

DER BAUINGENIEUR

18. Jahrgang

15. Oktober 1937

Heft 41/42

DIE REICHAUTOBAHNBRÜCKE ÜBER DIE FREIBERGER MULDE ZWISCHEN SIEBENLEHN UND NOSSEN

A. Die Gestaltung der Brücke.

Von Reichsbahnoberrat **Ernst Weiß**, Dresden.

Übersicht: Es wird zunächst ausführlich berichtet, nach welchen Gesichtspunkten die Vorentwürfe aufgestellt wurden. Sodann werden die bei der Ausschreibung erzielten Sonderentwürfe beschrieben, und schließlich wird die Wahl des für die Ausführung bestimmten Entwurfes begründet.

Die Reichsautobahn Dresden—Chemnitz—Weimar überschreitet bei Dresden die Elbe und führt dann in angenähert südwestlicher Richtung an den nördlichen Ausläufern des Erzgebirges entlang. Auf ihrem Wege hat sie zahlreiche aus dem Gebirge herabkommende Flüsse und tiefeingeschnittene Täler zu kreuzen. Es geben ihr daher viele zum Teil gewaltige Brücken ihr besonderes Gepräge.

Auf der 120 km langen Strecke von Dresden bis zur thüringischen Grenze bei Ronneburg waren allein 17 große Tal- und Flußbrücken erforderlich.

Das größte und kühnste dieser Bauwerke ist die Brücke über die Freiburger Mulde zwischen den Städten Siebenlehn und Nossen. (Abb. 1). Die Autobahn kreuzt das Tal in einer Höhe von 70 m über der Talsohle auf einer Brücke von reichlich 400 m Länge.



Abb. 1. Lageplan.

Landschaftlich ist das Tal der Freiburger Mulde eine der schönsten Gegenden Sachsens. Zwischen bewaldeten Hängen schlängelt sich das Silberband der Mulde dahin. Teils folgen die Hänge den Windungen des Flusses unmittelbar, teils treten sie mehr oder weniger zurück, so daß sich dem Beschauer von den Höhen herab ein stets wechselndes Bild bietet (Abb. 2).

Bei der Gestaltung der Brücke galt es, unter allen Umständen die Reize der Landschaft zu wahren, andererseits aber auch ein Bauwerk zu errichten, das in seiner Form und seiner Ausführung der Bedeutung der hier gestellten Aufgabe voll gerecht wurde.

Als Brückensysteme kamen bei den gegebenen Verhältnissen nur ein Balken oder ein Bogen in Frage. In der Obersten Bauleitung Dresden wurden entsprechende Entwürfe aufgestellt. Während in Stahl beide Systeme bearbeitet wurden, wurde in der Eisenbetonbauweise wegen der großen Stützweiten von vornherein auf

eine Balkenbrücke verzichtet. Beim stählernen Balken schieden nach eingehenden Überlegungen die verschiedenen Fachwerkssysteme aus. Der Hauptvorteil des Fachwerks in künstlerischer Beziehung — die Möglichkeit des Durchblicks durch die Brückenkonstruktion — ließ sich hier nicht verwerten, da wegen der großen Höhe der Brücke kein Bedürfnis dazu vorlag. Nachteilig für das Brückenbild war die verhältnismäßig große Konstruktionshöhe eines Fachwerks, die aus wirtschaftlichen Gründen zu 8 m angenommen wurde. Sie hätte abgesehen von der Plumpheit des gesamten Bauwerks die niedrigen Seitenöffnungen erdrückt.

So blieben drei Entwürfe übrig: der Stahlbogen, der stählerne Vollwandbalken und der Eisenbetonbogen.

Bei der weiteren Durcharbeitung fiel auch der Stahlbogen. So schnittig seine Form auch war, er enthielt zu wenig Masse. Besonders schwierig war es ferner, eine befriedigende Lösung für die Verbände zu finden.

Beim Vollwandbalken war die Hauptaufgabe die richtige Aufteilung der Brückenlänge in die Einzelstützweiten und damit die Bestimmung der Konstruktionshöhe des Balkens. Nach zahlreichen

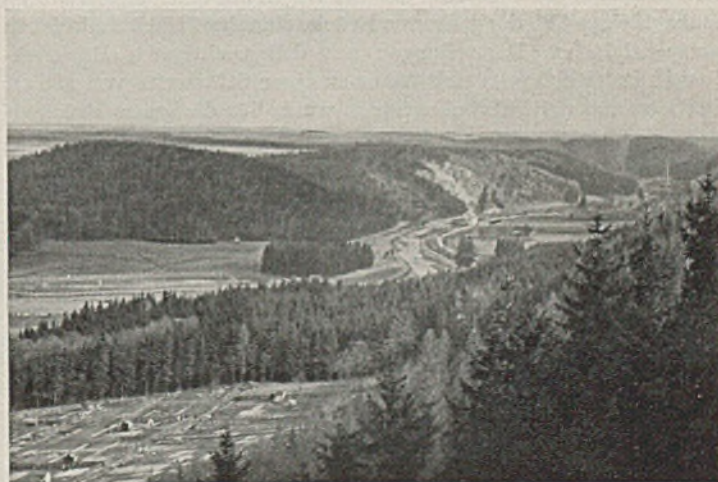


Abb. 2. Das Tal der Freiburger Mulde.

Versuchen und unter Mitwirkung der künstlerischen Berater wurde, vielleicht zu sehr in Anlehnung an die Mangfallbrücke, auf große Stützweiten zugekommen. Es wurden vier Öffnungen von 105, 105, 105 und 90 m gewählt bei einer Stegblechhöhe von 5,50 m. Der Querschnitt bestand aus zwei Hauptträgern im gegenseitigen Abstand von 15,50 m, die durch rahmenartige Querträger verbunden wurden. Auf diesen und den seitlich auskragenden Konsolen ruhten die Längsträger, die die 24 m breite Eisenbetonfahrbahnplatte zu tragen hatten (Abb. 3). Bei der Eisenbetonbogenbrücke schieden alle Entwürfe mit mehr als einem Bogen von vornherein als unbefriedigend aus. Das naturgegebene war hier die Überbrückung des eigentlichen Talgrundes mit nur einer großen Öffnung; die Fahrbahn war auf dem Bogen aufzuständern und hatte sich in gleicher Weise auf den beiderseitigen Hängen fortzusetzen. Nach

den örtlichen Verhältnissen hätte als kleinste Stützweite für den Bogen, bei der noch alle im Tal liegenden Verkehrswege überbrückt wurden, 140 m gewählt werden können. Nach oben waren der Stützweite an sich keine Grenzen gesetzt. Es war aber eine gewisse Vorsicht geboten, denn bei den zahlreichen Windungen des Tales gab es kaum einen Standort, von dem aus ein besonders weit gespannter Bogen ganz zu sehen gewesen wäre. Es mußte also bedacht werden, daß ein zu großer Bogen einhäufig wirken muß. Die Grenze lag bei etwa 180 m Stützweite.

werden sollte, und daß insbesondere die Stützweiten beizubehalten waren.

Bei der Ausschreibung der Bogenbrücke wurden ebenfalls Sonderentwürfe zugelassen. Auch hier sollte sich das Brückenbild möglichst im Rahmen des Ausschreibungsentwurfs halten.

Es sei zunächst über das Ergebnis der Ausschreibung in Stahl berichtet.

Wie zu erwarten war, waren die Angebote der zehn Firmen auf die Stahlkonstruktion des verwaltungsseitigen Entwurfs annähernd

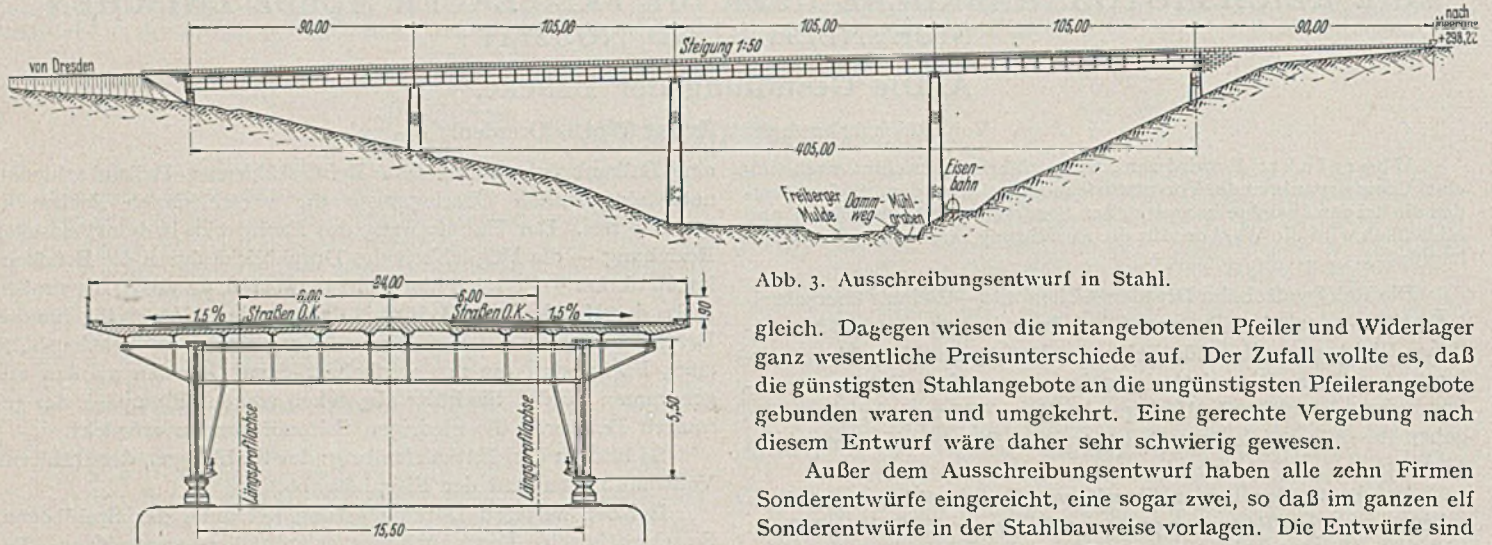


Abb. 3. Ausschreibungsentwurf in Stahl.

gleich. Dagegen wiesen die mitangebotenen Pfeiler und Widerlager ganz wesentliche Preisunterschiede auf. Der Zufall wollte es, daß die günstigsten Stahlangebote an die ungünstigsten Pfeilerangebote gebunden waren und umgekehrt. Eine gerechte Vergebung nach diesem Entwurf wäre daher sehr schwierig gewesen.

Außer dem Ausschreibungsentwurf haben alle zehn Firmen Sonderentwürfe eingereicht, eine sogar zwei, so daß im ganzen elf Sonderentwürfe in der Stahlbauweise vorlagen. Die Entwürfe sind in Abb. 5 zusammengestellt. Da die Ausschreibungsbedingungen etwaige Sonderentwürfe starken Einschränkungen unterworfen hatten, mußten sich die meisten Firmen damit begnügen, unter Beibehaltung der vorgeschriebenen Stützweiten an Stelle eines Vollwandträgers ein Fachwerk anzubieten. Nur vier Firmen setzten sich über die vorgeschriebenen Stützweiten hinweg und boten Träger mit anderer Stützenentfernung an.

Die Fachwerkträger sind im wesentlichen dem Vollwandträgerentwurf nachgebildet. Sie haben alle zwei Hauptträger. Die Querträger sind entweder als Fachwerk oder als Vollwandträger ausgebildet. Zum Teil sind sie geschweißt angeboten worden. Die Hauptträgerhöhe schwankt zwischen 7 und 11 m.

Bei sieben Fachwerkentwürfen wurden die vorgeschriebenen Stützweiten beibehalten. Die G. H. H. geht in einem ihrer Sonderentwürfe hiervon ab und bietet einen Fachwerkträger mit sechs Öffnungen von 59 — 70,80 — 82,60 — 70,80 — 59 — 59 m Stützweite an. Die Systemhöhe ist 7 m. Unter den Fachwerkbrücken

In dem Intervall zwischen 140 und 180 m Stützweite wurden verschiedene Entwürfe aufgestellt. Die künstlerischen Berater neigten zunächst der kleinsten Stützweite zu, da hierbei der Bogen das Tal domartig überspannte. Die Nachteile waren aber außerordentlich hohe Fahrbahnstützen in den Zwickeln über den Kämpfern und dann der Umstand, daß der Bogen nur einen unverhältnismäßig kleinen Teil der gesamten Brücke einnahm. Nach zahlreichen perspektivischen Darstellungen aus den wichtigsten Blickrichtungen entschloß man sich daher zu einer Stützweite von 180 m. Der Abstand der Fahrbahnstützen wurde für die ganze Brückenlänge gleichmäßig auf 20 m festgesetzt. Um die Zügigkeit der Fahrbahnplatte besonders zu betonen, wurde sie auch im Scheitel des Bogens noch um ein geringes Maß aufgeständert. Der Bogen wurde im Scheitel mit 1,80 m, an den Kämpfern mit 4,20 m bemessen, die Seitenansicht der Fahrbahnstützen erhielt eine Breite von 0,90 m, die Fahrbahn selbst eine Höhe von 1,80 m (Abb. 4).

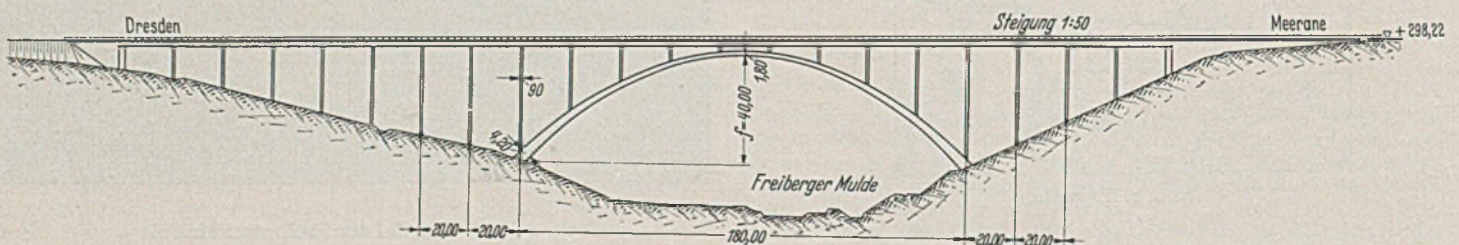


Abb. 4. Ausschreibungsentwurf in Eisenbeton.

Nachdem die beiden in Frage kommenden Entwürfe soweit durchgearbeitet worden waren, wurden sie unter den bedeutendsten Brückenbauunternehmen Deutschlands ausgeschrieben. Den Bewerbern wurde mitgeteilt, daß es sich um einen Wettbewerb zwischen Stahl und Eisenbeton handle.

Den Stahlfirmen wurde vorgeschrieben, in Arbeitsgemeinschaft mit einer Betonfirma auch die Pfeiler und Widerlager anzubieten, und zwar das eine Mal aufgelöste Eisenbetonpfeiler nach dem Vorbild der Mangfallbrücke, das andere Mal massive Betonpfeiler mit Werksteinverblendung aus Meißner Granit. Sonderentwürfe wurden zugelassen, jedoch mit der Einschränkung, daß das Brückenbild des Ausschreibungsentwurfs möglichst gewahrt

hat dieser Entwurf wegen seiner besonders zügigen Form am meisten befriedigt (Abb. 6).

Der Sonderentwurf K l ö n n e ist ein Vollwandträger mit nur geringen Abweichungen gegen die Stützweiten des Ausschreibungsentwurfs.

Die D o r t m u n d e r U n i o n dagegen verläßt die vier Öffnungen und bietet einen Vollwandträger mit fünf gleichen Öffnungen von 80 m Stützweite an. Hierdurch ermäßigt sich die Stegblechhöhe von 5,5 auf 5 m. Das Brückenbild ist zweifellos gefälliger als das des Ausschreibungsentwurfs, es krankt aber daran, daß ein Pfeiler mitten im Talgrunde steht (Abb. 5).

Einen weiteren Schritt unternimmt die M. A. N. Sie geht von

dem Gesichtspunkt aus, daß das Tal der Freiburger Mulde einen sanfteren, offeneren Charakter, einen feineren Maßstab als das Tal der Mangfall mit seinen klotzigen Hängen hat. Während diese die Wucht der weitgespannten und hohen Balken ohne weiteres aufnehmen, verlange die Freiburger Mulde auch im Bauwerk einen feineren Maßstab. Es sei zu befürchten, daß durch die großen Stützweiten des Ausschreibungsentwurfs schon die Grenze erreicht oder gar überschritten ist, wo Kühnheit und Wucht sich aus dem Rahmen der Landschaft zu lösen und eigenwillig die Landschaft zu bedrängen beginnen, um sie schließlich zu erdrücken. Diese Gedanken sind zweifellos richtig.

mitten in den Talgrund kommende Pfeiler ungünstig wirken würde und wählt eine Aufteilung in sechs Öffnungen (Abb. 7).

Der danach aufgestellte Entwurf zeigt unter Beibehaltung aller sonstigen Grundzüge des Ausschreibungsentwurfes eine mitten im Talrunde liegende Hauptöffnung von rd. 81 m, an die sich gegen die beiderseitigen Hänge — den jeweiligen Pfeilerhöhen entsprechend — abnehmende Öffnungen von rd. 71 und 61 m, und auf einer Seite eine weitere Öffnung von rd. 56 m anschließen. Die Hauptträger sind nur 4,5 m hoch gegenüber 5,5 m beim Ausschreibungsentwurf.

Es unterliegt keinem Zweifel, daß der Sonderentwurf der M. A. N., der in Arbeitsgemeinschaft mit Grün & Bilfinger auf-

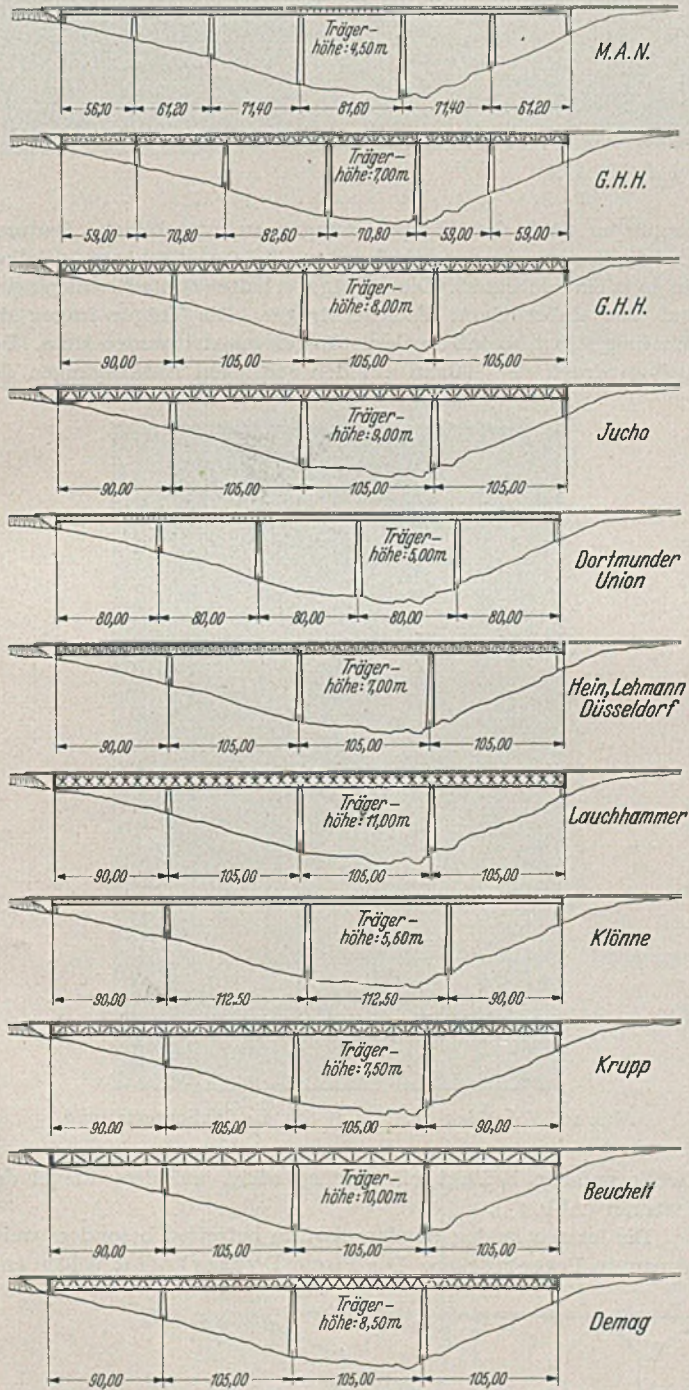


Abb. 5. Sonderentwürfe der Stahlbaufirmen.

Die M. A. N. schlägt deshalb in Verfolg ihrer Überlegungen eine Aufteilung mit geringeren Stützweiten und dadurch einen Träger mit geringerer Höhe vor. Sie sieht aber von fünf Öffnungen, die an sich für diesen Zweck genügt hätten, ab, weil der hierdurch

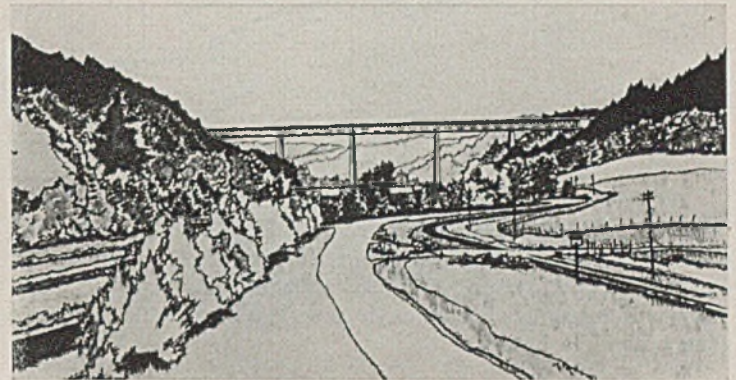


Abb. 6. Sonderentwurf der G.H.H. Fachwerkträger mit 6 Öffnungen.

gestellt wurde, die glücklichste Lösung der Stahlbrücke darstellt. Er bietet bedeutende Vorteile gegenüber dem Ausschreibungsentwurf, ohne daß durch die Verkleinerung des Maßstabes die mit Recht erstrebte und wünschenswerte Großartigkeit des Bauwerkes irgendwie in Frage gestellt wird.

Das Brückenbild erscheint in allen Teilen harmonisch, seine Einpassung in die Landschaft in Form und Linie und im Maßstab sind einwandfrei (Abb. 8). Der Entwurf erfüllt alle Grundforderungen technischer und ästhetischer Art, und darüber hinaus auch in wirtschaftlicher Hinsicht, da er eine erhebliche Verbilligung gegen den Ausschreibungsentwurf ergibt.

Die Vermehrung der Pfeilerzahl von drei auf fünf kann auch ästhetisch nicht als Nachteil empfunden werden, da infolge der verschiedenen Talbiegungen und durch die Bewaldung der Hänge für den Beschauer meist ein Teil der Brückenpfeiler verdeckt sein wird; sie hat aber den Vorteil, daß der bei kleinerer oder größerer Überschneidung sichtbar bleibende Brückenabschnitt infolge der engeren Pfeilerstellung immer noch ein zusammenhängendes und in sich geschlossenes Brückenbild darbietet. Das wäre beim Ausschreibungsentwurf mit seiner geringen Pfeilerzahl nicht in gleichem Maße der Fall, da die an sich schon sehr lockere Verbindung des wuchtigen Überbaues mit dem Boden bei Überschneidung von einem oder zwei Pfeilern noch lockerer erscheinen würde.

Außer diesen Sonderentwürfen haben zwei Stahlbaufirmen an Stelle von Steinpfeilern Stahlportale angeboten. Bei der gewaltigen Höhe von rd. 60 m ergeben die überaus schlanken Stützen kein befriedigendes Bild (Abb. 9).

Schließlich brachte noch die M. A. N. einen Vorschlag über aufgelöste Pfeiler mit Steinverkleidung. Für die Verbindung der beiden Pfeilerschäfte wählte sie als „die dem Steinbau eigene Form“ den Spitzbogen (Abb. 10). Der Vorschlag wurde als zu gewagt abgelehnt.

An der Ausschreibung für die Eisenbetonbogenbrücke waren sechs Firmen beteiligt. Alle 6 veranschlagten den Ausschreibungsentwurf, zwei reichten Sonderentwürfe für Bogenbrücken mit größerer Stützweite, und eine eine Balkenbrücke in Eisenbeton ein.

Beim Ausschreibungsentwurf wählten alle Firmen Hohlgewölbe. Um an Massen für die Gewölbe zu sparen, wurden die Gewölbebreiten möglichst schmal gehalten. Fünf Firmen trennten

die Gewölbe in zwei Streifen von 5,5—9 m Breite auf, während eine Firma ein durchgehendes Gewölbe von 14 m Breite vorsah. Die Fahrbahn war bei allen Firmen wie vorgeschrieben zu 24 m Breite angenommen. Die Stützen waren teils als Eisenbetonwände, teils als Säulen und teils als Rahmen quer zur Brückennachse ausgebildet. Das Brückenbild hielt sich im allgemeinen im Rahmen des Ausschreibungsentwurfes.

„Gegenüber einem durchgehenden Balken, der doch eine größere Reihe von Stützen aufweisen müßte, ergibt diese Stützengruppe nur drei große Öffnungen, welche das Tal mit seinen Hängen zur Durchsicht freilassen, während die zwei kleineren Öffnungen zwischen den Stützenpaaren völlig zurücktreten, aber dabei doch einen rhythmischen Wechsel in den Stützenabständen festhalten.“ Gesamtsicht und Teilausschnitte der Brücke sind auf den Abb. 12 bis 14 dargestellt.

Die Zwillingsspieler sind als Rahmen mit seitlichen Aus-

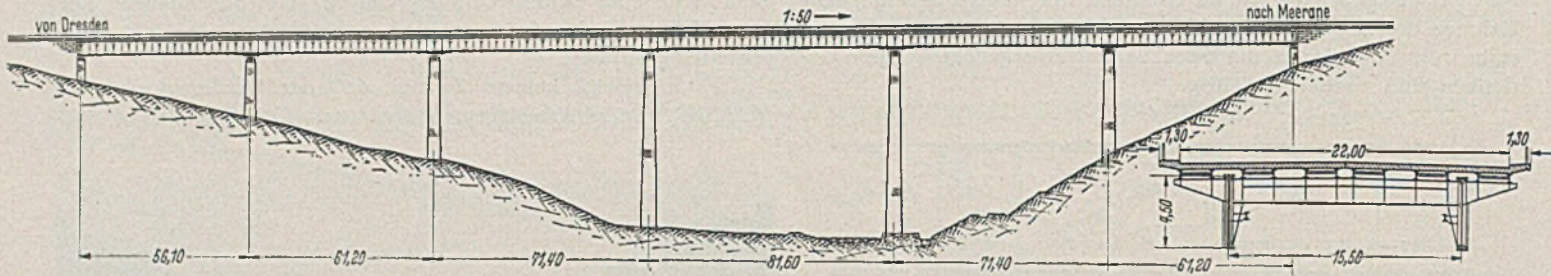


Abb. 7. Sonderentwurf der M.A.N.

Von den Sonderentwürfen sei zunächst die Eisenbetonbalkenbrücke von Grün & Bilfinger genannt. Es handelt sich hier um einen großangelegten Versuch, eine neue Brückenform zu finden, ein Brückenbild, das sich durch seine Form dem Auge leicht und zwingend einprägt und das durch seine Massen das Monumentale ganz besonders betont.

kragungen nach den Hauptöffnungen zu ausgebildet. Dadurch wird die Spannweite der zwischen den Pfeilern eingehängten Balken auf 50 m eingeschränkt. Diese Träger erhalten steife Eiseneinlagen, sind also einbetonierte Fachwerkträger. Die Träger tragen die Schalung selbst, so daß an Gerüstkosten gespart werden kann. Der Auflagerdruck der Balken auf den seitlichen Auskragungen der

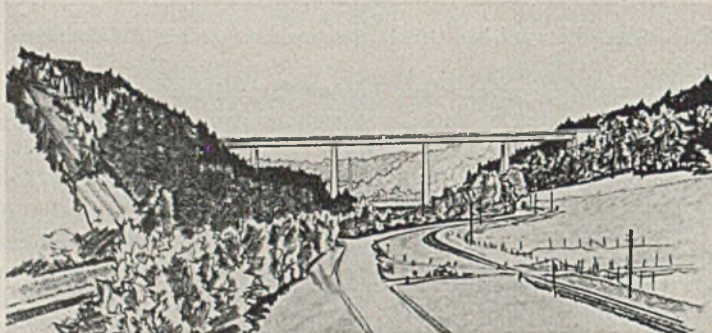


Abb. 8. Schaubild des Sonderentwurfs der M.A.N.

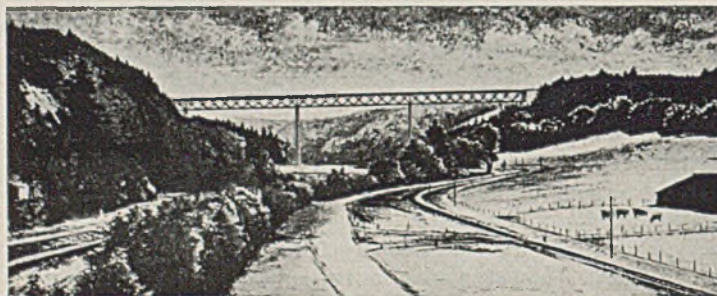


Abb. 9. Fachwerkträger der Mitteldeutschen Stahlwerke auf Stahlstützen.

Der Entwurf läßt sich kurz beschreiben als ein Bauwerk mit drei großen Öffnungen von 78 m Weite auf zwei Widerlagern und zwei Zwillingstützenpaaren (Abb. 11).

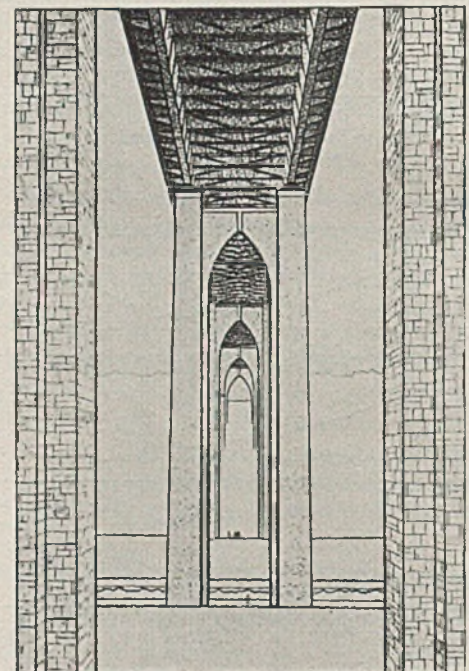


Abb. 10. Vorschlag der M.A.N. für die Pfeilergestaltung.

Zwillingsspieler bedingt ein Gegengewicht auf dem Riegel der letzteren (Abb. 15).

Die letzten beiden Sonderentwürfe betreffen besonders weitgespannte Bogenbrücken. Die Firma Dyckerhoff & Widmann

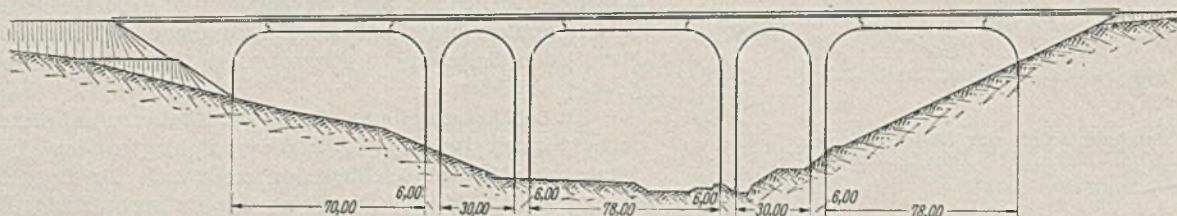


Abb. 11.
Sondervorschlag
Grün & Bilfinger.

Der Entwurfsverfasser begründet die Lösung wie folgt: „Gegenüber einem durchgehenden Balken, der doch eine größere Reihe von Stützen aufweisen müßte, ergibt diese Stützengruppe

vergrößert die vorgeschriebene Stützweite von 180 m aus zwei Gründen. Einmal, um aus dem gefährlichen Bereich alter verlassener Bergbaue herauszukommen, dann aber besonders wegen des

Anreizes, einen Weltrekord aufzustellen. Die größten Eisenbetonbogenbrücken der Welt sind die Elornbrücke bei Plougastel und die Traneborgsundbrücke bei Stockholm, beide mit 180 m Spannweite, sowie die zur Zeit in Spanien im Bau befindliche Eisenbahnbrücke über den Rio Esla mit 209 m Spannweite.

Massivbrücke der Welt war daher verständlich. Die Oberste Bauleitung hatte auch mit diesem Gedanken geliebäugelt, war aber aus den eingangs erwähnten architektonischen Gründen nicht über 180 m hinausgegangen.

Der Sonderentwurf von Dyckerhoff & Widmann sieht eine

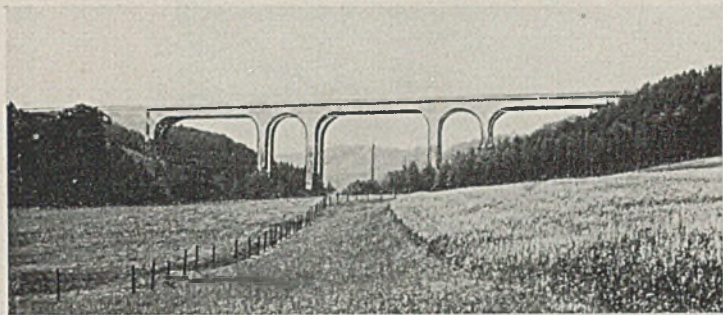


Abb. 12. Schaubild des Sonderentwurfs Grün & Billfinger.

Im Tal der Freiburger Mulde liegen nun die Verhältnisse außerordentlich günstig, um an dieser Stelle die weitestgespannte Brücke der Welt zu schaffen, denn auf beiden Seiten des Tales ist gesunder Felsen vorhanden. Die Mehrkosten gegenüber einer

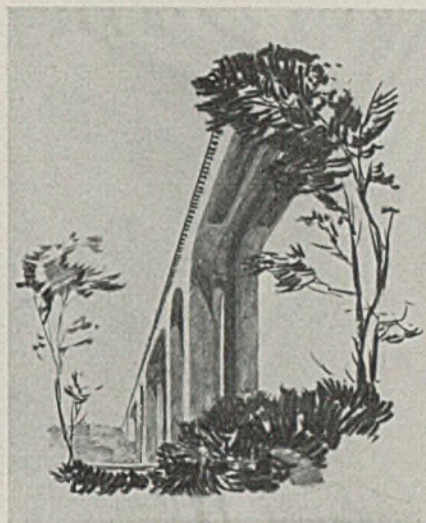


Abb. 14. Teilansicht des Sonderentwurfs von Grün & Billfinger.



Abb. 13. Teilansicht des Sonderentwurfs von Grün & Billfinger.

Spannweite von 220 m bei einem Stich von 43,38 m und einer Kühnheitszahl von 1160 vor. Während beim Ausschreibungsentwurf die Fahrbahn im Scheitel vom Gewölbe abgelöst wurde, ist sie hier mit dem Gewölbe vereinigt worden (Abb. 16). Die Gewölbe bestehen aus zwei Streifen von 6,6 m Breite. Sie sind als Hohlquerschnitte ausgebildet. Im Scheitel und an vier Zwischenpunkten sind die beiden Gewölbe durch kräftige Hohlquerschnitte miteinander zu einem einheitlichen Gewölbe verbunden. Für den Ausgleich der Randspannungen und den Ausrüstungsvorgang der Gewölbe war das Verfahren nach Prof. Dischinger, das er im „Bauingenieur“ 1935, Heft 11 und 12, entwickelt hat, vorgesehen. Die Gewölbestärke beträgt im Scheitel 3 m und an den Kämpfern 6 m. Die Fahrbahn ist in Abständen von 20 m durch je zwei Säulenpaare in jedem Querschnitt auf den Bogen abgestützt. Die Unterkanten der Fahrbahnträger sind zwischen den Stützen leicht gewölbt.

Der zweite Sonderentwurf mit einem weitgespannten Bogen wurde von der Firma Siemens-Bauunion eingereicht. Als Begründung der größeren Spannweite wird ein Ausweichen vor

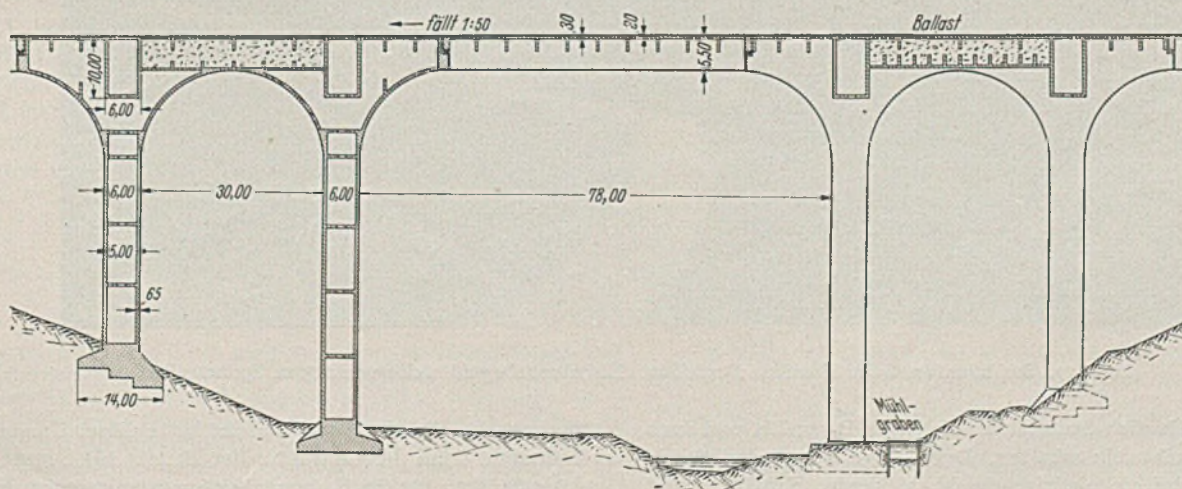


Abb. 15. Einzelheiten des Sonderentwurfs von Grün & Billfinger.

