

DIE BAUTECHNIK

Die neuen Hafen- und Industrieanlagen der Stadt Köln bei Köln-Niehl.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberbaurat Bock, Köln.

(Schluß aus Heft 37.)

V.

Die Bodenschichtung im ganzen Hafengebiet ist im allgemeinen für die Ausführung von Kunstbauten als günstig anzusprechen; unter einer mehrere Meter starken Lehmschicht wird Kies in mächtiger Lagerung angetroffen, der in seiner Mischung mit körnigem Flußsand und infolge seiner Reinheit sich vorzüglich für die Betonbereitung eignet. Schlamm und Fließsandnester sind allerdings in diesem ehemals zum Strombett gehörigen Gelände nicht selten, vor allem treten sie in der Nähe der jetzigen Uferlinie verhältnismäßig zahlreich auf. Auch trifft man hin und wieder frühere Strudeltrichter an, die mit Schlamm ausgefüllt sind. Beim Rammen eiserner Spundwände, die zufällig solche Strudelöcher durchschnitten, trat mehrfach die Erscheinung auf, daß eine gerammte Bohle beim Einrammen des nächsten Bohlenpaares infolge der Rammreibung mitgenommen wurde und in dem Strudelloch vollständig verschwand. Im allgemeinen wird etwa in der Tiefe der geplanten Hafensohle eine eisenoxydhaltige und sehr feste Kiesschicht angetroffen; sie hat verschiedene Versuche, mit hölzernen oder eisenbeschuhten hölzernen Spundbohlen und Pfählen zu arbeiten, vollkommen vereitelt. Eiserner Spundbohlen haben sich dagegen gut bewährt.

Im Industriegelände ist die Bodenschichtung ähnlich. Ausgegrabene römische Landhäuser, deren erhaltene Fußböden in der auflagernden Lehmschicht etwa 0,90 bis 1,20 m unter Flur angetroffen wurden, beweisen, daß die Lehmdecke zum großen Teil erst nach der Römerzeit wahrscheinlich bei Hochwasserkatastrophen aufgeschwemmt worden ist.

Im allgemeinen wurde beim Ausbaggern des Hafenbeckens so verfahren, daß man im ersten Baggerschnitt die auflagernde Lehmdecke abräumte; sodann baggerte man mit Löffelbaggern und einem Holländer Bagger im Schutze eines in der Hafeneinfahrt stehen gelassenen Erddamms und unter Wasserhaltung mittels Zentrifugalpumpen, wobei es gelang, den Grundwasserspiegel im zukünftigen Becken bis zu 2 m niedriger zu halten als im offenen Strom, im anstehenden Kies tiefer; ein Lübecker Eimerkettenbagger, dessen Eimerleiter unter den abgesenkten Wasserspiegel reichte, vollendete die Hauptbaggerleistung; mit einem Schwimmbagger wurde endlich die Hafensohle abgeglichen. Auf diese Weise wurde es erreicht, daß das Baggergut im allgemeinen gleichmäßig für jede Baggerleistung ausfiel, was den umfangreichen Erdanschüttungen sehr zustatten kam. Leider wurde dieses Bestreben öfters vereitelt, da die Baustelle fünfzehnmal vom Hochwasser heimgesucht wurde.

Die Ausbildung der Uferbefestigungen ist je nach dem Zweck, dem das Ufer im Umschlagverkehr dienen soll, verschieden gewählt. Vor Schuppen und Speichern, also bei denjenigen Kaiflächen, die vorwiegend den schnell abzuwickelnden Handelsverkehr aufnehmen sollen, sind massive Mauern zur Anwendung gekommen, die mit so steil gestellter Vorderseite

ausgerüstet sind, daß die Schiffe unmittelbar daran anlegen können. Für Massenumschlagverkehr dagegen, an denen der Schiffsverkehr nicht so lebhaft zu sein pflegt, ist aus wirtschaftlichen Gründen eine Zusammensetzung von steingeböschtem Ufer mit aufgesetzter Betonmauer gewählt worden. Die letztere Art der Uferbefestigung kam an dem westlichen Kai des Vorbeckens zur Anwendung, der im endgültigen Ausbau zwei Kipperanlagen aufnehmen soll; aber auch längs dem rd. 2400 m langen Werft am Industriegelände unterhalb Niehl wurde diese Konstruktion vor allem

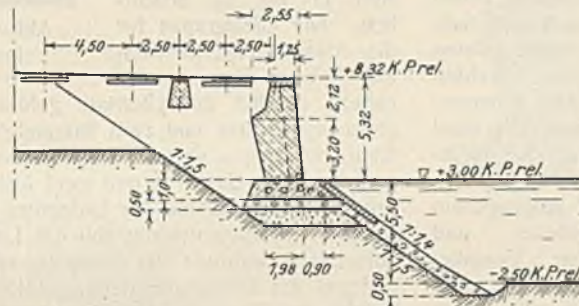


Abb. 5.

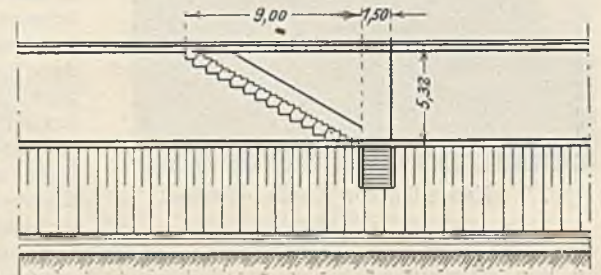


Abb. 6.

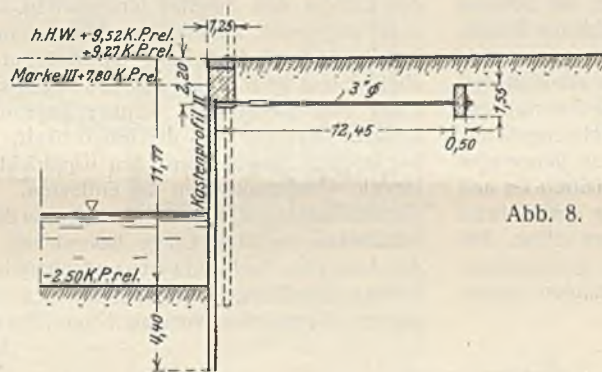


Abb. 8.

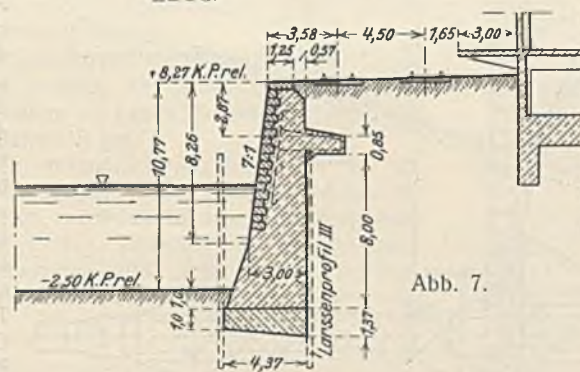
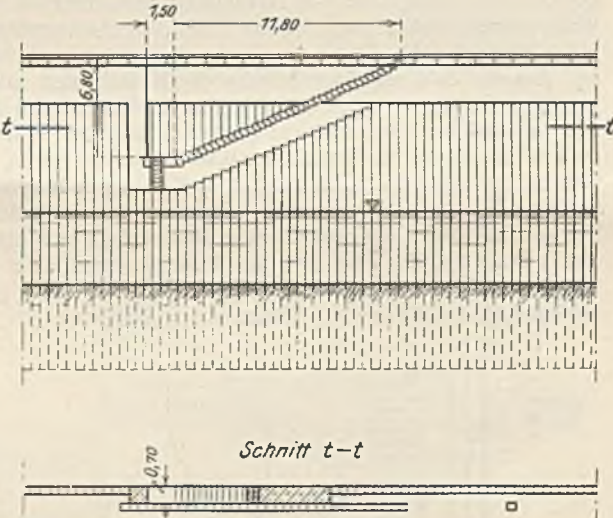


Abb. 7.

deswegen angewandt, weil dieses Werft das einbuchtende Ufer einer Stromkrümmung schützt, längs dem die Schifffahrtrinne in nächster Nähe vorbeiführt. Wenn man an dieser Stelle eine senkrechte Ufermauer ausführen wollte, so würde sich, wie bei vielen ähnlich gelagerten Kaianlagen am offenen Strom die Erfahrung gezeigt hat, der unerwünschte Zustand einstellen, daß die Hauptstrom- und Schifffahrtrinne noch näher zum

Ufer hin herübergezogen worden wäre, so daß am Werft liegende Schiffe durch den durchgehenden ganz beträchtlichen Schiffsverkehr dauernde Störungen erlitten hätten.

Die aus Steinböschung und aufgesetzter Mauer ausgebildete Uferbefestigung ist in Abb. 5 u. 6 im Schnitt und in der Ansicht dargestellt. Die Gründung besteht aus einem Senksteinwurf mit vorliegendem geböschtem Deckwurf. Der obere Teil des Steinwurfs ist in Beton verlegt, darauf ist die Mauer gesetzt, in deren Grundfuge einzelne Basaltsäulen den innigen Zusammenhalt zwischen Mauerwerkbeton und Grundplatte vermitteln.

Abb. 7 zeigt den Querschnitt der ganz massiven Mauer an den Handelswerften. Ihre Gründung wurde durch eine Schüttbetonsohle bewirkt, die zwischen Larssen-Spundwänden eingebracht wurde; nach Erhärten der Sohle wurde das aufgehende Mauerwerk im Trocknen in der leergepumpten Baugrube hergestellt. Die Mauer wurde mit einem rückwärtigen Sporn versehen, der in Höhe des gewachsenen Bodens angeordnet wurde, um durch Erdauflast das Kippmoment zu verringern. Es konnte dieser



Abb. 9. Herstellen der Kastenprofilwand.

Die Treppennischen werden in der Weise gewonnen, daß man für ihre rückwärtige Begrenzung eine zweite Kastenprofilwand rammt und die Treppe auf Eisenbetonunterlage einbaute. Diese Uferwandkonstruktion ermöglichte die Ausführung unbekümmert um die höheren Wasserstände und in einer kürzeren Zeit, da sie vorwiegend aus Rammarbeit bestand (Abb. 9).

Aus der Zahl sonstiger bedeutender Kunstbauten seien erwähnt drei gewölbte Eisenbetonbrücken mit verlorenen Widerlagern zur Überführung des Hafensbahnverkehrs über die Straßeneinführungen in das Hafengelände, mehrere Auslässe von Hauptsammelkanälen in den Strom, von denen eine sehr bemerkenswerte Ausführung im Luftdruckgründungsverfahren fix und fertig niedergebracht wurde (Abb. 10), ein mit Luftgründung ausgeführtes Leitwerk vor der einen ausgeführten Kipperanlage und letztere selbst. Für dieses Bauwerk, das eine neuartige Lösung darstellt, die in gemeinsamer Arbeit des Verfassers mit der Firma J. Pohlig, Köln, gefunden wurde, erscheint eine eingehendere Erläuterung angebracht.

Sporn keine tiefere Lage erhalten, weil für die Bauausführung mit den höheren Rheinwasserständen dauernd gerechnet werden mußte. Dieser Mauerquerschnitt erwies sich als der wirtschaftlichste unter einer sehr großen Zahl vollkommen untersuchter Vergleichsquerschnitte, wobei auch Pfahl- und Brunnengründungen in Betracht gezogen worden waren.

Im weiteren Verlauf der Bauausführung kam man durch die Verwendung von Kastenprofilen der Dortmunder Union zu einer noch wirtschaftlicheren Lösung, deren konstruktive Durchbildung aus Abb. 8 hervorgeht. Diese Uferwand besteht aus einer durchgehenden Kastenprofilwand mit aufgesetztem Eisenbetonholm und rückwärtiger Verankerung.

In der Kölner Kipperanlage ist folgender Grundgedanke verwirklicht: einmal soll es mit der Anlage ermöglicht werden, sowohl kippfähige wie die nichtkipfbaren neuen Großraumgüterwagen zu behandeln, des weiteren soll die Verholarbeit der Schiffe während des Ladegeschäftes auf ein Mindestmaß eingeschränkt werden, endlich soll das Abdrehen der Wagen mittels Drehscheiben, wodurch große Zeitverluste entstehen, vermieden werden.

Die Hauptkonstruktionselemente sind aus Abb. 11 bis 13 ersichtlich. Die Gleisgruppe für die Anlage liegt hiernach auf hohem Damm, der nahezu parallel zur Uferlinie geführt ist. Es sind zwei Zustellgleise vorgesehen und zwei Sammelgleise für die geleerten Wagen. Alle Gleise vereinigen sich am Kipperbauwerk, das in Eisenbeton auf Brunnengründung ausgeführt ist und zwei fest eingebaute nebeneinanderliegende Trichter zur Aufnahme des Ladegutes besitzt. Der wasserseitig gelegene kleinere Eisenbetontrichter soll das Ladegut der kippfähigen Wagen (20 t) aufnehmen, während der landseitig angeordnete größere Trichter für das Ladegut der Großraumgüterwagen (50 t) dient. Über ihn ist auf fester Brücke der Gleisstrang hinweggeführt; die Wagen, die bekanntlich mit seitlichen Bodenklappen ausgerüstet sind, lassen beiderseits dieser Brücke das Gut in den Trichter hinabgleiten. Unter den Trichteröffnungen ist eine wagrecht schwenkbare Brückenkonstruktion eingebaut, in der ein Stahlförderband läuft, das das Ladegut aus den festgebauten Trichtern abzieht und über einen auf- und abwärts beweglichen Ausleger, an dessen Ende eine ausziehbare Schurre angeordnet ist, in den Schiffsraum befördert. Man hat also die Möglichkeit, mit ein- und demselben Förderbandapparat sowohl aus den Kipptrichtern als auch aus den Trichtern für die Großraumwagen zu entleeren. Die Förderbandbrücke läuft auf der Werkkante auf einem Gleisbogen, so daß man mit dem Auslegerende den Schiffsraum in 24 m Länge bestreichen kann. Durch die Beweglichkeit des Auslegers nach aufwärts und abwärts kann man sich der höheren oder tieferen Schiffslage entsprechend den verschiedenen Wasserständen anpassen. Unmittelbar vor dem Kipptrichter ist eine Drehscheibe vorgesehen,



Abb. 10. Luftdruckgründung des Auslasses eines Hauptsammelkanals.

