für die Großraumheizung sind neben unmittelbar wirkenden Heizflächen Dampf-Luftheizapparate aufgestellt, die so bemessen und an-

derartigen Großraum(Hallen)heizung; die Zeiten sind darin als Abszissen, die Temperaturen als Ordinaten aufgetragen. Die oberen Kurven gelten für die Innen-, die untere gilt für die Außentemperatur. Die Luftheizapparate waren von 4,30 bis 8 Uhr in Betrieb, nachher genügt die Wärmeabgabe der unmittelbaren Heizfläche. Das Steigen der Außentemperatur macht sich sofort an der Innentemperatur bemerkbar, umgekehrt auch das Abstellen der Heizung um 17 Uhr. Bemerkenswert ist der geringe Unterschied zwischen der Boden- und der Deckentemperatur, die im Durchschnitt unter 1° bleibt.

Als wichtig sei noch erwähnt, daß im vorliegenden Falle die gesamte, von den unmittelbaren Heizflächen und den Luftheizapparaten abgegebene Wärmemenge 3 500 000 W.-E./Std. beträgt und daß rd. 2400 lfd. m Rohrleitungen für die Heizung verlegt worden sind.

### Berechnung gewölbter Talbrücken auf hohen, elastischen Pfeilern bei räumlichem Kraftangriff mittels des Formänderungsverfahrens.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Ing. Robert Schwarz, Konstrukteur der Deutschen Technischen Hochschule in Brünn.

(Fortsetzung aus Heft 32.)

#### b) Teilsystem 2 (I—B).

Mit den Tabellen Ia, Ib u. III sind die Größen  $[k']$ ,  $[k'']$  für die Knotenpunktgleichung III nach Gl. 29 wie folgt gegeben. Bewegt sich der linke Kämpfer von Punkt III mit  $\Delta q_x^{III} = 1$  und wird zunächst der benachbarte Knotenpunkt II festgehalten, so werden zum Hervorbringen der genannten Bewegung die in Tabelle Ia (1. Zeile untere Zeichen) gegebenen Werte  $k'_{xx}$ ,  $k'_{yx}$ ,  $k'_{zx}$  erforderlich. Wird Knoten II freigemacht und Kämpfer III in der verschobenen Stellung festgehalten, dann bewegt sich II mit den in Tabelle III (Zeile 1) angegebenen Verschiebungen  $\Delta \xi_{III,x}$ ,  $\Delta \eta_{III,x}$ ,  $\Delta \zeta_{III,x}$ . Soll bei diesen Bewegungen von II Punkt III unbeweglich verbleiben, so müssen im Punkte III die Größen  $h_{xx}$ ,  $h_{yx}$ ,  $h_{zx}$  zur Wirkung gelangen. Für die Bewegungseinheiten von II sind die erforderlichen Festhaltungskräfte  $m_x'$ ,  $m_y'$ ,  $m_z'$  mit Tabelle Ib (untere Zeichen) gegeben. Für die obengenannten auftretenden Bewegungen  $\Delta \xi \dots$  von Punkt II ergeben sich die Festhaltungsgrößen  $h_{xx}$ ,  $h_{yx}$ ,  $h_{zx}$  durch Multiplikation von Zeile 1, Tabelle Ib mal  $\Delta \xi_{III,x}$ , Zeile 2 mal  $\Delta \eta_{III,x}$ , Zeile 3 mal  $\Delta \zeta_{III,x}$  und Summierung der einzelnen Spalten der multiplizierten Tabelle Ib. Die Zusammenlegung mit den Werten  $k'$  der Tabelle Ia liefert die gesuchten Kräfte  $[k']_I$  des linken Kämpfers III bei freibeweglichem Nachbarknoten II. In gleicher Weise wird auch  $[k']_I$  für die Bewegungseinheit des rechten Kämpfers III berechnet. Die nebenstehende Gl. 29 drückt den oben geschilderten Rechnungsvorgang aus.

Die eben bestimmten Wirkungen  $[k']_I$ ,  $[k'']_I$  ergeben mit den Pfeilwerten  $p_{III}$  nach Gl. 27 die gesuchten Festwerte der Verbindungsgleichungen III, die wegen Symmetrie des Teilsystems in der einfachen

$$(29) \begin{cases} [k'_x(x, y, z)]_I = k'_x(x, y, z) + m_{xx} \Delta \xi_{III}(x, y, z) + m_{xy} \Delta \eta_{III}(x, y, z) + m_{xz} \Delta \zeta_{III}(x, y, z) = k'_x(x, y, z) + h_x(x, y, z) \\ [k'_y(x, y, z)]_I = k'_y(x, y, z) + m_{yx} \Delta \xi_{III}(x, y, z) + m_{yy} \Delta \eta_{III}(x, y, z) + m_{yz} \Delta \zeta_{III}(x, y, z) = k'_y(x, y, z) + h_y(x, y, z) \\ [k'_z(x, y, z)]_I = k'_z(x, y, z) + m_{zx} \Delta \xi_{III}(x, y, z) + m_{zy} \Delta \eta_{III}(x, y, z) + m_{zz} \Delta \zeta_{III}(x, y, z) = k'_z(x, y, z) + h_z(x, y, z) \end{cases}$$

Form 4b erscheinen. Die Lösungen dieser Gleichungen für die Festhaltungsgrößen I in Knoten III werden in einer Tabelle [II]<sub>2</sub> a) zusammengestellt. Jeder Bewegungseinheit von III entsprechen die in Tabelle III angegebenen Verschiebungen der Nachbarknoten II und IV. Demnach errechnen sich die zu den auftretenden Verschiebungen des Punktes III gehörigen Bewegungen von II und IV durch entsprechendes Multiplizieren der Tabelle III mit den Bewegungen von III und Summieren der einzelnen Spalten, wie die folgende Gl. 30 anzeigt.