Brücke von 180 m Spannweite sind zudem verhältnismäßig gering. Der Umstand, daß während der Bauzeit die Olympiade in Deutschland bevorstand, bot außerdem eine Gelegenheit zu einer ausgezeichneten Werbung für deutsches technisches Können und für deutsche Wissenschaft. Das Verlangen nach der weitestgespannten

den ungewissen Bodenverhältnissen angegeben. Der eigentliche Grund wird aber wohl, wie auch aus dem Erläuterungsbericht hervorgeht, die Absicht gewesen sein, einen möglichst flachen, schnittigen Bogen zu entwerfen. Diese Absicht ist den Verfassern ausgezeichnet gelungen.

Bei einer Spannweite von 205 m hat der Bogen einen Stich von 40 m und eine Kühnheitsziffer von 1050. Die Brücke besteht aus zwei Hohlgewölben, die über dem Scheitel durch die Fahrbahnplatte verbunden sind. Die Gewölbe sind im Scheitel 6,55 m, an den Kämpfern 10,05 m breit. Der Scheitel ist 3 m, die Kämpfer

gewöhnlichen Spannweite elegant und wirkungsvoll erscheinen. Es haftet ihm nicht der Ausdruck der Schwere an (Abb. 18).

Von allen vorliegenden Entwürfen kamen der Sondervorschlag der M. A. N. — Vollwandträger über sechs Öffnungen — und der letztbeschriebene Sondervorschlag von Siemens-Bauunion in die

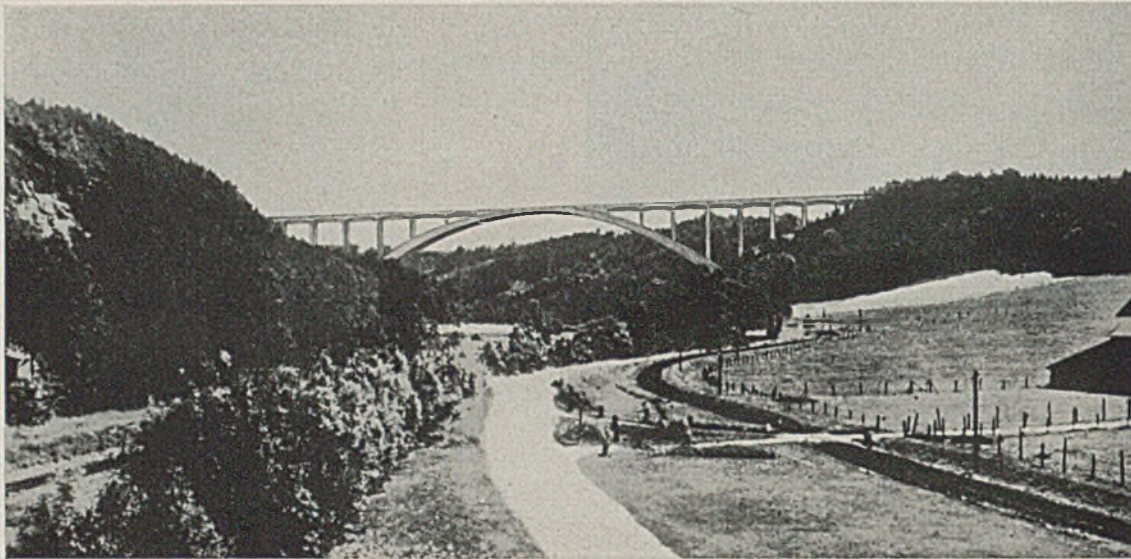


Abb. 16. Sonderentwurf Dyckerhoff & Widmann. Eisenbetonbogenbrücke von 220 m Spannweite.

sind 1,65 m stark. Die Trägheitsmomente der Bogenquerschnitte nehmen also bei zunehmender Querschnittsfläche mit den Bogenstärken vom Scheitel nach dem Kämpfer zu ab. Diese Veränderlichkeit der Trägheitsmomente wird zum Ausgleich der Größtmomente ausgenutzt.

Die Sichelform gibt dem Bogen ein äußerst schnittiges Aussehen (Abb. 17). Die Fahrbahn ist auch im Bogenscheitel auf-

engste Wahl. Die Entscheidung war nicht leicht. Sie wurde, weil es sich um eine der bedeutendsten Brücken der Reichsautobahnen handelt, dem Führer selbst angetragen. Er entschied sich für den Entwurf der M. A. N. Gegen den Entwurf von Siemens-Bauunion sprach der schon eingangs erwähnte Umstand, daß das Tal der Freiburger Mulde verschiedene Windungen ausführt, so daß von keiner Stelle der ganze Bogen zu sehen gewesen wäre. Er hätte stets ein-

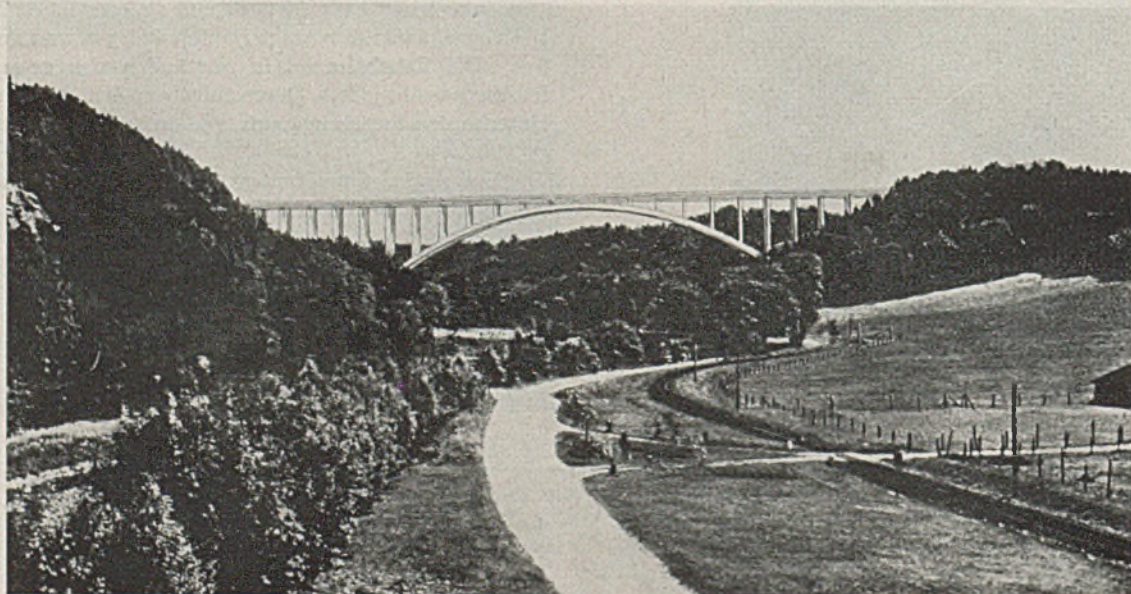


Abb. 17. Sonderentwurf der Siemens Bauunion. Eisenbetonbogenbrücke von 205 m Spannweite.

geständert; sie hebt sich dadurch deutlich vom Bogen ab, und auch die Bogenlinie bleibt rein erhalten. Durch enge Stützenstellung in 13 m Abstand wird ein niedriges leicht wirkendes Fahrbahnband erzielt. Die Stützen sind runde Hohlsäulen von 1,4 m Durchmesser, und zwar sind im Querschnitt unter jedem Hauptquerträger vier Säulen angeordnet.

Die Wahl der Säulenstellung, ihre Gruppierung im Querschnitt und die Wahl der Bogenform lassen das Bauwerk trotz seiner un-

hüftig gewirkt. Bei der Balkenbrücke hatte dieser Umstand nichts zu bedeuten, denn der Charakter der Brücke blieb stets gewahrt.

Als Stützen für die Balkenbrücke wurden massive Pfeiler mit Werksteinverblendung bestimmt. Die Form der Pfeiler wurde an Hand von Modellen festgelegt (Abb. 19). In Frage kamen schlichte viereckige Pfeiler und Pfeiler mit runden Vorköpfen. Letztere wurden aus nachstehenden Gründen verworfen. In der Schmalansicht wirkten sie wie Schornsteine, in der beleuchteten Schräg-

ansicht waren sie zu breit, in der beschatteten zu schmal. Das hatte seine Ursache in dem zu weichen Übergang von der Rundung in die Breitseite des Pfeilers. Ganz anders war die Wirkung der viereckigen Pfeiler. Die scharfen Kanten gaben ihnen ein straffes, kräftiges Aussehen, die rechteckig zueinander stehenden Flächen sorgen klar für Licht und Schatten.

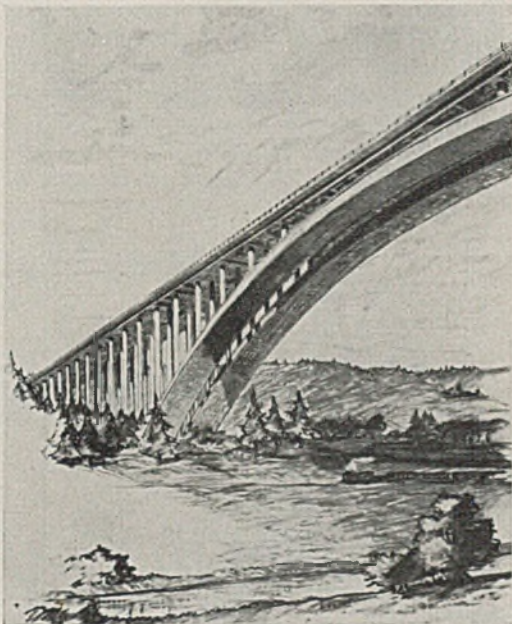


Abb. 18. Unteransicht des Sonderentwurfs Siemens Bauunion.

Die Pfeiler erhielten einen oberen Querschnitt von $3 \times 19,5$ m. Alle Wandflächen bekamen einen Anlauf von 1:50.

Als Verblendmauerwerk wurde regelmäßiges Schichtenmauerwerk in dem schönen rötlichen Granit aus Meissen gewählt. Die Schichtenhöhe der Steine schwankt zwischen 20 und 40 cm in Abständen von 5 cm. Es wurde ohne Versatzplan gemauert. Als allgemeine Richtlinien wurden für das untere Pfeilerdrittel Schichthöhen von 30—40 cm, für das mittlere 25—35 und für das obere 20—30 cm angeordnet. Besonderer Wert wurde auf große weit einbindende Ecksteine gelegt. Den oberen Abschluß der Pfeiler bildet ein 80 cm hoher grobgespitzter Rundstab aus dem gleichen Granit.

Mit dem Bau der Brücke wurde im September 1935 begonnen. Trotz größter Gründungsschwierigkeiten waren die Pfeiler und Widerlager am 15. Juli 1936, die Stahlkonstruktion am 7. Oktober 1936 und die Eisenbetonfahrbahnplatte am 16. November 1936 fertiggestellt. Das Bauwerk war somit in nur wenig mehr als einem Jahr errichtet worden.

Im folgenden werden meine Mitarbeiter am Bau über Einzelheiten der Bodenverhältnisse, über den Bau der Pfeiler und Widerlager, sowie über die Stahlkonstruktion berichten.

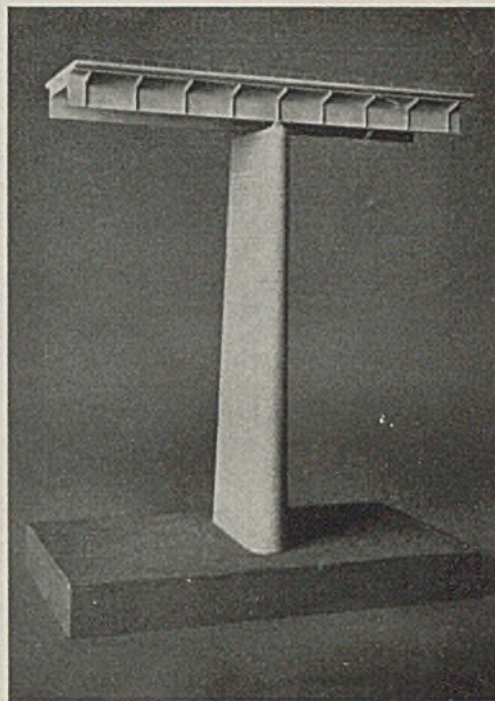


Abb. 19a. Modell des Pfeilers mit runden Vorkopf.

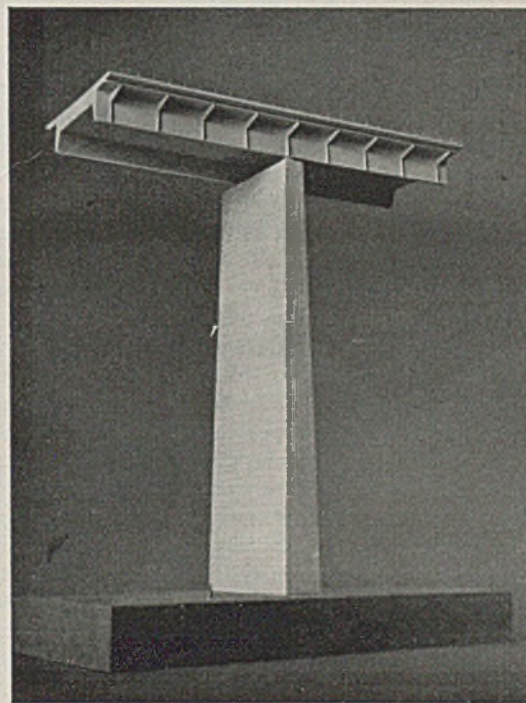


Abb. 19b. Modell des eckigen Pfeilers.

B. Baugrunduntersuchung.

Von Dr.-Ing. Karl Keil Dresden.

Übersicht: Die durch die besonderen gesteinskundlichen und Lagerungsverhältnisse der Gesteine sowie mächtigen, vor mehr als 100 Jahren abgebauten Erzgänge bedingten besonders schwierige Baugrunduntersuchungen; deren Ergebnisse und die zur Sicherung der Brücke notwendigen Maßnahmen werden an Hand von Abbildungen und Skizzen eingehend beschrieben. Es wird nachgewiesen, daß trotz der schwierigen Baugrundverhältnisse die Muldenbrücke fest gegliedert ist, obwohl die vor etwa 300 Jahren abgebauten reichen Silbererzgänge ihrer Ausdehnung nach nicht in allen Einzelheiten bekannt sind.

1. Geologische Verhältnisse des Baugrundes.

Drei charakteristische Merkmale sind in geologischer Hinsicht für den Baugrund an der Muldenbrücke von Bedeutung:

a) Der gesteinskundliche Aufbau des Untergrundes. Es treten im Bereich der Muldenbrücke sehr verschiedene Gesteine auf, von denen der sog. Flasergabbro, ein quarzfreies Eruptivgestein, das überwiegend aus Feldspat und Diallag besteht und durch seine eigenartige flaserige Verwachsung der gesteinsbildenden Minerale in gewisser Hinsicht zu den Schiefergesteinen überleitet, am ältesten ist. Flasergabbro erstreckt sich von der linken Hangseite des Muldentales unter der bis zu etwa 5 m Mächtigkeit mit Kiessand und Geröllen bedeckten eigentlichen Muldentalsohle bis zu Anfang der rechten Hangseite. Schroffe Felsen wechseln mit von lehmigen Gehängeschutt begrabenen Ge-

steinspartien. Am rechten Hang des Muldentales sind die Aufschlüsse des Gabbros weniger deutlich. Hier breitet sich der jüngere Quarzporphyr als ein breites Ganggestein aus und bedeckt den Gabbro in wechselnder Stärke. An den Berührungsflächen ist der Gabbro unter der ungeheuren Hitzewirkung bei der Erstarrung des Quarzporphyrs in ein buntes hornfelsartiges Gestein großer Härte und Festigkeit umgewandelt worden. (Vgl. geol. Karte Abb. 1 und 2.) Alle drei Gesteine bilden in ungestörter Lagerung einen ausgezeichneten Baugrund.

hören, der zuerst abgebaut wurde und vor etwa 300 Jahren seine Blütezeit erlebte. Die letzten Abbaue sind etwa 100 Jahre alt, wie die Grube „Fröhlicher Sonnenaufgang“. Von dieser ein-

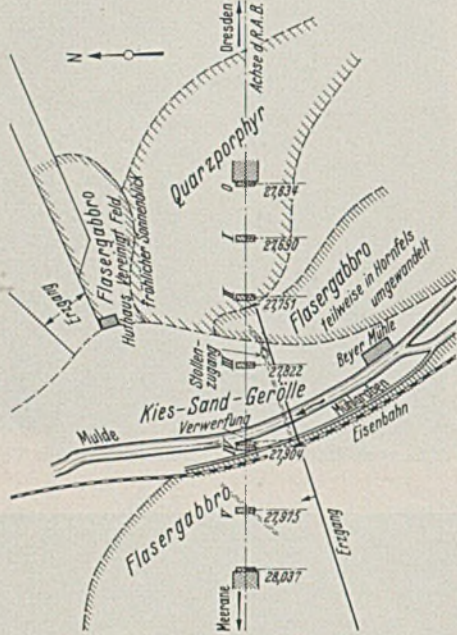


Abb. 1. Geologische Übersichtskarte der Umgebung der Muldenbrücke.

b) Als weiteres Merkmal sind die Lagerungsverhältnisse der Gesteine und deren Strukturentwicklung an der Muldenbrücke für die Güte des Baugrundes von Bedeutung. Der Gabbro ist als Tiefengestein durch intensive gebirgsbildende Kräfte gepreßt und zertrümmert worden und hat dabei die eigenartige Flaserung des Gefüges erhalten. Der Gesteinsverband ist durch unzählige Risse und Klüfte aufgelockert und mosaikartig aufgelöst. Bei diesem, einem Zerreißprozeß gleichenden Vorgang bildeten sich im Gestein weitklaffende Spalten von mehreren Metern Breite, auf denen vor der Erstarrung des Quarzporphyrs reiche Silbererze aus heißen Lösungen abgesetzt wurden. Die feineren Risse sind vielfach mit lettigem Gesteinsgruß ausgefüllt und auch wasserführend. Auf derartigen Zerrüttungszonen ist der Quarzporphyr emporgedrungen. Er ist ebenfalls stark zerklüftet, doch ist diese Erscheinung auf die bei der Abkühlung des Gesteines erfolgte Spannungsauslösung zurückzuführen. In diesen Klüften zirkuliert das Grundwasser und hat weitgehend den Felsen verwittert, so daß er unregelmäßig und bis in größere Tiefen einen grusig-faulen Charakter erhalten hat. Der felsige Baugrund hat schon durch diese Erscheinungen an Güte und Festigkeit eingebüßt.

c) Die Erzgänge bilden das dritte und wichtigste, die Güte des Baugrundes beherrschende Merkmal. Diese Erzgänge gehören als nordwestliche Ausläufer zu dem berühmten Erzganggebiet von Freiberg in Sachsen, das jetzt wieder einer neuen Blüte entgegengeht. Auf der geologischen Karte finden sich die Erzgänge der sog. „Edlen Quarzformation“ (Abb. 1) als feine Linien eingetragen. Sie setzen ausschließlich im Gabbro auf, das bedeutet, daß sie älter als der Quarzporphyr sind und in diesem Gestein fehlen. Ihr Reichtum — sie sind inzwischen abgebaut — beruhte auf dem Gehalt edler, hochprozentiger Silbererze in überwiegend quarziger Gangart. Die Erzgangverhältnisse sind nicht in allen Einzelheiten bekannt. Weder die geologische Karte (Abb. 1) noch der Grubenriß (Abb. 3) von den Gangverhältnissen in der Nähe der Muldenbrücke geben erschöpfende Auskunft über Lage und Verlauf in früherer Zeit abgebauter Erzgänge. Dies liegt daran, daß die Erzgänge von Siebenlehn zu dem Teil des Freiburger Erzreviers ge-

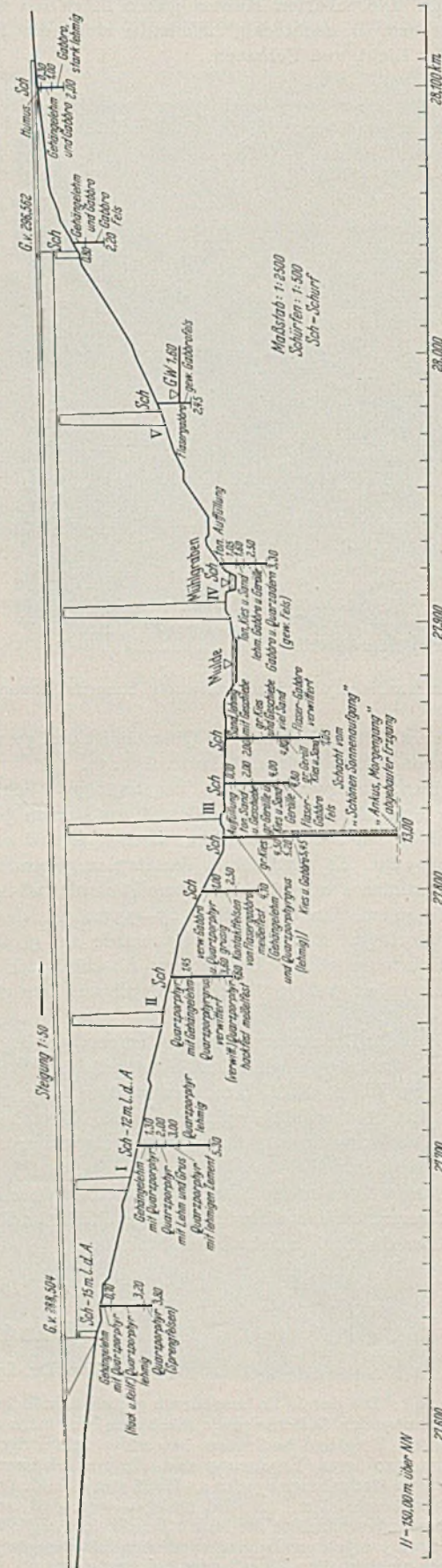


Abb. 2. Geologisches Längsprofil im Bereich der Muldenbrücke bei Siebenlehn.

stigen Glanzzeit bergmännischen Schaffens legt das alte Huthaus an der Muldenbrücke, heute Gasthaus, Zeugnis ab. Aus dieser Zeit gibt es aber sehr wenig Grubenrisse oder überhaupt zuverlässige Aufzeichnungen über die abgebauten Erzgänge. Erst um die Mitte

des vorigen Jahrhunderts wurde durch Berggesetz Anfertigung von Grubenrißniss vorgeschrieben. Es ist daher erklärlich, daß bei diesen spärlichen rißkundigen Unterlagen oder Chroniken ein Urteil über die Ausdehnung ehemaliger Erzstrecken außerordentlich schwer, wenn nicht sogar unmöglich ist; denn man kann sich als Laie keinen Begriff davon machen, mit welcher Gründlichkeit die alten Bergleute das erzführende Gestein durchforscht haben. Gerade dort, wo offenkundlich die Überlegung zu dem zwangsläufigen Schluß führen muß, daß Grundwasserverhältnisse, Tiefe und bescheidene technische Hilfsmittel der damaligen Zeit einen Abbau der Erzgänge unmöglich gemacht haben müssen, ist das Erz abgebaut, wie später dargestellt werden soll. Bemerkenswert für die Beurteilung der Tiefenerstreckung der abgebauten Erzgänge war eine gutachtliche Äußerung des Oberbergamtes Freiberg

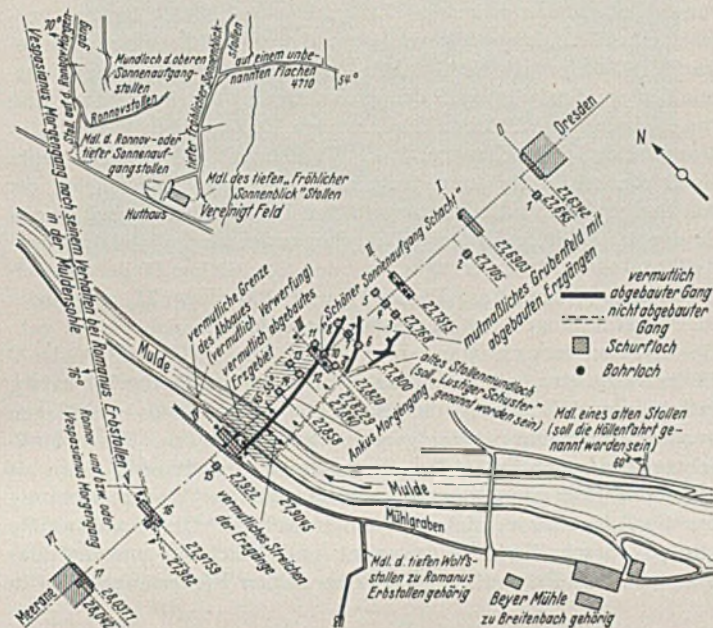


Abb. 3. Lageplan der Pfeiler, Schürfen und Bohrungen für die Muldenbrücke bei Siebenlehn unter Berücksichtigung der Erzgangverhältnisse (nach dem Grubenwissen des Oberbergamtes Freiberg/Sa.).

aus dem Jahre 1860 an einen Bankier Mayer in Amsterdam, wonach sich der Bergbau nur bis zur Sohle des Muldentales erstreckt haben soll.

Von dem früheren Abbau war nur der Grubenriß (Abb. 3), der vom Sächsischen Oberbergamt zur Verfügung gestellt wurde, vorhanden. An der Oberfläche wies der verbrochene Stolleneingang des sog. „Lustigen Schustergesellenstollens“ auf früheren Erzbergbau hin. Pingen in der Nachbarschaft der geplanten Baustelle bestärkten den Eindruck eines alten Erzbergbaugesbietes. Unter Pingen versteht man in bergbaulicher Beziehung Erdfalltrichter, die sich durch Nachgeben der überliegenden Gesteine infolge unterirdischen Abbaues an der Oberfläche bilden. Allerdings wiesen die Pingen an der Muldenbrücke nicht so sehr auf diese Erdfalltrichter hin, vielmehr dürften sie bei der bemerkenswerten Ausbildung von ringwallartigen Vertiefungen als Puddelöcher zu deuten sein, die die alten Bergleute dort anlegten, wo ein Erzgang übertage austrich und wo deshalb das Erz sich im Tagebau gewinnen ließ. Dagegen waren keine Halden zu beobachten, die als stärkster Beweis eines umfangreichen Tiefbaues zu gelten haben. War so durch den früheren Erzbergbau mit der Möglichkeit eines sehr gefährdeten Baugrundes zu rechnen, so war der Quarzporphyrgang ein weiterer Hinweis eines tektonisch gestörten, ungleichartigen Baugrundes, denn er konnte nur auf einer tiefen Rißzone im zerklüfteten Gabbro den Weg zur Oberfläche gefunden haben. Wenn auch der Quarzporphyr erzgangfrei war, so konnte er als dünne Decke über dem Gabbro liegen und somit einen guten Baugrund vortäuschen. Auf Grund dieser oberflächlichen Feststellungen mußte der Baugrund als nicht gerade einwandfrei gelten, insbesondere für eine Brücke von derartigen Ausmaßen (Abb. 2).

3. Die Baugrunduntersuchung.

Unter diesen Auspizien wurden im September und Oktober 1934 die Untersuchungen des Baugrundes für die an dieser Stelle feststehende Muldenbrücke in Angriff genommen. Die verwickelten oben skizzierten Baugrund- und bergbaulichen Verhältnisse ließen in erster Linie die Anlage von Schürfen, wenn auch beträchtlicher Tiefe, ratsam erscheinen, da Bohrungen, gewissermaßen als feine Nadelstiche im uneinheitlichen Baugrund, bei der außerordentlichen Klüftigkeit keinen eindeutigen Befund versprochen und obendrein — wie sich später herausstellte, das klüftige Gestein beim Bohren vollständig in Gesteinsgrus zermahlen wurde. Es wurden daher Schürfen dort ausgehoben, wo mit großer Wahrscheinlichkeit mit Pfeiler- bzw. Widerlagergründung für das zunächst in seiner endgültigen Bauweise, ob Bogenbrücke oder Trägerbrücke, noch nicht festliegende Bauwerk gerechnet werden konnte. Jedoch sollten diese Schürfen bereits erschöpfend Aufschluß über die Beschaffenheit des Baugrundes geben, damit unabhängig von der erst später zutreffenden Entscheidung über die Wahl des Brückensystems für beide Fälle zuverlässige Unterlagen für eine zweckmäßige und sichere Gründung vorlagen. Wie sich bei dem Aushub der Schürfen herausstellte, war die Anlage und Wahl der Schürfuntersuchungen bei dem überraschend schroffen Wechsel der Gesteinsbeschaffenheit nur ein Vorzug und ermöglichte weitgehende Schlüsse über die spezielle Beurteilung des Baugrundes.

4. Die Ergebnisse der Schürfungen.

Widerlager I und Pfeiler I einer etwaigen Trägerbrücke kamen auf jeden Fall in Quarzporphyr zu liegen. Die Schürfen 1 und 2 ergaben in geringer Tiefe verhältnismäßig frischen, wenn auch stark klüftigen, immerhin doch meißel-sprengfesten Quarzporphyr (Abb. 2). Für die beiden nächsten Pfeiler bzw. das eine Widerlager einer Bogenbrücke wurden drei Reihen von Schürfen im dichten Abstand angelegt (Abb. 2 u. 3). Für Pfeiler II kam in erster Linie der Befund der ersten Schurfreihe, für ein Bogenwiderlager die zweite Reihe und für Pfeiler III schließlich die dritte Schurfreihe in Frage.

Pfeiler II. Ein ähnliches Ergebnis des Baugrundes wie an Pfeiler I wurde für diesen Pfeiler festgestellt. Der in wechselnder Tiefe verwitterte, mit lehmigem Gesteinsgrus verkittete und stark klüftige Quarzporphyr wurde in etwa 5 m Tiefe fester, frischer und konnte in den Schürfen durchaus als meißelfest angesprochen werden. Immerhin wurde wegen der Nähe des Gabbros, worauf benachbarte Pingen und der verbrochene Stollenzugang (Abb. 3) hinwiesen, mit der Möglichkeit von abgebauten Erzgängen, also Hohlräumen, in größerer Tiefe gerechnet.

Die Nähe des verbrochenen Stollens (Abb. 3), die Nachbarschaft von Pingen sowie einer Pinge selbst im Baustellenbereich waren der Anlaß, für das Widerlager einer Bogenbrücke drei Schürfen, und zwar in der damals feststehenden Achse und je 12 m rechts und links davon anzulegen, die in der Tat einen sehr unterschiedlichen und verdächtigen Aufschluß gaben. Schurf 6 stieß auf einen von losem Quarzporphyrgrus erfüllten, etwa 1 m breiten ehemaligen Erzgang inmitten sehr festen Hornsteins, in dem er sich haarscharf abhob. Dieser ehemalige Erzgang wurde im Schurf verfolgt und endete in 10 m Tiefe auf einen etwa 1,2 m breiten und 70 cm hohen, verbrochenen, abgebauten Erzgang, der nicht befahrbar war. Damit war der Beweis erbracht, daß bereits im Grenzgebiet von Gabbro und Quarzporphyr mit einem bergbaulich gefährdetem Baugrund mit Sicherheit zu rechnen war. Schurf 4 erreichte eine Tiefe von nur reichlich 4 m. Er wurde nicht weiter vertieft, da er in dem hornsteinartigen Kontaktfels des Gabbros ein weiteres Schürfen nur unter Anwendung von Sprengmitteln möglich war. Dagegen wurden im Schurf 8 ähnliche Verhältnisse wie im Schurf 6 festgestellt. Die Ostseite des Schurfes verlief in müllartigem, rotbraunem Grus eines von Quarzporphyr verdrängten Erzganges, die übrigen Schurfwände wurden von Hornstein gebildet. Mit Rücksicht auf den Gang wurde der Schurf ebenfalls 10 m tief bis auf Grundwasser angelegt, ohne daß hier ein Hohlraum nachgewiesen werden konnte. Der Baugrund war,

abgesehen von wahrscheinlichen und noch größeren Hohlräumen abgebauter Erzgänge im Untergrund, auch deshalb besonders bedenklich, als feste Gesteine mit müllartigem Grus wechselten und daher selbst bei Fehlen anderer Hohlräume unterschiedliche, gefährliche Setzungen innerhalb des Pfeilers ausgelöst werden konnten.

Pfeiler III. Die Tatsache, daß die Muldenbrücke inmitten eines früheren Erzbergwerkes zu liegen kam, wurde durch die Ergebnisse der Schürfen für den Pfeiler III weiter erhärtet. Während Schurf 9 und 11 in 5—6 m Tiefe unter lehmigem Kiessand, Mulden-schotter und groben Geröllen zunächst faulen, klüftigen Gabbro antrafen und in 6—7 m Tiefe den frischen grünen Gabbro erreichten, stieß Schurf 7 in etwa 4,5 m Tiefe an seiner nördlichen Seite auf einen mit Holz verschalteten Schacht, der mit Kiessand ausgefüllt war, während der Schurf sonst aus klüftigem Gabbro gebildet wurde. Trotz des starken Grundwasserandranges konnte der Schacht bis auf etwa 5,5 m Tiefe verfolgt werden. Dann mußten die Arbeiten infolge zu starker Grundwasserführung eingestellt werden, da zwei große Handpumpen den Wasserandrang nicht bewältigen konnten. Mit diesem Schacht war der lückenlose Beweis früheren Bergbaues im Gründungsbereich Muldenbrücke erbracht, worüber sich Akten und Grubenrisse in bemerkenswerter Weise ausschwiegen.

Dies war eine sehr unangenehme Feststellung, da die Lage der Kraftfahrbahn und damit der Brücke nicht geändert werden konnte, aber umständliche und teure Gründungen bedingen konnte. Immerhin führte die Tatsache des außerordentlich starken Grundwasserandranges zu der nicht unberechtigten Schlußfolgerung, daß die alten Bergleute wohl kaum in größere Tiefe vorgedrungen sein konnten, da sie ja nicht über genügend technische Hilfsmittel der Wasserhaltung verfügten, für Wasserschöpfräder das Aufschlagwasser fehlte und auch das oben angeführte Gutachten des Oberbergamtes Freiberg sich in diesem Sinne aussprach.

Für Pfeiler IV, der allerdings zunächst zwischen Mühlgraben und Kleinbahn geplant war, wurde bereits in 3 m Tiefe fester Gabbrofelsen festgestellt. Noch günstiger waren die Verhältnisse für Pfeiler V und Widerlager II am linken Talhang. Hier steht der Fels teilweise zutage an oder liegt unter wechselnde lehmiger Gehängeschuttschicht von etwa 2—4 m Stärke begraben. Trotz des günstigen Befundes wurde auch hier mit der Anwesenheit abgebauter Gänge gerechnet. „Möglicherweise sind auch im Gabbro auf der linken Hangseite verlassene Grubenbaue vorhanden, da auf der geologischen Karte (Abb. 1) Erzgänge angegeben sind.“

An Hand dieser Feststellungen wurde im Lageplan der Schürfen ein Gebiet angegeben (Abb. 3), das bergbaulich als besonders gefährdet erschien und sich in der Tat auch als solches herausgestellt hat. In diesem Teil waren auf engem Raum durch Schürfen mindestens zwei Erzgänge nachgewiesen, außerdem ein Schacht. Pingen und ein verschüttetes Stollenmundloch an der Oberfläche gaben weitere Hinweise für früheren Bergbau. Allerdings konnte wegen des aktenmäßig nicht belegten Alters, das aber mindesten 100 Jahre betragen mußte, damit gerechnet werden, daß die Grubenbaue sich nicht unter den Spiegel der Mulde erstreckten, abgesehen von etwaigen Schürfschächten, wofür der Schacht im Schurf 10 angesprochen wurde. Im Quarzporphyr selbst bestand keine Gefahr für etwaige Pfeilergründungen, vorausgesetzt, daß der Quarzporphyr nicht als dünne Decke über dem von früheren Erzbergbau betroffenen Gabbro lag.

Im Gabbro- und Hornsteinuntergrund der Pfeiler II und III bzw. eines Widerlagers mußten die Ausschachtungen völlige Klarheit über etwaige Hohlräume abgebauter Erzgänge bringen, zumal diese Gründungsstellen noch nicht bekannt waren und sich auch gegenüber der ursprünglichen Planung etwas verschoben haben (Abb. 3). Zur Sicherung gegen Grundwasserandrang wurde auf genügenden Schutz der Baugruben bei der Wasserhaltung hingewiesen. Im übrigen bestand keine Einsturzgefahr für die Baugruben, etwa begründet durch schlechte Lagerungsverhältnisse anstehender Gesteine.