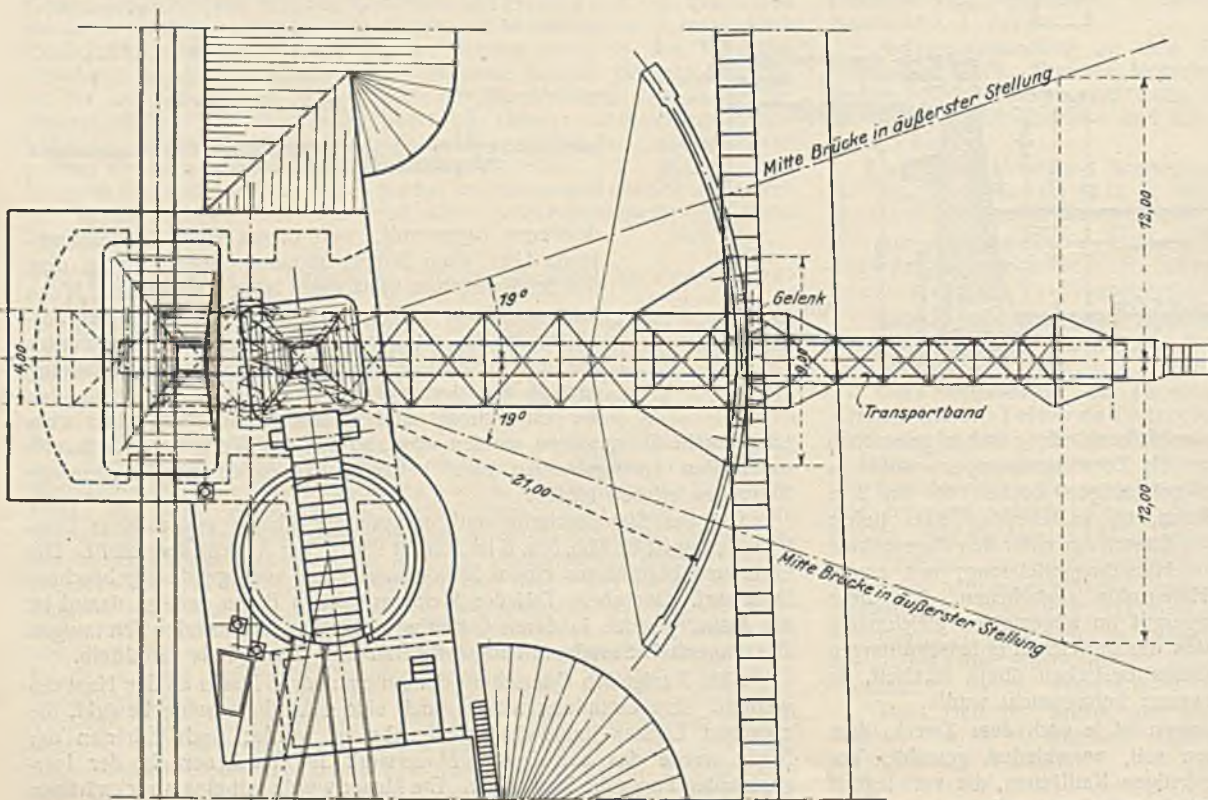


Abb. 11.

in die die Kipperplattform zur Aufnahme der Wagen eingebaut ist. Die Drehscheibe erfüllt den doppelten Zweck, aus den Zustellgleisen die Wagen aufzunehmen und sie rückwärts in die Ablaufgleise wieder abzugeben sowie etwa mit dem Bremserhäuschen falsch stehende Wagen vorher zu wenden. Die Wagen laufen in diese mit Neigung versehenen Sammelgleise selbsttätig ab. Das Gleis über dem großen Trichter für die Behandlung der Großraumwagen ist über das Bauwerk hinaus etwas weitergeführt und leitet die entleerten Wagen unter Ausnutzung des Gefälles über eine Weiche nach Anlauf gegen einen Prellbock rückwärts in ein Sammelgleis, das neben der eingangs erwähnten Gleisgruppe liegt, selbsttätig ab.

Die ganze Anlage (Abb. 14 u. 15) hat also einen universellen Charakter; sie ermöglicht die Behandlung der Wagen ohne Abdrehen aus ihrer Richtung und Verbringen in eine Stellung quer zur Uferkante zu Bunkern, die über dem Schiff angeordnet sind; sie schont durch Aufgabe des Ladegutes auf Förderband und

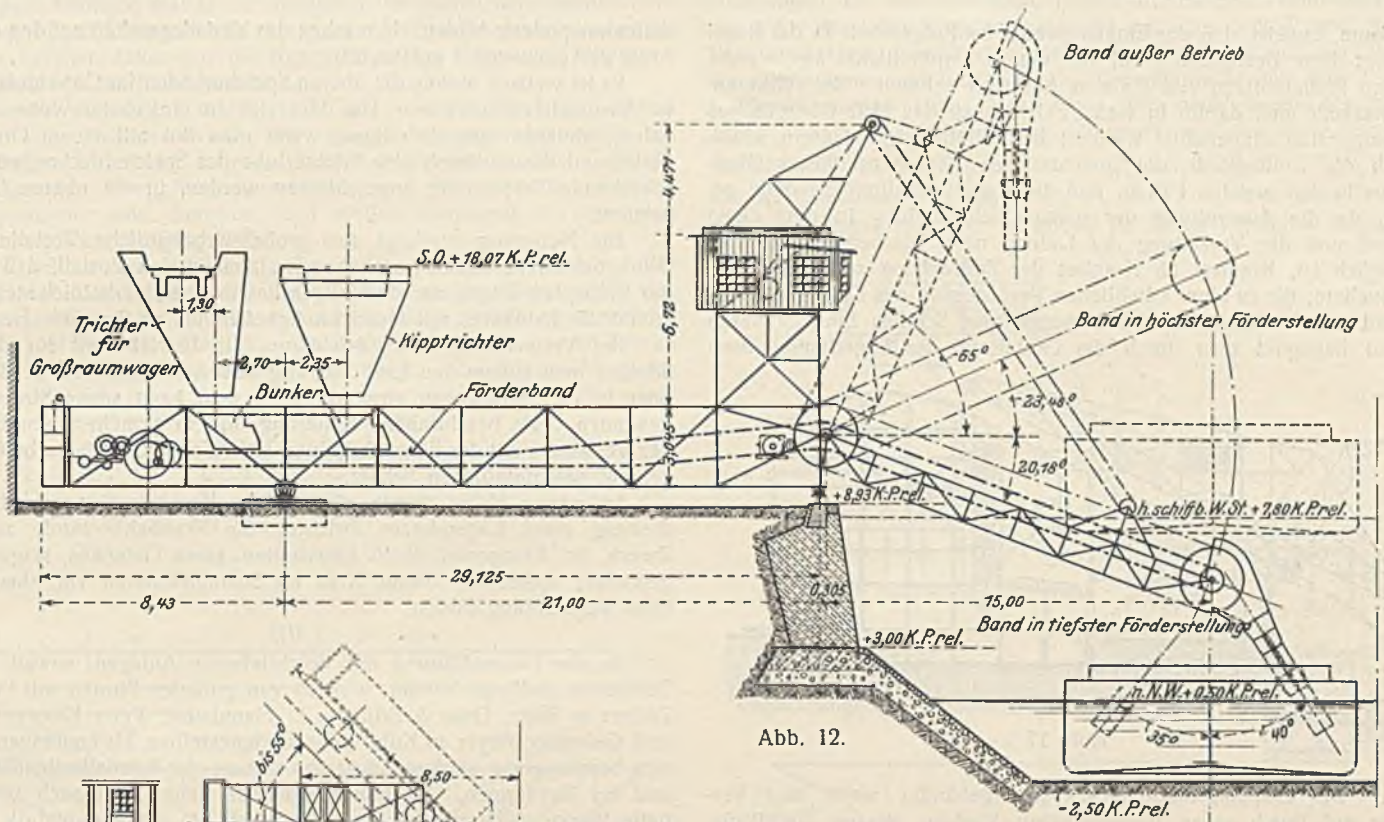


Abb. 12.

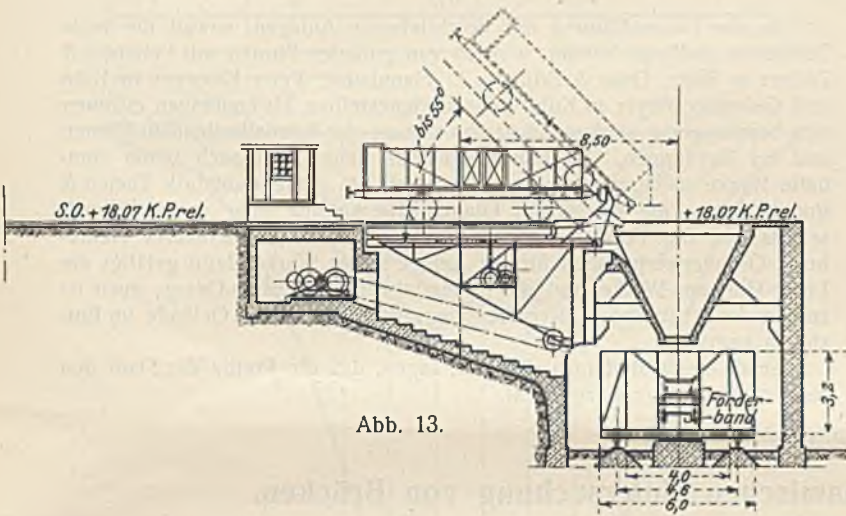


Abb. 13.

verstellbare Schurre dieses in besonderem Maße. Von Bedeutung ist auch, daß das Ladegut, das in an sich kippfähigen Wagen ankommt, deren Mechanismus aber versagt, einfach in den Großraumtrichter abgegeben werden kann, so daß es bei der Partie bleibt. Diese Kipperanlage ist seit Herbst 1925 in Betrieb genommen.

Zum Schluß sei noch einer Neuerung für die Ausbildung der Lagerhäuser und ihrer Kranausrüstung gedacht, die für Binnenhafen zweckmäßig erscheint und deren Anwendung im neuen Handelshafen bei Köln-Niehl im Plan Berücksichtigung gefunden hat.

In den Lagerhäusern werden bekanntlich folgende Geschäfte abgewickelt: Die zu Wasser ankommenden Güter werden mit Ausnahme des schüttigen Gutes, wie Getreide, zunächst in einen Empfangsraum verbracht, in dem das Verwiegen, Prüfen, Verzollen und gegebenenfalls das Umpacken der Waren vorgenommen wird. Aus diesem Empfangsraum werden die Waren entweder auf Landfuhrwerken in das nähere oder

fernere Hinterland des Hafens geleitet, oder sie werden vorübergehend im Hafen selbst auf Lager gebracht. Der Empfangsraum spielt also eine bedeutende Rolle; er muß so geräumig sein, daß die ganze Ladung eines Schiffes in ihm auf kürzestem Wege und vor allem übersichtlich, also ohne zu hohe Uebereinanderstapelung der Güter, untergebracht werden kann, und er muß eine gute Tagesbelichtung aufweisen.

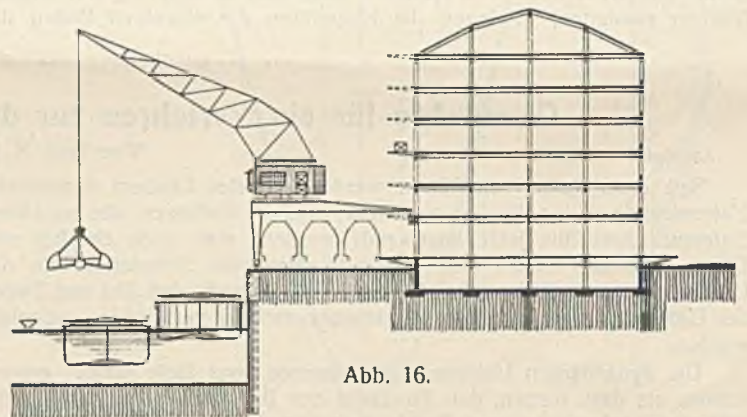


Abb. 16.

In Flußhafen trifft man bisher die aus Abb. 16 ersichtliche Anordnung an, bei der Empfangsraum (Erdgeschoß) und Speicherböden in einem Gebäude vereinigt sind. Da die Breite eines solchen Gebäudes der Tagesbelichtung wegen im allgemeinen nicht über 25 m gewählt

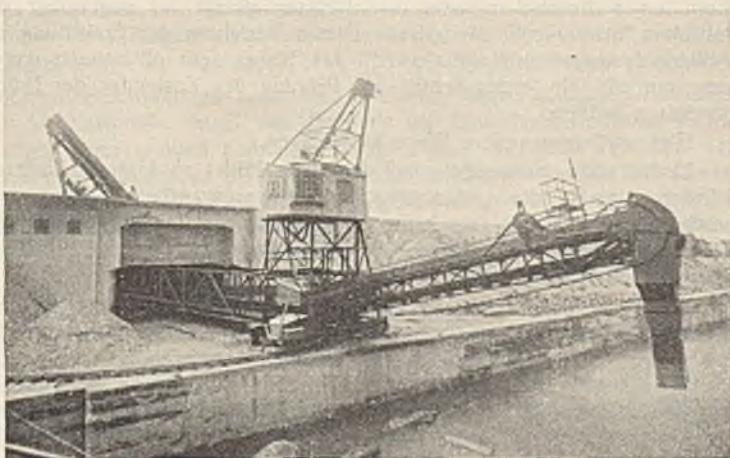


Abb. 14. Kipperanlage. Ansicht vom Wasser aus.

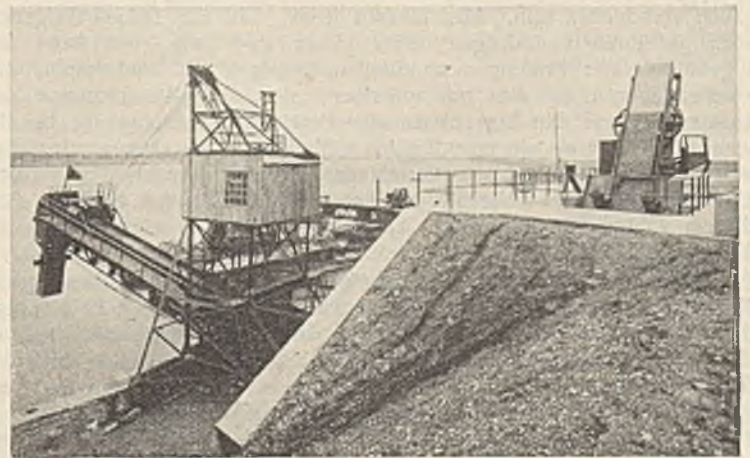


Abb. 15. Kipperanlage. Ansicht vom Lande aus.

werden kann, erweist sich der Empfangsraum im Erdgeschoß in der Regel als zu eng; diese Beengtheit wirkt sich um so empfindlicher aus, als die zahlreichen Pfeilerstützen viel Platz in Anspruch nehmen. Bei stärkerem Stückgutverkehr muß darum in vielen Fällen auch das erste Obergeschoß als Empfangsraum eingerichtet werden; bei zollpflichtigen Gütern widersetzt sich die Zollbehörde der gleichzeitigen Benutzung dieses Obergeschosses in den meisten Fällen, und die Hafenverwaltung ist dann gezwungen, da die Ausbreitung der ganzen Schiffsladung in dem einen Erdgeschoß und die Verzollung der Ladung nach Löschen des Schiffes nicht möglich ist, Kranlast für Kranlast der Zollrevision zu unterwerfen, eine Maßnahme, die zu einer erheblichen Verzögerung des Löschgeschäftes und damit zur Verlängerung der Liegezeit des Schiffes führt. Diesen Nachteilen begegnet man durch die Gestaltung des Lagerhauses nach

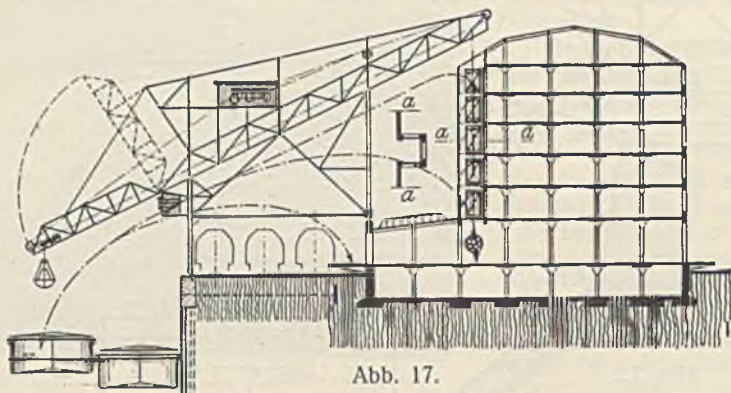


Abb. 17.

