

# DIE BAUTECHNIK

Alle Rechte vorbehalten.

## Die Nordrampe der transiranischen Eisenbahn.

### Geologische Verhältnisse und Trassenführung.

Von Chefingenieur L. v. Rabcewicz, Teheran.

#### I. Einleitung.

Der gewaltige Bau der transiranischen Eisenbahn, der Nord-Süd-Verbindung des Kaspischen Meeres mit dem Persischen Golf<sup>1)</sup>, hat seinen Höhepunkt überschritten und geht dem Ende entgegen.

Der Gedanke der Verbindung der beiden Meere ist nicht neu; bereits im Jahre 1872 hat Baron Reuter, ein englischer Finanzmann, eine Konzession für den Bau einer derartigen Linie erhalten. Die Russen, die jeglichen Bahnbau von Bedeutung in Persien zu verhindern trachteten, erwarben 1894 die Konzession für den transiranischen Bahnbau mit der gleichzeitigen Zusicherung Persiens, daß weitere Konzessionsverleihungen an die vorherige Zustimmung des russischen Hofes gebunden seien, und hatten damit ihren negativen Zweck bis auf weiteres erreicht.

Diese Verhältnisse änderten sich erst nach dem Kriege. Ein Gesetz vom Jahre 1925 stellte die Einkünfte aus der Zucker- und Teesteuer ausschließlich für den Bau der transiranischen Eisenbahn sicher. Zwei Jahre später setzten Vorstudien ein, und 1928 wurden einleitende Bauarbeiten, im Norden durch das deutsche Syndikat Julius Berger — Philipp Holzmann, im Süden durch die amerikanische Unternehmung Julien & Co. begonnen. Nach Auflösung dieser beiden Verträge im Jahre 1930 führte die persische Regierung die Arbeiten ein Jahr hindurch in Regie weiter und wählte dann endlich die einzig richtige und mögliche Ausführungsart, indem sie den Bau der Bahnlinie einem Konsortium anvertraute, das, ausgestattet mit allen Vollmachten, die Arbeiten als Treuhänder für die Regierung durchführte.

Das dänische Konsortium Kampmann, Kierulf & Saxild A/S, Saabye & O. Lerche, kurz „Kampsax“ genannt, schloß im Mai 1933 einen derartigen Vertrag mit der Regierung ab und übernahm damit folgende Verpflichtungen: Fortsetzung und Beendigung der Vorarbeiten und Einzelentwürfe, Ausarbeitung der Vertragsunterlagen für die Vergebung der einzelnen Streckenteile an Großbauunternehmungen, Durchführung der Vergebung, Planung, Bauaufsicht und Abrechnung. Ferner übernahm das Konsortium den Einkauf der wichtigsten Materialien, wie Zement, Sprengmittel und Oberbaumaterialien. Die Vergebung der Baulose an Großbauunternehmungen, wie auch der Materialeinkauf geschah im Wege internationaler Ausschreibungen.

Vertragsgemäß hatte Kampsax die Nordlinie, das ist die Strecke bis Teheran, in vier Jahren und die Südlinie in weiteren zwei Jahren fertigzustellen. Die Größe dieser Bauaufgabe geht aus der folgenden Zusammenstellung hervor:

Umfang der ab März 1932 zu leistenden Bauarbeiten im Zuge der transiranischen Eisenbahn.

Gegenstand	1	2	3	Summe 1+2+3
	Nordlinie km 128,0 bis 460,5	Station Teheran km 460,5 bis 461,6	Südlinie km 461,6 bis 1136,6	
Erdarbeiten in Mill. m <sup>3</sup> . . .	7,19	0,37	13,37	10,93
Mauerung im Freien in m <sup>3</sup> . . .	658 700	39 000	751 100	1 448 800
Tunnel { Anzahl . . . . .	94	—	131	225
{ Länge in km . . . . .	23,6	—	58,1	81,7
Stationen, Anzahl . . . . .	31	1	39	71
Brücken und Viadukte:				
Anzahl der Öffnungen . . . . .	281	—	561	842
Lichte Weite, insgesamt m . . . . .	2 970	—	5 290	8 260
Baukosten einschließlich Oberbau u. Stationen in Mill. Riats . . . . .	607,7	71,4	1 021,3	1 700,4
Länge der Linie in km . . . . .	333,4	1,1	675,0	1 009,5

Von diesem Arbeitsumfang war bis zur Übernahme durch Kampsax, im Norden bis km 180 eine vergleichene Strecke von etwa 32 km und im Süden bis km 300 eine solche von 40 km durch das Ministerium in Eigenregie fertiggestellt worden.

Das genannte Konsortium hatte zur Zeit der Vertragsunterzeichnung in gleicher Eigenschaft den Bau zweier Eisenbahnlinien in der Türkei

<sup>1)</sup> Vgl. Bautechn. 1937, Heft 50, S. 640.

mit zusammen 850 km Länge nahezu vollendet und konnte seinen fast noch vollständig vorhandenen Arbeitsverband einfach von Sтамбуl nach Teheran übertragen. Nur so war es möglich, daß bereits im September 1933 die ersten großen Baulose auf der Nordlinie vergeben werden konnten, die meist von italienischen Unternehmungen erstanden wurden. Dann folgten gemäß dem Arbeitsplane im November die Vergabungen der restlichen Lose der Nordrampe und der ersten Lose der Südlinie.

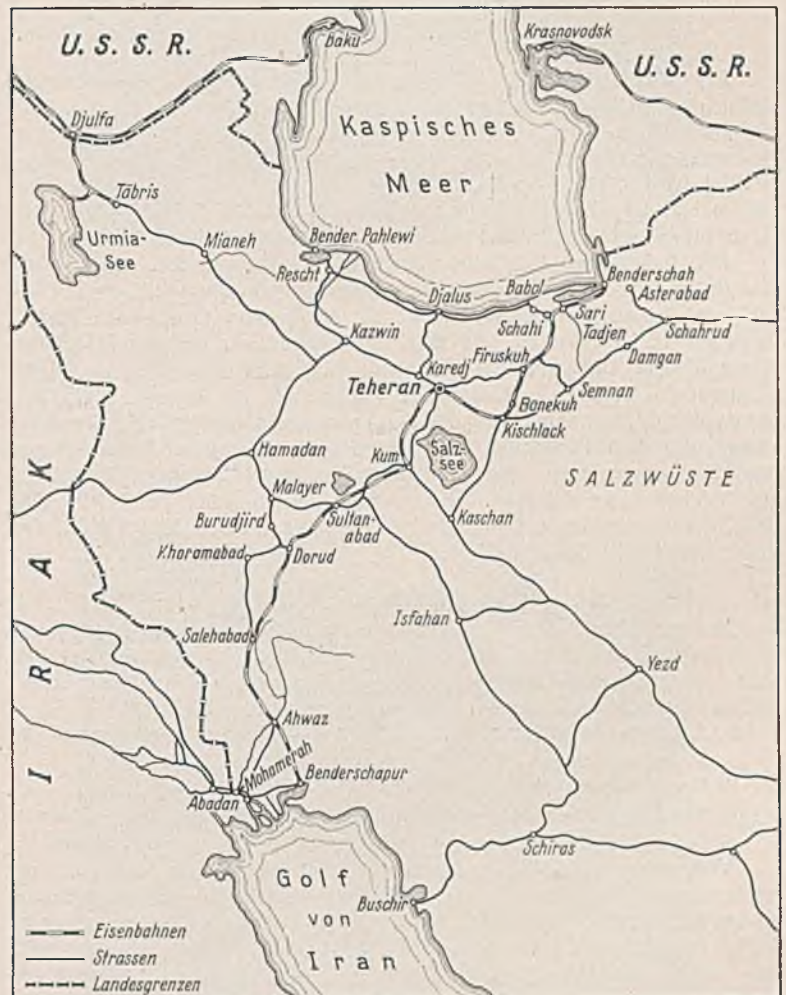


Abb. 1. Plan Persiens.

Dank der ausgezeichneten Ordnung gingen die Arbeiten durchaus planmäßig vor sich, und die Oberbaulegung erreichte Teheran sogar 3 1/2 Monate vor dem vertragsgemäßen Zeitpunkte. Im Herbst 1937 war der Oberbau bis zur Stadt Kum (Abb. 1) vorgeschritten, und es besteht kein Grund zu zweifeln, daß der Zusammenschluß der Linie bis zum Spätherbst 1938 stattfinden wird.

Die Nordlinie beginnt im Hafen Benderschah am Kaspischen Meere und durchfährt zunächst die besonders fruchtbare Provinz Mazenderan, wobei die wichtigen Orte Sari und Schahi berührt werden. Bei km 185 verläßt sie den Boden des mit üppigen Reisfeldern bedeckten Talartales und steigt in mehrfach künstlicher Entwicklung bis zum höchsten Punkte der Nordlinie, dem Passe von Gaduk, empor, wo sie in einem 2880 m langen Tunnel die Höhenkote 2112 erreicht. Von dort ab fällt die Linie und erreicht bei km 256 Firuzkuh, einen kleinen Ort nahe der Abzweigung der Hauptstraße nach Mesched. In dem ersten Teile der folgenden Strecke Firuzkuh—Bonekuh weiten sich zu beiden Seiten der Bahn reiche Obstgärten, später aber wird, bedingt durch die große Salzhaltigkeit des Wassers, die Gegend öde und kahl. Knapp nach Bonekuh, km 333, ver-

läßt die Linie das Habrudtal, überschreitet einen Tiefpunkt (Kote 790), um neuerlich ansteigend bis Teheran (Abb. 2) einer großen zumest fruchtbaren Ebene zu folgen; nur in der Umgebung des Ortes Geschlagh kreuzt die Bahn auf etwa 50 km Länge die vollkommen vegetationslosen Ausläufer der großen Salzwüste, Kewir genannt.

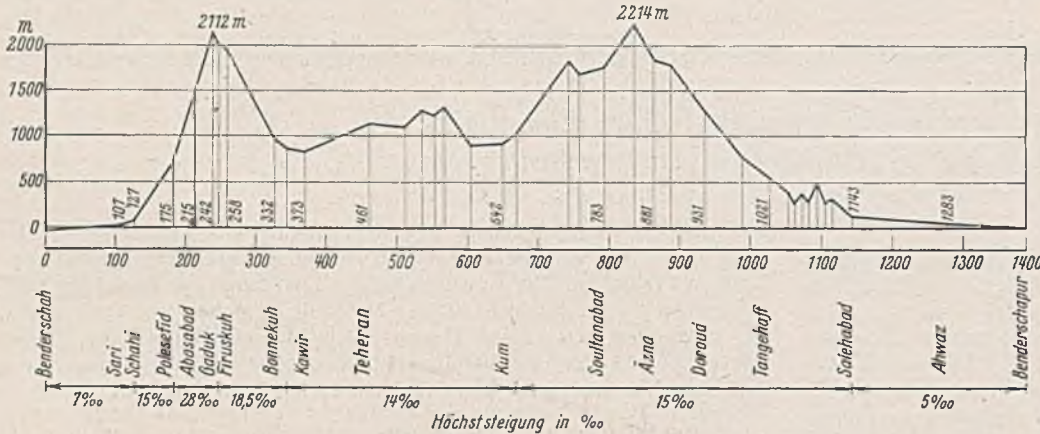


Abb. 2. Übersichts-Längenprofil der Bahn.

Die Südlinie führt ab Teheran weiter durch teilweise wieder unfruchtbare Gegend bis Sultanabad, der drittgrößten Stadt Persiens; nur die künstlich bewässerten Strecken bringen dort reichen Ertrag. Die Linie fällt zunächst bis 905 m in der Nähe der Stadt Kum, eines bedeutenden Wallfahrtsortes, von wo sie bis Sultanabad wieder stark steigt. Zwischen Sultanabad und Bahrein begleiten üppige Felder und Gärten die Bahn; in dieser Strecke liegt der Scheitel der Südlinie auf Seehöhe 2214.

Bei Bahrein beginnt die schwierige Gebirgsstrecke. Die Flüsse Abediz und Abecasar durchschneiden hier in grotesken Cañons mit lotrechten Wänden bis zu 300 m Höhe die sieben von Osten nach Westen streichenden Längsketten, und man war gezwungen, mit der Eisenbahntrasse diesem einzigen, von der Natur vorgezeichneten Weg zu folgen. Naturgemäß liegt diese Bahntrasse größtenteils im Tunnel. Nach Verlassen der Cañons senkt sich die Bahn durch ein weiches Hügelland zur Ebene, die dem Persischen Golf vorgelagert ist, um bei Benderschapur das Meer zu erreichen. Die wichtigsten Stationen in dieser letzten Strecke sind Ahwaz und Salehabad. Nahe Ahwaz liegt Abedan, der Mittelpunkt der Ölfelder der Anglo Iran Oil Company, die 1936 in Iran 9 Mill., insgesamt 90 Mill. t Rohöl förderte.

II. Das Vorstudium der Nordrampe.

In Ermanglung geeigneter Karten war man darauf angewiesen, durch Bereisen und Überfliegen des Geländes festzustellen, welche Täler und Pässe überhaupt für die Trasse in Frage kamen, und fand auf diese Weise folgende Verbindungslinien erwägenswert:

1. Benderschah — Asterabad — Schahrud — Damghan — Semnan — Geschlagh — Teheran,
2. Benderschah — Sari — Tadsjen — Semnan — Geschlagh — Teheran,
3. Benderschah — Schahi — Schahmirzad — Semnan — Geschlagh — Teheran,
4. Benderschah — Schahi — Gaduk — Firuzkuh — Geschlagh — Teheran.

Von diesen vier Möglichkeiten mußte die Wahl naturgemäß auf die letzte, nämlich die Linie über Schahi — Gaduk — Firuzkuh — Geschlagh fallen, da sie nicht nur die kürzeste, für die Anlage einer Bahnlinie geeignete Verbindung zwischen Benderschah und Teheran darstellt, sondern auch den niedrigsten Paß (Gaduk 2215 m Seehöhe) benutzt, während die anderen Übergänge bis 2800 m ansteigen.

Nachdem der Verlauf der Linie derart in großen Zügen festgelegt war, konnte man an die Ausarbeitung der Einzelentwürfe schreiten.

Von den verschiedenen Trassen, die studiert wurden, seien hier nur die wichtigsten erwähnt, nämlich:

1. die 20‰-Linie des deutschen Syndikats Julius Berger-Phillip Holzmann (Trasse I),
2. die 30‰-Linie der gleichen Gruppe (Trasse II),
3. die 28‰-Linie des Eisenbahnministeriums (Trasse III), studiert von schwedischen Ingenieuren, die dann mit einigen unbedeutenden Abänderungen ausgebaut wurde.