5. Ergebnisse der Ausschachtungen.

Die Ausschachtungen der Baugrube für die Muldenbrücke, die als Trägerbrücke ausgeführt wurde, bestätigten im großen und ganzen die Voraussagen der unterschiedlichen Verwitterung für das Widerlager I sowie Pfeiler I und II. Wegen der starken Durchklüftung des Quarzporphyrs und der am Pfeiler II durch reiche Grundwasserführung bedingten stärkeren Verwitterung des Quarzporphyrs wurde tiefer gegründet, aber der Baugrund konnte für die drei ersten Baustellen als gesichert gelten. Am Pfeiler II konnte sich allerdings der Einfluß früheren Bergbaues geltend machen. Im Flasergabbro wurde Pfeiler IV und Widerlager II zunächst in Angriff genommen. Wesentliche neue, die Güte des Baugrundes beeinträchtigende Anhaltspunkte wurden dabei nicht gefunden. Die Baugrube für Pfeiler IV konnte ohne Verwendung von Spundwänden zwischen Mühlgraben und Mulde bis zur vorgesehenen Gründungstiefe von etwa 6 m unter Gelände, also beträchtlich tiefer als Mühlgraben- und Muldenwasserspiegel angehoben werden, ohne daß durch den an sich stark klüftigen und von tonig-lettingen Streifen durchsetzten Flasergabbro Wasser eindrang. Der felsige Baugrund der Fundamentsohle machte trotz dieser starken Rißbildung, trotz des Durchschneidens vieler, oft von tonigen Bestandteilen ausgefüllten Rissen einen zuverlässigen Eindruck. Weitere Untersuchungen wurden deshalb nicht an- gestellt und es wurde unverzüglich mit den eigentlichen Pfeilerarbeiten begonnen. Während am Pfeiler IV und Widerlager II, an dem es zu Beanstandungen des Baugrundes ebenfalls keinen Grund gab, die Arbeiten fortschritten, wurden am Pfeiler III und Pfeiler V die Arbeiten etwa später begonnen. Das lag am Pfeiler III daran, daß hier zur Sicherung der Baugrube Spundwände geschlagen wurden, die später wieder gezogen werden sollten. Diese Maßnahme erwies sich im Verlauf der späteren Gründungsarbeiten als außerordentlich günstig, wenn auch dabei auf die Wiedergewinnung der Spundwände verzichtet werden mußte. Die Spundwände wurden vorschriftsmäßig gerammt und brachten zunächst das überraschende Ergebnis, daß an den beiden Pfeilerlängsseiten in

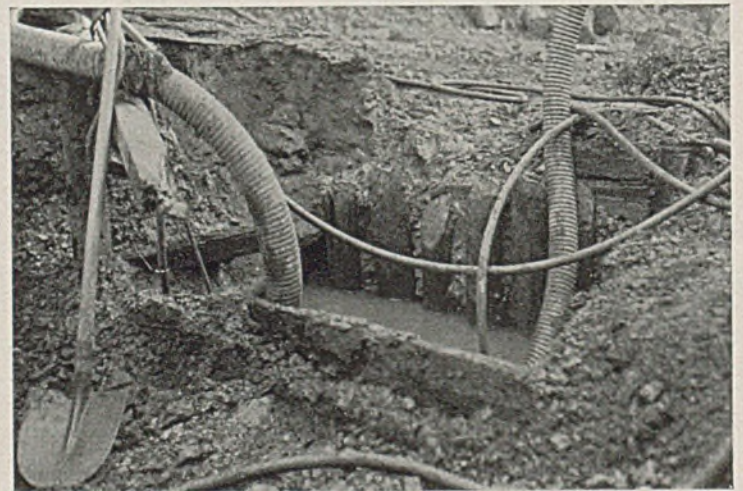


Abb. 4. Oberes Ende des freigelegten Schachtes in Baugrube des Pfeilers III (mindestens 100 Jahre alt!).

etwa je 1 m Breite gegeneinander versetzt die 8 m langen Spundwände ohne nennenswerten Widerstand in den Untergrund gerammt werden konnten, während die übrigen Bohlen bereits in etwa 6 m Tiefe festen Felsen erreichten. Fast gleichzeitig wurde der schon beim Schürfen gefundene Schacht freigelegt. Beide Tatsachen ließen zunächst die Vermutung aufkommen, daß die abgegangenen Spundbohlen einen Erzgang erreicht hatten. Jedenfalls war sicher erwiesen, daß mit einer gleichmäßigen felsigen Beschaffenheit des Baugrundes an diesem über 60 m hohen Pfeiler nicht gerechnet werden konnte. Um die Verhältnisse einwandfrei zu klären, wurde neben der vorgeschriebenen Baugrubenausschachtung der Schacht in größerer Tiefe verfolgt (Abb. 4—6). Dabei

wurde in 13 m Tiefe unter Gelände sein Ende erreicht und gleichzeitig festgestellt, daß dieser Schacht den Zugang zu einem etwa 1—2 m mächtigen abgebauten und teilweise verbrochenen Erzgang bildete, der schräg durch den ganzen Pfeiler strich und zunächst mit etwa 45°, später mit 55° in nordwestlicher Richtung einfiel. Der über 60 m hohe Pfeiler wurde somit über einem alten

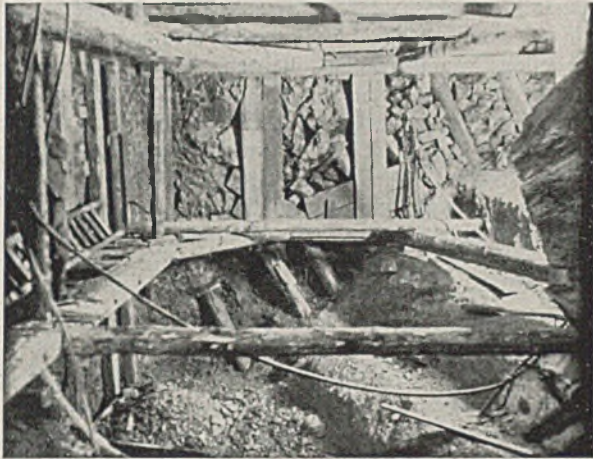


Abb. 5. Baugrube Pfeiler III. Blick auf Ostseite mit abgebautem 1 m mächtigen Erzgang.

Erzbergwerk errichtet. Der Erzgang strich in einer tonigen Schicht bis zur Talauffüllung aus. Damit war auch das Rätsel der unterschiedlichen Eindringungstiefe der Spundwandbohlen gelöst, die im Bereich des abgebauten Ganges natürlich erst in größerer Tiefe auf festen Felsen stoßen konnten. Bergeversatz, alte Hölzer zum Abfangen des Hangenden sowie zu Bruch gegangen Hangendes machte die Befahrung des Ganges unmöglich, ganz abgesehen davon, daß er völlig unter Wasser stand. Ein Modell des Erzganges

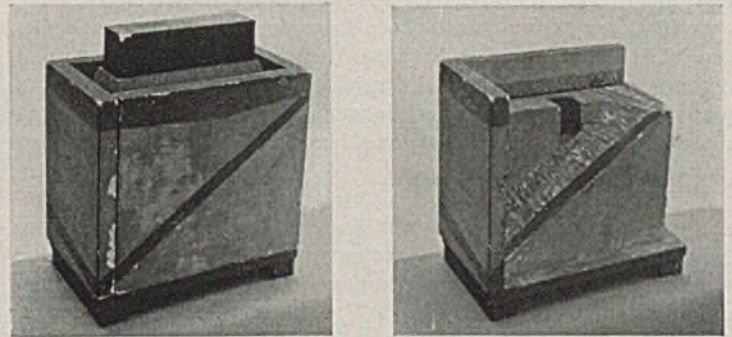


Abb. 6. Baugrube Pfeiler III. Blick in den abgebauten unter 45° einfallenden Erzgang.

und Schachtes brachte die bergbaulichen Verhältnisse in plastischer Weise zum Ausdruck (Abb. 7 u. 8). Bemerkenswert ist, daß der Gang zum Teil wieder mit Gesteinen, sog. Bergen, ausgefüllt (versetzt) war. Dies erklärt sich daraus, daß die alten Bergleute taubes, nicht erhaltiges Gestein zum Verfüllen der beim Abbau freigelegten Hohlräume verwendeten und gegen Abrutschen Holzstempel schlugen, um sich mühseliges Fördern an die Oberfläche zu sparen, weshalb wohl auch keine Halden übertage vorhanden sind.

Am Pfeiler V, wo inzwischen ebenfalls mit Ausschachten der Baugrube begonnen wurde, wurde der Eiserne Hut eines Erzganges angetroffen, der in etwa 1 m Breite schräg durch die Baugrube mit steilem Einfallen nach Nordwesten strich und in der geologischen

Karte und im Grubenriß fehlte. Der Eiserne Hut stellt die unter dem Einfluß der Atmosphären stehende braunschwarze Verwitterungszone eines Erzganges dar. Leichtlösliche Erze sind ausgelaugt, die unlöslichen Eisen- und Manganhydroxyde bleiben zurück, zersetzen das Gestein unter Schwefelsäurebildung und machen den Baugrund mürbe, müssen also restlos entfernt werden.



Modell vom Verlauf des Erzganges und Lage des Schachtes in der Baugrube des Pfeilers IV.

Abb. 7. Schacht verdeckt.

Abb. 8. Schacht und Gang freigelegt.

Diese Ergebnisse beim Aushub der Baugruben ließen berechtigte Zweifel darüber aufkommen, ob an den übrigen zum Teil schon im Bau befindlichen Pfeilern der Baugrund tatsächlich ungefährdet war oder ob noch unbekannte abgebaute Erzgänge vorhanden waren, zumal an verschiedenen Stellen ohne sichtbare Verbindung Erzgänge auf engem Raum festgestellt wurden. Größe, Mächtigkeit und Einfallen des abgebauten Erzganges am Pfeiler III ließen mit Recht vermuten, daß der Gang eine größere Erstreckung besaß und deshalb, wenn auch in größerer Tiefe, unter dem bereits im Bau befindlichen Pfeiler IV aufsetzen konnte.

6. Die weiteren Untersuchungen und Sicherungsmaßnahmen.

Größe des Bauobjektes und fortgeschrittene Gründungsarbeiten zwangen zu unverzüglichen weiteren Untersuchungen mit dem Ziel, zunächst völlige Klarheit über die tatsächlichen Baugrundverhältnisse zu bekommen, andererseits mußten sofort alle dafür erforderlichen Sicherungsmaßnahmen getroffen werden, schlossen aber die Verlegung des Bauwerkes selbst aus, während die Bauarbeiten bei der befristeten Bauzeit keinen Aufschub duldeten. Für die weiteren Untersuchungsarbeiten gab es folgende Möglichkeiten.

a) Abtasten des Untergrundes mit Hilfe geophysikalischer Meßverfahren, die Ungleichmäßigkeiten im Untergrunde an dem verschiedenen elektrischen Leitvermögen, mit Schweremessungen, aber auch am wechselnden Verlauf aufgezwungener Wellen oder Erschütterungen festzustellen versuchen. Von diesen verschiedenen Methoden (gravimetrischen, seismischen, elektrischen, magnetischen und dynamischen Messungen), die für derartige Untergrundverhältnisse in Verbindung mit einem bestimmten Bauvorhaben noch niemals angewendet wurden, kam nach eingehender Beratung mit den maßgebenden Fachleuten als am meisten erfolgversprechend das sog. dynamische Verfahren der Seismos in Frage. Bei diesem Verfahren werden dem Boden im bestimmten Rhythmus Erschütterungswellen, d. h. mechanische Schwingungen verschiedenster Frequenzen aufgezwungen, deren Verlauf und Phasengeschwindigkeit mittels elektromechanischer Seismographen gemessen wird. Unterschiede im Baugrund machen sich an der unterschiedlichen (gebrochenen) Phasengeschwindigkeitskurve sowie an der Änderung der Amplitude und Wellenlänge bemerkbar und treten an Gesteins- und Schichtengrenzen verschiedener Leitfähigkeit auf. Sie gestatten im gewissen Umfang Rückschlüsse über die Untergrundbeschaffenheit. An Hohlräumen erleiden diese Wellen ebenfalls Veränderungen der Geschwindigkeit und des Amplitudenausschlages. Theoretisch ist somit die Möglichkeit gegeben, sich in verhältnismäßig kurzer Frist ein Bild über die Bau-

grundbeschaffenheit, insbesondere darüber zu verschaffen, ob mit homogenem Baugrund, mit Hohlräumen oder wechselnden Schichten zu rechnen ist oder nicht.

b) **Kernbohrungen.** Ein weiteres altes, im Bergbau vor allem am weitesten eingeführtes Mittel, sind die Kernbohrungen. Diese ermöglichen es, den Baugrund genau zu sondieren, erfordern aber einen verhältnismäßig großen Zeitaufwand, abgesehen von den hohen Kosten und der infolge der nadelstichartigen Wirkung erforderlichen besonderen dichten Lage der Kernbohrungen. Gerade die schmale und beschränkte Ausdehnung der Erzgänge und deren wechselnder Verlauf in Streich- und Fallrichtung bedingten eine große Anzahl von Kernbohrungen. Unter Umständen konnten diese zeitraubenden Arbeiten vorübergehend zum Stillstand der Bauarbeiten führen.

c) **Setzungsbeobachtungen.** Diese Beobachtungen zeichnen das Verhalten des Baugrundes unter zunehmender Belastung auf. Sie können allerdings nur während des Baues eine Gefahr an dem zeitlichen Verlauf und dem Betrag der Setzung ankünden und deshalb vor einer Fortsetzung des Baues warnen. Sie sind in der modernen Baugrundforschung dort unerlässlich, wo die Ungewißheit etwaiger erheblicher Setzungen den Baufortgang irgendwie beeinflussen kann. Sie sind aber auch wichtig, um sich ein genaues Bild darüber zu verschaffen, in welchem Umfang überhaupt ein bestimmter Boden unter bestimmter Last sich zusammendrücken läßt.

d) Als **Sicherungsmaßnahmen** kamen in Frage, dort, wo der Pfeileraufbau noch nicht begonnen hatte, Aushub der über den Hohlräumen befindlichen Gesteinsschicht, des sog. Hangenden, oder Ausfüllen der Hohlräume mit Beton. Dort, wo der Bau schon fortgeschritten war, war es dagegen nur möglich, durch Auspressen und damit nachträglicher Verfestigung des Gesteinsuntergrundes mit Beton oder Zement Hohlräume zu verschließen.

7. Einzelheiten der Untersuchungen.

Die geophysikalischen Untersuchungen führten nicht zu dem gewünschten Ziele. Um überhaupt dies Untersuchungsverfahren auf seine Eignung zu prüfen, wurde an einem bekannten Objekt, einem Wasserstollen bestimmter Tiefenlage und bekannter Richtung, ein Vorversuch angestellt, der über den weiteren Arbeitsfortgang entscheiden sollte. Der Wasserstollen verlief in etwa 5 m Tiefe und war deshalb ein durchaus brauchbares Untersuchungsobjekt. Es gelang nicht, einen Einfluß des Wasserstollens im Kurvenband der Aufnahme festzustellen und so erwies es sich dabei als unmöglich, noch schwierigere Baugrundverhältnisse, verfüllte Erzgänge, Klüfte, Zerrüttungszonen und Hohlräume aller Art, die auf jeden Fall einen Einfluß auf die Festigkeit des Baugrundes für die hohen Pfeiler haben, aufzuspüren und deren Tiefe und Lage genau festzulegen.

8. Kernbohrungen.

Es blieb somit als einziges Mittel, das überhaupt in Frage kam, übrig, den Baugrund durch Kernbohrungen bestimmter Tiefe zu durchforschen und damit die Zusammenhänge des Bergbaubereiches in seinen Einzelheiten wie in Beziehung zu den Pfeilerbaustellen zu ergründen versuchen. Von den verschiedenen Bohrgeräten, die angewandt wurden, bewährten sich in dem außerordentlich klüftigen Gestein nur die Stahlschrotbohrmaschine. Hinsichtlich der Beurteilung der Bohrergebnisse ergab sich die bemerkenswerte Tatsache, daß infolge der Klüftigkeit und Sprödigkeit der Gesteine die Kerne vielfach dort zu Grus zerbohrt wurden, wo man beim späteren Ausschachten eine mehr oder weniger einheitliche und geschlossene Felswand antraf. Die unterschiedlichen Bohrergebnisse konnten ihrer Beschaffenheit nach deshalb nicht in dem Sinne ausgewertet werden, daß etwa grusige Partien im Bohrprofil ebenso grusigen Gesteinslagerungen in felsigen als kernfest angebohrten Abschnitten entsprachen. Maßgebend und entscheidend für die Beurteilung des Baugrundes nach den Bohrergebnissen war einzig und allein der Bohrfortschritt in der Zeiteinheit unter Berücksichtigung des jeweiligen Bohrdurchmessers. Nur die Bohrergebnisse, die eindeutig in ihrer Beschaffenheit als

tonige Klüfteausfüllungen, als Erzgangspuren oder gar Holz neben weitgehend zersetztem Bohrgut im Zusammenhang mit einer entsprechend kurzen Bohrzeit einen einwandfreien Nachweis unterschiedlichen Baugrundes ergaben, konnten für eine Beurteilung des Baugrundes berücksichtigt werden. Dabei mußte als unumgängliches Übel in Kauf genommen werden, daß durch das Naßbohrverfahren die am besten einer Klärung des Baugrundes dienenden feinen Bestandteile durch das Spülwasser entfernt wurden. Immerhin gelang es doch, absolut brauchbare Werte zu erhalten, die ein Urteil über den Untergrund ermöglichten. Als besonders gefährlich galt zunächst der Baugrund an den Pfeilern II, III und V, wo deshalb mit je einem Gerät zuerst gebohrt wurde. Trotzdem wurde auch am Pfeiler I gebohrt. Hier wurde nur kernfester Quarzporphyr angetroffen, weshalb auf weitere Bohrungen am östlichen Widerlager verzichtet wurde. Die Ergebnisse an Pfeiler V erbrachten den Nachweis, daß der Gang in 13—14,80 m und in 15,3—17 m Tiefe in zwei je fast 2 m mächtigen, überwiegend von Quarz und Kalkspat erfüllten Gangtrümmern mit geringen Erzspuren gegen den Hang steil einfiel. Die eigentlich zwei Gänge verkörpernde Erzgangzone war nicht abgebaut. Die Bohrung an dem anderen Ende des Pfeilers förderten schöne frische Bohrkerne zutage. Weitere Bohrungen wurden deshalb nicht angesetzt und der Baugrund als einwandfrei angesehen, was auch tatsächlich der Fall ist (Abb. 3, Bohrstellen). Im Pfeiler II wurden zwei Bohrungen von über 20 m Tiefe und drei kürzere von 4—9 m angesetzt (Abb. 3). Alle fünf führten zu dem Ergebnis, daß in diesem Bereich Quarzporphyr als fester, wenn auch klüftiger Felsen vorlag mit Einschlüssen von Hornstein und Spuren verdrängter Erzgänge.

Zu gleicher Zeit wurden im Pfeiler III drei Kernbohrungen niedergebracht, und zwar eine im Liegenden des Ganges und zwei im Hangenden (Abb. 9), um festzustellen, ob mit weiteren abgebauten Erzgängen zu rechnen war und wie weit sich der abgebaute Erzgang in die Tiefe erstreckte. Die Bohrung 1 wies in etwa 12 m Tiefe unter der Oberfläche 60 cm stark Gangart eines sehr steil einfallenden nicht abgebauten Erzganges nach. Bohrung 2 stieß in etwa 20 m Tiefe auf einen 60 cm hohen Hohlraum mit Holz, während die außerhalb des Pfeilers angesetzte Bohrung in 36 m Tiefe unter Gelände einen Gang mit Schwespat durchbohrte.

Somit war erwiesen, daß der Untergrund unter dem abgebauten Erzgang als frei von Hohlräumen zu gelten hatte und der abgebaute Erzgang sich nicht in allzu große Tiefe, jedoch unter den restlichen nördlichen Pfeilerabschnitt erstreckte. Wie bereits angedeutet, erwies sich der Erzgang als teilweise verbrochen und verfüllt, so daß von einem bergmännischen Aufgewältigen kein wesentlicher Vorteil und Zeitgewinn erwartet werden konnte, im Gegenteil das Abtragen des Hangenden wahrscheinlich eher zum Ziele führte. Dabei wurde gleichzeitig das Risiko einer aufgelockerten Zwischenschicht vermieden. Das Hangende wurde deshalb entfernt. Wie ebenfalls schon angedeutet, konnte und mußte damit gerechnet werden, daß der Gang im Pfeiler III auch unter Pfeiler IV, wenn auch in größerer Tiefe aufsetzte. Deshalb wurden auch am Pfeiler IV Kernbohrungen angesetzt, und zwar an den vier Pfeilermitten. Von diesen Bohrungen ergaben I, III und V gute Kerne (Abb. 10). II dagegen traf in 17—18,6 m (Abb. 10 u. 13) Tiefe einen Hohlraum an, während bei Bohrung IV die Schicht zwischen 15—24 m in wenig Stunden, d. h. sehr rasch durchbohrt wurde. Dies war das Zeichen dafür, den Pfeiler weiter zu untersuchen und zunächst zwischen Bohrung II und IV eine weitere Bohrung VI abzuteufen. Auch diese ergab wieder Anhaltspunkte für einen abgebauten Erzgang, denn es wurde zwischen 22—23 m tief, 60 cm hohl gebohrt. Da der Pfeiler inzwischen schon über 20 m hochgeführt war, war es im Interesse der Sicherheit notwendig, sofort wirksame Maßnahmen zur Sicherung gegen etwaige Schäden zu treffen. Es wurde zunächst versucht, an der gefährdeten Südostseite des Pfeilers einen Schacht abzuteufen, um den Baugrund bergmännisch zu unterfahren und Gewißheit über den Verlauf des Erzganges zu

erhalten. Gleichzeitig wurden Setzungsbeobachtungen an allen vier Eckpunkten angestellt, um rechtzeitig plötzliche Setzungen erkennen zu können. Weiter wurden zur Sicherung des Untergrundes rings um den Pfeiler in 2 m gegenseitigem Abstand Kernbohrungen angesetzt, die den Baugrund auf seine Beschaffenheit

genau sondieren und als Zufuhrkanäle für eine spätere Auspressung und Versteinerung des Untergrundes dienen sollen. Diese Maßnahme wurde beschleunigt durchgeführt, nachdem sich im Verfolg der Schachtanlage herausstellte, daß durch das Entweichen des Klüftewassers und der Entlastung des Baugrundes sich der Pfeiler an dieser Seite stärker, wenn auch nur um wenige Millimeter, zu setzen begann. Außerdem wurden an dieser Stelle Haarrisse an der Grenze zwischen Pfeiler und Stützmauer der Mulde beobachtet, ein untrüglicher Beweis dafür, daß der Pfeiler sich setzte. Im Pfeiler selbst dagegen wurden keine Risse wahrgenommen. Im Einvernehmen mit Prof. Kögler, der als Baugrundforscher an dieser Untersuchung mitwirkte, und dem Sächsischen Oberbergamt in Freiberg und Bergamt in Dresden wurden deshalb die Schachtarbeiten in etwa 8 m Tiefe eingestellt und der Hohlraum sofort mit Beton ausgefüllt. Vorübergehend wurden auch die

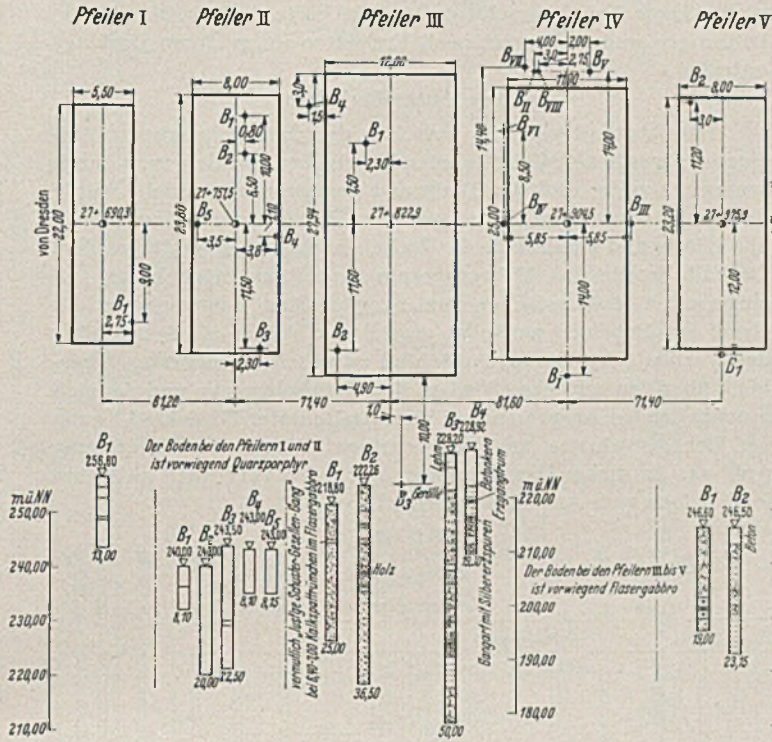


Abb. 9. Übersicht über die Lage der Bohrungen an den Pfeilern I—V der Muldenbrücken bei Siebenlehn. — Ergebnisse der Kernbohrungen am Pfeiler I—III und Pfeiler V.

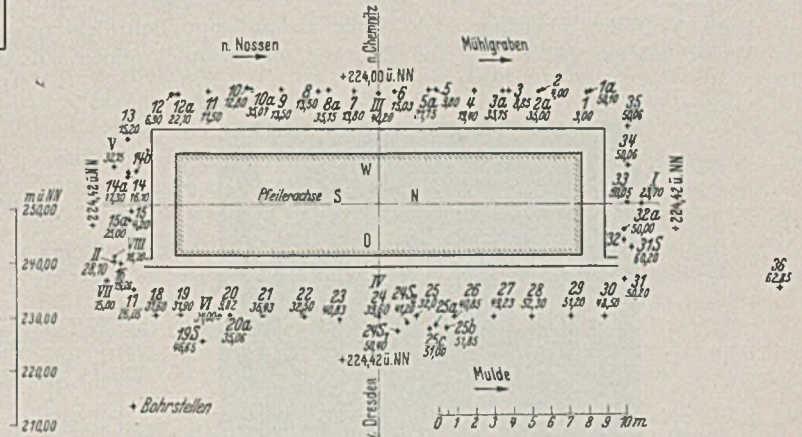


Abb. 11. Lageplan der Bohrungen am Pfeiler IV der Muldenbrücken bei Siebenlehn.

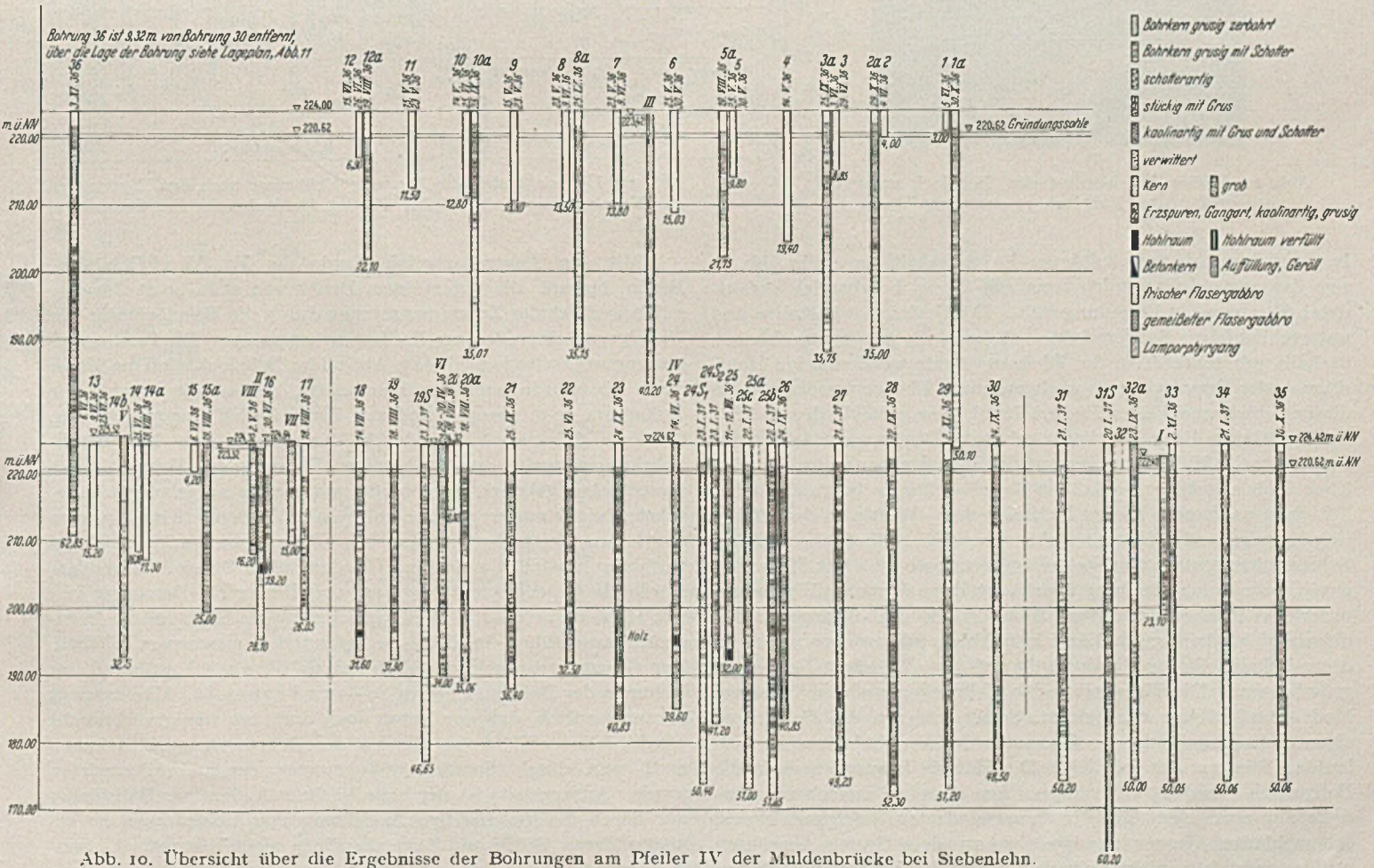


Abb. 10. Übersicht über die Ergebnisse der Bohrungen am Pfeiler IV der Muldenbrücke bei Siebenlehn.

Arbeiten am Pfeiler eingestellt. Nachdem aber sich herausstellte, daß weitere Setzungen nicht eintraten und sie im übrigen ganz langsam, täglich nur in Bruchteilen von Millimetern, und gleichmäßig sich vollzogen, wurde der Pfeiler ununterbrochen hochgeführt. Nunmehr wurden die Bohrarbeiten im verstärkten Umfange fortgesetzt und zeitweise mit sechs Bohrmaschinen gebohrt. Insgesamt wurden an diesem Pfeiler 54 Bohrungen abgeteuft. Die Bohrergebnisse selbst waren sehr wechselnd und sind in den wichtigsten, den Baugrund betreffenden Ergebnissen in Abb. 10 dargestellt, während Abb. 11 einen Gesamtüberblick über Lage der Bohrungen vermittelt.

Diese außerordentlich langwierigen Bohrungen beanspruchten fast neun Monate und boten in den einzelnen Phasen Überraschungen, die niemand voraussehen konnte. So wurden in einer Anzahl von Bohrungen Quellen angebohrt, am stärksten in Bohrung 25. Ferner wurde später beim Auspressen festgestellt, daß beim Verfüllen einzelner Bohrlöcher an anderen Bohrlöchern Wasser abfloß (Abb. 12). Die Bohrergebnisse im einzelnen zu



Abb. 12. Pfeiler IV, Nordostecke, Bohrloch 21 wird ausgepreßt. Aus Bohrloch 17 entweicht Wasser.

besprechen, würde zu weit führen. Es ist deshalb bewußt in Abb. 13 nur das angegeben worden, was mit einem bergbaulich gefährdeten Baugrund in Beziehung steht. Die Gesteinsverhältnisse und unterschiedlichen Bohrprodukte, ob kernfest, grusig usw. bleiben deshalb unbeachtet. An der Pfeilerwestseite wurden keine Hohlräume oder Erzgangspuren nachgewiesen. Ebenso wurden an den dieser Seite benachbarten Pfeilerschmalseiten nach Norden und Süden nur einwandfreie Bohrkerne erbohrt. Dagegen wurden an der Pfeilerostseite Hohlräume festgestellt. In Bohrung 23 wurde in 28 m Tiefe Holz angebohrt, so daß der Beweis früherer bergmännischer Tätigkeit an diesem Pfeiler lückenlos war. Wurde so der Pfeiler ringsherum planmäßig untersucht, so wurden schließlich noch drei Schrägbohrungen an den Stellen angesetzt, wo man mit Sicherheit damit rechnen konnte, wenn überhaupt, dann dort einen Hohlraum unter dem Pfeiler anzutreffen. Diese drei Schrägbohrungen ließen offenkundig erkennen, daß dort kein Abbau umgegangen war, sondern daß der Pfeiler durchgängig auf einwandfreiem Felsen gegründet war. Die Ergebnisse der Bohrungen wurden in einem Modell maßstäblich dargestellt. Somit schienen die Bohrungen eigentümlicherweise in der Grenzzone früheren Abbaues zu verlaufen. Wie war das möglich? Des Rätsels Lösung scheinen die Bohrungen 4 und 25 zu bringen. Aus diesen Bohrlöchern sprudelte aus etwa 25 m Tiefe in unverminderter Heftigkeit klares, schmackhaftes Wasser, das irgendwo aus dem Gestein herrühren mußte, jedenfalls nicht mit der Mulde in Verbindung stehen

konnte. Diese Quelle stand unter dem Druck von etwa 3 atü. Es ist durchaus möglich, anzunehmen, daß die Bergleute beim Anfahren dieser Quelle — einer Spaltenquelle — gezwungen wurden, den Bergbau einzustellen, ganz gleich, ob hierbei auch tatsächlich durch Verwerfung des Erzganges dessen Ende erreicht war oder nicht. Diese Annahme scheint durchaus berechtigt, da die Schrägbohrungen weder Gangart noch Erzspuren im größeren Umfange antrafen.

9. Die Auspreßarbeiten.

Der Abstand von 2 m zwischen den Kernbohrungen untereinander wurde als Mindestabstand angesehen, bei dem man damit rechnen konnte, daß der Baugrund genügend untersucht wurde und gleichzeitig beim Einpressen von Beton unter hohem Druck alle Klüfte und Hohlräume der Zwischenschicht ausgefüllt wurden. Deshalb wurde das Bohrprogramm soweit es möglich war, so eingerichtet, daß zwischen zwei ausgepreßten Bohrungen in der Regel ein Bohrloch zunächst ausfiel, um später als Sonde über den Verbleib des Betons Aufschluß zu geben. Den besten Überblick über den zeitlichen Verlauf der Kernbohrungen und der sich anschließenden Auspressungen vermittelte unter Berücksichtigung der Bohrfortschritte an den einzelnen Tagen die Darstellung Abb. 14. In dieser Darstellung ist auch der Verbrauch an Beton je Bohrloch zum Ausdruck gebracht.

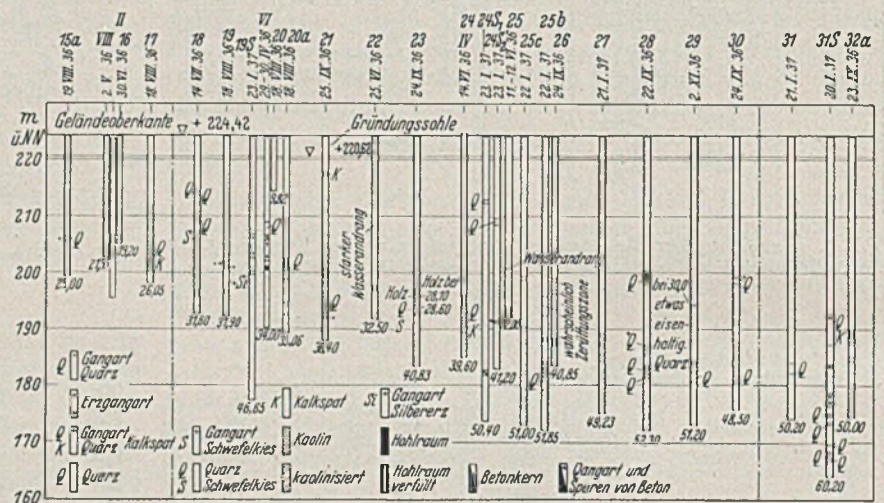


Abb. 13. Übersicht über die Erzgangverhältnisse nach den Ergebnissen der Kernbohrungen am Pfeiler IV der Muldenbrücke bei Siebenlehn.