Abb. 17. Der Empfangsraum dieses Lagergebäudes weist eine Vergrößerung auf durch einen wasserseitigen Vorbau, dessen Dachfläche reichlich mit Oberlichtern durchsetzt ist, so daß gerade auf der Empfangsseite eine gute Belichtung gewährleistet ist. Das Gebäude wird in diesem Falle mit einem Schrägbahnkran bedient, der sowohl unmittelbar auf die Erdgeschoßrampe wie auch durch eine Luke weiter rückwärts in den Empfangsraum hinein fördern, auch die Güter gemäß den eingezeichneten Lastwagen unmittelbar in die einzelnen Speicherstockwerke verbringen kann. Die Wasserfront des Speichers kann man zweckmäßig mit offenen Nischen ausstatten, in denen die Klapptüren der einzelnen Böden die

Aufnahmepodeste bilden, sie machen das Verladegeschäft auf den einzelnen Stockwerken weniger gefahrlos.

Es ist vielfach üblich, die oberen Speicherböden für Getreidelagerungen in Anspruch zu nehmen. Das läßt sich in einfachster Weise mit dem Schrägbahnkran bewerkstelligen, wenn man ihn mit einem Greifer ausrüstet und diesen durch eine Trichterluke des Speicherdaches, an die entsprechende Verteilrohre angeschlossen werden, in die oberen Geschosse entleert.

Die Neuerung vereinigt also große wirtschaftliche Vorteile in sich. Schrägbahnkrane haben gegenüber Drehkranen den Vorteil, daß die Zahl der Kranspiele wegen der eindeutigen Lastwege sich erheblich steigern läßt, zumal die Laufkatze mit Geschwindigkeiten bis zu 2 m/Sek. fahren kann.

Bei Verwendung von Gleichstrom als Betriebskraft für die Krane arbeitet man zudem bei Lastförderung aus den Speichern in die Schiffe oder in die Bahnwagen stromlos, oder man kann sogar Strom zurückgewinnen. Die beschriebene Neuerung, die in gemeinsamem Benehmen des Verfassers mit der Firma J. Pohlig, Köln-Zollstock, ausgearbeitet wurde, genießt patentamtlichen Schutz.

Im neuen Hafen wurde eine solche Krananlage zunächst zur Bedienung eines Lagerplatzes errichtet, die Kranbahn wurde zu diesem Zweck im Krangerüst durch Einschalten eines Gelenkes wagrecht angeordnet; später soll dieser Kran als Schrägbahnkran vor einem Lagerhaus Verwendung finden.

VI.

An der Bauausführung der beschriebenen Anlagen, soweit der erste Teilausbau in Frage kommt, wirkten von größeren Firmen mit Polensky & Zöllner in Köln, Grün & Billfinger in Mannheim, Peter Bauwens in Köln und Gebrüder Meyer in Köln. Die fertiggestellten Hafenanlagen erfreuen sich bereits eines starken Zuspruchs seitens der handeltreibenden Firmen und der Reedereien. Im Industriegelände haben sich auch schon namhafte Werke niedergelassen, unter anderen die Armaturenfabrik Thelen & Rodenkirchen, die Elberfelder Glanzstoffwerke mit einer großen Kunstseidefabrik, die Forssmann-Holzblechwerke der Zigarettenfabrik Neuerung, Grunderwerb haben für die Anlage neuer Werke darin getätigt die Linke-Hofmann-Werke und die Mineralölwerke Rhenania-Ossag; auch ist zurzeit die städtische Müllverbrennungsanstalt in diesem Gelände im Entstehen begriffen.

Schon heute darf man demnach sagen, daß die Politik der Stadt den rechten Weg eingeschlagen hat.

Grundzüge für ein Verfahren zur dynamischen Untersuchung von Brücken.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. N. Streletzky, Moskau.

Seit einer Reihe von Jahren werden in vielen Ländern dynamische Untersuchungen von Brücken angestellt; aber die Verfahren, die bei diesen Untersuchungen bis jetzt angewandt wurden, sind noch ziemlich roh. Dieser Umstand erklärt sich einerseits durch die Schwierigkeiten der Untersuchungen selbst, andererseits aber auch dadurch, daß Ziel und Zweck der Untersuchungen von den einzelnen Forschern verschieden aufgefaßt werden.

Die dynamischen Untersuchungen können zwei Ziele haben: erstens können sie dazu dienen, den Zustand der Brücken zu prüfen, um die zulässigen Achsdrücke und Zuggeschwindigkeiten festsetzen zu können; zweitens aber können sie unternommen werden, um die dynamischen Einflüsse der Lasten zu untersuchen.

Der Grundunterschied der beiden Aufgaben ist der, daß bei der ersten Aufgabe die Brücke selbst der Zweck der Untersuchung ist, während bei der zweiten die Brücke nur als ein Mittel zum Zweck anzusehen ist. Deswegen werden auch die Verfahren bei der Lösung der beiden Aufgaben verschieden sein. Man erkennt leicht, daß die beiden Aufgaben auch in ihren Grundzügen nicht gleich sind; die erste kann die Ergebnisse ihrer Prüfungen unmittelbar verfolgen und nachweisen; die zweite dagegen tut dies nur mittelbar, sie leitet die Einflüsse der Lasten erst aus den Ergebnissen der Brückenuntersuchung ab, bei ihr kann die Brücke als ein eigentümliches Meßgerät angesehen werden, das aber ziemlich grob und sehr verschiedenartig ist, wodurch die aus den Untersuchungen zu ziehenden Schlüsse sehr verschleiert werden. Aus diesem Grunde ist die erste Aufgabe grundsätzlich einwandfreier zu lösen als die zweite.

Die Hauptfrage bei der ersten Aufgabe ist die nach einem besonderen Kennzeichen für den Zustand einer Brücke. Man ist geneigt zu glauben, daß hierfür das Auftreten der größten Spannungen maßgebend ist, denn die größten Spannungen zeigen uns die Grenzen der Lasten und die Sicherheit der Brücke an. Deswegen werden die Prüfungen mit den größten Lasten durchgeführt und die größten Spannungen sorgfältig bestimmt. Aber es läßt sich leicht beweisen, daß ein solches Verfahren ungeeignet ist, denn man ist niemals sicher, ob auch die größten Spannungen bei den Prüfungen wirklich aufgesucht wurden und ob sie dann

richtig nachgewiesen sind, weil bei den Meßgeräten die unvermeidlichen Fehler naturgemäß bei den größten Meßwerten auch am größten werden. Weiter fehlt es an einem Vergleichsmaßstab für diese größten Spannungen. Offenbar kann man sie doch nicht mit den zulässigen Spannungen in Vergleich setzen, denn diese gelten nur für solche Beanspruchungen, die sich rechnerisch ermitteln lassen und z. B. den Einfluß starrer Stabanschlüsse nicht berücksichtigen; die Größe solcher zusätzlichen Spannungen kann im voraus sehr schwer bestimmt werden. Schließlich ist noch ganz unbestimmt, wie sich die Spannungen aus der ständigen Last verteilen, die oft ebenso groß sind, wie die gemessenen Spannungen aus der beweglichen Last. Ein Spannungswert, der als Vergleichsmaßstab für die gemessenen Spannungen dienen könnte, müßte sowohl die Einflüsse der ständigen, wie die der beweglichen Lasten umfassen. Solange ein solcher Vergleichswert aber fehlt, hat es auch wenig Zweck, die größten Spannungen und die größten dynamischen Koeffizienten zu ermitteln, die den Unterschied der größten gemessenen dynamischen Spannungen gegenüber den rechnerischen oder — richtiger gesagt — gegenüber den statischen Spannungen darstellen. Dieses Verfahren der Ermittlung des größten dynamischen Koeffizienten, das bisher sehr oft benutzt wurde, kann nur als ein erster Schritt zur Prüfung des Zustandes der Brücke angesehen werden.

Hier muß man andere Wege einschlagen.

Es läßt sich voraussagen, daß das beste Mittel zur Untersuchung des Brückenzustandes die Untersuchung des inneren Arbeitsvorganges der Brücke unter der Last sein kann. Ein derartiger Vorgang ist die Umwandlung der äußeren Energie, die die Brücke von der Last erhält, in die innere Energie der Formänderung.

Wenn wir diesen Vorgang verfolgen und dabei nachprüfen könnten, wieviel von der Arbeit äußerer Kräfte in potentielle Energie verwandelt und wieviel durch Umwandlung in Wärme usw. verloren geht, so würden wir das sicherste und unmittelbarste Verfahren zur Prüfung des Brückenzustandes haben, da der Zustand jeder Brücke am besten durch die Abweichungen gekennzeichnet wird, die sich gegenüber der normalen Umwandlung der äußeren Arbeit in potentielle (Spannungs-) Energie ergeben.

Bei dem heutigen Stande der Meßgeräte ist jedoch eine unmittelbare Verfolgung dieses Umwandlungsvorganges der Energie noch nicht möglich; wir können daher nur die Kennzeichen des Vorganges erforschen und so die Frage zu lösen suchen.

Diese Abweichungen hängen davon ab, wie sich die äußere Arbeit im Innern der Brücke verteilt, sie werden hervorgerufen durch die inneren Eigenschaften der Brücke, die auf Nietverbindungen, Ungleichförmigkeiten des Baustoffes, Querschnitt- und Knotenpunktbildung, Gesamtanordnung usw. beruhen, und stellen Störungen des normalen Energieumwandlungsvorganges dar.

Das Ergebnis des wirklichen inneren Arbeitsvorganges, der bei der Überfahrt der Lasten über die Brücke in dieser stattfindet, gibt das Brückendiagramm wieder, das von einem Meßgerät gezeichnet wird, und das das Gesetz der Formänderung eines Brückenteils oder der ganzen Brücke während der Wirkung der äußeren Kräfte zeigt. Nun ist der Vergleich

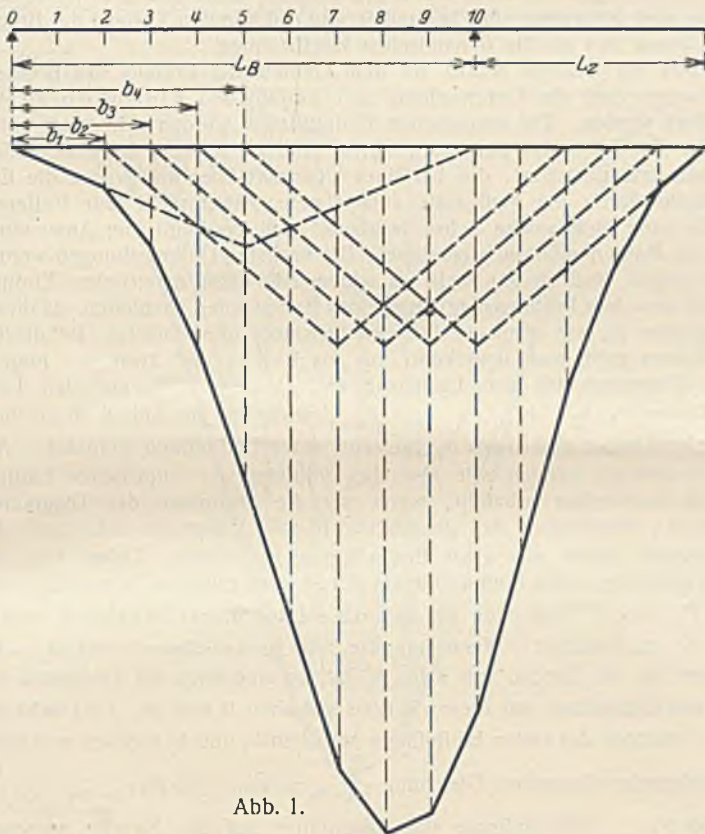
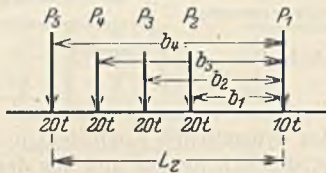


Abb. 1.

der Umriss und der Fläche solcher Diagramme mit dem theoretischen Diagramm, das für eine ideale Brücke, die keine inneren Störungsursachen hat, gefunden werden kann, sehr wertvoll. Das Aufzeichnen eines solchen theoretischen Diagramms macht keine große Schwierigkeiten, weil es eine Summeneinflußlinie des ganzen Lastenzuges darstellt. Wenn man z. B. das Diagramm für ein Biegemoment erhalten möchte, das beim Befahren eines Trägers durch einen Lastenzug P_1, P_2, \dots, P_n mit den Lastabständen $b_1, b_2 - b_1, \dots, b_n - b_{n-1}$ entsteht, so muß man die Momenteneinflußlinien jeder Last zeichnen, wobei etwaige Unterschiede in der Lastgröße durch den Maßstab der Einflußlinienordinate sogleich ausgeglichen werden müssen. Entsprechend der beim Befahren nacheinander eintretenden Wirkung der einzelnen Lasten werden die einzelnen Einflußlinien um die Lastabstände gegeneinander seitlich versetzt, so daß die zeitlich gleichzeitig eintretenden, also die zugehörigen Einflußwerte übereinander zu liegen kommen und nunmehr als Summenordinaten aufgetragen werden müssen. Die Verbindung der Ordinatenendpunkte ergibt dann das theoretische Diagramm.

In Abb. 1 ist als ein Beispiel für dieses Verfahren ein Momentendiagramm eines einfachen Balkens gezeigt.

Dieses Verfahren stammt aus dem Jahre 1906 von Rabut. Im Jahre 1922 hat Rabinowitsch (Moskau) ein einfacheres Verfahren gefunden, das sich kurz auf folgende Überlegung stützt: die Einflußlinie des Biegemoments und aller Stabkräfte, Spannungen und Form-

änderungen, die aus dem Biegemoment stammen, kann als eine Seilkurve für die Lastengruppe, bestehend aus der Kraft P und ihren zwei Reaktionskräften, gezeichnet werden; daraus folgt, daß auch die Diagramme, wie eine Summeneinflußlinie, als eine Seilkurve für drei Lastenzüge bestimmt werden kann, von denen der erste durch den Lastenzug P_1, P_2, \dots, P_n gebildet wird, der zweite und der dritte aber aus den Reaktionslastenzügen $R_{1l}, R_{2l}, \dots, R_{nl}, R_{1r}, R_{2r}, \dots, R_{nr}$ besteht, die die Reaktionen der Lasten P_1, P_2, \dots, P_n über dem linken und rechten Auflager ergeben. In Abb. 2 ist dieses Verfahren dargestellt.

