

DIE BAUTECHNIK

Die Betonförderanlagen beim Bau der Staumauer der Bleilochtalsperre bei Saalburg i. Thür.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Friedrich Riedig, Dresden.

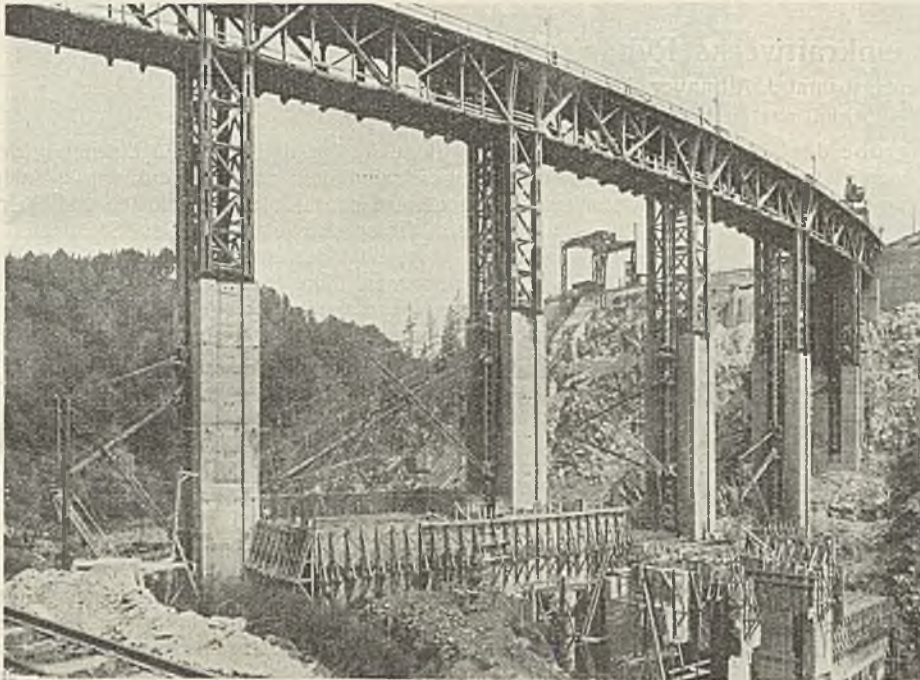


Abb. 1. Ansicht der Betonierbrücke.
(Bauzustand Juli 1931.)

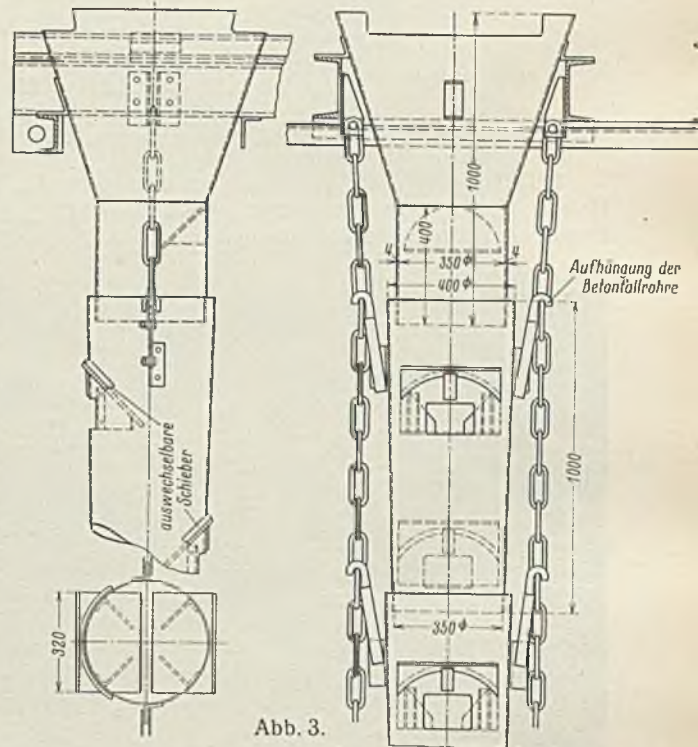
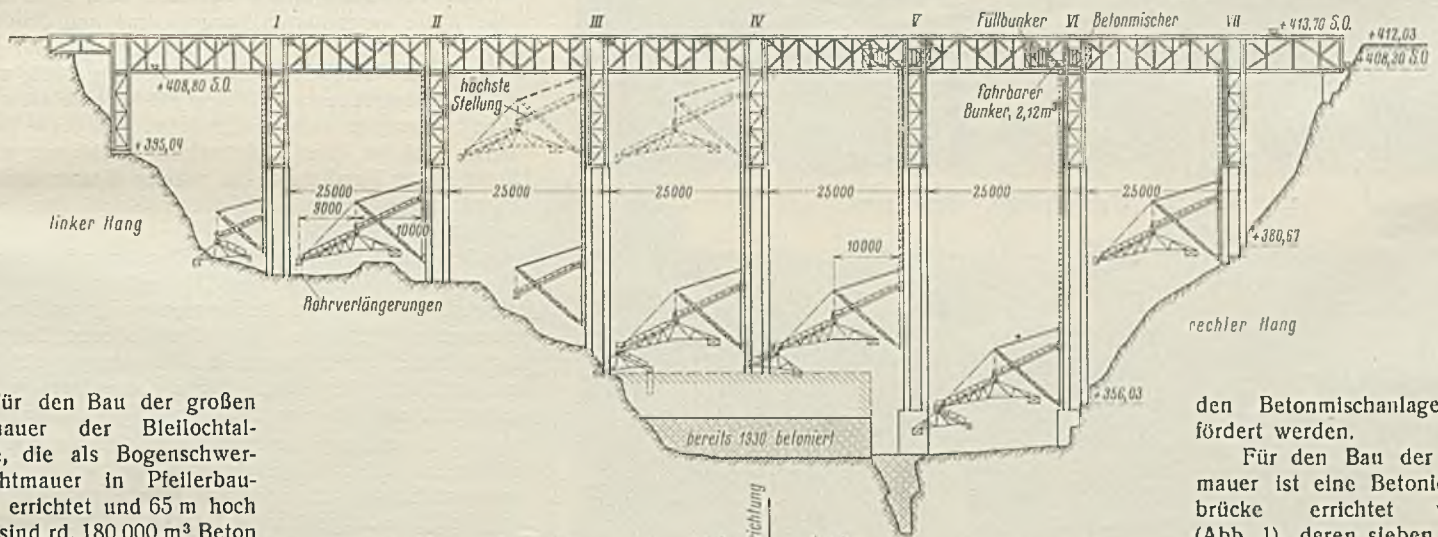


Abb. 3.

Fallrohr mit auswechselbaren, gegeneinander versetzten Schiebern



Für den Bau der großen Staumauer der Bleilochtalsperre, die als Bogenschwergewichtmauer in Pfeilerbauweise errichtet und 65 m hoch wird, sind rd. 180 000 m³ Beton nötig. Für die Bewältigung der in kurzer Zeit zu verarbeitenden großen Massen sind durch die Arbeitsgemeinschaft (Philipp Holzmann AG., Siemens-Bauunion und Grün & Bilfinger AG.) umfangreiche Baustelleneinrichtungen geschaffen worden. Die Betonzuschlagstoffe werden aus dem Ausbruchmaterial der früher gebauten Hochwasser-Entlastungsrinne in einer Steinbrech- und Mahlanlage gewonnen, von der sie über Gleisanlagen auf Hanggerüsten (wegen der steilen Hänge) nach

den Betonmischanlagen gefördert werden.

