

# DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang

BERLIN, 2. November 1928

Heft 47

Alle Rechte vorbehalten.

## Leistungsfähigkeit von Raupenbaggern.

Von Reg.-Baumeister Friedr. Gutberiet, Neuruppin.

Die Frage, ob man heute auf Baustellen Maschinen verwenden soll, ist eigentlich meist schon zugunsten der Maschinen entschieden. Beton-aufbereitung von Hand sieht man nur noch bei kleineren Unternehmern, und da nur bei kleinen Mengen. Der Straßenbau benutzt ebenfalls seit längerer Zeit die Maschine. Auch der Transport von Baumaterialien mit Hilfe von Kraftfahrzeugen bricht sich immer mehr Bahn.

Ganz klar ist diese Frage noch nicht beim Bodenaushub kleinerer Mengen, wie sie zum Beispiel beim Haus- oder Siedlungsbau vorkommen,

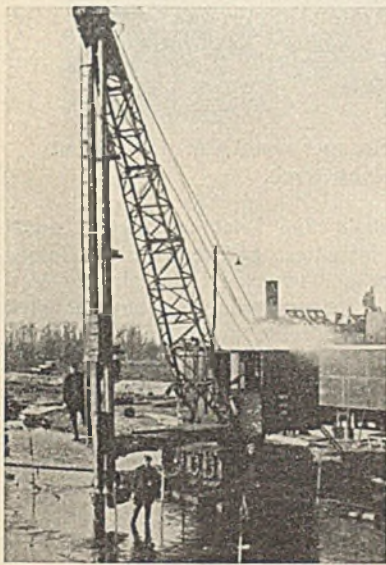


Abb. 1. Raupenbagger als Ramme.

Handbetrieb beim Schachten dem maschinellen Betrieb immer noch vorgezogen.

Und dies alles, obwohl wir in Deutschland Geräte zur Verfügung haben, die allen an sie zu stellenden Forderungen genügen und deren Vielseitigkeit und Leistungsfähigkeit sie zu einem universellen Hilfsmittel für den Baubetrieb machen. Es ist der Raupenbagger, der unabhängig von Eisenbahn und Wasserstraßen in der Lage ist, jederzeit mit eigener Kraft seine Arbeitsstelle zu erreichen, ja der sogar sich ohne vorbereitete Wege oder Straßen unabhängig vom Gelände bewegen kann, wenn dieses nur einigermaßen tragfähig ist. In letzter Zeit begegneten mir solche Raupen-

oder wenn nur eine geringe Abtraghöhe in Frage kommt. Bei großen Bodenbewegungen hat sich die Baggermaschine schon ihren Platz erobert, im Gegensatz zu den schon erwähnten kleineren Bodenmengen. Erklärlich ist ein solcher Standpunkt, wenn geeignete Hilfsmittel nicht zur Verfügung stehen. Bei dem heutigen Stand unserer Baumaschinenteknik aber müßte eine solche Auffassung längst überwunden sein. Außerdem muß man beachten, daß in unserer Zeit der Verkörperung der Massen kleinere Bodenbewegungen kaum mehr vorkommen. Abgesehen vom Landhausbau werden beim Wohnungsbau meist gleich große Blöcke aufgerichtet. Bei Kanalisationsarbeiten, die oft noch zu den kleinen Bauten gerechnet werden, obwohl meistens lange Strecken auszubauen sind, wird

ihm keine Beschwerden, wenn er seine Arbeitsstätte erreichen will. Selbst im Wasser tut er, wenn nötig, seine Pflicht (Abb. 4). Von einer technischen Beschreibung dieses Gerätes absehend, möchte ich nur einige Angaben über seine Leistungsfähigkeit geben. Die Verwendungsmöglichkeiten sind aus Abb. 1 bis 5 ersichtlich.

Das erste Mal hatte ich einen derartigen Bagger beim Neubau der Stadtschleuse zu Brandenburg an der Havel. Auf meiner Baustelle wurden folgende Ergebnisse erzielt:

In einer Minute leistete ein Greifer zwei Griffe zu  $0,3 \text{ m}^3 = 0,6 \text{ m}^3$ , d. h. in acht Stunden  $288 \text{ m}^3$ . Dieselbe Leistung wird erzielt bei günstiger Annahme von  $1 \text{ m}^3$  Boden für den Arbeiter von 36 Arbeitern.

Kosten für den maschinellen Schachtbetrieb:

Kohlen für acht Stunden = 5 Ztr. zu 2,00 R.-M.	10,00 R.-M.
Schmierung . . . . .	5,00 "
1 Maschinist zu 1,50 R.-M. Stundenlohn . . . . .	12,00 "
1 Heizer zu 0,80 R.-M. Stundenlohn . . . . .	6,40 "
Abschreibung 1 % <sub>00</sub> und Ausbesserungen . . . . .	43,00 "
	<hr/>
	76,40 R.-M.
15 % sonstige Unkosten rd. . . . .	12,00 "
	<hr/>
	88,40 R.-M.
	rd. 89,00 "

Kosten für den Hand-Schachtbetrieb:

36 Arbeiter 8 Stunden zu 0,72 R.-M. rd. 26,00 R.-M./Std.	
Also 8 Stunden . . . . .	208,00 R.-M.
1 Schachtmeister . . . . .	13,00 "
	<hr/>
	221,00 R.-M.
15 % sonstige Unkosten rd. . . . .	34,00 "
	<hr/>
	255,00 R.-M.

Nach dieser Aufstellung, die Februar 1926 gemacht wurde, kostete damals  $1 \text{ m}^3$  Bodenaushub

von Hand . . . . .	0,985 R.-M.
mit Maschine . . . . .	0,31 "

Dabei ist hier lediglich der Bodenaushub ohne Rücksicht auf den weiteren Transport, der ja in allen Fällen derselbe ist, berücksichtigt.

Ein weiteres Beispiel:

Ein Eimerseilbagger von Menck & Hambrock mit einem Eimerinhalt von  $0,86 \text{ m}^3$  leistete in  $9\frac{1}{2}$  Arbeitsstunden in gewachsenem Boden täglich  $600 \text{ m}^3$ . Der Bagger hob einen Entwässerungsgraben von 1,5 m Tiefe und 4,0 m oberer, sowie 2,5 m unterer Breite in Schwemmsand mit einer 10 cm starken Mergelschicht aus. Nacharbeiten waren nur in geringem Maße notwendig (Abb. 2).

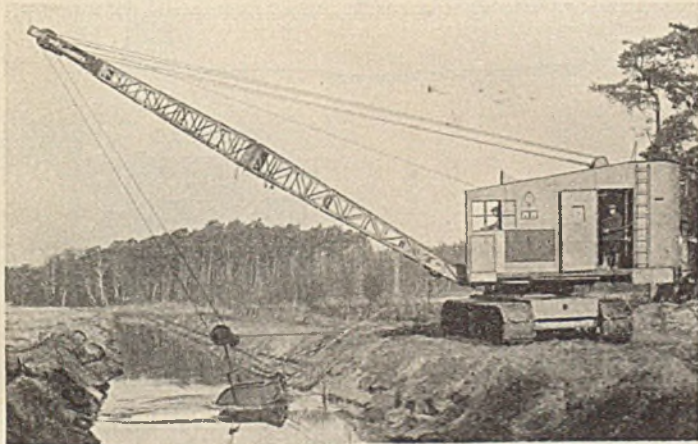


Abb. 2. Eimerseilbagger beim Grabenaushub.

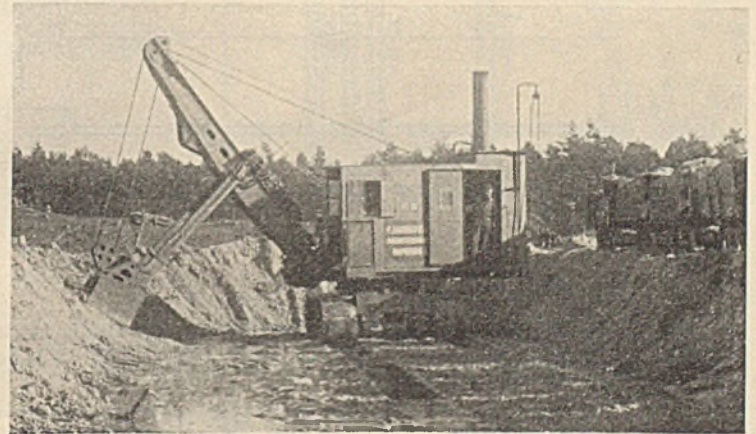


Abb. 3. Raupen-Löffelbagger beim Erdaushub.

bagger auf vielen Baustellen und fielen mir dort durch ihre Leistungsfähigkeit und Vielseitigkeit auf. Es ist dies der Raupenbagger der Firma Menck & Hambrock, Altona-Hamburg.

Dieses Gerät ist derart gebaut, daß es ohne größere Umstellungsarbeiten als Eimerseil-, Greifer- oder Löffelbagger oder auch als Kran oder Ramme (Abb. 1) arbeiten kann. Das schwierigste Gelände macht

Ein ebensolcher Bagger leistete in 10 Stunden beim Ziehen eines Grabens von 3 bis 4 m Tiefe in sehr festem Lehm- und Kiesboden  $550$  bis  $600 \text{ m}^3$  in 10 Arbeitsstunden. Hierdurch wurde eine Arbeiterkolonne von 120 Mann gespart.

Ein Raupenband-Löffelbagger belud an einer 3 m hohen Wand im Dauerbetriebe bei einem Löffelinhalt von  $\frac{2}{3} \text{ m}^3$  und einem 4 fachen

Löffelspiel in der Minute einen Zug von 13 Wagen mit insgesamt 17,4 m<sup>3</sup> Inhalt in 8 1/2 Minuten (Abb. 3).

Dasselbe Modell leistete bei einem Bahnhofsumbau bei Antrieb durch Dieselmotor in 12 Stunden 876 m<sup>3</sup> Mutterboden, der durch Lastautos, die 2,50 m über dem Baggerplanum standen, abgefahren wurde. Der Verbrauch an Betriebsstoff betrug rd. 5 kg/Std. Rohöl (Preis 1 R.-M.), zur Bedienung waren 1 Führer und 1 Hilfsmann notwendig.

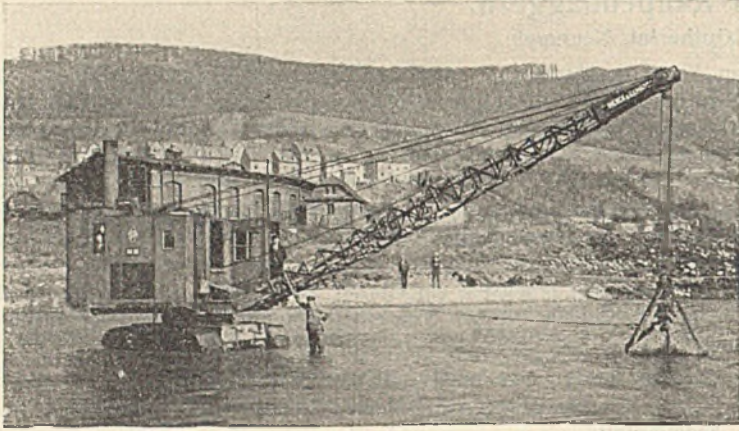


Abb. 4. Dampfgreifbagger bei einer Flußregulierung.

Bei dem Neubau eines Warenhauses in Hamburg wurde durch einen Raupengreifer (wie Abb. 4) ein 10 m<sup>3</sup> fassender Lastkraftwagenzug in sechs Minuten beladen. Der Greiferinhalt betrug 0,8 m<sup>3</sup>.

Im Abraum von rd. 12 m Gesamthöhe, bestehend aus schwerem Ton und Letten mit einer Sandsteinschicht von etwa 20 cm Stärke verarbeitete ein Elektro-Raupenbagger mit einem Löffelinhalt von 2,25 m<sup>3</sup> in 9 1/2 Stunden 1400 m<sup>3</sup> Abraum, den er sich selbst losbrach. Bei Hand-schacht wären hierzu — günstig gerechnet — etwa 245 Arbeiter notwendig gewesen.

Abb. 5 zeigt einen Elektro-Raupenlöffel in einem Magnesitbruch. Der Löffelinhalt beträgt 1,5 m<sup>3</sup>. Die um den Bagger herumliegenden Gesteinbrocken zeugen von der gewaltigen Grabkraft.

Diese Mitteilungen zeigen, daß heute nur der vorwärts kommen kann, der sich in geschickter Weise der technischen Hilfsmittel bedient. Der Raupenbagger hat im Tiefbau noch lange nicht den Platz, den er

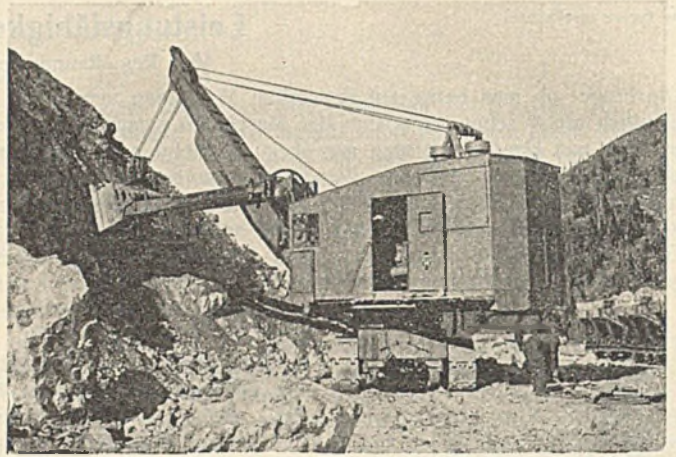


Abb. 5. Elektro-Steinbruch-Löffelbagger von 1,5 m<sup>3</sup> Löffelinhalt in einem Magnesitbruch.

verdient. Die Automobilindustrie erhöht ihre Leistungsfähigkeit durch Ersatz der Handarbeit mit Hilfe der Maschine, andere Industrien folgen und greifen gern und freudig zu, wenn ihnen eine Handhabe zur Vereinfachung ihres Betriebes und zu einer Steigerung ihrer Leistungsfähigkeit gegeben wird. Auch das Tiefbaugewerbe sollte mehr als bisher diese technischen Fortschritte ausnutzen. Wenn auch die Ausgabe für Beschaffung eines solchen Gerätes bedeutend ist, der Erfolg wird nicht ausbleiben.

Alle Rechte vorbehalten.

### Die Straßenbrücke über die Donau bei Novi-Sad.

Von Prof. Dr. Karner, Zürich.

(Fortsetzung aus Heft 44.)