Mit den Auspreßarbeiten wurde die Fa. Wolfsholz, Berlin, betraut, die unter einem Druck von etwa 40 at Zementmilch wechselnder Zusammensetzung durch die Bohrlöcher in den Untergrund einpreßte, um ihn fest zu versteinen. Die Zusammensetzung wechselte je nach dem Abfluß im Bohrloch, floß die Masse rasch ab, wurde noch Sand zugesetzt, andernfalls wurden die Rohre um 10 m gezogen und nur Zementmilch eingepreßt. Anfängliche Schwierigkeiten durch Verwendung von Hartmetallbohrkronen, wobei zwecks besserer Führung des Bohrgestänges abwechselnd gebohrt, ausgepreßt und wieder aufgebohrt wurde, führten nicht nur wegen der hohen Kosten, sondern auch wegen des hohen Zeitverlustes dazu, die Bohrungen im Stahlschrotverfahren herstellen zu lassen. Um den hohen Druck anzuwenden, wurde als Gegengewicht rings um den Pfeiler ein Betonring von 2 m Höhe und 0,6—1 m Breite gleichzeitig als Basis für die Bohrgeräte ausgeführt, in dem die Bohrstellen ausgespart blieben. Der Gesamtverbrauch an Beton betrug rd. 254 m³, während das Volumen der Bohrungen etwa 10—12 m³ ausmacht. Man erkennt daraus deutlich, daß der Beton auch dort, wo wenig verbraucht wurde, feinste Klüfte im Bereich der Bohrung ausgefüllt haben muß, was durch Sondierbohrungen einwandfrei erwiesen wurde. Andererseits ist der hohe Verbrauch einzelner Bohrlöcher nur durch die gleichzeitige Ausfüllung von Hohlräumen zu erklären, deren Größe und Lage allerdings nicht bekannt ist. Sondierbohrungen wie 25a und b sowie 19a sollten z. B. Auf-

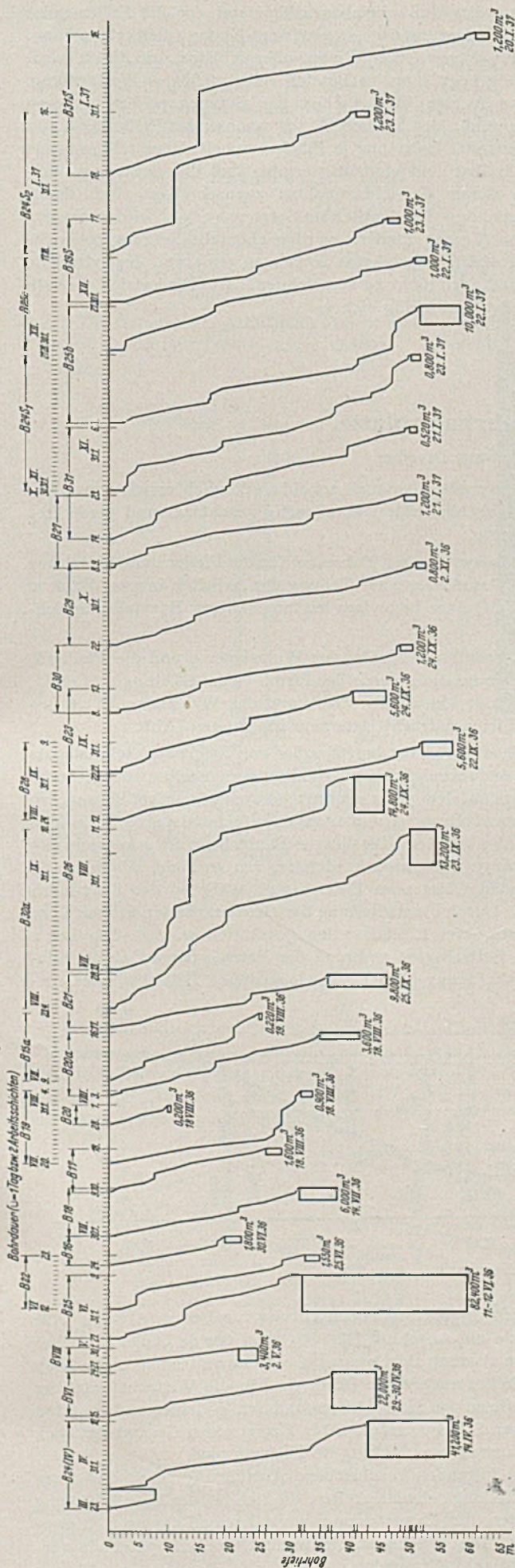


Abb. 14. Teilübersicht über die Bohrfortschritte und Ergebnisse der Auspressungen am Pfeiler IV der Muldenbrücke bei Siebenlehn.

schluß darüber bringen, jedoch erfolglos. Im übrigen brachten die späteren Bohrungen in der Nähe bereits ausgepreßter Bohrungen stets nur geringe Betonkerne zutage, die in keinem Verhältnis zu dem tatsächlichen Verbrauch standen. Es erhob sich deshalb die Frage: Hat der Beton bei diesem starken Grundwasserauftrieb abgebunden oder haben ihn tonige Bestandteile daran gehindert und wo steckt er gegebenenfalls? Diese Fragen wurden beantwortet dadurch, daß eine Bohrung in Richtung Bohrloch 31 auf 29 zu unter 75° angesetzt wurde, die den eindeutigen Beweis dafür lieferte, daß der Beton zunächst wirklich abgebunden hatte, im übrigen aber sehr wahrscheinlich nach Pfeiler III abgeflossen war, da der Pfeiler IV keine Hohlräume aufwies. Bestärkt wird diese Annahme durch den Versuch, die Quelle im Bohrloch 25 durch Druckluft zu verstopfen, wobei am Pfeiler III im ausgesparten Schacht das Wasser überlief. Der Erzgang streicht zweifellos unter der Mulde bis zum Pfeiler IV.

Diese Kernbohrung erbrachte einen schönen Betonkern von mehr als 20 cm Länge in 14 m Abstand von Pfeiler IV unter der Mulde in Richtung auf Pfeiler III. Die Schrägbohrungen unter dem Pfeiler selbst lieferten wie bereits angeführt, einwandfreien Felsen, jedoch keinen Betonkern oder Spuren von Beton.

Durch die letzten Auspressungen wurden auch die Quellen verstopft. Im einzelnen wurden bei den Auspreßarbeiten durch Austritt von Wasser eine Verbindung zwischen den Bohrungen 17, 19 und 21, sowie zwischen 25b und c, 24 S und 27, ferner zwischen 32, 36 und 28 (Vgl. Abb. 10 u. 11) festgestellt, ohne allerdings damit behaupten zu können, daß diese Erscheinung allein und ausschließlich auf früheren Erzbergbau zurückzuführen ist.

10. Setzungsbeobachtungen.

Diese Beobachtungen dienen dazu, das Verhalten eines Baugrundes unter der mit wachsender Höhe eines Bauwerkes zunehmenden Belastung zu überprüfen an der Größe und Setzung und

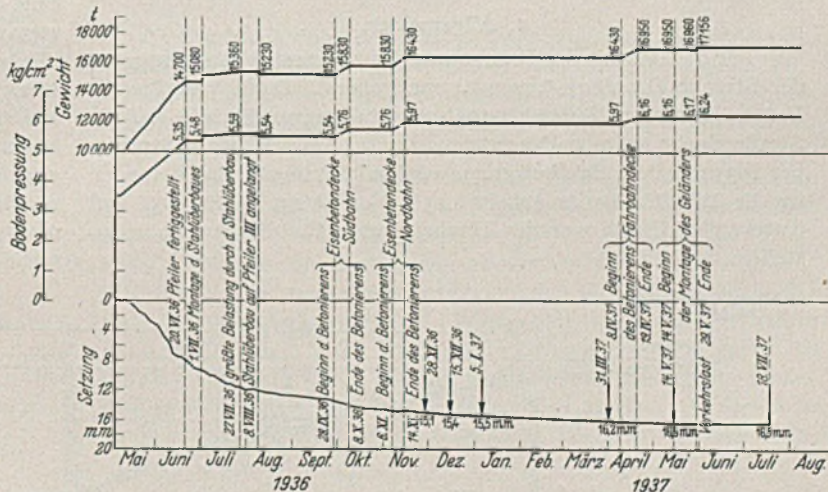


Abb. 15. Darstellung der Setzungen am Pfeiler IV der Muldenbrücke bei Siebenlehn.

an ihrer unterschiedlichen Auswirkung die Güte eines Baugrundes zu beurteilen. Da zunächst noch keine Klarheit über die Baugrundverhältnisse unter Pfeiler IV bestand, wurden im Zusammenhang mit den Bohrungen, Auspressungsarbeiten und vor allem dem Schachtabteufen an den vier Eckpunkten Setzungsbeobachtungen angestellt. Diese Messungen wurden in Anbetracht der Wichtigkeit und Zuverlässigkeit mit einem besonderen Präzisionsnivellierinstrument durch Prof. Werkmeister von der Technischen Hochschule Dresden in regelmäßigen Abständen ausgeführt.

Die Bohrergebnisse ließen zunächst erwarten, daß an der südöstlichen Pfeilerecke die Setzungen stärker als an der entgegengesetzten Nordwestseite sein müßten. Nun zeigen aber die Setzungsmessungen, von kleinen Abweichungen abgesehen, ein Setzungsbild, das als gleichförmig gelten muß, das jedenfalls in seiner Verschiedenheit nicht durch die Hohlräume beeinflußt sein

kann, sonst müßten unbedingt größere Unterschiede zu verzeichnen sein. Diese Tatsache bestärkt einmal die Ansicht, daß der Pfeiler selbst über keinen Hohlräumen gegründet ist und daß ferner die benachbarten Hohlräume keinen Einfluß auf den Setzungsverlauf und -betrag ausgeübt haben. Vielmehr beruhen die Setzungen am Pfeiler IV auf der Zusammenpressung des klüftigen Gesteinsuntergrundes, der mit Wasser durchsetzt ist. Prof. Kögler errechnete bei dem E-Wert von 1000 kg/cm² eine Setzung von 25 mm. Dieser Wert dürfte erreicht sein, zumal die Setzungen vor dem 1. Mai nicht sicher nachgewiesen worden sind, aber auf jeden Fall schon vor dieser Zeit sich auswirkten. In diesem Zusammenhang ist es interessant zu erfahren, daß die Setzungs voraussetzung für den Pfeiler III im festen Felsen mit 3 mm von Prof. Kögler geschätzt wurde. Auch dieser Betrag traf zu und entspricht einem E-Wert von 100000 kg/cm². Dies beweist

aber andererseits, daß scheinbar völlig fester, spröder Felsen unter zusätzlicher Belastung doch in gewissem Umfang sich setzen kann, zumal wenn er von feinen Rissen oder Klüften durchsetzt wird. Die Senkung liegt dann im Bereich einer meßbaren Verformung.

In der Anlage (Abb. 15) ist der Setzungsverlauf an dem Pfeilereckpunkt 1 des Pfeilers IV mit wachsender Pfeilerhöhe und mit zunehmender Belastung je Flächeneinheit dargestellt, woraus sich unmittelbar und eindeutig ergibt, daß die Setzungen ausschließlich dieser Gewichtszunahme zuzuschreiben sind, deren Wechselbeziehung sich deutlich im Setzungsverlauf widerspiegelt.

An den übrigen Pfeilern wurden ebenfalls Setzungsbeobachtungen angestellt, jedoch keine Setzungen gemessen. Irgendwelche Schäden sind auch nicht zu verzeichnen. Alle Pfeiler sind deshalb festgegründet und völlig sicher.

C. Pfeiler, Widerlager und Fahrbahnplatte.

Von Dipl.-Ing. König, Oberste Bauleitung Dresden.

Übersicht: Nach einer allgemeinen Beschreibung der Baustelleneinrichtungen für beide Lose und einer Begründung der gewählten Baetermine im Zusammenhange mit der Montage des eisernen Überbaues folgt eine eingehende Darstellung der Bauausführung. Es werden getrennt die Pfeiler und Widerlager beschrieben, die durch kurz bemessene Ausführungsfristen in Verbindung mit örtlichen Schwierigkeiten und Art der einzelnen Bauwerke die Organisation der Arbeiten bestimmten. Durch die ungünstigen Gründungsverhältnisse beim Pfeiler III wurde eine, bis zu 28 m tiefe Gründung erforderlich, deren Ausführung beschrieben wird. Dann folgt eine Beschreibung der Pfeilerüberbauten mit Klettergerüsten und der Versetzarbeiten für die Steinverkleidung. Ein Auszug aus der statischen Berechnung gibt einen Überblick über die Spannungsverhältnisse eines ca. 60 m hohen Pfeilers. Weiterhin folgt eine Beschreibung der Fahrbahnplatte einschließlich der Fugenausbildung und Entwässerung. Der Schluß zeigt eine Zusammenstellung über den gesamten Umfang der geleisteten Arbeiten.

Widerlager 0 mußte aber auch, sobald als möglich, errichtet werden, damit der anschließende Damm fertig geschüttet und verdichtet werden konnte.

Diese äußerst kurzen Bauzeiten für die Pfeiler und Widerlager waren die Veranlassung zur Teilung der Arbeiten in zwei Baulose und zur Wahl einer besonders leistungsfähigen Baustelleneinrichtung.

Los I, rechts der Mulde, das Widerlager 0 und die Pfeiler I, II und III umfassend, wurde der Firma Grün & Bilfinger, Los II, links der Mulde, die Pfeiler IV, V und das Widerlager VI umfassend, der Firma Siemens-Bauunion übertragen (Abb. 1).

Die Baustelle selbst besaß außer der Reichsbahnschmalspurlinie keine Anfuhrmöglichkeit. Die Zusammenstellung der Arbeitszüge erfolgte auf dem 5 km entfernt gelegenen Bahnhof Nossen, wo alle beladenen vollspurigen Güterwagen auf schmalspurige Rollwagen gesetzt werden mußten. Da sich die Baustelle in Brückenrichtung auf eine Länge von 500 m ausdehnte, war es nicht möglich, alle ankommenden Güter vom Betriebsgleis während der Zugpausen abzuladen. Durch die Aufteilung der Gesamtarbeiten in zwei Lose mußten auch zwei Entladestellen geschaffen werden. Für Los 2 wurde das Betriebsgleis während der Betriebspausen als Abladestelle zur Verfügung gestellt. Entlang dieses Betriebsgleises ent-

1. Allgemeines.

Für die Bauzeit der Brücke war das allgemeine Bauprogramm der Strecke Dresden—Chemnitz maßgebend. Danach mußte die Brücke bis zum 1. November 1936 soweit fertiggestellt sein, daß die Straßendecke aufgebracht werden konnte. Da erst Mitte September 1935 mit dem Bau begonnen werden konnte, standen demnach für die Ausführung der Arbeiten 13½ Monate zur Verfügung. Auf diese 13½ Monate war das Bauprogramm für die Brücke abzustellen.

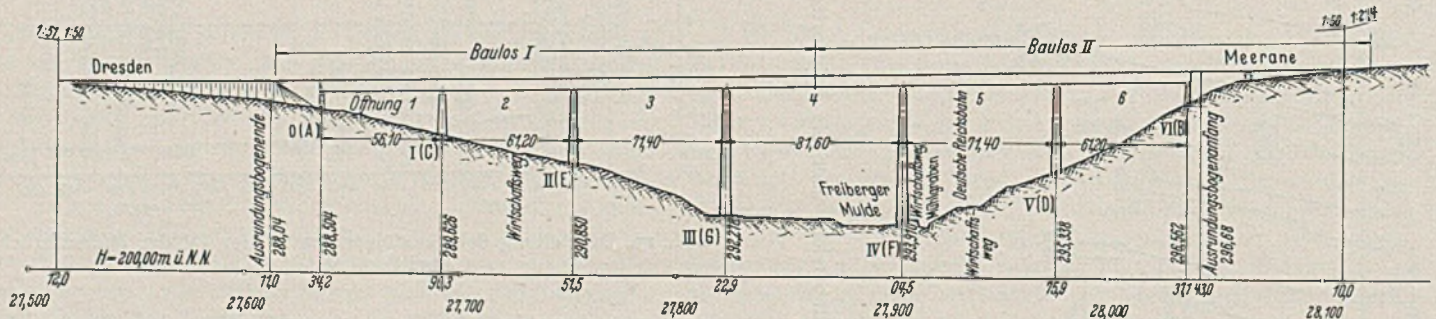


Abb. 1. Längsprofil mit Brückenübersicht.

Für die Gliederung des Baufolgeplanes war die für die Montage des Eisenüberbaues erforderliche Zeit maßgebend. Da, wie im nächstfolgenden Aufsatz näher begründet wird, nur von einer Seite aus montiert werden sollte, war der Montagebeginn auf den 15. März 1936 festzulegen. Bis zu diesem Zeitpunkt mußte das Widerlager VI, von dem aus die Montage beginnen sollte, fertiggestellt sein. Die nächsten Pfeiler mußten, der fortschreitenden Montage entsprechend, jeweils etwa acht Tage vor der Schließung der rückliegenden Öffnung vollendet sein. Das ergab für die zunächst benötigten, besonders hohen Pfeiler folgende Bauzeiten: Pfeiler V Mitte April, Pfeiler IV Mitte Juni, Pfeiler III Mitte Juli. Die anschließenden Pfeiler II und I wurden erst später gebraucht. Das

wickelte sich die Baustelleneinrichtung für Los 2 (Abb. 2). Für Los 1 wurde ein Anschlußgleis von etwa 600 m Länge mit einer 80 m langen eisernen Brücke über die Mulde und einem besonderen Entladebahnhof vorgesehen (Abb. 3). Für die Weiterbeförderung der Baustoffe zu den Hangpfeilern und den Widerlagern benutzten beide Firmen Schrägaufzüge. Abb. 4 zeigt einen Gesamtüberblick über die Baustelleneinrichtung im Februar 1936.

Die im folgenden beschriebene Ausführung zeigt, daß trotz größter Gründungsschwierigkeiten, die sich bei der Bauausführung herausstellten, das Bauprogramm wunschgemäß abgewickelt werden konnte. Die Brücke ist nur wenige Wochen später als vorgesehen, fertiggestellt worden.

2. Pfeiler.

Alle Pfeiler sind massive Stampfbetonbauwerke. Sie erhielten Steinverkleidung aus dem rötlichen Meißner Granit. Die Abmessungen der Pfeilerkronen betragen $3,00 \times 19,50$ m. Die Pfeiler haben einen allseitigen Anlauf von 1:50, so daß der höchste Pfeiler mit einer Höhe von 60,38 m untere Abmessungen von $5,40 \times 21,90$ m aufweist.

Die Höhen der einzelnen Pfeiler sind:

Pfeiler I	20,26 m,	} (Abb. 5)
Pfeiler II	33,54 m,	
Pfeiler III	57,23 m,	
Pfeiler IV	60,38 m,	
Pfeiler V	39,26 m.	

Die Gründungen sämtlicher Pfeiler sind massive Stampfbetonfundamente und stehen auf felsigem Untergrund.

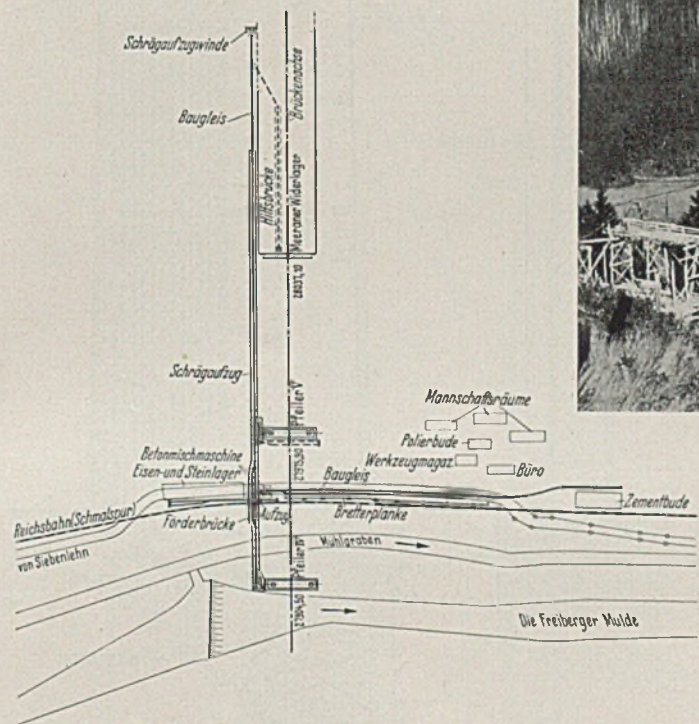


Abb. 2. Die Baustelleneinrichtung für Los 2.

Die Gründung des Pfeilers I war normal, da der Fels, wie angenommen, in geringer Tiefe von 3—4 m anstand. Bei Pfeiler II wurde die erwartete Felslage erst in der Tiefe von 10 m angetroffen, so daß hier bedeutend mehr Aushub und mehr Gründungsmassen als vorgesehen, zu verarbeiten waren.

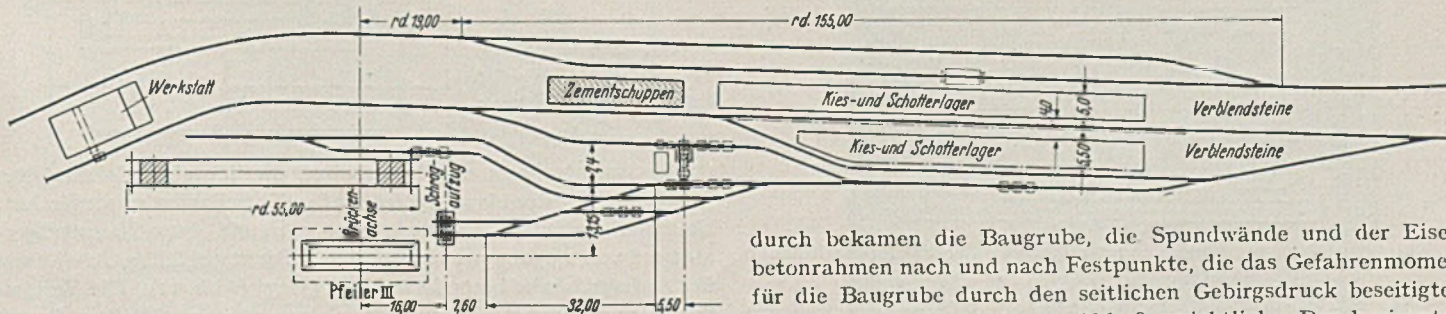


Abb. 3. Die Baustelleneinrichtung für Los 1.

Am schwierigsten gestaltete sich die Gründung des Pfeilers III (Abb. 6). Nach der Planung lag die Fundamentsohle 6,50 m unter Gelände. Für die Umschließung der Baugrube waren Spundwände, Krupp K II' angewendet worden. Es wurde hier zunächst der Fels in der angenommenen Tiefe gefunden. Dann jedoch stieß man auf

das im vorhergehenden Aufsatz ausführlich beschriebene alte verlassene Bergwerk. Es wurde zunächst versucht, den abgebauten Gang streifenweise, in Breiten von 2 m, freizulegen und mit Beton auszufüllen. Es gelang auf diese Weise unter schwierigsten Verhältnissen einen Streifen von etwa 5 m Länge und 2 m Breite auszubetonieren. Die Arbeit mußte aber bald wieder eingestellt werden. Abgesehen von der Ungewißheit des Erfolges war die Lebensgefahr für die Arbeitskameraden zu groß, die Zeitdauer der Ausführung erschien unberechenbar und die Kosten drohten ins Uferlose zu steigen. Man entschloß sich deshalb dazu, das gesamte hängende Gebirge zu entfernen, den Gang freizulegen und den Pfeiler auf das Liegende zu gründen. Hierdurch wurde jede Gefahr

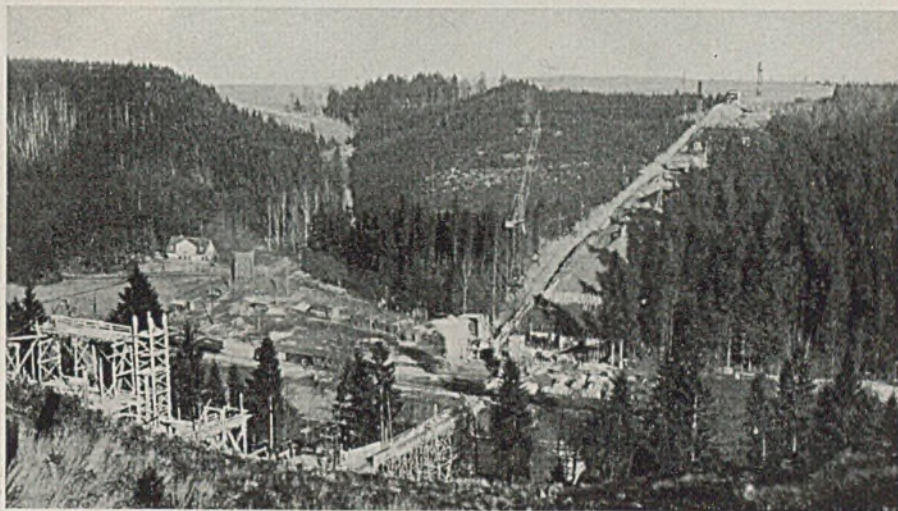


Abb. 4. Blick vom Meeraner Widerlager.

für die Standsicherheit des Pfeilers ausgeschlossen. Außerdem gestattete diese Lösung, in einer offenen Baugrube zu arbeiten. Ferner konnte die Menge der zu gewinnenden Gesteinsmassen und der einzubringenden Betonmassen errechnet werden und damit ließen sich auch die Bauzeit und die Kosten übersehen. In der Annahme, daß der abgebaute Gang durch die ganze Baugrube verlief, mußte an der tiefsten Stelle bis zu 28 m unter Gelände ausgeschachtet werden. Da die Spundwände und ihre Aussteifung durch die Tiefergründung keine Aufstandflächen hatten, wurden die Spundwandfüße durch einen ausgesteiften horizontalen Eisenbetonrahmen gefaßt, der sich zunächst auf das hängende Gebirge auflegen mußte (Abb. 7). Nun wurde die Baugrube in Lamellen von 5 m Breite bis auf das Liegende abgeteufelt und sofort wieder ausbetoniert. Begonnen wurde an der höchstgelegenen Stelle des Ganges. Das Ausbetonieren erfolgte immer bis Oberkante Eisenbetonrahmen. Da-

durch bekamen die Baugrube, die Spundwände und der Eisenbetonrahmen nach und nach Festpunkte, die das Gefahrenmoment für die Baugrube durch den seitlichen Gebirgsdruck beseitigten. Der Arbeitsvorgang ist aus Abb. 8 ersichtlich. Der horizontale Eisenbetonrahmen lag durch diesen lamellenartigen Abbau immer nur auf 5 m frei. Das eine Ende war bereits einbetoniert und das andere Ende lag auf dem hängenden Felsmassiv. In den harten Felsen, der fast unter 45° abfallenden Gründungssohle, wurden mühselig Stufen eingemeißelt, um der riesigen Pfeilerlast eine sichere Aufstandfläche zu geben. Zusätzlich wurden auf jeden Quadratmeter Fundamentfläche Anker eingebaut, die bis zu 2 m Tiefe in

das liegende Felsmassiv eingreifen. Die schwierigste und langwierigste Arbeit war die letzte Lamelle, die 28 m unter das Gelände reichte. Unter sorgfältigster Aussteifung (Abb. 9) und unter dem Gedröhne der Preßluft-Hämmer ging es Meter um Meter in die Tiefe. Nach viermonatelanger Arbeit war das Werk vollendet. Für die Gründung des Pfeilers III wurden 4700 m³ Erd- und Felsmassen gewonnen. An Betonmassen wurden 4200 m³ verarbeitet.

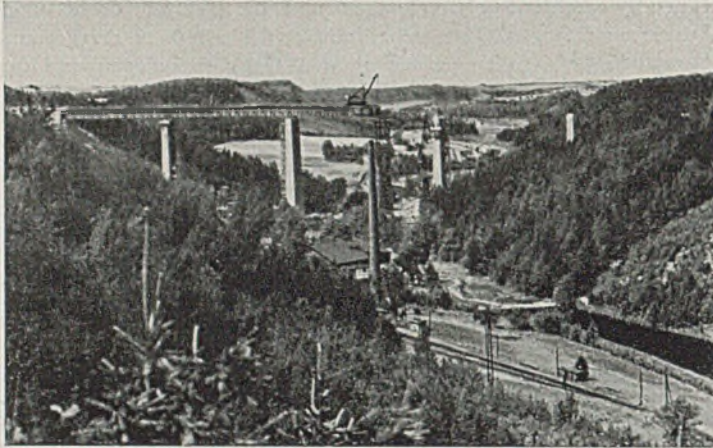


Abb. 5. Der Bauzustand der Pfeiler I bis V. Ende Juli 1936.

Bevor im Fundament III der abgebaute Gang zum Vorschein kam, war die Gründung des Pfeilers IV eingebracht worden, wo in der angenommenen Tiefe von 5 m der felsige Untergrund anstand (Abb. 10). Das Fundament des Pfeilers IV steht zwischen Mulde und Mühlgraben und ist in offener Baugrube ohne Spundwände hergestellt worden. Zum Schutz gegen das stark aggressive Wasser erhielt die Gründung zusätzlich einen Klinkertrog mit Dichtungsbahnen. Abgesehen von dem hierdurch verursachten Aufenthalt konnte die Gründung rasch durchgeführt werden. Der Pfeiler war bereits 15 m hoch, als im benachbarten Pfeiler III das alte Bergwerk entdeckt wurde. Um zu untersuchen, ob sich das Bergwerk etwa bis zum Pfeiler IV erstreckte, wurden hier sofort Bohrungen angesetzt. Über diese Bohrungen und über die daraufhin durchgeführten Sicherheitsmaßnahmen für Pfeiler IV ist im vorhergehenden Aufsatz berichtet.

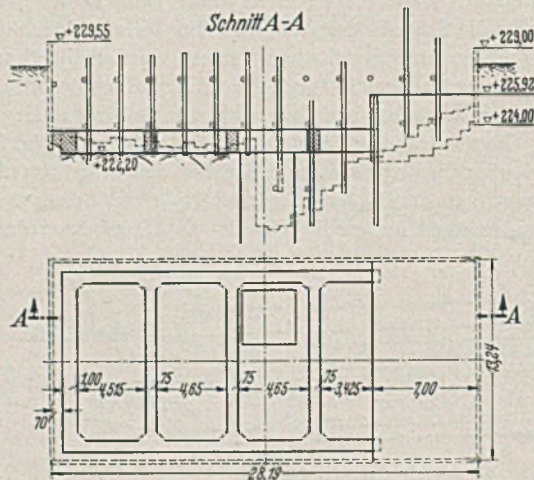


Abb. 7. Eisenbetonrahmen zur Aussteifung der Spundwandfüße.

Bei der Gründung des Pfeilers V wurde in der angenommenen Tiefe von 5 m die Felslage angetroffen. Auch hier traten verwitterte schmale Gangschichten zutage und äußerste Vorsicht war geboten. Die angesetzten Kernbohrungen im Verlauf der Gangadern trafen auf keine abgebauten Gänge, so daß die verwitterten schmalen Schichten keine Gefahr bildeten. Durch die unangenehmen Zwischenfälle bei den Gründungen der Pfeiler II—V war kostbare Zeit verloren gegangen und mit doppeltem Eifer mußte der Aufbau der Pfeiler betrieben werden.

Der Beton der Pfeiler wurde unter Verwendung von Klar-schlag bis zu 70 mm Korngröße und mit einer Zementmenge von 300 kg Handelszement je Kubikmeter Fertigbeton hergestellt. Es wurden Würfelstärken bis zu 250 kg/cm² gefordert und auch erreicht. Die beiden Talpfeiler III und IV erhielten aus praktischen Gründen bis zu 2/3 ihrer Höhe eine steife Armierung aus I 12 in Abständen von 75 cm. Den Abschluß der Pfeiler bildet eine 2,10 m

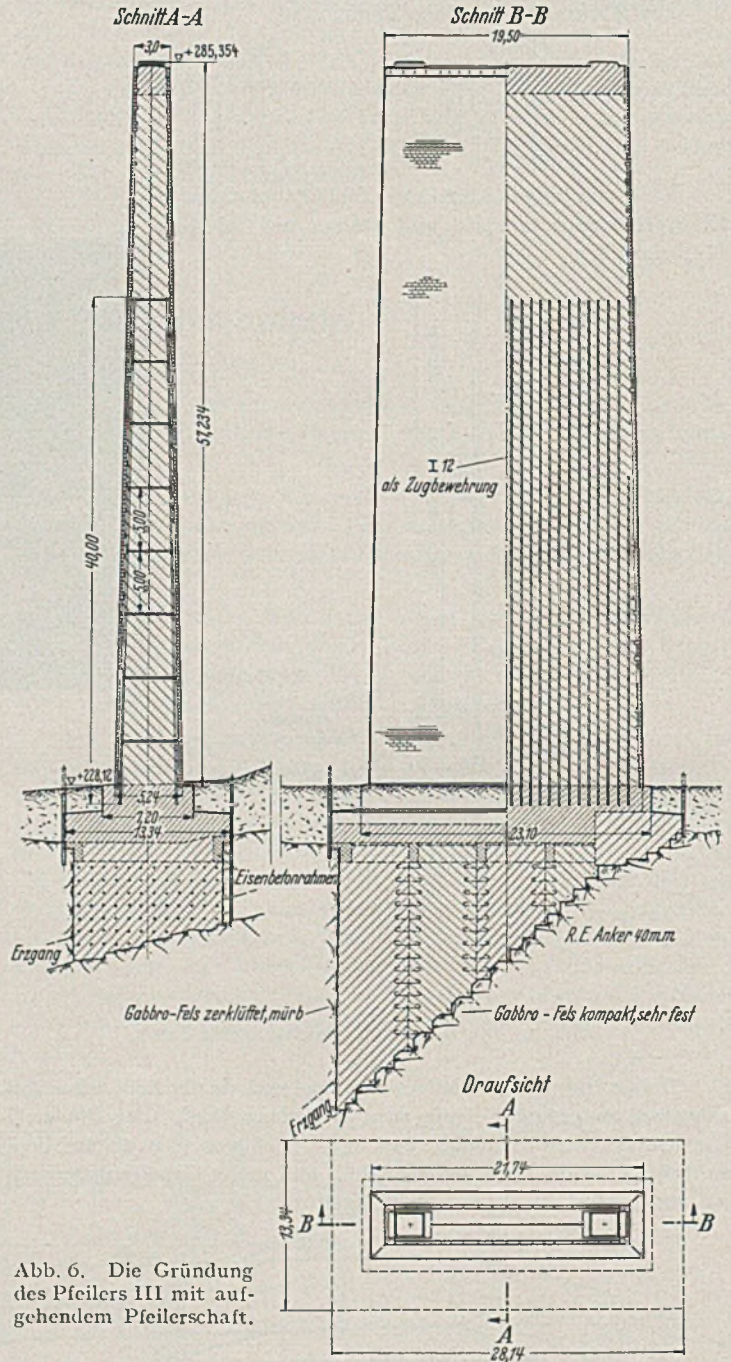


Abb. 6. Die Gründung des Pfeilers III mit aufgehendem Pfeilerschaft.

starke Auflagerbank aus Eisenbeton, die für eine gleichmäßige Lastverteilung der bis zu 1500 t großen Einzellasten zu sorgen hat. Bei einer oberen Pfeilerbreite von 19,50 m und einem Hauptträgerabstand von 15,50 m wurde auf eine äußerst sorgfältige Armierung der Auflagerbänke besonderer Wert gelegt (Abb. 11). Die Verkleidung der Pfeiler besteht aus dem schönen rötlichen Meißner Granit und ist als regelmäßiges Schichtenmauerwerk ausgebildet (Abb. 12). Schichten von 20—40 cm Höhe wechseln sich ab. Nach oben klingen die hohen Schichten der Steine ab und betonen so die Schlankheit und Höhe der Pfeiler. Besonderer Wert wurde auf lagerhafte Steine gelegt. Alle Steine mußten mindestens 2,5mal länger sein als hoch. Eine sehr harte Vorschrift für die Steinbrüche, aber bedeutungsvoll für die Wirkung des Mauerwerks. Diese langen Schichtensteine werden an den vier Ecken der Pfeiler von wichtigen

Ecksteinen eingefast, die an beiden Ansichten lagerhafte Flächen aufweisen. Die Steine selbst sind hammerrecht bearbeitete Bossensteine mit waagerechten Lager- und senkrechten Stoßfugen, wobei Fugenstärken von 2,5 cm vorgeschrieben waren. Den oberen Ab-

Zusatz. Auf 1 m² Ansichtsfläche war ein Binderstein vorgeschrieben, der eine Tiefe von 40—60 cm haben mußte, da die normalen Schichtensteine nur mit 20—25 cm Tiefe angeliefert wurden. Zusätzlich wurden im allseitigen Abstand von 1 m Eisenschlaufen

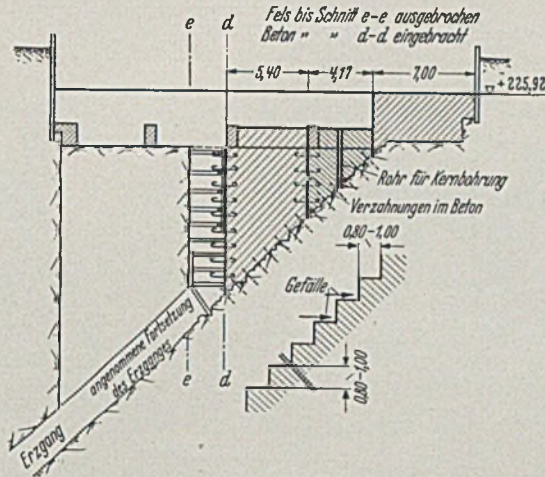


Abb. 8. Der Arbeitsvorgang im Fundament des Pfeilers III.



Abb. 9. Ein Blick in die Auszimmerung der Baugrube.

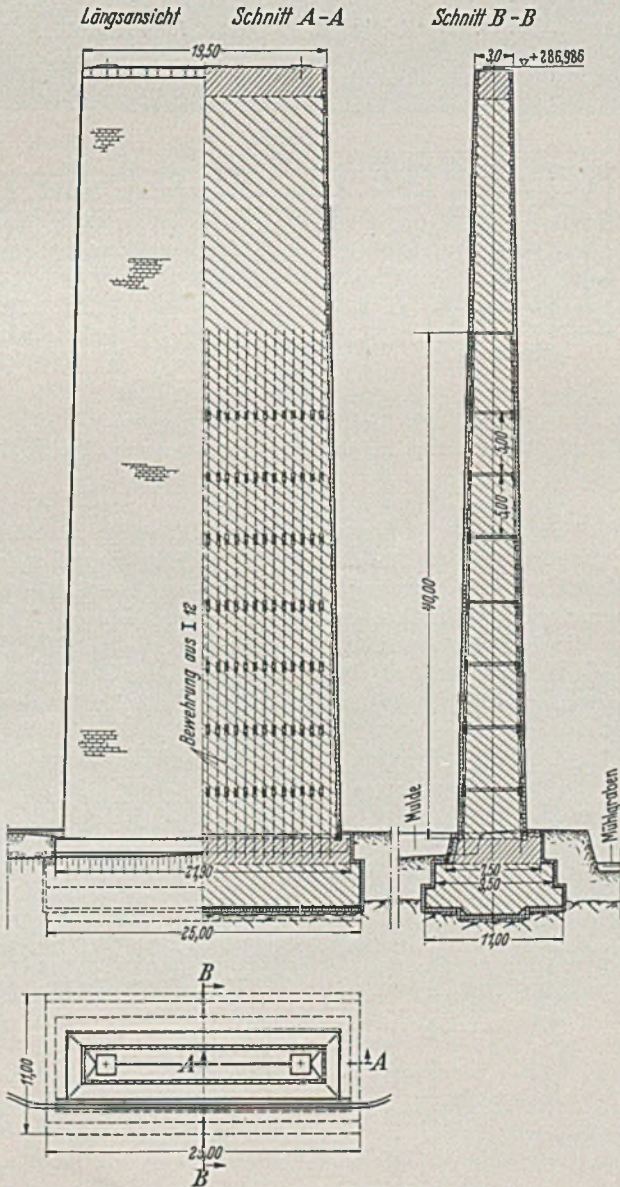


Abb. 10. Schnitt durch Pfeiler IV.