Zur Aufnahme des Geländes benutzte das deutsche Syndikat das ausgezeichnete stereo-photogrammetrische Aufnahmeverfahren vom Flugzeug aus. Die Ingenieure des Ministeriums dagegen führten die Aufnahmen tachymetrisch aus, obwohl das stereo-photogrammetrische Verfahren dem alten tachymetrischen Verfahren sowohl an Genauigkeit wie an Geschwindigkeit überlegen ist. Der schwerfällige und widerspruchsvolle Dienstbetrieb im Ministerium war eben nicht imstande, zeitgerecht einen Stereokomparator zu beschaffen.

Die Trassenstudien des Ministeriums begannen im Februar 1932 mit zwei Studienbrigaden zu je einem Brigadeführer und sechs Ingenieuren

bei Zirab, km 164, und waren für die Rampe bis km 249 im Oktober 1932 fertiggestellt. Die Nulllinie und die Grenzen der tachymetrischen Aufnahme wurden von dem Leiter der Trassierung selbst angegeben, der bereits seit Herbst 1931 seine Studien in der Gegend betrieb und die verschiedenen Möglichkeiten untersucht hatte. Die Breite des aufgenommenen Streifens betrug je nach der Geländeschwierigkeit 100 bis 300 m, und je km wurden etwa 300 bis 500 Punkte aufgenommen. Das Auftragen geschah im Maßstabe 1:2000 mit einem Schichtenlinienabstande von 5 m. Der Trassierungsleiter selbst zeichnete sodann die Trasse in die Schichtenpläne ein, die dann von einer Absteckungsbrigade in das Gelände übertragen, durch Querprofilaufnahmen ergänzt und durch das Nivellement über die Einzelpunkte überprüft wurde.

Die Gruppen arbeiteten rasch und genau, so daß die späteren Baukontrollen gut stimmten und alle Tunnel, darunter auch eine Reihe schwieriger Kehrtunnel mit Gegenbogen von 220 m Halbmesser, mit keinem größeren Unterschied mit höchstens 50 mm Abweichung in der Richtung durchgeschlagen wurden. Naturgemäß mußten in dem unzugänglichen Gelände der Rampenstrecke, die vielfach eine Absteckung der

Tunnel über Tag nicht gestattete, Triangulierungen eingeschaltet werden. Die Kilometerkosten dieser Vorarbeiten einschließlich Quartierbeschaffung betragen etwa 10 000 Riats.

III. Geologische Schilderung des oberen Talargebietes.

Die tiefe Querfurche des Talar (Abb. 3), einer der wichtigsten Einschnitte im Verlaufe des wasserscheidenden Elburgebirges, verläuft vom mehrfach erwähnten Paß von Gaduk zunächst nordwärts und durchschneidet schräg die SW — NO streichenden Baulinien des Gebirges. Dies hat zur Folge, daß die verschiedensten Schichten das Tal queren und mit der Gesteinsbeschaffenheit auch das Landschaftsbild zu beiden Seiten des Tales rasch wechselt. Dieser schräge Verlauf des Tales zum Gebirgstreichen verursacht auch eine gewisse Unsymmetrie des ganzen Talnetzes. An der linken Seite sind sämtliche Seitentäler reine Längs-

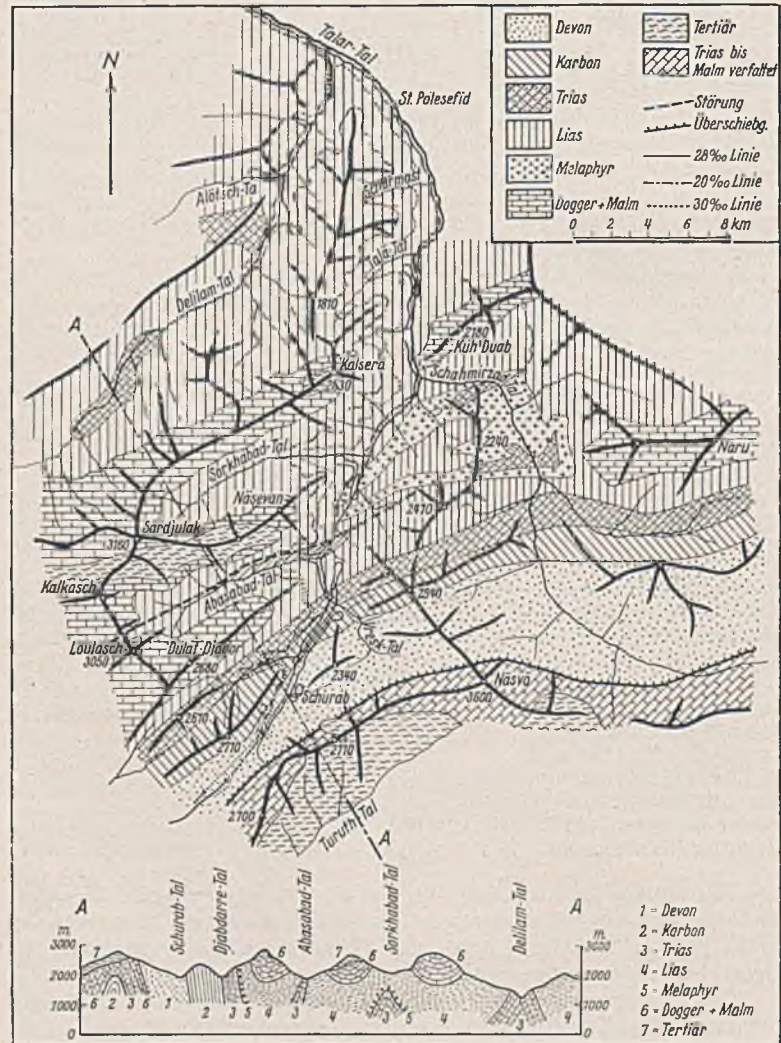


Abb. 3. Geologische Karte des oberen Talar-Tales.

täler, sei es das große Delilam im Norden, seien es die südlicheren kleineren Zuflüsse, wie das Sorkhabad-, Abasabad- und Djabdarratal. Die rechten Zuflüsse dagegen folgen nur in ihren obersten Teilen dem Schichtstreichen, weiter unten sind sie reine Quertäler mit beiderseitigen Zuflüssen aus Längstätern. Dies gilt im großen von dem reichverzweigten Talnetz des Schahmerzad-Tales, im kleinen vom Vresktal.

Der geologische Bau des Gebietes ist ein einfacher und großzügiger Faltenbau mit SW — NO streichenden Achsen, der nur durch wenige Längsstörungen unterbrochen wird. Im oberen Schahmerzad-Tal herrscht örtlich W — O-Streichen vor, doch schwenkt gleich östlich davon das Streichen wieder in seine alte Richtung ein. Gegen SW streichen die Elemente des Gebirges in die Ebene von Firuzkuh aus, eine von Schutt erfüllte Einmündung inmitten des Gebirges. Nur der südwestlichste Gebirgszug setzt sich ununterbrochen gegen SW fort und bildet so die SO-Umrahmung der Ebene.

Die Schichtfolge umfaßt den größten Teil der aus dem östlichen Elburs bekannten Formationen. Sie beginnt mit Devon: im Liegenden dunkle grünliche Tonschiefer und feinkörnige glimmerige Sandsteine mit linsenförmigen Einschaltungen von hellgrauen bis schwarzen, zum Teil stark verkieselten Dolomiten und dunklen Kalken, im Hangenden darüber ohne scharfe Grenze rote Tonschiefer und feste rote Quarzsandsteine mit geringmächtigen Lagen eines hellen Quarzites, eine Fazies, die sehr dem berühmten „Old Red-Sandstone“ Großbritanniens ähnelt. Dieser ganze Komplex zieht vom Gaduker Paß in einem breiten Streifen gegen NO in das oberste Schahmerzad-Tal, die zwischengeschalteten Kalke und Dolomite geben an verschiedenen Stellen, wie östlich und nordöstlich von Schurab, zu schroffen Bergformen Anlaß, während sonst im Gebiete dieser Schichten runde, wenig gegliederte Landschaftsformen vorherrschen.

Darüber liegt ein 50 bis 200 m mächtiger schwarzer, wohlgeschichteter und sehr fossilreicher Kalk, der durch eine geringmächtige, sehr wechselnde Lage von roten Tonschiefern, Sandsteinen, Quarzkonglomeraten und Quarziten von dem eigentlichen, durchschnittlich 400 bis 500 m mächtigen Kohlenkalk getrennt wird. Dieser besteht aus einer Folge von dunklen, nach oben heller werdenden, gut geschichteten Kalken, die nur an ihrer Basis Fossilien in nennenswerter Anzahl führen. Beide Kalke, in Abb. 3 mit der gleichen Signatur dargestellt, finden sich in unserem Gebiet als ein verhältnismäßig schmaler Streifen im SO, nordwestlich des Devon, der unterhalb von Dugal das Talartal quert; sie bedingen vielfach die Bildung von engen Schluchten und steilen Talhängen.

Sowohl die Sandsteine und Tonschiefer des Devon wie die karbonen Kalke enthalten basische Eruptiva eingeschlossen. Es sind meist dichte und zum Teil sehr feste Diabase und Diabastuffe, die im Devon in unregelmäßigen, die Schichten querenden Stöcken, im Kohlenkalk dagegen in einer konkordant zu den Schichten liegenden, verschiedentlich von Hämatit begleiteten Lage auftreten, ein Umstand, der darauf hindeutet, daß diese Gesteine ein karbonenes Alter haben (Abb. 4).

Über dem karbonen Kohlenkalk folgen hellgraue, etwas spätige, gelegentlich Hornstein führende Kalke, die vollständig fossilfrei sind. Sie sind viel undeutlicher und gröber geschichtet als der liegende Kohlenkalk und bilden daher fast überall, wo sie auftreten, senkrechte Felswände (Abb. 5). In den mittleren Partien des Kalkes treten Dolomite und Rauhwacken auf. Nach Stahl und Rivière<sup>2)</sup> handelt es sich um Trias, was durch die Lagerungsverhältnisse und durch Vergleich mit ähnlichen, fossilführenden Kalken an anderen Orten sehr wahrscheinlich gemacht wird. Abgesehen von einem Streifen nordwestlich des Kohlenkalkes, der das Talartal südlich der Station Abasabad quert, kommen diese Kalke an verschiedenen Stellen unter dem Lias-Sandstein zum Vorschein.

Den größten Anteil am Aufbau des Gebirges hat der Jura, der aus zwei großen Schichtfolgen besteht, einer tonig-sandigen des Lias und einer kalkig entwickelten des Dogger und Malm. Der Lias ist überaus mächtig entwickelt. Über geringmächtigen und zum Teil fehlenden, mergelig-kalkigen Basisschichten folgt eine Reihe von grauen Tonschiefern und Sandsteinen, wo im Liegenden Tonschiefer und mürbe, feinkörnige Sandsteine, im Hangenden dagegen feste Quarz-Sandsteine und Kieskonglomerate vorherrschen. Besonders die Hangendpartien sind stellenweise recht reich an tierischen und pflanzlichen Fossilresten. Die kleinen, eingeschalteten Kohlenflöze erreichen erst im N, im Delilamtal, eine abbauwürdige Mächtigkeit.

In den Liegendpartien dieser Schichtfolge sind manchenorts basische Eruptiva eingeschaltet. Wahrscheinlich handelt es sich um Melaphyre und Augit-Porphyre, die bei der Station Sorkhabad, am rechten Talarhang unterhalb dieser Station, und im Schahmerzad-Tal zu einer beträchtlichen Mächtigkeit anwachsen und den dort zutage tretenden Triaskalk gleichsam ummanteln. In ihrer Umgebung ist das Gestein stark verändert. Vorwiegend treten hier schwarze, mit Gips, Bittersalz und anderem getränkte, mechanisch sehr wenig widerstandsfähige Tonschiefer auf, die

<sup>2)</sup> A. F. Stahl, Persien, Handbuch der Regionalen Geologie. — A. Rivière, Contribution à l'Étude géologique de l'Elbourz (Perse). Revue de Géographie physique etc.

vielfach zu großen Rutschungen Anlaß gaben und den Bahnbau sehr erschwerten. Es hat den Anschein, als ob die Lava in das noch weiche Sediment eingedrungen und dabei dieses in seiner Umgebung derart verändert hätte. Auffallenderweise fehlen wenige km nordwestlich davon, im Delilamtal, diese Eruptiva vollkommen.



Abb. 4. Das Felstor des Talar, das sich dieser durch die Traskalke bei Abasabad sagt.

Im Hintergrunde die drei Linien am Hange von Dugal in den oberkarbonen Kohlenkalken.

Die zweite Schichtfolge des Jura, 400 bis 500 m mächtige Kalke, tritt als Hauptfelsbildner in der Landschaft stark hervor und erinnert durch ihren Gegensatz zu den weichen und runden Formen des Liasandsteins vielfach an die Dolomiten. Unmittelbar über den Sandsteinen liegen zunächst 50 bis 100 m mächtige, wohlgeschichtete, grünlichgraue Mergel-



Abb. 5. Das Felstor des Vresk durch die Traskalke bei Abasabad (einige hundert Meter weiter nordöstlich als das des Talar).

Deutliche Grenze zwischen den Lias-Tonschiefern und den Kalken.

Die Vreskschlucht wurde in einem späteren Bauzustande durch eine 66-m-Bogenbrücke überspannt, s. Abb. 8.

kalke, die einen sehr großen Reichtum an Fossilien, besonders Cephalopoden aufweisen, eine Fauna, die dem mittleren Jura oder Dogger entspricht. Darüber folgt der eigentliche Felsbildner, der Maimkalk, hellgraue, dichte und grob geschichtete Kalke, stellenweise reich an Hornsteinen und verhältnismäßig arm an Versteinerungen. Gegen oben zu werden die Kalke rein weiß und enthalten Korallen und schmale Rudisten. Erst die nähere Untersuchung könnte zeigen, ob es sich hier um obersten Jura oder schon um untere Kreide handelt. Sichere Kreide konnte in dem untersuchten Gebiete nicht nachgewiesen werden.