Wir wollen nun die einzelnen beachtenswerten Einzelheiten in der Reihenfolge der Durchführung der Arbeiten besprechen. Auf beiden Seiten der Brücken waren die Dämme für die Anschlußstraßen bereits an-

Verschiebebahn dieser Seite. Je vier Pfähle von 26 cm Durchm. wurden in einem Querschnitt einer Fahrbahn für je zwei Schienen unter einem Hauptträger gerammt und durch Querbalken 26/29 verbunden. Darauf

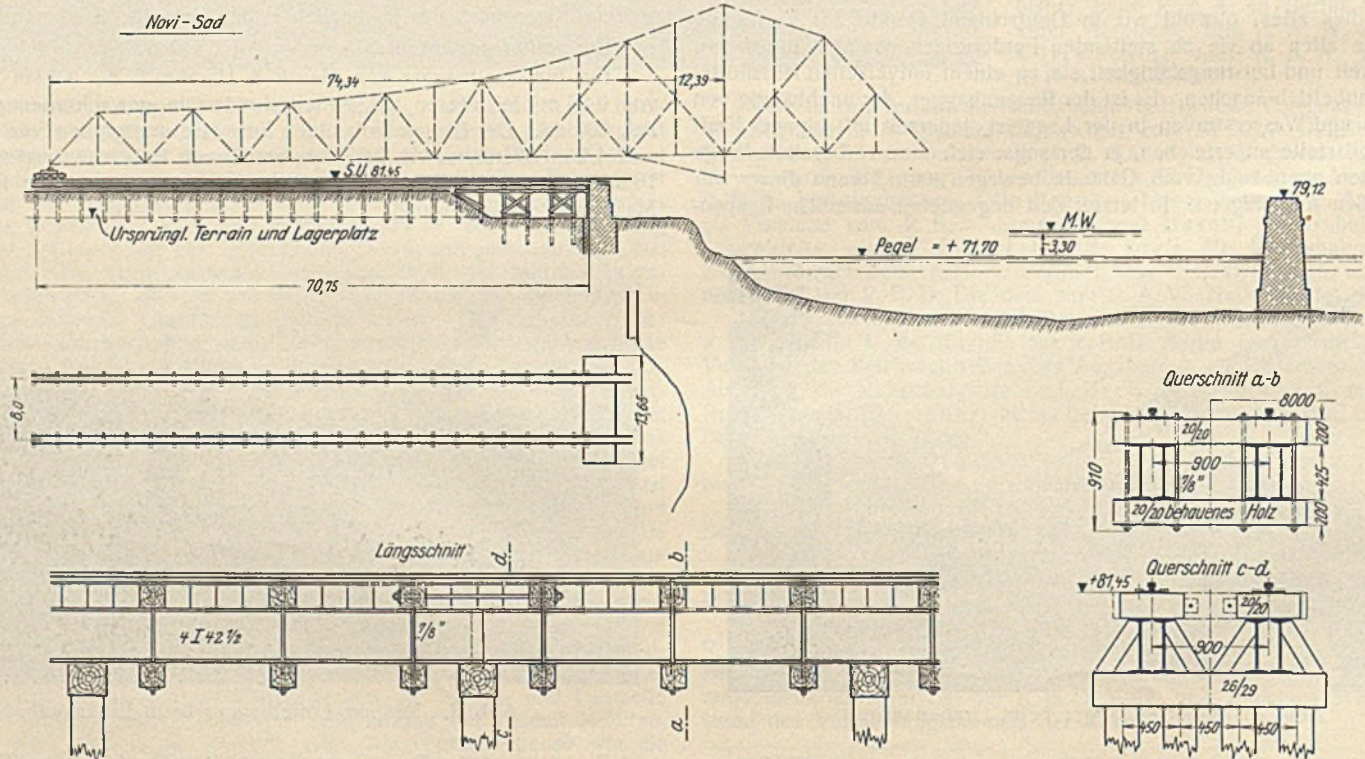


Abb. 12. Verschiebebahn des Kragträgers der Seite Novi-Sad.

geschüttet, jedoch hatten sie sich noch nicht genügend gesetzt, so daß es zunächst auf der Seite Novi-Sad einen recht unsicheren Untergrund für die Einfahrbahn gab und eine besondere Gründung durch Rammen von Pfählen bis auf tragfähigen Boden notwendig wurde. Abb. 12 zeigt die

wurden zwei Paare I-Träger 42 1/2 verlegt. Die Einzelheiten der Durchführung gehen aus der Abbildung hervor, die auch die Lage des Novi-Sader Kragträgers während der Montage zeigt, bei der die Pylonenpunkte XIV über dem wassersseitigen Hilfsjoch liegen. Um die Fahrbahnträger an

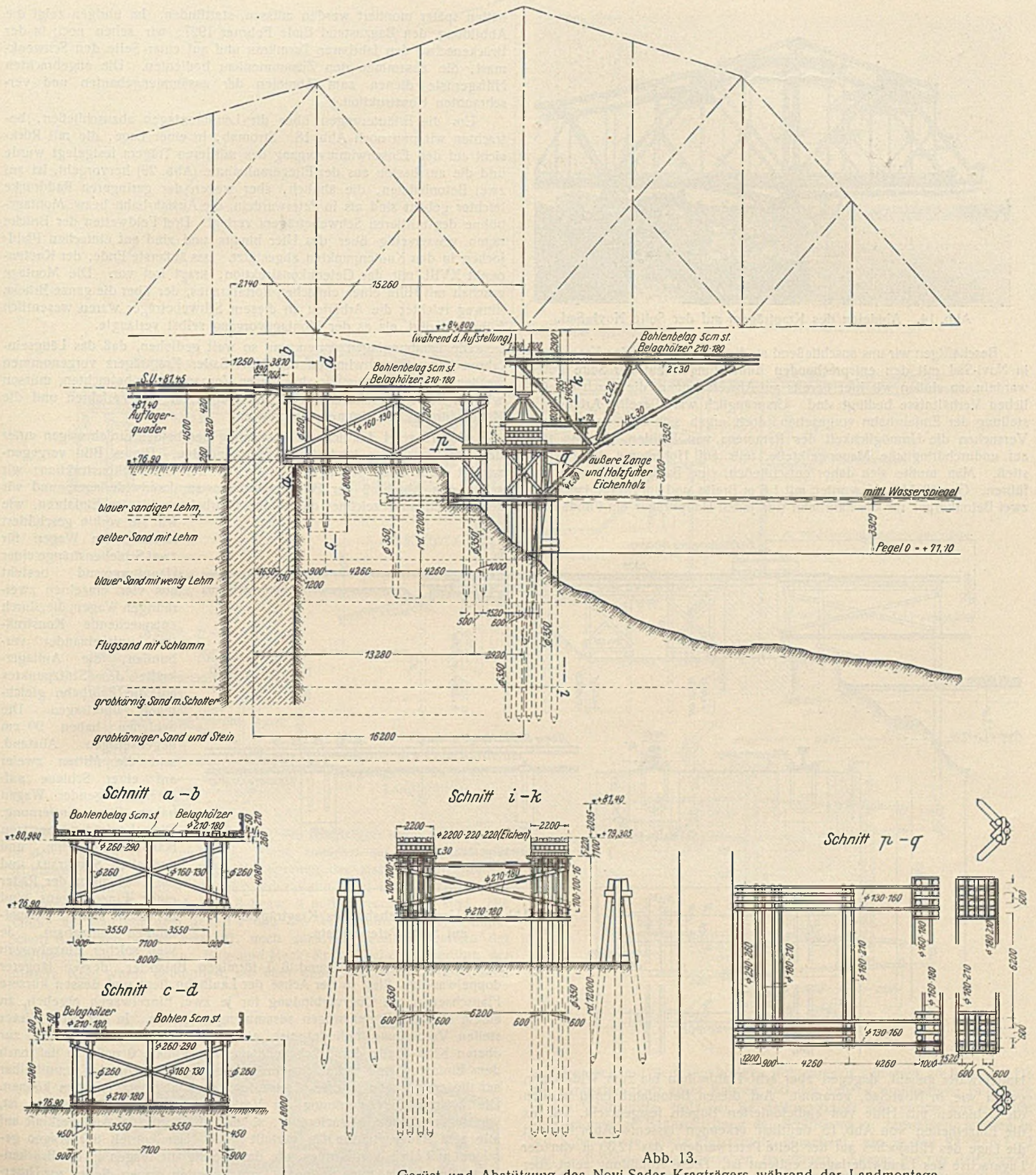


Abb. 13. Gerüst und Abstützung des Novi-Sader Kragträgers während der Landmontage.

den Stoßstellen nicht durch Bohren von Löchern für andere Zwecke unbrauchbar zu machen und um auch besondere Verlaschungen zu vermeiden, wurde die dargestellte einfache Verbindung gewählt. Ein genaueres Bild von den Einrüstungen der Montagebühne und der Einfahrbahn am Novi-Sader Widerlager gibt Abb. 13. Dieser können die Bodenverhältnisse in den einzelnen Schichten, die für die Rammpfähle in Frage kommen, entnommen werden. Da die letzte Stützung der Pylonen über dem wasserseitigen Hilfsjoch (15,26 m vom Auflager des Landwiderlagers entfernt) stattfindet, kragt dieser Brückenteil über die ganze Länge des eigentlichen Kragarmes, also über rd. 26 m aus. Die Pylonen wurden

dabei unmittelbar auf die Stahlguß-Lagerkörper abgestützt, die auf einem Bohlenrost des Pfahljochkopfes aufgelagert worden waren. Die vorstehend erläuterte Abb. 13 wird wirkungsvoll ergänzt durch das Lichtbild der Abb. 14, das uns den Stand der Montage des Novi-Sader Kragarmes anfangs August 1926 vor Augen führt. Der Kragträger ist vollständig fertig zusammengebaut und wird eben mit Hilfe von besonderen Nietgerüsten abgenietet. Die Donau zeigt dabei einen Stand von etwa 3,50 m über dem mittleren Wasserspiegel, und zwar nach dem Abflauen des vorhin erwähnten großen Sommerhochwassers. (Im Hintergrunde des Bildes erblicken wir die stromauf gelegene Eisenbahnbrücke der Strecke Budapest—Belgrad.)

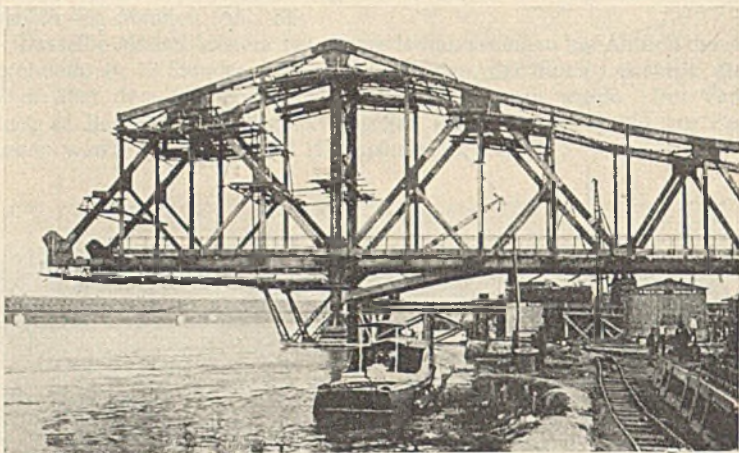


Abb. 14. Abnieten des Kragträgers auf der Seite Novi-Sad.

Beschäftigen wir uns anschließend an die Landmontage des Kragträgers in Novi-Sad mit den entsprechenden Einrichtungen auf der Seite Peterwardein, so stoßen wir hier bereits auf Abweichungen, die durch die örtlichen Verhältnisse bedingt sind. Ursprünglich war dieselbe Art der Erstellung der Einfahrbahn vorgesehen, doch ergab sich bald nach einigen Versuchen die Unmöglichkeit des Rammens von Pfählen, da man teils auf undurchdringliche Mauerwerkteile, teils auf Hohlräume der Festung stieß. Man mußte sich daher entschließen, eine Bahn aus Beton auszuführen. Gemäß Abb. 15 wurden mit 1,6 m Breite und im Mittel 1 m Höhe zwei Betonkörper für die Fahrbahn (für jeden Hauptträger ein Fundament)

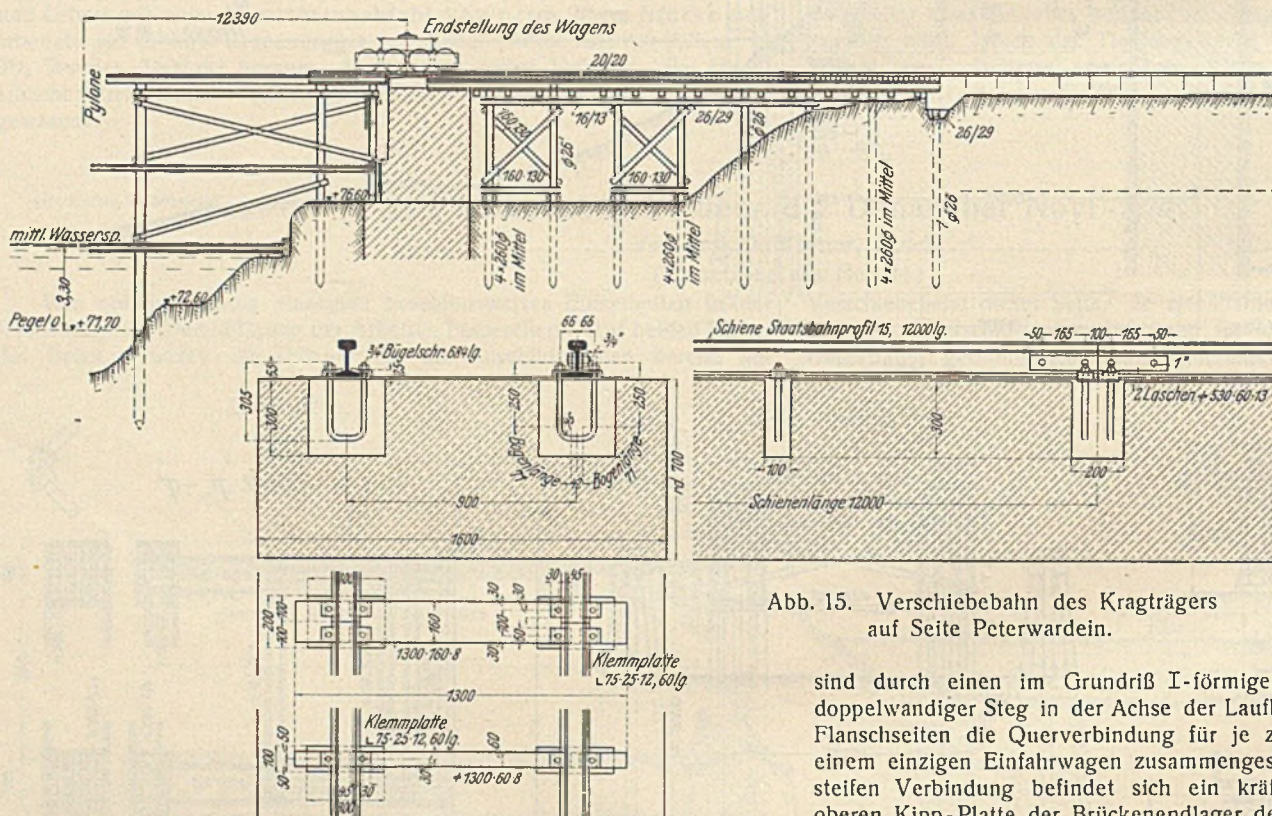


Abb. 15. Verschiebehahn des Kragträgers auf Seite Peterwardein.

landeinwärts gebaut, dagegen aber acht Pfahlreihen bis zum Widerlager, genau wie in Novi-Sad, gerammt. Auf diesen Betonfahrbahnen wurden die Schienen mit Hilfe von einbetonierten Bügeln festgemacht, wie es die Einzelheiten von Abb. 15 deutlich erkennen lassen. Abb. 16 zeigt die Lage des Hilfsjoches auf der Seite Peterwardein, das 12,39 m von der Lagerachse des Landwiderlagers entfernt ist. Diese Abbildung zeigt aber andererseits nur die geplante Art der Auflagerung des Kragträgers entsprechend der Seite Novi-Sad. Die ungünstigen Verhältnisse des gerammten Pfahljoches — man stieß, entsprechend den in der Abbildung angegebenen Bodenschichten, bald auf undurchdringlichen harten Serpentin — zwangen jedoch, den Kragträger weiter zurück zu montieren, so daß die Pylonen nicht auf dem Hilfsjoch, sondern auf dem Landwiderlager abgestützt werden mußten. Abb. 17 läßt diese Änderungen gegenüber der ursprünglichen Montageanordnung und gegenüber der Anordnung in Novi-Sad erkennen. Infolge dieser Lagenänderung erübrigte sich der Einbau der auskragenden Hilfsbühne, und eine Abstützung des auskragenden Teiles konnte auf dem Hilfsjoch in dem Punkte XVI mit Hilfe der Hilfsstützen, die für das Einschwimmen vorgesehen sind und ohnedies an dieser Stelle

hätten später montiert werden müssen, stattfinden. Im übrigen zeigt die Abbildung den Bauzustand Ende Februar 1927; wir sehen noch in der Brückenachse den fahrbaren Turmkran und auf einer Seite den Schwenkmast, die zusammen den Zusammenbau bedienten. Die angebrachten Hilfsgerüste dienen zum Abnieten der zusammengebauten und verschraubten Konstruktion.