Für den Bau der Sperrmauer ist eine Betonierbrücke errichtet worden (Abb. 1), deren sieben Betonpfeiler im Sperrmauerbeton verschwinden werden. Auf diesen Betonpfeilern befinden sich hölzerne Fachwerkstützen, über die eine Verbindungsbrücke zwischen den Hängen hinwegführt. Auf der Verbindungsbrücke sind Schienen verlegt, auf denen die Rohstoffe für die Betonbereitung angefahren werden. Die Betonmischer sind unter den Gleisen in der Brücke untergebracht, so daß der Beton erst unmittelbar über der Baustelle gemischt wird und einen verhältnis-

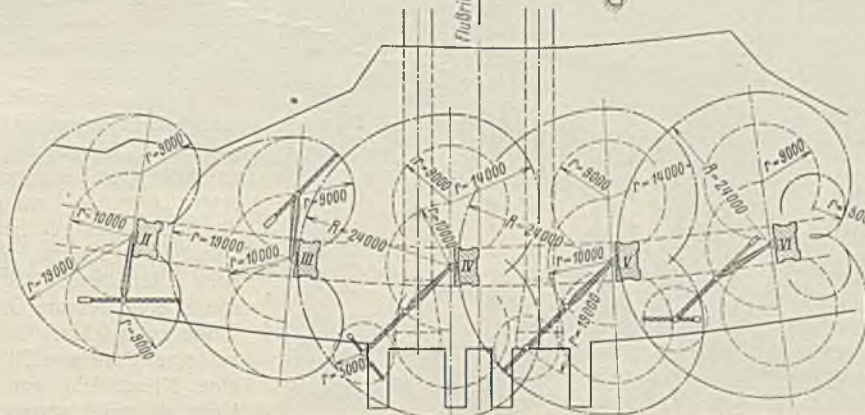


Abb. 2. Gesamtanordnung der Förderanlagen.

mäßig kurzen Weg bis zur Einbringungsstelle zurückzulegen hat. Einen Überblick über die Gesamtanordnung der Förderanlagen, die in Verbindung mit Adolf Bleichert & Co AG. angelegt wurden, gibt Abb. 2.

Die Mischer geben den Beton an fahrbare Bunker von 2,12 m³ Inhalt, von denen der Beton über die an den Pfeilern angebrachten Fallrohre den Verteilungsrinnen und den Fliegern zugeführt wird. Die Fallrohre sind besonders gebaut. Sie sind aus einzelnen Rohrstücken von je 1 m oder 1,25 m Länge zusammengesetzt, die an ihren oberen Enden eine konische Erweiterung haben, so daß sie ähnlich wie Muffenrohre ineinandergreifen (Abb. 3). Da der Beton beim freien Herabfallen in der ganzen Länge der Fallrohre sich wieder entmischen würde, befinden sich zueinander versetzt im Innern eines jeden Rohres zwei auswechselbare Schieber,

so daß der Beton vom oberen Einlauftrichter bis zur Verteilerrinne ähnlich wie auf einzelnen Stufen nach unten gleitet. Die Rohre hängen einzeln an 9 m langen Kettensträngen, die an den Pfeilern befestigt sind.

Um mit dem Fortschreiten des Baues der Mauer die Verteilerrinnen heben und die Fallrohrleitung verkürzen zu können, sind sowohl die Gießrinnen als auch die Druckstreben zur Abstützung der Rinnen an den Pfeilern in beweglichen Schlitten gelagert, die an Flaschenzügen hängen. Die freien Seilenden der Flaschenzüge führen nach den über den Pfeilern auf der Brücke aufgestellten Handwinden. Bevor eine Gießrinne gehoben werden kann, muß eine entsprechende Anzahl von Rohrstücken herausgenommen werden. Da die Rohrstücke an den Kettensträngen einzeln aufgehängt sind, lassen sie sich leicht entfernen.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Bauten des Rheinkraftwerks Ryburg-Schwörstadt.

Von Oberregierungsbaurat J. Altmayer, Karlsruhe i. B.

(Schluß aus Heft 45.)

Bei der Herstellung der Querfangedämme für die Baugrube der linken Krafthaushälfte waren wegen der dort vorhandenen tiefen Erosionsrinne besondere Vorkehrungen erforderlich. Um ein Ausspülen des

festgelagerten Kleses in der Rinne infolge der durch die Einengung des Rheinbettes erhöhten Wassergeschwindigkeit zu verhindern, wurde unterhalb der vorgesehenen Fangedämme zunächst aus Steinkisten und Steinschüttung ein Grundwehr erstellt. Das Steinmaterial wurde aus dem Fundamentaushub der rechtseitigen Ufermauer gewonnen. Die Steinkisten wurden schwimmend an die Verwendungsstelle gebracht, mit Steinen gefüllt und versenkt. Die Längsfangedämme konnten größtenteils in normaler Weise ausgeführt werden; zum Teil mußten zur Herstellung Larsseneisen als Spundwände geschlagen werden. Zur Überquerung der tiefen Rinne wurden zunächst aus Larsseneisen bis zu 17 m Länge zwei Spundwände in einem Abstände von 6 m geschlagen; der so gebildete Kastenfangedamm wurde mit Kies ausgefüllt und gegen Ausspülen mit einer Betonkappe abgedeckt, auf der der Betonfangedamm über Wasser in normaler Weise bis auf die vorgesehene Höhe errichtet wurde. Da trotz der großen Länge der Larsseneisen nicht überall die Felssohle der Rinne erreicht werden konnte, wurde im Abstände von rd. 6 m innerhalb der Baugrube eine dritte Larssenwand angeordnet, die nach Ausspülen der Baugrube bis in den Felsuntergrund nachgerammt wurde.

Das Verbindungsstück zwischen dem Ende des auf diese Weise ausgeführten Fangedammes und dem linken Längsfangedamm der Baugrube mußte wegen der großen Wassergeschwindigkeit in der Weise hergestellt werden, daß vier Betonpfeiler von je 3 m Stärke errichtet wurden, deren Öffnungen sodann durch vorgestreckte Larssenbohlen nach Art eines Nadelwehres geschlossen wurden. Hinter dieser Wand wurde im ruhigen Wasser der Betonfangedamm in normaler Weise zwischen den Pfeilern ausgeführt.

Der untere Querfangedamm der Baugrube, der ebenfalls die Erosionsrinne kreuzt, konnte ohne besondere Schwierigkeit als doppelte Larssenwand von 6 m Breite gerammt werden, da nach dem oberen Baugrubenabschluß die Arbeit im ruhigen Wasser vor sich gehen konnte. Auch hier wurde der Zwischenraum mit Kies ausgefüllt, auf den eine Betonkappe gesetzt wurde.