Dagegen ist das Tertiar in einer Reihe von Vorkommen vertreten. Überall liegt es diskordant auf Jura. Auf dem Gipfelplateau des Kaiserä findet sich über einer Lage stark verwitterter, basischer Eruptiva eine 5 m mächtige Bank von Numullitenkalk, die von grünlichen, stark kalkigen Sandsteinen überlagert wird, die, neben verschiedenen Muscheln und Schnecken, ebenfalls Numulliten enthalten. Es handelt sich also zweifellos um Eozän. Numullitenkalk findet sich auch auf den Bergen östlich und südöstlich des Baches von Gaduk und auf dem Bergrücken nördlich des

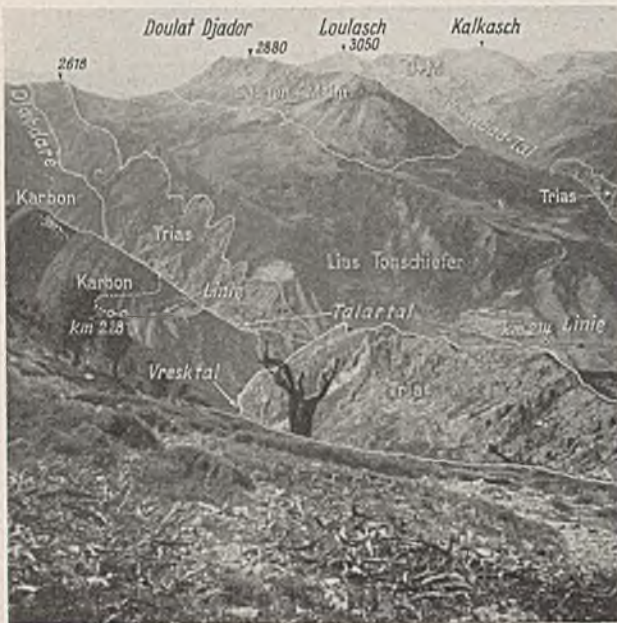


Abb. 6. Blick gegen die Kette des Doerlät Djador und die Talschlüsse des Djabdarrätales (links) und Abasabadales (rechts).

Tales von Abasabad. Beide zuletzt genannten Vorkommen werden von eintönigen, helleren und dunkleren, spröden und zum Teil stark verkieselten Mergelkalken überlagert, die an Fossilien nur einen Hai-fisch-zahn lieferten und möglicherweise oligozänes Alter haben. Die berühmten „Grünen Tuffe“ des zentralen Elburs, die jetzt allgemein ins Oligozän gestellt werden, fehlen hier. Von jüngeren Bildungen sind vor allem feste, waagrecht geschichtete Konglomerate zu nennen, die auf den Bergen südöstlich des Passes von Gaduk und besonders an den Hängen gegen das Turuthal eine große Mächtigkeit erlangen und auch gegen NW auf die Paßhöhe selbst hinuntergreifen. Das gut gerundete Geröllmaterial wechselt stark in seiner Zusammensetzung und besteht ausschließlich aus Gesteinen der nächsten Umgebung. In Abb. 3 wurden diese Konglomerate nicht ausgeschieden, um die älteren Strukturen nicht zu verdecken.

Aus einer jüngeren (quartären?) Zuschüttungsperiode stammen die Breccien des hinteren Vresktales (Abb. 5 u. 6), die dort drei übereinander liegende Terrassen bilden. Ganz jungen Datums sind Rutschungen und mächtige Muren, deren Zustandekommen besonders im Gebiete der schwarzen Lias-Tonschiefer in der Umgebung der Melaphyre begünstigt wird.

Der Bau des Gebirges ist nach Rivière ein einfacher Faltenbau mit einzelnen örtlichen Überklippungen. Bei der Einzelaufnahme stellte sich nun auch das Vorhandensein von durchgreifenden Störungen des normalen Schichtenverbandes heraus. Von größerer Bedeutung ist allerdings nur die „Gaduker Überschiebung“, die, immer dem allgemeinen Streichen folgend, das Gebiet im SO durchsetzt, vom SO-Hang des Gaduker Passes bis nördlich des kühnen Gardängo in SW-NO-Richtung, dann aber nach O in das obere Schahmerzad-Tal einschwenkend. Entlang dieser Störung ist Devon an einer sehr steilen Fläche auf ein stark gefaltetes System von jüngeren Schichten (Malm, Dogger, Lias und Trias, s. Abb. 6 u. 7) aufgeschoben.

Das ganze Gebiet nordwestlich dieser Störung wird von drei großen Synklinalen beherrscht, die sich in südwest-nordöstlicher Richtung durch das ganze Gebiet verfolgen lassen: 1. Doulat Djador—Naru, 2. Nāsevān—unteres Schahmerzad-Tal und 3. Kaiserä—Kuh Duab. Dazwischen und im NW die Antiklinalen des Abasabad-, Sorkhabad- und Dellilamtales, überall durch das Auftauchen von kleinen Triaskalkvorkommen unter dem Lias-Sandstein gekennzeichnet. Der SO-Flügel der erstgenannten südöstlichsten Synklinale, saiger stehender bis gegen NW überkippter Trias- und Kohlenkalk, ist dann das normale Hangende des Devons, das, wie schon erwähnt, entlang der Gaduker Störung auf jüngere Schichten aufgeschoben ist.

Von sonstigen kleineren Störungen sei nur die des Abasabad-Tales (Abb. 6a) erwähnt. Die Antiklinale ist hier an ihrem Scheitel gerissen, wobei der NW-Flügel an einer Verwerfung gehoben wurde. Gegen NO scheint diese Störung bald in eine normale Antiklinale überzugehen.

#### IV. Ingenieur-geologische Folgerungen.

Studiert man nun die Lage der drei wichtigsten in der Einleitung bezeichneten Trassen vom ingenieur-geologischen Standpunkte aus, so findet man zwar keine allzu großen Unterschiede, immerhin aber schneidet dabei die ausgebaute Trasse am günstigsten ab.

Wir betrachten dabei jenes Gebiet, in dem die drei Linien, örtlich bedingt durch die verschiedenen Steigungen und den Grundgedanken der Trassenführung, wesentlich voneinander abweichen, und zwar ist dies die

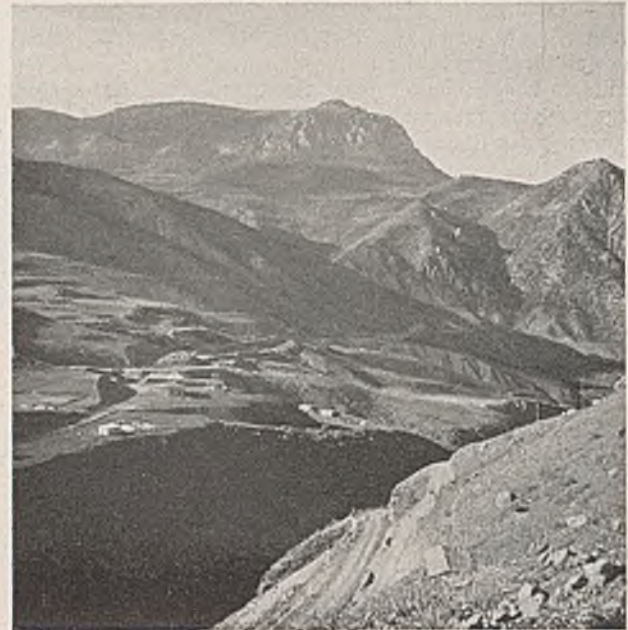


Abb. 7. Lias-Tonschiefer. Landschaft bei Abasabad mit dem Linienteil von km 213 (Hintergrund) bis 215 (Vordergrund). Der Berg im Hintergrunde (Nasevān, 2600 m) ist durch zwei Felsgruppen gekennzeichnet, eine untere, die durch das Aufsteigen der Triaskalke im Abasabad-Tal entsteht, und eine höhere, die Gipfelkalke des Dogger und Malm; die weichen Formen dazwischen sind wieder Lias-Tonschiefer.

Strecke zwischen km 160 bis km 245 der Trasse III. Für die vergleichende Beurteilung wurden die Gesteinsarten nach ihrer Eignung in vier Gruppen eingeteilt und dann nachgeprüft, auf welche Längen die einzelnen Gruppen von den verschiedenen Trassen durchfahren werden (s. die geologische Vergleichstabelle).

In die Gruppe A „gut“ waren zu stellen:

Zunächst die festen Kalke der Trias, die von den drei Linien im Abasabad-Tal und im anschließenden Teil des Talartales und höher oben wieder von der Trasse III im Vresktal und von den anderen beiden Linien westlich des Talar- und Djabdarrätales angeschnitten werden, ferner die dunklen, stark verkieselten devonischen Kalke und Travertine, die die 28 ‰-Linie im Acher von Schurab durchfährt.

In die Gruppe B „mittel“ kann man einreihen:

Die Melaphyre und Augit-Porphyre, die die Linie III in der Sorkhabad-entwicklung wiederholt durchschneidet, ferner die oberkarbonen Kohlenkalke, die an und für sich fest, aber sehr stark verfault, verdrückt und mit Lehmassen durchzogen waren.

Die Hangentwicklung in drei Schleifen südöstlich des Talartales zwischen km 220 + 600 der 28 ‰-Rampe liegt zum größten Teil in oberkarbonen Kohlenkalken, ebenso auch die beiden anderen Linien in dem Hange südöstlich des Djabdarrätales und auf dem Rücken zwischen diesem und dem Talartal.

Endlich kann man in die Gruppe B noch den alluvialen Gehängelehm und die Schutt- und Murströme aufnehmen, die von der Trasse III bis km 192 + 800 häufig durchschnitten werden. Auch noch weiter oben, bis zur Station Abasabad, stößt die genannte Linie auf eine Reihe dieser Murströme, die zum Großteil sehr festgebackenes Material aufwiesen und, wenn sie nicht von Wasser durchsetzt waren, selten Schutzarbeiten verlangten.

Die Trassen I und II erheben sich vergleichsweise sehr bald über die Zone des Gehängelehms.

Die Gruppe C „schlecht“ umfaßt die Lias-Tonschiefer (Abb. 7) durchsetzt von schwachen Bänken mürber, feinkörniger Sandsteine und auch die Sandsteine und Tonschiefer der Devonformation.

Der überwiegende Teil der Trassen I und II und ein großes Stück der Trasse III liegen in der erstgenannten Formation. Bis zum Eintritt in die Triaskalke, die die Nordwestbegrenzung des Djabdarrätales bilden und sich dann, das untere Vresktal kreuzend, nach NO fortsetzen, kommen alle drei Linien nicht aus den ungünstigen Lias-Tonschiefern heraus. Eine Ausnahme davon bilden nur einige verhältnismäßig kurze Teile, die oben unter den Gruppen A und B erwähnt wurden, ferner einige Schichten solider Sandsteine, die jedoch wegen ihres geringen Vorkommens nur für die Bausteingewinnung von Bedeutung sind.

Die Tonschieferzone verlangte zumeist Böschungssicherungen in Form von Futtermauern, schwerere Tunnelmauerungstypen, und es ereigneten sich in diesem Gebiete eine Reihe mehr oder minder umfangreicher Rutschungen (Abb. 8 u. 9).

Das Devon treffen wir im oberen Teil der Trasse III von km 231 ab. Wir stoßen da auf rote, grüne und graue Sandsteine, Tonschiefer und in geringer Menge auf Quarzkonglomerate und Quarzite. Verschiedentlich finden wir in dieser Zone auch Strecken von Diabas und im Tale von

Einflüsse veränderten Lias-Tonschiefer, einzureihen. Diese Zone, die unsere Linie III in der Umgebung der Melaphyre und Augitporphyre bei Sorkhabad und an der Grenze von Triaskalke bei Abasabad durchfährt, wird von den beiden anderen Linien fast nicht berührt. Die in dieser Zone liegenden Linienstücke bereiteten große Schwierigkeiten während des Baues. Schwere Druckerschneunungen in den Tunneln nötigten zu starken Druckprofilen, und im Offenen begegneten wir sehr großen Rutschungen, die kostspielige Sanierungsarbeiten erforderten.

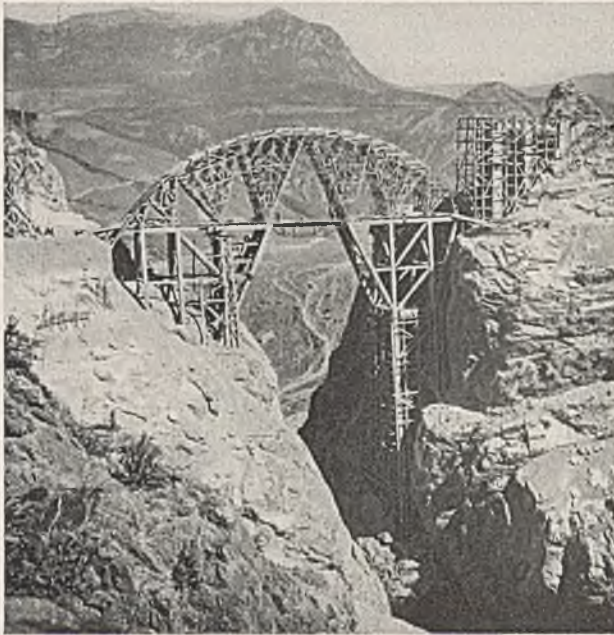


Abb. 8. Die Vreskschlucht gegen NW mit dem Lehrgerüst des 66-m-Bogens, der den Vreskbach 110 m über dem Talboden überspannt.



Abb. 9. Tonschiefer-Landschaft bei Sorkhabad, gesehen von der Station Sorkhabad gegen den 2940 m hohen Gipfel östlich von Abasabad.

Im oberen Teile des Bildes mächtiger Schuttstrom, der sich wie ein Gletscher von links oben nach rechts unten ergießt. Im Mittelgrunde links Voreinschnitt und Ausbruchmassen des Kehrtunnels km 201.

Schurab die oben unter Gruppe A erwähnten dunklen Kalke. Die Trasse III verläßt das Devon erst bei km 240 + 800, wo wir 400 m vor dem Südausgang des Scheiteltunnels auf Gehängelehm und Schutt treffen, in dem die Linie bis Firuzkuh bleibt.

Die Linien I und II treten erst auf dem südöstlichen Hange des obersten Talartales, etwa gegenüber der Einmündung des Schurabtales in das Devon ein und verlassen diese Zone ähnlich der Linie III vor dem Austritt aus dem Scheiteltunnel.

Aus der geologischen Vergleichstabelle ersieht man, daß die ausgeführte Trasse in ingenieur-geologischer Hinsicht am günstigsten ist, weil sie durch die künstliche Entwicklung nach km 220 auf einer verhältnismäßig langen Strecke in den ziemlich guten oberkarbonen Kohlenkalken liegt, die von den anderen beiden Linien nur kurz berührt werden.

Geologische Vergleichstabelle.