Um die Erläuterungen über die Landmontagen abzuschließen, betrachten wir nun noch Abb. 18. Stromab, in einer Lage, die mit Rücksicht auf den Einschwimmvorgang des mittleren Trägers festgelegt wurde und die am besten aus der Fliegeraufnahme (Abb. 29) hervorgeht, ist auf zwei Betonbahnen, die ähnlich, aber wegen der geringeren Radrücke leichter gebaut sind als in Peterwardein, die Ausfahrbahn bzw. Montagebühne des mittleren Schwebeträgers verlegt. Drei Feldweiten der Brücke ragen wasserseitig über das Ufer hinaus und sind auf einfachen Pfahljochen in den Knotenpunkten abgestützt. Das äußerste Ende, der Knotenpunkt XVIII mit der Gelenkkonstruktion, kragt frei vor. Die Montage geschah mit Hilfe eines einfachen Portalkranes, der über die ganze Brücke hinweg reichte; die Arbeiten an diesem Schwebeträger waren wesentlich früher erledigt, als es der Montagevorgang selbst verlangte.

Die Landmontagen waren nun so weit gediehen, daß das Längseinfahren bzw. Einschwimmen des Novi-Sader Kragträgers vorgenommen werden konnte. Bevor wir aber diesen Vorgang näher betrachten, müssen wir die Bewegungseinrichtungen, die Wagen für das Verfahren und die Kähne für das Schwimmen, besprechen.

Abb. 19 zeigt deutlich die Anordnung der beiden Einfahrwagen unter den Punkten 0 der landseitigen Brückenenden. Dieses Bild vergegenwärtigt auch noch sonstige Einzelheiten der Brückenkonstruktion; wir sehen den Abschluß der Brückenfahrbahn am Landwiderlager, und wir sehen auch ausgezeichnet die beiden Fahrbahnen für das Einfahren, wie

wir sie vorhin geschildert haben. Ein Wagen für zwei Schienenstränge einer Haupttragwand besteht aus vier einzelnen zweirädrigen Wagen, die durch entsprechende Konstruktion untereinander verbunden, die Auflagerkräfte des Stützpunktes auf die Fahrbahn gleichmäßig übertragen. Die Schienen haben 90 cm gegenseitigen Abstand, und die Mitten zweier aufeinanderfolgender Wagen haben 2 m Entfernung. Die Laufräder besitzen 800 mm Durchm. und doppelten Spurkranz, und die Laufachsen der Räder eines Einzelwagens sind in einem steifen Doppelrahmen eingebaut. Je vier solcher Einzelwagen

sind durch einen im Grundriß I-förmigen Balancier, dessen längerer doppelwandiger Steg in der Achse der Laufbahn liegt und dessen kürzere Flanschseiten die Querverbindung für je zwei Einzelwagen ergeben, zu einem einzigen Einfahrwagen zusammengeschlossen. In der Mitte dieser steifen Verbindung befindet sich ein kräftiges Stahlgußlager, das zur oberen Kipp-Platte der Brückenendlager der Punkte 0 paßt, so daß nach dem Einfahren und Entfernen der Wagen die Brückenenden unmittelbar auf die endgültigen unteren Teile der Lager abgesetzt werden können. Die konstruktive Anordnung der Verbindung der vier Einzelwagen ist, wie schon gesagt, balancierartig, so daß die lotrechte Auflagerkraft auf alle acht Räder gleichmäßig verteilt wird. Der Antrieb der Wagen geschieht mit Hilfe von Winden, die durch Seile die Wagen in der Brückenlängsachse fortbewegen. Die zwei geschilderten Wagen dienen zur Unterstützung der Punkte 0 beim Einfahren der Kragöffnungen, und sie dienen auch zur Unterstützung der landseitigen Punkte XVIII des Schwebeträgers, wenn dieser ausgefahren wird, um auf die Kähne abgesetzt zu werden.

Ebenso wie für alle Vorgänge des Verfahrens nur eine Fahreinrichtung vorgesehen ist, ist auch für alle Schwimmvorgänge nur eine Schiffgruppe eingerichtet, die aus zwei Kähnen besteht, die von der Donaudampfschiffahrtsgesellschaft auf sechs Monate gemietet wurden. Diese Kähne sind normale eiserne 1000-t-Schleppkähne mit 63 m Länge, 8,2 m Breite und 2,4 m Höhe. Abb. 20 stellt die grundsätzliche Anordnung der Kähne und der Versteifungsträger mit der Tragkonstruktion dar, und zwar

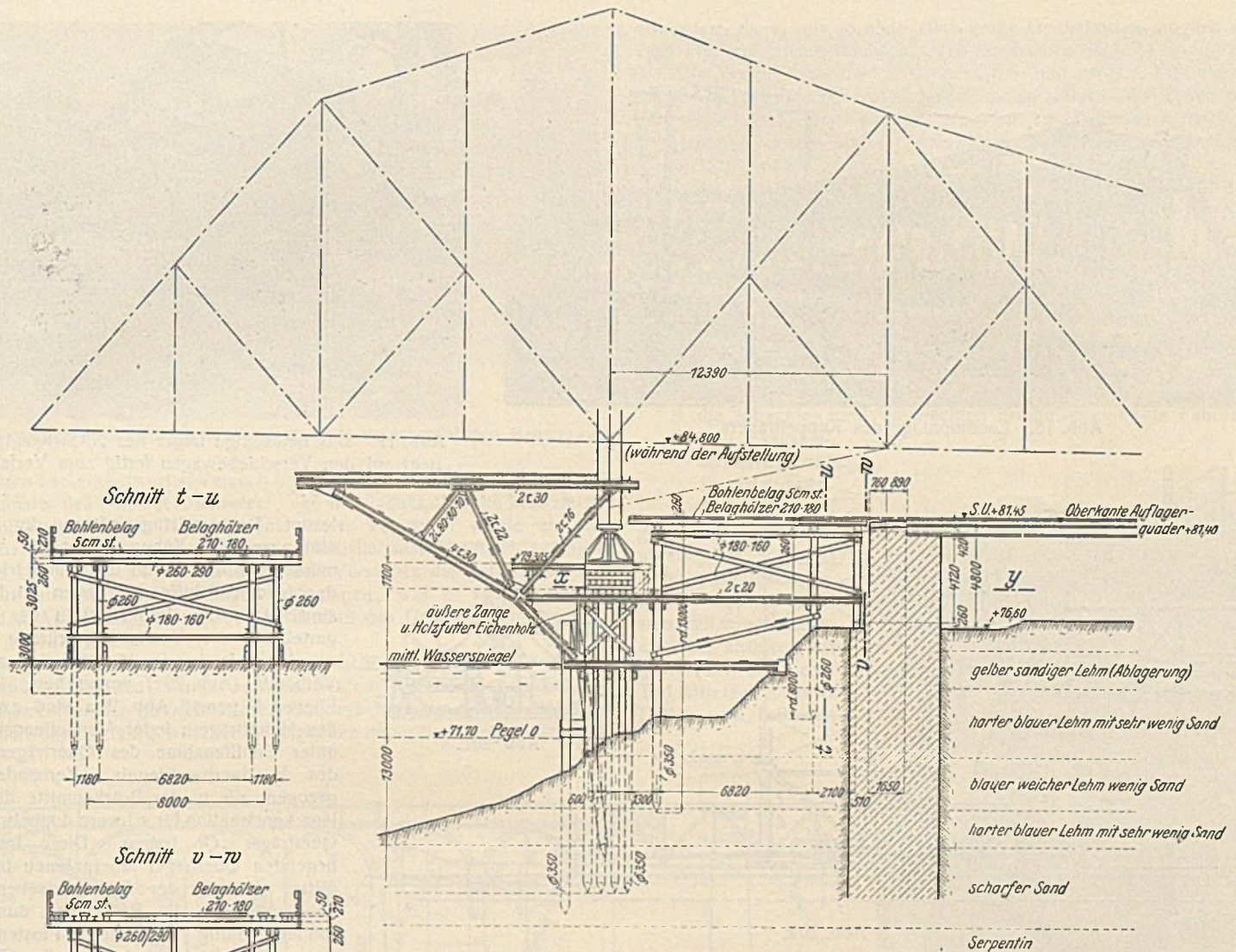


Abb. 16. Gerüst und Abstützung des Peterwardeiner Kragträgers während der Landmontage.

ist gleichzeitig die Art der Unterstüzung des Kragträgers unter den Pylonen in den Punkten XIV angedeutet. Ohne zunächst auf Einzelheiten der Schiffsaussteifung und der Art der Lagerung der eisernen Versteifungsträger einzugehen, sehen wir, daß jeder Kahn zwei Lagerräume besitzt, die durch dichte Schotte in 1 u. 3 bzw. 4 u. 6 abgeschlossen sind. Die Räume am Bug vor dem Schott 1 und die Wohnräume am Heck hinter Schott 6 wurden weder versteift, noch sonstwie benutzt, sondern der Schiffbesatzung überlassen. Bug- und Heck-Kran blieben unberührt, der mittlere Kran wurde demontiert, um über dem Schotttraum 3—4 Motoren

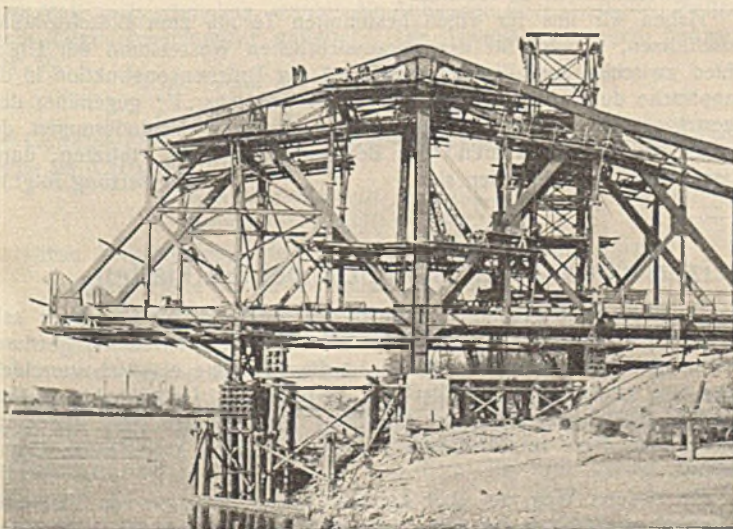
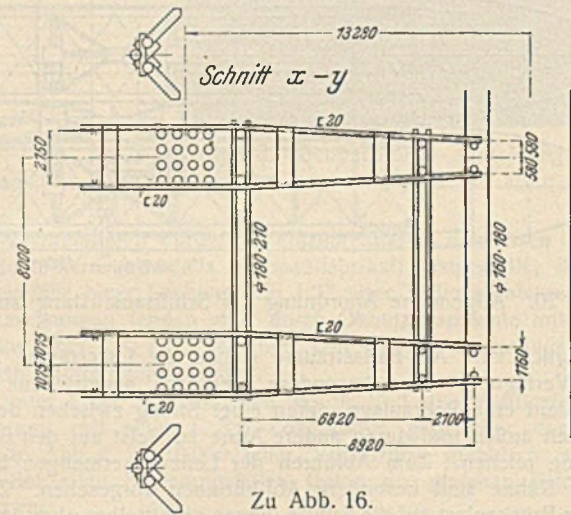


Abb. 17. Montage des Kragträgers Peterwardein.



Zu Abb. 16.

und Pumpen mit den zugehörigen Rohranlagen aufbauen zu können. Da die Längssteifigkeit eines Kahnens, bei der äußerst ungünstigen Belastung in der Schiffsmittle, trotz der Versteifungsträger sehr gering war und um eine ungünstige Beanspruchung der Schiffshaut zu vermeiden, wurden in 2 u. 5 besondere dichte Holzschotte eingebaut, um in den Räumen 1—2 und 5—6 Wasserballast vorsehen zu können. Dieser hat nur den Zweck, die ungünstigen Biegemomente, die der Auftrieb sonst in den nicht längsversteiften Schiffsteilen am Bug und Heck hervorrufen würde, zu vermeiden und auch das Größtmoment in Schiffsmittle etwas herabzusetzen. Die absolute Höhenlage der durch die Kähne unterstützten Brückenkonstruktion ist auch während des Einschwimmens konstant, wenn wir von dem notwendigen Spiel, das zum Anheben und Absetzen über der festen Lagerung notwendig ist, absehen. Veränderlich dagegen ist aber innerhalb eines gewissen, möglichst groß anzunehmenden Maßes der Wasserspiegel der Donau und damit die relative Höhenlage der Schiffe zur Brückenkonstruktion. Unveränderlich muß aber die Tauchtiefe der Kähne infolge der Belastung durch die Brücke bleiben, was bei Aufnahme der Brückenlast nur durch Lenzen einer Wasserballastmenge und beim Abgeben der Last nur durch

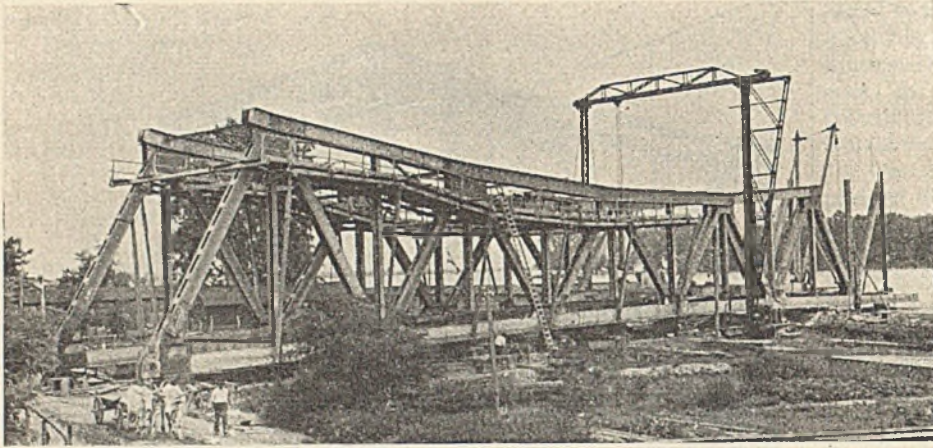


Abb. 18. Landmontage des Koppelträgers.

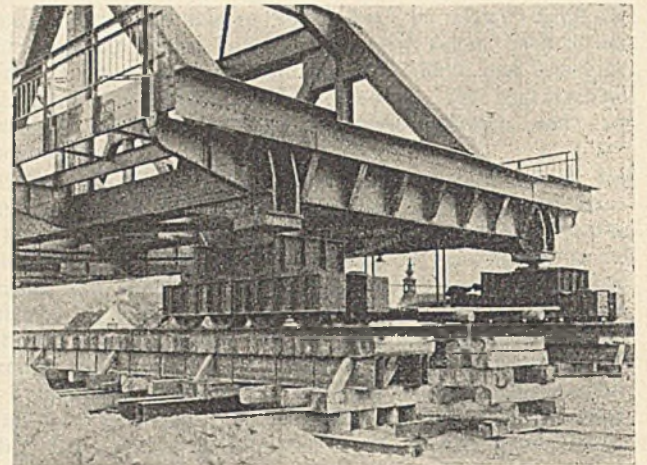


Abb. 19. Das landseitige Lager des N.-S.-Kragträgers liegt auf den Verschiebewagen fertig zum Verfahren.