Bei dieser Baugrube mußte man sich von vornherein auf einen größeren Wasserandrang gefaßt machen, da der Anschluß der Larsseneisen an die unregelmäßigen, zum Teil überhängenden Seitenwände der Erosionsrinne kaum ganz dicht sein konnte. Es wurden daher zwei Pumpen von 30 und eine von 40 cm Durchm. aufgestellt; nach Absenkung des Wasserspiegels bis auf die Höhe des Felsrandes der Rinne ergab sich eine Sickerwassermenge von etwa 560 l/sek. Die Fangedämme selbst sowie die Überquerung der Rinne erwiesen sich als nahezu dicht, der Wasserzufluß beschränkte sich — wie zu erwarten war — auf den Anschluß der Larsseneisen an die unregelmäßigen Seitenwände der Rinne. Es wurden Versuche gemacht, durch Zementeinspritzungen den Kies unter diesem Teil des Fangedammes zu versteinern sowie eine bessere Dichtung an den Seitenwänden der Rinne zu erzielen. Da aber das Niederbringen der Rohre auf eine Tiefe von 20 m unter dem Wasserspiegel durch eine Kiesschicht von 15 m Mächtigkeit einen hohen Kostenaufwand verursachte, der zu der erreichten Verbesserung der Dichtigkeit nicht im Verhältnis stand,

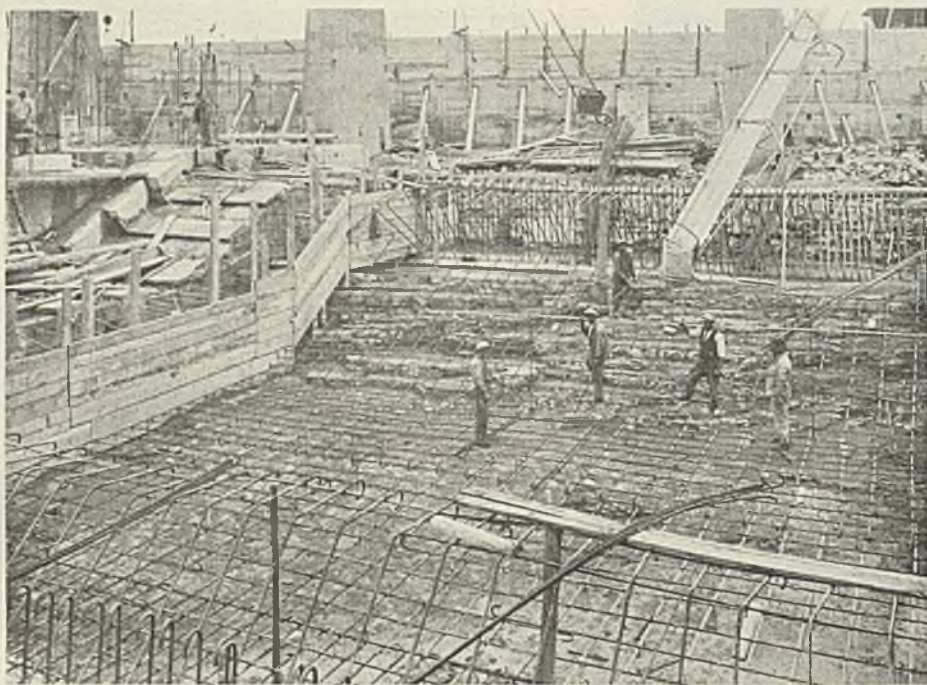


Abb. 25. Wehrschwelle. Bewehrung.

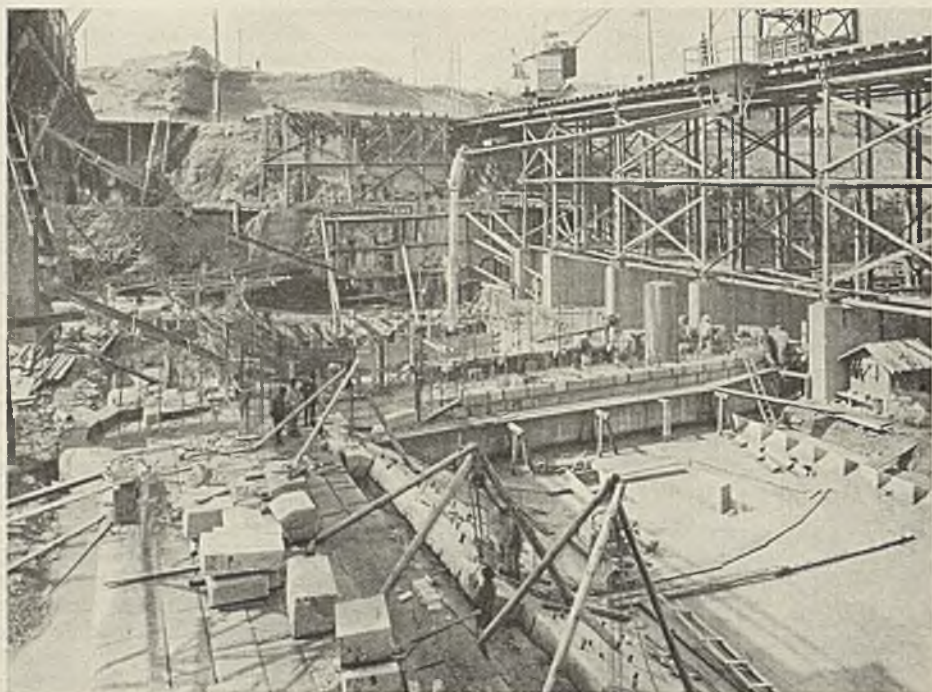


Abb. 26. Wehrschwelle. Granitverkleidung und Zahnschwelle.

wurden diese Versuche bald wieder eingestellt. Mit dem weiteren Absenken des Wasserspiegels entsprechend den Aushubarbeiten wurde die Aufstellung von weiteren Pumpen erforderlich; zuletzt wurden bei dreistufigem Betrieb bis zu 700 l/sek Wasser gefördert.

c) Die Ausführung der Kraftwerksbauten.

Nachdem die Baugruben für die beiden Hälften des Stauwehres trockengelegt waren, konnte der Aushub der Fundamente für die Wehrschwelle und die Pfeiler sowie das Betonieren dieser Bauwerkteile ohne Schwierigkeit folgen (Abb. 25 bis 27).



Abb. 27. Blick auf die fertiggestellte linke Wehrhälfte und obere Dienstbrücke.

Beim Krafthause wurde großer Wert darauf gelegt, daß zur Erzielung eines vollkommen dichten Abschlusses zwischen Ober- und Unterwasser die Kiesauffüllung der Erosionsrinne vollständig beseitigt und die Rinne bis zu den Turbinenschläuchen bzw. bis zu den Einläufen mit Beton ausgefüllt wurde. Zu diesem Zweck wurde der obere Rinnenabschluß durch Einziehen einer Decke zwischen Larssenwände als ortsfester Senkkasten ausgebildet, um bei etwaigem allzu großen Wasserandrang die Niederbringung des Betonabschlusses mittels Druckluft vornehmen zu können. Diese Ausführung erwies sich glücklicherweise als nicht erforderlich, da die Wasserhaltung mit

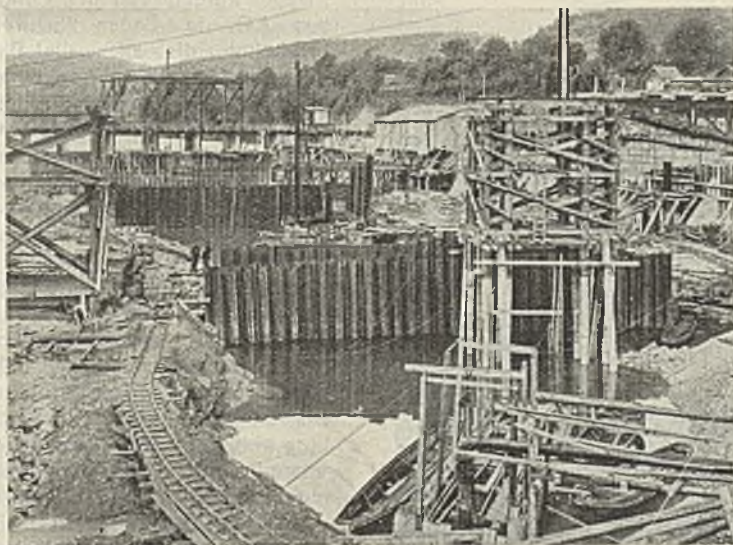


Abb. 28. Blick auf die linke Krafthausbaugrube, vorn die zwei Larssenwände des ortsfesten Senkkastens, im Hintergrunde die Larssenwand als Abschluß der Erosionsrinne.

den aufgestellten Pumpen ausreichte. Ferner wurde am Ende der Ausläufe der Saugschläuche eine Larssenwand quer durch die Rinne geschlagen (Abb. 28).