Gruppe	Benennung der durchfahrenen Formationen	Durchfahrene Einzellängen in km und Hundertteilen der Gesamtlängen						Anmerkung: Notwendige Böschungen, Tunneltypen, Sicherungsarbeiten
		Trasse I (20‰)		Trasse II (30‰)		Trasse III (28‰)		
		km	‰	km	‰	km	‰	
A gut	Triaskalke und dunkle devonische Kalke, Travertine bei Schurab	6,1	6	5,6	7	5,9	7	Einschnittsböschungen 2:1 bis 3:2, Tunnel leichte Verkleidungstypen, manchmal ohne Mauerung, wenige Böschungssicherungen.
B mittel	Oberkarbone Kohlenkalke vulkanische Schichten, Melaphyre, Augit-Porphyre bei Sorkhabad, Gehängelehm	15,8	15	19,3	24	48,5	56	Einschnittsböschungen 4:3 bis 1:1, Tunnel vom leichten Verkleidungsprofil bis zur Mauerungstypen 60 cm Kalottendicke ohne Sohlgewölbe, viele Böschungssicherungen, wenige Rutschungen
C schlecht	Lias-Tonschiefer, devonische Sandsteine und Tonschiefer	84,2	79	57,1	69	26,0	30	Einschnittsböschungen 1:1 bis 2:3, Tunnel mit Drucktypen von 45 cm Gewölbedicke bis zu 80 cm, Sohlgewölbe immer nötig, Böschungssicherungen fast stets nötig, viele Rutschungen
D sehr schlecht	Schwarze Lias-Tonschiefer in der Nähe der vulkanischen Zone, durchtränkt mit Gips und Bittersalz	—	—	—	—	6,2	7	Einschnittsböschungen 1:1 bis 2:3, Tunnel mit schweren Drucktypen 60 bis 80 cm und mehr Gewölbedicke, mit Sohlgewölbe, Böschungssicherungen, größere Rutschungen mit kostspieligen Sanierungsarbeiten
zusammen:		106,1	—	82,0	—	86,6	—	

Mit Ausnahme der genannten dunklen Kalke muß man auch das Devon in die Gruppe C einreihen, da es nötig war, auch hier den überwiegenden Teil der Einschnittsböschungen durch Futtermauern zu sichern und verhältnismäßig schwere Tunneltypen anzuwenden. Auch hatten wir mit einigen ziemlich großen Rutschungen zu kämpfen.

Es war jedoch notwendig, auch noch eine Gruppe D „sehr schlecht“ zu schaffen und in diese die erwähnten, durch vulkanische

Ferner durchfährt die ausgebaute Linie auf größere Strecken, als die beiden anderen, alluvialen Gehängelehm. Als Nachteil der Trasse III ist jedoch zu erwähnen, daß sie für einige Kilometer in der allerschlechtesten Zone liegt, die von den anderen Trassen kaum berührt wird; schließlich ist auch die schattenseitige Lage der Entwicklung von km 219 bis km 248 als ungünstig zu bezeichnen, was sich besonders im oberen Teile der Linie in schneereichen Wintern unangenehm bemerkbar machen wird. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

# Reichsautobahnbrücke über den Elster-Saale-Kanal.

Von Dipl.-Ing. Försterling, Halle (S.)

## 1. Bauliche Grundlagen.

Wenige Kilometer südlich des Kreuzungspunktes mit der Autobahn Halle—Leipzig und unmittelbar nach Überschreitung der Elster-Luppe-Niederung trifft die Reichsautobahn Berlin—München im Bezirk der OBR Halle (S.) auf den Elster-Saale-Kanal. Dieser zur Zeit noch im Bau stehende Großschiffahrtkanal zur Verbindung Leipzigs mit Saale, Elbe und Mittellandkanal bestimmte von Grund auf die Höhenlage der aus der Elster-Aue zur Hochebene aufsteigenden Autobahn und zwang durch seine ungünstige Lage am Übergang zwischen Geländeanstieg und Ebene zur Ausbildung eines

Brückenbauwerks mit geringster Bauhöhe, sollten andernfalls die anschließenden Dämme nicht unwirtschaftlich und störend hoch das Gelände überragen (Abb. 1).

Frei zu halten war ein liches Kanalprofil von 4,50 m Höhe in Kanalachse und 48 m Breite für den eigentlichen Kanalaushub und die beiderseitigen Treidelwege. Zu unterführen waren außerdem auf beiden Ufern zwei Feldwege der benachbarten Ortschaften mit je 6 m Mindestbreite. Es wurde deshalb trotz der großen Lichtweitenunterschiede ein dreifeldriges Bauwerk als statisch günstig bevorzugt und in der weiteren Entwurfsbearbeitung der Zweigelenrahmen mit überkragenden Riegeln über den Seitenfeldern entwickelt. Da bei dieser Rahmenkonstruktion der Horizontalschub infolge der kurzen Stiele jedoch außerordentlich groß werden mußte, wurden zu seiner Verringerung Gegengewichte an den

Trotz dieser konstruktiven Hauptaufgaben wurde jedoch auch die brückenästhetische Formung nicht vernachlässigt. Der überaus schlanke Rahmenriegel des Mittelfeldes mußte in den Kragarmen der Seitenfelder seine harmonische Weiterführung und Beendigung finden, was erreicht wurde durch Verjüngung der Kragenden in der Neigung 1:12. Ebenso wurden die besonders auf der Nordseite sehr gedrungene Rahmenstiele durch passende Ausrundung der Lamellen und Überprüfung der Gesamtwirkung am Modell in eine gute Form gebracht. Lage und Abstand der Aussteifungen an den Hauptträgeraußenseiten, Überstand der Eisenbeton-

fahrbahn-  
tafel über die Hauptträger, Zwischenraum zwischen Hauptträger-Obergurt und Fahrbahn-  
tafel, Formgebung und Gesims der Widerlagerflügel und nicht zuletzt auch die Geländerteilung waren gleicherweise auf die Gesamtwirkung der Brücke ab-  
zustimmen (Abb. 3). Dem Werte des Bauwerks entsprechend erhielten zudem die Widerlageransicht-  
flächen eine Werksteinverblendung aus Muschelkalk von Freyburg (Unstrut) in der Gegend von Naumburg (Saale).



Abb. 1. Ansicht von Osten.

Entwurf, Berechnung, konstruktive Durchbildung und Ausführung der Stahlkonstruktion oblag der Firma Beuchelt & Co., Grünberg (Schl.):

## 2. Widerlager und Pfeiler.

Zur sicheren Aufnahme der etwa unter 45° wirkenden Stützkräfte aus dem Haupttragwerk der Brücke wurden Stützenfundamente und Widerlager

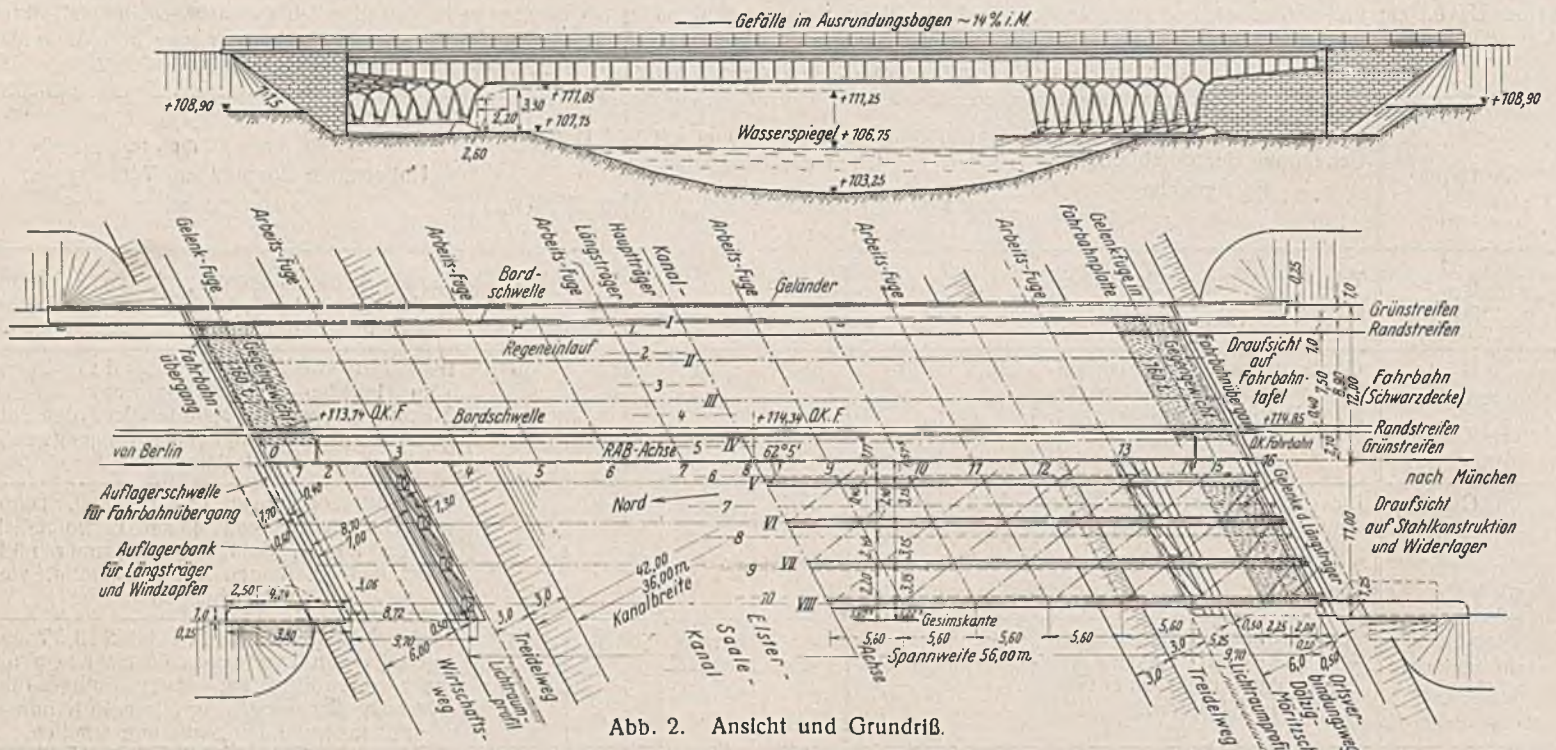


Abb. 2. Ansicht und Grundriß.

Kragarmenden vorgesehen und die Auflagerung der Hauptträger als Einhängeträger auf die Widerlager überhaupt unterlassen. So entstand in den Grundzügen ein Bauwerk, das in einer nicht alltäglichen Form den Schwierigkeiten der Linienführung gerecht wurde und das bei einer Stützweite von 56 m im Mittelfelde und den Kragarm-längen von je 9,70 m mit einer Stegblechhöhe von nur 1,90 m = rd. 1/30 der Stützweite konstruktiv befriedigend durchgebildet werden konnte (Abb. 2).

zu einer Einheit zusammengefaßt (Abb. 4). Damit wurde ermöglicht, den passiven Erddruck auf die Widerlagerrücken zur Aufnahme der Horizontalkräfte von max 2000 t je Widerlager heranzuziehen — ohne ihn jedoch rechnerisch zu berücksichtigen — und trotz waagerechter Gründungssohle ein Ausweichen der Widerlager auszuschließen. Der Baugrund beider Widerlager war gut und gleichartig. Aus Bohrungen und Schürfen war zweifelsfrei festgestellt worden, daß in etwa 6 m Tiefe unter Gelände

eine mächtige und dicht gelagerte Kiesbank ansteht, die es vermeiden ließ, die statisch unbestimmte Brückenkonstruktion auf den darüber lagernden Geschiebemergel zu gründen. Der Grundwasserspiegel liegt in etwa 11 m Tiefe; jedoch brachten die humosen Sandschichten über dem Geschiebemergel einen starken Andrang schwefelsäurehaltigen Grundwassers, der besondere Maßnahmen zum Schutz des Widerlagerbetons und zur Ableitung hinter den Widerlagern erforderlich machte. Es wurde deshalb das ganze Widerlager in einen Isoliertrog eingebaut, der im Hinblick auf die starken Schubkräfte in der Widerlagergrundfläche eine 40 cm dicke Sohle aus Erzzementbeton im Mischungsverhältnis 1:5 erhielt, und dessen Wände aus einer Klebisolierung aus drei Lagen 500er Wollfilz-Bitumen-Pappe auf Klinkermauerwerk nach Vorschrift der AIB ausgeführt wurden. Sickerschlitze mit Steinpackung dienen weiterhin zur Ableitung des aggressiven Wassers in die unteren Kiesschichten und entwässern gleichzeitig die im Bereich der Baugrube gestörten Mergelschichten. Die Stützen-

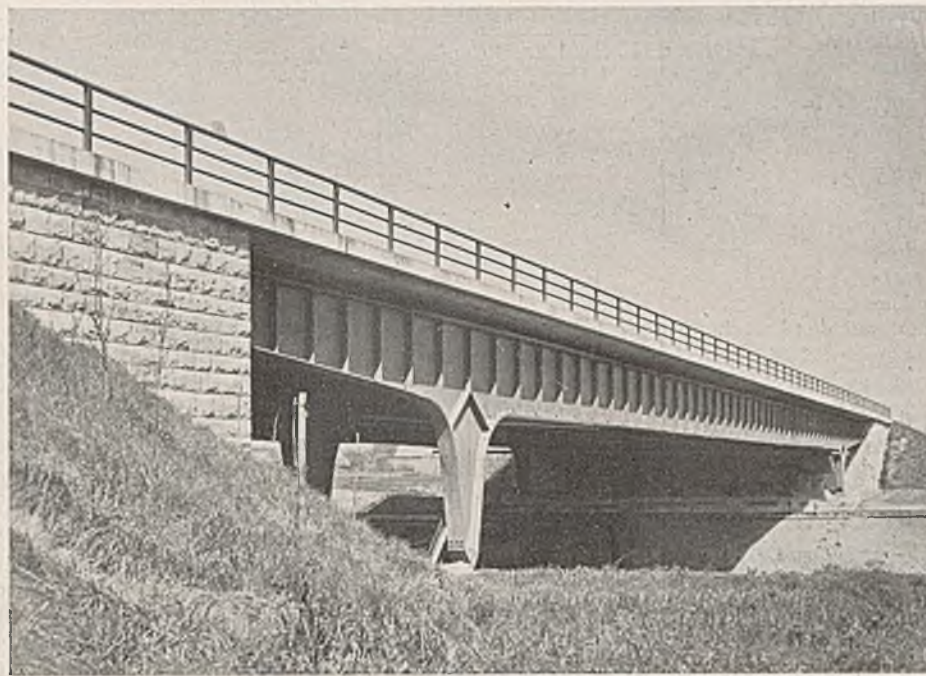


Abb. 3. Hauptträger und Fahrbahngesims.

Der Beton wurde mit 300 kg Zement je m<sup>3</sup> in bauüblicher Kornzusammensetzung und mit einem Wasserzusatz von 8 bis 10% in die Schalung eingebracht und zeigte Würfelstärken von i. M. 200 kg/cm<sup>2</sup>. Die Steinverkleidung wurde mit Schichthöhen von 30, 25 und 40 cm nachträglich angebracht (Abb. 5).

3. Stahlüberbauten.

Das Haupttragwerk der Brücke besteht aus zwei voneinander getrennten Überbauten mit je vier Hauptträgern bei durchlaufend gleichem Trägerabstande. Der Bemessung des Tragwerks wurden die üblichen Verkehrslasten der Brückenklasse I als Belastungsband von 7,50 m Breite in ungünstigster Stellung zwischen den Schrammborden zugrunde gelegt.