$$(30) \begin{cases} \Delta q_x^{II,IV}(x, y, z) = \Delta \xi_{III,x} \Delta q_x^{III}(x, y, z) + \Delta \xi_{III,y} \Delta q_y^{III}(x, y, z) + \Delta \xi_{III,z} \Delta q_z^{III}(x, y, z) \\ \Delta q_y^{II,IV}(x, y, z) = \Delta \eta_{III,x} \Delta q_x^{III}(x, y, z) + \Delta \eta_{III,y} \Delta q_y^{III}(x, y, z) + \Delta \eta_{III,z} \Delta q_z^{III}(x, y, z) \\ \Delta q_z^{II,IV}(x, y, z) = \Delta \zeta_{III,x} \Delta q_x^{III}(x, y, z) + \Delta \zeta_{III,y} \Delta q_y^{III}(x, y, z) + \Delta \zeta_{III,z} \Delta q_z^{III}(x, y, z) \end{cases}$$

Mit diesen Werten wird Tabelle [II]<sub>2</sub> b) ergänzt.



Festhaltung	a)			b)		
	Knoten III			Knoten II obere Zeichen	Knoten IV untere Zeichen	
	III	III	III	II, IV	II, IV	II, IV
	$\mathcal{J} \varphi_x(x, y, z)$	$\mathcal{J} \varphi_y(x, y, z)$	$\mathcal{J} z_z(x, y, z)$	$\mathcal{J} \varphi_x(x, y, z)$	$\mathcal{J} \varphi_y(x, y, z)$	$\mathcal{J} z_z(x, y, z)$
$\mathfrak{M}_x = 1$	$-\mathcal{J} \varphi_{x x}$	0	$+\mathcal{J} z_{z x}$	$-\mathcal{J} \varphi_{x x}$	$+\mathcal{J} \varphi_{y x}$	$+\mathcal{J} z_{z x}$
$\mathfrak{M}_y = 1$	0	$-\mathcal{J} \varphi_{y y}$	0	$+\mathcal{J} \varphi_{x y}$	$+\mathcal{J} \varphi_{y y}$	$+\mathcal{J} z_{z y}$
$\mathfrak{B}_z = 1$	$+\mathcal{J} \varphi_{x z}$	0	$-\mathcal{J} z_{z z}$	$+\mathcal{J} \varphi_{x z}$	$+\mathcal{J} \varphi_{y z}$	$-\mathcal{J} z_{z z}$

c) System 3 (A—B).

Zunächst werden die zu den Bewegungseinheiten von Knoten I gehörigen Verschiebungen der Knoten II, III und IV wie folgt berechnet. Vorübergehend wird Knoten III eingespannt gedacht und werden die hierzu notwendigen Festhaltungsgrößen  $[m_x(x, y, z)]_1$ ,  $[m_y(x, y, z)]_1$ ,  $[m_z(x, y, z)]_1$  für die Verschiebungseinheiten des Punktes I ermittelt. Wegen Gleichheit der Systeme I—III und III—B gibt Tabelle III (untere Zeichen) die zu  $\mathcal{J} \varphi_x^1 = 1$ ,  $\mathcal{J} \varphi_y^1 = 1$ ,  $\mathcal{J} z_z^1 = 1$  gehörigen Bewegungen  $\mathcal{J} \xi_1(x, y, z)$ ,  $\mathcal{J} \eta_1(x, y, z)$ ,  $\mathcal{J} \zeta_1(x, y, z)$  des Punktes II in System 1 an. Mit diesen Verschiebungen und Tabelle I b) (untere Zeichen) sind obige Spannungswerte nach Gl. 29a festzulegen.

$$(29a) \begin{cases} [m_x(x, y, z)]_1 = m_{xx} \mathcal{J} \xi_1(x, y, z) + m_{xy} \mathcal{J} \eta_1(x, y, z) + m_{xz} \mathcal{J} \zeta_1(x, y, z) \\ [m_y(x, y, z)]_1 = m_{yx} \mathcal{J} \xi_1(x, y, z) + m_{yy} \mathcal{J} \eta_1(x, y, z) + m_{yz} \mathcal{J} \zeta_1(x, y, z) \\ [m_z(x, y, z)]_1 = m_{zx} \mathcal{J} \xi_1(x, y, z) + m_{zy} \mathcal{J} \eta_1(x, y, z) + m_{zz} \mathcal{J} \zeta_1(x, y, z) \end{cases}$$

Wird nun Knoten III freigemacht, so wirken die oben bestimmten Einspannungsgrößen in entgegengesetztem Sinne auf System 2 ein und verursachen Bewegungen der freien Punkte II, III und IV, die sinngemäß mit Tabelle III<sub>2</sub> ermittelt werden können. Gl. 28a gibt die endgültigen Verschiebungen durch Zusammenlegung der beiden Bewegungsabschnitte von System 1 und 2 an.