Die außergewöhnliche Frostperiode im Januar und Februar (-22°C am 12. Februar 1927) behinderte die Betonierungsarbeiten sehr; in dieser

Zeit konnten in der Hauptsache nur Erdarbeiten geleistet werden. Das Krafthaus wurde in normaler Weise ausgeführt (Abb. 29 u. 30).

d) Baustelleneinrichtung.

Die Landesgrenze im Rhein zwischen Baden und der Schweiz kreuzt die Bauachse etwa zwischen dem Stauwehr und dem Krafthaus; es wurden

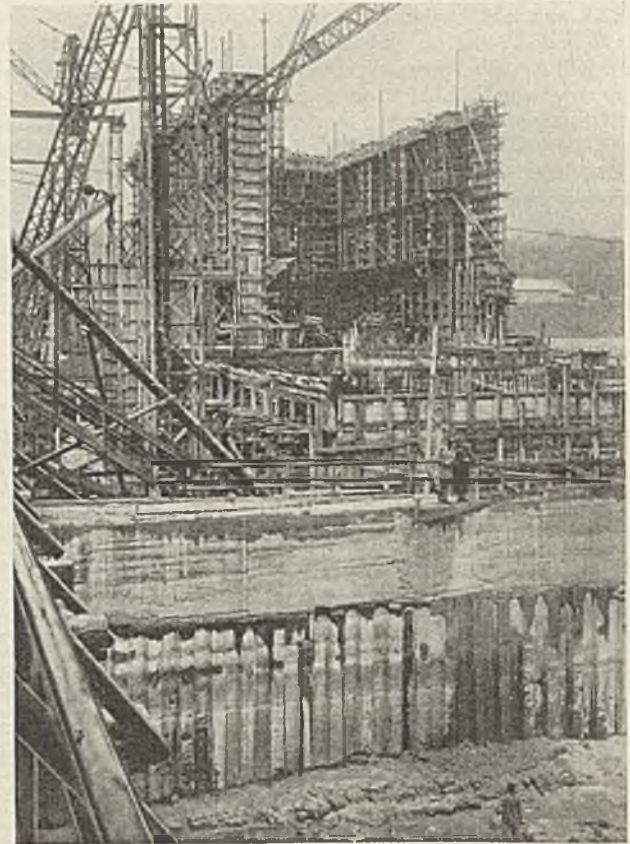


Abb. 30. Rechte Krafthausbaugrube, im Hintergrunde Verschalung des Hochbaues der linken Krafthaushälfte.

daher auf beiden Ufern Zufahrtstraßen von den nächsten Landstraßen nach den Baustellen angelegt. Auf dem Nordufer befindet sich außerdem Bahnanschluß an die Station Rheinfelden der Reichsbahn für den Antransport der schweren Maschinenteile.

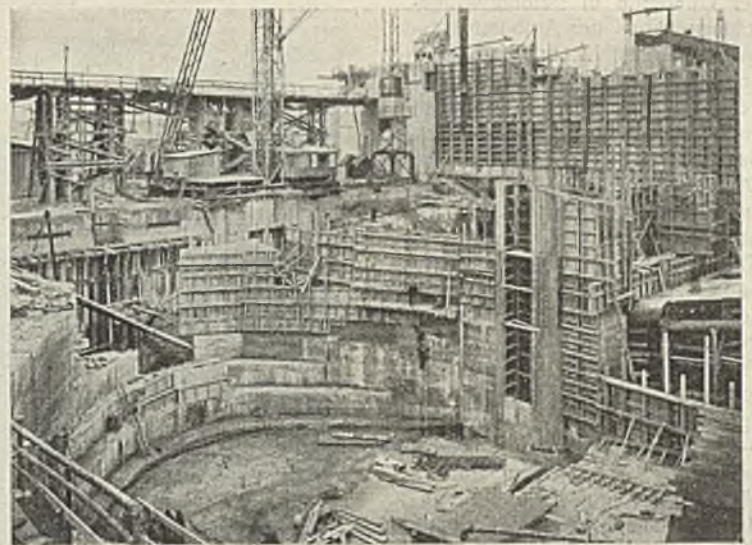


Abb. 29. Linke Krafthausbaugrube, Blick vom Unterwasser. Erosionsrinne mit Magerbeton ausgefüllt.

Die Baustelleneinrichtung für den Bau des Stauwehres, bestehend aus Kies- und Sandaufbereitung, Wäscherei, Silos, Zementschuppen, Mischmaschinen, Werkstätten, Granitsteinplatz, Eisenbiegeplatz usw., war auf dem Südufer angeordnet, die für den Bau des Krafthauses auf dem Nordufer (Abb. 31).

Der Sand und Kies für die Betonbereitung für sämtliche Bauwerke wurde aus der Schotterterrasse auf dem Südufer mit Eimerkettenbaggern gewonnen und in einer Aufbereitungsanlage sortiert und gewaschen. Das

diente. Der Sand und Feinkies wurde von den Haufen mittels Elevatoren und Förderbänder, der Grobkies mit Förderbändern nach fahrbaren Silos verbracht, aus denen die Zuschlagstoffe in Wagen fielen, die zum Zementschuppen führen, wo der Zement zugesetzt wurde. Auf der oberen Dienstbrücke gelangte der Materialzug zu dem in der Baugrube aufgestellten Gießturm, auf dem zwei Betonmischmaschinen so aufgestellt waren, daß die Silos unmittelbar durch Kippen der Wagen des Materialzuges gefüllt werden konnte. Der fertige Beton wurde auf den Turm hinaufgezogen und mittels einer Ausleger- und zweier Fliegerrinnen auf die einzelnen Bauteile verteilt. Zur Erweiterung der Reichweite des Gießturms wurden zwei Ersatzflieger an Böcken fahrbar so aufgehängt, daß der Kopf des ersten Ersatzfliegers an den Auslauf der Fliegerrinne des Gießturmes angeschlossen werden konnte. Da die Dienstbrücken beim Kraffhaus wegen der Schwierigkeiten bei der Erionsrinne erst ziemlich spät fertiggestellt werden konnten, mußten die Materialien für die Herstellung der Fangedämme der linken Kraffhause Hälfte zunächst mit Schiffen und Fähren gefördert werden. Für den Transport der Gerüstholzer, der Schalungen und der Bewehrungseisen wurden Turmkrane verwendet.