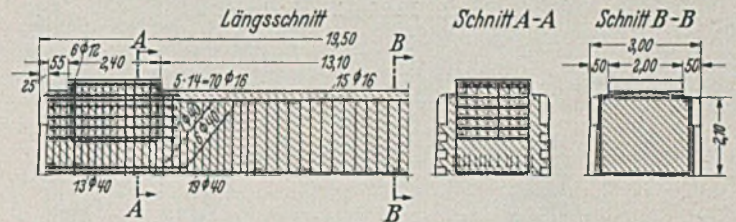


Abb. 11. Die Bewehrung der Auflagerbank von Pfeiler IV.



Abb. 12 Ein fertiger Pfeiler.

schluß der Pfeiler bildet ein 80 cm hoher Rundstab aus Granit, der als einziges Architekturglied die Pfeilerkrone betont (Abb. 14). Vermauert wurden die Steine in Zementmörtel 1: 3, ohne jeglichen

von 14 mm \varnothing in die Lagerfugen eingelegt, um die Verbindung mit dem aufgehenden Beton zu erhöhen. Der Pfeileraufbau zerfällt in zwei Arbeitsvorgänge, zunächst in das Mauern des Pfeilerkranzes,

der je nach der Höhe der Steine aus zwei oder drei Schichten besteht, und aus dem Betonieren des Pfeilerkernes. Der Baufortschritt des auf diese Weise durchgeführten Pfeileraufbaues ist eine

in der Talsohle befindlichen Lagerplätzen an die Pfeiler herangeschafft werden. Dazu hatten beide Firmen Schrägaufzüge errichtet. Die anschließende Höhenförderung der Baustoffe an den ein-

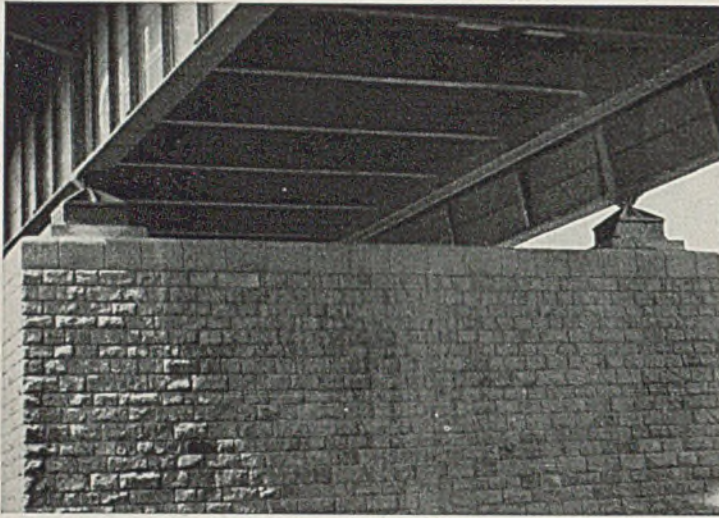


Abb. 14. Der Pfeilerabschluß.

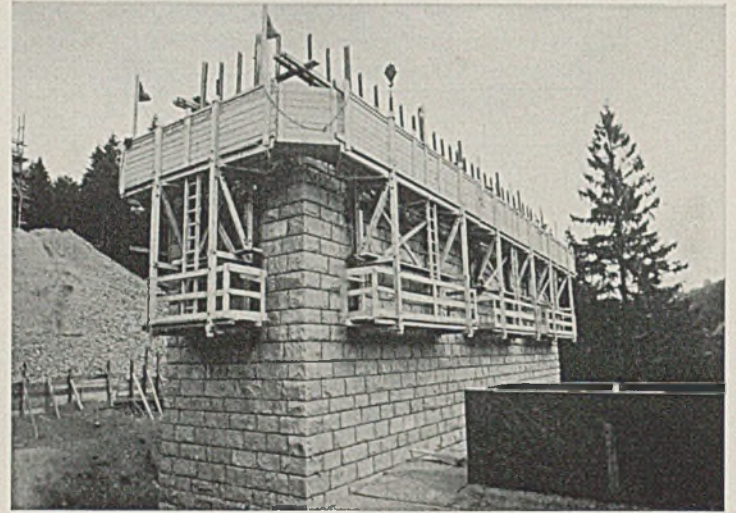


Abb. 16. Das fertige Klettergerüst für Pfeiler III.



Abb. 15. Der Turmdrehkran für Pfeiler III.

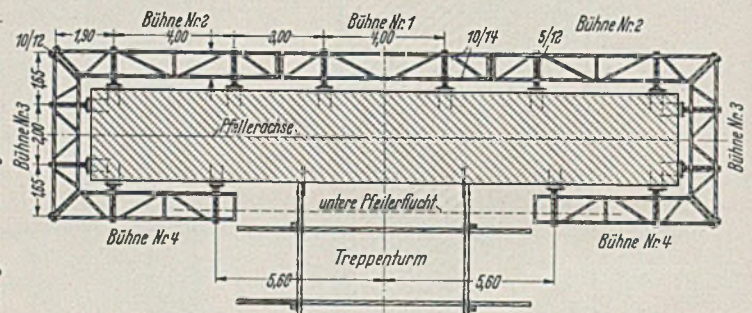
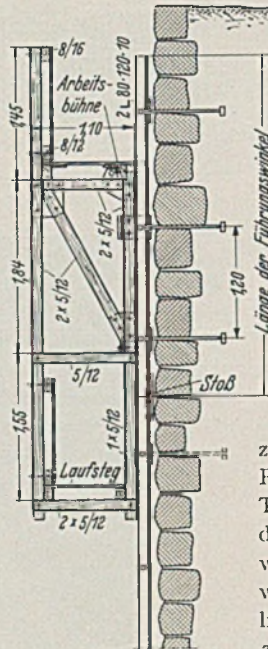


Abb. 17. Die Konstruktion des Klettergerüsts vom Pfeiler III.

zeln Pfeilern ist bei verschiedenartigen Lösungen überall mit Erfolg durchgeführt worden. Für die Pfeiler I, II und III standen Turmdrehkräne zur Verfügung, die die Stein- und Betonmassen auf die immer wachsenden Pfeilerschäfte absetzten (Abb. 15). Dabei wurden die Pfeiler I und II vollständig eingerüstet. Eine Bauweise, die für die verhältnismäßig geringen Höhen als wirtschaftlich anzusehen ist. Beim Pfeiler III wurde auf die Einrüstung verzichtet. Nur ein schmales Treppenhaus führte zu den Arbeitsbühnen. Die Arbeitsbühne selbst war ein Klettergerüst, das mit dem

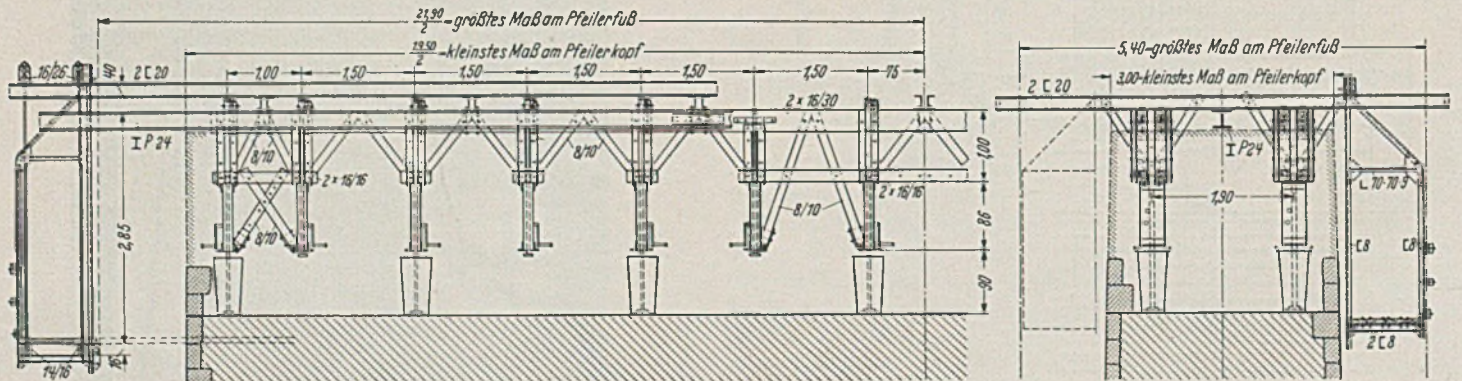


Abb. 18. Die Konstruktion der Kletterrüstung vom Pfeiler IV und V.

Funktion der Materialbeschaffung und Materialzuführung an die Verwendungsstelle. Die Art der Baustoff-Förderung ist dabei von allergrößter Bedeutung. Die Baustoffe mußten zunächst von den

Pfeilerfortschritt hochzunehmen war (Abb. 16). Gestoßene eiserne Führungsschienen wurden durch Anker mit dem Bauwerk fest verbunden. An diesen Schienen hing die Holzkonstruktion der Ar-

beitsbühne. Davon ist das Obergeschoß der Arbeitsplatz der Maurer, das untere Geschoß ein Laufsteg zum Lösen und Entfernen der Anker und Führungsschienen. Die Führungsschiene ist zweiteilig, wobei der untere Teil die Bühne trägt und der andere Teil beim Hochbauen im aufgehenden Beton durch Anker einbetoniert wird (Abb. 17). Das Anheben der Arbeitsbühne übernimmt der

Durchführung der Arbeiten restlos befriedigte. Die Kletterrüstung selbst war ein Trägersystem, das sich durch zwei Stützenreihen auf dem frisch betonierten Pfeilerkern abstellte; an den auskragenden Trägerenden hingen die Arbeitsbühnen. die Stützen waren Gleitbauwinden mit 90 cm Hubhöhe und so verteilt, daß in jeder Stützenreihe die eine Hälfte der Spindeln belastet und die andere Hälfte

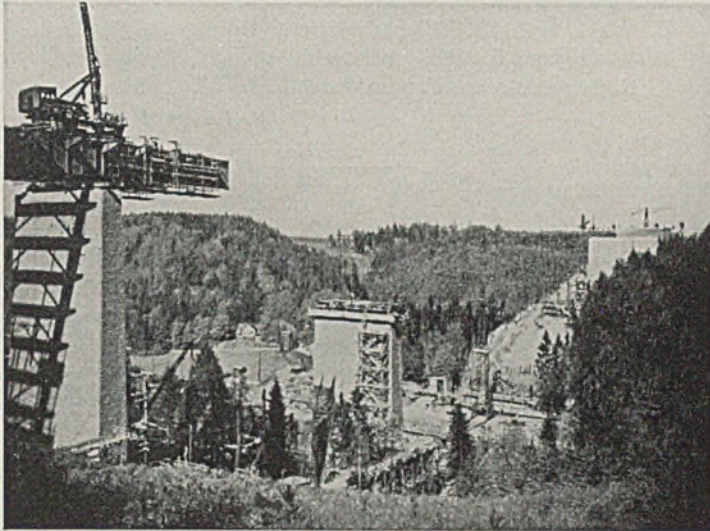


Abb. 19. Pfeiler IV und V während der Ausführung.

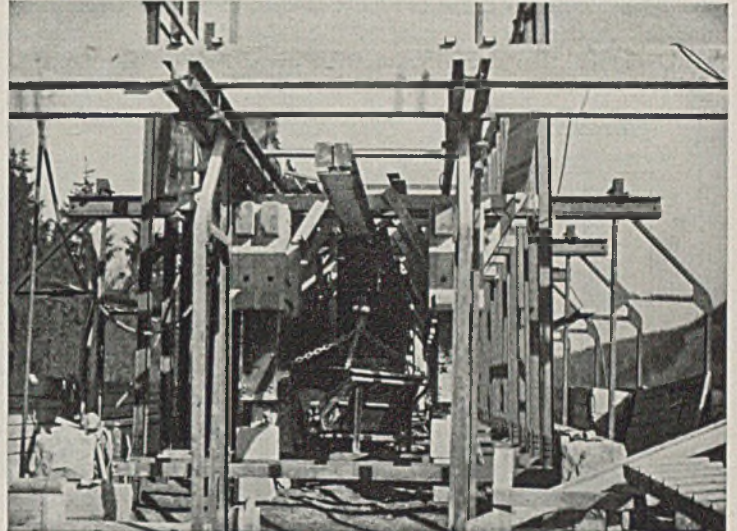


Abb. 21. Ein Blick in die Kletterrüstung.

Turmdrehkran. Auf diese Weise konnte im durchgehenden Schichtenbetrieb der 60 m hohe Pfeiler innerhalb von zwei Monaten errichtet werden. Der aufgehende Pfeilerschaft besitzt einen Rauminhalt von 4900 m³, die Verkleidung der Ansichtsflächen umfaßt 2850 m².

unbelastet war (Abb. 21). Durch wechselnde Inanspruchnahme der Winden wurde die Arbeitsbühne mit dem Anwachsen der Pfeilerschäfte in die Höhe geschraubt. Diese Anlagen haben die Fertig-

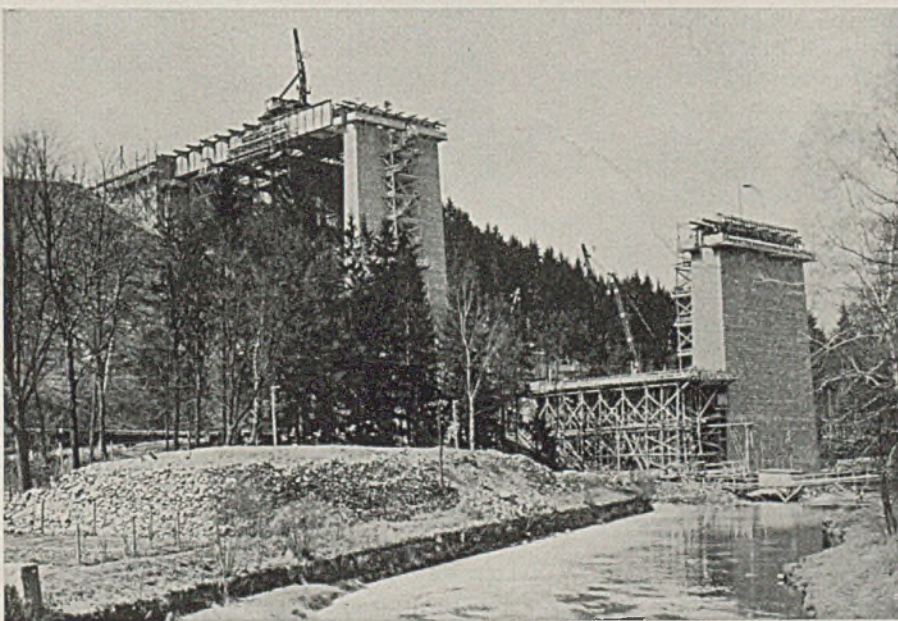


Abb. 20. Pfeiler IV und V im Bau.

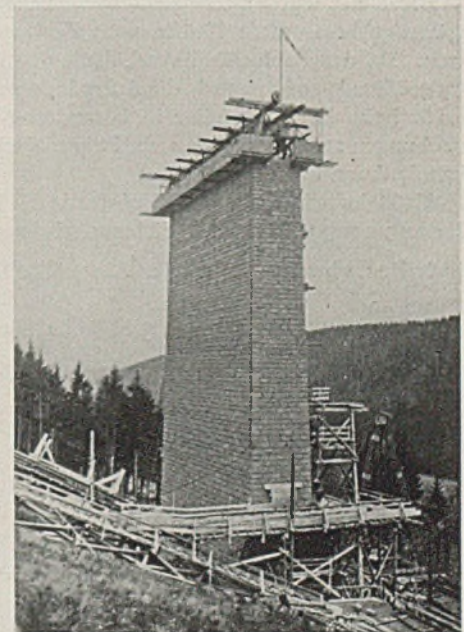


Abb. 22. Pfeiler V im Bau.

Die Pfeiler IV und V des Loses 2, die zuerst benötigt wurden, hatten andere Bedienungseinrichtungen. Hier ging man ganz ohne Turmdrehkräne an das Werk. Es wurden eigens für diesen Bau konstruierte Kletterrüstungen verwendet (Abb. 18). Verbunden mit der Kletterrüstung war eine fahrbare Krananlage, die in der Längsrichtung der Pfeiler beweglich, zugleich den Pfeiler bediente und die Baustoffe vom Fuße des Pfeilers hochförderte (Abb. 19, 20). Eine Lösung, die bei der Vielseitigkeit der Anlage auf solch beschränktem Raum die gestellten Erwartungen voll erfüllte und bei

stellung des Pfeilers IV mit einem Rauminhalt von 5300 m³ und 3000 m² Steinverkleidung in 80 Tagen und des Pfeilers V mit einem Rauminhalt von 3700 m³ und 2100 m² Steinverkleidung in 50 Tagen ermöglicht.

Die Kletterrüstung gab den Pfeilern ein bemerkenswertes Aussehen (Abb. 22). Der Beschauer sah die wachsenden Pfeiler und in luftiger Höhe rings um den Pfeilerkopf die auskragende Arbeitsbühne. Nachts war das Bild mehrerer taghell erleuchteter Arbeits-

bühnen hoch über der im Dunkel liegenden Baustelle ganz besonders reizvoll.

Statische Berechnung der Pfeiler.

Der Berechnung der Pfeiler wurden die Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Beton des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 1932 und DIN 1075 zugrunde gelegt. Alle Pfeiler und Widerlager bis auf den Pfeiler II erhielten bewegliche Lager, nur der Pfeiler II ein Festlager. Im folgenden Aufsatz über die Stahlkonstruktion der Brücke wird diese Anordnung näher erläutert.

Spannungen für σ_{max} und σ_{min} : Für den Pfeiler IV sollen die wichtigsten Zahlenwerte einen statischen Überblick geben:

Größte Auflast des Pfeilers IV	2 876,0 t,
Rollende Reibung	86,4 t,
Wind bei belasteter Brücke	108,0 t,
Wind bei unbelasteter Brücke	92,0 t,
Eigengewicht des Pfeilers	11 640,0 t,
Wind gegen die Pfeilerschmalseite	38,3 t,
Wind gegen die Pfeilerbreitseite	189,0 t,
Eigengewicht des Fundamentes	3 010,0 t.

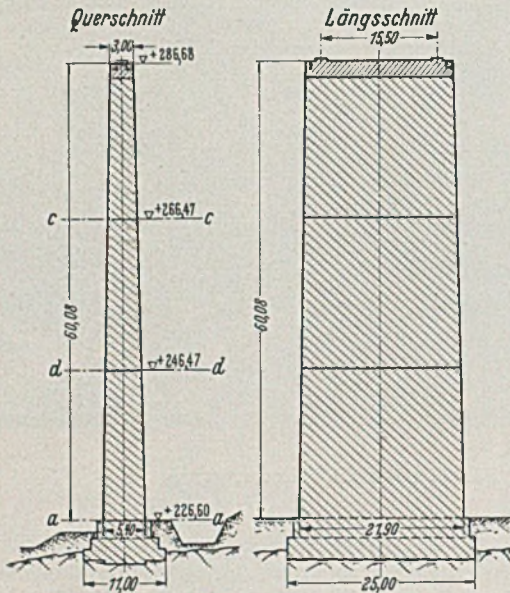


Abb. 23.

Berechnet wurden sämtliche Pfeiler auf rollende Reibung, da ungünstige horizontale Kräfte vom Festlager nicht zu erwarten waren. Da das Schlankheitsverhältnis der Pfeiler h/d nach DIN 1075 größer als 10 ist, wurde die Ausnahmebestimmung angewandt, die für hohe Brücknpfeiler in besonderen Fällen höhere Beanspruchungen zuläßt. Für den statischen Nachweis wurden deshalb folgende Annahmen zugelassen:

Als kleinste Dicke des Pfeilers wurde die Pfeilerstärke in halber Höhe angenommen. Der Abminderungsbeiwert wurde mit $\alpha = 3,00$ beibehalten, obwohl $\frac{h}{d} > 10$ ist. Als größte Druckspannung wurde

$\sigma_b = \frac{W_b \cdot 28}{4}$ zugelassen. Das gibt bei einer geforderten Würfel-festigkeit von 250 kg/cm² eine größte zulässige Spannung von $\sigma_b = \frac{250}{4 \cdot 3} = \text{rd. } 21 \text{ kg/cm}^2$. Untersucht wurden drei Belastungs-fälle:

- I. Brücke belastet,
- II. Brücke unbelastet,
- III. Pfeiler unbelastet.

Für jeden Belastungsfall wurden wiederum die Beanspruchungen aus den Normalkräften, aus der Reibung, aus Wind senkrecht zur Brückenachse und aus Wind in Richtung der Brückenachse ermittelt. Durch Zusammenstellung ergaben sich jeweils die

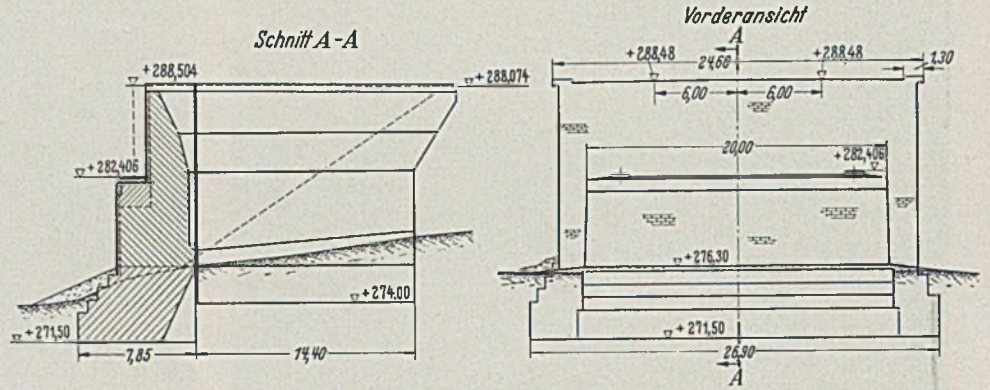


Abb. 24. Die Ausbildung des Widerlagers o.

Die ungünstige Pfeilerbeanspruchung in der Aufstandfuge a—a ergab sich durch volle Belastung plus rollende Reibung plus Wind auf die Pfeilerbreitseite; eine Annahme, die als sehr ungünstig zu bezeichnen ist. Auf diese Weise wurden die in Abb. 23 dargestellten

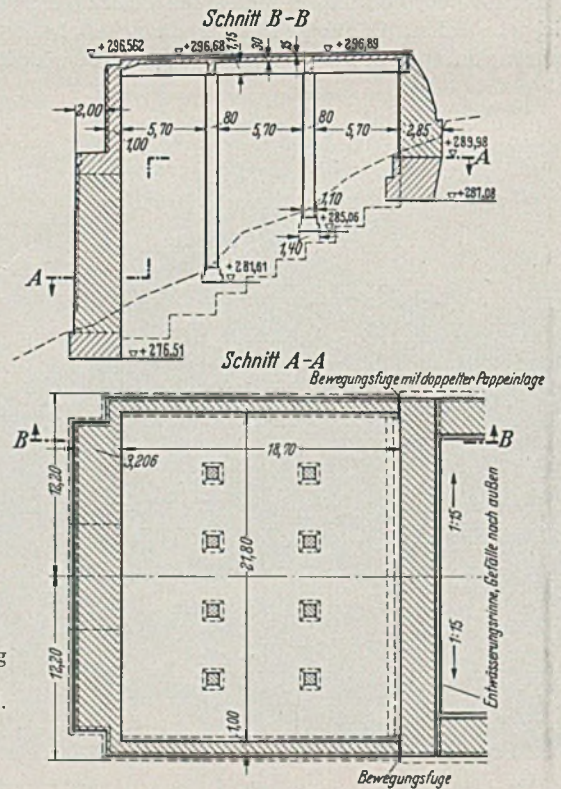


Abb. 25.
Die Ausbildung
des
Widerlagers VI.

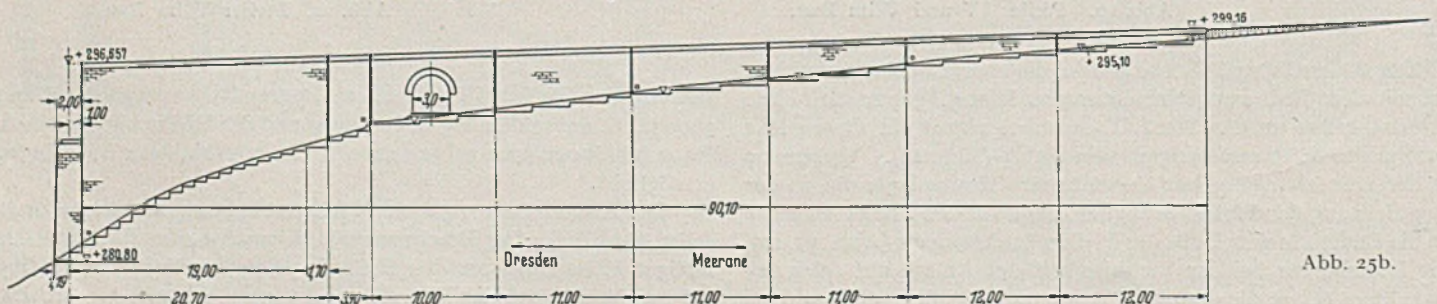


Abb. 25b.

Fugen untersucht. Nachstehende Zahlentafel ergibt eine Übersicht über die errechneten Spannungen bei Pfeiler IV. Aus der Untersuchung ging hervor, daß Belastungsfall I die ungünstige Beanspruchung im Pfeiler hervorruft. Die Fugen c—c und d—d wurden deshalb nur für diesen Belastungsfall untersucht. Die Spannungsergebnisse zeigen, daß bei keiner Belastung Zugkräfte auftreten und die ungünstigste Beanspruchung 22,51 kg/cm² beträgt, und damit die zugelassene Spannung von 21 kg/cm² nur um ein geringes überschritten wird.

Die in der Zahlentafel aufgeführten Belastungsfälle bedeuten:

Belastungsfall I: Brücke belastet,

- a) mit Windkraft senkrecht zur Brückenachse,
- b) mit Windkraft in Richtung zur Brückenachse.

Belastungsfall II: Brücke unbelastet,

- a) mit Windkraft senkrecht zur Brückenachse,
- b) mit Windkraft in Richtung zur Brückenachse.

Belastungsfall III: Pfeiler unbelastet,

- a) mit Windkraft senkrecht zur Brückenachse,
- b) mit Windkraft in Richtung zur Brückenachse.

Belastungsfall	Fuge c—c		Fuge d—d		Fuge a—a		Fuge b—b	
	σ_{\max}	σ_{\min}	σ_{\max}	σ_{\min}	σ_{\max}	σ_{\min}	σ_{\max}	σ_{\min}
Ia	+12,43	+3,09	+16,21	+3,99	+18,83	+5,65	+8,20	+4,54
Ib	+12,79	+2,73	+18,21	+1,99	+22,51	+1,97	+8,85	+3,89
IIa	—	—	—	—	+17,30	+6,04	+7,72	+4,47
IIb	—	—	—	—	+21,00	+2,34	+8,39	+3,85
IIIa	—	—	—	—	+10,07	+9,57	+5,44	+5,20
IIIb	—	—	—	—	+15,39	+4,25	+6,72	+3,92

des Widerlagers o ersichtlich. Die Zuführung der Baustoffe erfolgte ausschließlich durch den Schrägaufzug.

Das Widerlager VI liegt am steileren Hang und bildet mit seinen 90 bzw. 60 m langen Flügelmauern einen monumentalen Abschluß der Brücke. Die freie Höhe über Gelände beträgt ohne Geländeausgleich 17 m, nach dem Geländeausgleich 15 m. Bei dieser Höhe wurde auf ein Stampfbetonbauwerk verzichtet. Der vordere Teil des Widerlagers in einer Länge von 22 m wurde als

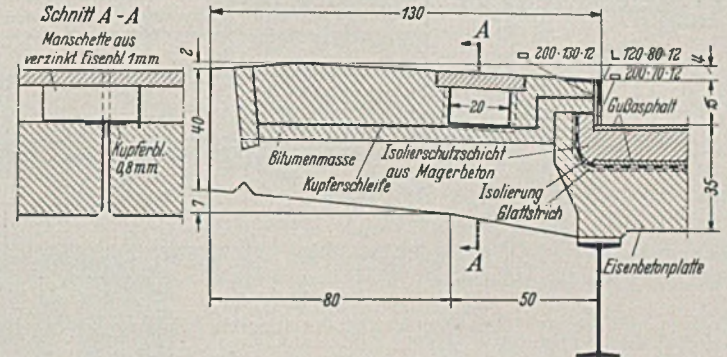


Abb. 29. Die Fugenausbildung im Schrammbord.

Eisenbetonhohlkörper ausgebildet. Als Abschluß gegen den ankommenden Erddamm dient eine Stützmauer von 7—8 m Höhe. Auch die weitergeführten, langen Flügelmauern sind als Stützmauern ausgebildet, sie nehmen rasch an Höhe ab. Die Fundamente des hohlen Widerlagerkörpers wurden auf Felsen gegründet.

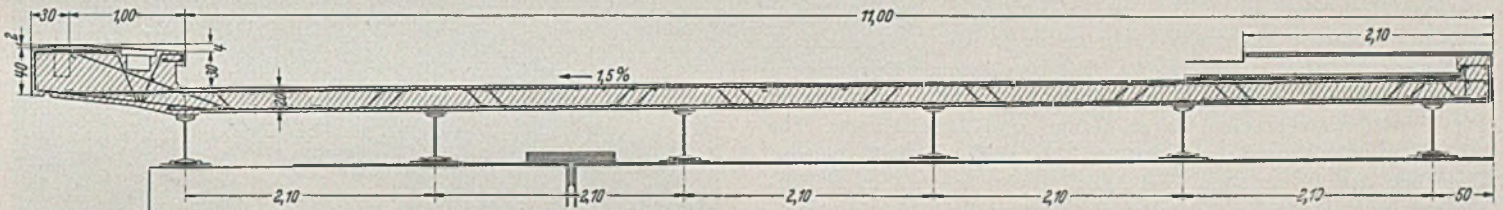


Abb. 26. Querschnitt und Bewehrung der Fahrbahnplatte.

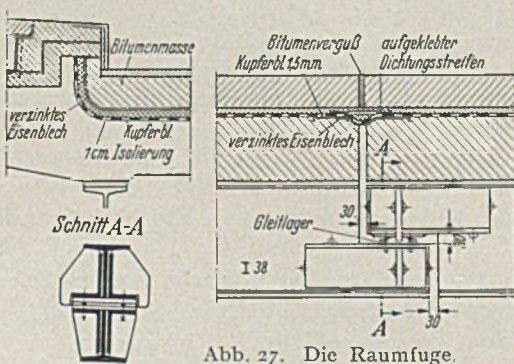


Abb. 27. Die Raumfuge.

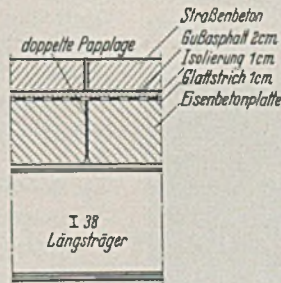


Abb. 28. Die Arbeitsfuge.

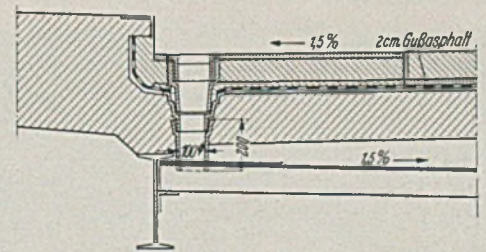


Abb. 30. Der Einlauftopf für Oberflächen- und Innenentwässerung.

3. Widerlager.

Den Abschluß der Brücke gegen die ankommenden Erddämme bilden zwei mächtige Widerlager mit Parallelfügeln, die ebenfalls mit Granit verkleidet sind. Am Widerlager o ist der anschließende Damm 9,5 m hoch. Die Erdkegel sind 1:1,5 abgeboischt. Das gesamte Bauwerk ist in Stampfbeton ausgeführt. Die Kantenpressungen in der Bodenfuge betragen 4,5 kg/cm². Der Widerlagerkörper und die Flügelmauern sind im Mittel 3—4 m tief auf Felsen gegründet. Über dem Gelände beträgt die freie Höhe noch 12 m. Die Breite der Auflagerbank ist 2 m. Der ankommende Sims der Fahrbahnplatte läuft als Eisenbetonsims über das Widerlager hinweg und trägt die Pfosten des eisernen Geländers. Die Flügelmauern sind trotz der Felsgründung durch Bau fugen vom Widerlager getrennt. Auch in der Steinverkleidung sind diese Fugen sichtbar durchgeführt. Aus der Abb. 24 ist die Gesamtanordnung

Dagegen stehen die langen Flügelmauern auf einem verwitterten Hackfelsen, der in geringer Tiefe anstand.

Da sich auf beiden Seiten der Brücke Parkplätze anschließen und links der Brücke Rastplätze mit Aussichtskanzeln vorgesehen sind, wurde für die Autobahnbenutzer ein Tunnel von 3 × 3 m im Lichten durch das Endbauwerk geführt. Aus Abb. 25 ist die Gesamtausbildung ersichtlich. Die Bedienung des Widerlagers VI erfolgte ebenfalls mittels Schrägaufzug.

4. Die Fahrbahnplatte.

Am 18. Sept. 1936 war die Montage soweit fortgeschritten, daß mit der Herstellung der Platte begonnen werden konnte. Rund 10 000 m² Eisenbetonplatte mußten noch vor Einbruch des Winters aufgebracht werden. Das Ziel wurde erreicht. Am 16. November 1936 wurde der letzte Quadratmeter betoniert. Bei einer Gesamtbreite der Brückenplatte von 24,60 m stützt sich die Platte

auf 12 eiserne Längsträger. Die Spannweite beträgt 2,10 m und die äußeren Auskragungen 1,30 m. Eine mittlere Längsfuge trennt die Platte in zwei Fahrbahntafeln. Die inneren Auskragungen betragen 0,50 m. Der Brückenquerschnitt ist aus Abb. 1, Abschnitt D, ersichtlich. Den Gefällsneigungen der Straßenoberkante paßt sich die Eisenbetonplatte an, so daß die aufgebrauchte Isolierung

nach Abb. 30 abgeführt. Für die Schalung der Platte und auch für die Schalung der auskragenden Schrammborde und Simse wurden besondere Schalungswagen hergestellt, die die Brücke in der Querrichtung erfaßten und in Richtung der Brücke entlang fuhren. Die Konstruktion und Befestigung der Schalungswagen geht aus den Abb. 31—34 hervor.

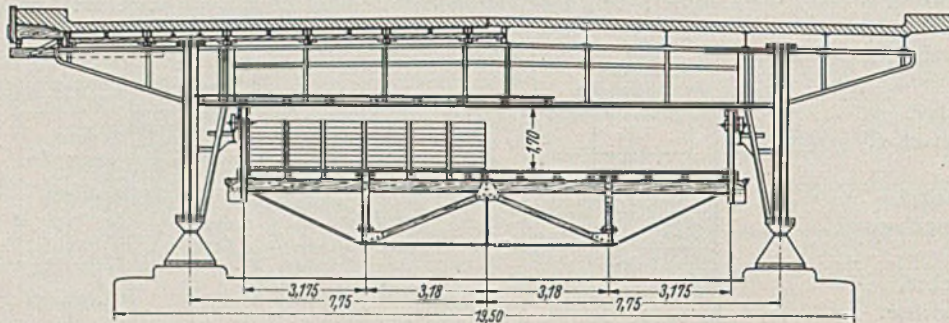


Abb. 31. Der Querschnitt des inneren Schalungswagens.

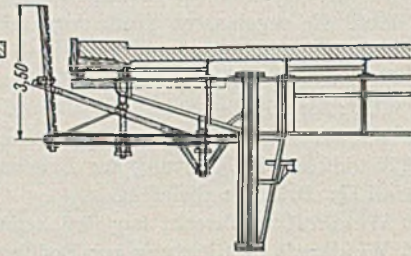


Abb. 33. Der Querschnitt des äußeren Schalungswagens.

das Gefälle der Fahrbahnoberkante besitzt. Der Aufbau der Brückentafel mit einem Gewicht von 0,83 t/m² ist in Abschnitt D zergliedert (Abb. 4, Abschnitt D). Der Querschnitt und die Armierung der Platte ist auf Abb. 26 dargestellt.