$$(28a) \begin{cases} \mathcal{J} \xi_1(x, y, z)_2 = \mathcal{J} \xi_1(x, y, z) + \mathcal{J} \varphi_{xx} [m_x(x, y, z)]_1 + \mathcal{J} \varphi_{xy} [m_y(x, y, z)]_1 + \mathcal{J} \varphi_{xz} [m_z(x, y, z)]_1 \\ \mathcal{J} \eta_1(x, y, z)_2 = \mathcal{J} \eta_1(x, y, z) + \mathcal{J} \varphi_{yx} [m_x(x, y, z)]_1 + \mathcal{J} \varphi_{yy} [m_y(x, y, z)]_1 + \mathcal{J} \varphi_{yz} [m_z(x, y, z)]_1 \\ \mathcal{J} \zeta_1(x, y, z)_2 = \mathcal{J} \zeta_1(x, y, z) + \mathcal{J} z_{zx} [m_x(x, y, z)]_1 + \mathcal{J} z_{zy} [m_y(x, y, z)]_1 + \mathcal{J} z_{zz} [m_z(x, y, z)]_1 \end{cases}$$

Bei Knotenpunkt III u. IV sind die Werte  $\mathcal{J} \xi_1$ ,  $\mathcal{J} \eta_1$ ,  $\mathcal{J} \zeta_1$  Null zu setzen, da die Festhaltung von III die Bewegungsförderung unterbindet. In einer Tabelle III<sub>2</sub> werden die zu  $\mathcal{J} \varphi_x^1 = 1$ ,  $\mathcal{J} \varphi_y^1 = 1$ ,  $\mathcal{J} z_z^1 = 1$  zugeordneten Verschiebungen der Knoten II, III und IV angeschrieben.

Festwerte der Knotenpunktgleichung I. Die den Bewegungseinheiten von I entsprechenden Wirkungen  $[k'']_2$  auf den rechten Kämpfer I bei freiem Punkte II sind mit Gl. 29 bestimmt. Die Größen  $\mathcal{J} \xi_1(x, y, z)$ ,  $\mathcal{J} \eta_1(x, y, z)$ ,  $\mathcal{J} z_1(x, y, z)$  für den Nachbarknoten II sind hierbei der Tabelle III<sub>2</sub>, die übrigen Werte sinngemäß aus den Tabellen 1a und 1b zu entnehmen. Mit  $[k'']_2$  für System 2 und  $k'$  für das linke beiderseits eingespannte Teilsystem (A—I) sowie den Pfeilerwerten  $p_1$  sind die Festwerte der Gleichungen für Punkt I in der Form 4a gegeben.

Die einzelnen zu untersuchenden Belastungsfälle werden nun nach den eben aufgestellten Gleichungen für die Knoten II, IV, III und I in folgender Weise berechnet. Man ermittelt zunächst für den vorliegenden Belastungsfall die Festhaltungswerte aller Knoten I bis IV des Grundsystems (alle Knotenpunkte unbeweglich) und findet mit den Gl. II und IV oder mit Tabelle II die Bewegungen der freien Punkte II, IV des Systems 1. Nun folgt die Ermittlung der Einspannung des festen Knotens III bei freien Nachbarknoten II, IV, und damit sind die Verschiebungen der Knoten II, III und IV des Systems 2 nach Tabelle III<sub>2</sub> oder zum Teil aus den Gl. III zu berechnen. Sodann werden nach Festlegung der Spannungswerte des letzten festgehaltenen Punktes I die Verschiebungen der Knoten I bis IV durch Lösen der Knotenpunktgleichung I und Tabelle III<sub>2</sub> ermittelt. Die Zusammenlegung der drei eben geschilderten Bewegungszustände ergibt die endgültigen Knotenpunktverschiebungen der Bogenreihe unter der gegebenen Belastung.

IV. Die Spannungswerte  $\mathfrak{M}_x$ ,  $\mathfrak{M}_y$ ,  $\mathfrak{B}_z$  des Grundsystems für gegebene Belastungen.

1. Pfeiler.

Die Einspannung des Pfeilerkopfes erfordert, sobald nur Biegemomente und Querkräfte in Betracht gezogen werden, die Größen  $\mathfrak{M}_{xp}$ ,  $\mathfrak{B}_{zp}$ , die sich für beliebige Belastung mit folgenden Gleichungen errechnen lassen.

$$(31) \begin{cases} \mathfrak{M}_{xp} = -\frac{\mathcal{J}_{xp}^0 b + \mathcal{J}_{zp}^0 a}{bc - a^2} \\ \mathfrak{B}_{zp} = -\frac{\mathcal{J}_{zp}^0 c - \mathcal{J}_{xp}^0 b}{bc - a^2} \end{cases}$$

Hierbei bedeuten  $\mathcal{J}_{xp}^0$ ,  $\mathcal{J}_{zp}^0$  die Bewegungen des freien Pfeilerkopfes durch die gegebene Belastung  $a$ ,  $b$ ,  $c$ , die mit den Gl. 9, 9a gegebenen Werte. Die Größen  $\mathfrak{M}_{xp}$ ,  $\mathfrak{B}_{zp}$  sind Wirkungen vom Knoten auf den Pfeiler, mit dem positiven Richtungssinn nach Abb. 1. Werden die auf den freien, am Fuß eingespannten Pfeiler wirkenden Biegemomente mit  $\mathfrak{M}_{xp}^0$  bezeichnet, so folgen bei Vernachlässigung der Querkräfte die Pfeilerkopfbewegungen mit:

$$(32) \mathcal{J}_{xp}^0 = \int_0^H \mathfrak{M}_{xp}^0 \frac{dy}{E J_p}; \quad \mathcal{J}_{zp}^0 = -\int_0^H \mathfrak{M}_{xp}^0 \cdot \frac{y}{E J_p} \cdot dy$$

bei konstanter Teilung

$$(32a) \mathcal{J}_{xp}^0 = \frac{\mu_p}{E} \cdot \sum_0^m \mathfrak{M}_{xp}^0; \quad \mathcal{J}_{zp}^0 = -\frac{\mu_p}{E} \cdot \sum_0^m \mathfrak{M}_{xp}^0 y.$$