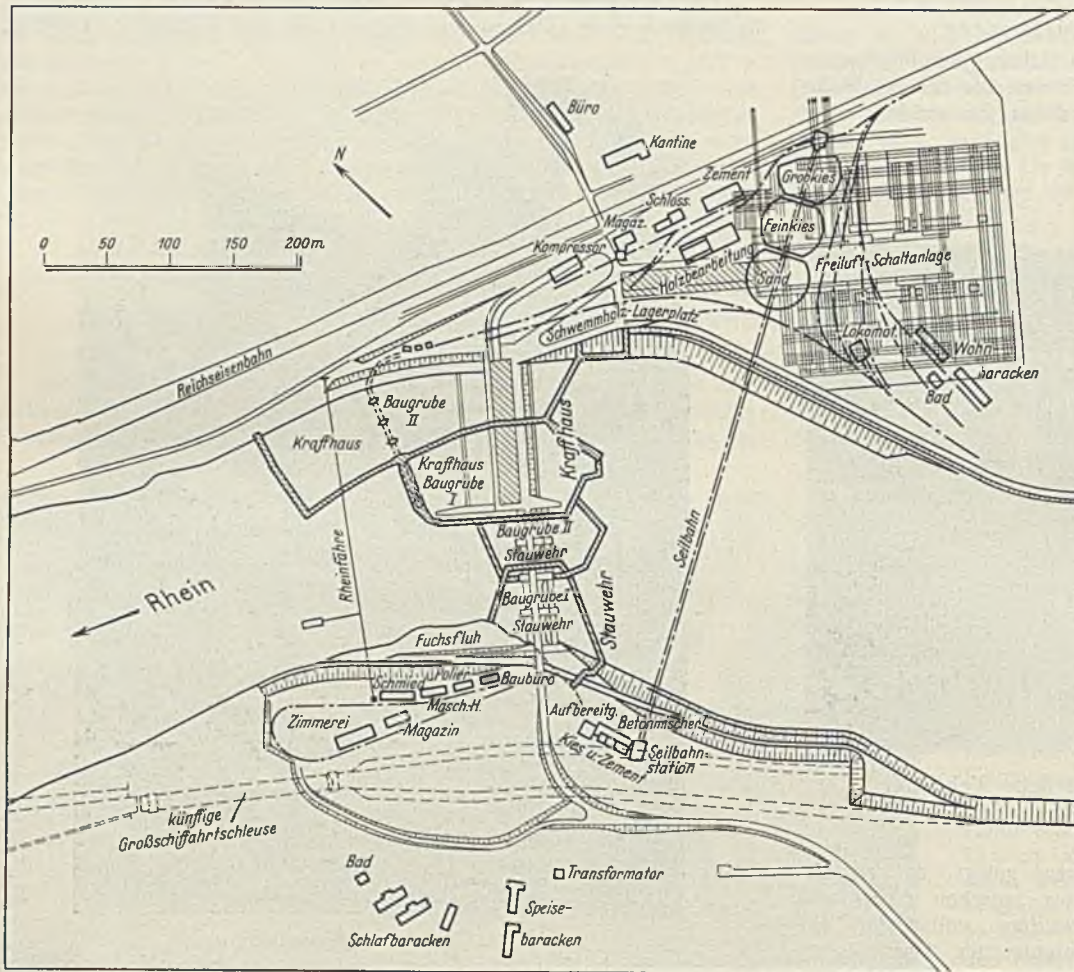


Abb. 31. Baustelleneinrichtung.

Die Bauzeit für das Stauwehr betrug zwei, die für das Kraffhaus drei Jahre; im Hinblick auf die zum Teil großen Schwierigkeiten sind sie sehr kurz gewesen. Es wurden z. B. zusammen 160 000 m³ Betonmaterial aufbereitet. Für den Bau des Stauwehres einschl. linker Ufermauer waren erforderlich 140 000 m³ Erd- und Felsaushub, 42 000 m³ Beton, 3000 m³ Granitverkleidung, 400 t Bewehrungseisen und rd. 1730 t Eisenkonstruktionen;

für den Bau des Kraffhauses benötigte Material wurde mit einer Luftseilbahn über den Rhein auf das Nordufer transportiert und in drei großen Haufen für Sand, Feinkies und Grobkies gelagert (Abb. 32).

für das Kraffhaus einschl. rechter Ufermauer waren erforderlich 105 000 m³ Erd- und Felsaushub, 60 000 m³ Beton, 2600 t Bewehrungseisen, 45 000 m² Schalungen und rd. 1000 t Eisenkonstruktionen.

Für den Stauwehrbau wurde der Gußbeton in Betonmischmaschinen neben der Aufbereitungsanlage hergestellt, in Kippwagen gefüllt, auf den Dienstbrücken angefahren und durch Gießrinnen verteilt und in die einzelnen Baukörper eingebracht. Je eine Dienstbrücke führte ober- und unterhalb des Wehres über die Baustelle; auf ihnen liefen die Krane für den Transport des Aushubmaterials, der Granitsteine, der Bewehrungseisen und des Rüstholzes. Der Aushub der Fundamente geschah durch Löffelbagger, nachdem der Fels durch Sprengschüsse gelockert war.

Die Pläne für die gesamten Bauten wurden von der Columbus AG. in Baden (Schweiz) bearbeitet, die auch die Bauleitung besorgte. Die Leitung des örtlichen Baubüros hatte Direktor Dr. Gugler. Das Stauwehr nebst Trennpfeiler und linker Uferkorrektur wurde ausgeführt durch die Unternehmungen Locher & Cie. und J. J. Rüegg & Cie., beide in Zürich. Die Schütze, Windwerke, Dammbalken und Krane wurden durch eine deutsch-schweizerische Lieferungsgemeinschaft unter Führung der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg in Gustavsburg geliefert. Kraffhaus, Unterwasserkanal, Schaltanlage und rechte Uferkorrektur wurden von Grün & Bilfinger AG. in Mannheim und Ph. Holzmann AG. in Frankfurt a. M. ausgeführt.

Auch für den Bau des Krafthauses war je eine Dienstbrücke oberhalb und unterhalb der Baustelle errichtet worden, von denen die untere zum Abtransport der Aushubmassen, die obere zum Antransport der Baumaterialien

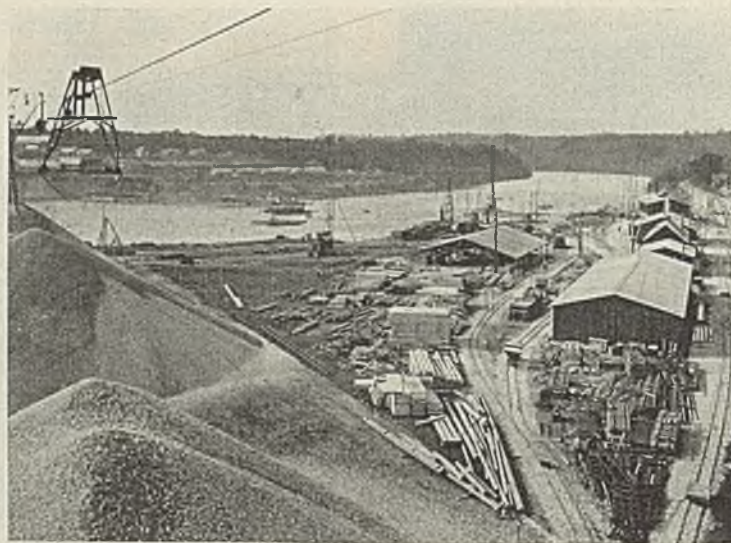


Abb. 32. Blick von der Seilbahn-Umlenkstation auf die gesamte Baustelle.

Der Betriebsbahnhof Bochum der Bochum-Gelsenkirchener Straßenbahnen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Direktor Holschmacher, Bochum.