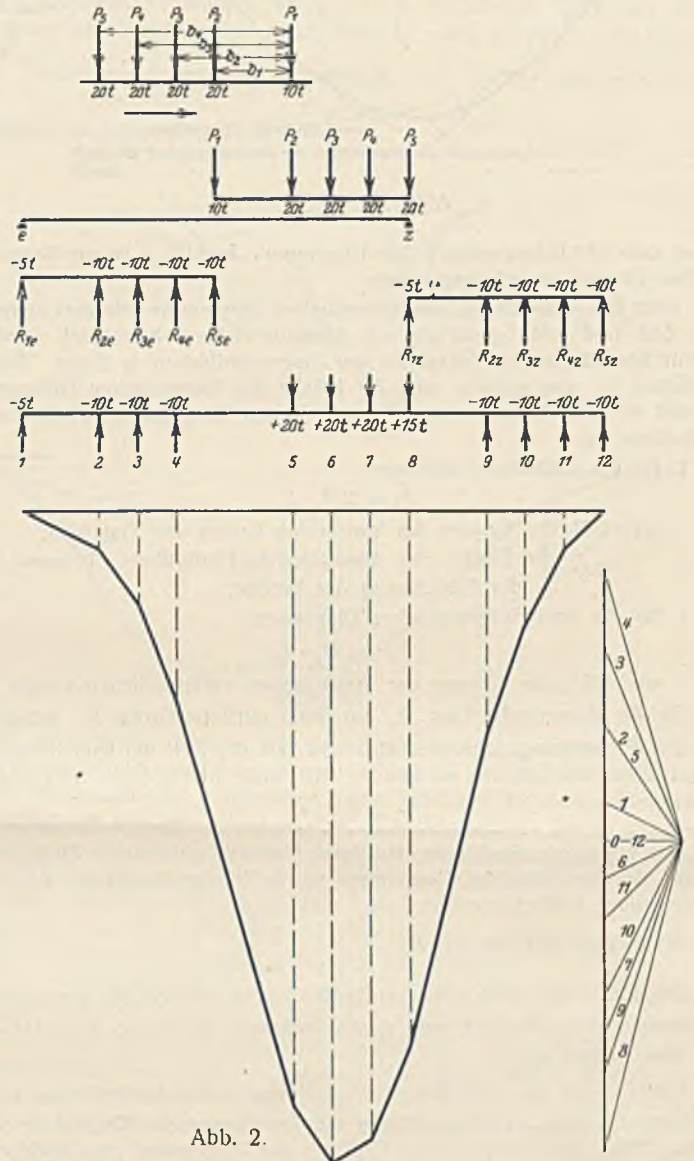


Abb. 2.

Die Diagramme für die Durchbiegungen können auf demselben Wege gefunden werden; die Belastung des Trägers darf dann aber nicht aus den Lasten P_1, \dots, P_n bestehen, sondern muß durch die Gewichte der Momentenflächen und ihrer Reaktionen gebildet werden.

Bei diesen theoretischen Diagrammen kann man drei Arten unterscheiden: 1. Die statischen Diagramme, die von einem statischen Lastenzuge mit konstanten Lasten P_1, \dots, P_n stammen. 2. Die statisch-dynamischen Diagramme, die von einem Zuge mit infolge ihrer Massenwirkung veränderlichen Lasten P_1, \dots, P_n stammen, wobei aber die durch die Belastung entstehende Arbeit der Brücke rein statischen Gesetzen folgt, das heißt die dynamischen Einflüsse der Brücke selbst bleiben unberücksichtigt. Um ein solches statisch-dynamisches Diagramm zeichnen zu können, muß man das Gesetz kennen, nach dem sich die Kraft P mit der Zeit, oder, was bei gleichmäßiger Geschwindigkeit dasselbe ist, mit dem Wege ändert. Dieses Gesetz ergibt sich für Lokomotiven aus deren dynamischen Kennlinien, wie sie in Rußland bereits für viele Lokomotiven aufgestellt und in Abb. 3 beispielsweise dargestellt sind.¹⁾ 3. Die dynamischen Diagramme, die von der dynamischen Arbeit der Brücke beeinflusst werden, das heißt von einer solchen Arbeit, bei der die Beschleunigungskräfte und Stoßkräfte der

¹⁾ Entnommen aus der Sonderausgabe der Z. d. V. D. I., „Eisenbahnwesen“ 1925, S. 344. Streletzky: Ergebnisse der Brückenuntersuchungen in Rußland 1919 bis 1924.

Brücke nicht vernachlässigt werden. Das Aufzeichnen dieser dynamischen theoretischen Diagramme ist sehr schwierig; es genügt aber in der Praxis die Kenntnis der zwei ersten Arten der Diagramme. Die glatte Kurve des statischen Diagramms und die Kurve mit den darüber gelagerten Schwingungen des statisch-dynamischen Diagramms nähert sich stufen-

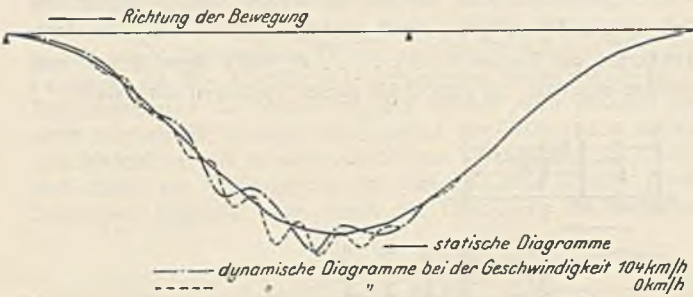


Abb. 4.

weise dem wirklichen empirischen Diagramm. In Abb. 4 ist ein Beispiel²⁾ solcher Diagramme wiedergegeben.

Aber das Aufzeichnen der theoretischen Diagramme erfordert ziemlich viel Zeit und kann nicht als ein Massenverfahren betrachtet werden; hierfür kommt eher der Vergleich der Diagrammflächen in Frage. Dieses Verfahren ist sehr einfach, weil die Fläche des theoretischen Diagramms an und für sich bekannt ist. Sie ist, da das Diagramm eine Summen-einflußlinie ist,

1. für ein statisches Diagramm:

$$F_t = \sum P_s \cdot f_t$$

wo: $\sum P_s$ die Summe der konstanten Lasten des Zuges ist,
 f_t die Fläche der theoretischen Einflußlinie, bekannt aus der Berechnung der Brücke;

2. für ein statisch-dynamisches Diagramm:

$$F_t = \sum P_d \cdot f_t$$

wo: $\sum P_d$ die Summe der dynamischen veränderlichen Lasten ist.

Da die dynamische Last P_d um ihre mittlere Größe P_s schwankt und ihre Schwingungsdauer viel kürzer ist, als die Zeit der Durchfahrt des Zuges über die Brücke, so können wir auch hier $\sum P_d = \sum P_s$ setzen; ist dann:

$$F_t = \sum P \cdot f_t$$

Das Verhältnis der Fläche des durch Messung gefundenen Diagramms zu der des theoretischen Diagramms werde Flächenkoeffizient des Diagramms oder F -Wert genannt.

$$\text{Wir bezeichnen ihn mit } K_f = \frac{F_e}{F_t} = \frac{F_e}{\sum P \cdot f_t}$$

Die Fläche F_e wird durch einfaches Planimetrieren des empirischen Diagramms gefunden: $\sum P$ und f_t sind bekannt. So erhält man sehr einfach den F -Wert K_f .

Der F -Wert K_f , der den ganzen Vorgang der Lastwirkung kennzeichnet, ist offenbar einwandfreier als der dynamische Koeffizient oder Stoffzuschlag, der nur von einer Ordinate der Diagramme abgeleitet wird. Er ist auch deswegen weniger fehlerhaft, weil die Fehler der Meßgeräte sich ausgleichen und er somit ein mittlerer Beiwert ist. Außerdem bringt die Benutzung des F -Wertes noch folgende Vorteile mit sich: Die vielen Untersuchungen Rußlands über die Größe des F -Wertes haben gezeigt, daß dieser Wert von der Geschwindigkeit des Zuges unabhängig ist, wie Abb. 5 zeigt. Er wird auch wenig von den zufälligen Faktoren der Last-

²⁾ Wie zu ¹⁾ S. 343.

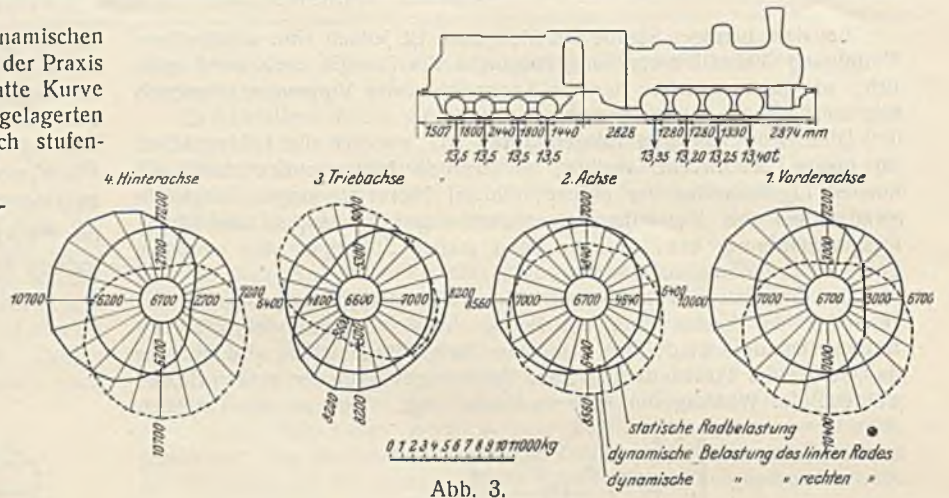


Abb. 3.

wirkung beeinflußt, die die Diagrammordinaten meist stark verzerren und die daher auf die Größe des dynamischen Koeffizienten sehr ungünstig wirken. Die Schwierigkeiten, die sich hieraus und aus der Abhängigkeit von der Geschwindigkeit für die Bestimmung des dynamischen Koeffizienten ergeben, fallen bei der Benutzung der F -Werte fort, sie sind daher viel geeigneter und bequemer und drücken den Zustand der Brücke viel besser aus als die dynamischen Koeffizienten.

Als ein weiterer Schritt auf dem Gebiete der Prüfung des Brücken-zustandes darf die Untersuchung der empirischen Einflußlinien betrachtet werden. Die empirischen Einflußlinien wurden schon oft untersucht. Die Schweizer benutzten hierfür eine als schwere Achse besonders konstruierte Einzellast, die bei ihrer Überfahrt über die Brücke die Einflußlinie durch die Meßgeräte aufzeichnete. Aber nicht jede Prüfungsstelle kann eine solche Achse besitzen, auch erscheint ihre Anwendung für ein Massenverfahren ungeeignet. Die nächsten Untersuchungen werden nun zeigen, daß es gar nicht so schwer ist, diese empirischen Einflußlinien aus dem Prüfungsdiagramm eines Lastenzuges abzuleiten, da dieses Diagramm ja, wie oben gezeigt, eine Summeneinflußlinie ist. Bei diesem Verfahren geht man umgekehrt vor als bisher, und zwar wie folgt:³⁾ Das Diagramm für den Lastenzug P_1, P_2, \dots, P_n mit den Lastabständen $b_1, b_2 - b_1, \dots, b_n - b_{n-1}$ wird, wie aus Abb. 6 zu ersehen, auf der Strecke von 0 bis b_1 nur von einer Einflußlinie gebildet. Auf dieser Strecke können wir also die Ordinaten der empirischen Einflußlinien unmittelbar erhalten, wenn wir die Ordinaten des Diagramms durch P_1 dividieren. Auf der Strecke ($b_1 - b_2$) dagegen setzt sich das Diagramm schon aus zwei Einflußlinien zusammen. Dabei sind die Ordinaten der einen Einflußlinie auf der Strecke zwischen 0 und ($b_2 - b_1$) mit P_2 und die Ordinaten der anderen auf der Strecke zwischen b_1 und b_2 mit P_1 multipliziert. Wenn nun die Strecke zwischen 0 und ($b_2 - b_1$) kleiner als die Strecke von 0 bis b_1 ist, so sind auch die Ordinaten der zweiten Einflußlinie auf dieser Strecke zwischen 0 und ($b_2 - b_1$) bekannt. Die Ordinaten der ersten Einflußlinie zwischen b_1 und b_2 ergeben sich dann aus folgender allgemeiner Gleichung $\eta_{b_1-b_2} = (Y_{b_1-b_2} - P_2 \eta_{0-(b_2-b_1)}) \frac{1}{P_1}$, wobei $Y_{b_1-b_2}$ die Ordinate des Diagramms auf der Strecke zwischen b_1 und b_2 und $\eta_{0-(b_2-b_1)}$ die Ordinate der Einflußlinie auf der Strecke zwischen 0 und ($b_2 - b_1$) darstellt. Für den vorliegenden Fall (Abb. 6) wird also $\eta_3 = (Y_3 - P_2 \cdot \eta_1) \frac{1}{P_1}$. Auf der Strecke zwischen b_2 und b_3

³⁾ Das Verfahren stammt von Ing. Rabinowitsch, Moskau.

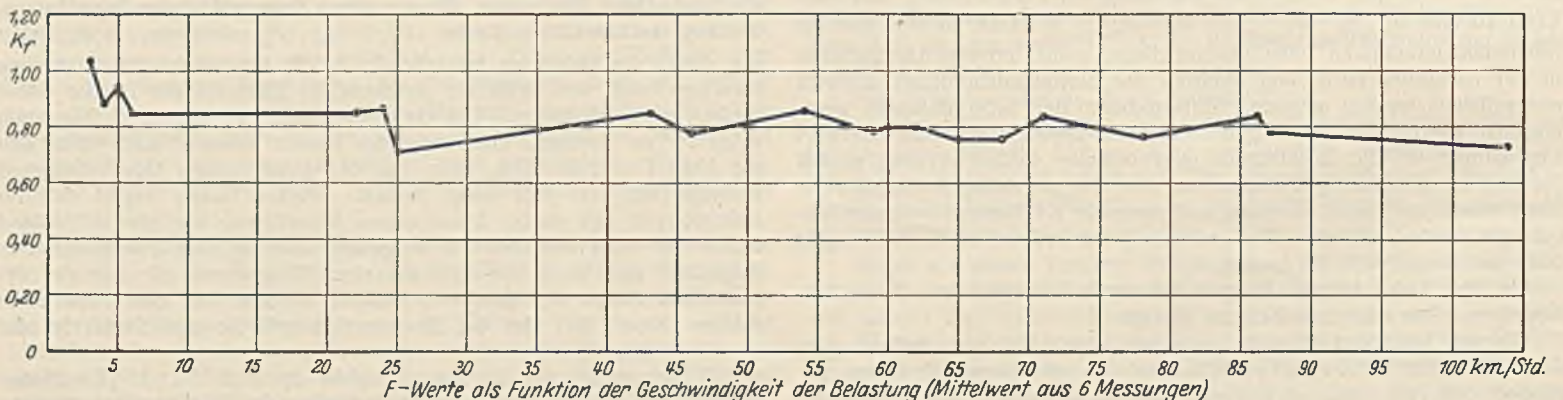


Abb. 5.

besteht das Diagramm dann aus drei Einflußlinien; hier bekommen wir die Ordinaten der Einflußlinie auf dieselbe Weise wie vorher.

$$\eta_{b_2-b_3} = (Y_{b_2-b_3} - P_2 \eta_{b_1-b_2} - P_3 \eta_{0-(b_2-b_1)}) \frac{1}{P_1} \text{ usw.}$$

Das Verfahren ist, besonders wenn man viel Lasten hat, ziemlich zeitraubend, zumal es sehr sorgfältig durchgeführt werden muß; deswegen ist es auch als Massenverfahren nicht brauchbar. Für Massenprüfungen muß man Koeffizienten finden, die die empirische Einflußlinie kennzeichnen können, ohne daß die Einflußlinie gezeichnet werden muß. Hierfür kommt erstens ein Koeffizient in Betracht, der die Verzerrung des Umrisses der Einflußlinie bewertet und zweitens ein solcher, der das Verhältnis der empirischen Einflußlinienfläche zu der theoretischen darstellt. Der Verzerrungskoeffizient kennzeichnet dann das auf den Flächenwert K_f bezogene Verhältnis der Ordinate des Diagramms oder der empirischen Formänderung zu derselben theoretischen Formänderung.