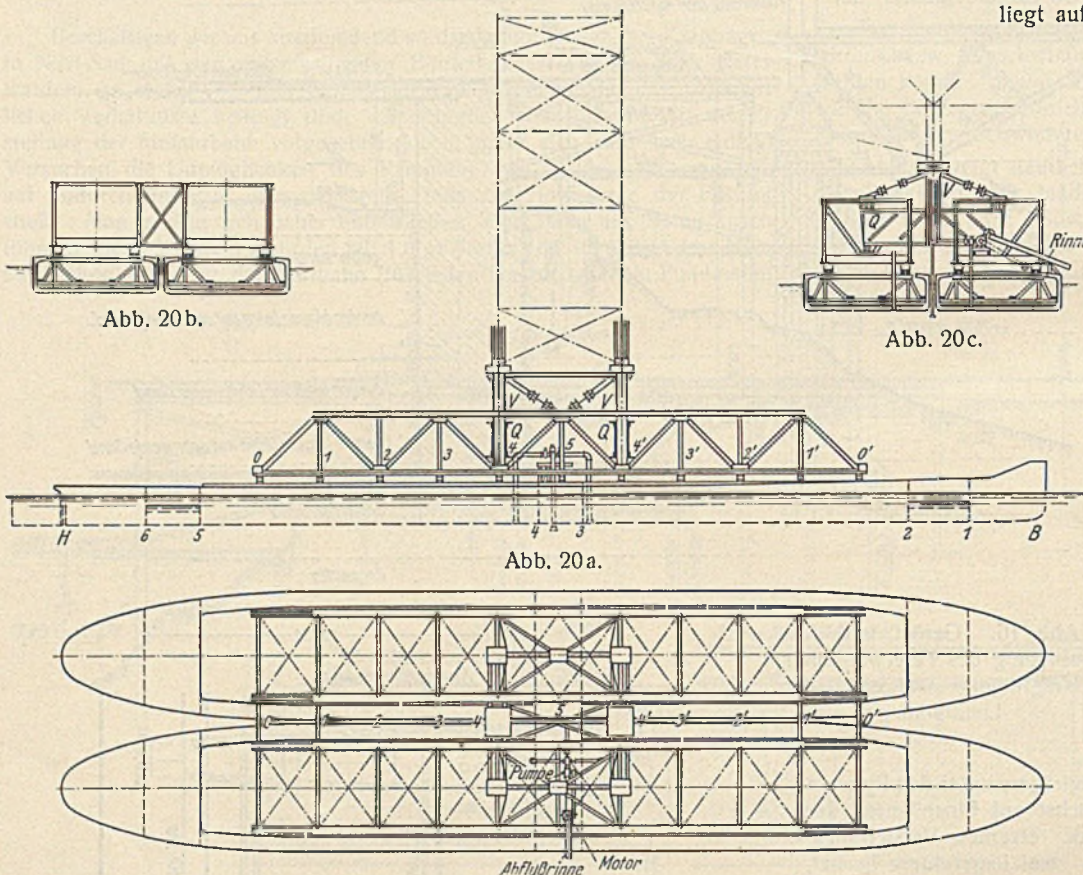


Abb. 20. Allgemeine Anordnung der Schiffsausrüstung zum Tragen der Brückenkonstruktion.

Fluten möglich ist. Als Ballasträume stehen die Lagerräume 2—3 und 4—5 zur Verfügung. Eine besondere elektrisch angetriebene Pumpenanlage bedient eine Rohranlage, deren einer Strang zwischen den beiden Kähnen nach außen und deren andere Arme zu tiefst auf den Boden der Ballasträume reichen. Zum Abführen der Lenzwassermengen beim Entleeren der Kähne sind besondere Abflurrinnen vorgesehen. Zur Übertragung der Brückenlast auf die Schiffe dienen unmittelbar über den Kähnen lagernde 40-m-Brücken, die schon auf S. 654 erwähnten Straßenbrücken. Diese werden vollständig, nur unter Weglassung der Längsträger, zusammengebaut und verschraubt und stellen eine ausgezeichnete, räumlich wirkende Längsversteifung dar, die auch eine gleichmäßige Lastverteilung gewähr-

leistet. Da zum Längseinfahren der Seitenöffnungen die Kähne gekoppelt werden müssen und die Last in die Symmetrieebene der beiden Schiffe übertragen wird, sind zunächst in den Punkten 0 in der Untergurtebene der Versteifungsbrücken Querriegel und in den Punkten 1 fachwerkartige Verbände (Abb. 20c) vorgesehen. In den Ebenen 4 gemäß Abb. 20a sind zwischen den Hauptträgern jeder Versteifungsbrücke, unter Zuhilfenahme des Querträgers und des Windverbandriegels, Verbände eingezogen, die in der Brückenmitte die Auflagerkonstruktion für schwere doppelwandige Querträger „Q“ tragen. Diese frei aufliegenden Querträger übernehmen in ihrer Mitte, also in der Symmetrieebene der beiden Schiffe, die Brückenlast durch besonders kräftig konstruierte Pfosten „V“, deren Höhenlage innerhalb großer Grenzen verstellbar ist. In der Ebene der Querträger „Q“ sind diese Pfosten, die zwischen den beiden Stegen der ersten liegen, durch besondere ebenfalls einstellbar und nachstellbare Verspannungen gesichert; sie werden in der Lastebene zwischen den beiden Kähnen durch ähnliche veränderliche Verspannung gehalten. Die Pfosten tragen sehr breite Auflagerflächen, auf die entweder die Pylonenfüße XIV oder die entsprechenden Hilfsstützen der Punkte XVI und XVIII zur Auflagerung kommen und die die Brückenlasten einwandfrei übertragen. Da die

Unterkannten der Hilfsstützen auf gleicher Kote liegen wie die Unterkannten der Pylonen, so haben wir auch beim Lastumsetzen während des Einfahrens immer nur mit einer absoluten Höhe für die Stützung der Brückenkonstruktion zu rechnen. Haben wir uns für einen bestimmten Termin zum Einschwimmen entschlossen, so wird für den voraussichtlichen Wasserstand der Unterschied zwischen dem Wasserspiegel und der Brückenkonstruktion in der Hauptsache durch die Höheneinstellung des Pfostens „V“ gegenüber dem Querträger „Q“ geregelt, während die kleineren Veränderungen des Wasserspiegels, die während des Bewegungsvorganges eintreten, durch Wasserballast auszugleichen sind. (Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

### Belastungsprobe des Sitterviaduktes der Schweizerischen Bundesbahnen bei St. Gallen.

Betrachtet man die Viadukte als elastische Gebilde, so erkennt man sofort, daß die Gewölbe von solchen nicht als fest eingespannt gelten können, sondern daß deren Kämpfer elastischen Verschiebungen und Verdrehungen unterworfen sind. Diese Erkenntnis ist nicht neu, und es haben sich deshalb schon verschiedene Forscher mit der Berechnung von kontinuierlichen Viadukten befaßt, so z. B.: Prof. W. Ritter, Panetti, Lossier, Prof. Dr. M. Ritter, Rabut, Dr. Pichl, Straßner, Dr. Suter. Auch Prof. Engeßer hat 1901 in der „Zeitschrift für Bauwesen“ eine Studie über Pfeilerverschiebungen von Viadukten veröffentlicht, wobei er aber der Einfachheit halber Dreigelenkbogen annahm.

Da aber die Berechnung nach irgend einem dieser Verfahren sehr mühsam und zeitraubend ist, begnügt man sich meistens mit gewissen Vereinfachungen, und unter diesen ist die Annahme elastisch verschiebbarer, aber unverdrehbarer Pfeilerköpfe die üblichste. Da bei hohen Pfeilern deren Elastizität gegenüber der Elastizität der Aufbauten stark überwiegt, führt gerade diese vereinfachende Annahme zu nicht zutreffenden Ergebnissen.

Ein anderer Weg, um über das tatsächliche Verhalten von Viadukten Aufschluß zu erhalten, ist derjenige des Versuches, sei es an Modellen nach dem Verfahren von Mesnager oder Beggs, oder nach dem

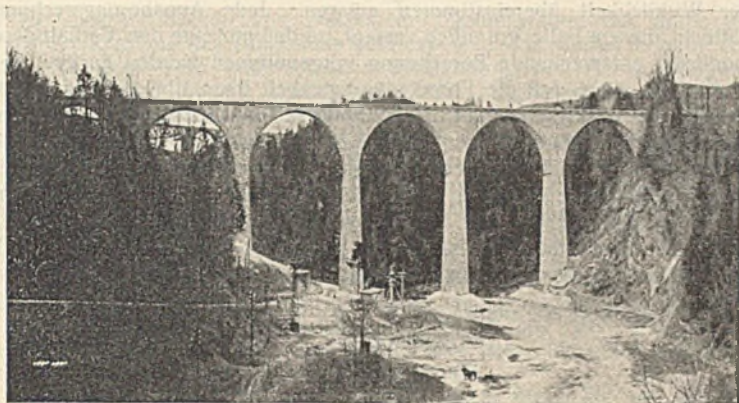


Abb. 1. Ansicht rechts der Bahn.

Kontinostatverfahren, oder seien es Versuche an ausgeführten Bauwerken selber.

Einen bemerkenswerten Versuch beschreibt M. Canat im I. Heft 1926 der „Annales des Ponts et Chaussées“, der am Viadukt über die Racoumène ausgeführt wurde. Als Hauptergebnis dieses Versuches wurde ein mit zunehmender Belastung abnehmendes Elastizitätsmaß gefunden, nämlich 175 bis 125 t/cm<sup>2</sup>. Da aber während des Versuches die Lehrgerüste der Gewölbe an den Formänderungen teilnahmen, war es in der darauffolgenden Auswertung schwierig, den Einfluß des Gerüstes genau zu berücksichtigen.

Ein weiterer Versuch, um über das statische Verhalten von Viadukten Aufschluß zu erhalten, wurde von der Sektion für Brückenbau bei der Generaldirektion der Schweizerischen Bundesbahnen am Sitterviadukt bei St. Gallen durchgeführt, worüber im folgenden näher berichtet werden soll.

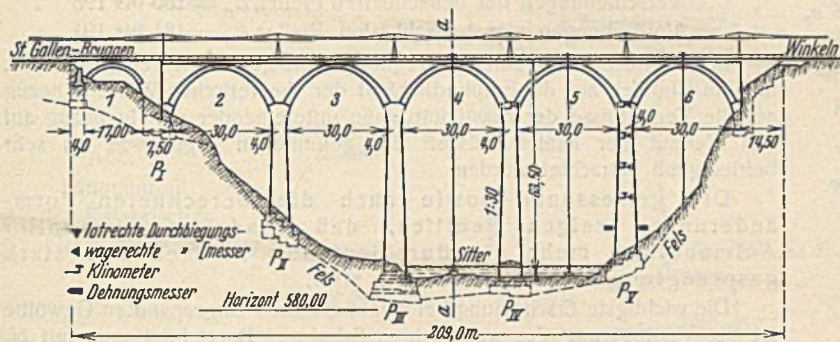


Abb. 2.

Angabe der Meßorte und der hauptsächlichsten Abmessungen.

Der neue Sitterviadukt bei St. Gallen (Abb. 1) wurde neben der alten eisernen, aus den Jahren 1853/56 stammenden Brücke in den Jahren 1924 bis 1926 erbaut und überquert das etwa 200 m breite Sittertobel in rd. 63 m Höhe. Die Pfeiler der neuen Brücke bestehen ganz aus Bruchsteinmauerwerk (harte Nagelfluh, sogenannter Schachengranit), ebenso die Stirnkränze der Gewölbe, sowie die Stirnflächen der Aufbauten; der übrige Teil der Gewölbe und Aufbauten wurde betoniert; der Schottertrog besteht aus Eisenbeton. Um die Temperatur- und Schwindspannungen auf ein annehmbares Maß zu beschränken, wurden die Aufbauten über sämtlichen Pfeilern durch Fugen voneinander getrennt. Die Hauptabmessungen betragen (Abb. 2):

lichte Weite der Gewölbe  $l_0 = 5 \times 30,00$  m  
 Höhe „ „ „  $f_0 = 17,93$  m

Die Gewölbe sind des besseren Aussehens wegen gegenüber dem Kreisbogen im Verhältnis 5/6 überhöht.

Scheitelquerschnitt = 7,20/1,20 m  
 Kämpferquerschnitt = 7,66/2,16 m.

Diese Abmessungen entsprechen den üblichen Verhältnissen.

Größte Höhe der Schwellenoberkante über  
 Fundamentoberkante . . . . .  $h_0 = 63,50$  m  
 Pfeilerstärke beim Gewölbeansatz . . . . .  $e_0 = 4,00$  m  
 Pfeilerstärke über dem tiefsten Fundament  $e_u = 6,88$  m.

Die Pfeiler besitzen vom Gewölbeanfang an in beiden Richtungen einen Anzug von 1/30; ihre Abmessungen sind gegenüber der gebräuchlichen Bemessungsformel  $e_0 = \frac{l_0}{8} + \frac{3h_0}{100} = 5,70$  m als sehr gering zu bezeichnen.

Der Entschluß, an diesem Viadukt größere Versuche vorzunehmen, wurde durch das Bestehen der daneben befindlichen alten Brücke sehr

erleichtert, da es nur so ohne allzu große Gerüstkosten möglich war, bei zwei Pfeilern genaue Beobachtungen zu machen (Abb. 3).

Die Versuche wurden mit zwei C 5/6- und zwei A 3/5-Lokomotiven, die je 7 t Laufmetergewicht besaßen, durchgeführt. Mit Teilen oder mit der ganzen Belastung wurden die fünf Hauptöffnungen nacheinander wiederholt belastet, und folgende Verschiebungen, Verdrehungen oder Dehnungen wurden gemessen:

1. die lotrechten Bewegungen der drei Gewölbescheitel auf der Seite der Station Winkeln (Gewölbe 4, 5 und 6), und zwar jeweils links und rechts der Bahn,
2. die wagerechten Verschiebungen und die Verdrehungen in der Längsebene von Pfeiler IV,
3. an vier Stellen die wagerechten Verschiebungen und die Verdrehungen in der Längsebene von Pfeiler V,
4. die Dehnungen an sechs Punkten am Fuße von Pfeiler V, und an einem Punkte des Scheitels von Gewölbe 4,
5. die Querverschiebungen in Fahrbahnhöhe bei einseitiger Belastung,
6. die lotrechten und wagerechten Erschütterungen in Fahrbahnhöhe bei Langsam-, Schnell- und Bremsfahrten.