Die Bochum-Gelsenkirchener Straßenbahnen waren bis zur Erbauung der neuen Halle auf eine gänzlich veraltete Bahnhofsanlage auf einem der Stadt Bochum gehörigen erpachteten Grundstück angewiesen, die überhaupt zu klein war, ferner aber auch die neubeschafften größeren Wagen der Straßenbahn nicht aufnehmen konnte. Die Straßenbahn war daher genötigt, eine neue Halle zu erbauen. Da gleichzeitig die bisher zerstreut liegende Verwaltung der Straßenbahn vereinigt werden sollte, war der Bau eines Verwaltungsgebäudes notwendig. Die Straßenbahn sah sich deshalb nach einem Grundstück um, das genügend groß war, um das Verwaltungsgebäude und die Wagenhalle aufzunehmen, und außerdem die Konzentration des ganzen Bochumer Betriebes und, dadurch bedingt, die Stilllegung des weiteren Bahnhofs in Altenbochum erlaubte. Eine weitere Forderung für die Lage des Grundstücks war, daß nach Möglichkeit tote Wagenkilometer vermieden werden sollten. Das Gelände bot sich durch ein mit einer Ziegelei bebautes der Stadt Bochum gehöriges Grundstück von insgesamt 1,4 ha Größe in der Wiemel-

dreischiffigen Halle wurde dann schließlich die in Abb. 3 dargestellte Konstruktion. Die Halle hat eine durchschnittliche Länge von 133 m und eine Breite von 72 m. Wie die Abb. zeigt, sind in der Halle nur zwei Stützenreihen von je 5 Stück sichtbar, die die ganze Eisenkonstruktion tragen und deren Abstand zwei Seitenfelder von 22,26 m ergibt, während das Mittelfeld zwischen den Stützen 27,60 m Breite hat. Bei den großen Abmessungen der Halle wäre eine Auflagerung der Eisenkonstruktion auf die Seitenwände nicht möglich gewesen, es mußten vielmehr auch hier Stützen vorgesehen werden, die mit der Eisenkonstruktion verbunden sind und die durch die Ausdehnung und Zusammenziehung entstehenden Kräfte aufnehmen. Diese Stützen wurden in die massiven Seitenwände der Halle eingebaut, so daß sie nach außen nicht sichtbar sind. Da die Stützen zwischen die in der Halle verlegten Gleise gestellt werden mußten und zwischen diesen noch genügend Platz für das Reinigen der Wagen usw. vorhanden sein sollte, wurden sie als Flachstützen ausgebildet, die, weit ausladend, das

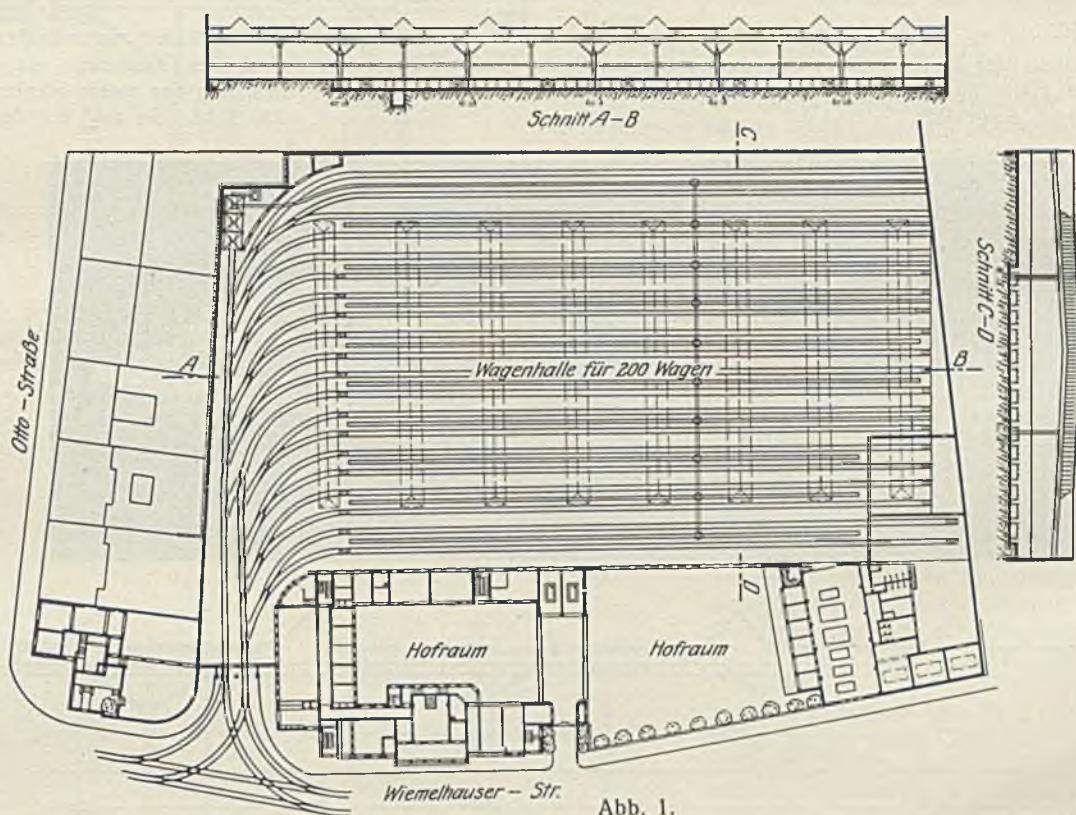


Abb. 1.

hauser Straße bis zur Oskar-Hoffmann-Straße in Bochum. Der Bau der ganzen Anlage wurde am 15. Mai 1925 begonnen und bis zum April 1928 fertiggestellt. Da die Wiemelhauser Straße stark abfällt, waren, abgesehen von den der Ziegelei gehörigen Lehmhügeln, sehr erhebliche Abtragungen erforderlich; liegt doch der Boden der Unterkellerung in der Wagenhalle am äußersten Ende 6 m unter Straßenkrone. Die Abtragung wurde mittels mehrerer Dampfbagger und Lokomotivzüge, die das abgetragene Gelände über die Straßen bis zu geeignetem Kippgelände brachten, durchgeführt. Bei längerer Prüfung des Geländes zeigte sich, daß mit der bisher üblichen Anordnung der Einfahrtgleise die Unterteilung in die einzelnen Weichenstraßen vor der Halle so viel Platz wegnehmen würde, daß die Halle nicht groß genug für den gedachten Zweck auszuführen war. Es wurde deshalb eine Lösung gewählt, bei der die Gleise in der Halle parallel zur Straßenkante gelegt wurden und die ganze Weichenentwicklung dadurch sich ergab, wie dies in Abb. 1 dargestellt ist. Hierdurch war auch genügend Raum verblieben für die Anlage des Verwaltungsgebäudes und am Ende des Grundstücks für die vorgesehene kleine Reparaturwerkstatt und das Umformerwerk. Nähere Überlegung führte dann dazu, die ganzen Weichenstraßen in die Wagenhalle selbst, d. h. überdeckt, einzubauen, so daß ihre Verschmutzung und eine Gefährdung der Ein- und Ausfahrt durch die Witterung ausgeschlossen ist. Die Halle wurde mit zwei Einfahrten nebeneinander liegend versehen, die mit Stahltores ausgerüstet sind und damit die ganze Halle nach außen abschließen. Dadurch, daß infolge dieser Einfahrt kein Zugwind in der Halle entstehen kann, ist diese wesentlich wärmer als die Hallen gewöhnlicher Bauart mit nach außen gehenden vielen Toren; auch kann sich im Falle eines Brandes die so sehr gefürchtete Stichflamme, die durch den Luftzug bei den bisherigen Hallenbauarten entsteht, nicht entwickeln (Abb. 2, Gesamtbild der Anlage).