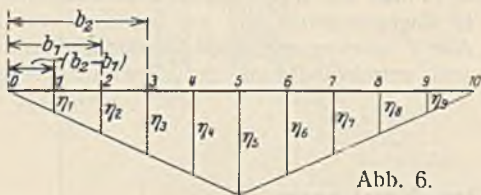
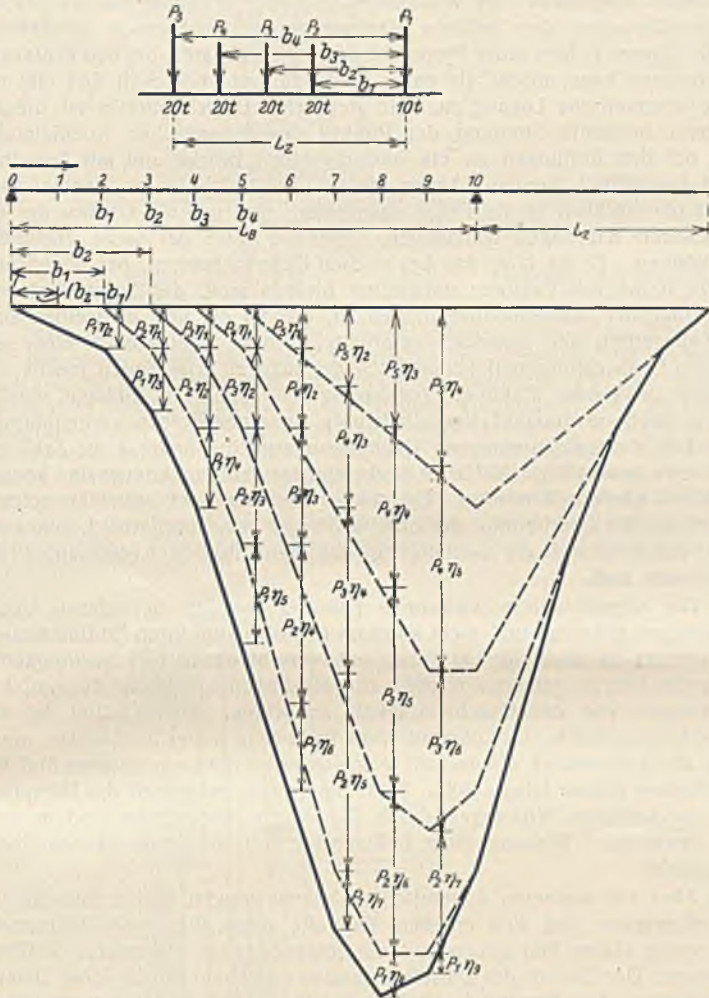


Abb. 6.

Wir bekommen also den Verzerrungskoeffizienten

$$\gamma = \frac{Y_e}{K_f} = \frac{p_e \cdot f_e}{p_l \cdot f_l} \cdot K_f = \frac{p_e \cdot f_e}{p_l \cdot f_l} \cdot \frac{\sum P \cdot f_l}{\sum P \cdot f_e} = \frac{p_e}{p_l}, \text{ wobei}$$

Y_e die empirische Formänderung gleich $p_e \cdot f_e$,

f_e die Fläche der empirischen Einflußlinie,

p_e die gleichmäßig verteilte Last für die empirische Einflußlinie;

Y_l die theoretische Formänderung gleich $p_l \cdot f_l$,

f_l die Fläche der theoretischen Einflußlinie und

p_l die gleichmäßig verteilte Last für die theoretische Einflußlinie.

Der Verzerrungskoeffizient γ ergibt sich hiernach gleich dem Verhältnis der beiden den empirischen und theoretischen Einflußlinien zugehörigen virtuellen gleichmäßig verteilten Lasten. Da die virtuellen Lasten nur von dem Umriss der Einflußlinien abhängig sind, so ist auch der Koeffizient γ nur von dem Umriss der Einflußlinien abhängig und kennzeichnet somit die Unterschiede oder die Verzerrungen dieser Einflußlinien. Wird $\gamma > 1$, so bedeutet

dies, daß die empirische Einflußlinie hinter der theoretischen zurückbleibt, was auf größere innere Reibungen oder Störungen schließen läßt. $\gamma < 1$ deutet dagegen auf Verminderung dieser Reibungen. Daraus folgt aber nicht, daß $\gamma < 1$ auf einen besseren Zustand der Brücke hinweist als $\gamma > 1$; die Normalwerte, die als Maßstab für die Bewertung von γ gelten können, bestehen noch nicht und können nur aus einer großen Zahl von Prüfungen gefunden werden, die noch nicht ausgeführt sind. In Abb. 7 sind zwei Beispiele dargestellt, die die aufgenommenen Diagramme und die gefundenen Einflußlinien, sowie die daraus abgeleiteten Werte γ enthalten.

Ist γ bekannt, so können wir $p_e = \gamma p_l$ bestimmen, da p_l aus der Berechnung der Brücke bekannt ist; dann ist auch die Fläche der empirischen Einflußlinie f_e bestimmt, nämlich $f_e = \frac{Y_e}{p_e}$, und somit auch der Einflußlinienflächenkoeffizient $K_e = \frac{f_e}{f_l}$.

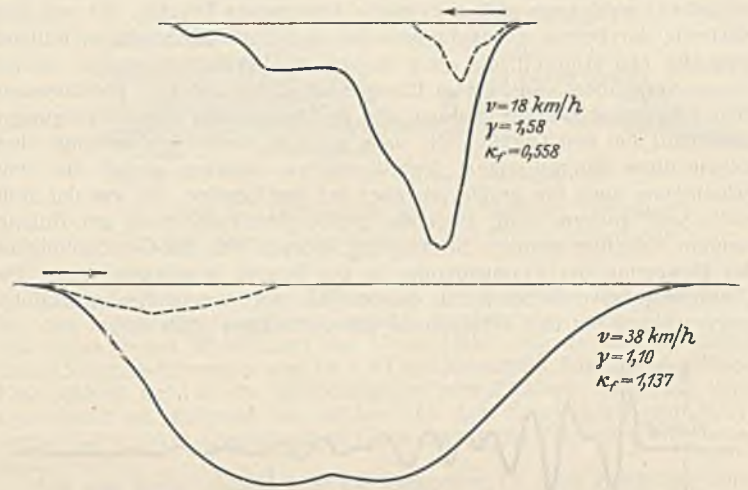


Abb. 7.

Auf diese Weise können wir die Fläche der empirischen Einflußlinie bestimmen und eine Vorstellung von deren Umriss bekommen, ohne daß wir die empirische Einflußlinie dazu zeichnen müssen. Für die Bestimmung der Beiwerte γ und K_e muß man kennen: 1. die empirische Formänderung, d. h. die Ordinaten des aufgenommenen Diagramms; 2. die theoretisch errechnete Formänderung (Spannung, Durchbiegung); 3. den schon oben erwähnten Flächenkoeffizienten K_f .

Hiernach geht das Berechnen der Beiwerte sehr schnell vor sich, so daß dieses Verfahren für Massenprüfungen geeignet ist.

Da der Flächenkoeffizient K_f , wie gesagt, von der Geschwindigkeit der Lasten nicht abhängig ist, so ist auch die Fläche der empirischen Diagramme von der Geschwindigkeit unabhängig. Der Beiwert γ , der Umriss und die Ordinaten der Diagramme sind dagegen wesentlich von der Geschwindigkeit abhängig. Daraus folgt, daß der Einfluß der Geschwindigkeit auf die Diagramme jedesmal positiv und negativ sein muß, so daß er sich im ganzen aufhebt.

Der Vergleich der empirischen und theoretischen Diagramme zeigt ferner, daß dieser Einfluß auch in einer Verschiebung der empirischen Diagramme in der Fahrtrichtung der Lasten stattfindet, was eine Verspätung der Phase des empirischen Diagramms im Vergleich mit dem theoretischen ausdrückt.

Diese Verzögerung muß grundsätzlich von den inneren Widerständen und Störungen der Brücke abhängen und deswegen großes Interesse haben. Aber die unmittelbare Untersuchung dieser Verzögerung durch den Vergleich der Diagramme ist schwierig und unbequem, da man dazu die theoretischen Diagramme zeichnen und die ganze Untersuchung auf die Feststellung sehr kleiner Größenunterschiede stützen muß, was sehr ungenau werden muß. Dazu kommt noch, daß die Reibung der Geräte selbst auch eine Phasenverschiebung zur Folge hat, was die ganze Untersuchung erschwert. Es empfiehlt sich daher, die Verspätung der Formänderung und die inneren Reibungen der Brücke auf anderem Wege zu verfolgen; als solcher kommt ein einfacher Stoß- oder Fallversuch in Frage. Dazu braucht man ein kleines Gestell und ein Gewicht von 50 bis 60 kg, das von einer bestimmten Höhe auf einige zusammengestellte Holzschwellen, die auf der Fahrbahn der Brücke liegen, fallen läßt. Die Meßgeräte (besonders System Geiger) registrieren sehr schön die Frequenz sogar sehr kleiner Schwingungen; dadurch kann man die Schwingungen der Brückenglieder sogar bei einem kleinen Stoß ganz gut nachweisen und den Versuch ziemlich genau durchführen. Die Amplituden der Eigenschwingungen, die infolge des Stoßes entstehen, pflanzen sich in den Brückengliedern fort und werden von den Meßgeräten, die an verschiedenen Punkten der Brücke befestigt werden, aufgezeichnet. Am be-

quemsten ist das Verfahren, den Augenblick der größten Schwingung bei den Meßgeräten festzulegen, der das Ende der Zuwachsperiode der Energiewelle an dem Meßpunkte bedeutet. Setzen wir diese Dauer gleich der Zeit der Erweiterung des Grundtons der Eigenschwingungen, der sich am langsamsten ausbreitet, so können wir die Geschwindigkeit bestimmen, mit der sich in der Brücke die Grundschwingungen ausbreiten, und durch den Vergleich mit der theoretischen Geschwindigkeit die Verzögerung des Grundtons feststellen. Die theoretische Geschwindigkeit

kann mit der Formel $v = \frac{K \cdot \pi}{l} \sqrt{\frac{g \cdot E \cdot J}{p}}$ bestimmt werden, wobei

K den Grad der Frequenz der Schwingungen (bei Grundton $K = 1$),
 l die Entfernung des Meßpunktes von dem Stoßpunkt und
 p die ständige Last bedeutet.

Die Erfahrungen, die mit diesem Verfahren in Rußland gemacht wurden, zeigen, daß es praktisch brauchbar ist.

Die Eigenschwingungen der Brücke, die nach dem einfachen Stoß entstehen, verkleinern sich nach einem bestimmten Gesetze, das von dem Zustande der Brücke abhängig ist. Bei den Untersuchungen in Rußland wird die Zeit ermittelt, die nötig ist, um die Eigenschwingungen bis auf $\frac{1}{10}$ zu verkleinern, was einem Energieverlust bis auf $\frac{1}{100}$ gleichkommt. Sehr interessant sind die Kurven, die die Amplituden der Schwingungen umhüllen: bei den Geräten, die nahe an dem Stoßpunkte befestigt sind, folgen diese Kurven einem logarithmischen Gesetze, wobei die erste Schwingung auch die größte ist; aber bei den Geräten, die von der Stoßstelle weit entfernt sind, liegt die größte Amplitude nicht am Anfang, sondern bei einer späteren Schwingung, woraus sich die Geschwindigkeit der Bewegung der Formänderung in der Brücke bestimmen läßt. Die Umhüllungskurve selbst ist in diesem Fall viel verwickelter und infolge innerer Störungen und Widerstände unregelmäßiger (Abb. 8).

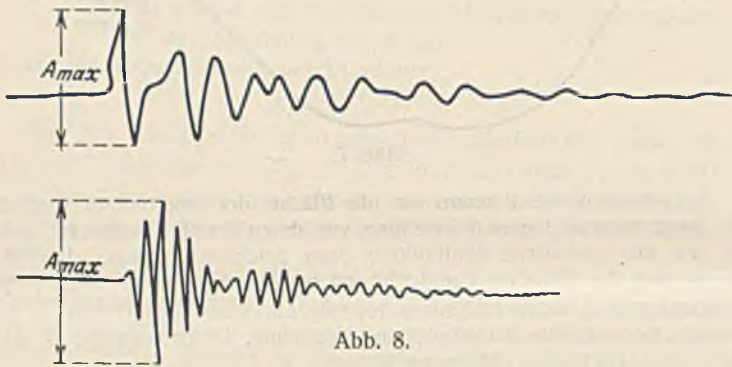


Abb. 8.

Diese Unregelmäßigkeiten kennzeichnen also auch die inneren Störungen, die bei schlechtem Zustande der Brücke sehr groß sein können. Daraus ist zu schließen, daß bei den empirischen Koeffizienten nicht nur die Zahlenwerte selbst, sondern auch ein Vergleich dieser an verschiedenen Brückenteilen ermittelten Koeffizienten untereinander ein sehr brauchbares Mittel zur Beurteilung des Brückenzustandes bilden können.

Wie groß die als Maßstab zu verwendenden Normalwerte der empirischen Beiwerte sein müssen, das ist noch schwer zu sagen; sie müssen bei den reihenweise vorzunehmenden Massenprüfungen noch gefunden werden und werden wahrscheinlich in verschiedenen Ländern wegen der Verschiedenartigkeit der Brückenbaugrundsätze nicht ganz gleich sein. Aber es ist schon wichtig, die Aufmerksamkeit der Forscher auf diese Beiwerte zu lenken, die sehr leicht gefunden werden können,

und doch einen ziemlich tiefen Blick in die innere Arbeit der Brücke gestatten.

Das Verfahren der zweiten Aufgabe der dynamischen Untersuchung — der Bestimmung der dynamischen Wirkungen der Lasten — ist viel einfacher. Das liegt hauptsächlich daran, daß die Untersuchung der Lasten mittelbar durch die Brücke geschieht, was eine Vertiefung der Frage unmöglich macht; denn der Grundsatz, der für alle solche Untersuchungen gelten muß, nämlich die Annahme, daß die Formänderungen, die an der Brücke gemessen werden, proportional den äußeren Kraftimpulsen sind, kann nur als eine erste und sehr rohe Annäherung betrachtet werden, die der Wirklichkeit nicht entspricht.

Die Formänderungen, die bei der dynamischen Arbeit der Brücke in den einzelnen Baugliedern entstehen, sind nicht nur das Ergebnis der dynamischen Wirkungen der Lasten, sondern auch der inneren Störungen, Widerstände und Verzögerungen im Kraftfluß, die die Lastwirkungen unbestimmt vergrößern oder verkleinern und unberechenbar machen, da die Formänderungen den äußeren Kraftwirkungen nicht mehr proportional sind. Dieses Fehlen jeder Proportionalität, die man stets bei den Prüfungen beobachten kann, macht die ganze Frage äußerst verwickelt und läßt nur eine schematische Lösung zu. Ein deutlicher Beweis hierfür ist die allgemein bekannte Streuung der Punkte des dynamischen Koeffizienten, die bei den Prüfungen an ein und derselben Brücke und mit derselben Last beobachtet werden. Unter diesen Umständen ist es nur möglich, ganz oberflächlich in die Frage einzutreten, und nur die Größen der dynamischen Wirkungen festzulegen, ohne die Natur der Sache ergründen zu können. Es ist klar, daß bei solchen Untersuchungen, bei denen eine ganze Reihe von Faktoren unbeachtet bleiben muß, das beste Verfahren dasjenige der Massenbeobachtungen ist, die an ein und demselben Bauteil ausgeführt und statistisch verarbeitet werden, denn nur bei einer sehr großen Beobachtungszahl können sich die nicht zu erfassenden positiv und negativ wirkenden Faktoren gegenseitig aufheben. In Rußland wurden hierzu mehrere hundert Versuchsfahrten an einer Brücke vorgenommen. Die Zahl der aufgenommenen Diagramme erreichte dadurch die Zahl von mehreren tausenden. Natürlich sind derartige Prüfungen teuer und können nicht oft wiederholt werden. Es ist aber auch klar, daß bei einem solchen Verfahren die Bearbeitung der Ergebnisse nur sehr oberflächlich sein kann und sich nur auf die Bestätigung des dynamischen Koeffizienten beschränken muß.