Mit Rücksicht auf die eingangs begründete außerordentlich geringe Bauhöhe der Brücke mußte als Baustoff des Haupttragwerks — Rahmen und Rahmenstiele (Abb. 6) — hochwertiger Baustahl zur Verwendung kommen. Obgleich dieser Baustoff zu gelegentlichen Schwierigkeiten bei Ausführung geschweißter Stahlkonstruktionen geführt hat, entschloß man sich dennoch

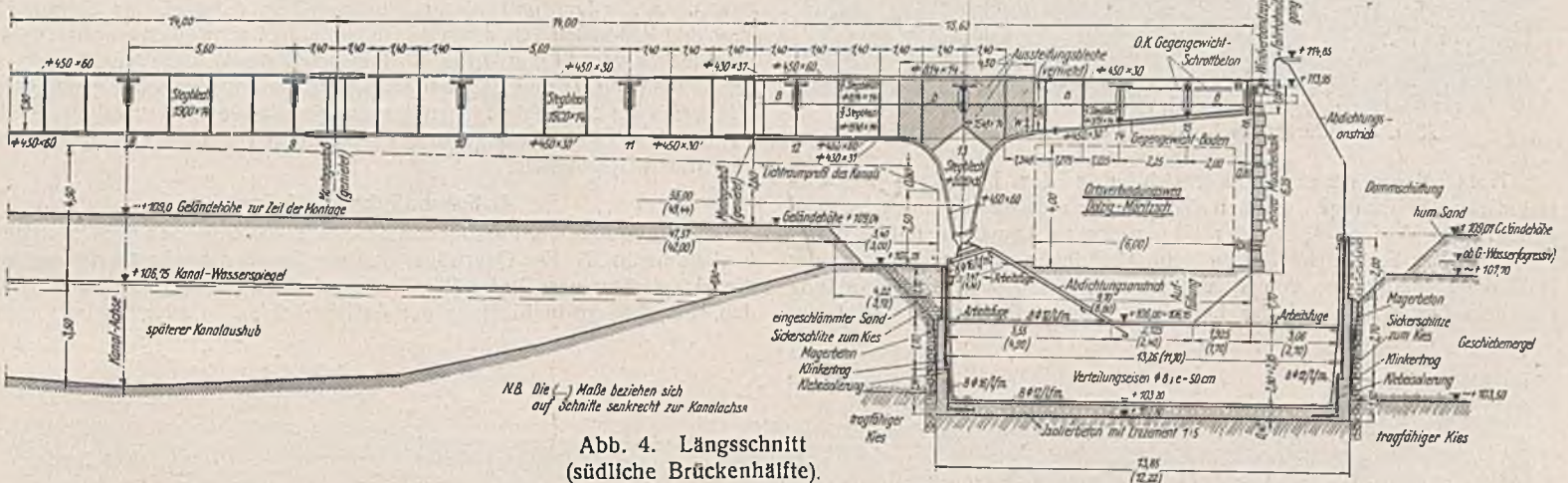


Abb. 4. Längsschnitt (südliche Brückenhälfte).

fundamente, Widerlager und Flügel wurden schwach bewehrt und erhielten senkrechte Dehnungsfugen am Anschluß der Flügel und in der Brückenachse. Ihre Herstellung geschah auf Vorschlag der bauausführenden Firma Schöttle & Schuster, Berlin, mittels einer Betonpumpe neuesten Modells.

zur Anwendung der Schweißung für sämtliche Werkstattverbindungen und sah lediglich für die Montageverbindungen eine Nietung vor. Maßgebend hierbei war, daß die geschweißten Konstruktionen eine klare und einfache Durchbildung gestatten, und daß anderseits gerade zu jener Zeit die neuen „Vorschriften für geschweißte vollwandige Eisenbahnbrücken vom 20. 11. 35“ mit der allgemeinen Einführung der Röntgenprüfung für geschweißte Stöße und den eingehenden Vorschriften für die Bemessung und konstruktive Durchbildung von Schweißverbindungen das Vertrauen auf die Sicherheit geschweißter



Abb. 5. Südliches Seitenfeld.

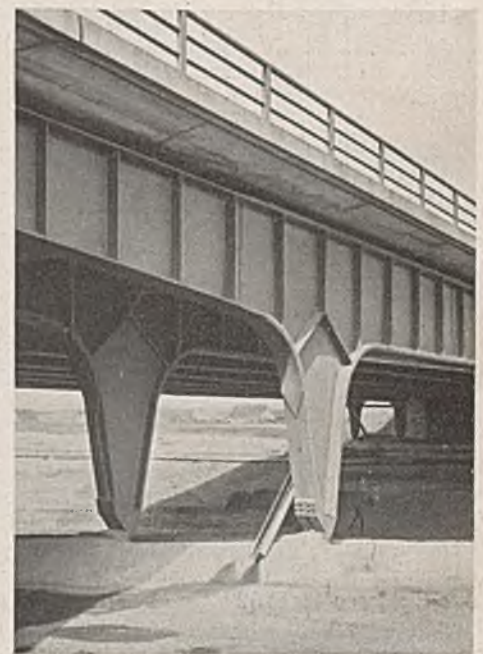


Abb. 6. Rahmenstiel.

Brücken wesentlich hob. Es wurden demgemäß bei diesem Bauwerk sämtliche bisherigen Erkenntnisse verwertet; es wurden Stegbleche und Lamellen zur Schweißung abgeschliffen, die Lamellen an den Stößen verschiedener Stärke abgearbeitet und an den Enden zugespitzt sowie an den Zugstößen unter 45° gestoßen (Abb. 7). Alle wichtigen Stumpfnähte wurden nachgeschliffen. Die Stegblechaussteifungen wurden grundsätzlich nur dort mit den Lamellen verschweißt, wo es die Größe der errechneten Spannungen zuließ. Die Kehlnähte zwischen den beiderseitigen Aussteifungen und dem Stegblech wurden den damaligen Forderungen entsprechend unter Verwendung von I-Steifen gegeneinander versetzt angeordnet.

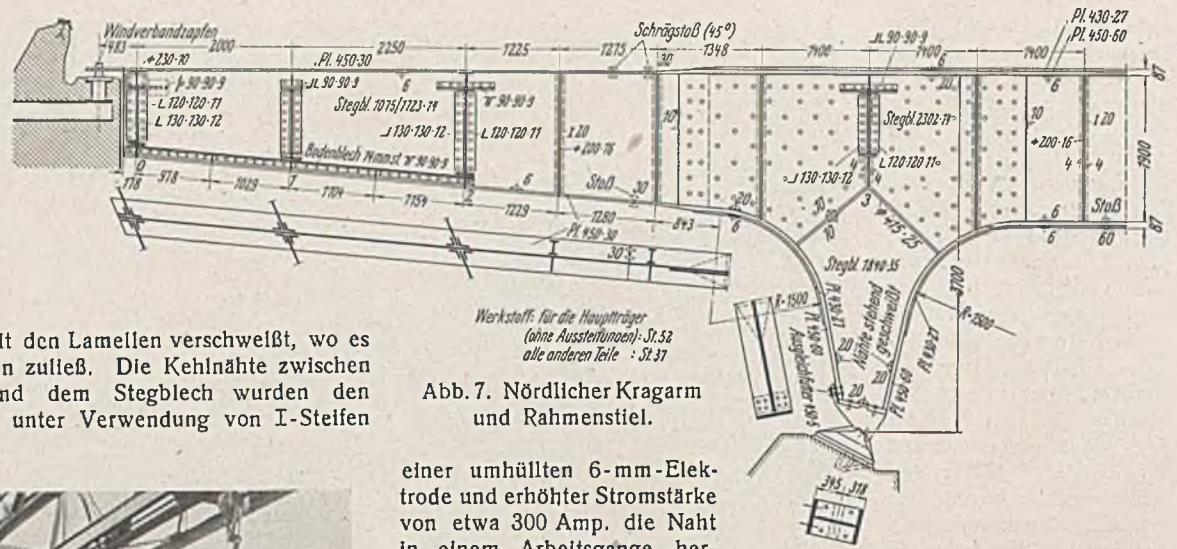


Abb. 7. Nördlicher Kragarm und Rahmenstiel.

einer umhüllten 6-mm-Elektrode und erhöhter Stromstärke von etwa 300 Amp. die Naht in einem Arbeitsgange herzustellen. Mängel haben sich hiernach weder beim Ätzen der ausgefrästen Naht noch im Röntgenbilde gezeigt, was damit begründet werden kann, daß bei Vorschweißung mit dünner Elektrode und geringer Stromstärke die verhältnismäßig starke Lamelle nur in einem sehr kleinen Bereich stark erwärmt wird, während bei Schweißung der Kehlnähte mit starker Elektrode und starkem Schweißstrom die Wärme gleichmäßig und in größerer Tiefe der Lamelle verteilt wird.

Eine weitere erwähnenswerte Schwierigkeit trat auf bei Verschweißung einzelner Eckbleche über den Stielen an die gekrümmten Untergurtlamellen. Hier blätterten während des Einschweißens die Ränder der großen Bleche aus St 52 in Spaltflächen parallel zur Oberfläche blättertelgartig auf, eine Erscheinung, die bei hoch silizierten Stählen öfters beobachtet wird und im vorliegenden Falle zur Auswechslung der Bleche zwang. Außerdem gab dieser Werkstoff-Fehler Anlaß, die Stegbleche über den Rahmenstielen durch Aufnieten und Einschweißen eines weiteren Stegbleches von 14 mm Dicke noch während der Werkstattausführung zu verstärken (Abb. 7) und dadurch eine Verringerung der Schubspannungen im Bereich der unübersichtlichen Spannungsverteilung in den Rahmenecken zu erzielen. Abb. 8 zeigt den Rahmenstiel vor dem Einbringen des verstärkten Stegbleches.

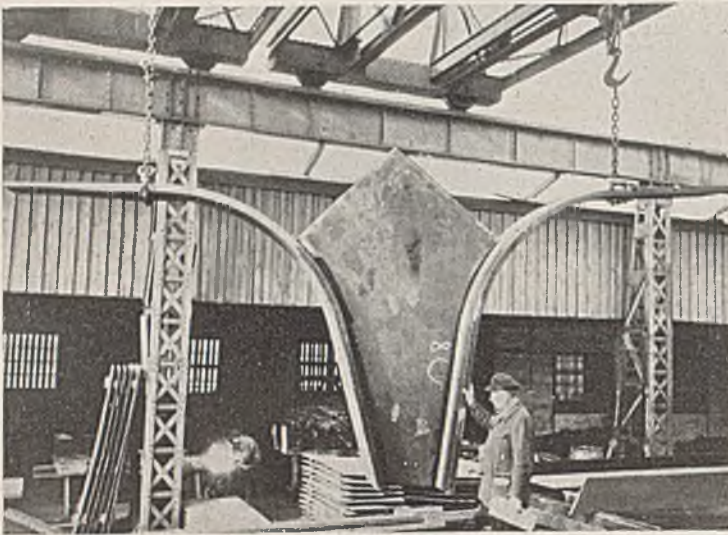


Abb. 8. Werkstattschweißung eines Rahmenstieles.

Trotz dieser genauen Berücksichtigung der bisherigen schweißtechnischen Erfahrungen ergaben sich jedoch einige Ausführungsschwierigkeiten. Bei Verschweißung der 60 mm dicken Lamellen mit den nur 14 mm dicken Stegblechen rissen beim Einbringen der zweiten Lage der Naht die Lamellen von den Stehblechen ab, indem sich die Schweißung aus dem Grundwerkstoff der Lamelle in einer Rißfläche parallel zur

#### 4. Fahrbahnkonstruktion.

Das Tragwerk der Fahrbahntafel (Abb. 9) einschließlich der Querträger besteht aus St 37. Die Querträger sind aus Gründen der Lastverteilung auf die Hauptträger verhältnismäßig hoch gehalten und verlaufen schräg zu den Hauptträgern in Richtung der Auflagerachsen. Dadurch wird gleich-

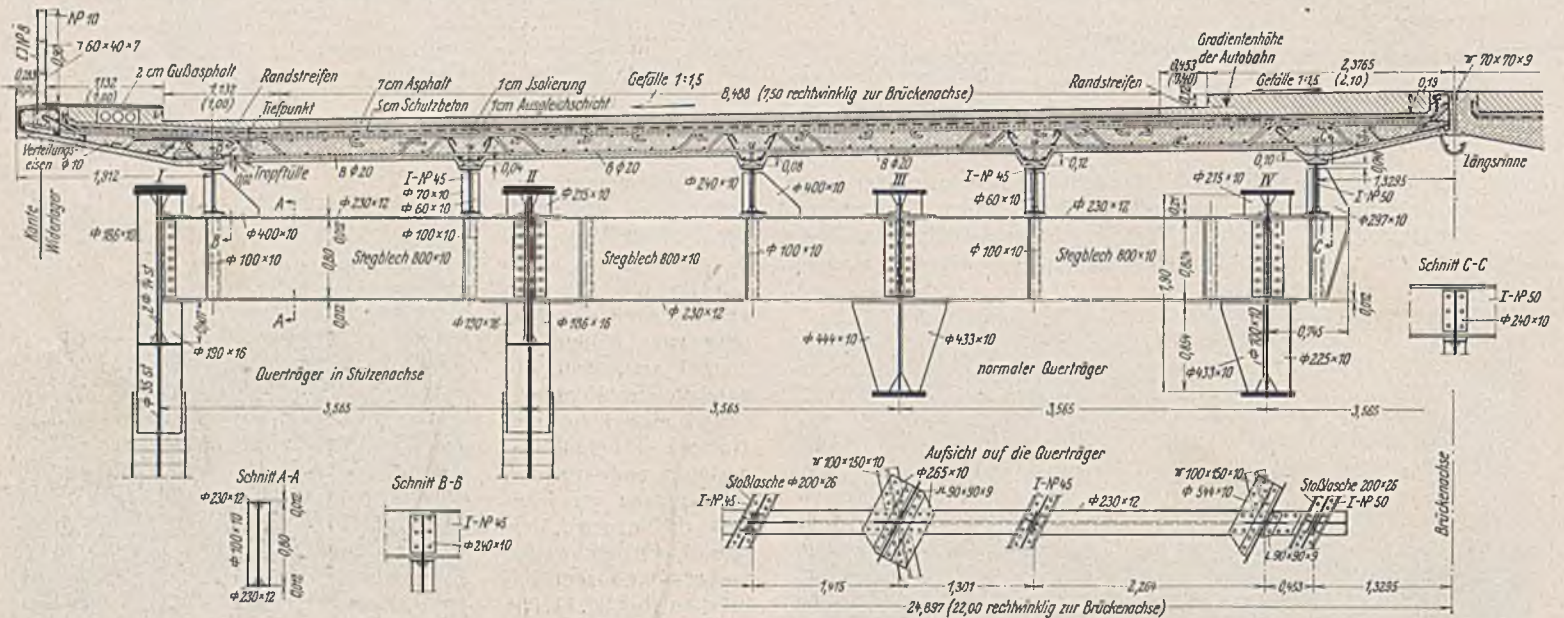


Abb. 9. Brückenquerschnitt.