Da sich die eisernen Unterzüge unter dem Eigengewicht der Fahrbahnplatte gleichmäßig durchbiegen, wurde bei der Ermittlung der Momente aus Eigengewicht volle Kontinuität in Rechnung gesetzt. Unter den Verkehrslasten dagegen werden sich die eisernen Unterzüge verschieden stark durchbiegen. Für den Nachweis der Momente aus den Verkehrslasten wurde die Platte nach DIN 1075, § 8, Ziff. 2, untersucht. Die zugelassenen Spannungen betragen $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_b = 60 \text{ kg/cm}^2$. Die 403 m lange Platte wird unterbrochen durch Raum- und Arbeitsfugen. Die Anordnung der Raumfugen geht aus Abb. 2, Abschnitt D, hervor. Zwischen den Raumfugen sind Arbeitsfugen in etwa 12 m Entfernung mit elastischer Zwischenlage hergestellt. Die Raumfuge trennt die Eisenbetonplatte mit einem lichten Abstand von 3 cm. Isolierung, Schutzschicht und Decke stützen sich auf ein gewelltes Kupferblech. Über dem Kupferblech ist die Fuge bis Oberkante

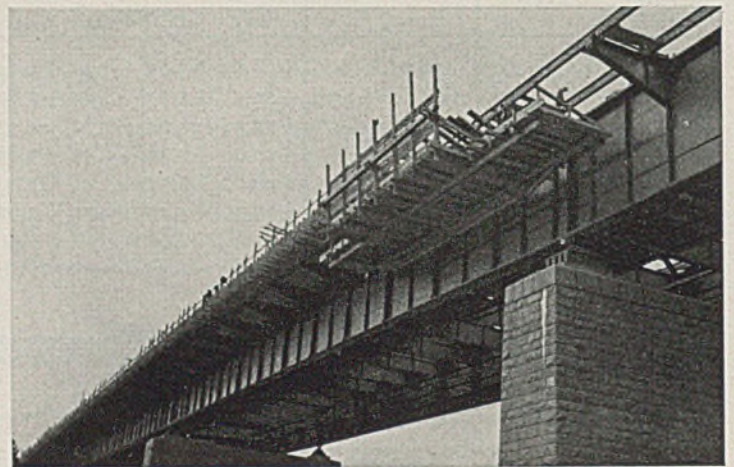


Abb. 34. Der äußere Schalungswagen im Betrieb.

Durch diese Arbeitsweise konnte die Platte im Laufe von zwei Monaten mit nur rd. 2300 m² Schalung und unter teilweiser Verwendung von hochwertigem Zement, in ununterbrochener Folge eingeschalt, bewehrt, betoniert und ausgeschalt werden.

5. Zeitdauer und Gesamtumfang der geleisteten Arbeiten.

Folgende Zahlen und Daten sollen einen Überblick über die Gesamtleistung der beiden Firmen geben.

Die einzelnen Bauwerke wurden in nachstehenden Zeiten fertiggestellt:

Widerlager 0	9. 12. 1935	—	9. 5. 1936
Pfeiler I	4. 12. 1935	—	12. 5. 1936
Pfeiler II	29. 10. 1935	—	29. 6. 1936
Pfeiler III	14. 10. 1935	—	17. 7. 1936
Pfeiler IV	19. 9. 1935	—	20. 6. 1936
Pfeiler V	4. 11. 1935	—	18. 4. 1936
Widerlager VI	30. 9. 1935	—	16. 10. 1936
Decke	18. 9. 1936	—	16. 11. 1936.

In dieser Zeit wurden folgende Massen verarbeitet:

14 000 m ³ Erd- und Felsaushub,
35 000 m ³ Beton,
13 000 m ² Granitverblendung,
8500 t Zement.

Der maximale Arbeiterstand betrug rd. 500 Mann. Gearbeitet wurde in zwei bzw. drei Schichten.

Der vorzüglichen Baustelleneinrichtung ist es zu verdanken, daß größere Verzögerungen und Störungen nicht eingetreten sind und die Fertigstellungsfristen wunschgemäß eingehalten wurden.

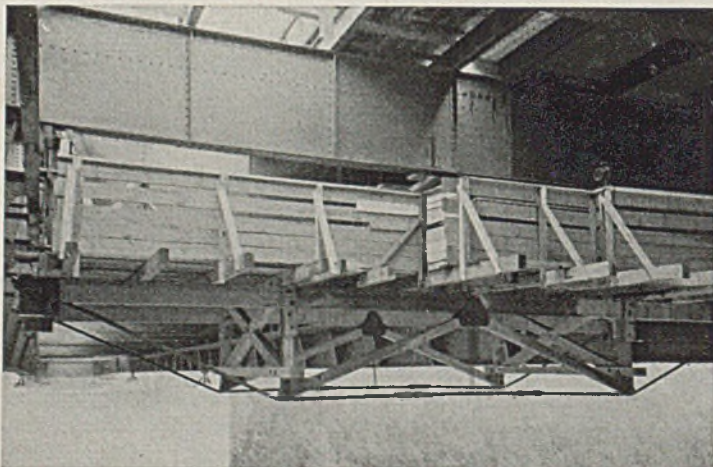


Abb. 32. Der innere Schalungswagen im Betrieb.

Fahrbahn mit Bitumen ausgegossen. Die Ausbildung zeigt Abb. 27. Die Arbeitsfuge trennt die Eisenbetonplatte nur durch eine elastische Zwischenlage; Isolierung und Schutzschicht gehen glatt durch (Abb. 28). Die Decke erhielt an diesen Stellen die normale Fugenausbildung. Der Schrammbord ist in regelmäßigen Abständen durch Temperaturfugen nach Abb. 29 zerschnitten, um Risse durch die Sonnenbestrahlung und durch die Durchbiegung der Hauptträger zu vermeiden. Das Oberflächenwasser und das Sickerwasser der Isolierschicht werden in gemeinsamen Töpfen

D. Die Stahlkonstruktion.

Von Dipl.-Ing. Schreiner, Dresden.

Der vorliegende Entwurf, insbesondere die Wahl der Stützweiten, der Trägerhöhe und der Abstand der Hauptträger ermöglichte allgemein eine technisch zweckmäßige Ausbildung der Stahlkonstruktion. Die Ausführung soll im folgenden näher beschrieben werden.

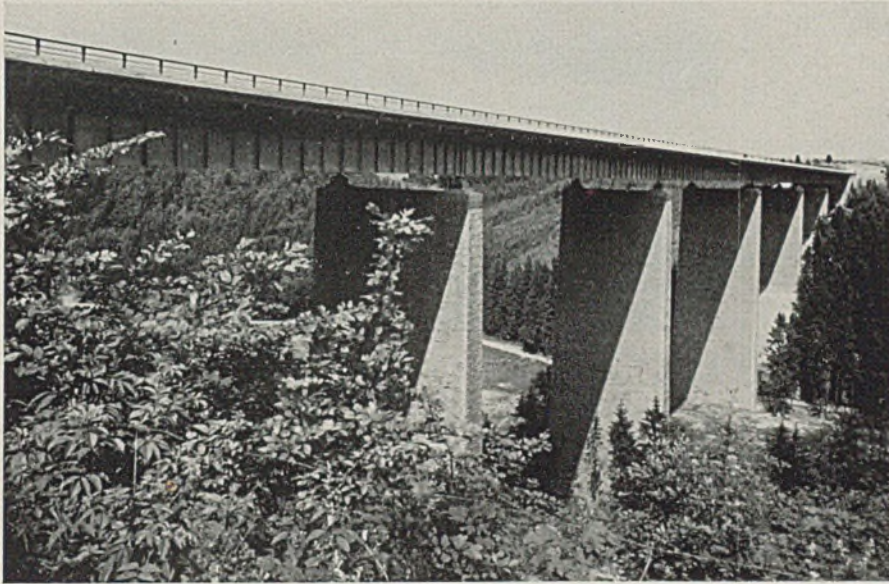


Abb. 1. Die Brücke von Süden gesehen.

I. Das Fahrbahngerippe.

Der Brückenquerschnitt (Abb. 2) zeigt die obenliegende Fahrbahn. In Abb. 3 ist der Grundriß dargestellt.

Im Gegensatz zur Mangfallbrücke, mit einer Breite von 21 m, wurde die Siebenlehner Brücke, wie alle Stahlbrücken mit obenliegender Fahrbahn im Bereiche der Obersten Bauleitung Dresden für den ganzen Autobahnquerschnitt mit 24 m Breite ausgebildet. Der Brückenquerschnitt ist dachförmig und symmetrisch zur Brückenmitte gestaltet. Vom Geländer angefangen folgen bis zur Querschnittsmitte auf den 1 m breiten Schrammbord mit 1,5% Querneigung 1 m Schutzstreifen, die 7,50 m breite Fahrbahn, an-

Die massive Fahrbahn (Abb. 2), setzt sich wie folgt zusammen:

- 11 cm Verschleißbeton,
- 2 cm Gußasphalt,
- 1 cm Isolierung,
- 1 cm Glattnstrich,
- 20 cm Eisenbetondecke,

35 cm Höhe der Fahrbahndecke und Tragplatte. Aus der gesamten Höhe von 35 cm ergibt sich eine Belastung von 0,830 t/m².

Die 20 cm starke Betonplatte ist mit besonderen \perp -Eisenansätzen mit den Längsträgern fest verbunden. Den Ausmaßen der Brücke und ihrer Formänderung entsprechend sind die Fugen angeordnet.

Wie in Teil C bereits erwähnt, teilt die Längsfuge in Brückenmitte Fahrbahndecke und Tragplatte in die linke und die rechte Hälfte.

Quer zur Brücke sind Raumfugen und Arbeitsfugen vorgesehen (Abb. 3, Grundriß). Bei den Raumfugen in Abstand von 50—60 m sind auch die Längsträger unterbrochen (Abb. 6).

Auf allen Querträgern und Konsolen, mit Ausnahme der Querträger und der besonders steif ausgebildeten Konsole neben den Bremsverbänden, sind die Längsträger längsverschieblich gelagert (Grundriß Abb. 3, 7). An den Raumfugen sind die Längsträger ausgeklinkt; auch hier ist die zentrale Auflagerung längs verschieblich angeordnet (Abb. 8). Jeder Längsträger ist somit ein durchlaufender Träger auf 10—12 Stützen von 50—60 m Länge von Querfuge zu Querfuge und hat sein festes Lager etwa in Trägermitte (Grundriß Abb. 3). Bei allen derartigen Brücken der Obersten Bauleitung Dresden ist diese Anordnung der Längsträgerlagerung grundsätzlich beibehalten worden. Sie bezweckt, die Formänderungen der Tragkonstruktion und der Fahrbahnplatte nach Überwindung der Reibungskräfte unter den Längsträgerlagern voneinander unabhängig zu machen.

Ausschlaggebend sind hierbei folgende Überlegungen:

Ein gedrückter Hauptträgergurt von rd. $l = 60$ m Länge mit einer mittleren Beanspruchung von 1900 kg/cm² verkürzt sich um

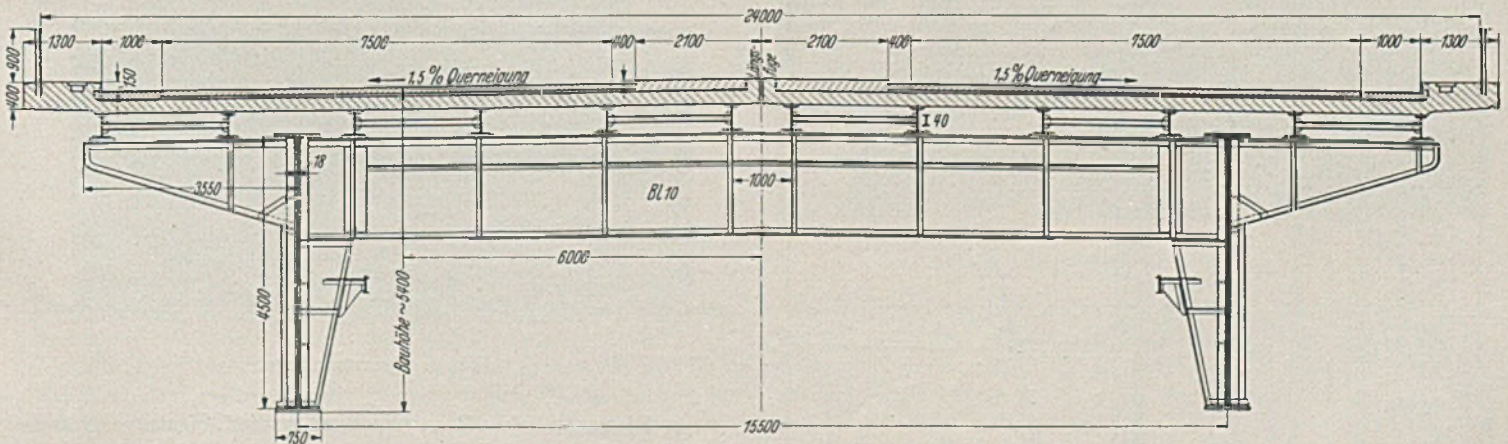


Abb. 2. Querschnitt des Überbaues.

schließend wieder 0,40 m Schutzstreifen und der halbe erhöhte Mittelschrammbord von 2,10 m Breite, so daß zwischen rechter und linker Fahrbahn ein 5 m breiter Mittelstreifen durchgeführt ist (Abb. 2, 4).

den Betrag von Δl

$$(1) \quad \Delta l = \frac{l \cdot \sigma}{E} = \frac{6000 \cdot 1,9}{2100} = 5 \text{ cm}.$$

Abb. 3. Übersicht.

Die oben liegenden durchlaufenden Längsträger haben im Untergurt überwiegend Zug. Die Ausdehnung der Längsträgeruntergurte wirkt also der Formänderung des Druckgurtes eines Hauptträgers entgegen.

Die gewählte Anordnung bietet nun folgende Vorteile:

1. Die Kraftwirkungen für die einzelnen Trägerteile sind rechnerisch besser zu erfassen.

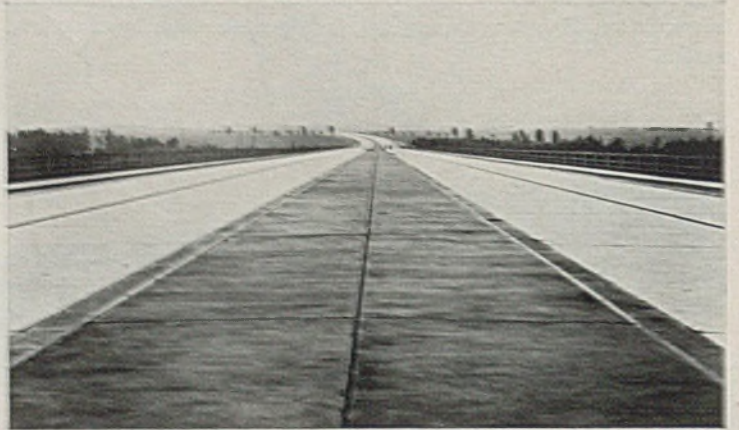


Abb. 4. Blick auf die Fahrbahn.

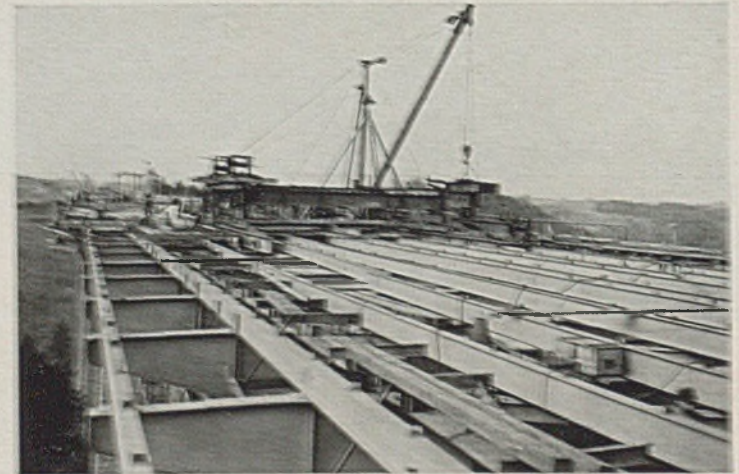


Abb. 5. Längsträger mit Befestigungseisen für die Betonplatte.



Abb. 6. Querraumfuge.

2. Die zusätzlichen Beanspruchungen, die Längsträger, Längsträgeranschlüsse und die Betontafel durch eine Formänderung der Tragkonstruktion erhalten, sind am niedrigsten, vor allem ist es ja anzustreben, diese zusätzlichen Beanspruchungen von einer Betontafel fernzuhalten.

3. Im Gegensatz zu der fest verbundenen Fahrbahntafel besteht die Möglichkeit, schon während des Baues die Zwangsspannungen durch Bewegung auszulösen.

Abb. 3a. Brückengrundriß.

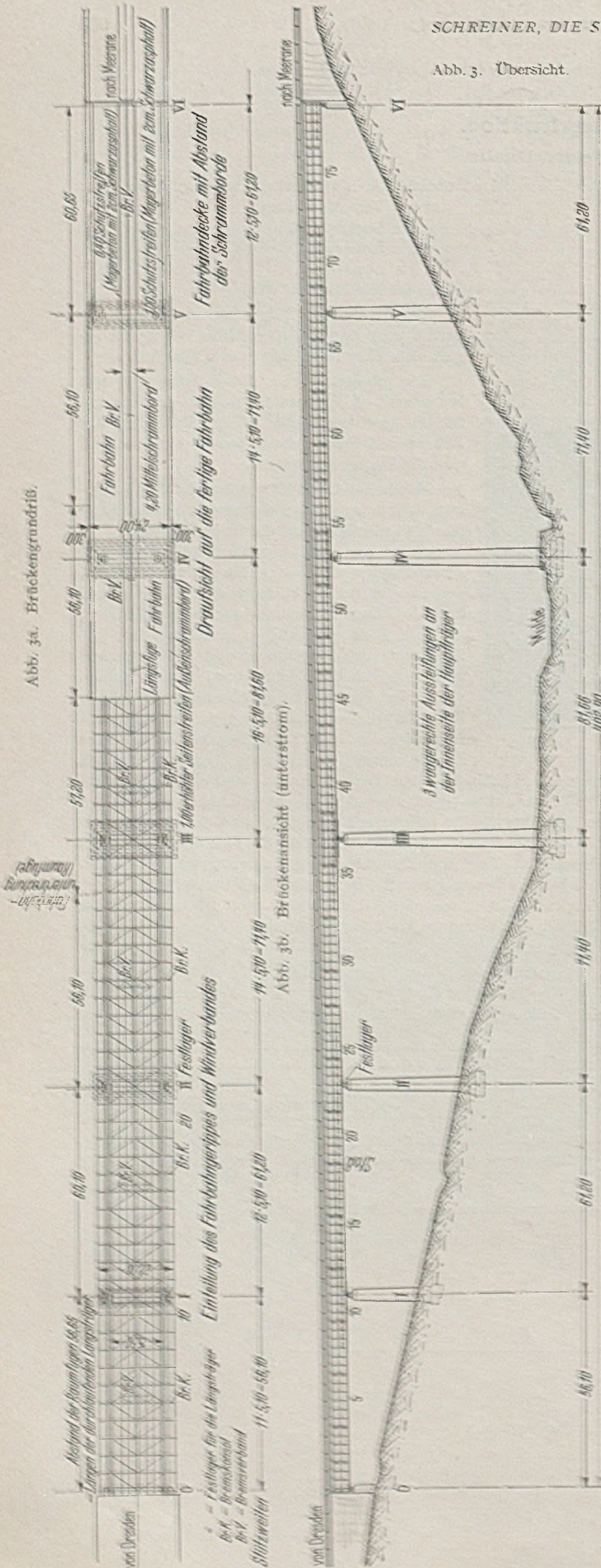


Abb. 3b. Brückenansicht (unterstrom).

Nacheinander wird das Bauwerk durch das Stahlgewicht, die Betonplatte, die Isolierung, die Schutzschicht und die Fahrbahn-decke belastet, für jeden Bauabschnitt kommt das Gewicht der erforderlichen Geräte und Maschinen, vor allem zuletzt noch der schweren Straßenfertigeranlage, hinzu. Größeren Einfluß als diese rein statische Belastung hat die dynamische; auch hier übt der Straßenfertiger die größte Wirkung aus. Immer wird die neu hinzutretende Last die durchlaufenden Längsträger unmittelbar belasten, die Nachbarfelder jedoch entlasten. — Wenn auch kaum negative Stützendrücke dabei zu erwarten sind, so werden die geschilderten Belastungsvorgänge, vor allem die dynamischen, meist genügen, um die Reibung am Längsträgerlager zu überwinden, wodurch die Zusatzspannungen infolge der ständigen Last jedenfalls so gut wie aufgehoben werden.

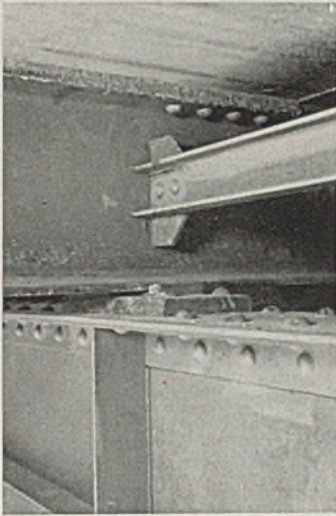


Abb. 7. Längsträger mit auf dem Querträger befestigte Gleitplatte.

Die Beanspruchung niedrig ist, ist es vollkommen unbedenklich, wenn im Obergurt die Niete durch die Betonplatte verdeckt werden.

Ein Gelenklager unter den Raumfugen zeigt Abb. 8. Die Gleitplatten auf dem Querträger sind Stahlgußplatten mit seit-

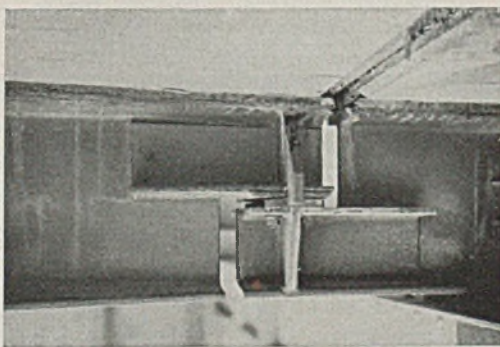


Abb. 8. Längsträgergelenk unter der Raumfuge.

lichen Ansätzen (Abb. 7). Mit den Querträgern neben den Bremsverbänden werden die Längsträger fest vernietet (Abb. 18).

Die Querträgerobergurte folgen dem Quergefälle der Fahrbahn von 1,5% (Abb. 2, 10) und sind somit auch dachförmig ausgebildet. Ihre Stützweite beträgt, der Hauptträgerentfernung entsprechend, 15,50 m, was zur Verwendung von St 52 führte. Von den normalen Querträgern unterscheiden sich nur die Querträger über den Pfeilern (Abb. 11, 12). Die normalen Querträger haben mit den im Untergurt anschließenden Rahmenstielen, die die Hauptträgeruntergurte gegen die Querträger abtufen, nur das Stegblech gemeinsam. Die Stegbleche sind im Abstand von 0,95 m vom Hauptträger gestoßen. Querträgeruntergurt und Rahmenstiel stoßen an der Innenseite im stumpfen Winkel gegenein-

ander. Diese Ausführung ist einfach, ausreichend und erspart Werkstattarbeit.

Das Stegblech ist in Trägermitte 1,65 m hoch und wird, dem Quergefälle folgend, niedriger. Auf den ungleichschenkligen Gurtwinkeln liegt auf der ganzen Quergurtlänge eine Lamelle 360 × 10 mm, während im Untergurt nur soweit, als es rechnerisch erforderlich ist, eine Lamelle 320 × 10 mm angeordnet ist. Die Knicksicherheit des Obergurtes, der in seiner Mitte durch den Windverband gehalten ist, wurde nach Vianello nachgewiesen. Sie bedingte die breitere Lamelle im Obergurt. Bei Bemessung der Querträger wurde die unsymmetrische Ausbildung berücksichtigt.

Die Horizontalaussteifung durch einen Winkel $\angle 90 \times 90 \times 9$ in der oberen Druckzone ermöglicht es, mit einem 10 mm dicken Stegblech durchzukommen. Außerdem ist natürlich unter jedem Längsträger eine Aussteifung angeordnet.

Als vollwertige Rahmen mit durchgehendem Untergurt und ausgerundeten Ecken sind nur die Querträger über den Pfeilern ausgebildet (Abb. 11, 12). Durch sie werden die horizontalen Kräfte aus Fahrbahn und Windverband an die Pfeiler abgegeben. Bei ihnen ist die Untergurtlamelle an den Hauptträgeruntergurt herangeführt worden, sonst erwies sich auch für diese Rahmen der Querschnitt des normalen Querträgers als ausreichend.

Die Entlastung durch die ständige Belastung der weit auskragenden Konsole wurde bei Berechnung aller Querträger berücksichtigt.

Auch die Obergurte der auf Abb. 10, 13, 14 dargestellten Konsole aus St 37 folgen dem Quergefälle der Brücke von 1,5%. Die Fahrbahnlast kräftigt rd. 4,50 m über Hauptträgermitte. Der Konsolträger selbst ist 3,55 m lang und am Anschluß 1,50 m hoch. Die Gurtwinkel sind die gleichen wie beim Querträger, ungleichschenklige Winkel $\angle 100 \times 150 \times 10$. Lamellen im Untergurt fehlen.

Die Zugkraft im Obergurt wird durch eine 12 mm dicke Lasche aufgenommen. Bei allen Konsolen, mit Ausnahme der Konsole am Bremsverband-Querträger beginnt die Lasche mit einem lamellenförmigen Ausschnitt etwa 1,20 m von der Konsolspitze entfernt und verbreitert sich kurz vor dem 2. Längsträger (Längsträger G),

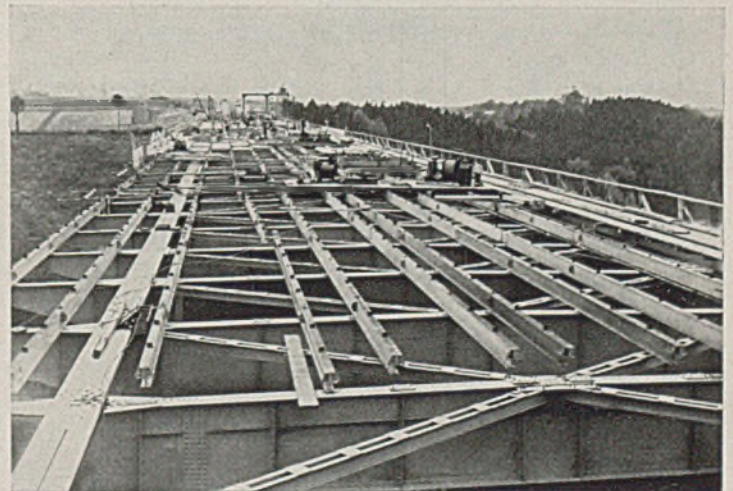


Abb. 9. Längsträgerenden mit Gelenken.

so daß sie am Hauptträgerobergurt, Winkel und Lamelle von unten her mit 14 Nieten, $\varnothing 26$, angeschlossen werden kann. Die Hauptträgergurtlamelle nimmt die Zugkraft auf und leitet sie durch eine entsprechende Lasche in die Querträger weiter (Abb. 10). Zur einwandfreien Druckübertragung im Untergurt wurden besondere Beibleche und Winkel vorgesehen, um die Zahl der Anschlußniete vermehren oder vierschnittige Niete erhalten zu können.

Die verschiedenartige Ausdehnung von Fahrbahn und Hauptträgern ist, wie bei der Längsträgerlagerung, auch hier zu beachten. — Verkürzt sich z. B. der Hauptträger mit den Konsolanschlüssen (schematische Skizze Abb. 15) um das Maß $\Delta 1$, so wahrnen die Konsolspitzen unter dem Randlängsträger ihre ursprüngliche Lage mit dem Abstand L solange, bis die Reibung an den

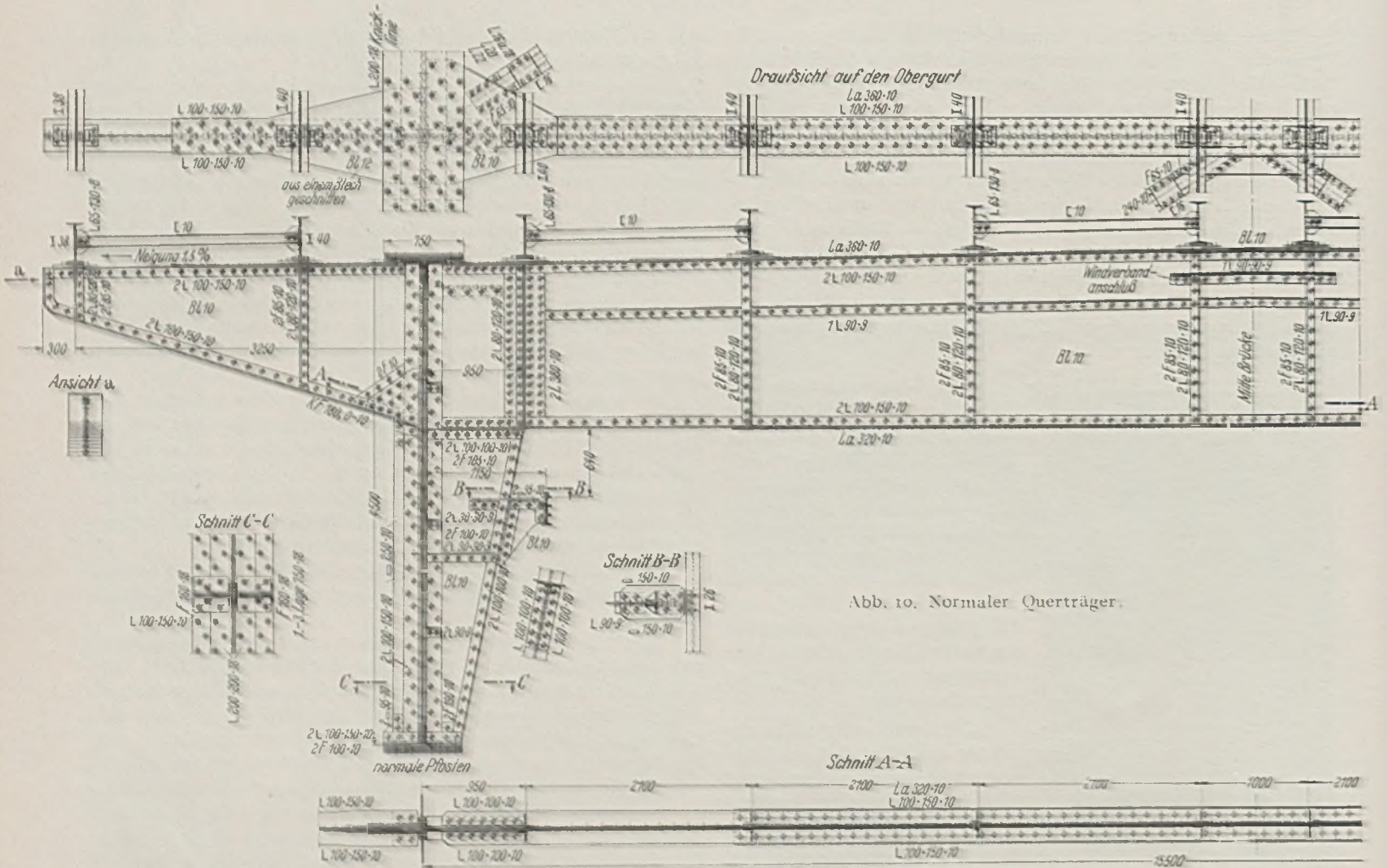


Abb. 10. Normaler Querträger.

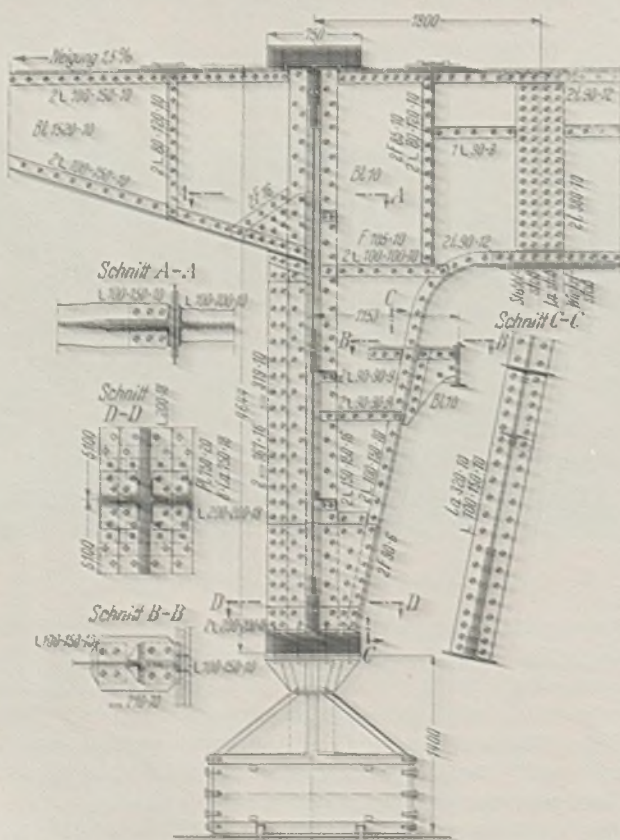


Abb. 11. Querträgerrahmen über einem Pfeiler.

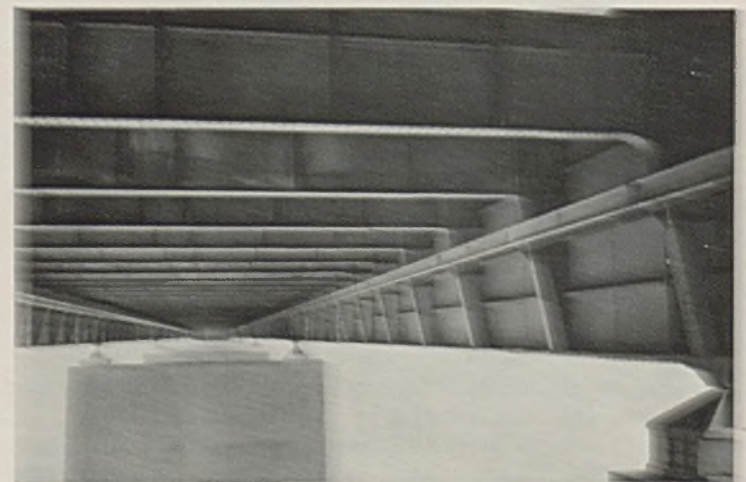


Abb. 12. Querträgerrahmen.

Längsträgerlagern überwunden ist. Als Fest- und Ausgangspunkt der Bewegung ist der Bremsverbandquerträger mit den Bremskon-

sohlen anzusehen. Die Konsole werden dabei durch eine Kraft verbogen, die als Grenzwert dem Reibungswiderstand eines Längsträgerlagers entspricht, sonst jeweils aus der Formänderung Δl errechnet werden kann. Die entsprechende seitliche Kraft wurde bei der Bemessung der Konsole in Rechnung gesetzt, wobei auch die Verdrehung berücksichtigt wurde. Bei Beachtung aller möglichen Zusatzkräfte wurde jedoch die zulässige Beanspruchung auf die

Hälfte der Bruchbeanspruchung erhöht. Als Hauptvorteil dieser eingehenden Untersuchung ist zu nennen, daß unter Anwendung der breiten Zuglaschen auf jede seitliche Absteifung der Konsole durch Winkel verzichtet werden konnte, was für das Brückenbild vorteilhaft ist.

Ähnlich liegen die Verhältnisse bei den Querträgern.

II. Verbände.

Alle Kräfte quer zur Fahrbahn werden durch die Längsträgerlager, z. T. auf dem Umweg über die Konsole, an die Querträger abgegeben, die Pfosten des waagerechten Windverbandes sind. Rechnerisch wurde auf die Mitwirkung der durch Quer- und Längsfugen unterbrochenen Eisenbetonplatte verzichtet.

Knotenbleche am Obergurt an, während die Bleche unter den Streben mit besonderen Beiwinkeln „W“ an den Stegblechen angegeschlossen sind. Die Streben wurden als Druckstäbe mit je zwei stehenden U-Eisen ([16 bis [24) ausgebildet. Der Abstand beider Eisen ist immer so gewählt worden, daß die Trägheitsmomente, auf lotrechte und waagerechte Achse bezogen, nahezu gleich sind.

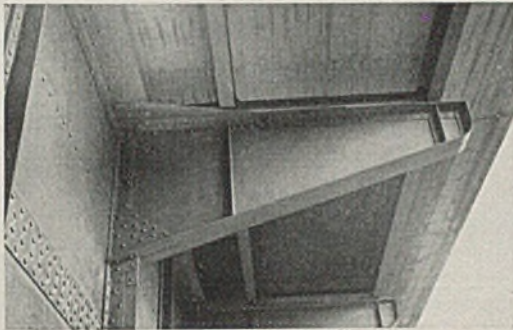


Abb. 13. Konsol zur Aufnahme der auskragenden Fahrbahnplatte.

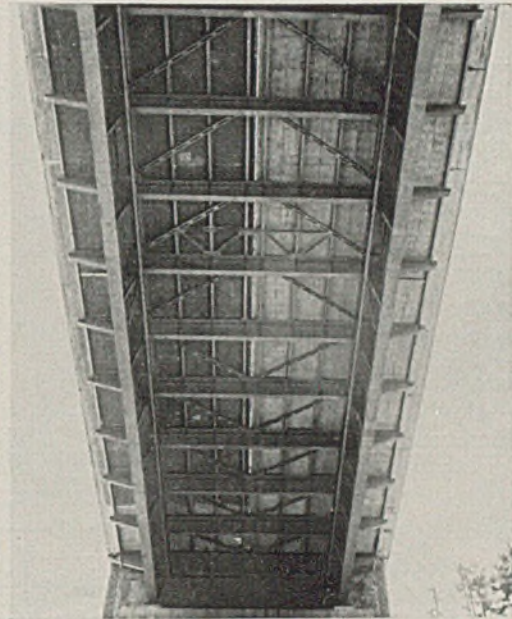


Abb. 16. Blick von unten auf den Windverband.



Abb. 14. Architektonische Wirkung der Konsolreihe.

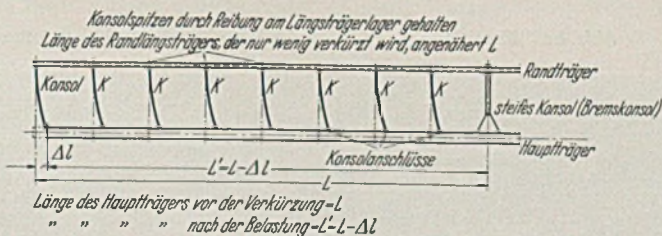


Abb. 15. Schematische Darstellung für die Verbiegung der Konsol bei der verschiedenartigen Formänderung von Haupt- und Randlängsträger.