Die Verschiebungen wurden mit Meßuhren von 1/100 mm Ablesegenauigkeit (Fabrikat Stoppani, Bern) zum Teil von der alten eisernen Brücke aus gemessen, und zum Teil mittels gespannter Drähte vom Talboden

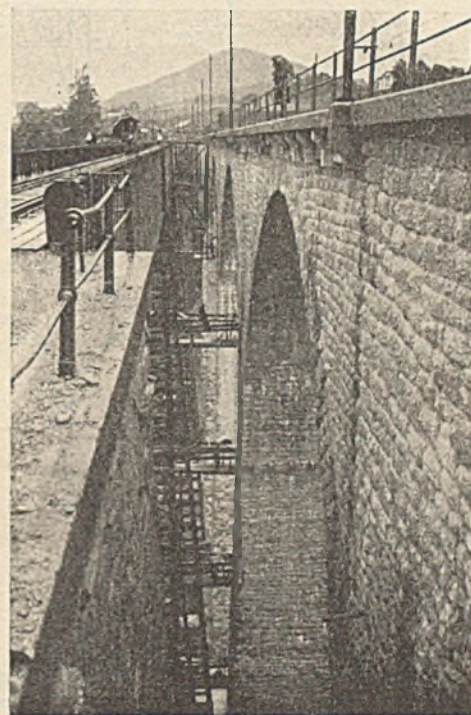
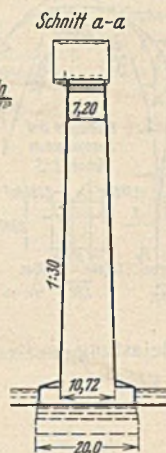


Abb. 3. Beobachtungs- und Meßgerüste an einem eisernen Pfeiler der alten Brücke.



aus. Die Verdrehungen wurden an einzementierten Flacheisen mit Mantelischen Klinometern (ebenfalls Stoppanifabrikat) festgestellt, deren Teilstriche ungefähr einer Drehung von 1,2" alter Teilung entsprechen. Die Dehnungsmessungen fanden statt durch Okkuzenapparate mit 800facher Übersetzung, bei 100 cm Meßlänge und die Erschütterungsmessungen durch einen Vibrographen Geiger.

Die unter 1 bis 3 gefundenen Werte sind die wichtigsten und für die Belastung mit einer C 5/6-Lokomotive gegenüber dem Längenmaßstab in Abb. 4 in 10 000 facher Verzerrung graphisch aufgetragen worden. Bei allen Belastungsfällen treten die gleichen Erscheinungen auf, und zwar:

- a) Die der belasteten Öffnung benachbarten Gewölbe erfahren im Scheitel eine Hebung, die ungefähr gleich ist dem dritten Teil der Senkung im belasteten Gewölbe; die zweitnächsten Gewölbescheitel erleiden wiederum eine Senkung, deren Größe ungefähr den dreißigsten Teil der Haupteinsenkung beträgt. Die gemessenen Verschiebungen betragen:

Einsenkung in Öffnungsmitte in mm	$y_2$	$y_3$	$y_4$	$y_5$	$y_6$
Stellung 3	+ 0,01	- 0,12	+ 0,38	- 0,13	+ 0,05
„ 4	- 0,01	+ 0,01	- 0,14	+ 0,38	- 0,13
„ 5	- 0,01	- 0,01	+ 0,01	- 0,10	+ 0,26

- b) Die Verdrehungen der Pfeilerköpfe treten stark in Erscheinung, und ihr Drehungssinn ist abwechselnd rechts und links. Dem entsprechend biegen sich die Pfeiler abwechselnd nach links und nach rechts aus.
- c) Das belastete Gewölbe erfährt eine Verlängerung der Kämpfersehne, diejenigen der benachbarten Gewölbe erfahren eine Verkürzung und die der zweitnächsten Gewölbe wiederum eine Verlängerung.

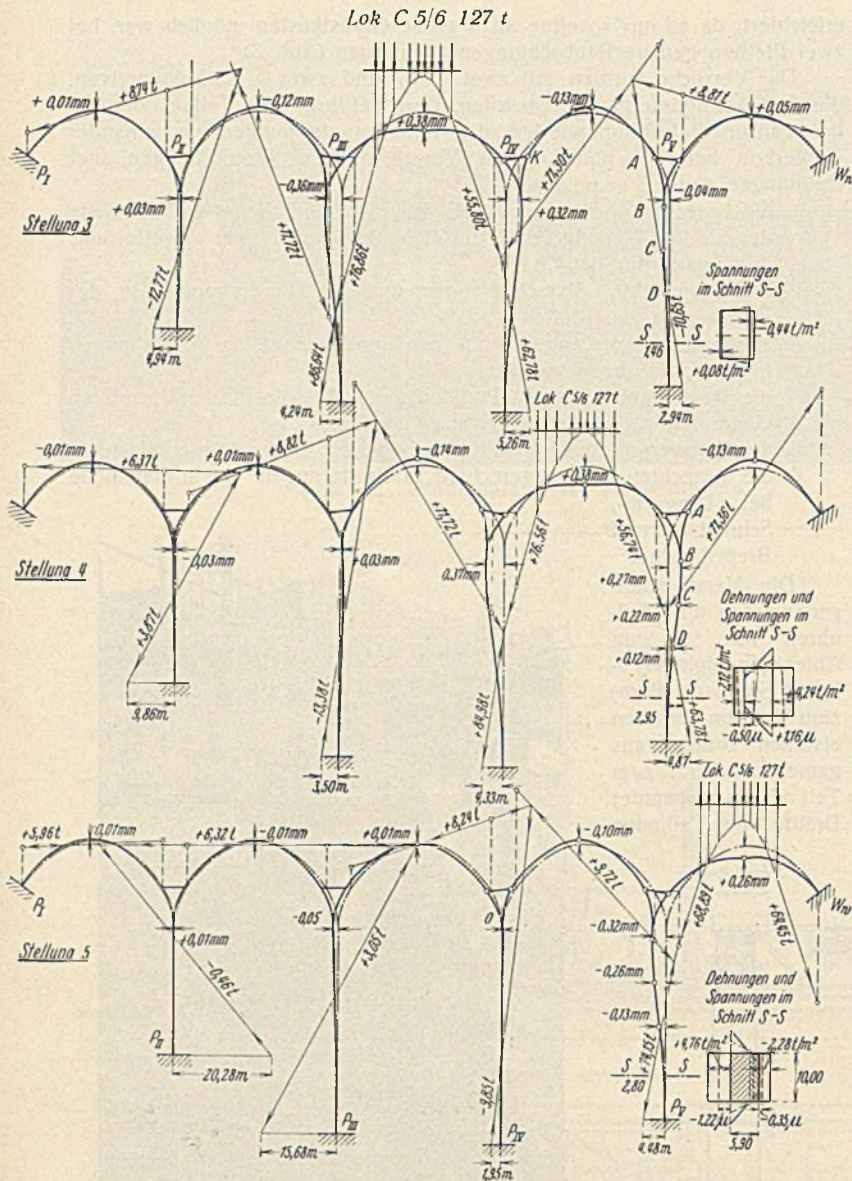


Abb. 4. Formänderungen und Kräfte infolge der Belastung durch eine C 5/6-Lokomotive von 127 t. Verzerrungsmaßstab = 10 000 : 1.

Veränderung der Gewölbesehne in mm	$l_2$	$l_3$	$l_4$	$l_5$	$l_6$
Stellung 3	+ 0,03	- 0,39	+ 0,68	- 0,36	+ 0,04
" 4	- 0,03	+ 0,06	- 0,40	+ 0,64	- 0,27
" 5	+ 0,01	- 0,04	+ 0,05	- 0,32	+ 0,32

Das Ergebnis hatte überrascht, denn man glaubte, daß sich die Sehnen mit Ausnahme der belasteten Öffnung bei allen Gewölben verkürzen würden, und erwartete nicht in dem Maße sozusagen eine ausgesprochene Rahmenwirkung eines Viaduktes. Es wurde deshalb eine rechnerische Nachprüfung der erhaltenen Bewegungen vorgenommen, die nach dem übersichtlichen, aber immerhin noch viel Arbeit verursachenden Verfahren von Dr. Pichl, Düsseldorf, durchgeführt wurde. Solche Nachrechnungen sind immer sehr umständlich, da die zu treffenden Annahmen genau mit

der Wirklichkeit übereinstimmen müssen. Jede Annäherungsrechnung hätte in diesem Falle gründlich versagt, so daß nur eine den Verhältnissen möglichst entsprechende Berechnung vorgenommen werden durfte. Sehr wichtig ist auch, daß die Formänderungsarbeit über alle diejenigen Konstruktionsteile ausgedehnt wird, die irgendwie durch die aufgebrauchte Last beansprucht und infolgedessen auch verformt werden. Bei der Sitterbrücke mußte deshalb auch der gesamte Aufbau mitberücksichtigt werden, der aber aus verschiedenartigen Materialien besteht (Bruchsteinmauerwerk, Stampfbeton, Füllbeton und Eisenbeton). Die richtige Wahl der Verhältnisse der Elastizitätsmaße untereinander spielt dabei eine große Rolle. Der Verfasser glaubt, daß diese richtig eingeschätzt wurden, und zwar wie folgt:

- Mauerwerk aus Nagelfluh  $E_n = 1,00 E_n$  (180 t/cm<sup>2</sup>)
- " " Eisenbeton  $E_e = 2,00 E_n$  (360 " )
- " " Stampfbeton  $E_s = 1,50 E_n$  (270 " )
- " " Magerbeton  $E_m = 0,75 E_n$  (135 " )

Mit Hilfe dieser Werte wurden die Formänderungen für ein  $E_n = 1$  auf rechnerischem Wege rein theoretisch bestimmt. Werden hierauf die so erhaltenen Ergebnisse durch die gemessenen Formänderungen dividiert, so erhält man das für jede Bewegung maßgebende mittlere Elastizitätsmaß. Je näher diese  $E$ -Werte, die aus verschiedenartigen Messungen aus dem ganzen Bauwerke abgeleitet werden, zusammenliegen, um so größere Übereinstimmung besteht zwischen Rechnung und Messung, und um so größer ist die Gewähr, daß beide gut durchgeführt wurden. In Abb. 4 sind die gemessenen Verschiebungen in Kombination mit den berechneten Werten gegenüber dem Längenmaßstab in 10 000 facher Verzerrung aufgetragen, woraus namentlich der Einfluß der elastischen Verdrehbarkeit deutlich ersichtlich ist.

Die aus obigen Berechnungen gewonnenen Werte für das Elastizitätsmaß für Nagelfluh ergaben:

- aus den Eisenkungen der belasteten Gewölbe  $E_n = 168$  bis  $177$  t/cm<sup>2</sup>
- " Hebungen der benachbarten Gewölbe  $E_n = 168$  bis  $199$  "
- " Verschiebungen der benachbarten Pfeiler  $E_n = 186$  bis  $193$  "
- " Verdrehungen der benachbarten Pfeiler  $E_n = 181$  bis  $191$  "

In Anbetracht der kleinen Bewegungen, die gemessen werden mußten, und im Hinblick auf die Empfindlichkeit der theoretischen Werte in bezug auf die Verhältnisse der Elastizitätsmaße untereinander und in bezug auf den Verlauf der Kräfte müssen die gefundenen Ergebnisse als sehr befriedigend betrachtet werden.

Die gemessenen sowie auch die berechneten Formänderungen zeigen deutlich, daß Viadukte mit voller Aufmauerung mehr als durchlaufende Rahmen mit stark gesprengtem Riegel anzusehen sind.

Die wichtigste Erscheinung bei einem elastisch eingespannten Gewölbe ist die Verringerung des wagerechten Schubes. Bezeichnet man mit  $H_0$  den Schub im festeingespannten Gewölbe, so wurde beim Sitterviadukt gefunden:

- Schub im belasteten Gewölbe  $H_1 \approx 0,3 H_0$
- " " benachbarten Pfeiler  $H_p \approx 0,2 H_0$
- " " benachbarten Gewölbe  $H_2 \approx 0,1 H_0$

Es ist also nicht außer acht zu lassen, daß die Gewölbescheitel bei elastischen Pfeilern bedeutend größere Momente aufzunehmen haben als bei nahezu starren Pfeilern. Bei der Sitterbrücke wächst z. B. das Scheitelmoment für eine C 5/6-Lokomotive von 32,2 tm bei starren Kämpfern auf 92 tm bei nur verschieblichen Kämpfern, und auf 144 tm, wenn auch die Drehbarkeit der Pfeiler berücksichtigt wird. Dagegen nimmt der Schub ab von 68,7 t auf 43 t bzw. auf 20 t.

H. Nater, Ingenieur bei der Sektion für Brückenbau der Generaldirektion der Schweiz. Bundesbahnen.

Alle Rechte vorbehalten.

### Eine Großkraftanlage in Kalabrien.

Von Ing. Dr. W. Wieser, Wien.<sup>1)</sup>

Der Ausbau der Wasserkräfte schreitet in Italien rüstig vorwärts, auch in Mittel- und Süditalien im Gebiete der Apenninen, in Toskana, Umbrien, Latium und Campanien. Sogar in dem wasserarmen Kalabrien werden demnächst erhebliche Energiemengen zur Verfügung stehen, die bis nach Apulien und Sizilien geleitet werden sollen.

Kalabrien, ein den meisten Italienern und Italienreisenden noch unbekanntes Land, steht seit kurzem im Zeichen des wirtschaftlichen Aufschwunges. Neue Verkehrswege, Kraftwerke, Bewässerungsanlagen und große Bonifikationen in den Ebenen von Sybaris und Sant Eufemia sind in Ausführung begriffen. Industrie und Land- und Forstwirtschaft entwickeln sich günstig.

Die Wasserkraftanlagen Kalabriens sind um so bemerkenswerter, als es sich nicht um einzelne mittlere Anlagen, sondern um eine zusammen-

hängende Gruppe von Großkraftwerken handelt, die das ganze Einzugsgebiet eines Flusses in Verbindung mit großen Stauseen planmäßig ausnutzen. Es sind dies die Wasserkräfte des Neto, der in der sogenannten „Sila“, dem Kalabrischen Hochland, in 1500 m Seehöhe entspringt und nach kurzem Lauf nächst Cotrone ins Jonische Meer mündet. Seine bedeutendsten Nebenflüsse sind der Arvo und der Ampollino.

Einen Überblick über die geplante, zum größeren Teil im Bau befindliche Anlage geben Abb. 1 u. 2, aus denen man entnehmen kann, daß die ganze Anlage aus einer Hauptgruppe und einer Nebengruppe besteht.

Zur Hauptgruppe gehören die beiden Stauseen an den Flüssen Arvo (Serbatoio Nocelle) und Ampollino (Serbatoio Trepido) in etwa 1270 m Seehöhe mit je 60 Mill. m<sup>3</sup> nutzbarem Inhalt. Sie sind miteinander durch eine 6250 m langen Stollen verbunden. Vom Stausee Trepido wird das Wasser durch einen 4200 m langen Druckstollen mit 16 m<sup>3</sup>/Sek. Wasserführung einem Wasserschloß zugeführt und im 1. Stufenwerk der Hauptgruppe auf Kote 800 mit einem Bruttogefälle von 470 m verwertet. Das Unterwasser fließt

<sup>1)</sup> Nach einem Bericht der Zeitschrift „L'Energia Elettrica“, Augustheft 1927, dem auch die Abbildungen entnommen sind.



in ein Ausgleichbecken von 204 000 m<sup>3</sup> Fassungsraum, das durch ein Wehr im Flußbett des Ampollino gebildet wird. In dieses ergießt sich auch das dem Neto unterhalb der Einmündung des Arvo entzogene Wasser aus dem Stausee Juntura (17 800 000 m<sup>3</sup> Nutzraum), das einen 5 km langen Freispiegelstollen durchfließt. Ein Druckstollen von 3900 m Länge leitet die vereinigten Gewässer des Neto, Arvo und Ampollino zur zweiten Hauptstufe, dem Kraftwerk Timpa Grande, wo ein Gefälle von 539 m verwertet wird. Das Unterwasser dieser Stufe, vermehrt um das dem Netobett entnommene Wasser, wird dann noch in einer dritten Stufe, genannt Basso Neto, zu deren Wasserschloß ein 2500 m langer Kanal führt, mit einem Gefälle von 140 m ausgenutzt.

Die Höchstleistungen der drei Hauptstufen sind 60 000, 140 000 und 30 000 PS. Die gesamte Energieerzeugung beträgt 600 bis 700 Mill. kWh.