Die verschiedenen wirksamen Faktoren werden bei diesen Untersuchungen geändert und nicht konstant gehalten, um ihren Einfluß kennen zu lernen; so muß der Lastenzug mit verschiedenen Geschwindigkeiten über die Brücke gefahren werden, um die Abhängigkeit der dynamischen Wirkungen von der Geschwindigkeit zu prüfen. Den Einfluß der Beschleunigungskräfte der Lokomotive kann man ferner beobachten, wenn man die Lokomotive einmal mit geschlossenem und ein anderes Mal mit geöffnetem Regler fahren läßt. Schließlich kann man auch die Dämpfung der dynamischen Wirkungen durch die Wagen beobachten, indem man die dynamische Wirkung einer Lokomotive mit der eines ganzen Zuges vergleicht.

Aber aus mehreren dynamischen Untersuchungen, die in Rußland gemacht wurden, hat sich ergeben, daß alle diese Ergebnisse bisher nur ein wenig klares Bild geben und nur folgende ganz allgemeine Schlüsse zulassen: Der Einfluß der Diesellokomotive ist kleiner als der einer Dampflokomotive; der dämpfende Einfluß der Wagen ist ziemlich beträchtlich, der Einfluß des Dampfes ist dagegen gering und nur bei kleineren Geschwindigkeiten fühlbar. Alle Feinheiten und Begleitumstände entgehen der näheren Betrachtung und verschwinden in dem Wirrwarr der gefundenen Punkte.

Alle Rechte vorbehalten.

Vom Bau des Hauptwehrs bei Zemo-Awtschaly im Kaukasus

hat „Die Bautechnik“ bereits in den Jahrgängen 1925 und 1926 einige Mitteilungen¹⁾ gebracht. Zu deren Ergänzung seien nachstehend aus dem Berichte des Regierungsbaumeisters a. D. Harupa der Siemens-Bauunion²⁾ noch folgende Einzelheiten gebracht:

Im Gegensatz zu den anderen, im Eigenbetrieb ausgeführten Arbeiten wurde für die Ausführung des Hauptwehrs von der Verwaltung eine engere Ausschreibung unter einer Reihe nicht-russischer Firmen veranstaltet, zu der auch drei deutsche Firmen aufgefordert waren und auf Grund deren die Arbeiten der Siemens-Bauunion übertragen wurden.

Ursprünglich hatte die Bauverwaltung das Hauptwehr der Wasserkraftanlage in einer Niedrigwasserperiode fertigstellen und zu diesem Zweck die vorspringende Felsnase neben der Wehrbaustelle (Abb. 1) durchstechen wollen. Dadurch sollte die Kura während der Dauer des Baues umgeleitet werden und später als Grundablaß der Stauanlage

¹⁾ „Die Bautechnik“ 1925, Heft 19: Enzweiler, Bau einer Großwasserkraftanlage im Kaukasus. — Ebenda 1926, Heft 31: Vom Bau des Hauptwehrs bei Zemo-Awtschaly im Kaukasus.

²⁾ Z. d. V. d. I. 1927, Bd. 71, Nr. 15.

dienen: Die Lage dieses Durchstichs war für die Anordnung der Fangdämme (Abb. 2) bestimmend.

Schon der Umfang der Arbeiten zeigte die Unmöglichkeit, das ganze Wehr in dem genannten Zeitabschnitt auszuführen; dazu kam, daß der Durchstich selbst nicht rechtzeitig hergestellt werden konnte. Man mußte also eine zweite Niedrigwasserzeit für die Ausführung vorsehen, was die Herstellung der Fangdämme dadurch erheblich erschwerte, daß diese nun dem Andrang eines Hochwassers standhalten mußten. Da auch die Bodenuntersuchungen an der Wehrbaustelle die Ausführung in zwei Abschnitten als unzweckmäßig erscheinen ließen, entschloß man sich, die gesamte Baugrube durch Fangdämme abzuschließen. Dabei war die Lage des unteren Fangdammes durch die Ausmündung des Durchstichs gegeben, der obere Fangdamm konnte jedoch entweder unmittelbar vor das Bauwerk oder in einiger Entfernung von ihm unterhalb des Durchsticheinlaufs gelegt werden. Obleich im letzteren Falle der Fangdamm mehr als dreimal so lang wurde, entschloß man sich zu dieser Ausführung deshalb, weil man dabei sofort und noch vor Vollendung des Kura-Durchstichs anfangen und den Damm durchweg auf Felsen gründen, also einen sicheren Abschluß der Baugrube erreichen konnte.

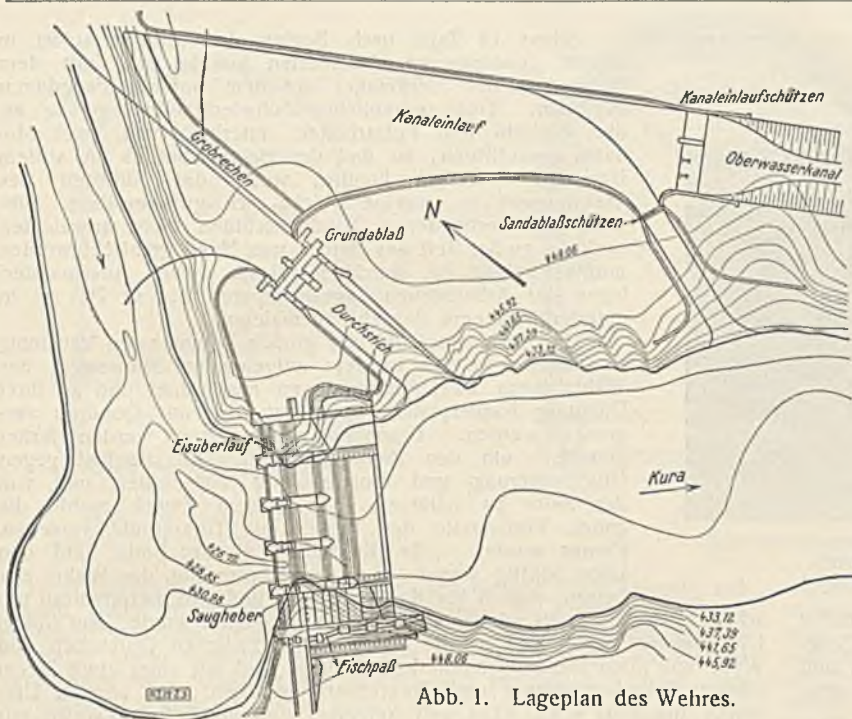


Abb. 1. Lageplan des Wehres.

Nach Abb. 3 u. 4 wurde der oberstromseitige Damm als Staudamm mit Betonkern ausgeführt, seine Oberfläche mit Zementmörtel vergossen und auf der Unterstromseite ein Schußboden angelegt. Für den unteren Fangdamm wurde ebenfalls ein Steindamm vorgesehen, der gegen die Baugrube durch eine Spundwand mit Lehmhinterfüllung und gegen das Unterwasser durch eine Anschüttung aus gleichem Material abgedichtet wurde. Trotz der schwierigen Baustoff- und Geräteelieferung, der verspäteten Durchstichvollendung und des außergewöhnlich strengen Winters gelang es, den Bau der Fangdämme bis zum Eintritt der Hochwasserzeit fertigzustellen. Während der Hochwasserzeit wurden die Fangdämme und die Baugrube überflutet.

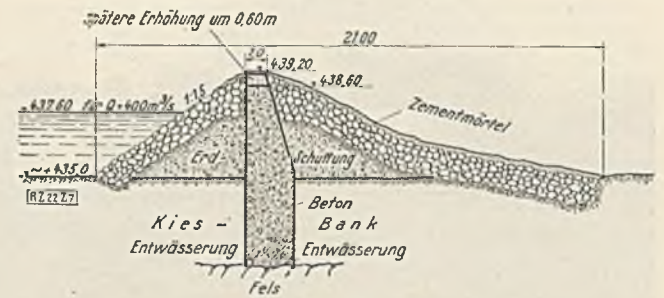


Abb. 3. Querschnitt durch den oberen Fangdamm.

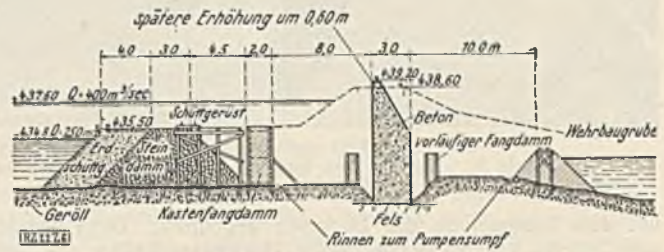


Abb. 4. Hilfsbauten für den Bau des Betonkerns für den oberen Fangdamm im Niedrigwasserbett der Kura.

Diese Zeit konnte zur Vollendung der Entwurfs- und Vorarbeiten für das eigentliche Hauptwehr benutzt werden, das nach Abb. 5 u. 6 aus einem festen Wehrrücken von 10 cm Höhe mit drei darüber befindlichen Schützenöffnungen von 13×17 m Querschnitt besteht. Am linken Ufer schließt sich an die Wehroffnungen eine Eisklappe von $13 \times 0,5$ m Querschnitt an, während am rechten Ufer fünf Saugheber Bauart Heyn von je $1,2 \times 2,0$ m Querschnitt und eine Denilsche Fischleiter vorgesehen sind.

An das Wehr schließt sich ein Tosbecken an. Zur Ermittlung einer geeigneten Form für dieses führte man im Einverständnis mit der Bauverwaltung auf der Baustelle selbst Modellversuche aus, wobei die Ver-

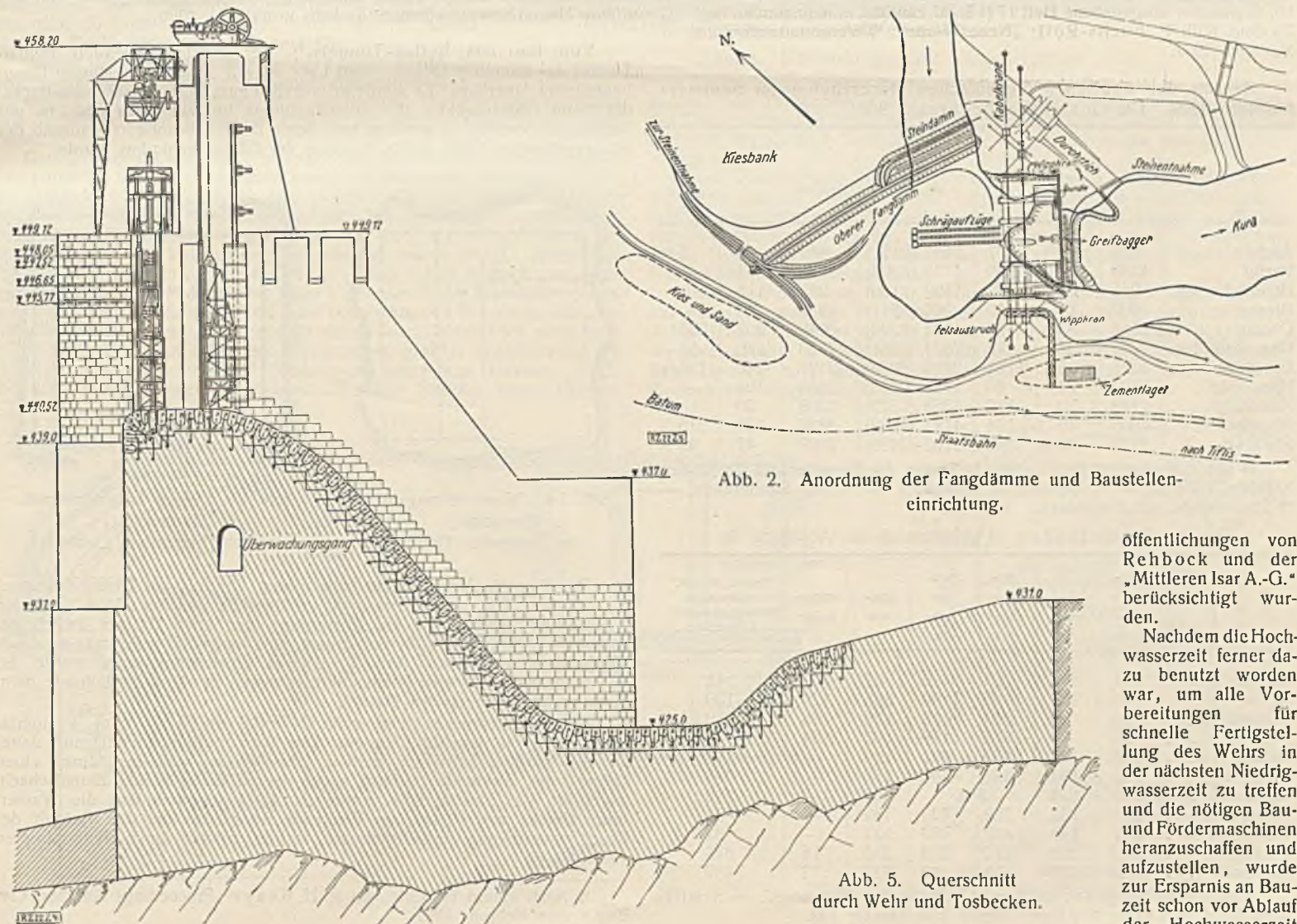


Abb. 2. Anordnung der Fangdämme und Baustelleneinrichtung.

Abb. 5. Querschnitt durch Wehr und Tosbecken.

öffentlichungen von Rehbock und der „Mittleren Isar A.-G.“ berücksichtigt wurden.

Nachdem die Hochwasserzeit ferner dazu benutzt worden war, um alle Vorbereitungen für schnelle Fertigstellung des Wehres in der nächsten Niedrigwasserzeit zu treffen und die nötigen Bau- und Fördermaschinen heranzuschaffen und aufzustellen, wurde zur Ersparnis an Bauzeit schon vor Ablauf der Hochwasserzeit

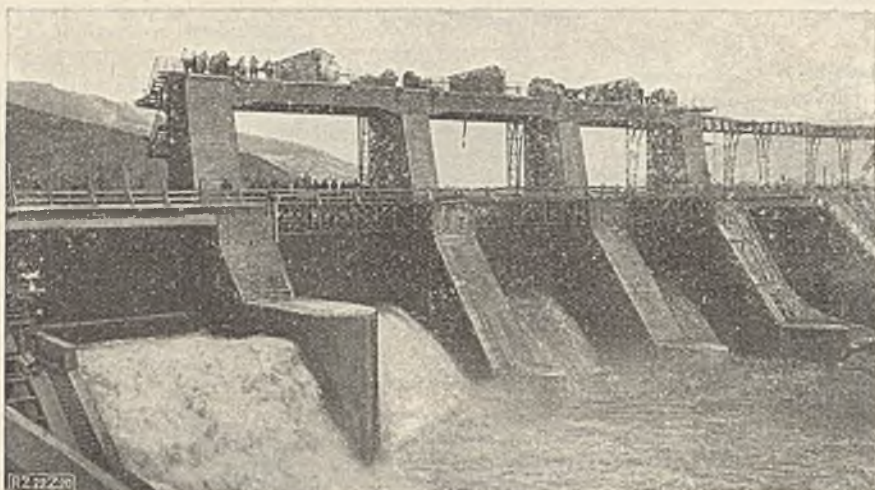


Abb. 6. Ansicht des fertigen Wehres, Saugheber im Betrieb.

mit dem Leerpumpen der Baugrube begonnen. Dazu wurde zunächst zum Schutze gegen etwaige kleine Hochwasserwellen der untere Fangdamm durch eine mit Lehm hinterfüllte Stützwand um 1 m erhöht und der durch das Hochwasser weggespülte Dichtungsboden durch eine neue Lehmschüttung ersetzt.