Für die Halle selbst wurden mehrere Entwürfe angefertigt. Da aber von der Straßenbahn die Forderung aufgestellt wurde, einmal die Beleuchtung der Halle möglichst gleichmäßig und gut zu gestalten, vor allen Dingen aber die ganze Halle übersichtlich zu machen, so mußten die verschiedenen Entwürfe darauf ausgehen, möglichst wenig Stützen anzubringen. Aus der im ersten Entwurf

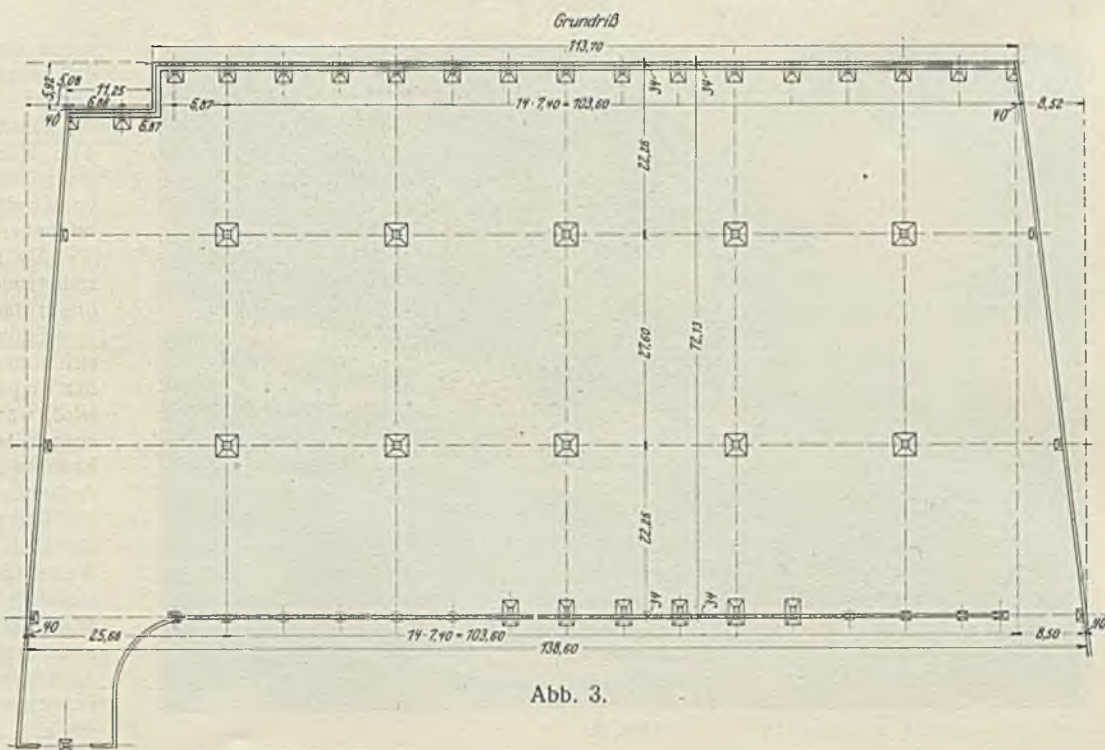


Abb. 3.



Abb. 2.

Gewicht der Dachkonstruktion aufnehmen. Aus Abb. 4 geht der Querschnitt der Halle hervor. Die der Straße parallelen Umfassungsmauern der Halle sind in Ziegelsteinmauerwerk, die beiden Querwände in Eisenbeton ausgeführt.

Außenwänden angeordneten Säulen (Abb. 5 u. 6). Auch die Unterzüge sind des Aussehens wegen in Vollwandkonstruktion gehalten. Sie bestehen aus einem Stegblech 1000×10 , $4 \perp 80 \cdot 80 \cdot 10$ und Lamellen 220×12 . Sie sind mit den darunter befindlichen Stützen durch Streben zu zwei Gelenkrahmen verbunden.

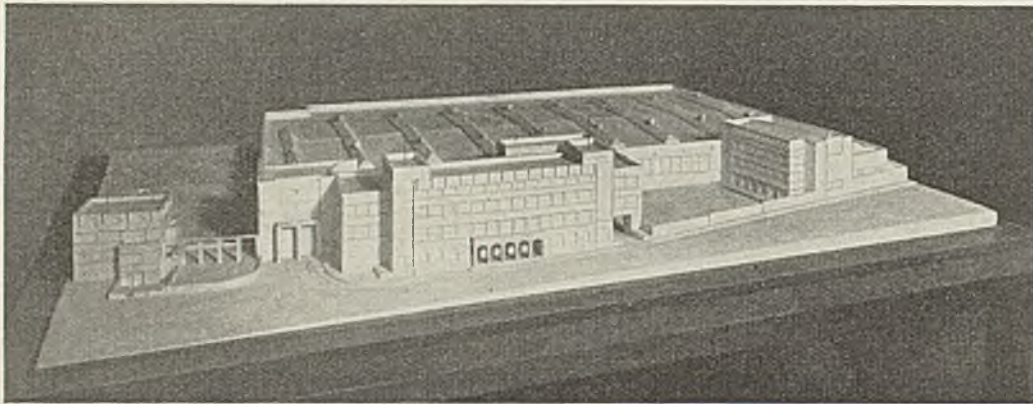


Abb. 4.

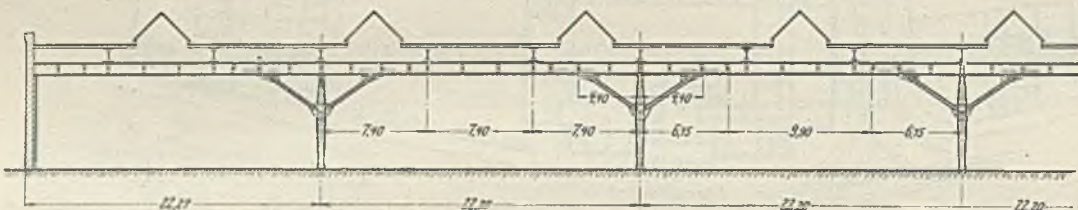


Abb. 5.

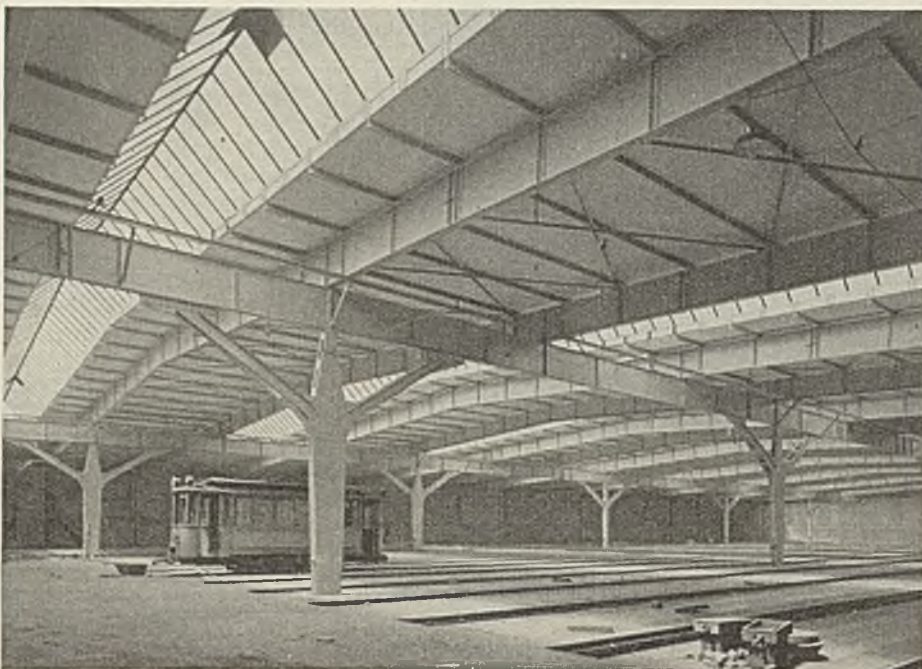


Abb. 6.