Lamellenoberfläche herauschälte. Dabei waren Gefügefeler im Grundwerkstoff oder mangelhafte Schweißungen nicht feststellbar. Vielmehr waren die 6 mm dicken Nähte vorschriftsmäßig mit einer 4-mm-Elektrode vorgeschweißt worden und konnte die zur Verwendung kommende umhüllte Elektrode für St 52 als geeignet gelten. Auf Vorschlag des Materialprüfungsamtes Berlin-Dahlem entschloß man sich daher, in Abweichung von den Schweißvorschriften auf die Vorschweißung dieser Kehlnähte mit dünner Elektrode zu verzichten und sofort nach Heftung der Naht mit

zeitig eine gute Brückenuntersicht erzielt. Die Längsträger sind als durchlaufende Träger aus NP 45 mit Stützweiten von 5,60 m auf die Querträgerobergurte fest aufgelagert. Sie tragen die Eisenbetonfahrbahntafel, die somit räumlich getrennt vom hochbelasteten Haupttragwerk trotz geringster Bauhöhe dessen Zugänglichkeit und Instandhaltung wahrt. Die Eisenbetontafel spannt sich als durchlaufende Platte auf vier elastischen Stützen mit beiderseitigen Kragarmen und bewehrt in Richtung der Querträger über die Längsträger. Sie ist bemessen für die Spannungen



$\sigma_b = 60 \text{ kg/cm}^2$  und  $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$ . Ihre Felddicke beträgt 26 cm, die Überdeckung der Eisen 4 cm zum Schutze vor Rauchsäden durch den Schiffsverkehr. Sie erhielt Preßfugen in jeweils 11,20 m Abstand über den Querträgern durch Einlage bitumengetränkter Wollfilzpappe.

Kanal hin bzw. über den Seitenwegen in eine U-Rinne entwässert. Dorthin wird auch das Oberflächenwasser durch gußeiserne Regeneinlaufkästen abgeführt. Diese Kästen liegen in den äußeren Randstreifen der Fahrbahn unmittelbar an der Bordkante in etwa 25 m Entfernung voneinander. Sie besitzen einen ebenen Rost im Gefälle der Autobahn und sind im vorliegenden Falle besonders flach ausgebildet. Weitere Regeneinläufe in normaler Ausführung liegen zwischen den Widerlagerflügeln zur Aufnahme des dort anfallenden Regenwassers und zu dessen Ableitung von den Dammböschungen bzw. den Fahrbahnübergängen.

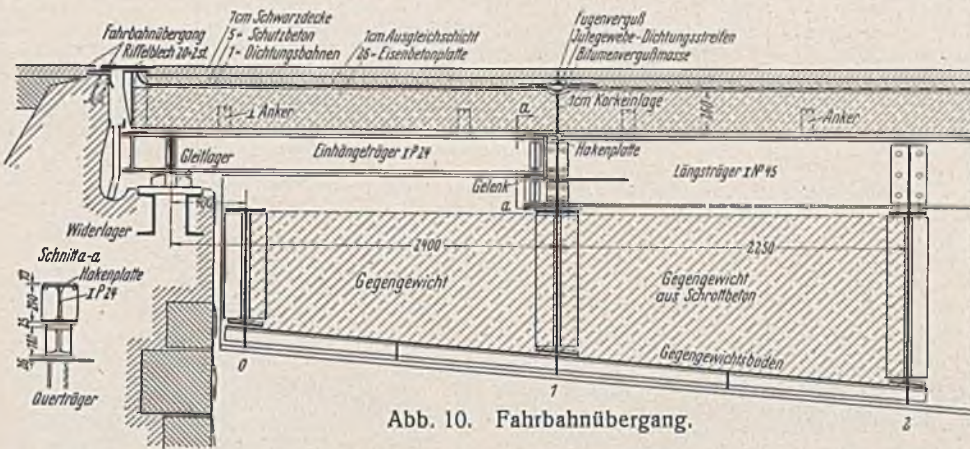


Abb. 10. Fahrbahnübergang.

Diese Fugen sind zugleich Arbeitsfugen für die nach besonderem Plan festgelegten Betonierungsabschnitte, die in folgender Reihenfolge zur Ausführung gelangten: Mittelfeld zwischen den Querträgern 7 bis 9, Kragfelder zwischen 1 bis 3 und 13 bis 15, Stützenfelder 3 bis 5 und 11 bis 13, Restfelder 5 bis 7 und 9 bis 11 und zuletzt die Einhängfelder 0 bis 1 und 15 bis 16. Die Betonierung der Fahrbahnplatte geschah mit Kestekippen und Gleis von einem Aufzuggerüst aus, da die Betonpumpenanlage nicht zur Verwendung kommen konnte.

5. Lager, Windverband und Gegengewichte.

Die Stützenlager (Abb. 12) haben aus den Rahmenstielen in senkrechter und in waagerechter Richtung eine Last von etwa 250 t je Lager aufzunehmen, insgesamt somit eine Größtlast von etwa 350 t zu übertragen. Der Lastanteil aus den Gegengewichten beträgt dabei je Lager in senkrechter Richtung 40 t, während in waagerechter Richtung — wie bereits dargelegt — eine Lastminderung durch die Gegengewichte bewirkt wird.

Es waren daher die Lager so auszubilden, daß sie sowohl die Montagekosten als auch sämtliche Zwischenbelastungen bis zum vollständigen Einbau von Gegengewichten und Fahrbahnkonstruktion aufzunehmen imstande waren. Zur Wahl standen Zapfenlager und Wälzlager. Das Zapfenlager mit dem Vorzug genauer Lastzentrierung hat den Nachteil erheblicher innerer Reibung und bedarf einer guten Unterhaltung. Das Wälzlager dagegen ist gut zugänglich und arbeitet bei sachgemäßer Durchbildung und Montage mit geringerer Reibung. Es wurden daher

Wälzlager zur Ausführung bevorzugt und mit schräger Lagerfläche und Lagerfuge für einen mittleren Belastungszustand zwischen Montage- und Grenzbelastung durchgebildet (Abb. 13). Ein Sporn in der Lagerunterfläche und starke Nocken an den Wälzflächen gewährleisten die Übertragung der trotz Schrägstellung

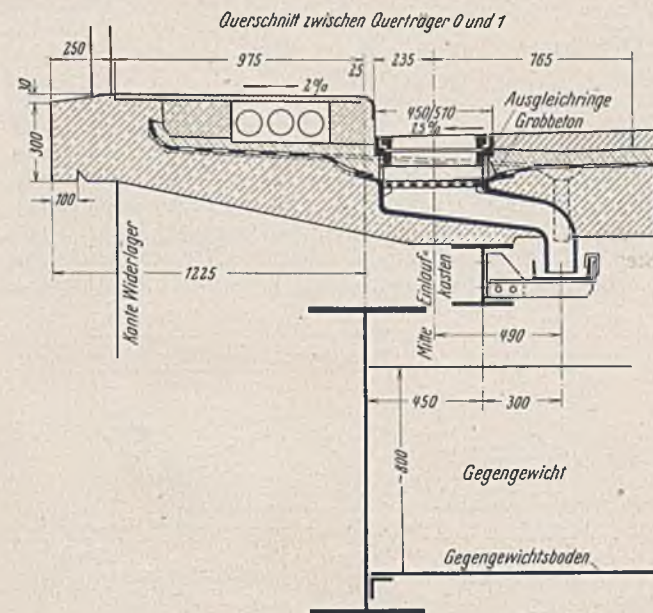
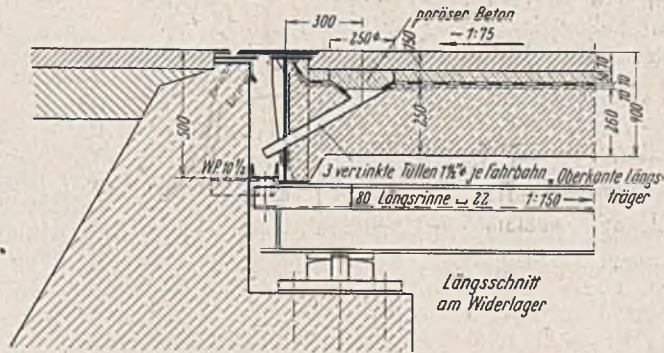


Abb. 11. Fahrbahntwässerung.

Während die Fahrbahnkonstruktion somit durchaus normal ausgebildet ist, waren die Übergänge der Fahrbahn vom überkragenden Brückentragwerk zum Widerlager infolge Fehlens jeglicher Auflager der Hauptträger auf dem Widerlager weniger einfach zu lösen. Die mit etwa 5 cm errechnete Durchbiegung des Rahmenriegels infolge Verkehrslast im Mittelfeld ergibt eine nahezu ebenso große Aufbiegung der Kragarme vor den Widerlagern. Und nahezu ebenso stark senken sich die Kragarme unter Vollbelastung. Um deshalb durch Einbau einer ausreichend langen Übergangskonstruktion eine Unstetigkeit in der Höhenlage der Autobahn infolge Verkehrsbelastung auszuschalten, bildete man die Längsträger vor den Widerlagern als Einhängträger aus, die mit 2,40 m Länge einerseits über den vorletzten Querträger an die normalen Längsträger NP 45 gelenkig angeschlossen sind und andererseits auf besonderen Gleitlagern über den Widerlagern auflagen (Abb. 10 u. 13). Die Fahrbahnplatte selbst hat über den Gelenken eine 1 cm breite Raumfuge mit Korkplattenfüllung und Fugenverguß und ist über dem Widerlager mittels einer normalen Fahrbahnübergangskonstruktion an die Schwarzdecke der Dämme angeschlossen. Schleppkonstruktion und Fahrbahnübergänge sind in allen Teilen zugänglich und gut zu unterhalten. Ferner ist durch eine wirkungsvolle Entwässerung der Übergänge die Bildung von Rost- und Frostschäden an diesen besonders gefährdeten Stellen weitgehend ausgeschaltet.

Die Abdichtung und Entwässerung der Fahrbahn (Abb. 11) entspricht den Richtlinien der AIB. Hiernach wird die Klebeisolierung der Fahrbahnplatte durch trichterförmige Tüllen in etwa 2 m Abstand unmittelbar zum



noch wirkenden Schubkräfte auf die Stützenfundamente. Gleichermassen übernimmt eine Lasche am oberen Lagerkörper die Horizontalkräfte aus dem Rahmenstiel.

Die Windverbände liegen zwischen den mittleren Hauptträgern jeder Brückenhälfte in Ebene der Querträgerobergurte. Sie wurden bemessen zur Aufnahme der auf den Stahlüberbau allein wirkenden Windkräfte, während die Windkräfte auf Fahrbahn und Verkehrsband durch die Eisenbetondecke selbst zu den Brückenden übertragen werden können. Aus schiefwinklichen Gründen und in Hinblick auf die Schiefwinklichkeit des Bauwerks wurde davon Abstand genommen, die Windkräfte durch Querrahmen zwischen den Stützen in die Fundamente zu übertragen. Vielmehr wurde die statisch klarere Überleitung der Windkräfte in besondere Windverbandzapfen auf den Widerlagern bevorzugt (Abb. 10). Zu diesem

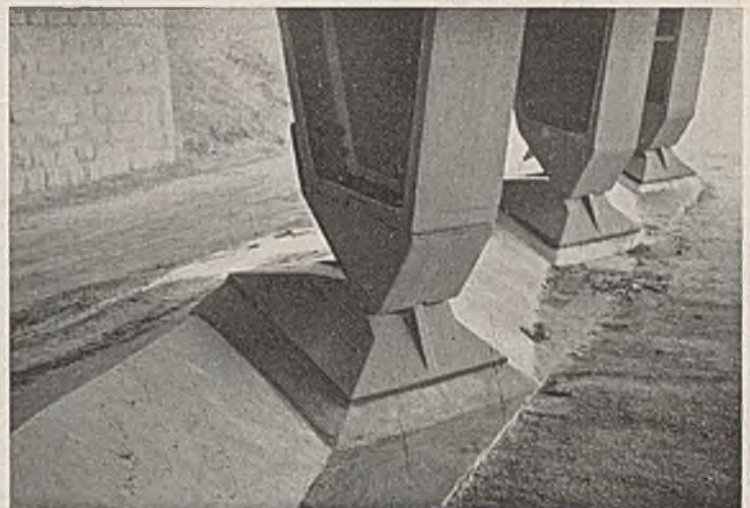


Abb. 12. Stützenfuß.

Zwecke wurden die Obergurtlamellen der Hauptträger in ihrer Eigenschaft als Windverbandgurtungen über die Trägerenden hinaus verlängert und in den Zapfen so gelagert, daß lediglich die Kräfte quer zu den Hauptträgern aufgenommen werden können, während die freie Beweglichkeit in lotrechter und in Hauptträgerrichtung gewahrt bleibt.

Die Windverbandzapfen (Abb. 13) sind im Widerlagerkörper fest verankert durch eine einbetonierte Stahlkonstruktion, die gleichzeitig die Gleitlager der Fahrbahnschleppträger trägt. Die vier Gegengewichte im Gesamtgewicht von 640 t waren nach Maßgabe des vorhandenen Raumes zwischen den Hauptträgertragenden mit möglichst hohem Raumgewicht auszuführen. Zum Einbau kam ein Schrottbeton im Gewichtsverhältnis 1 Teil Beton zu 3 Teilen Schrott mit einem Zementgehalt von 200 kg je m<sup>3</sup> Kies. Sein Raumgewicht beträgt etwa 4 t/m<sup>3</sup>. Die Gegengewichte wurden jeweils kurz vor Betonierung des Mittelfeldes der Eisenbetonfahrbahn in die hierfür vorgesehenen Gegengewichtskasten an den Trägern eingebracht.