Da sich unterhalb des Durchstichs schon bei geringem Steigen der Kura ein starker Strom entwickelte, wurde zum Schutze gegen dessen Spülwirkung von den aus den Felsarbeiten gewonnenen Steinen unterhalb des unteren Fangdamms ein Schutzdamm geschüttet. Nach diesen Vorbereitungen gelang es, die Baugrube trotz ihrer Größe binnen 24 Stunden trocken zu pumpen.

Schon 14 Tage nach Beginn der alsdann sofort in Angriff genommenen Bauarbeiten konnte man mit dem Betonieren der Herdmauer vor dem unteren Fangdamm beginnen. Trotz erheblicher Schwierigkeiten gelang es, die Aushub- und Felsarbeiten innerhalb von zwei Monaten auszuführen, so daß der Betonierbetrieb in vollem Umfange einsetzen konnte, wobei das Auflösen des Wehrkörpers in einzelne Blöcke sich gut bewährte. Obwohl die vorhandenen Mischmaschinen nicht ausreichten und ein großer Teil des Betons von Hand gemischt werden mußte, gelang es, durch möglichst weites Auseinanderlegen der Arbeitsstellen Tagesleistungen bis zu 700 m³ in ununterbrochenem Betriebe zu erzielen.

Um dem Schwinden der großen Betonmassen Rechnung zu tragen, wurden in dem aufgehenden Mauerwerk des Wehrrückens zwei Schwindfugen angeordnet und zu ihrer Dichtung Kupferplatten eingebaut, die mit Goudron vergossen wurden. Besondere Maßnahmen wurden ferner getroffen, um den Beton des Wehrkörpers selbst gegen Durchsickerung und Unterspülung von unten und von der Seite zu schützen. Zu diesem Zweck wurde die ganze Vorderseite des Wehres mit Torkretputz versehen. Ferner wurde — da die Felsen an der Sohle und den Ufern klüftig waren — an der Vorderseite des Wehres der Felsen noch 5 bis 8 m freigelegt und ein Betonvorfuß geschaffen, der ebenfalls wieder durch Torkret gedichtet wurde. Am linken Ufer wurden die Felsen auf die ganze Länge zwischen Durchstich und Wehr von allen losen Bestandteilen gereinigt und mit einer etwa 30 cm starken Betonverkleidung und Torkretputz versehen. Am rechten Ufer wurde der Fels etwa 40 m weit freigelegt und in ähnlicher Weise mit Beton und Torkret verkleidet.

Die in der Gründungssohle auftretenden Sickerwasser wurden aufgefangen und zu einem Pumpensumpf im Tosbecken geleitet.

Im ganzen wurden geleistet: 37 600 m³ Aushub in kiesigem Sand, 16 850 m³ Felsaushub, 37 850 m³ Beton, 2560 m² Granitverkleidung, 5500 m² Torkretputz, 1760 m² Handputz und 1760 m² Glatzstrich.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 10. September ausgegebene Heft 17 (1 R.-M.) enthält u. a. folgenden Beitrag: Dr.-Ing. Willi P. Fuchs-Röll: „Neues Wohnen“, Werkbundaustellung in Stuttgart 1927.

Besuch der deutschen Technischen Hochschulen im Sommerhalbjahr 1927. Die Gesamtbesucherzahl war:

	a) Studierende	b) Fachhörer	c) Gasthörer	Insgesamt ¹⁾	Davon:		
					Deutsche	Ausländer	Ausländer deutsch. Abkunft
Aachen . . .	984	40 ²⁾	467	1491 (2111)	889	90	5 ³⁾
Berlin . . .	4289	177	259	4725 (4793)	3676	613	—
Braunschweig . . .	945	63	92	1100 (1160)	985	115	—
Breslau . . .	907	19	40	966 (1011)	932	34	—
Danzig . . .	1515	33	95	1643 (1792)	1049	357	237
Darmstadt . . .	2308	38	178	2524 (2751)	2323	146	55
Dresden . . .	2341	258	187	2786 (3038)	2197	246	156 ⁴⁾
Hannover . . .	1807	92	60	1959 (2323)	1855	104	—
Karlsruhe . . .	1189	50	119	1358 (1522)	1308	50	—
München . . .	4008	49	124	4181 (4398)	3836	130	215
Stuttgart . . .	1726	45	332	2103 (2498)	2007	47	49

¹⁾ Die eingeklammerten Zahlen bedeuten die Besucherzahl im Winterhalbjahr 1926/27. — ²⁾ Darunter 3 Ausländer. — ³⁾ Nur Studierende. — ⁴⁾ Studierende und Fachhörer.

Von den Studierenden (a) gehörten an der Abteilung für

	Ingenieurwesen	Architektur	Maschinenbau	Elektrotechnik	Chemie	Hüttenkunde	Techn. Physik, Mathematik, Naturwissenschaft, Allgemeines
Aachen . . .	91	71	218	110	67	269	41
Berlin . . .	359	288	1450	1190	285	120	139
Braunschweig . . .	106	75	310	153	126	96	79
Breslau . . .	33	—	313	179	102	134	49
Danzig . . .	219	121	470	297	129	—	128
Darmstadt . . .	258	193	842	549	150	—	316
Dresden . . .	203	159	884	309	—	—	786
Hannover . . .	272	132	762	425	132	—	84
Karlsruhe . . .	157	130	420	262	137	—	83
München . . .	534	268	1272	729	313	16	876
Stuttgart . . .	195	220	615	280	237	12	167

Außerdem: Bergbau: Aachen 117, Berlin 281, Breslau 97. — Schiff- und Schiffmaschinenbau: Berlin 177, Danzig 151.

Technische Hochschule München. Zum Rektor der Technischen Hochschule ist der Professor Caspar Dantscher, Oberbaudirektor der Rhein-Main-Donau-Aktiengesellschaft, gewählt worden.

Vom Bau des Moffat-Tunnels.¹⁾ Der kürzlich vollendete Moffat-Tunnel der Bahnlinie Denver—Salt Lake ist mit 9820 m der längste Eisenbahntunnel Amerikas. Er wurde erforderlich zum Ersatz einer Bahnstrecke, die beim Überschreiten des Felsengebirges bis auf etwa 3500 m mit Steigungen von 40‰ ansteigt und deren Betrieb besonders während der Schneeschmelze öfters durch Vereisen der Gleise behindert wurde.

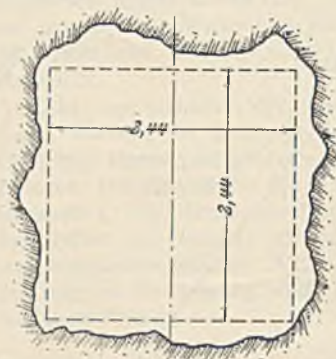


Abb. 1a. Wasserleitungstunnel. Querschnitt im tragenden Gebirge.

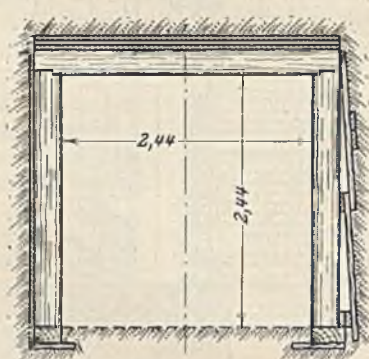


Abb. 1b. Wasserleitungstunnel. Zimmerung in nicht tragendem Gebirge.

Die Tunnelanlage besteht aus einem eingleisigen Eisenbahntunnel und einem 23 m parallel dazu in größtenteils gleicher Höhe geführten Wasserleitungstunnel für die Versorgung der etwa 200 km östlich gelegenen Stadt Denver; beide Tunnel sind ungefähr alle 500 m durch Querschläge verbunden (Abb. 3). Dieses Zweirohrensysteem wurde der leichteren und sichereren Bauausführung wegen gewählt, ähnlich wie beim Simplon- und Rogers-Paß-Tunnel.

Die Tunnelstrecke steigt vom Ostportal um 3‰, vom Westportal um 8‰ nach der Mitte zu an. Der Wasserleitungstunnel muß daher als Druckstollen betrieben werden. Das Wasser wird ihm durch einen 760 m vom Westende entfernt angeordneten 63 m hohen Einfallschacht zugeführt, das Druckgefälle wurde zu 4‰ angenommen; die Wasser-tunnelstrecke von 3/4 km am Westende, die also für den Betrieb der Druckwasserleitung entbehrlich ist, wurde zuletzt durch Betonpfropfen verschlossen.

¹⁾ Nach einem Berichte von R. H. Keays „Proceedings Am. Soc. Civ. Eng.“ vom Februar 1927.

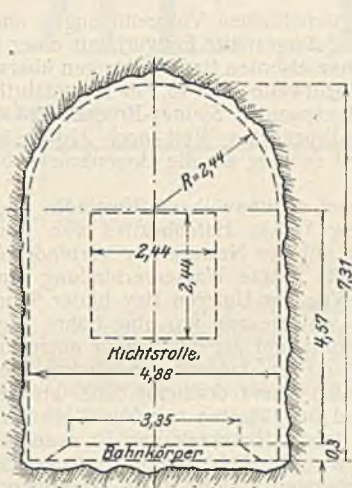


Abb. 2a. Eisenbahntunnel. Querschnitt im tragenden Gebirge.

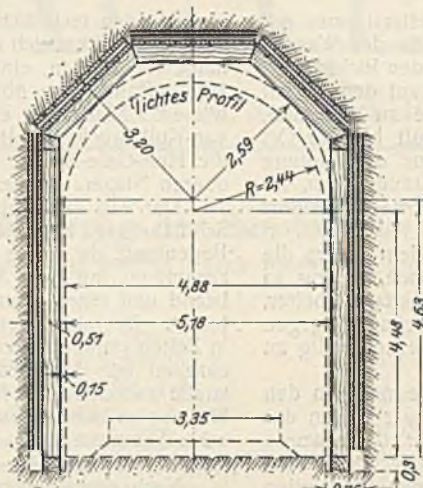


Abb. 2b. Eisenbahntunnel. Zimmerung in nicht tragendem Gebirge.

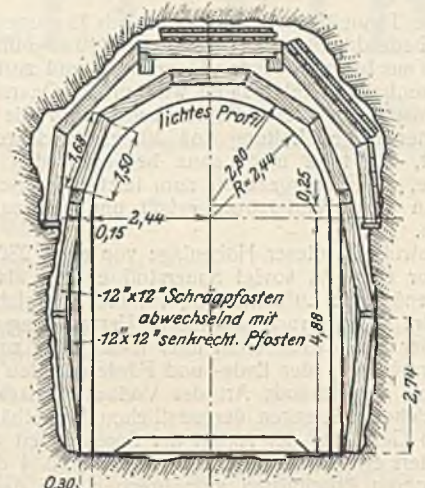


Abb. 2c.

Das Gebirge besteht aus Biotit-Gneis mit einigen Einlagerungen von Pegmatit, einer grobkörnigen Granitart, sowie am Ostende auch aus Schiefer in senkrecht stehenden, etwa 15° zur Tunnelachse streichenden Schichten. Diese Gesteine zeigten sich auf Strecken bis zu einigen 100 m Länge stark zerklüftet und zerstört, teils sandfein zerkleinert, teils auch stark mit Wasser durchsetzt, jedoch ist bezeichnend für die Unstetigkeit dieser Verwitterungsstellen, daß sie selten gleichzeitig in den beiden nur 23 m voneinander entfernten Tunnelläufen auftraten.

Eine Besonderheit bildeten einige gerade über dem Tunnel liegende Gebirgsseen. Bei einem der erwähnten Wassereinbrüche, wo bis zu 8100 l/Min. schlammigen Wassers eindrang, gelang der Nachweis, daß das wasserführende Gebirge mit einem solchen See zusammenhing: in der Mitte des Sees wurde durch ein Loch in der Eisdecke Chlorkalk eingebracht, der sich nach zwei Stunden in dem in den Tunnel eingedrungenen Wasser nachweisen ließ; auch später, als sich der Wasserandrang infolge Verschlammens des Einbruchtrichters auf etwa 450 l/Min. vermindert hatte, blieb der Zusammenhang mit dem Gebirgssee. Die zugeführten Chemikalien drangen bereits nach 20 Minuten durch das allerdings nur 430 m mächtige Deckgebirge in den Tunnel ein.

Infolge der verhältnismäßig geringen Höhe des Deckgebirges war die Temperatur im Tunnel nur durchschnittlich um 5° C höher als in der Nähe der Portale. Diese geringe Zunahme wird auch durch den kühlenden Einfluß der eingetretenen Wasseradern erklärt.

Den Querschnitt des Wasserleitungs- und des Eisenbahntunnels zeigen Abb. 1 und 2. Vorgetrieben wurde zuerst der Wasserleitungstunnel. Etwa alle 460 m wurden Querschläge vom gleichen Querschnitt wie der Wasserleitungstunnel und von deren Ende aus nach beiden Seiten ein Richtstollen für den Eisenbahntunnel vorgetrieben, der hier eigenartiger Weise in mittlerer Höhe des Vollaushubs angeordnet wurde (vergl. Querschnitt Abb. 2a und Übersichtsgrundriß Abb. 3). Diese schon beim Rogers-Paß-Tunnel gewählte Lage ermöglichte beim Vollaushub des Eisenbahntunnels das Lösen des Gesteines in Form von konzentrischen Ringen (s. Abb. 5). Vor allem wurden diese Arbeiten nicht durch den Förderbetrieb nach dem weitest vorgetriebenen Ende des Richtstollens gestört, ebensowenig die teilweise recht schwierige Zimmerung in gebrechtem Gestein (vergl. Abb. 4). Es wurden nicht weniger als 15 solche Strecken faulen Felsens

angeschlagen, von wenigen Metern bis zu 150 m Länge. Diese Vermehrung der Angriffspunkte ermöglichte vor allem einen raschen Vortrieb des Richtstollens. An beiden Enden der Richtstollenstrecke war eine Bohr- und Sprengkolonne und eine Ladekolonne tätig, die ihren Arbeitsplatz gegenseitig abwechselten. Durch Verwendung einer maschinellen Ladevorrichtung, des sog. Convey-loader, ließ sich ein genau gleicher Zeitbedarf für beide Kolonnen erreichen, so daß der tägliche Vortrieb von 4,5 auf 7,3 m gesteigert werden konnte.

Das Fördergleis hatte 610 mm Spurweite, es wurden teils 3-t-Lokomotiven mit Edison-Sammlern, teils 4-t-Lokomotiven mit Stromzuführung durch Fahrdrat angewandt. Die erforderliche Energie wurde als Drehstrom von 2300 V mittels Kabels in den Tunnel eingeführt und dort für die



Abb. 3. Übersichtsgrundriß. Tunnelvortrieb.