Besteht im Pfeiler in der Richtung senkrecht zur Brückenlängsachse zwischen vorderer und rückwärtiger Pfeileroberfläche ein Temperaturunterschied  $\mathcal{J}t = t_v - t_r > 0$ , so entsteht, falls  $\mathcal{J}t$  langs des ganzen Pfeilers den gleichen Wert beibehält und eine lineare Temperaturverteilung im Innern angenommen wird,

$$(33) \mathcal{J}_{xp}^0 = \omega \mathcal{J}t \int_0^H \frac{dy}{h}; \quad \mathcal{J}_{zp}^0 = -\omega \mathcal{J}t \int_0^H \frac{y}{h} dy$$

oder

$$(33a) \mathcal{J}_{xp}^0 = \omega \mathcal{J}t \sum_0^m \frac{\mathcal{J}y}{h}; \quad \mathcal{J}_{zp}^0 = -\omega \mathcal{J}t \sum_0^m \frac{y}{h} \mathcal{J}y.$$

Hierbei bedeutet  $\omega$  die Wärmedehnungszahl,  $h$  die Pfeilerabmessung senkrecht zur Tragwand der Bogenreihe.

2. Spannungswerte  $\mathfrak{M}_{xb}$ ,  $\mathfrak{M}_{yb}$ ,  $\mathfrak{B}_{zb}$  der Bogenöffnungen für verschiedene Belastungen.

Für beliebigen Lastangriff senkrecht zur Tragwand folgen obige Größen mit:

$$(34) \begin{cases} \mathfrak{M}_{xb} = \mp \mathfrak{M}_x \mp \mathfrak{X}_x \pm \mathfrak{X}_z (f - o) \\ \mathfrak{M}_{yb} = \mp \mathfrak{M}_y \mp \mathfrak{X}_y \mp \mathfrak{X}_z \cdot \frac{l}{z} \\ \mathfrak{B}_{zb} = \mp \mathfrak{B}_z \mp \mathfrak{X}_z \end{cases}$$

Richtungssinn von  $\mathfrak{M}_{xb}$ ,  $\mathfrak{M}_{yb}$ ,  $\mathfrak{B}_{zb}$  nach Abb. 1.

Die oberen Vorzeichen gelten für die rechte, die unteren für die linke Bogenhälfte. Die Werte  $\mathfrak{M}_x^0$ ,  $\mathfrak{M}_y^0$ ,  $\mathfrak{B}_z^0$  sind durch die gegebene Belastung verursacht, gehören dem freien System an und sind so wie die Größen  $\mathfrak{X}_{xyz}$  positiv gezählt.

Die statisch unbestimmten Größen  $\mathfrak{X}_{xyz}$  des eingespannten Bogenträgers folgen aus den bekannten Gleichungen<sup>13)</sup>:

$$(35) \begin{cases} \mathfrak{X}_x = n_x \cdot \frac{1}{E} \int \left( \mathfrak{M}_b^0 \sin \varphi \cdot \frac{1}{J} + \mathfrak{M}_t^0 \cos \varphi \cdot \frac{E}{G J_1} \right) ds \\ \mathfrak{X}_y = n_y \cdot \frac{1}{E} \int \left( \mathfrak{M}_b^0 \cos \varphi \cdot \frac{1}{J} + \mathfrak{M}_t^0 \sin \varphi \cdot \frac{E}{G J_1} \right) ds \\ \mathfrak{X}_z = n_z \cdot \frac{1}{E} \int \left( \mathfrak{M}_b^0 p \cdot \frac{1}{J} + \mathfrak{M}_t^0 q \cdot \frac{E}{G J_1} \right) ds \end{cases}$$

Bei konstanter Bogenteilung

$$(35a) \begin{cases} \mathfrak{X}_x = n_x \sum \left( \mathfrak{M}_b^0 \sin \varphi + \mathfrak{M}_t^0 \cos \varphi r \right) \\ \mathfrak{X}_y = n_y \sum \left( \mathfrak{M}_b^0 \cos \varphi + \mathfrak{M}_t^0 \sin \varphi r \right) \\ \mathfrak{X}_z = n_z \sum \left( \mathfrak{M}_b^0 p + \mathfrak{M}_t^0 q r \right) \end{cases}$$

<sup>13)</sup> Siehe Fußnote 4.



$M_b^0, M_t^0$  sind die durch die gegebene Belastung in einem beliebigen Bogenpunkte  $E$  des freien Systems verursachten Biegungs- und Drillungsmomente.

$$(36) \quad \begin{cases} M_b^0 = -M_x^0 \sin \varphi + M_y^0 \cos \varphi \\ M_t^0 = M_x^0 \cos \varphi + M_y^0 \sin \varphi \end{cases}$$

Hierbei sind  $M_x^0, M_y^0$  die Momente des freien Systems in der Richtung  $x$  und  $y$ . Bei symmetrischen Belastungen wird  $x_x = x_z = 0$ , so daß nur ein Biegemoment  $x_y$  resultiert; bei entgegengesetzt symmetrischen Lasten wird  $x_y = 0$  und haben nur  $x_x$  und  $x_z$  endliche Werte.