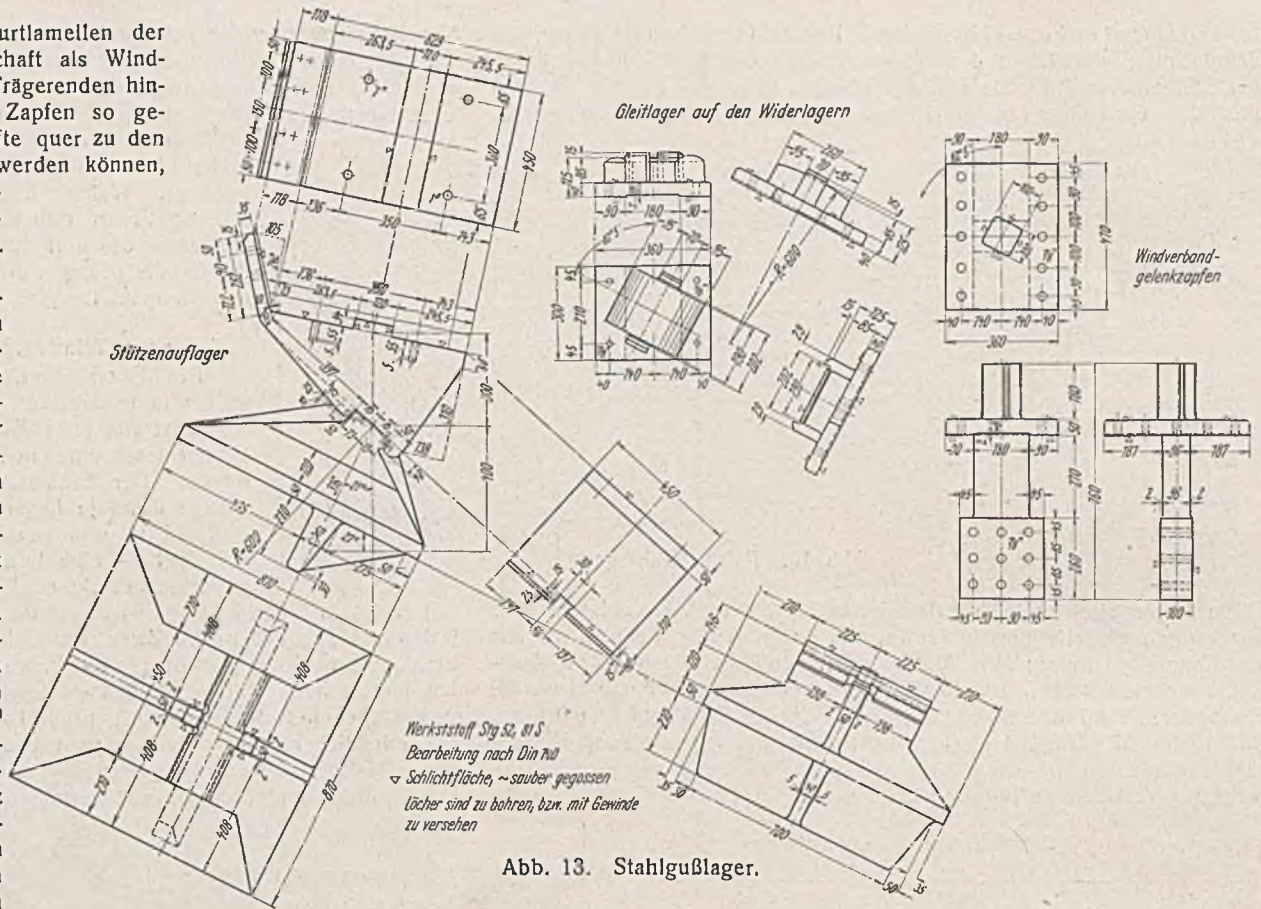


Abb. 13. Stahlgüßlager.

6. Montage der Stahlkonstruktion.

Im Bestreben, bei geschweißten Brückenkonstruktionen die Montagestöße des Haupttragwerks durch Vergrößerung der einzelnen Montagestücke zu beschränken, wurden auch bei der Kanalbrücke die Hauptträger in Stücken bis zu 15 t angeliefert und die Rahmenstiele samt dem anschließenden Kragarm in einem Stück zum Versand gebracht. Die Beförderung geschah stehend auf zwei Reichsbahnwagen mit Drehschemel in der in Abb. 14 dargestellten Weise. Für die Stützen der Brückennordseite reichte das Lichtraumprofil gerade aus, bei den längeren Stützen der Brückensüdseite mußte jedoch zwecks Einhaltung des Profils die obere Riegelhälfte in der Werkstatt weggelassen werden, um erst auf der Baustelle angeschweißt zu werden. Diese lediglich aus Fördergründen somit anzulegende Baustellennaht ist in Lage und Länge aus Abb. 4 ersichtlich.

Zur Beförderung der Montageteile vom nächstgelegenen Reichsbahnhof Dölzig der Nebenbahn Leipzig—Merseburg konnte nur das Fördergleis für die Bodenmassen des Kanalbauunternehmers mit 90 cm Spur dienen, da die Kreuzungsstelle von Kanal und Autobahn auf freiem Felde und nur auf Feldwegen erreichbar liegt. Außerdem waren sämtliche Transporte in Nacht- oder Sonntagschichten durchzuführen, was trotz der schweren und sperrigen Stücke anstandslos gelang. Zum Umladen am Bahnhof Dölzig und ebenso zum Abladen auf der Baustelle benutzte man je zwei Portalkrane von 7,5 t Tragkraft.

Die Montage geschah mittels eines 15-t-Schwenkkranes von einer festen Rüstung aus, die in halber Brückenbreite auf dem unter der Brücke anstehenden Erdkörper durch die Rüstungsfirma O. Mächtig, Rudolstadt, erstellt wurde. Unter der Rüstung war ein Einschnitt für die Förderbahn des Kanalbauunternehmers freizuhalten. Die Seitenfelder der Brücke erhielten keine Rüstung, sondern nur eine zeitweilige Stützkonstruktion für die Kragriegel. Die Rüstung wurde nach Montage des westlichen Stahlüberbaues zur Montage der Ostseite umgesetzt. Die Montagearbeiten

begannen im März 1936, konnten aber infolge der oben geschilderten Werkstattschwierigkeiten erst Ende September 1936 abgeschlossen werden, nachdem inzwischen die Eisenbetontafel auf dem westlichen Stahlüberbau bereits in Angriff genommen worden war, und nachdem vorher schon der Bitumendecken-Unternehmer seine Transporte auf einer Behelfsfahrbahn über den Überbau geleitet hatte. Diese letzte Zeit aller Abschluß-

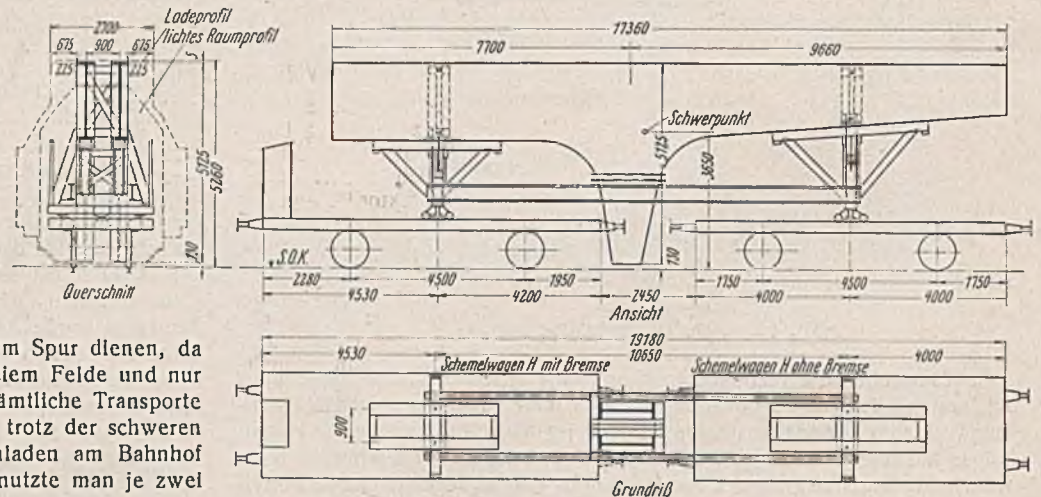


Abb. 14. Transport der Rahmenstiele.

arbeiten stellte an die beteiligten Unternehmungen größte Anforderungen in bezug auf Disposition und gegenseitige Rücksichtnahme; arbeiteten doch gleichzeitig vier Hauptunternehmer an Stahlbau, Platte, Decke und Kanal, von denen drei Unternehmer zu größter Beschleunigung angehalten waren. Ihre Leistungen aber fanden schließlich eine gerechte Würdigung darin, daß bereits am 21. November 1936 die Strecke für den Verkehr eröffnet werden konnte.

Alle Rechte vorbehalten.

Einsturz einer geschweißten Brücke über den Albert-Kanal in Belgien.

Am 14. März d. J. stürzte, wie Eng. News-Rec. 1938, Bd. 120, S. 654, berichtet, bei Hasselt in Belgien eine über den Albert-Kanal führende, vollständig geschweißte Vierendeelträger-Brücke von 75 m Stützweite ein (Abb. 1). Der Bericht über die behördlicherseits eingeleitete Untersuchung der Ursachen des Unglücks steht noch aus, jedoch vermutet man, daß der Beginn des Bruches in einem im Viertelpunkte der Stützweite gelegenen Baustellenstoß des Untergurtes bzw. in dessen unmittel-

barer Nähe zu suchen ist. Diese Baustellenstöße waren als stumpfe Stöße ohne Deckklaschen ausgebildet. Als hauptsächliche Ursache des Unfalls bezeichnet man schlechte Schweißarbeit. Abb. 2 gibt die Einzelheit des Rahmenfeldes wieder, in dem der Bruch seinen Anfang genommen haben soll. Der Pfosten im Hintergrunde ist genau am Baustellenstoß abgebrochen. Aus dem Aussehen der Bruchstellen schließt man außerdem auf eine besonders große Sprödigkeit sowohl der Schweiße als auch

des verwendeten Walzstahles. Offensichtlich hat der Schweißvorgang eine starke Strukturveränderung in dem Grundwerkstoff hervorgerufen oder ungewöhnlich große Schrumpfspannungen zur Folge gehabt oder auch beides. Eine andere Möglichkeit, auf die das Aussehen der Bruchstelle im Obergurt hinweist — die hier nicht mit der Schweißnaht zusammenfällt —, besteht darin, daß der Walzstahl in seinem ursprünglichen Zustande schon eine ungenügende Dehnfähigkeit aufwies. Andererseits war jedoch der Stahl nach den Lieferungsbestimmungen als leicht kohlenstoffhaltig, mit einer größten Bruchfestigkeit von  $\sigma_B = 3800$  bis  $4200 \text{ kg/cm}^2$  und einer Dehnung  $\varphi = 20\%$  vorgeschrieben, ein Stahl, der, bestimmungsgemäß geliefert, als spröde nicht bezeichnet werden kann.

den Gurtungen wurden ausgeführt in den Feldern 2, 4, 7, 9 und 11. Die Gurtungen wurden aus der Werkstatt angeliefert mit angeschweißten Rahmenecken für die Pfosten, so daß diese nur noch je zwei Baustellenstöße oben und unten bei der Aufstellung erforderten. Die Anschlüsse für die Querträger und den Windverband wurden ebenfalls in der Werkstatt an die Gurtungen angeschweißt.



Abb. 1.

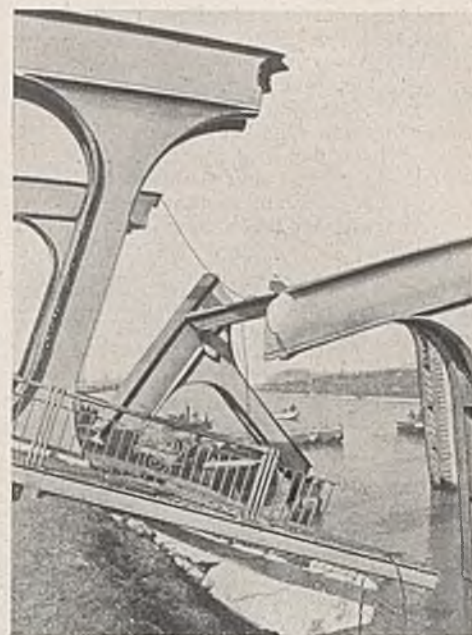


Abb. 2.

Die Brücke war ungefähr ein Jahr in Betrieb. Die Probelastung und Abnahme hatte Anfang 1937 stattgefunden. Sie ist eine der ungefähr fünfzig geschweißten Vierendeelträger-Brücken, die in den letzten 6 Jahren, hauptsächlich über den neuen Albert-Kanal, von der belgischen Brücken- und Straßenbauverwaltung erbaut wurden. Die ersten dieser Brücken waren nur werkstattgeschweißt und wurden auf der Baustelle genietet. Die Brücke bei Hasselt hatte von den bisher gebauten die größte Stützweite. Die eingestürzte Brücke besaß eine 9,5 m breite Fahrbahn für Kraftwagen und Straßenbahn und beiderseits einen ausgekragten Gehweg. Gurte und Pfosten waren als Kastenquerschnitte mit I-förmigen Wangen ausgebildet, wobei für die Pfosten gewalzte I-Träger Verwendung fanden, während die Gurte aus Blechen zusammengeschweißt waren. Die Höhe des mittleren der 12 Rahmenfelder betrug 10,2 m. Baustellenstöße in

Über den Unfall, der sich kurz nach 8 Uhr morgens ereignete, wird noch berichtet, daß Augenzeugen vom Leinpfade aus erst einen Knall wie von einem Schuß herrührend hörten und dann im Untergurt zwischen dem dritten und vierten Pfosten einen Riß sich öffnen sahen. Sechs Minuten später erst brach die Brücke zusammen und stürzte in drei Teilen in den Kanal. Gewarnt durch den Knall, hatten alle Fahrzeuge und Fußgänger, die sich auf der Brücke befanden, Zeit, sich schnelligst in Sicherheit zu bringen. — Die Untersuchung zeigte, daß nach dem Bruch des Untergurtes der Obergurt als Bogen wirkte und das Eigengewicht der Brücke trug, jedoch reichte der Widerstand der Widerlager zur Aufnahme des Horizontalschubes dieses Bogens nicht aus, und nachdem der obere Teil eines der Widerlager abgeschoren wurde, brach auch der Obergurt zusammen.  
Dr. Orth, Berlin.

### Vermischtes.

**Ernennung in der Direktion Reichsautobahnen.** Der Führer und Reichskanzler hat im Zusammenhang mit dem Gesetz zur Neuordnung der Verhältnisse der Reichsautobahnen vom 1. Juni 1938 den als Direktor der Reichsautobahnen tätigen Reichsbahndirektor Karl Rudolph unter Belassung in seiner bisherigen Tätigkeit zum Ministerialdirektor im Reichsverkehrsministerium ernannt.

**Neue Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Holz im Hochbau (DIN 1052).<sup>1)</sup>** Mit Erlaß des Reichs- und Preußischen Arbeitsministers vom 21. Mai 1938 ist eine Neufassung der Holzbaubestimmungen für den Hochbau als baupolizeiliche Richtlinie eingeführt worden und damit die erste Ausgabe des Normblatts DIN 1052, die in Preußen durch Erlaß des Finanzministers vom 10. Juli 1933 eingeführt war, außer Kraft getreten. Die „Vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke (BH)“ der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft sind in der Vorbemerkung zu DIN 1052 nicht mehr erwähnt, da sie durch die Entwicklung teilweise überholt sind und durch die neue DIN 1052 oder eine etwa gleichlautende Bestimmung wohl ersetzt werden sollen.