Die Nebengruppe bezweckt die Verwertung der Wasserkräfte des Hochtales des Neto und des Nebenflusses Garga über 800 m Meereshöhe.

Zu diesem Behufe soll am oberen Neto in etwa 1300 m Seehöhe ein Staubecken (Serbatoio Ariamacina) von 25 Mill. m<sup>3</sup> Nutzraum geschaffen werden. Dieses Becken steht durch einen 6280 m langen Freispiegelstollen mit einem zweiten Stausee im Gargatal, genannt Serbatoio Torre Garga, mit 4 250 000 m<sup>3</sup> Fassungsraum auf Seehöhe 1200 in Verbindung. Ein 780 m langer Druckstollen leitet das Wasser dem Wasserschloß der obersten Stufe (Kraftwerk Juri Vetere) zu, wo ein Bruttogefälle von 186,50 m ausgenutzt wird. Der Unterwasserkanal führt zu einem

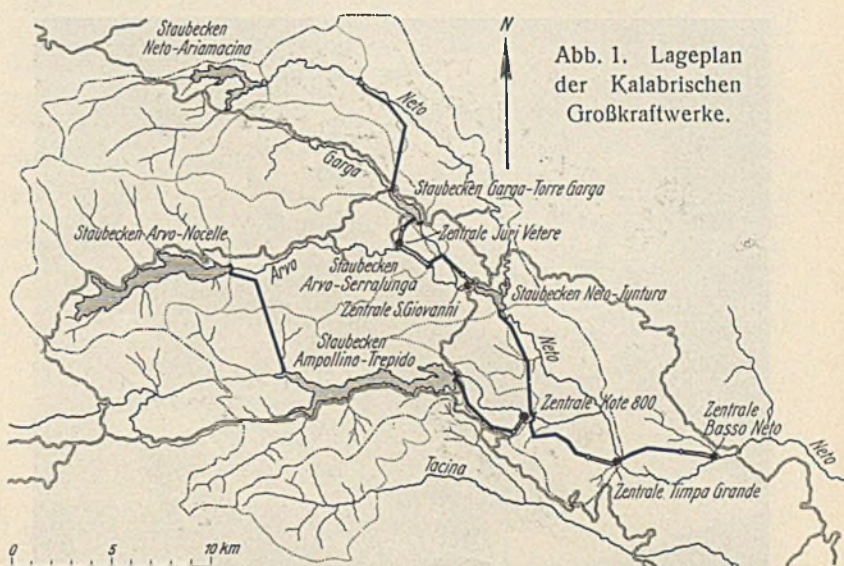


Abb. 1. Lageplan der Kalabrischen Großkraftwerke.

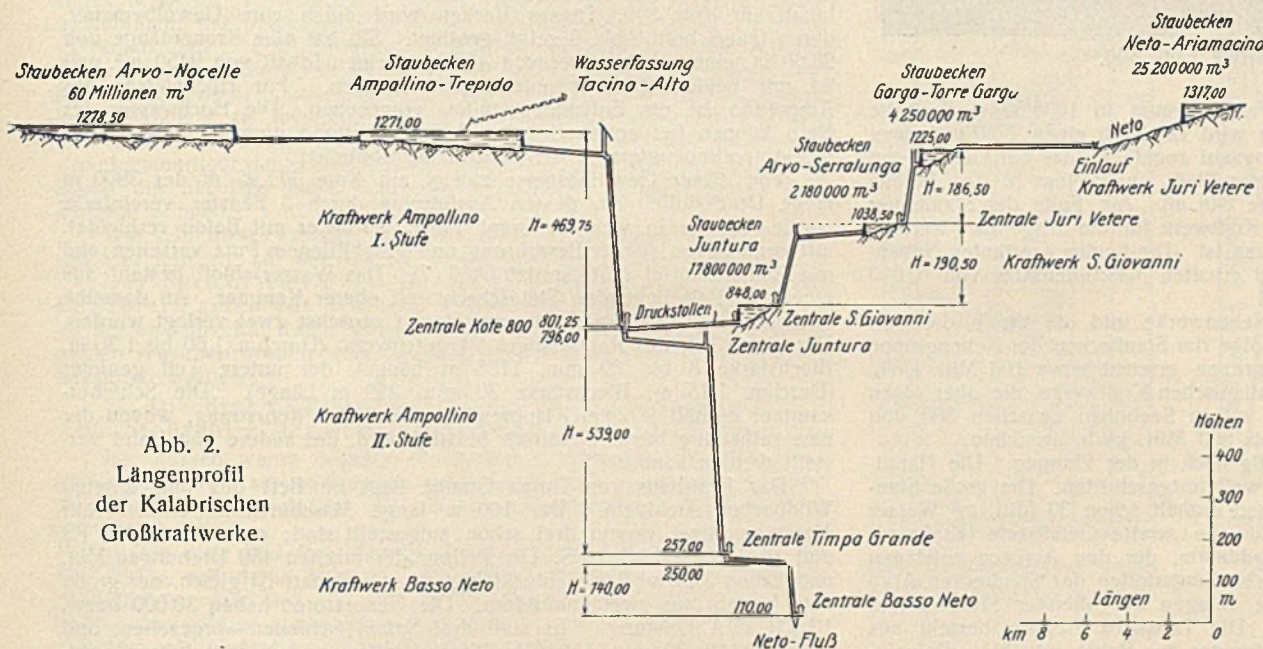


Abb. 2. Längenprofil der Kalabrischen Großkraftwerke.

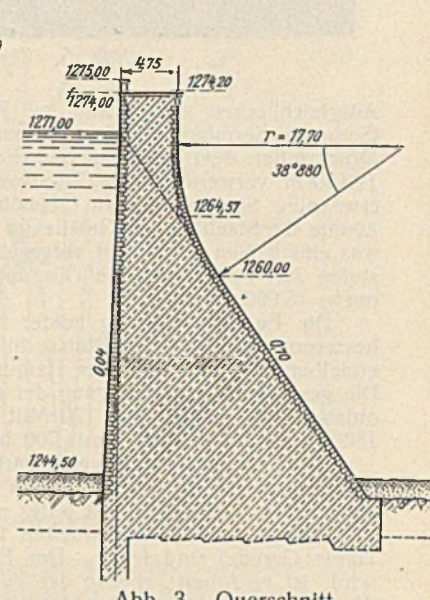


Abb. 3. Querschnitt der Staumauer Trepido.

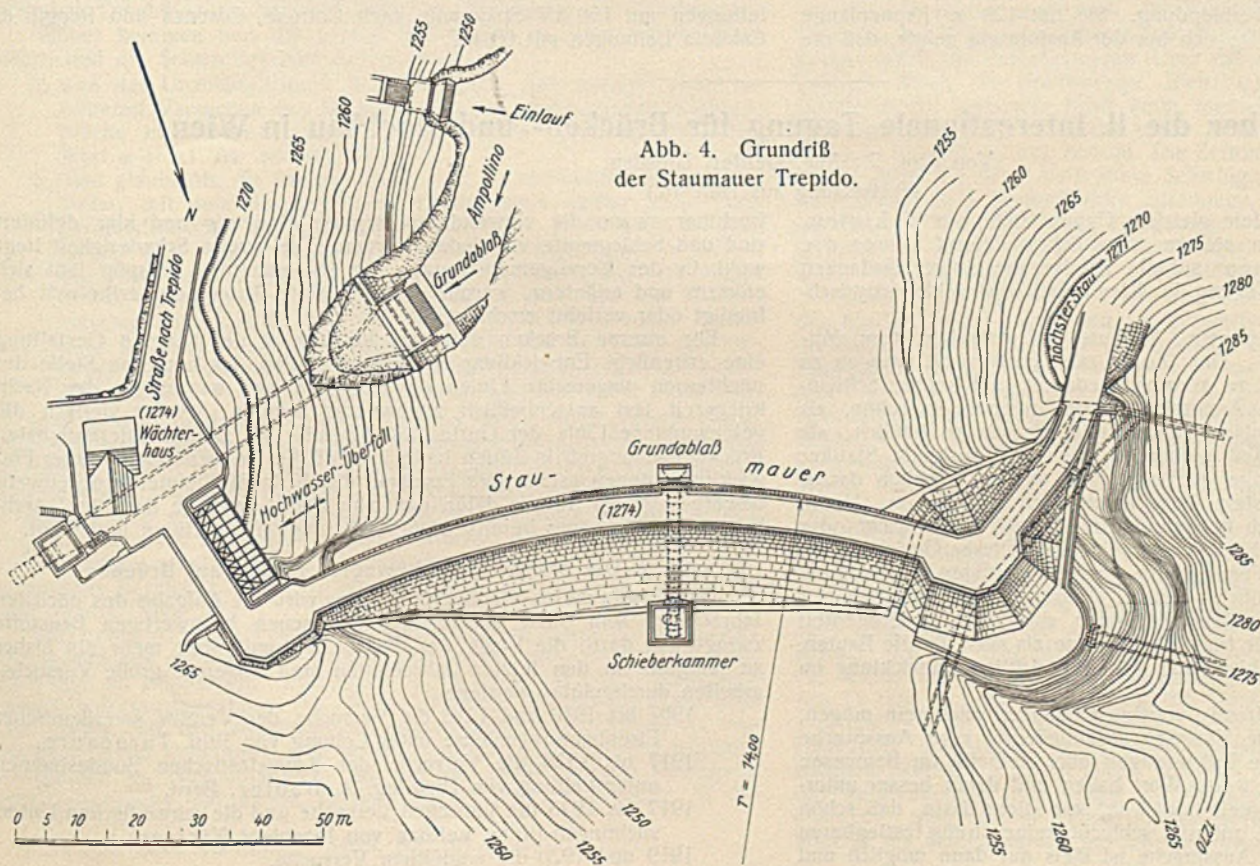


Abb. 4. Grundriß der Staumauer Trepido.

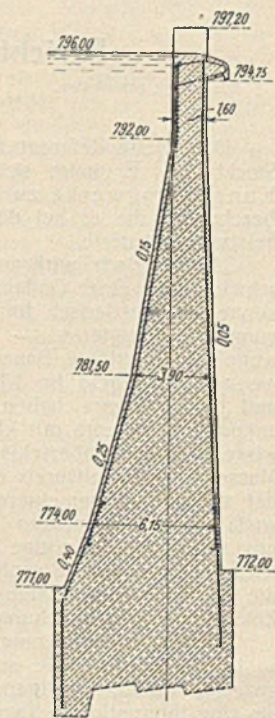


Abb. 6.

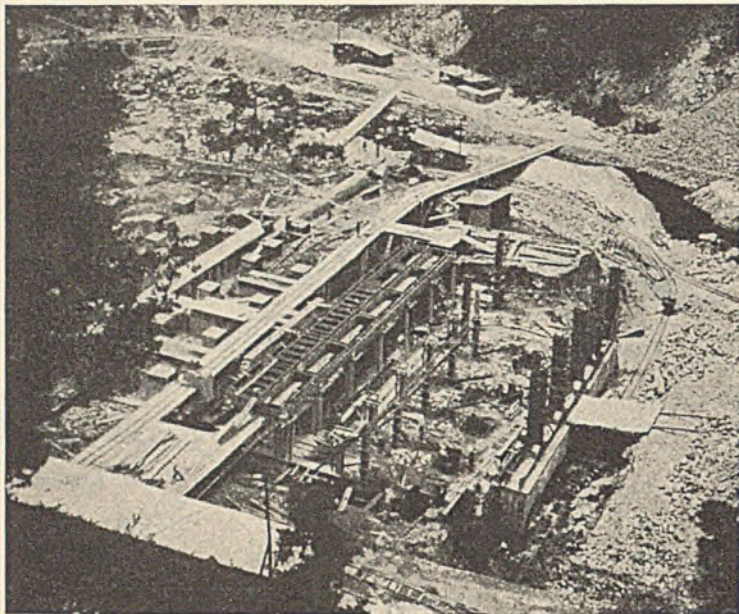


Abb. 5. Zentrale Kote 800.

Ausgleichbecken von 2 Mill. m<sup>3</sup> Fassungsraum in 1038,50 m Seehöhe (Serbatoio Serralunga). Von diesem wird es durch einen 2750 m langen Druckstollen dem Kraftwerk San Giovanni zugeführt, das ein Gefälle von 190,50 m verwertet. Das Unterwasser fließt unmittelbar in den bereits erwähnten Stausee Juntura (Seehöhe 848 m). Am Fuße der Staumauer könnte die Stauhöhe als Gefälle im Kraftwerk Juntura ausgenutzt werden, was einstweilen noch nicht vorgesehen ist. Die beiden erwähnten Nebengruppen Juri Vetere und San Giovanni erhalten Maschinensätze von 10 000 bzw. 15 000 PS.

Die Energieerzeugung beider Nebenwerke und die durch die Verbesserung der Abflußverhältnisse infolge der Staubecken der Nebengruppe erzielbare Mehrleistung der Hauptgruppe erreicht etwa 100 Mill. kWh. Die gesamte Energieerzeugung der silanischen Kraftwerke, die über einen nutzbaren Stauinhalt von 170 Mill. m<sup>3</sup> in Seehöhen zwischen 800 und 1300 m verfügen, wird somit 700 bis 800 Mill. kWh. erreichen.

Die Nebengruppe ist gegenwärtig noch in der Planung. Die Hauptgruppe dagegen ist im Bau bereits weit fortgeschritten. Die große Staumauer des Trepido-Sees ist fertig und enthält schon 30 Mill. m<sup>3</sup> Wasser (Juli 1927); auch die Bauarbeiten für die zweite Gefällstufe (Kraftwerk Timpa Grande) sind fertig. Der Erddamm, der den Arvosee aufstauen wird, ist in Arbeit; ebenso der Verbindungsstollen der Staubecken Arvo (Nocelle) — Ampollino (Trepido), die Anlagen der obersten Stufe (800 m Seehöhe) und die der untersten. Die Talsperre Trepido besteht aus einer 29,50 m hohen Schwergewichtsmauer aus Beton mit 20% Steineinlagen und Granitschichtverblendung. Sie hat 120 m Kronenlänge und enthält 35 000 m<sup>3</sup> Beton. Da sich bei der Ausführung zeigte, daß die

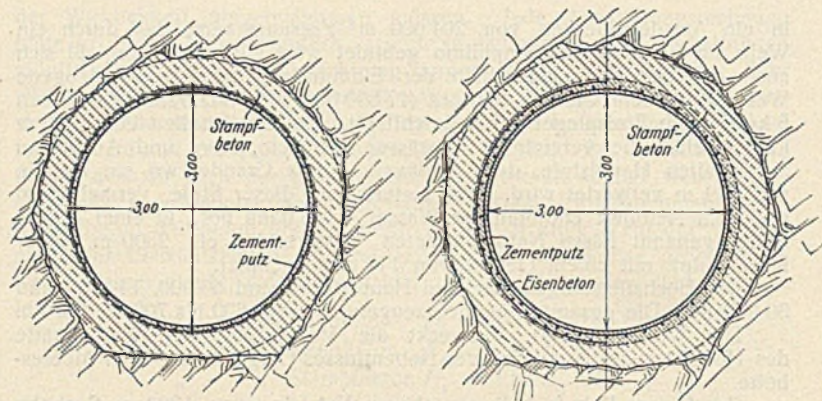


Abb. 7. Druckstollenprofile der II. Staustufe.

eine Talflanke unverläßlich ist, wurde die bogenförmige Mauer gegen einen starken Pfeiler gestützt und verläuft von diesem in einem rechten Winkel gegen den gesunden Fels (Abb. 3 u. 4). Die Talsperre schafft einen 9 km langen und 1,5 km breiten See im flachen Ampollinotal. Während des Baues des obersten Stufenwerkes (Abb. 5) fließt das Wasser des Ampollinosees im alten Flußbett talwärts bis zum Tagesspeicher von 204 000 m<sup>3</sup> Inhalt auf Kote 800. Dieses Becken wird durch eine Gewölbemauer, deren Querschnitt Abb. 6 zeigt, gebildet. Sie hat eine Kronenlänge von 96,60 m, einen Halbmesser von 47,50 m, einen Inhalt von 9450 m<sup>3</sup> und ist mit beiderseitigen Eiseneinlagen versehen. Für Hochwässer des Ampollino ist ein Entlastungsstollen vorgesehen. Die Hochwässer des Neto können bei entsprechender Schützenstellung unmittelbar ins Bett des Ampollino unterhalb der Sperrmauer abfließen.