Ein Temperaturunterschied zwischen vorderer und rückwärtiger Brückenstirne  $\Delta t > 0$  verursacht bei symmetrischem Tragwerk nur einen Biegungswinkel  $\Delta y^0$  im Pole  $O$  des freien Systems, so daß  $x_x = x_z = 0$  wird und nur ein  $x_y$  auftritt. Wird gleichfalls lineare Temperaturverteilung im Bogeninnern vorausgesetzt, so folgt:

$$(37) \quad \begin{cases} x_y = n_y \Delta y^0 = n_y \omega \Delta t \int \frac{\cos \varphi}{h} ds \\ \text{oder} \\ x_y = n_y \omega \Delta t \Sigma \frac{\cos \varphi}{h} \cdot \Delta s \end{cases}$$

Somit sind die Einspannungswerte der Kämpfer für beliebige Belastungen nach den Gl. 34 gegeben.

Die Einspannungswerte der Knotenpunkte setzen sich, ähnlich wie die Werte  $k$ , aus den Anteilen des rechten und linken Kämpfers des betrachteten Punktes  $n$  und denen des Pfeilerkopfes zusammen.

$$(38) \quad \begin{cases} M_x = M'_{xb} + M''_{xb} + M_{xp} \\ M_y = M'_{yb} + M''_{yb} + M_{yp} \\ 3_z = 3'_{zb} + 3''_{zb} + 3_{zp} \end{cases}$$

Bei stufenweiser Berechnung folgen die Einspannungswerte der Bogenkämpfer aus den Einspannungen des Grundsystems und den zu den schon bekannten Bewegungen  $\Delta \varphi_x, \Delta \varphi_y, \Delta z_z$  der Nachbarknoten gehörigen Einspannungen, die mit Tabelle 1b errechnet werden können.

$$(39) \quad \begin{cases} [M_x] = M_x + m_{xx} \Delta \varphi_x + m_{xy} \Delta \varphi_y + m_{xz} \Delta z_z \\ [M_y] = M_y + m_{yx} \Delta \varphi_x + m_{yy} \Delta \varphi_y + m_{yz} \Delta z_z \\ [3_z] = 3_z + m_{zx} \Delta \varphi_x + m_{zy} \Delta \varphi_y + m_{zz} \Delta z_z \end{cases}$$

**V. Rückberechnung der statisch unbestimmten Größen  $X_x, X_y, X_z$  aus den Knotenpunktbewegungen.**

Hat sich der linke Kämpfer einer Bogenöffnung um  $\Delta \varphi_{xl}, \Delta \varphi_{yl}, \Delta z_{zl}$ , der rechte um  $\Delta \varphi_{xr}, \Delta \varphi_{yr}, \Delta z_{zr}$  gedreht und verschoben, so ergeben sich die durch diese Bewegungen verursachten statisch unbestimmten Größen  $x_x, x_y, x_z$  nach den Gl. 17<sup>l</sup> bis 19<sup>l</sup> mit:

$$(40) \quad \begin{cases} x_x = n_x (\Delta \varphi_{xl} - \Delta \varphi_{xr}) = n_x \Delta \varphi_x \\ x_y = n_y (\Delta \varphi_{yl} - \Delta \varphi_{yr}) = n_y \Delta \varphi_y \\ x_z = n_z [(f - o) (\Delta \varphi_{xl} - \Delta \varphi_{xr}) \\ - \frac{1}{2} (\Delta \varphi_{yl} + \Delta \varphi_{yr}) + (\Delta z_{zl} - \Delta z_{zr})] \\ = -n_z [(f - o) \Delta \varphi_x + \frac{1}{2} (\Delta \varphi_{yl} + \Delta \varphi_{yr}) - \Delta z_z] \end{cases}$$

Mit diesen Werten und den Größen  $x_x, x_y, x_z$  des Grundsystems folgen die statisch unbestimmten Größen  $X_x, X_y, X_z$  der Bogenreihe

$$(41) \quad X_x = x_x + x_x, \quad X_y = x_y + x_y, \quad X_z = x_z + x_z$$

Die Momente und Querkräfte eines beliebigen Bogenpunktes berechnen sich nach den Gl. 42.

$$(42) \quad \begin{cases} M_b = M_b^0 + X_y \cos \varphi - X_x \sin \varphi + X_z p \\ M_t = M_t^0 + X_y \sin \varphi + X_x \cos \varphi + X_z q \\ Q_z = Q_z^0 + X_z \end{cases}$$

Richtungssinn der Größen  $M_b, M_t, Q_z$  nach Abb. 4.

**VI. Zahlenbeispiel.**

Um über die Größe der auftretenden Spannungen im gegebenen, praktischen Fall einigen Aufschluß zu erhalten, wird eine Bogenreihe nach Abb. 7 für Windbelastung berechnet und der Rechnungsgang für das 15fach statisch unbestimmte System in Kürze angegeben. Die Abmessungen der Bogen und Pfeiler sind den Normalien für Viadukte der Albulabahn entnommen, Pfeilerhöhen, Lichtweiten und Felderzahl sind ähnlich wie bei dem bekannten Landwasserviadukt gewählt.

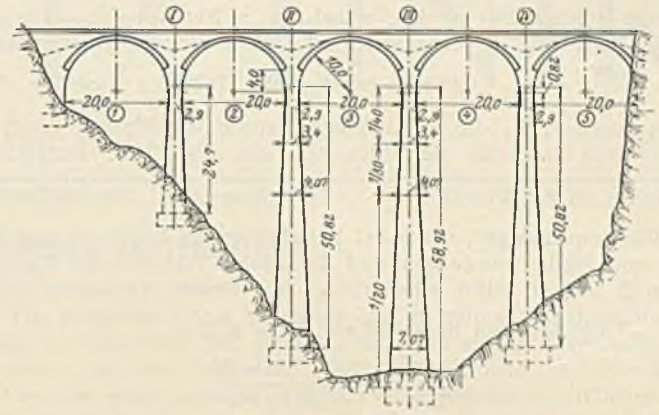


Abb. 7.