Der Windverband ist als durchlaufender K-Verband ausgebildet und hat die gleichen Stützweiten wie die Hauptträger (Grundriß Abb. 3).

Mit Rücksicht auf die breiten Pfeiler können seine Stützen als genügend starr angenommen werden, so daß die Berechnung der Hauptträgerquerkräfte hier sinngemäß angewendet werden kann.

Der Verband wurde so nahe wie möglich unter die Fahrbahn gelegt (Abb. 17). Bei Haupt- und Querträgern liegen die oberen

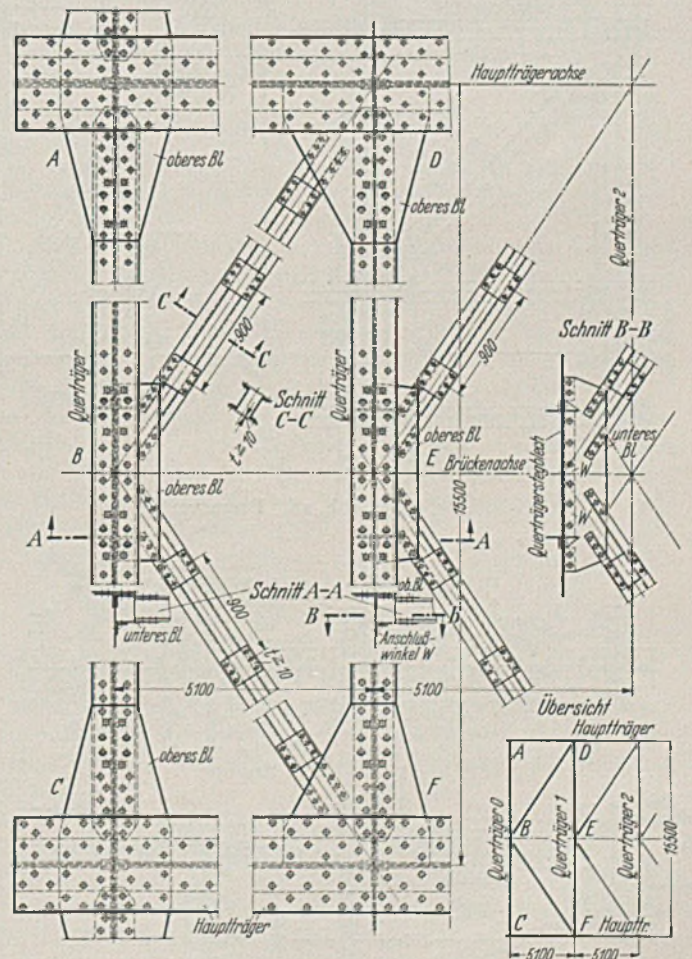


Abb. 17. Windverband.

Die wenigstens 10 mm dicken Bindebleche wurden den Berechnungsgrundlagen für Eisenbahnbrücken (BE) entsprechend nachgewiesen. Mit Rücksicht auf eine gute Untersicht (Abb. 16) wurde

die gegenseitige Entfernung der Bindebleche von 90 cm allgemein beibehalten. Für die Bestimmung der kleinsten Querschnitte war das Knickverhältnis $\lambda = \frac{l}{i} = 50$ ausschlaggebend.

Bestandteile des Windverbandes sind auch die sieben Bremsverbände, die jedesmal in der Mitte zwischen den Querraumfugen liegen (Abb. 3 Grundriß).

Bei den Konsolen vertreten die Stelle des Bremsverbandes die

am Bremsverbandsquerträger angeschlossenen Bremskonsole (Abb. 19), deren Obergurte besonders kräftig ausgebildet sind. Bis unter die Randlängsträger reicht die Gurtplatte 540 x 12, die mit besonderer Stoßlasche an das große Eckblech angeschlossen ist, das beim Anschluß am Hauptträgerobergurt 1,40 m breit ist und 22 Anschlußniete aufweist.

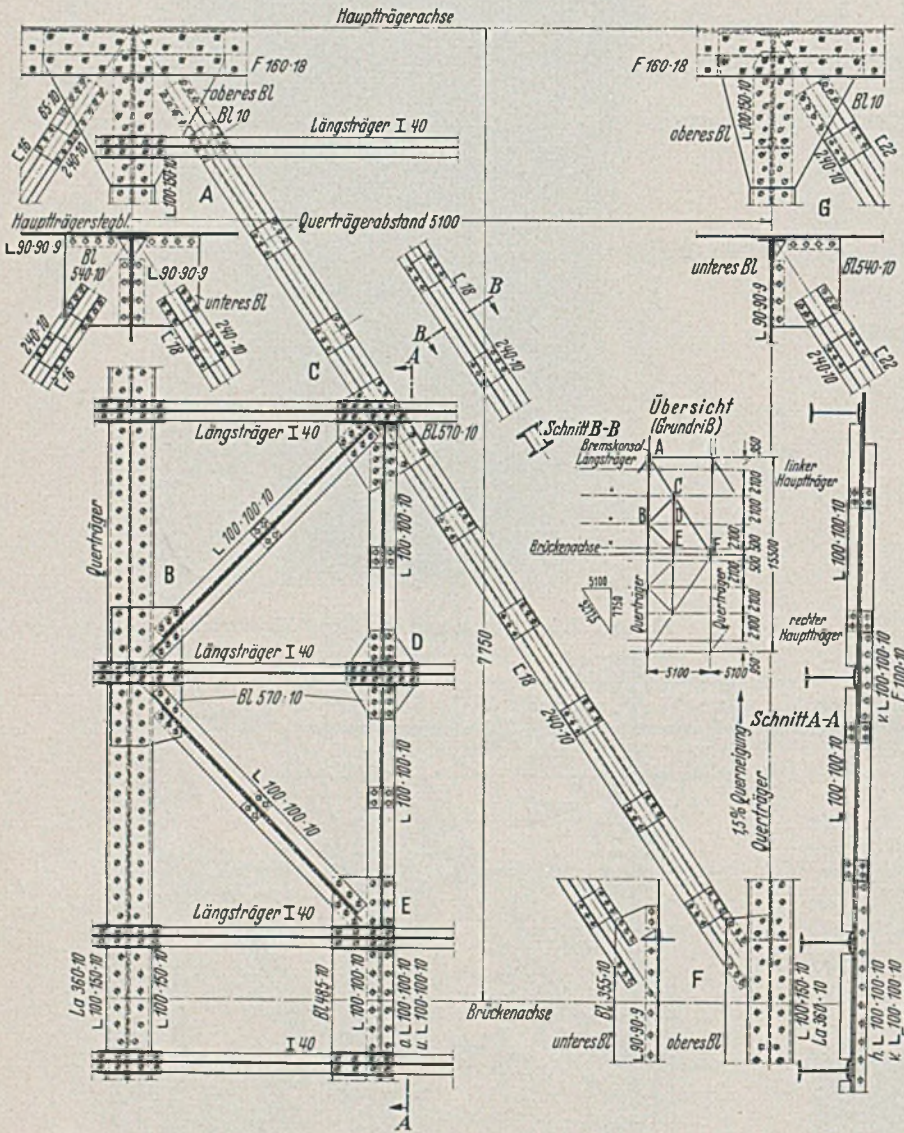


Abb. 18. Bremsverband.

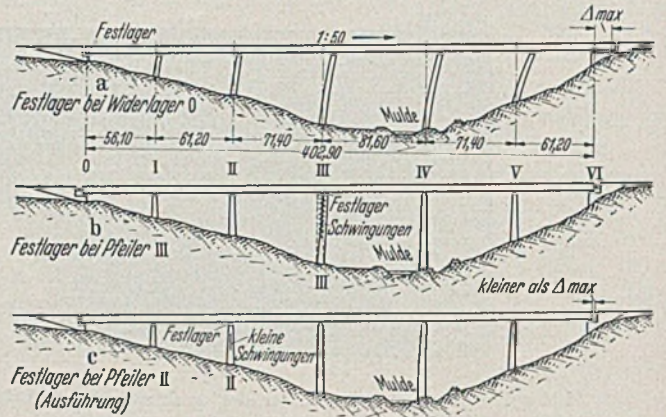


Abb. 21. Untersuchung der Möglichkeiten für die Anordnung des Festlagers.

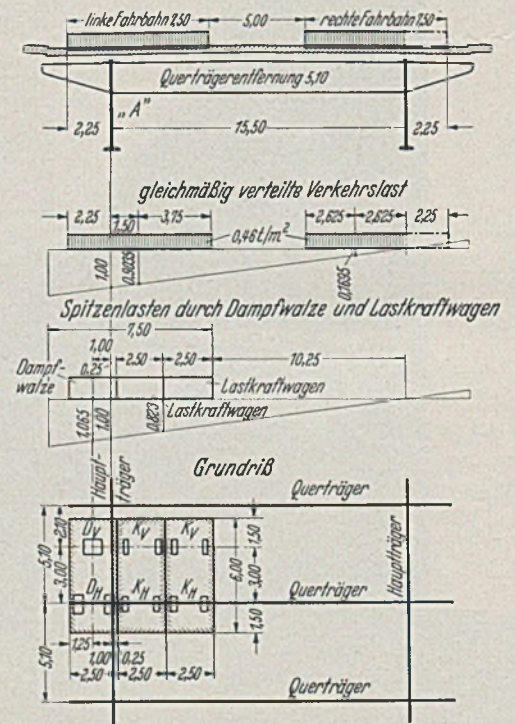


Abb. 22. Ermittlung der Verkehrslast für einen Hauptträger.

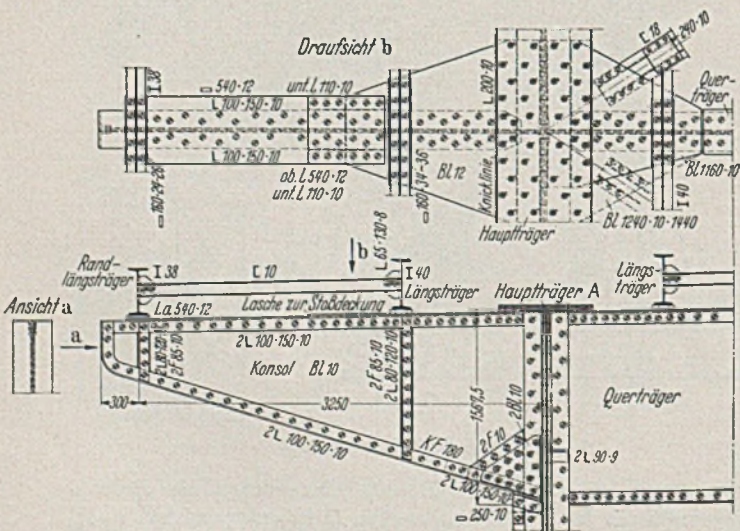


Abb. 19. Bremsverbandskonsole.

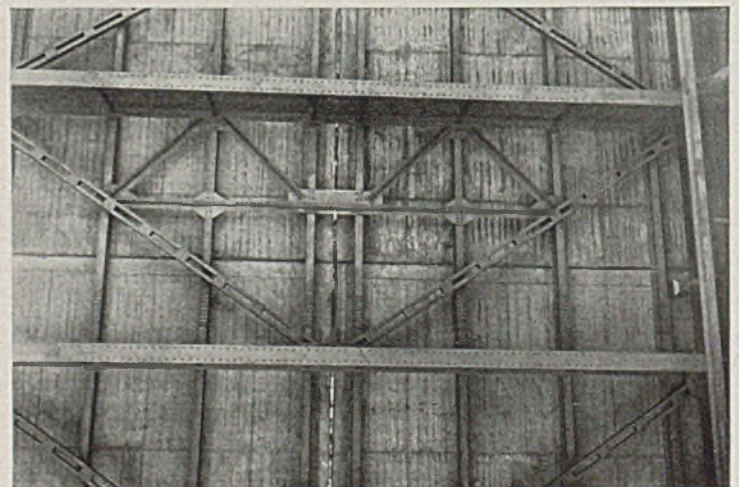


Abb. 20. Blick von unten auf den Bremsverband.

Jeder Bremsverband hat als Gurte einen Querträger und zwei Streben des Hauptwindverbandes. Da sowohl die Konsole, wie auch der Bremsverband durch die waagerechten Eckbleche biegungsfest am Hauptträgerobergurt angeschlossen sind (Abb. 19), beansprucht das von der Konsole eingeleitete Moment den Hauptträgerobergurt wie auch den Querträger mit dem Bremsverband (Abb. 18/19, Pkt A). Sind am Hauptträgerobergurt auch nur zwei Lamellen vorhanden, so beträgt sein Trägheitsmoment J_H schon $138\,000\text{ cm}^4$, so daß demgegenüber das Trägheitsmoment $J_Q = 6360\text{ cm}^4$ für den Querträgerobergurt und das Trägheitsmoment $I_{Br} = 3312\text{ cm}^4$ für die Verbandsstrebe sehr klein ist. Wegen der überwiegenden Steifigkeit des Hauptträgers wird deshalb praktisch das waagerechte Konsolmoment vom Hauptträger allein aufgenommen und bei seiner Ausbildung berücksichtigt (Abb. 18).

Bremsverbände und Bremskonsole müssen alle waagerechten Kräfte in Brückenlängsrichtung an die Hauptträger weiterleiten. Außer den Bremskräften sind das im vorliegenden Falle auch noch die Komponenten aus ständiger Last und Verkehrslast, die sich aus dem Längsgefälle der Brücke von 2% ergeben.

Wie Abb. 18 zeigt, sind die Streben des Bremsverbandes $2 \times 100 \times 100 \times 10$, nur an den oberen Blechen des Windverbandes angeschlossen, so daß noch ein Versetzungsmoment zu berücksichtigen ist, da Wind- und Bremsverband nicht in einer Ebene liegen. Die Ausführung des ganzen Bremsverbandes ist am besten aus den Abb. 18, 20 zu ersehen.

Neben den als Rahmen ausgeführten Querträgern sind weitere Querverbindungen nicht vorgesehen (Abb. 12).

III. Die Hauptträger.

Eingangs wurden die gewählten Abmessungen für die Hauptträger begründet. Wie auf Abb. 3b dargestellt, betragen die Stützweiten $56,10 - 61,20 - 71,40 - 81,60 - 71,40 - 61,20\text{ m}$. Auf diesem Bild sind die Pfeiler und Widerlager mit den römischen Ziffern 0, I, II, III, IV, V, VI, jeder Querträger mit den arabischen Ziffern 0—79 bezeichnet.

Als Baustoff für die Hauptträger kam nur St 52 in Frage.

A. Lageranordnung.

Mit Rücksicht auf die hohen schlanken Pfeiler war die Anordnung der Lager von grundsätzlicher Bedeutung. Dabei ist vor allem zu beachten, daß nicht Bremskräfte, sondern Reibungswiderstände bei einer schweren Straßenbrücke den Ausschlag geben. Hier bestanden drei Möglichkeiten (Abb. 21):

a) Das Festlager beim Endwiderlager 0 (Abb. 21a). Als Vorteile sind zu nennen: Ein labiler Zustand der ganzen Brücke, Überbau und Pfeiler, ist damit ausgeschlossen. Am Endwiderlager hat der Überbau einen absolut festen Punkt. Solange die Reibung bei den Lagern nicht überwunden wird, sind Bewegungen der Pfeilerköpfe stets an die Formänderungen des Überbaues gebunden. Das bewahrt die Pfeiler vor großen Schwingungen und schließt die gefährlichen Wirkungen der Wechselbeanspruchung aus.

Als Nachteil ist die große Gesamtbewegung zu nennen, die von 0 zu VI anwächst. Solange die rollende Reibung noch nicht überwunden ist, werden die Pfeiler am stärksten durchgebogen und somit am höchsten beansprucht, was vor allem für die höchsten Pfeiler III und IV durchaus unerwünscht ist. Nachteilig ist ferner ein Fahrbahnübergang für eine Gesamtlänge von über 400 m Brücke.

b) Festes Lager auf dem Pfeiler III (Abb. 21b). Hier liegen die Verhältnisse umgekehrt. Vorteilhaft sind die kleinen Ausdehnungsvorrichtungen auf den Endwiderlagern. Große Ausschläge der Pfeilerköpfe unter Mitführung des gesamten Überbaues könnten auf den Widerlagern konstruktiv begrenzt werden. Von Nachteil, namentlich für Pfeiler I, II, sind hier die Schwingungen, wenn sie auch kurz sind, die durch das Fehlen eines absolut festen Punktes auf einem der Widerlager ermöglicht werden.

c) Das Festlager liegt auf Pfeiler II (Abb. 21c). Gewählt wurde dieser Mittelweg. Diese Anordnung hält den Fahrbahnüber-

gang auf Widerlager VI in mäßigen Grenzen, während auf dem Endwiderlager 0 nur ein kurzer Übergang notwendig wird. Der Pfeiler IV ist nicht so hoch beansprucht wie bei einer Anordnung des Festlagers auf dem Dresdner Endwiderlager 0. Wenn auch der unter b) geschilderte labile Zustand nicht völlig ausgeschlossen werden kann, so sind die Schwingungen doch wesentlich schwächer als bei Anordnung des Festlagers auf dem Pfeiler III (Fall b), weil Pfeiler II um 40% niedriger ist.

B. Belastungsannahmen und statische Berechnung.

Den Belastungsannahmen für die Hauptträger lag neben den DIN-Vorschriften die Verfügung zugrunde, daß nur die 7,50 m breiten Fahrbahnstreifen durch Verkehrslast zu belasten sind.

Für ständige Last ergab sich für das Hfd./m Hauptträger ein Gewicht von rd. 14 t, das sich aus folgenden Anteilen zusammensetzt:

- Anteil der Fahrbahndecke . . . 9,15 t = 65%
- Anteil der Schrammborde . . . 1,40 t = 10%
- Anteil der Stahlkonstruktion . . 3,45 t = 25%

Für die gleichmäßig verteilte Verkehrslast wurde ein Mittelwert für alle Öffnungen gleichbleibend von rd. 460 kg/m² angenommen. Auch der Stoßbeiwert φ wurde zu 1,25 für die ganze Brücke gemittelt.

Da die 7,50 m breiten Fahrbahnen noch zu einem großen Teil die langen Konsole belasten, ist, wie Abb. 22 zeigt, die Lage der

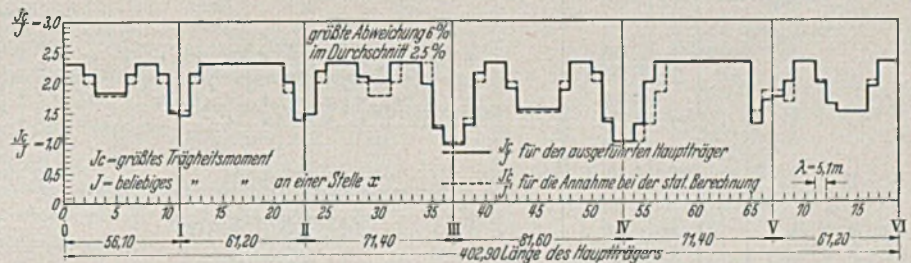


Abb. 23. Gegenüberstellung der Trägheitsmomente bei Annahme für die statische Berechnung und bei der Ausführung.

Fahrbahn im Brückenquerschnitt für die Bestimmung der Verkehrslast für einen Hauptträger von Bedeutung. Zur Berücksichtigung der Kragwirkung der Konsole ist deshalb die Verkehrslast für einen Hauptträger aus der Einflußlinie für den Stützdruck eines Kragträgers ermittelt worden (Abb. 22). Dabei ergibt die gleichmäßig verteilte Verkehrslast für einen Hauptträger 3,52 t/m.

An die Hauptträger wird nur in den Querträgeranschlußstellen in Abständen von 5,10 m die Last abgegeben. Deshalb wurden auch alle Einflußlinien für diese Stellen ermittelt und ihre Ordinaten mit den entsprechenden Knotenlasten multipliziert. Als Knotenlasten „K“ ergeben sich:

- für ständige Last K_g 71,50 t
- für gleichmäßige verteilte Verkehrslast ohne Stoßbeiwert K_p 17,95 t
- für gleichmäßig verteilte Verkehrslast mit Stoßbeiwert $\varphi \cdot K_p$ 22,40 t.

Außerdem ergaben sich zusätzlich für Spitzenlasten durch Dampfvalve und Lastkraftwagen für die beiden benachbarten größten Ordinaten einer Einflußlinie noch folgende Knotenlasten (Abb. 22):

- ohne Stoßbeiwert K'_p 21,95 t; K_{p1} 4,64 t
- mit Stoßbeiwert $\varphi \cdot K'_p$ 27,40 t; $\varphi \cdot K'_{p1}$ 5,80 t.

Der durchlaufende Träger über sechs Öffnungen ist fünffach statisch unbestimmt. Wegen der Unsymmetrie des Bauwerkes wurde die Berechnung sehr umfangreich.

Als Überzählige wurden natürlich die Stützenmomente angenommen. Zur Auflösung der Elastizitätsgleichungen wurde die Gaußsche Eliminationsmethode nach dem System steigender statischer Unbestimmtheit angewendet. Vereinfacht wird der Rechnungsgang durch die dreigliedrigen Gleichungen des vorliegenden

Systems. Die endgültigen Gleichungen werden mit Hilfe des Zahlenrechteckes aufgelöst¹.

Für die endgültige Berechnung wurden die Annahmen für die Trägheitsmomente J einer Vorberechnung entnommen. Bei den

Wert $\frac{J_c}{J}$ wurde für jedes Feld ($\lambda = 5,1$) ausgerechnet, wobei bei verschiedenen Trägheitsmomenten in einem Feld „2“ gemittelt wurde. Auf Abb. 23 sind die entgültigen Werte J_c/J den der Berechnung zugrunde liegenden Werten J_c/J' gegenübergestellt.

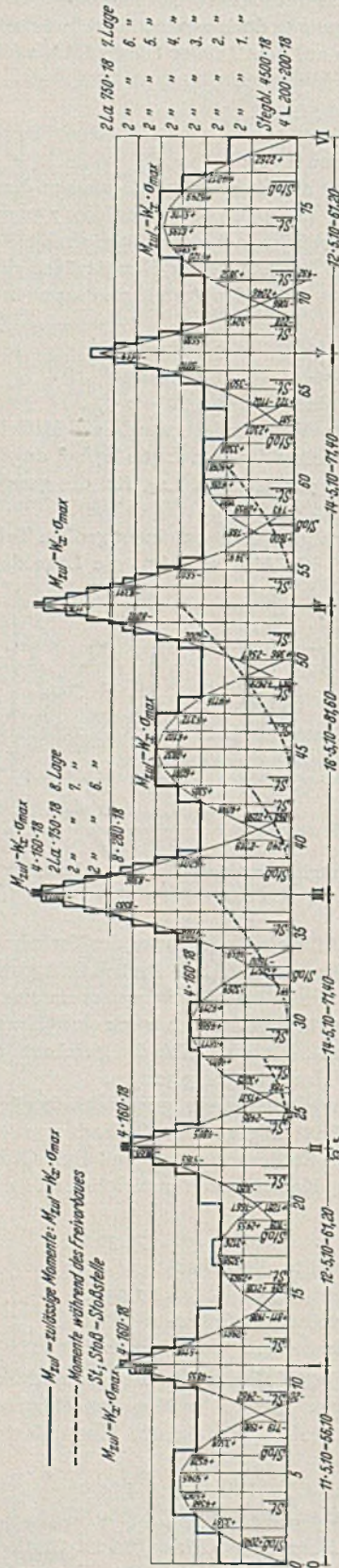


Abb. 24. Schabild der für die Berechnung der Hauptträger maßgebenden Momente, Ablängung der Gurtplatten, Lage der Stöße.

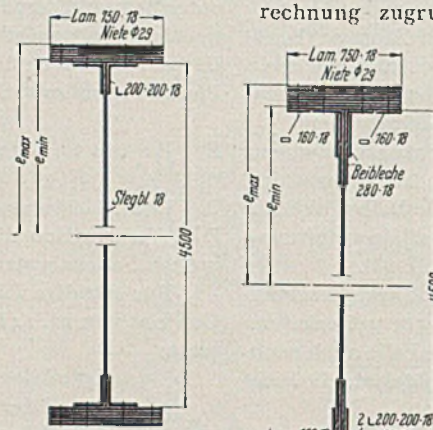


Abb. 25 a.
Hauptträgerquer-
schnitte und Quer-
schnittswerte
(siehe nächste Seite
oben).

Abb. 25 b.
für einen Gurt ohne Stegblech:
 $F = 1480 \text{ cm}^2$
 $G = 1,16 \text{ t/m}$

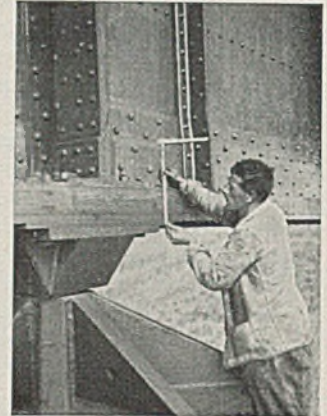


Abb. 27.
Bild des stärksten Untergurtes.

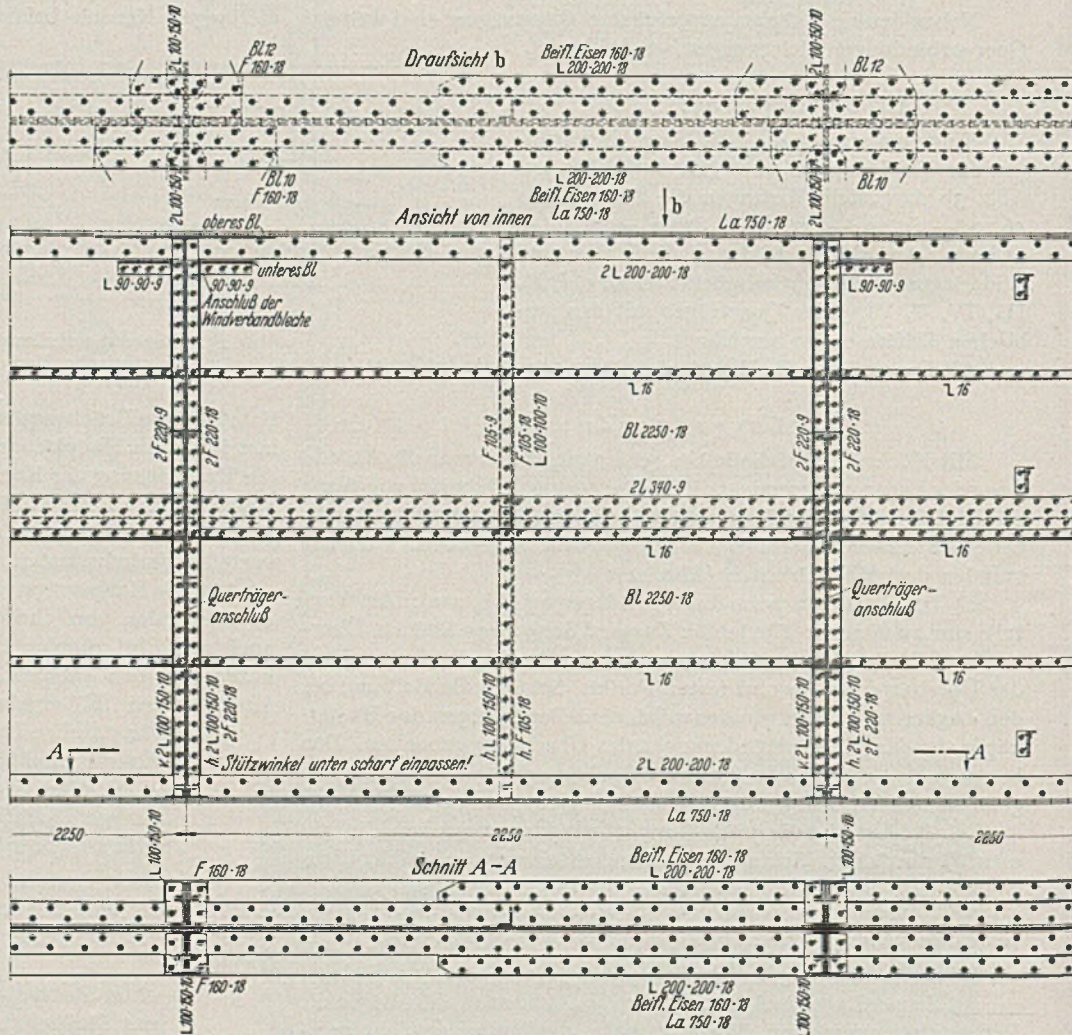


Abb. 26. Hauptträger: Feld 16—17 (Ansicht von innen).

vorliegenden Verhältnissen ist die öffnungsweise Abstufung der Trägheitsmomente eine unzureichende Annäherung. Wird mit J das jeweilige Trägheitsmoment, mit J_c das größte Trägheitsmoment bezeichnet, so stellt der Faktor $\frac{J_c}{J}$ eine Vergleichszahl dar. Dieser

Dabei zeigt die gestrichelte Linie die Annahme und die ausgezogene Linie die Ausführung. Als Durchschnitt der Unterschiede ergab sich $2\frac{1}{2}\%$.

Da der Obergurt der Hauptträger ständig im Schatten der weit auskragenden Fahrbahntafel liegt, während der Untergurt der Sonnenbestrahlung ausgesetzt ist, wurde nach DIN 1073 mit

¹ Beyer: Die Statik im Eisenbetonbau. I. Band, 2. Auflage 1933.

Zu Abb. 25a. Hauptträger-Querschnitt in den Öffnungen.

	$\Sigma J \text{ m}^4$	e m	w m ³	$M = w \cdot \sigma_{\max} = w \cdot 2,09 \text{ mt}$
Stegbl. 4500 · 18 . . .	0,1162	2,268	0,0512	1070
4 L. 200 · 200 · 18 . . .	0,2290	2,268	0,1010	2110
Lam. 1. L.g. 750 · 18 . . .	0,3455	2,268	0,1520	3180
„ 2. L.g. 750 · 18 . . .	0,4638	2,268	0,2025	4240
„ 3. L.g. 750 · 18 . . .	0,5810	2,304	0,2535	5300
„ 4. L.g. 750 · 18 . . .	0,7061	2,322	0,3040	6360
„ 5. L.g. 750 · 18 . . .	0,8301	2,340	0,3547	7420
„ 6. L.g. 750 · 18 . . .	0,9560	2,358	0,4055	8470

Zu Abb. 25b. Hauptträger-Querschnitt (größter Querschnitt am Pfeiler III, Punkt 37).

	$\Sigma J \text{ m}^4$	e m	w m ³	$M = w \cdot \sigma_{\max} = w \cdot 2,09 \text{ mt}$
Stegblech 4500 · 18 . . .	0,1162	2,268	0,0512	1070
4 L. 200 · 200 · 18 . . .	0,2290	2,268	0,1010	2110
Lam. 1. L.g. 750 · 18 . . .	0,3455	2,268	0,1520	3180
„ 2. L.g. 750 · 18 . . .	0,4638	2,268	0,2025	4240
„ 3. L.g. 750 · 18 . . .	0,5810	2,304	0,2535	5300
„ 4. L.g. 750 · 18 . . .	0,7061	2,322	0,3040	6360
„ 5. L.g. 750 · 18 . . .	0,8301	2,340	0,3547	7420
8 Beibleche 280 · 18 . . .	0,9677	2,340	0,4135	8640
Lam. 6. L.g. 750 · 18 . . .	1,0930	2,358	0,4638	9700
„ 7. L.g. 750 · 18 . . .	1,2215	2,376	0,5141	10740
„ 8. L.g. 750 · 18 . . .	1,3513	2,394	0,5645	11800
4 Beilagen 160 · 18 . . .	1,3987	2,394	0,5842	12210

Für einen Gurt ohne Stegblech: $F = 1480 \text{ cm}^2$,
 $G = 1,16 \text{ t/lfd. m}$.

einem Temperaturunterschied von $\Delta t = 15^\circ$ zwischen beiden Gurten gerechnet, was in den Seitenöffnungen die maßgebenden Stützenmomente bis zu 15% erhöhte.

Nachträgliche, lotrechte Stützenverschiebungen zur Schaffung eines Ausgleiches von Momentenspitzen wurden nicht vorgenommen. In Frage gekommen wäre das höchstens für die Stützenmomente neben der großen 81 m-Öffnung. Hier wäre es wohl möglich gewesen, die besonders starken Gurtquerschnitte etwas schwächer zu halten. Eine Werkstoffersparnis wäre jedoch dabei mit Rücksicht auf das Ganze nicht erzielt worden.

Die nach den oben geschilderten Richtlinien ermittelte Kurve der für die Bemessung maßgebenden Momente ist auf Abb. 24 dargestellt, und von der Kurve M_{zul} , die für jeden Querschnitt x nach der Gleichung:

$$(2) \quad M_{\text{zul}} = W_x \cdot \sigma_{\max}$$

ermittelt wurde, eingehüllt worden.

Die Widerstandsmomente W_x gehören zu den auf Abb. 25a/b dargestellten Querschnitten. Als kleinster Querschnitt wurde der Grundquerschnitt mit je einer Gurtplatte oben und unten gewählt. Falls bei einer Stütze mehr als vier Gurtplatten in kurzen Abständen abzustufen waren, wurde in beiden Gurten die zweite Gurtplatte um rd. ein Feld weiter vorangeschlossen, um den raschen Abfall vom größten zum kleinsten Querschnitt etwas abzumildern. Die größte Spannung σ_{\max} beträgt 2,09 t/cm². Aus konstruktiven Gründen wurden auch schon mit Rücksicht auf die Niete $\varnothing 29$ nur Eisendicken von 18 mm verwendet.

Abb. 26 zeigt einen Hauptträgerausschnitt (das Feld 16/17).

Das größte Moment bei Pkt. 37 (Pfeiler III) von 12 073 t/m erfordert ein Widerstandsmoment von rd. 0,6 m³. Das ist praktisch bei einer Trägerhöhe von 4,50 m des einwandigen Querschnittes, nur mit den schwersten Gurtwinkeln $L_{200} \times 200 \times 18$ in St 52 zu erreichen. Für die Gurtplatten wurde eine Breite von 750 mm notwendig (Abb. 25a/b, Abb. 26).

Das größte Feldmoment in der 81 m-Öffnung erfordert zweimal je vier Gurtplatten. Das Stützenmoment über Pfeiler V (Punkt 67) macht sogar zweimal sieben Gurtplatten notwendig (Abb. 25a).

Über Pfeiler III (Punkt 37) und Pfeiler IV (Punkt 53) reichen nicht einmal acht Gurtplatten im Ober- und Untergurt aus. Deshalb sind auf den lotrechten Gurtwinkelschenkeln noch acht besondere Beibleche 280×18 vorgesehen; außerdem liegen neben den waagerechten Gurtwinkelschenkeln noch vier Beilagen 160×18 (Abb. 25b). Ein solcher Gurt wiegt ohne das Stegblech bei einem Querschnitt von $F = 1480 \text{ cm}^2$ 1,16 t/m und hat eine Gesamtdicke von 162 mm. Abb. 27 zeigt ihn im Lichtbild.

Mit Rücksicht auf diese dicken Gurte wurden Niete $\varnothing 29$ verwendet. Außerdem wurde auf Vorschlag der Firma folgende Regelung getroffen:

Für Blechstärken bis zu 4,5 d (d = Nietdurchmesser) werden normale Niete geschlagen, von 4,5—5,5 d verstärkte Niete, von 5,5—6,5 d besonders verstärkte, abgedrehte Niete, über 6,5 d konische Bolzen. An der Hand von aufgeschnittenen Versuchsstücken kann man sich von der Güte der einzelnen Ausführungen leicht überzeugen. Praktisch wird es von der Zuverlässigkeit und Übung bei den Nietern der einzelnen Firmen abhängen, ob man bei Schaftlängen von über 4,5 d noch verstärkte Niete nimmt oder nicht. Eine scharfe Überwachung der Nietung auf der Baustelle ist bei Verwendung von verstärkten Nietern jedenfalls immer zu empfehlen. (Schluß folgt.)

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Tagung des deutschen Forstvereins in Freiburg i. Br.

Der deutsche Forstverein hielt seine diesjährige Tagung in der Zeit vom 29. August bis 4. September in Freiburg i. Br. ab. — Wie ein roter Faden zog sich durch alle Vorträge, die forstwissenschaftlich auf hoher Warte standen, die für den gesamten deutschen Wald gültige Forderung: Nachhaltige Erzeugung einer möglichst großen Menge wertvollsten Nutzholzes im standortgemäßen Mischwald bei Wahrung voller Wirtschaftlichkeit. — Von besonderem Interesse für den Bauingenieur war der Vortrag von Oberforststrat Faber, Karlsruhe: „Wasser- und Straßenbau in der badischen Forstwirtschaft.“

Da in der Forstwirtschaft der Transport der forstlichen Erzeugnisse wesentlich über den Wirtschaftserfolg entscheidet, war der Forstwirt von jeher bestrebt, sich durch Transporteinrichtungen, die den Zeit- und Verkehrsbedürfnissen entsprachen, in den Kreislauf der Gesamtwirtschaft organisch einzugliedern.