Beleuchtung in Wechselstrom gewöhnlicher Spannung, für den Betrieb der Lokomotiven und der kleineren Ventilatoren in Gleichstrom umgeformt, während die großen Ventilatoren unmittelbar mit dieser Spannung betrieben wurden.

Zum Vollaushub des Eisenbahntunnels wurde dagegen ein Fördergleis von 914 mm Spurweite und eine durch Preßluft betriebene Lademaschine verwendet, so daß gerade noch ein Ladegleis seitlich an dieser vorbeigeführt werden konnte, später sogar eine kleine Dampfschaukel auf einem kurzen Gleis von 1524 mm Spurweite. Zur Förderung dienten hier 8-t-Lokomotiven mit Fahrdrat.

Über die Anordnung der Bohrlöcher beim Vollaushub vergl. Abb. 5, aus der auch die Lage der Bohrsäulen für den Angriff der oberen Bohrlöcher (1 bis 12) und der unteren (13 bis 27) ersichtlich ist. Die Bohrlöcher der oberen Hälfte wurden mit Preßluftschlämmern von Dreh- und demselben Angriffspunkte aus, die unteren Bohrlöcher mit Drehbohrern von drei Punkten aus vorgetrieben.

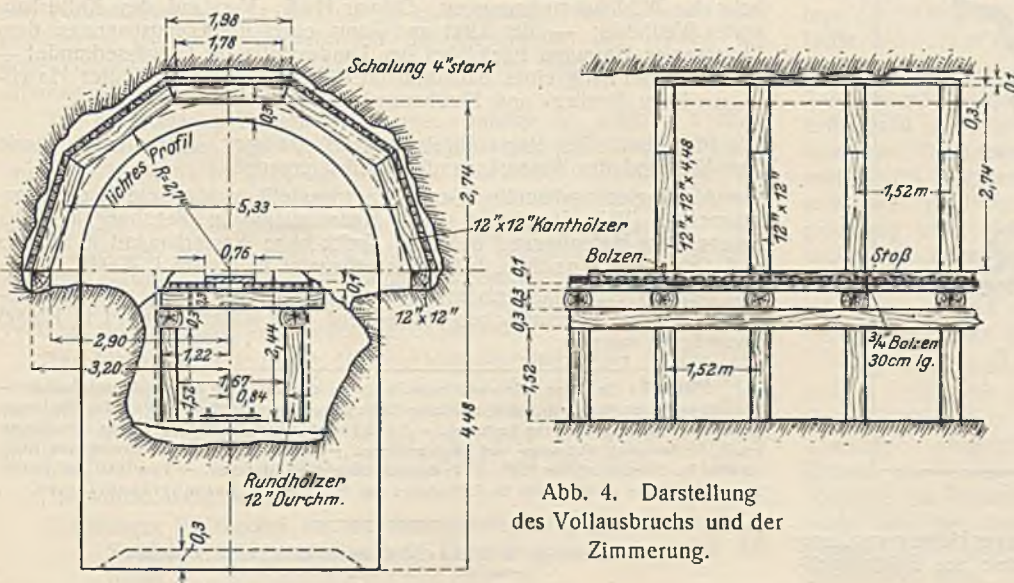


Abb. 4. Darstellung des Vollaushubs und der Zimmerung.

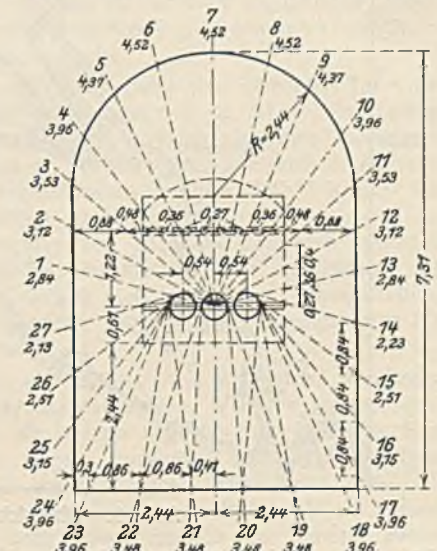


Abb. 5. Anordnung der Bohrlöcher für den Vollaushub.

Die Tunnellüftung geschah durch Erzeugen eines Wetterstromes mit zwei Niederdruckkompressoren von 340 m³/Min. vom Ende des Wassertunnels aus bis zum letzten Querschlag und zurück durch den Richtstollen des Eisenbahntunnels; dabei wurden die Querschläge bis auf den letzten verschlossen gehalten. Ferner wurde, um die Sprenggase zu entfernen, mit einer langen Leitung von 305 mm Lichtweite Druckluft bis vor Ort geleitet, die trotz nicht ganz befriedigenden Dichthaltes der Leitung genügte, die Sprenggase bis zum letzten Querschlag herauszudrängen, wo sie von dem Wetterstrom erfaßt und bis zum Tunnelportal abgeführt wurden.

Obwohl in dieser Höhenlage von etwa 2800 m über dem Meere die Luft nur etwa $\frac{2}{3}$ soviel Sauerstoff enthält als im Tieflande, gelang so eine genügende Luftzuführung für die zahlreichen beschäftigten Arbeiter, nur beim Vollaussbruch war infolge Verwendung von Dampfschlaufen gegen Ende der Ausbrucharbeiten über Rauchplage zu klagen, die zeitweilig zu Unterbrechungen der Lade- und Förderarbeiten nötigte.

Eine abweichende Art der Vollaussbrucharbeiten wurde nötig in den druckreicheren Strecken der westlichen Tunnelhälfte. Hier war wegen des mürben Gesteines der Anteil der Sprengarbeit viel geringer, dafür wurde aber öfters erforderlich, an Stelle des in Abb. 4 dargestellten Vollaussbruchs in kleineren Abschnitten auszubrechen und dazu noch einen Firststollen vorzutreiben. Die in Abb. 2c dargestellte, in halber Profilhöhe auf das Gebirge abgestützte Sparrenzimmerung, die in den Druckstrecken sorgfältig mit Holzbalkenstücken hinterpackt wurde, mußte später ihrerseits wieder abgestützt werden durch innenliegende, ebenfalls gewölbeartig angeordnete Gespärre. Insbesondere waren bei starken wagerechten Drücken Schrägpfeiler nötig, wie in Abb. 2c gezeigt, die immerhin diese Bauweise auch noch bei druckreichem Gebirge anzuwenden gestattet, so daß man nur in ganz ungünstigen Druckstrecken zu Betongewölben übergehen mußte.

In den übrigen Strecken hat man dagegen sogar versucht, diesen Holzausbau für dauernd stehen zu lassen und ihn nur gegen Fäulnis zu durchtränken. Dieser kühne Versuch hat allerdings nicht die erhofften Ersparnisse gebracht, auch bleibt abzuwarten, wie sich dieser Holzausbau nach längerer Betriebszeit bewähren wird.

R. Fischer.

Eine neue große Brücke im Hafengebiet von New York über den Kill van Kull zwischen der Südspitze der Bayonne-Halbinsel und dem Stadtteil Port Richmond auf Staten Island wird nach einer Mitteilung in Eng. News-Rec. vom 17. 2. 27 in nächster Zeit ausgeführt werden. Mit den beiden zurzeit im Bau befindlichen Überbrückungen des Arthur Kill zwischen Staten Island und New Jersey sowie der demnächst zu beginnenden Hudsonbrücke im Zuge der 178. Straße bei Fort Lee

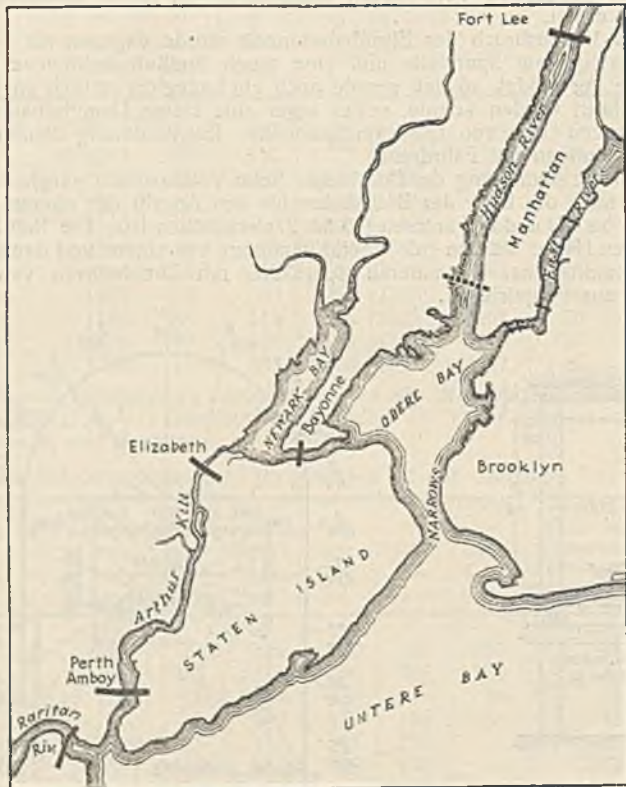


Abb. 1. Übersichtsplan.

(Abb. 1) ist sie der vierte neuerdings von der New Yorker Hafenverwaltung unternommene Brückenbau und wie die älteren Bauten aus Brückenzoll-Einnahmen zu erstellen und zu unterhalten.

Als den technischen und wirtschaftlichen Vorbedingungen am besten entsprechend hat sich der in Abb. 2 dargestellte Entwurf mit einer Gesamtlänge von 2560 m, einer durch einen eisernen Fachwerkbogen überspannten Hauptöffnung von über 500 m Lichtweite und 45,7 m Durchfahrhöhe erwiesen. Neben der ebenso weitgespannten Sydney-Brücke wird die Killvan-Kull-Brücke damit die größte Brücke der Welt, noch 210 m länger als die Hell-Gate-Brücke und doppelt so lang als die Bogenbrücke über den oberen Niagara werden.

Der Kill van Kull trennt zwei dichtbevölkerte Vorstädte und ist als Schifffahrtsweg innerhalb des New Yorker Hafenbezirks von erheblicher Bedeutung, da er die obere Bay mit der Newark Bay verbindet (Abb. 1), zusammen mit dem Arthur Kill die innere Wasserverbindung um Staten Island und einen unmittelbaren Weg zur Unteren Bay hinter Sandy Hook bildet. Bis jetzt führt über diesen Meeresarm nur eine Fähre, die jedoch in Zeiten stärkeren Verkehrs überfüllt und als nicht mehr ausreichend anzusehen ist. Eine feste Brücke und die dadurch ermöglichte Durchgangstraße zwischen Bayonne und Staten Island erscheint daher als neue Verbindung zwischen dem Süden und dem Westen von New York als äußerst wünschenswert und — da sich ja das Bauwerk aus Brückenzollgeldern bezahlt machen soll — auch in wirtschaftlicher Beziehung gesichert.

Nach eingehenden Untersuchungen rechnet man bei einem im bisherigen Verhältnis wachsenden Verkehr für 1932 1 261 000 Privatfahrzeuge und 299 000 Autobusse, für 1940 auf 3 130 000 und 740 000, für 1950 auf 6 776 000 und 1 604 000 Fahrzeuge. Bei einem Zollsatz von 60 Cents je Fahrzeug würde das eine Brutto-Jahreseinnahme von 1 253 000 \$ bedeuten, die sich innerhalb der genannten Frist auf das annähernd Fünffache steigert. Ein Eisenbahnverkehr über die Brücke ist nicht, mindestens vorläufig nicht vorgesehen: Er würde die Baukosten auf etwa das Doppelte erhöhen und diese Mehrausgabe nicht durch entsprechende Einnahmen ausgleichen.

Der Platz für das neue Bauwerk liegt noch nicht endgültig fest. Seine Wahl wird jedoch keine Schwierigkeiten machen, da auf beiden Ufern entweder an der Oberfläche oder in mäßiger Tiefe tragfähiger Boden für die Widerlager vorhanden ist. Man konnte sich daher auch für den in Abb. 2 dargestellten kühnen Bogen entschließen, der den daneben in Frage kommenden Ausleger- oder Hängebrücken technisch, wirtschaftlich und ästhetisch überlegen ist. Die Kosten sind auf 10 Millionen \$ veranschlagt.

Ki.

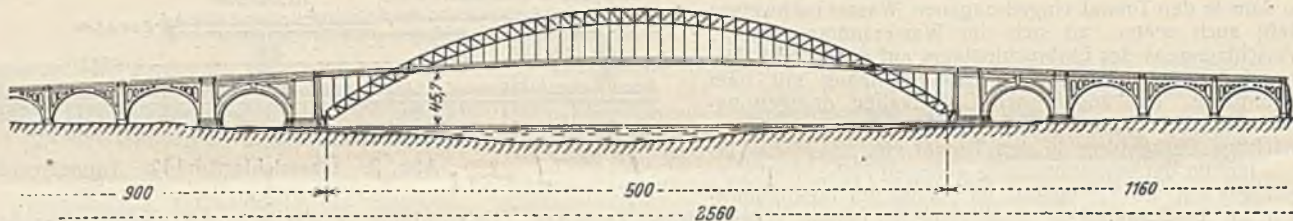


Abb. 2. Entwurf.

Personalnachrichten.

Baden. Der Oberbaurat Dr.-Ing. Dr. rer. pol. Roman Heiligenenthal in Berlin ist zum ordentlichen Professor für Städtebau und städtischen Tiefbau in der Abteilung für Bauingenieurwesen der Technischen Hochschule Karlsruhe ernannt worden.

Der Regierungsbaurat Eugen Trefzger in Lörrach ist zur Wasser- und Straßenbaudirektion versetzt worden.

Bayern. Verliehen wurde: der Titel und Rang eines Oberregierungsbaurates den Oberbauamtmännern Burkhard Amend, Vorstand des Straßen- und Flußbauamtes Aschaffenburg, Georg Scheufele, Vorstand des Straßen- und Flußbauamtes Weiden, Adolf Fischer, Vorstand der Sektion Rosenheim für Wildbachverbauungen, Ottmar Huß, Vorstand des Kulturbauamtes Weilheim; — der Titel und Rang eines Regierungsbaurates dem Bauassessor Hermann Pickl bei der Landesstelle für Gewässerkunde; — der Titel und Rang eines Bauamtmannes dem Bauassessor Walter Haußmann beim Straßen- und Flußbauamt München.

Preußen. Der Regierungsbaurat (W.) Jaeger, Marienburg, wurde zum Vorstand des Wasserbauamtes daselbst ernannt.

Als Regierungsbauräte planmäßig angestellt wurden die Regierungsbaumeister (W.) Kleeberg beim Kanalbauamt in Bernburg i. Anh., Ruoff beim Hafenbauamt in Pillau, Marx beim Wasserbauamt in Steinau a. d. Oder und Huschke beim Wasserbauamt in Hamm i. Westf.

Der Regierungsbaumeister (W.) Dr.-Ing. Hiemann ist unter Wiederaufnahme in den preußischen Staatsdienst dem Wasserbauamt I in Kassel überwiesen worden.

INHALT: Die neuen Hafen- und Industrieanlagen der Stadt Köln bei Köln-Niehl. (Schluß). — Grundzüge für ein Verfahren zur dynamischen Untersuchung von Brücken. — Vom Bau des Hauptwehrs bei Zemo-Awtshaly im Kaukasus. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Besuch der deutschen Technischen Hochschulen im Sommerhalbjahr 1927. — Technische Hochschule München. — Vom Bau des Moffat-Tunnels. — Neue große Brücke im Hafengebiet von New York. — Personalnachrichten.