In der neuen DIN 1052 ist vieles geändert, besonders auf dem Gebiete der Knickfestigkeit. Ganz neu bearbeitet sind die Bestimmungen über Nagelverbindungen; diese sind aber heute von besonderer Bedeutung, weil bei der Knappheit an großen Holzquerschnitten die Verwendung dünnerer Holzarten notwendig wird, für diese aber das Nageln ein sehr geeignetes und leicht anwendbares Verbindungsmittel darstellt. — Die sorgfältige Beachtung der neuen Holzbestimmungen muß eine wichtige Aufgabe jedes Bauingenieurs bilden.

**Kohlenverladebrücken.** Im Nordostseekanal innerhalb der Schleusen bei Brunsbüttelkoog wird der Blick des Beschauers durch die dort erbauten großen Stahlgerüste gebannt. Es sind Verladebrücken, dazu bestimmt, die

durch den Kanal fahrenden Dampfer mit Bunkerkohlen zu versorgen oder auch Kohlenladungen für unseren Inlandbedarf zu löschen. Diese Einrichtungen sind darauf eingestellt, zeitraubende Handarbeit zu ersparen und in erster Linie die Liegezeit der Schiffe zu verkürzen. Beispielsweise kann eine 2000-t-Ladung mit einem 2,5 t fassenden Greifer in etwa 20 Std. gelöscht werden. Das Löschen von Hand mit Winden und Kübeln nimmt die doppelte Zeit in Anspruch. Dieses Beispiel allein gibt schon einen augenscheinlichen Beweis für die Vorteile dieser Anlagen. Die Wirtschaftlichkeit liegt in dem geringen Aufwande an Bedienungspersonal, das allerdings geschult verantwortungsbewußt sein muß. Es ist früher wiederholt vorgekommen, daß durch falsche Behandlung oder plötzlich einsetzende Böen eine Brücke in Bewegung geriet und umstürzte.

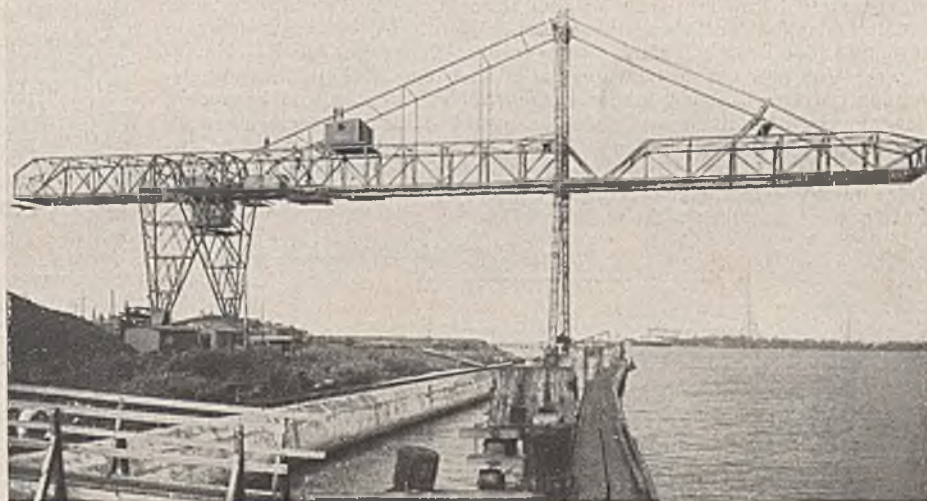


Abb. 1.

<sup>1)</sup> Erschienen als 5. Beilage zum Ztrbl. d. Bauv. 1938, Heft 24, mit einer Einführung von Oberregierungs- und -baurat Wedler, Berlin; Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin W 9. Preis 0,80 RM, Partlepreise billiger.

Man hat selbstverständlich hieraus gelernt und Sicherheitsmaßnahmen getroffen, die eine Wiederholung solcher Vorkommnisse so gut wie ausschließen. Abb. 1 zeigt eine derartige von der Firma Gebrüder Andersen, Kiel-Hossee, ausgeführte Verladebrücke mit folgenden Abmessungen:

Länge des wasserseitigen einziehbaren Auslegers	28,5 m,
Länge zwischen den Stützen	40,0 m,
Länge des landseitigen Kragarmes	21,5 m,
Brückenbreite	5,0 m,
Höhe des Brückenträgers	4,0 m,
Höhe von Oberkante Laufschiene bis zur Fahrbahn der Laufkatze	16,8 m.
Der oberste Punkt der wasserseitigen Stütze liegt über der unteren Laufschiene	33,4 m
Gewicht der Stahlkonstruktion	160 t.

Ausgerüstet ist die Anlage mit Greifer, einer Laufkatze, einem Schütttrichter und einem Einziehwerk für den wasserseitigen Kragarm. Die gesamte maschinelle Einrichtung wird durch Elektromotoren in Bewegung gesetzt; ebenso geschieht das Verfahren der Brücke elektrisch.

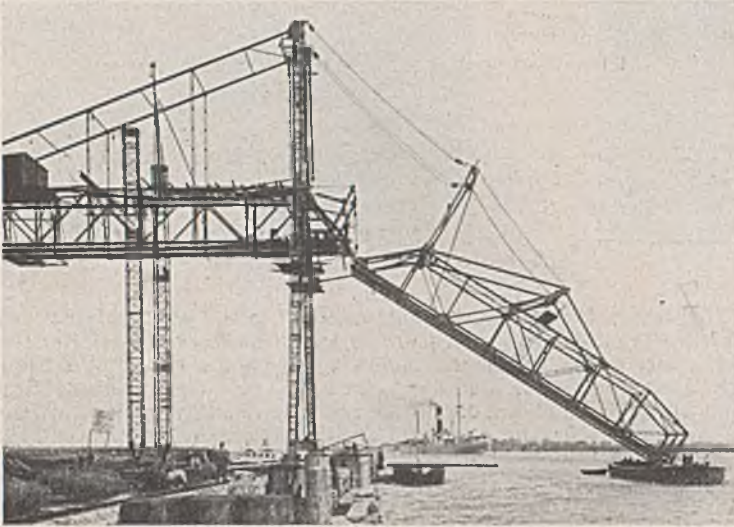


Abb. 2.

Abb. 2 zeigt den Montagevorgang. Die landseitigen Hauptträger wurden auf einer Zulage zusammengenietet, an vier starken Gittermasten hochgezogen und zunächst auf Querhäuptern zwischen den Masten abgesetzt. Zum Hochziehen der land- und wasserseitigen Stützen wurde der Hauptträger mit benutzt. Der ausziehbare Ausleger wurde in der Werkstatt zusammengebaut und auf dem Wasserwege mit Hilfe zweier Schuten zur Verwendungsstelle befördert. Das Aufrichten ist in der Abb. ersichtlich. Das auf den Ausleger aufgesetzte Bockgerüst hatte den Zweck, die Spannung in dem Zugseil durch Vergrößerung des Winkels zu verringern. Die Montage verlief ohne jeden Unfall genau nach dem ausgearbeiteten Montageplan.

Der Bolzen im Gelenk des Auslegers hat einen Durchmesser von 140 mm und ist in einer kräftigen Bronzeschale gelagert. Das Zugband mußte mit besonderer Sorgfalt ausgeführt werden. Es hat drei Glieder, deren Längen durch den Kreisbogen, den der Ausleger beim Einziehen beschreibt, bestimmt sind. Da auch kleinste Längendifferenzen eine reibungslose Funktion des Auslegers behindern können, wurde vorher vom Zugband ein Modell in natürlicher Größe aus Holz hergestellt. Die landseitige Stütze ist als feste Stütze ausgebildet. Jeder Stützenfuß wird von einem Balancier getragen, der auf zwei getrennten Schemelwagen mit je zwei Laufrädern von 800 mm Durchm. ruht. Die Stützen sind mittels Gelenkbolzen in den Balanciers gelagert. Der Antriebmotor zum Verfahren der Brücke befindet sich in der Untergurtebene des Hauptträgers. Von hier aus werden die Füße durch eine Wellenleitung in Bewegung gesetzt. An den Schemelwagen der Stützenfüße sind besondere Sicherungsvorrichtungen vorgesehen, sowohl Schienenzangen als auch selbsttätig wirkende Anschlagvorrichtungen, die durch einen Bremsmagneten betätigt wurden. Außerdem haben die äußeren Räder der Stützenfüße Vorsteckbolzen. Eine Ingangsetzung der Brücke durch äußere Umstände ist demnach nicht mehr möglich.

Oberingenieur W. Mitteldorf.

### Zuschrift an die Schriftleitung.

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung.)

#### Stahlbrücken mit Plattengurtungen.

Zu den Aufsätzen des Herrn Prof. Dr.-Ing. Eiselin in Bautechn. 1938, Heft 4 u. 16, bemerke ich folgendes:

Die Mitwirkung des Fahrbahnrostes oder der Fahrbahnplatte führt in sehr vielen Fällen dazu, daß die wirkliche Beanspruchung der Hauptträger wesentlich von der in der Festigkeitsberechnung ermittelten

Beanspruchung abweicht, auch dann, wenn eine solche Mitwirkung beim Entwurf nicht beabsichtigt war oder man gar versuchte, eine solche Mitwirkung durch konstruktive Maßnahmen auszuschalten. Das führt weiter dazu, daß der Fahrbahnrost des Hauptträgers wesentlich stärker bemessen wird, als nötig wäre, andererseits unter Umständen zu einer Überbeanspruchung einzelner Fahrbauteile, im ganzen aber fast stets zu unwirtschaftlichem Mehraufwande an Stahl.

In meinem Aufsatz im Stahlbau 1937, Heft 26, habe ich hierauf hingewiesen; es handelt sich dabei um den Fachwerkträger einer offenen Eisenbahnbrücke von 45 m Stützweite; in der Fahrbahn sind die Längsträger zwar kontinuierlich durchgeführt, es ist aber nur ein Bremsverband in der Brückenmitte vorhanden, der in dieser Hinsicht zweifellos unwirksam ist. Es genügt also hier bereits die kontinuierliche Durchführung der Längsträger zu deren voller Mitwirkung, wie auch besondere Spannungsmessungen ergeben haben. Zur Erläuterung diene noch Abb. 12 auf S. 205 meines genannten Aufsatzes, die deutlich eine wesentlich höhere Beanspruchung des Obergurtes gegenüber der des Untergurtes zeigt. Bei dem Talübergang der Reichsautobahn bei Rüdersdorf, bestehend aus zwei Hauptträgern von 2,80 m Höhe und darauf aufgelegter Eisenbetondecke von 40 cm Dicke, haben vom Reichsbahnzentralamt München ausgeführte Spannungsmessungen unter Verkehrslasten das einwandfreie Zusammenwirken der Hauptträger mit der Fahrbahnplatte als Verbundkörper ergeben, obgleich eine bewegliche Auflagerung der Platte auf die Hauptträger durch konstruktive Maßnahmen angestrebt war. Für die Hauptträger ergibt sich dadurch ein ganz anderes Spannungsbild als das der Festigkeitsberechnung. Sie sind durchweg geringer beansprucht, während die Mehrbeanspruchung der 40 cm dicken Eisenbetondecke hier natürlich keine Rolle spielt. Es ist bei Bauausführungen, wie den hier genannten, schwer im voraus zu bestimmen, ob und in welchem Maße man die Mitwirkung der Fahrbahn berücksichtigen soll. Ich möchte daher, ohne auf Einzelheiten einzugehen, schon hinsichtlich der statischen Klarheit die Vorschläge des Herrn Prof. Dr.-Ing. Eiselin sehr begrüßen, die bewußt auf ein statisch einwandfreies Zusammenwirken von Hauptträgern und Fahrbahn hinzelen, indem sie das Tragwerk als Ganzes erfassen, zumal sie außerdem offenkundig zur Ersparung an Stahl führen.

Darüber hinaus aber bedarf es jedenfalls der Klärung, inwieweit auch bei den bisher üblichen Bauweisen die Mitwirkung der Fahrbahn berücksichtigt werden kann.

Dr.-Ing. Krabbe.

#### Erwiderung.

Die Hinweise des Herrn Oberbaurat Dr.-Ing. Krabbe erhärten die in meinen beiden Aufsätzen gemachten Ausführungen und Vorschläge. Seine Messungen an der von ihm erwähnten Brücke beweisen, daß die Fahrbahn selbst bei einer konstruktiven Anordnung, bei der eine Mitbeteiligung der Längsträger am wenigsten erwartet werden sollte, in hohem Maße mit dem Haupttragwerke mitwirkt. Dies ist nur möglich bei einer großen Überbeanspruchung des Fahrbahngerippes, das somit in der normalen Konstruktionsanordnung bedeutende Überanstrengungen erleidet<sup>1)</sup>.

Es ist deshalb nicht nur empfehlenswert, sondern geradezu notwendig, zu Konstruktionen zu kommen, die wie in den von mir angeführten beiden Beispielen einer sogenannten „steifen Röhrenbrücke“ und einer sogenannten „echten Trogbücke“ homogenere Traggebilde darstellen. Und es muß dies auch erreicht werden nicht nur in Fällen, in denen wie bei den genannten Beispielen die Anordnung geradezu dahin drängt, sondern auch dort, wo weniger günstige konstruktive Voraussetzungen vorhanden sind, wie etwa bei offener Fahrbahn. Hier wie auch in anderen ähnlichen Fällen müssen die zur Verfügung stehenden konstruktiven Mittel angewendet werden, um ein besseres, d. h. ein engeres organisches Zusammenwirken aller Bauteile konstruktiv zu erzwingen. Die elegantesten Rechnungen nützen uns nichts, wenn die Konstruktion den Voraussetzungen der Rechnung in so hohem Maße widerspricht und damit die in Wirklichkeit auftretenden Beanspruchungen die in den Einzelheiten oft allzu gewissenhaft ermittelten Werte auf der einen Seite um große Hundertsätze über-, auf der anderen Seite unterschreiten.

Wir werden also alles daran setzen müssen, unsere Tragwerke mehr als Ganzes zu formen und zu behandeln und damit unsere Konstruktionen zu statisch geschlosseneren Tragwerken auszubilden, um so mehr, als — wie in meinem Aufsatz in Heft 16 d. Bl. bereits hervorgehoben — hierbei zu einem weit besseren mechanischen Widerstandsvermögen auch bedeutende Ersparnisse an Werkstoff und z. T. wesentliche Vereinfachungen in der Konstruktion hinzukommen.

O. Eiselin.

Wir schließen hiermit die Aussprache. Die Schriftleitung.

<sup>1)</sup> Vgl. Aufsatz Hartmann, Bauing. 1938, Heft 19/20.

**INHALT:** Die Nordrampe der transiranischen Eisenbahn. — Reichsautobahnbrücke über den Elster-Saale-Kanal. — Einsturz einer geschweißten Brücke über den Albert-Kanal in Belgien. — Vermischtes: Ernennung in der Direktion Reichsautobahnen. — Neue Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Holz im Hochbau (DIN 1052). — Kohlenverladebrücken. — Zuschrift an die Schriftleitung.

Verantwortlich für den Inhalt: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedensau.  
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.  
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.