**A. Berechnung der Grundsysteme.**

**a) Pfeiler.**

1. Ermittlung der Werte  $p$  (Abb. 8). Der größte Pfeiler III wird nach Schönhöfer in 14 Teile geteilt. Da die Trägheitsmomente gegen den Pfeilerfuß sehr stark zunehmen, ist die Teilung mit vier verschiedenen

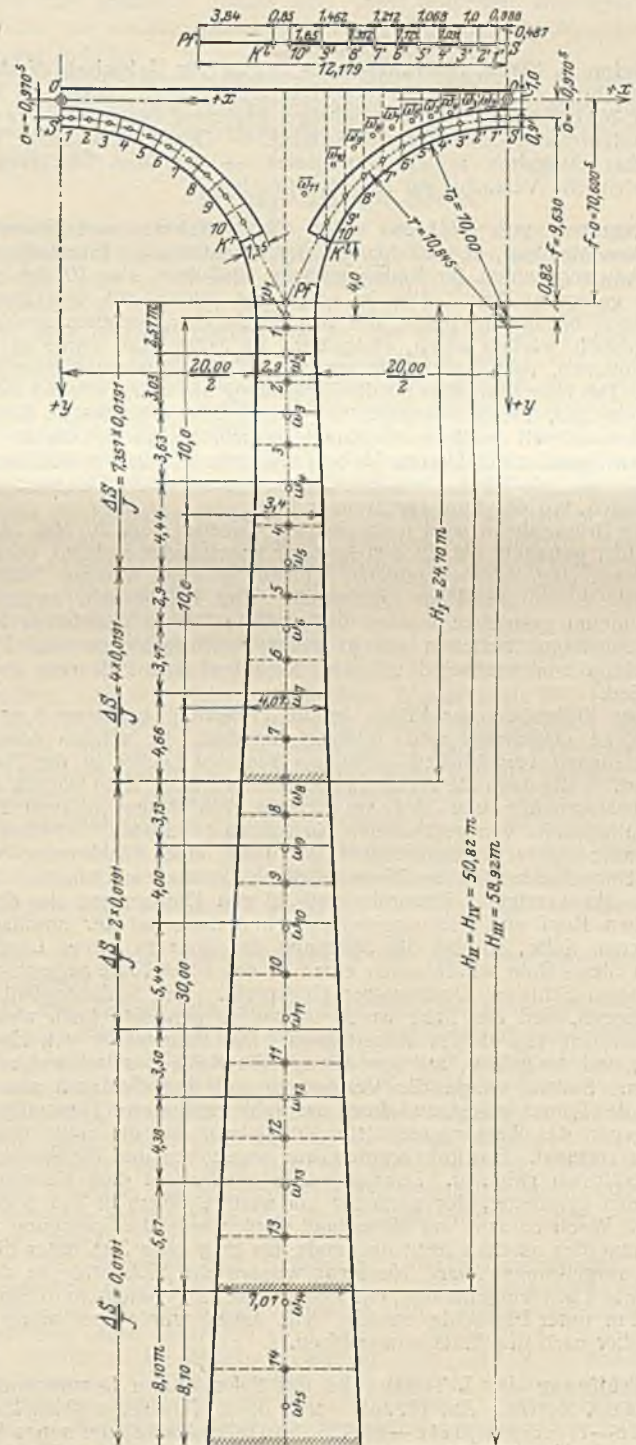


Abb. 8.



Winkeln durchgeführt worden, wobei  $\text{tg } \varphi_2 = 2 \text{ tg } \varphi_1$ ,  $\text{tg } \varphi_3 = 4 \text{ tg } \varphi_1$  und  $\text{tg } \varphi_4 = 7,357 \cdot \text{tg } \varphi_1$  angenommen wurde. Dem Werte  $\text{tg } \varphi_1$  entspricht die Größe  $\frac{Jy}{J_p} = \mu_p = 0,0191$ . In folgender Tabelle a sind die Pfeilerabmessungen  $b$ ,  $h$ , die  $y$  Koordinaten, sowie die Werte  $\psi'$  nach Gl. 3 und  $r_p$  nach Gl. 10 für die Mitten der Teile angegeben. Bezüglich des Baustoffes sei das Verhältnis  $\frac{E}{G} = 2,5^{14)}$  festgesetzt. Nur bei Ermittlung von Wärmespannungen, sowie bei Berechnung des Einflusses von Widerlager und Pfeilerbewegungen wird die genaue Kenntnis der Elastizitätszahlen  $E$  und  $G$  selbst erforderlich. Mit diesem Verhältnis und mit  $J = \frac{1}{12} \cdot b h^3$  wird mit Rücksicht auf Gl. 10 u. 2:

$$r_p = 0,2083 \cdot \psi' \cdot \frac{h^2 + b^2}{b^2}$$

Nach den Gl. 9a folgen die Werte  $a$ ,  $b$ ,  $c$ ,  $d$  und damit die Festwerte  $p$  der Pfeiler nach Gl. 6, 7 u. 8.

<sup>14)</sup> Engeßer und Schachenmeier nehmen allgemein  $\frac{E}{G} = \frac{8}{3} = 2,66$  an, Hawranek rechnet mit 2,2, Kasarnowsky mit 2,5, Mörsch mit 2,5, Probst mit 2,13.