Holzabfuhrstraßen verbinden die Waldgebiete mit dem öffentlichen Straßennetz und mit den Stätten der Verarbeitung und des Verbrauchs. Wirtschaftswege meist einfacherer Art, die von den Hiebsorten ausgehen und zu den Hauptabfuhrstraßen führen, ermöglichen und fördern die Produktion und die Verwertung der forstwirtschaftlichen Erzeugnisse, die Wirtschaftsführung, die Aufsicht und die mannigfaltigen Arbeiten im Betrieb. Da der Forstwirt die Holzabfuhrwege selbst baut und unterhält, war für die Erfüllung dieser Berufsaufgabe von jeher der Besitz eines gediegenen, ingenieurmäßigen Wissens und gründlicher baulicher Erfahrung unbedingte Voraussetzung. Die Tatsache, daß in neuester Zeit das motorisierte Fahrzeug neben dem tierisch fortbewegten Fuhrwerk die Abfuhr der forstwirtschaftlichen Erzeugnisse übernahm,

stellt den forstlichen Straßenbau vor eine Fülle neuer Aufgaben und Umstellungen. Die Neubauten sind den Bedürfnissen des Kraftwagens anzupassen. Vorhandene Wege, deren Linienführung nicht genügt oder deren Fahrbahn der höheren Belastung nicht entspricht, sind umzubauen. Auch die Wegeunterhaltung ist neu zu gestalten. Die Brücken, die heute weit höhere Verkehrslasten aufzunehmen haben als früher, sind zu verstärken oder durch neue, tragfähigere zu ersetzen. Auch auf den Waldstraßen arbeitet heute die Walze und die Teermaschine. Die Wartung der Hauptabfuhrstraßen ist geschulten Waldstraßenwärtern übertragen. In dem rd. 100 000 ha großen badischen Staatswald befinden sich 1300 km Hauptabfuhrwege mit gestückter Fahrbahn, 1800 km Holzabfuhrwege mit Steinschlagdecke, 3000 km Erdwege, 1000 km Schleif- und Schlittwege sowie 1600 km Hutwege. Zahlreiche Wege, die der Forstwirtschaft einst als Pionier des Verkehrsaufschlusses in den walddichten Gegenden für seine Bedürfnisse baute, sind heute wichtige öffentliche Straßen. Für die Unterhaltung der Straßen in den Staatswäldern verausgabt die badische Staatsforstverwaltung jährlich gegen 500 000 RM, für Neubearbeiten 250 000 RM. In neuerer Zeit übernahm auch die badische Landesforstverwaltung die verschiedensten Arbeiten technischer Art auf dem Gebiet des Wasserbaus und der Wasserwirtschaft. In den Rheinwäldungen gesundet sie auf einer 200 km langen Baustrecke zwischen Breisach und Mannheim auf Großflächen unter dem Hochwasser leidende, bisher ertraglose Böden. Dort gedeihen heute schon nach erfolgter wasserwirtschaftlicher Behandlung wertvolle Edellaubhölzer, vor allem die kanadische Pappel, die in 30—40 Jahren infolge ihrer Wuchsfreudigkeit große Erträge in Aussicht stellt. — Die wasserwirtschaftliche Behandlung der Auewäldungen im Rheingebiet besitzt zugleich die Bedeutung eines wertvollen landeskulturellen Unternehmens. Sie gesundet versumpfte, ortsnaher Gebiete und fördert mittel-

bar die Landwirtschaft. Sie verbessert die Fischerei und verringert die Wildgefährdung durch plötzlich einbrechendes Hochwasser.

In dem Trockengebiet des unteren Rheintales nahm die badische Landesforstverwaltung in jüngster Zeit auch die planmäßige Bewässerung der im Hochsommer unter der Dürre leidenden Waldungen auf. Ein in der Anlage einfaches Bewässerungssystem ermöglicht die Durchfeuchtung des Bodens mit schlickführendem Wasser. Nicht die rasche Ableitung des Wassers, sondern die regulierbare Ausnützung seiner belebenden Kräfte sind die Kunst und das Ziel des neuzeitlichen Wasserbaues. — Von den übrigen Vorträgen seien nur noch kurz die über die Frage des Anbaus und der Einbürgerung der Murraykiefer in Deutschland von Prof. Dr. Metzger, Helsingfors, und Oberforstmeister a. D. A. Fr. Graf von der Schulenburg, Lieberose genannt. Die Murraykiefer, die aus dem westlichen Nordamerika stammt und auch auf geringen Kiefernböden wächst, liefert unserer Zellstoffindustrie in verhältnismäßig kurzer Zeit einen geeigneten Rohstoff. Bei 30—40jähriger Umtriebszeit — in diesem (forstlich gesehen) geringen Zeitraum — erzeugt sie rd. 200—250 m³ Derbholz. W. Stoy, Holzminden.

Wissenschaftliche Herbsttagung des Vereins Deutscher Ingenieure in Düsseldorf.

Unter dem Leitgedanken „Ingenieuraufgaben bei der Erzeugung und Verarbeitung neuer Werkstoffe“ fand am 16. und 17. September 1937 die diesjährige wissenschaftliche Herbsttagung des VDI in Düsseldorf in Verbindung mit der betriebswissenschaftlichen Tagung der Arbeitsgemeinschaft deutscher Betriebsingenieure (ADB) statt. In einer Reihe von Fachvorträgen, die in 7 Fachsitzungen zusammengefaßt waren, wurden neue Verfahren, neue Arbeitswege und Erfahrungen aus der letzten Zeit für die Aufbereitung und Verarbeitung der Rohstoffe besprochen. Denn mit der Schaffung neuer, fremdstoffsparender Werkstoffarten ist die Arbeit der deutschen Ingenieure für die Sicherung der Werkstoffversorgung Deutschlands nicht beendet. Die neugewonnenen Werkstoffe müssen, um vollwertig an die Stelle von Sparmetallen aller Art treten zu können, ihren Sondereigenschaften entsprechend gestaltet und bearbeitet werden. Die betriebswissenschaftliche Tagung ist dagegen der Verwendung der Werkstoffe und der neuzeitlichen Betriebsführung gewidmet. In 4 Fachsitzungen behandelte sie die Erkenntnisse und Erfahrungen, die sich beim Gebrauch nichtmetallischer heimischer Werkstoffe als Konstruktionsmittel ergeben haben.

Die Tagung begann am Donnerstag, den 16. September, 9 Uhr mit drei Fachsitzungen in der Tonhalle Düsseldorf:

1. **Mahltechnik und Technik der Stauberzeugung.** Im Rahmen dieser Sitzung sprach Prof. Dr. A. Smekal, Halle über „Die Grundvorgänge der Hartzerkleinerung“. Die maschinelle Zerkleinerung harter Stoffe und die Herstellung von Stauben aus ihnen bildet ein wichtiges Gebiet der industriellen Arbeit. Viele Gebrauchsstoffe sind nur in staubförmigem Zustand verwendbar oder erfordern staubfein zerkleinerte Rohstoffe zu ihrer Herstellung. Auch Kohlenstaub findet durch die in immer größerem Umfang für die Wärme- und Krafterzeugung angewendete Kohlenstaubfeuerung stetig wachsende Verwendung. Die Bedeutung der Kohlenstaubfeuerung für die deutsche Technik liegt besonders darin, daß durch sie auch minderwertige Kohlen- und Kokssorten und vor allem Schmelzkoks, der bei der Erzeugung von flüssigen Treibstoffen aus deutscher Kohle in großen Mengen anfällt, weitgehend verwertet werden können. Dr.-Ing. W. Gröndler, Breslau, brachte in seinem anschließenden Vortrag „Untersuchungen zur Bestimmung der Mahlbarkeit von Stoffen, insbesondere von Steinkohle mit dem Strukturprüfer“ die Ergebnisse von eingehenden Untersuchungen und Versuchen zur Kenntnis, die mit dem neuen Prüfgerät durchgeführt worden sind. Dr.-Ing. H. Hermisson, Liblar bei Köln, zeigte die Neuerungen an Mahlanlagen für die Stauberzeugung, die eine erhebliche Verbesserung der Wirtschaftlichkeit der Stauberzeugung ermöglichen. Es folgte ein Vortrag von Obering. Dipl.-Ing. K. Voigt, Dresden über „Erfahrungen bei der Vermahlung von Schmelzkoks im Großkraftwerk Böhlen“ der größten Braunkohlen-Schmelzanlage in Deutschland, die seit 1½ Jahren in Betrieb ist. Der tägliche Koksanfall beträgt 2500 bis 2800 t, von denen rd. 2200 in den Staubfeuerungen des Großkraftwerkes verbrannt werden. Mit einer eingehenden Beschreibung des Arbeitsvorganges schloß der Vortrag. Dr.-Ing. H. Stimmell, Böhlen, erörterte in seinem Vortrag „Über die Anwendung von Schutzgasen bei der Erzeugung und Verarbeitung von Kohlenstäuben“ die Schutzmaßnahmen gegen Staubexplosionen und Selbstentzündung des Schmelzkoksstaubes, die darin bestehen, daß die Mahl-, Förder- und Bunkeranlagen von sauerstoffarmen Gasen, z. B. Kesselabgasen umgeben sind.

2. **Thermische Stofftrennung.** Prof. Dr. Eucken, Göttingen, gab in seinem Vortrag „Allgemeine Physikalisch-chemische Grundlagen der thermischen Trennungsvorgänge“ einen Überblick über die Verfahren, die in der chemischen Industrie und vor allem bei der Treibstoffherzeugung aus deutscher Kohle eine wichtige Rolle spielen, und behandelte die wirtschaftlich und technisch zweckmäßigste Zerlegung durch Wärme von Stoffen, die eine „molekulare Mischung“ bilden, d. h. innig miteinander verbunden sind. Das Gemeinsame der verschiedenen Trennverfahren besteht darin, daß sie in irgend einer Weise die thermische Bewegung der Molekeln ausnutzen, weshalb die Bezeichnung „thermische Trennungsvorgänge“ angebracht erscheint. Unter dem

Thema „Grundsätzliches und Neues aus der Destillier- und Rektifizierertechnik“ sprach Prof. Dr.-Ing. Kirschbaum, Karlsruhe über die Zerlegung von Flüssigkeitsgemischen mit Hilfe von Wärme und die Verbesserungen der dabei verwendeten Geräte. Im Rahmen des Vortrages wurde zunächst die Wirkung der Verstärkungsböden in Abhängigkeit von der Belastung und die Druckverluste im Dampf behandelt. Anschließend wurden für den Betrieb wichtige und neue Versuchsergebnisse über die Verkrustungserscheinungen auf Verstärkungsböden gezeigt.

3. **Textiltechnik.** Prof. Dr. W. Weltzien, Krefeld, gab in seinem Vortrag „Forschung als Schrittmacher der Weiterverarbeitung“ einen Einblick in die Fortschritte, die auf dem wichtigen Gebiet der Kunstfaserherzeugung gemacht worden sind. Er zeigte, wie die Praxis aus den wissenschaftlichen Untersuchungen großen Nutzen gezogen hat, da durch sie die weitgehende Einführung der Kunstfaserstoffe in den Verbrauch ermöglicht wurde. Prof. Dr.-Ing. E. Meister, Dresden, berichtete über „Wirksame Verfahren zur Verhinderung der elektrostatischen Aufladung der Faserstoffe“. Eine Verhinderung dieser Erscheinung in der Spinnereindustrie, die durch innere Reibung der Faserbüschel bei der Verarbeitung entsteht und ein Aneinanderkleben der Fasern bewirkt, kann durch Erhöhung der relativen Luftfeuchtigkeit oder durch Ionisation der Luft geschehen. Direktor K. Koecke, Wuppertal-Elberfeld behandelte „Fortschritte in der Herstellung der Viskose-Kunstseide und -Zellwolle“, die hauptsächlich die Erhöhung der Festigkeitswerte der Fasern, die Verbesserung ihrer Farbeigenschaften und die Vereinfachung der Nachbehandlungsverfahren betreffen. Im Anschluß an den Vortrag wurde ein Sonderfilm „Floxx, ein Film von deutscher Zellwolle“ vorgeführt.

Ebenfalls Donnerstag vormittag begann die betriebswissenschaftliche Tagung mit einer Fachsitzung „Nichtmetallische heimische Werkstoffe als Konstruktionsmittel“. Neue Erkenntnisse und Erfahrungen. Obering. H. Turnwald, Troisdorf, zeigte dabei allgemeine Richtlinien für den Entwurf von Maschinen- und Geräteteilen aus Preßstoffen, deren Beachtung notwendig ist, um bei der Herstellung von Preßstoffteilen Mißerfolge zu vermeiden. Dr.-Ing. K. Wiegand, Berlin, brachte einen Überblick über die Verwendung von Glas im Behälter- und Rohrleitungsbau und über die neuzeitlichen technischen Glassorten, die in weitgehendem Maße als Austauschwerkstoffe gebraucht werden können. Generaldirektor W. Goldbeck, Thale behandelte in seinem Vortrag den Oberflächenschutz durch Email und die konstruktiven Grundlagen bei Anwendung von Emailüberzügen. Er wies auf die Fortschritte der Emailiertechnik hin, die es zur Zeit gestatten, ein in einem Stück emailierte Großbehälter von bis zu 60 000 l Inhalt herzustellen und emailierte Hochdrucktanks zu schaffen, die einen Überdruck von 12 Atmosphären ausgesetzt werden können. Dr. phil. Weber, Berlin, sprach über „Steinzeug, ein deutscher Werkstoff“, dessen chemische Beständigkeit ihn zu einem wichtigen Herstellungsmaterial für chemische Apparaturen, Maschinenteile, Geräte und sogar ganze Maschinen, z. B. Exhaustoren und Säurepumpen macht. Die zweckmäßige und vor allem auch vielseitige und sich ständig steigernde Verwendung des anderen heimischen Keramikstoffes, des Porzellan, für die Zwecke der Technik besprach Dr.-Ing. Draeger, Selb/Bayern in seinem Vortrag „Porzellan als Konstruktionsmittel“.

Am Donnerstag nachmittag sprach Dr.-Ing. H. Roellig, Leverkusen, über „Technische Eigenschaften von synthetischem Kautschuk und neue Meßmethoden bei der Herstellung von Buna-Erzeugnissen“. Er berichtete über wichtige Erfahrungen, die mit Apparaten der chemischen Industrie gemacht wurden, die mit Schutzüberzügen aus dem neuen Heimstoff Buna-Gummi versehen waren, und weiterhin über die Verwendung und Entwicklung fertiger Weichbuna und Hartbunamateile. Den zweiten Hauptvortrag hielt Dr.-Ing. E. Flatz, Köln, über „Werkstoffersparnis durch konstruktive und betriebstechnische Maßnahmen“. Die Erzeugnisse des Maschinenbaues können noch eine Verminderung des Werkstoffaufwandes bis zu 20% vertragen, ohne daß eine Verteuerung oder Güteminderung eintritt. Diese erhebliche Werkstoffersparnis kann erzielt werden durch die Anwendung neuer Verfahren, durch Leichtbau, bei dem die Festigkeitseigenschaften des gesamten Baustoffes voll ausgenutzt werden, durch richtige Aufteilung der Maschineneinheiten, durch den Vergleich der Abmessungen und Gewichte gleichartiger Maschinen, durch neue Baustoffe und durch abfallarme Formung der Einzelteile. Weitere Mittel zur Werkstoffersparnis bieten die neuen Verfahren der Oberflächenveredlung sowie eine weitgehende Abfallverwertung und zweckmäßige Verpackung.

Am Freitag, den 17. September folgten drei weitere Fachsitzungen:

1. **Schweißtechnik.** Dipl.-Ing. C. Hase, Duisburg sprach über „Gestaltung geschweißter Gefäße für die chemische Industrie unter Berücksichtigung der Verwendung plattierter Bleche“ und wies vor allem auf die Verwendung dieser plattierter Bleche hin, bei denen eine dünne Sparmetallschicht auf Stahlblech aufgewalzt ist. Diese plattierten Bleche haben bessere Festigkeitseigenschaften als massive Bleche aus Sparmetallen. Dr.-Ing. C. Holzhauser, Düsseldorf, zeigte in seinem Vortrag „Ausbesserungsschweißungen an Dampfkesseln“ die Erfordernisse, um Ausbesserungen an diesen hochbeanspruchten Maschinenteilen mittels Schweißung einwandfrei und betriebssicher auszuführen.

2. **Mechanische Stofftrennung.** Hier sprach Dr.-Ing. K. Winnacker, Frankfurt a. M. über „Die Schwimmaufbereitung als Verfahren der Stoffbewegung und Stofftrennung“. Die Verfahren der

Schwimmaufbereitung beruhen auf der verschiedenen Benetzbarkeit der einzelnen Stoffe und werden auch besonders zur Anreicherung von armen Erzen viel verwendet. Anschließend folgte ein Vortrag von Dr.-Ing. W. Petersen, Freiburg i. Sa. über „Die Bedeutung der Schwimmaufbereitung für die deutsche Rohstoffversorgung“ und zeigte wie es mit Hilfe der neueren Schwimmaufbereitungsverfahren möglich ist, Eisen, Kupfer, Blei, Zink, Zinn usw. auch aus metallarmen Erzen wirtschaftlich zu gewinnen.

3. **Textiltechnik II.** Diese Fachsitzung wurde durch einen Vortrag von Dr.-Ing. P. Koch, Wuppertal-Barmen über „Kunstbändchen“ eröffnet, in dem er zeigte, wie vor allem Bändchen aus geschnittenem Zellglas heute zur Herstellung von Web- und Flechtwaren verschiedenster Art und zur Umspinnung von Drähten in der Kabelindustrie dienen. Dr. rer. pol. W. Keller, Berlin, behandelte in seinem Bericht über „Zellwolle in der Tuch- und Kleiderstoff-Industrie“ die Probleme, die gelöst werden mußten, um der Zellwolle einen festen Platz in der Textilindustrie zu sichern. Dr.-Ing. Ziersch, Wuppertal-Barmen sprach über „Zellwolle in der Textilveredlung“ und damit die Gebrauchsmöglichkeiten für Stoffe aus Zellwolle zu vermehren. Zum Abschluß dieser Fachsitzung sprach Dr. phil. W. Lünenschloß, Wuppertal über die deutsche Band- und Posamentenindustrie und führte u. a. die Arbeitsvorgänge der Bandstuhl und Flechtmaschinen näher aus.

Am Freitag nachmittag fand die Fachsitzung **Trocknungstechnik** statt mit drei Vorträgen: Dr.-Ing. R. Hilpert, Braunschweig über „Verdunstung und Wärmeübergang als Grundlage der Trocknung“ und sprach näher über die physikalischen Grundlagen des Trocknungsvorganges (Verdunstung, Wärmeübergang und Diffusion der Feuchtigkeit). Als zweiter Vortrag folgte: Dr.-Ing. H. Leppin, Krefeld, über „Das Trocknen von Geweben unter besonderer Berücksichtigung der Trocken-Hänge“ und führte zwei Verfahren ausführlicher an. Als letzter sprach Dr.-Ing. H. Behringer, Amsterdam über „Neuere Verfahren zur Lufttrocknung“, die es gestatten, den Anwendungsbereich der Lufttrocknung auf große bisher noch unbearbeitete Gebiete auszuweiten.

Im Rahmen der Betriebswissenschaftlichen Tagung sprachen am Freitag, vormittag, in der Fachsitzung „Neue Werkstoffe und ihre Verarbeitung“: Dr.-Ing. Krekeler, Berlin, über „Die werkstoffgerechte Verwendung legierter und unlegierter Edelmetalle“ und berücksichtigte dabei besonders die Möglichkeit stark devisa-belastete Legierungsmetalle zu sparen und zeigte die Fortschritte in der Herstellung von hochwertigen Hartmetallen. Prof. Dr.-Ing. e. h. Eilender, Aachen über „Die Abhängigkeit der Gebrauchseigenschaften der Stähle vom Herstellungsverfahren“ und als letzter Dipl.-Ing. W. Zimmernann, Aachen, über „Automatenbearbeitung von Leichtmetallen“ besonders Zinklegierungen und andere Leichtmetalle auf automatischen Drehbänken.

In der Fachsitzung „Erhaltung der Betriebsmittel“ am Freitag nachmittag gab Reichsbahnoberrat Schneider, Mülheim/Ruhr in seinem Vortrag „Erhaltungswirtschaft bei der deutschen Reichsbahn“ ein Bild von dem Aufbau der Ausbesserungswerkstätten der Deutschen Reichsbahn und ihrer Arbeitsorganisation, durch deren zweckmäßige Gestaltung verbunden mit weitgehender Vereinheitlichung der Wagen- und Lokomotivteile kürzeste Ausbesserungszeiten und geringster Werkstoffaufwand erreicht werden. Obering. P. Arnold, Düsseldorf, sprach über „Planmäßige Instandhaltung industrieller Betriebe“, durch welche die Maschinen und Arbeitsanlagen dauernd in gutem Gebrauchszustand erhalten werden. Direktor H. Isenberg, Berlin, wies in seinem Vortrag über „Instandhaltung von Werkzeugmaschinen“ auf die Wichtigkeit eines sorgfältigen Behandlung und Pflege der Maschinen durch eine gutgeschulte Bedienung auf die Notwendigkeit einer übersichtlichen Verwaltung der Werkzeugmaschinen hin.

Prof. Dr.-Ing. P. Rummel, Düsseldorf, sprach in der Fachsitzung **Betriebswirtschaft** über „Werkstoffwirtschaft“ und legte die Notwendigkeit dar, in den „stoffbedingten“ Betrieben eine genaue Kontrolle der zur Verarbeitung gelangenden Roh- und Werkstoffe mit Hilfe übersichtlicher Schaubilder durchzuführen. Die Fragen einer staats- und wirtschaftspolitisch richtigen Lohnwirtschaft besprach H. F. Sohns, Berlin, und Prof. Dr. E. Geldmacher, Köln, die Zusammenhänge zwischen Wirtschaftspolitik und Kalkulation, und stellte die nationalsozialistische Wirtschaftspolitik in den Mittelpunkt seiner Ausführungen.

Mit dem Besuch wichtiger industrieller Betriebe Düsseldorfs und Umgebung fand die Tagung ihren Abschluß.

Dipl.-Ing. Föhlinger, Hannover.

Auf einen als gewissenhaft erprobten Polier muß sich der Bauleiter verlassen können.

In einer Baugrube war eine Isoliermauer eingestürzt. Dabei sind zwei Bauarbeiter tödlich und einer schwer verletzt worden. Der die Bauarbeiten leitende Baumeister und der Polier wurden wegen fahrlässiger Tötung angeklagt und verurteilt. Das Reichsgericht hat die Verurteilung des Poliers bestätigt, den Baumeister dagegen freigesprochen und zur Begründung ausgeführt:

Die Weisung des Baumeisters an den Polier, die in der Baugrube errichtete 16 m lange Isoliermauer vorsichtig in Lagen von 30–40 cm mit Erde zu hinterfüllen, verstieß — wie das Landgericht festgestellt

hat — nicht gegen anerkannte Regeln der Baukunst, da die Standhaftigkeit der Mauer eine Hinterfüllung bis zu 1,20 m Höhe aushalten konnte. Das Landgericht sieht auch darin keine Fahrlässigkeit, daß der Baumeister einem Zimmerpolier die Arbeiten übertrug, da der angeklagte Polier in zehnjähriger Zusammenarbeit mit dem Baumeister sich stets als besonders tüchtiger und zuverlässiger Polier erwiesen habe und der Baumeister daher darauf habe vertrauen dürfen, daß der Polier seine Anweisungen bezüglich der Hinterfüllung, wie auch sonst, gewissenhaft einhalten werde. Trotzdem nimmt das L.G. eine fahrlässige Verursachung des Unglücks durch den Baumeister an, weil er es verabsäumt habe, die Ausführung seiner Weisungen zu überwachen. Das L.G. hat hiermit — so führt das R.G. aus — die Anforderungen an die Sorgfaltspflicht des Baumeisters überspannt. Es kann einem Betriebsleiter nicht zugemutet werden, alle Verrichtungen seiner Gehilfen unausgesetzt zu kontrollieren und zu überwachen. Wenn der Angeklagte die Arbeit einem durchaus zuverlässigen und bewährten Polier nach Erteilung ausreichender sachgemäßer Weisungen übertrug, so bedeutet es keine Außerachtlassung der gehörigen Aufmerksamkeit und Vorsicht, daß er nunmehr auf die gewissenhafte Befolgung seiner Anweisungen vertraute. Im allgemeinen scheint auch das L.G. dieser Auffassung zu sein, es leitet aber eine ausnahmsweise Verpflichtung zu weiteren Vorsichtsmaßnahmen daraus her, daß die Errichtung von Isoliermauern eine neuartige Bauweise darstelle, und die Hinterfüllung derartiger Mauern (wegen ihrer geringeren Stärke) besondere Gefahren bedinge, und daß der Polier am Unfallmorgen gegenüber dem Baumeister besondere Eile an den Tag gelegt habe und dadurch dessen Argwohn hätte erwecken müssen, er werde die Hinterfüllungsarbeiten übereilen. Diese Gründe erscheinen nicht stichhaltig. Wenn auch die Errichtung der Isoliermauer neuartig war und diese nur einen geringeren Erddruck vertragen als eine Stützmauer, so ist doch festgestellt, daß eine Hinterfüllung bis zu 1,20 m unbedenklich war und daher die erste Erdlage von 30–40 cm Höhe, die der Angeklagte am Unfallmorgen allein in Auftrag gegeben hatte, völlig ungefährlich sein mußte. Aus einem hervorgetretenen Eilbedürfnis des Poliers aber für den Bauleiter die Verpflichtung herzuleiten, der in 10 Jahren bewährten Gewissenhaftigkeit des anerkannt tüchtigen Mitarbeiters zu mißtrauen, ist mit den Anforderungen des täglichen Lebens unvereinbar. — Der Bauleiter war daher freizusprechen. „Reichsgerichtsbriefe“. (5 D.400/37 — 19. Juli 1937.) F. Mißlack.

Zulässiger Systemvergleich oder unzulässige vergleichende Reklame?

Für Spezialanlagen, die im Bereiche der Reichsbahn Verwendung finden, kamen zwei Firmen als Baustofflieferanten in Betracht. Beide Firmen verwendeten früher Asbestzement als Baustoff, die eine der Firmen stellte ihr Fabrikat später auch aus Hohltonziegeln her. Der Generalvertreter der letzteren Firma hat nun gegenüber maßgebenden Reichsbahnbeamten erklärt, daß Asbestzement sich für die betreffenden Anlagen weniger eigne als Hohltonziegel; die Behauptung erläuterte er durch technische Erklärungen unter Gegenüberstellung von Asbestzement und Hohltonziegeln sowie durch Vorlage eines durch Gebrauch zerstörten Asbestzement-Werkstückes. Im gleichen Sinne nahm seine Firma selbst in einem Rundschreiben an die Reichsbahndirektion Stellung, indem sie auf die Nachteile der Asbestzementware sowohl eigener Herkunft wie auch bei Lieferungen der Konkurrenzfirma eingehend hinwies. Die lediglich Asbestzement verwendende Konkurrenzfirma sah dieses Verhalten als unlauteren Wettbewerb an, als wahrheitswidrige Herabsetzung ihres Erzeugnisses. Sie erhob gegen den Generalvertreter entsprechende Unterlassungsklage, der vom Oberlandesgericht Breslau im wesentlichen stattgegeben wurde. Auf die Revision des Beklagten hat jetzt das Reichsgericht nochmalige Verhandlung und Entscheidung der Sache angeordnet und zur Begründung u. a. folgendes ausgeführt:

Das OLG. verkennt zwar nicht, daß ein bloßer Systemvergleich (Vergleich der Eigenschaften verschiedener für dieselben Zwecke verwendeter Stoffe oder Waren) erlaubt sein würde, hält aber vorliegend eine unzulässige vergleichende Reklame deshalb für gegeben, weil der Beklagte die Ware der Klägerin namentlich bezeichnet und vergleichend der seiner eigenen Firma gegenübergestellt habe. Hiergegen ist zu sagen, daß die Erwähnung der Ware eines Wettbewerbers den Systemvergleich nicht unter allen Umständen zu einer vergleichenden Reklame macht. Dem Beklagten ist es offensichtlich in erster Linie darauf angekommen, dem Abnehmer die Vorteile der Verwendung von Hohltonziegeln gegenüber der von Asbestzement für die betreffende Anlage klarzumachen, also die beiden Systeme als solche miteinander zu vergleichen. Dabei hat er hervorgehoben, daß die Nachteile des Asbestzementes, namentlich die schnelle Zerstörung durch schweflige Rauchgase und die Notwendigkeit des Bezuges des Asbestes aus dem Auslande, ausnahmslos allen aus diesem Baustoff hergestellten Anlagen eigentümlich seien, während die Hohltonziegel sowohl gegen schweflige Rauchgase widerstandsfähig seien, als auch ausschließlich aus Heimstoffen beständen. Derartige Angaben liegen durchaus im Rahmen des Systemvergleichs. Wird nun in diesem Zusammenhange das Fabrikat eines anderen Wettbewerbers, der Waren der beanstandeten Art herstellt, lediglich beispielsweise genannt, so kann sich an der Beurteilung des Verhaltens hierdurch allein nichts ändern, wenn allen in Betracht kommenden Beteiligten zweifelsfrei bekannt ist, daß der namentlich erwähnte Wettbewerber Waren dieser Art herstellt und daß er demgemäß von dem Systemvergleich betroffen wird.

Diese Voraussetzung wird sich allerdings kaum in solchen Fällen finden, in denen sich die Werbung an einen größeren oder unbestimmten Personenkreis richtet. Anders hier, wo die Mitteilung ausschließlich einer behördlichen Dienststelle gemacht wurde, die sowohl über den betreffenden Mitbewerber als auch über die Zusammensetzung des von diesem verwendeten Baustoffes genau unterrichtet war. Ein an sich zulässiger Systemvergleich wird nicht schon dadurch zu einer unlauteren Wettbewerbsbehandlung, daß er durch naheliegende und der Sachlage nach unschädliche Anführung von Beispielen für Fabrikate der beanstandeten Art anschaulich gemacht wird. Ebensovienig widerspricht es der Annahme eines Systemvergleichs, wenn lediglich zum Beweise der aufgestellten Behauptungen Muster der mit den erwähnten Mängeln behafteten

Fabrikate des anderen Wettbewerbers vorgelegt werden. Wenn eine solche Handlungsweise eine Herabsetzung der Ware des Mitbewerbers nicht enthält, dient sie nur dazu, die Mängel eines bestimmten Systems klarzustellen; Voraussetzung ist nur, daß der Empfänger des Musters die Beschaffenheit der Ware des Mitbewerbers von vornherein kannte. — Im übrigen setzt die Lauterkeit im Wettbewerb nicht den einwandfreien Nachweis der Richtigkeit der ausgesprochenen Ansicht voraus, die sich oft gar nicht beweisen, sondern nur wahrscheinlich machen läßt. In dieser Beziehung war der Beklagte gutgläubig und konnte sich auf die Angaben seiner Firma verlassen. „Reichsgerichtsbriefe.“ (II 26/37 — 20. 7. 1937.)
F. Mißlack.

NEUERSCHEINUNGEN.

- Lührs: Ergänzungen zu „Anleitung und Hilfstafeln zum Bemessen von Eisenbetonquerschnitten“ nach den Änderungen zu den Eisenbeton-Bestimmungen vom 16. 2. 1937. Berlin: W. Ernst u. S. 1937. 4 S. 17,5/25 cm. Preis RM 0,20.
- Karte der Nordmark mit den Lohngrenzen nach der Bezirksartifordnung Nordmark für das Baugewerbe vom 26. Januar 1937. Maßstab 1:300 000. Hamburg: Friederichsen, De Gruyter & Co. 1937. Preis RM 5,—.
- Baufach-Adreßbuch. Gau Saarpfalz. Saarbrücken: Saarbrücker Druckerei und Verlag AG. 1937. 288 S. 18/24,5 cm. Preis RM 8,—.
- Graf, Otto und Kurt Walz: Versuche und Erläuterungen zu den Richtlinien für die Prüfung von Beton auf Wasserdurchlässigkeit. Ausgeführt in der Mat.prüf.anstalt der Techn. Hochschule Stuttgart. Mit 20 Abb. und 1 Zus.stellung. Berlin: W. Ernst u. S. 1937. 35 S. Form. 8°. Preis geb. RM 1,20.
- Kunststoff-Wegweiser 1937. Berlin: Chemie-Verlag GmbH 1937. 140 S. Format 8°. Preis brosch. RM 1,50.
- Die Emschergenossenschaft im Rechnungsjahr 1936 (vom 1. 4. 36 bis 31. 3. 37). Von Baudirektor Dr.-Ing. Ramshorn. Mit 22 Abb. 16 S. DIN A4.
- Der Lippeverband im Rechnungsjahr 1936 (vom 1. 4. 36 bis 31. 3. 37). Von Baudirektor Dr.-Ing. Ramshorn. Mit 4 Abb. 10 S. DIN A4.
- Quantz, B.: Die Ansiedlung unserer Höhlenbrüter im Gemäuer oder das Brutnischensystem. Ein Leitfaden für

Bauherrn, Bauleiter und Naturfreunde. Mit 19 Abb. 21 Skizzen und einem kleinen Kalender. In Kommission: Weidmannsche Buchhandlung Berlin. 48 S. DIN A5. Preis RM 1,50.

Eidgenössische Materialprüfungsanstalt an der E. T. H. Zürich. Alle Berichte DIN A4.

Bericht Nr. 104. Schläpfer, P.: Über die Brennstoffqualitäten und Sortimente aus den für die Schweiz in Betracht fallenden Kohlengebieten. Mit 5 Abb. 15 S. Zürich 1936.

Bericht Nr. 105. Die unarmierten, lotrecht geschleuderten Stüssi-Zementrohre der Internat. Siegwartbalken-Ges. Luzern-Schweiz. Bericht erstattet von M. Roš. Mit 26 Abb. 23 S. Zürich 1936.

Bericht Nr. 106. Die Vianini-Rohre der Internat. Siegwartbalken Ges. Luzern-Schweiz. Bericht erstattet von M. Roš. Mit 67 Abb. 47 S. Zürich 1937.

Bericht Nr. 109. Schläpfer, P. und P. Esenwein: Untersuchungen über die Einwirkung von Aethylenglykol und Glycerin auf verschiedene Kalziumaluminatohydrate und Doppelsalze. Untersuchungen über die Bestimmung des freien Kalkes und des Kalziumhydroxydes in Zementklinkern, Zementen, Schlacken und abgeordneten hydraulischen Mörteln. Mit 18 Abb. 32 S. Zürich 1937.

Roš, M. und Eichinger, A.: Prüfung im Laboratorium und Erfahrung mit Einstoff-, Zweistoff- und wärmebehandelten Schienen. Sonderabdruck aus dem Bericht der III. Internat-Schienenagung Budapest Sept. 1935. Mit 21 Abb. 21 S. Budapest 1936.

PATENTBERICHTE.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 37 vom 16. September 1937 und von demselben Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.
- Kl. 37 b, Gr. 5/04. K 131 290. Fa. Walter Böneker, Springe, Deister. Mauerdübel aus Holz mit mehreren Spreuzungen an einem Ende, die durch Schlitzung des Dübelendes gebildet sind. 26. VIII. 33.
- Kl. 37 c, Gr. 1/06. L 90 222. Carl Ludowici K. a. A., Jockgrim, Rhpf. Brüstungsanschlußziegel. 23. IV. 36.
- Kl. 80 a, Gr. 7/45. Sch 107 127. Fritz Schär, Zürich, Schweiz; Vertr.: Dr. G. Lotterhos, u. Dr. M. Eule, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Flüssigkeitsbehälter, insbesondere für Betonmischer, zur Abgabe von regelbaren Flüssigmengen. 18. V. 35. Schweiz 10. V. 35.
- Kl. 80 a, Gr. 49. K 131 351. Heinrich Koppers G. m. b. H., Essen. Verfahren und Einrichtung zum Herstellen gleichmäßig stark verdichteter Formkörper von größeren Abmessungen aus keramischen Massen o. dgl. 31. VIII. 33.
- Kl. 80 a, Gr. 51. T 46 384. Robert Treskow, Berlin-Steglitz. Vorrichtung zum Herstellen von Betonrohrleitungen beliebiger Länge. 5. II. 36.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 38 vom 23. September 1937 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.
- Kl. 5 a, Gr. 18/40. Sch 108 451. Marcel Schlumberger, Paris; Vertr.: Dr.-Ing. G. Breitung u. Dipl.-Ing. H. Marsch, Pat.-Anwälte,

Berlin SW 11. Vorrichtung zur Entnahme von Proben aus dem noch nicht verrohrten Teil von Bohrlöchern. 12. XI. 35. Frankreich 12. VII. 35.

Kl. 19 a, Gr. 10. H 147 598. Hans Hentschel, Berlin-Steglitz. Verfahren zur Verlegung von Langgleisen unter Verwendung von Holzschwellen. 18. V. 36.

Kl. 19 a, Gr. 18. R 97 060. Max Rüping, Frankfurt a. M. Schienenstoßverbindung mittels einer Stoßbrücke. 8. VIII. 36.

Kl. 19 d, Gr. 5. M 123 006. Mitteldeutsche Stahlwerke Akt.-Ges., Riesa. Antrieb für Rollklappbrücken. 23. III. 33.

Kl. 37 f, Gr. 7/01. B 160 247. Dr.-Ing. Bruno Bauer, Wien; Vertr.: Dr. F. Walter, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Tragerippe für Mehrgeschoßbauten. 24. III. 33.

Kl. 72 g, Gr. 7/01. Sch 107 811. Dr.-Ing. Hans Schoßberger, Berlin-Schöneberg. Schutzraum aus einem Rohr von kreisförmigem Querschnitt. 26. VIII. 35.

Kl. 80 b, Gr. 25/10. St 54 075. „Straba“ Straßenbaubedarfs-Akt.-Ges., Zürich, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. R. Ifferte, Pat.-Anw., Dresden. Verfahren zur Herstellung eines Straßenbaustoffes unter Verwendung von Bitumen und Teer. 2. XI. 35.

Kl. 81 e, Gr. 119. Z 22 527. Wilhelm Zügel, München. Einrichtung zum Aufziehen von Lasten über steiles Gelände. 6. VI. 35.

Kl. 81 e, Gr. 127. L 79 333. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Anlage zur Gewinnung und Förderung von Abraum in Tagebaubetrieben; Zus. z. Pat. 644 444. 11. IX. 31.

Kl. 84 a, Gr. 4/02. St 52 067. Dr.-Ing. Alfred Streck, Hannover. Erdwand für Talsperren mit einer lotrechten inneren Dichtungswand aus gewelltem Stahlblech. 7. IV. 34.