Von dieser Gewölbeperrre zweigt auf Kote 777,95 m der 3900 m lange Druckstollen ab, dessen Ausführung durch 5 Fenster vereinfacht wurde. Da er in weichen Granit führt, wurde er mit Beton verkleidet, mit verschieden starker Bewehrung und geschliffenem Putz versehen und mit Zementmörtel hinterspitzt (Abb. 7). Das Wasserschloß besteht aus einem im Fels liegenden Steigschacht mit oberer Kammer. An dasselbe schließen vier Druckrohre an, von denen zunächst zwei verlegt wurden. Der obere Teil des Rohrstranges ist geschweißt (Durchm. 1,60 bis 1,30 m, Blechstärke 8 bis 30 mm, 1138 m Länge), der untere Teil genietet (Durchm. 1,15 m, Blechstärke 30 mm, 359 m Länge). Die Schieberkammer enthält je zwei Klappschützen für jeden Rohrstrang, wovon der eine selbsttätig bzw. elektrisch betätigt wird, der andere von Hand verstellt werden kann.

Das Krafthaus von Timpa Grande liegt im Bett des umgeleiteten Wildbaches Archivato. Der 100 m lange Maschinensaal enthält fünf Maschinensätze, wovon drei schon aufgestellt sind; einen zu 35 000 PS und zwei zu je 17 500 PS. Die Peltonräder machen 450 Drehungen/Min. und haben 3,25 m<sup>3</sup>/Sek. Schluckfähigkeit; die Bauart ist gleich, der große Satz besteht aus zwei Laufrädern. Die Generatoren haben 30 000 bzw. 16 500 kVA Leistung. Es sind drei Sammelschienen vorgesehen, und zwar für 10, 30 und 150 kV. Nach Apulien und Neapel führen Fernleitungen mit 150 kV Spannung, nach Cotrona, Cosenza und Reggio di Calabria Leitungen mit 60 kV.

## Bericht über die II. Internationale Tagung für Brücken- und Hochbau in Wien.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. Gehler, Dresden.

(Fortsetzung aus Heft 46.)

Der zweite Referent zu dem gleichen Gegenstande war W. Linton, Stockholm. Er hatte sich in seinem schriftlichen Referat „Über die Kunst, Tragwerke zu bauen“ auf die Wiedergabe einiger Gedanken beschränkt, die er bei der Tagung in Wien durch Lichtbilder satyrisch-geistvoll erläuterte.

„Künstlerisch wirksam zu sein, bedeutet Mitmenschen zum Mitschwingen in einer Gedanken-, Ton-, Form- oder Farbenwelt anregen zu können. Künstlerisch fühlen zu können, bedeutet, auf solche Schwingungen zu reagieren. — Die Architekten bauen niemals so schön, als wenn sie zu kleine Bauansätze haben, und niemals so häßlich, als wenn das Baugeld im Überfluß vorhanden ist. — Bedeutende Statiker und Konstrukteure haben lange geglaubt, daß es hauptsächlich darauf ankomme, Systeme mit kleinstem Materialverbrauch zu erfinden. Heute wissen wir, daß, überschläglich betrachtet, das Produkt aus Gewicht (oder Masse) und Einheitspreis ein Kleinstwert sein soll. Dieser Gesichtspunkt hat zu einer allgemeineren Verwendung von vollwandigen Eisenbauten, anstatt von Fachwerken geführt. Innere statische Unbestimmtheit ist unvermeidbar. Derartige Grundformen lassen sich auch experimentell leicht untersuchen. Sowohl für tragende Systeme als auch für alle Bauten, die überhaupt entwicklungsfähig sind, geht die richtige Entwicklung im Zeichen der Vereinfachung.“

So geistvoll und unterhaltend derartige Gedanken auch sein mögen, so hat m. E. doch die an die Vorträge anschließende rege Aussprache gezeigt, daß solche allgemeine Erörterungen über Ästhetik im Bauwesen für eine internationale Tagung wenig Wert haben und daher besser unterbleiben sollten. Die Schwierigkeit liegt wohl vor allem darin, daß schön und häßlich ebenso wenig wie gut und schlecht keine streng festlegbaren Begriffe sind. Eine sachliche Aussprache ist stets nur dann möglich und

fruchtbar, wenn die verwendeten Begriffe eindeutig und klar definiert sind und Schlagworte vermieden werden. Die zweite Schwierigkeit liegt wohl in der Verallgemeinerung. Nur im einzelnen Beispiel läßt sich erörtern und erläutern, warum eine gewählte Anordnung ästhetisch befriedigt oder verfehlt erscheint.

Für eiserne Brücken darf man hinsichtlich der äußeren Gestaltung eine erfreuliche Entwicklung insofern feststellen, als heute an Stelle der nüchternen wagerechte Linien der Parallelträger, wie sie in der Nachkriegszeit fast ausschließlich angewendet wurden, wieder vielfach die geschwungene Linie der Gurte tritt. Bereits auf dem 1. Internationalen Brückenbaukongreß in Zürich hatte ich auf die Notwendigkeit dieser Entwicklung hingewiesen. Das Ergebnis des Köln-Mülheimer Brückenwettbewerb ist ein Beweis dafür, daß man heute an Stelle der allzu „sachlichen“ Parallelträger bereits wieder schwungvollere Linien bevorzugt.

### A. 2. Die Stoßwirkung bewegter Lasten auf Brücken.

Die Lösung dieses wichtigen Problems wird die Aufgabe des nächsten Jahrzehntes sein. Die Ausnutzung der neuen hochwertigen Baustoffe zwingt uns dazu, die Frage der Brückendynamik weit mehr als bisher zu pflegen. In den letzten Jahrzehnten sind folgende große Versuchsarbeiten durchgeführt worden:

- 1907 bis 1910 und 1916 die Versuche des Vereins amerikanischer Eisenbahn-Ingenieure unter Leitung von Prof. Turneaure,
- 1917 bis 1928 die Versuche der Schweizerischen Bundesbahnen unter Leitung von Dipl.-Ing. A. Bühler, Bern,
- 1917 bis 1925 die indischen Versuche und die schwedischen Untersuchungen (unter Leitung von Ingenieur Nielsen),
- 1919 und 1920 die englischen Versuche,

1921 und 1922 die Untersuchungen der Deutschen Reichsbahn unter Leitung von Dr. Schaper, 1922 bis 1928 die russischen Untersuchungen.

Der heutige Stand der deutschen Arbeiten ist folgender: Anfang 1928 erschien der Bericht über die Ergebnisse des Wettbewerbes der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft zur Erlangung eines Spannungsmessers und eines Schwingungsmessers für die Bestimmung der dynamischen Beanspruchungen eiserner Brücken, im Auftrage des Preisgerichtes erstattet von Prof. Dr. Hort und Reichsbahnrat Hülsenkamp (Verlag der Lehrmittelzentrale der Deutschen Reichsbahn, Berlin). Sämtliche Bedingungen des Preisausschreibens waren von keinem der Wettbewerbergeräte erfüllt worden. Besonders war die wesentliche Forderung möglichst hoher Eigenschwingungszahlen der Geräte bei weitem nicht erreicht. Während nach dem Preisausschreiben Eigenschwingungszahlen von 800/Sek. vorgeschrieben waren, zeigten die Wettbewerbergeräte nach den Prüfungen in Dresden und Berlin viel niedrigere sekundliche Eigenschwingungszahlen, und zwar z. B. der Spannungsmesser Meyer (Bern) 40, Dr. Geiger 58, Fereday-Palmer 120. Als brauchbarer Bereich durfte aber nur etwa  $\frac{2}{3}$  dieser Werte angenommen werden. Das Preisgericht, bestehend aus den Herren Dr. Zimmermann, Dr. Gehler, Dr. Saller, Bühler und Hülsenkamp, hat daher am 20. Dezember 1926 nur einen Teil der ausgesetzten Summe, nämlich 20 000 R.-M., als Anerkennungspreise verteilt. Inzwischen sind diese Apparate zum Teil verbessert worden, so daß z. B. der bekannte Apparat von Dr. Geiger heute nach seinen Angaben die Eigenschwingungszahlen von rd. 200/Sek. haben soll.<sup>1)</sup> Den Bemühungen des Reichsbahn-Zentralamtes in Berlin ist es ferner gelungen, einen geeigneten Oszillographen auszubilden, der einen Meßbereich bis zu 1200/Sek. verspricht. Es ist zu hoffen, daß es dem Ausschuß für Brückenmeßtechnik der Reichsbahn, der unter der Leitung von Dr. Schaper im engsten Einvernehmen mit den Schweizerischen Bundesbahnen arbeitet, gelingen wird, ein brauchbares Meßgerät zu schaffen. Bei den weiteren Versuchen werden der schweizerische Einachswagen bei einer Geschwindigkeit von 40 km/Std. und ein neuartiger deutscher Erschütterungswagen wertvolle Dienste leisten. Schon die nächsten Jahre werden voraussichtlich neue wertvolle Aufschlüsse bringen.

Wie sehr dieses Problem allgemein beachtet wird, geht daraus hervor, daß vier Referate auf der Wiener Tagung den Gegenstand behandeln.

Der Bericht von Prof. Streletzky über „Die Stoßwirkung bewegter Lasten auf Brücken“ enthält die reichen Erfahrungen, die im letzten Jahrzehnt durch mühevoll Kleinarbeit bei den russischen Versuchen erworben worden sind. Er möge daher hier besonders ausführlich behandelt werden.

1. Die drei verschiedenen Kennziffern der Brücken: die Stoßzahl  $\varphi$ , der Brückenbeiwert  $K_f$  und der Beiwert  $\gamma$ .

Die Russen waren deshalb zu besonders umfangreichen Versuchen gezwungen, weil sie nachprüfen mußten, ob die zahlreichen, während des Weltkrieges veralteten, also heute zu schwachen Brücken noch betriebssicher sind.

a) Das erste Ziel ihrer Untersuchungen bildete die Feststellung der Stoßzahl  $\varphi$ , mit deren Hilfe die dynamische Wirkung der Verkehrslast geschätzt werden soll.  $\varphi$  wird in der Regel gleichgesetzt dem Verhältnis der größten gemessenen Durchbiegung beim Befahren der Verkehrslast mit einer bestimmten Geschwindigkeit zu der entsprechenden statischen Durchbiegung bei sehr langsamer Bewegung der Verkehrslast.

Woher kommen nun die großen Streuungen der gemessenen Stoßzahlen und die Schwierigkeiten ihrer Deutung?

$\alpha$ ) Von der Unzulänglichkeit der Meßgeräte. Bei unseren oben erwähnten Versuchen des Deutschen Preisgerichtes an der Sulzbachbrücke in Müllenen (Schweiz) ergaben die einen Apparate den Wert  $\varphi = 1,1$ , die anderen  $\varphi = 2,0$ .

$\beta$ ) Man glaubt oft, die Brücke arbeite wie ein einwandfreies Dynamometer, mit dem die dynamischen Wirkungen meßbar sind. Die Formänderungen sind aber der wirkenden Kraft nicht proportional. Jede Brücke muß somit eine eigene Eichungskurve haben. Die Ursachen der Abweichung vom Proportionalitätsgesetz liegen in der Wirkung der Trägheitskräfte der Brücke und der Phasenverschiebung, also in dem Nachhinken der Formänderung. Ferner wird das Bild durch die Arbeit der Niete und durch die Mannigfaltigkeit der Kraftfelder in den Nietanschlüssen sehr getrübt, wobei oft plastische Verformungen der Niete und Nietlöcher mitwirken.

Aus diesen Gründen darf man annehmen, daß jede dynamische Formänderung einer Brücke durch eine mindestens zweigliedrige Funktion dargestellt werden kann. Nur das erste Glied dieser Funktion ist der Belastung proportional und entspricht dem statischen Anteil der dynamischen Einwirkung, d. h. einer solchen Deformation, die die Brücke erleiden würde, wenn sie masselos wäre und in ihrer statischen Arbeit dem Hookeschen Gesetze folgen würde. Diese Lastwirkung wird auch als die statisch-dynamische bezeichnet. Die übrigen Einflüsse ergeben dann das zusätzliche zweite Glied.

Die erste Art von Versuchen muß das Ziel haben, die lotrechten Seitenkräfte der dynamischen Wirkung der Räder einer Lokomotive oder der Wagen zu bestimmen. Dies geschieht am besten in einer besonderen Lokomotiv-Versuchsanstalt. Die durch Versuche gefundenen Raddrücke sind sodann mit den analytisch rechnerisch gefundenen Werten zu vergleichen. Führt man dieses rechnerische Verfahren durch, so sind folgende Zusatzkräfte zu berücksichtigen, die bei der gleichmäßigen Bewegung einer Lokomotive auf einem idealen Gleise auftreten würden: 1. die

Trägheitskräfte des Antriebsmechanismus; 2. die Wirkung des Dampfes; 3. die Trägheitskräfte infolge der Schwingungen des auf die Federn sich stützenden Lokomotivkessels; 4. die Wirkung der unrichtigen Form der Räder. Summiert man die so erhaltenen ungünstigsten Werte, so erhält man als Raddrücke z. B. für den Typus der Präfelokomotiven der russischen Eisenbahn (Abb. 1) die Größt- und Kleinstwerte der Abb. 2, also z. B. für das dritte Rad die Stoßzahl  $\varphi = 13,6 : \left(\frac{1}{2} \cdot 15,7\right) = 1,73$ . Dieser für ein Rad gültige Wert wird aber für die ganze Lokomotive wesentlich kleiner und ergibt sich nach den russischen Messungen etwa zu  $\varphi = 1,38$ , wenn eine Lokomotive allein wirkt. Kommen dagegen noch Wagen hinzu, so vermindert sich diese Stoßzahl noch mehr, und zwar bei 50 m Zuglänge und etwa 100 km Geschwindigkeit auf  $\varphi = 1,25$ .

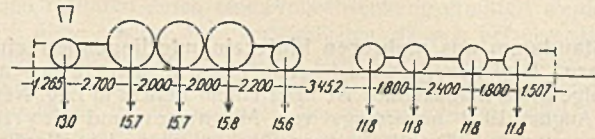


Abb. 1. Belastungsschema einer russischen Prärie-Lokomotive.

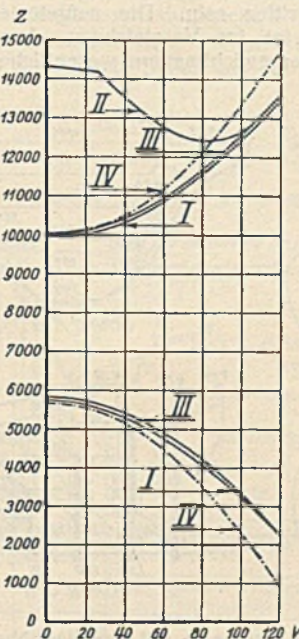
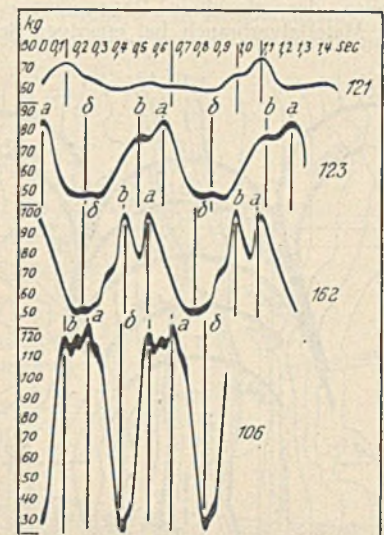


Abb. 2. Dynamische Größt- und Kleinstwirkung der russischen Prärie-Lokomotive.