Tabelle a.

Punkt	$b$	$h$	$y$	$\psi'$	$r_p$	Punkt	$b$	$h$	$y$	$\psi'$	$r_p$
1	2,90	4,20	1,30	3,558	2,297	8	4,61	5,91	26,35	3,568	1,962
2	3,05	4,35	4,10	3,559	2,261	9	4,96	6,25	29,85	3,569	1,925
3	3,21	4,51	7,40	3,561	2,211	10	5,43	6,73	34,55	3,571	1,889
4	3,45	4,73	11,45	3,563	2,138	11	5,88	7,18	39,10	3,572	1,853
5	3,69	4,98	15,10	3,564	2,094	12	6,26	7,55	42,95	3,573	1,823
6	3,90	5,18	18,30	3,565	2,057	13	6,78	8,05	48,10	3,574	1,787
7	4,21	5,50	22,40	3,566	2,013	14	7,46	8,75	54,90	3,575	1,772

Die Werte  $a$ ,  $b$ ,  $c$  sowie  $p$  werden in Tabelle b zusammengestellt.

Tabelle b.

Pfeiler	Höhe $H_m$	$\frac{E}{\mu_p} \cdot a$	$\frac{E}{\mu_p} \cdot b$	$\frac{E}{\mu_p} \cdot c$	$\frac{\mu_p}{E} \cdot p_{xx}$	$\frac{\mu_p}{E} \cdot p_{xz}$	$\frac{\mu_p}{E} \cdot p_{yy}$	$\frac{\mu_p}{E} \cdot p_{zz}$
I	24,70	401,61	5,762 12	41,428	0,074 42	0,005 188	0,066 35	0,000 535 1
II, IV	50,82	713,26	17,007 41	50,428	0,048 75	0,002 044	0,038 01	0,000 144 4
III	58,92	768,16	20,021 42	51,428	0,045 55	0,001 747	0,035 61	0,000 116 9

(Schluß folgt.)

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 5. August erschienene Heft 15 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Regierungsbaumeister Breitung: Das unterirdische Umformerwerk Leipzig. — Otto Gottschalk: Lösung statischer Aufgaben mittels Continostat. — Dr. Max. Thullie: Neue österreichische Versuche mit Eisenbetonsäulen.

Rammen von Pfählen unter Zuhilfenahme von Sprengstoff. Zwischen Mendoza, dem Endpunkte der argentinischen Eisenbahnen und dem Ausgangspunkte der Andenquerbahn, und dem etwa 100 km südlich davon gelegenen San Carlos ist schon vor Jahren mit dem Bau einer Eisenbahn begonnen worden; der Bau wurde aber, nachdem etwa 77 km fertiggestellt worden waren, stillgelegt. Im Jahre 1921 wurde er wieder aufgenommen, und man wollte anscheinend das Versaunte schnell nachholen. Das Haupthindernis für die Fortsetzung des Baues war der Tunuyan-Fluß gewesen, dessen Überschreitung eine 120 m lange Brücke erforderte. Um diese schnell errichten zu können, entschloß man sich zu einer einstweiligen Bauart mit hölzernen Jochen, und man konnte für den Bau nicht einmal eine günstige Jahreszeit abwarten, sondern mußte während der Zeit bauen, wo der Fluß Hochwasser führt.

Die Brückenbahn wird nach „Railway Gazette“ vom 20. Mai 1927 von 31 Jochen getragen, die, in 4 m Abstand voneinander stehend, durch vier Pfähle mit einer darüber gelegten Schwelle gebildet werden. Pfähle und Schwelle haben 34/34 cm Querschnitt. Die Pfähle sind zweimal mit Karbolium gestrichen worden und haben schwere gußeiserne Schuhe. Die Längsträger bestehen aus je sechs Breitfußschienen von 50 kg/m Gewicht, die abwechselnd mit dem Kopf und dem Fuß nach oben verlegt sind.

Das Eintreiben der Pfähle in die Flußsohle, in deren Kies große Felsblöcke eingebettet sind, mißlang zunächst. Es wurden daher nach verschiedenen vergeblichen Versuchen zunächst Löcher in die Flußsohle gebohrt, in die dann die Pfähle eingetrieben wurden. Zum Bohren dienten Eisenbahnschienen von 35 kg/m Gewicht, von denen je zwei Fuß an Fuß miteinander vernietet waren. An den so gebildeten Vortreiber wurde eine rohe Spitze angeschmiedet. Mit Hilfe einer Pfahlramme wurden diese Doppelschienen etwa 75 cm in die Flußsohle eingetrieben. Sodann wurde ein verzinktes Eisenrohr von 25 mm Durchmesser in die Rille zwischen Kopf und Fuß eingeschoben und zwar auf der stromaufwärts gelegenen Seite, so daß die Strömung das Rohr in seiner Lage hielt. Durch dieses Rohr wurde durch einen an das obere Ende angeschlossenen biegsamen Schlauch Druckwasser eingepreßt. Der Schienenpfahl wurde ausgezogen, und das Rohr wurde in das so gebildete Loch eingeführt, um den Sand aus diesem auszuräumen. Das Rohr wurde von Hand versenkt, und es gelang, mit ihm bis auf die Sohle des Bohrloches zu gelangen. Sodann wurde die Verbindung mit dem Schlauch am oberen Ende des Rohres gelöst, und durch das Rohr wurden zwei Dynamitpatronen mit gegen das Wasser geschützter Zündschnur auf die Sohle des Bohrloches versenkt. Das Rohr wurde etwas angehoben und die Sprengladung zur Explosion gebracht. Danach wurde wieder mit dem Vortreiber aus Schienen gearbeitet, der nunmehr um weitere 90 cm in den Boden eindrang. Wenn er dann auf Widerstand stieß, wurde die Sprengung wiederholt, und dies geschah dann nochmals, bis man etwa 3 m unter die Flußsohle vorgedrungen war. Nunmehr wurden die Holzpfähle in das vorgebohrte Loch eingetrieben; mit ihnen wurde im Durchschnitt eine Tiefe von 4 m unter Flußsohle erreicht. Die Arbeit wurde von beiden Flußufern her nach der Mitte vorgetrieben. Wkk.