Kurven 121 u. 123 sind erhalten beim Gang ein und desselben Menschen. Kurve 106 erhalten bei der größten Geschwindigkeit.

Abb. 3. Linie der lotrechten Komponente der Reaktionskräfte beim Menschenschritt.

Bemerkenswert sind auch die Ergebnisse der 1926 veranstalteten Versuche des Wissenschaftlich-technischen Komitees des russischen Volkskommissariats für Verkehrswesen (Über die dynamische Beeinflussung der Brücken durch die Volksmenge, Rabinowitsch, Moskau 1928). Als Größtwert der lotrechten Kraft beim menschlichen Schritt wurde 120 kg gefunden, also beim Gewicht eines Menschen von 80 kg eine Stoßzahl  $\varphi = 120 : 80 = 1,5$  (s. Abb. 3). Die Zeitdauer einer Schwingungsperiode betrug dabei 0,4 Sek. Fällt diese Schwingungsdauer mit der der Eigenschwingung einer Straßenbrücke zusammen, so entstehen die bekannten gesteigerten Wirkungen trotz der geringen Stärke des Stoßes. Die Komponente der Trägheitskraft in der Längsrichtung beträgt etwa  $\frac{1}{4}$ , die Querkomponente etwa  $\frac{1}{8}$  des menschlichen Gewichtes.

Die zweite Art von Versuchen betrifft die Frage, welchen Anteil der Einfluß der Fahrbahn im gesamten Effekt hat. Sie übermittelt die Stöße, dämpft sie aber gleichzeitig. Die stärksten Stöße entstehen bekanntlich in der Fahrbahn des Gleises durch die Stoßfugen, ferner durch unrichtige Lage des Gleises im Grundriß hauptsächlich in der Querrichtung und infolge des Radreifenablaufes. Diese Stoßfugen wirken besonders bei langen Güterzügen sehr ungünstig durch Erzeugung von Resonanzerscheinungen, die zu scharfen rhythmischen Schwingungen der Brücke führen. Bei der Deutschen Reichsbahn werden daher künftig auf allen neuen Brücken die Schienen geschweißt. Da die Wirkung der Schienenverschweißung noch nicht vollkommen aufgeklärt ist, sollten noch genauere Versuche durchgeführt werden.

Zu beachten ist besonders, daß die Temperaturänderungen Verformungen der Brücke im Grundriß und Aufriß hervorrufen und damit auch eine Änderung der Gleislage. Bei einer 158 m weit gespannten Brücke, die von Westen nach Osten gerichtet und rotbraun angestrichen ist, wurde infolge der Sonnenbestrahlung in Brückenmitte eine Hebung von 12 mm und eine wagerechte Verschiebung in der Querrichtung von -5 und +10 mm im Verlaufe eines Tages gemessen (Prof. Patton und Dunajeff, Einfluß der Sonne auf die Überhöhung der Hauptträger von eisernen Brücken, Moskau 1928). Endlich sollten Versuche auf Brücken mit ausgelauenen und neuen Radreifen vorgenommen werden, da bekanntlich ausgelauene Reifen Schienenbrüche herbeiführen können. Werden die Schienenstöße geschweißt, so kann der Einfluß des Gleises

<sup>1)</sup> Vergl. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 43, S. 636.

auf das dynamische Verhalten der Brücke nicht groß sein, ebenso bekanntlich der sogen. Zimmermann-Effekt, unter dem man nach Hört die Zusatzwirkungen infolge der Durchbiegungen des Gleises versteht. Nur bei Resonanzerscheinungen können stärkere Wirkungen auftreten.

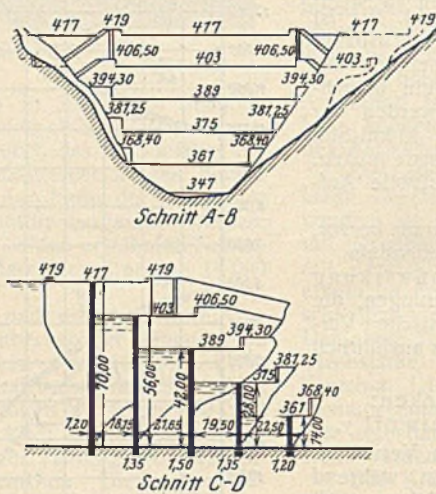
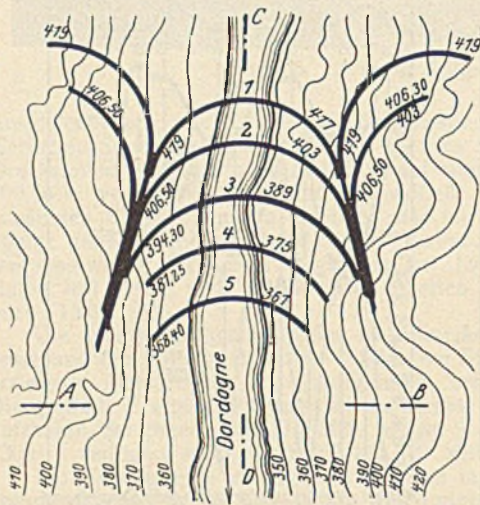
Bei Straßenbrücken rufen Unebenheiten des Pflasters bekanntlich starke Schlagwirkungen hervor. Nach den russischen Versuchen ist bei abgenutztem Bohlenbelag aus den Durchbiegungen  $\varphi = 1,5$  bis  $2,5$  gefunden worden, dagegen aus den Dehnungen  $\varphi = 1,3$  bis  $5,25$ , wogegen sich bei glattem Bohlenbelag unter gleichen Bedingungen  $\varphi = 1,0$  bis  $1,6$  bzw.  $0,7$  bis  $3,0$  ergab.

Die dämpfende Rückwirkung der Fahrbahn ist bei Schienen auf

hölzernen oder eisernen Schwellen oder bei durchgehendem Kiesbett sehr verschieden. Die russischen Versuche 1926 mit einem Rammbären waren folgende: Eine Sandbettung von 30 cm Dicke verringert gegenüber dem Holzbelag ohne Sandschicht die Durchbiegung auf die Hälfte. Eine Erhöhung des Sandbettes von 30 auf 60 cm ergab keine nennenswerte Verbesserung. Nach den amerikanischen, englischen und russischen Versuchen ist auch die Frage noch nicht entschieden, ob Holzschwellen oder durchgehendes Kiesbett stärker dämpfen. Die Wirkung der Stoßfugen scheint von den Holzschwellen stärker abgebremst zu werden als von der Bettung. Das Umgekehrte scheint wiederum für die Gegengewichtswirkung der Lokomotivräder zuzutreffen. (Fortsetzung folgt.)

## Vermischtes.

**Ein Staudamm aus mehreren hintereinanderliegenden einzelnen Staumauern.** Eine neuartige Ausführung eines in mehrere bogenförmige Wände aufgelösten Staudammes ist nach einem Bericht in Eng. News-Rec. vom 30. August 1928 neuerdings von Mesnager und Veyrier vorgeschlagen worden. Praktisch ausgeführt worden ist allerdings der Gedanke noch nicht. Es sollen jedoch Pläne für eine Ausführung an der oberen Dordogne in der Ausarbeitung begriffen sein. Die aufgelöste Bauweise der einzelnen Bogenmauern bietet im Vergleich zu dem hohen Materialverbrauch bei massiven Schwergewichtmauern wesentliche



Vorteile, zumal der Stoffverbrauch bei dieser Bauweise mit der Stauhöhe stark ansteigt. Der Grundgedanke der neuen Konstruktion besteht darin, eine Reihe von stufenförmig erniedrigten hintereinanderliegenden Mauern an Stelle einer einzigen Mauer zu setzen. Die Zwischenräume zwischen den einzelnen Mauern sind zum Ausgleich des Drucks mit Wasser angefüllt. Durch diese Anordnung wird auch ein natürlicher Überfall für das Wasser geschaffen, so daß also die sonst gebräuchlichen und teuren Abflüßstollen zur Sicherung der Fundamente fortfallen. Von dem Laboratorium der französischen Straßen- und Brückenbauschule sollen bereits praktische Versuche an Modellen vorgenommen worden sein, wobei die Sicherheit eines solchen Bauwerkes unter verschiedener Füllung der einzelnen Zwischenräume nachgeprüft wurde.

**Ein neuer portugiesischer Hafen.** Ein vollkommen neuzeitlicher Hafen wird nach dem „The Christian Science Monitor“, 1928 vom 28. März in Povoa de Varzin gebaut, einem Orte Nordportugals, der als bedeutender Fischerhafen bekannt ist. Povoa befindet sich ungefähr 25 km nördlich der Mündung des Douro-Flusses und des Hafens von Leixoes bei Oporto, dem einzigen portugiesischen Hafen mit Ausnahme von Lissabon, in dem größere Schiffe anlegen können. Der Ort ist bekannt für seine guten und reichlichen Fischarten, aber die bisherigen Verhältnisse des Hafens haben dazu geführt, daß die Fischerboote entweder vor dem Hafen oder im Hafen selbst liegenbleiben mußten, wenn große Stürme einsetzten. Die geographische Lage und die natürlichen Verhältnisse rechtfertigen den Ausbau des bedeutendsten Fischerhafens Nordportugals. Povoa wird in absehbarer Zeit den Fischerverkehr von Oporto wieder zurückgewinnen, da dieser nicht über die erforderlichen Anlagen verfügt und Povoa einen bedeutend größeren Absatzmarkt für Fische in Braga, Guimaraens und der ganzen Provinz Minho aufweist. Die heute vorbeifahrenden Schiffe werden der neuzeitlich ausgebauten Bucht mehr Beachtung schenken als dem alten Hafen von Leixoes. In den ersten Jahren werden alljährlich 80000 £ für den Ausbau des Hafens erforderlich sein. Ein Wellenbrecher und zwei Molen von je 200 m Länge werden zunächst erstellt. Neben Dockanlagen für Fischerdampfer werden Kohlen- und Öllager errichtet. Verschiedene Magazine sind für die Lagerung der Fische vorgesehen. Eisfabriken, Kühl- und andere Anlagen werden die Ausrüstung ergänzen. W.

**Preisausschreiben zur Bekämpfung des Straßenlärms.** Der Preis für den besten Vorschlag zur Lösung des Problems der Straßenlärm-bekämpfung<sup>1)</sup> ist durch Beiträge des Vereines deutscher Ingenieure, der

Zeitschrift „Die Polizei“ und aus Mitteln der Zusatz-Stiftung zu Zeitlers Studienhaus-Stiftung auf 2500 R.-M. erhöht, die Einreichungsfrist bis 1. April 1929 verlängert worden.

Die Bewerbungen sollen sich als umfassende Darstellungen des Problems der Straßenlärm-bekämpfung kennzeichnen und vor allem kritisch zu den bisher in Deutschland und, wenn möglich, auch zu den im Auslande zur Lösung des Problems getroffenen Maßnahmen Stellung nehmen. Anschließend hieran sollen die neuen Vorschläge der einzelnen Bewerber behandelt werden. Neben der kritischen Bewertung der einzelnen Maßnahmen, die auf gesetzlichem, verwaltungsmäßigem und technischem Gebiete liegen können, sind auch die rein wissenschaftlichen Beiträge zur Frage in Betracht zu ziehen und für die Preisausschreibung auszuwerten. Zu einer wirkungsvollen kritischen Bearbeitung gehört auch die Anführung der gesetzlichen Vorschriften, Gerichtsurteile, technisch-wissenschaftlichen Aufsätze usw. nach Verfasser, Titel, Ort, Jahreszahl. Auch solche Bearbeitungen, die die Frage etwa von der medizinischen Seite (z. B. Gehörschädigung durch den Verkehrslärm) behandeln, werden als mit zur Lösung gehörig betrachtet werden. Einfache Mitteilungen einzelner Erfindungen, die nur Teillösungen betreffen, können bei der Preisbewertung nicht berücksichtigt werden. — Im übrigen wird auf die erste Mitteilung über das Preisausschreiben hingewiesen.

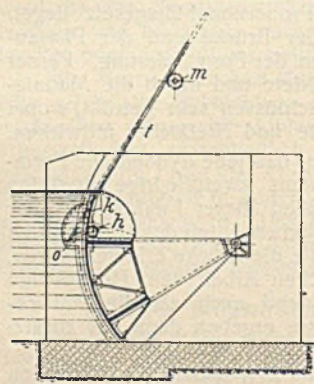
**Asphaltstraßen.** In letzter Zeit haben sich die Klagen über die große Schlüpfrigkeit von städtischem Asphalt-pflaster gemehrt. Diese Klagen beziehen sich wohl nur auf Stampfasphalt, nicht aber auf die anderen Kunst-asphaltdecken, wie Hartgußasphalt und die verschiedenen Walzasphaltarten, die sich im Auslande, insbesondere in Amerika, England und Frankreich, auch bei nassem Wetter bewährt haben.

Die Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau, die sich mit diesem Problem schon lange befaßt, hat sich inzwischen mit verschiedenen Organisationen der Straßenbenutzer in Verbindung gesetzt, um festzustellen, mit welchen Mitteln dieser Schwierigkeit so schnell wie möglich zu begegnen ist. Es steht zu hoffen, daß diese Zusammenarbeit von Straßenbauern und Straßenbenutzern zu dem allseits gewünschten Erfolg führen wird.

**Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen** (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 24. Oktober ausgegebene Heft 20 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Professor E. Fader: Die Gagfah-Siedlung Fischtalgrund, Berlin-Zehlendorf. — Professor L. Jahn: Neuzeitliche Putztechnik. — Die neuen DIN-Normen für Dachpappe und ihre Bedeutung.

## Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.



**Antriebsvorrichtung für Wehrkörper mit Eisklappe.** (Kl. 84a, Nr. 456 983 vom 19. 10. 1924, von Firma Louis Eilers in Hannover-Herrenhausen.) Die Vorrichtung wird dadurch vereinfacht, daß sie nur an der Welle  $h$  der Eisklappe  $k$  angreift und durch Heben dieser Welle den Wehrkörper mitnimmt. Das Ritzel  $m$  greift an der schwingenden Zahnstange  $t$ , die am Hebel  $o$  angelenkt ist, an; der Hebel ist fest mit der Hohlwelle der Eisklappe verbunden. Beim Heben der Stange  $t$  wird die Eisklappe so lange gesenkt, bis sie an den Wehrkörper anschlägt; beim weiteren Heben der Stange  $t$  wird alsdann der Wehrkörper gehoben.

**INHALT:** Leistungsfähigkeit von Raupenbaggern. — Die Straßenbrücke über die Donau bei Novi-Sad (Fortsetzung). — Belastungsprobe des Siltterviaduktes der Schweizerischen Bundesbahnen bei St. Gallen. — Eine Großkraftanlage in Kalabrien. — Bericht über die II. Internationale Tagung für Brücken- und Hochbau in Wien. (Fortsetzung). — Vermischtes: Staudamm aus mehreren hintereinanderliegenden einzelnen Staumauern. — Neuer portugiesischer Hafen. — Preisausschreiben zur Bekämpfung des Straßenlärms. — Asphaltstraßen. — Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Patentschau.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.  
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.  
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

<sup>1)</sup> Vergl. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 18, S. 249.