Eröffnung der I. Teilstrecke der Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln, Berlin. Am 17. Juli wurde die I. Teilstrecke (Bhf. Boddinstraße—Hermannplatz—Bhf. Schönleinstraße) der neuen Schnellbahn dem Verkehr übergeben. Dieses etwa 2 km lange Stück ist ein Ausschnitt der Bahn, der von der Kreuzung mit der Nordsüdbahn am

Hermannplatz nach jeder Seite einen Stationsabschnitt umfaßt. Der Betrieb soll dann in kurzen Zwischenräumen in der Weise erweitert werden, daß im Laufe des Jahres 1927 die Strecke bis zum Kottbusser Tor mit ihrer Verbindung zur Hochbahn in Betrieb genommen werden wird; die weitere Strecke bis zum Gesundbrunnen wird abschnittsweise folgen. Nach Süden wird die Bahn von der Boddinstraße bis zum Ringbahnhof Hermannstraße verlängert werden.

Der Bau der Bahn wurde bekanntlich 1913 begonnen. Infolge des Krieges und seiner Nachwirkungen mußte aber die zur Durchführung des Unternehmens gegründete A. E. G.-Schnellbahn A.-G. im Jahre 1919 den Bau einstellen. Die Stadt Berlin übernahm die zum Teil fertiggestellten, zum Teil angefangenen Tunnelbauten und Anlagen und beauftragte 1926 die Berliner Nordsüdbahn A.-G. mit der Fertigstellung der Bahn.

Die Linienführung der Bahn ist mehrfach geändert worden, erwähnt sei die Einbeziehung des Moritzplatzes, die Heranschiebung der Bahn an die Untergrundbahnanlagen auf dem Alexanderplatz und die Verlegung der Spreekreuzung an die Jannowitzbrücke.

Die ursprünglich zum Teil als Hochbahn geplante Bahn wird ganz als Untergrundbahn hergestellt und enthält auf 13 km Länge 17 Bahnhöfe.

Davon sind drei Übergangsbahnhöfe: Alexanderplatz, Kottbusser Tor und Hermannplatz, die die neue Linie mit dem vorhandenen Schnellbahnnetz verbinden; an vier Bahnhöfen wird sich die Möglichkeit zum Übergang auf die Stadt- und Ringbahn bieten. Die Bahnsteige sind rd. 130 m lang und reichen für Züge von 6 18-m-Wagen aus.

Auf Bhf. Hermannplatz kreuzt die neue Bahn die Nordsüdbahn; erstere liegt oben, weil sie anschließend durch die stark ansteigende Hermannstraße führt. Der Übergang von einem Bahnsteig zum andern geschieht durch eine gerade 2 m breite feste Treppe, zu deren beiden Seiten je eine 1,60 m breite Rolltreppe liegt, deren Bewegungsrichtung dem jeweilig vorhandenen Verkehrsstrom angepaßt werden kann, d. h., eine Treppe kann aufwärts und die andere abwärts laufen, oder beide können für eine Richtung eingestellt werden. Die 120 und 130 m langen Bahnsteige sind in der Mitte 17 m breit, nach den Enden verjüngt die Breite sich auf 12 m. Sie werden durch indirektes Licht beleuchtet.

Die Stromversorgung der vom Hermannplatz ausgehenden Bahnanlagen geschieht durch ein an der Hermannstraße neu angelegtes Unterwerk. Die Umformung des von der Bewag gelieferten Hochspannungsstromes von 6000 V in den Betriebsgleichstrom von 800 V geschieht durch Quecksilber-Großgleichrichter. Außer den bereits vorhandenen vier Apparaten von je 1000 Amp. sollen später noch drei von je 1500 Amp. aufgestellt werden.

Der Bau der Bahn wurde von der Nordsüdbahn A.-G. in eigener Regie ausgeführt; die Oberleitung hatten Oberbaurat Zangemeister und Baurat Honroth. Die Betriebsausrüstung wurde von den Siemens-Schuckert-Werken geliefert. Die architektonische Durchbildung der Bahnhöfe war Prof. Grenander und Architekt Fehse übertragen.

Die Bahnanlagen wurden am 16. Juli von den dazu geladenen Vertretern der Presse besichtigt. Ls.

INHALT: Bemerkenswerte Kanalisationsausführungen im Bergbaugebiet. — Betrachtungen zur Hochwasserkatastrophe im Erzgebirge. — Baustahl mit Kupferzusatz. — Das Hauptgebäude der Werkanlage der A.-G. für Dornierflugzeuge in Altenheim bei Rorschach. (Schluß.) — Berechnung gewölbter Talbrücken auf hohen, elastischen Pfeilern bei räumlichem Kraftangriff mittels des Formänderungsverfahrens. (Fortsetzung.) — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Rammen von Pfählen unter Zuhilfenahme von Sprengstoff. — Eröffnung der I. Teilstrecke der Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln, Berlin.