Stahlkonstruktion.

Die Dacheindeckung besteht aus Bimsbetonplatten mit je einer Lage Dachpappe und Ruberoid. Sie wird von Pfetten getragen, die in 2,1 m Abstand verlegt und mit Rücksicht auf die Oberlichter als Kragträger ausgebildet sind. An den Stellen, wo keine Oberlichter vorhanden sind, laufen die Pfetten als Gelenkpfetten durch. Als Querschnitt ist in beiden Fällen ein I 16 gewählt. Sämtliche Pfetten ruhen auf vollwandigen Bindern, die einen Abstand von 7,4 m bzw. 6,87 m haben. Die Binder sind gleichfalls Gerberträger mit beiderseits eingehängten Endträgern. Ihr Querschnitt besteht aus einem Stegblech 1000×10 mit $4 \perp 100 \cdot 100 \cdot 10$ und ist an den erforderlichen Stellen durch Lamellen 220×10 verstärkt.

Die Binder ihrerseits finden ihr Auflager auf Unterzügen und den in den Außenwänden angeordneten Säulen (Abb. 5 u. 6). Auch die Unterzüge sind des Aussehens wegen in Vollwandkonstruktion gehalten. Sie bestehen aus einem Stegblech 1000×10 , $4 \perp 80 \cdot 80 \cdot 10$ und Lamellen 220×12 . Sie sind mit den darunter befindlichen Stützen durch Streben zu zwei Gelenkrahmen verbunden. Wie Abb. 6 zeigt, haben diese Rahmen Kragarme, in die sich die Koppelstücke einhängen. Die Stiele der Rahmen, d. h. also die Mittelstützen, haben in der Rahmenebene eine Entfernung von 22,20 m und senkrecht dazu eine solche von 22,26 bzw. 27,60 m. In der Binderebene mußten die Stützen mit Rücksicht auf die Gleise sehr schmal gehalten werden, sie haben hier eine gleichmäßige Breite von nur 24 cm. In der Richtung der Unterzüge dagegen wechselt die Breite. Sie beträgt am Kopf 20 cm und wächst am Angriffspunkte der Streben auf 55 cm an, um dann wieder am Fuß bis auf 36 cm abzunehmen.

Die Giebelwände sind so ausgebildet, daß ihr Mauerwerk den Winddruck und den Erddruck, der sich aus der verschiedenen hohen Lage des Hallenbodens und der äußeren Geländeoberkante ergibt, aufnehmen kann. Die westliche Längswand ist in ihrem unteren Teile bis zur äußeren Geländeoberkante als Stützmauer aufgeführt, auf die die Stahlstützen aufgesetzt sind, die ebenso wie die Stützen der östlichen Längswand den auf die Wand wirkenden Winddruck aufnehmen können. Sie sind zu diesem Zweck unten eingespannt. Die Wände sind so hoch geführt, daß Winddruck auf die Oberlichter nicht in Betracht kommt.

Die Oberlichter besitzen eine Stützweite von etwa 4 m. Wie Abb. 4 u. 6 zeigen, geben sie der Halle überall ein ausreichendes Licht. Die Halle gibt mit ihrer ganz vollwandig gehaltenen Konstruktion und den wenigen schlanken Säulen ein durchaus befriedigendes Bild.

Als Material ist St 37 verwendet. Das Gesamtstahlgewicht beträgt 657 t, wobei zu beachten ist, daß hierin das Gewicht der Gleisböcke mitenthaltend ist.

Es sei hier noch bemerkt, daß diese Konstruktion sich außerordentlich gut hätte schweißen lassen. Außer der Ersparnis an Gewicht, die auf etwa 70 t geschätzt wird, wäre das Aussehen vielleicht noch ansprechender ausgefallen. Leider steckte die Schweißerei bei Erbauung der Halle in den Jahren 1925/27 noch in den Anfängen, so daß sie hierfür nicht in Frage kam.

Die ganze Konstruktion sowohl der Unterkellerung als auch der Dachausführung wurde in mustergültiger Weise von der Vereinigte Stahlwerke AG., Abt. Dortmunder Union, entworfen und in sehr kurzer Zeit ausgeführt. Irgendwelche Schäden haben sich bisher nicht ergeben, vielmehr darf gesagt werden, daß die Anordnung der Halle sich durchaus bewährt hat. Bei einem Fassungsvermögen von 200 Wagen findet die Ein- und Ausfahrt jederzeit ohne Stockung statt.

Bau eines Eisenbahntunnels im Senkungsgebiete des oberschlesischen Steinkohlenbergbaues.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaumeister Otto Lugscheider, Hindenburg i. Ob.-Schl.
(Schluß aus Heft 46.)

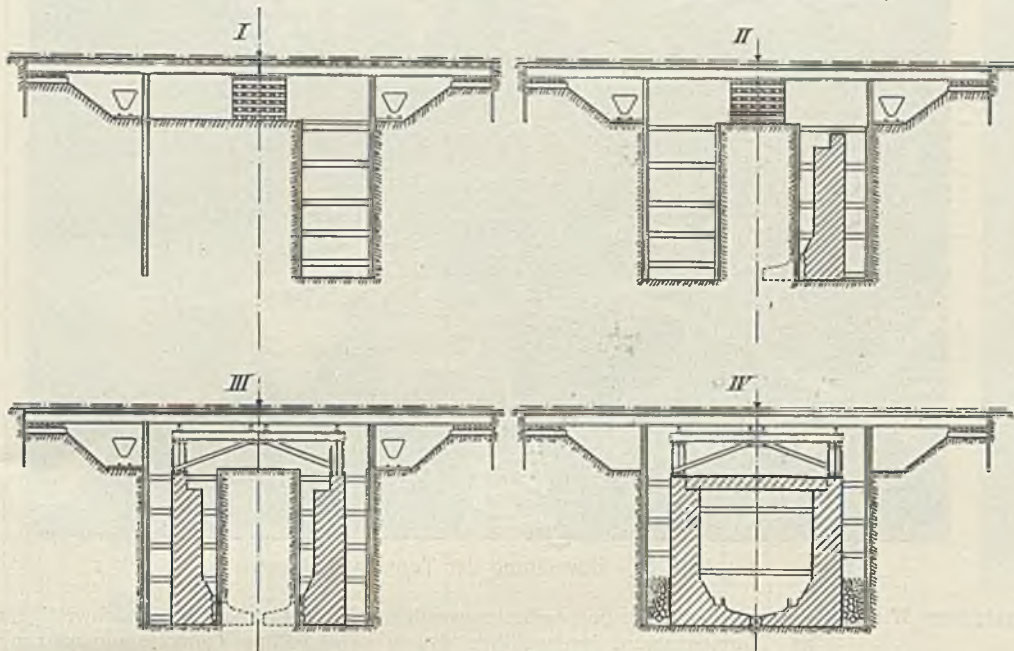


Abb. 6.

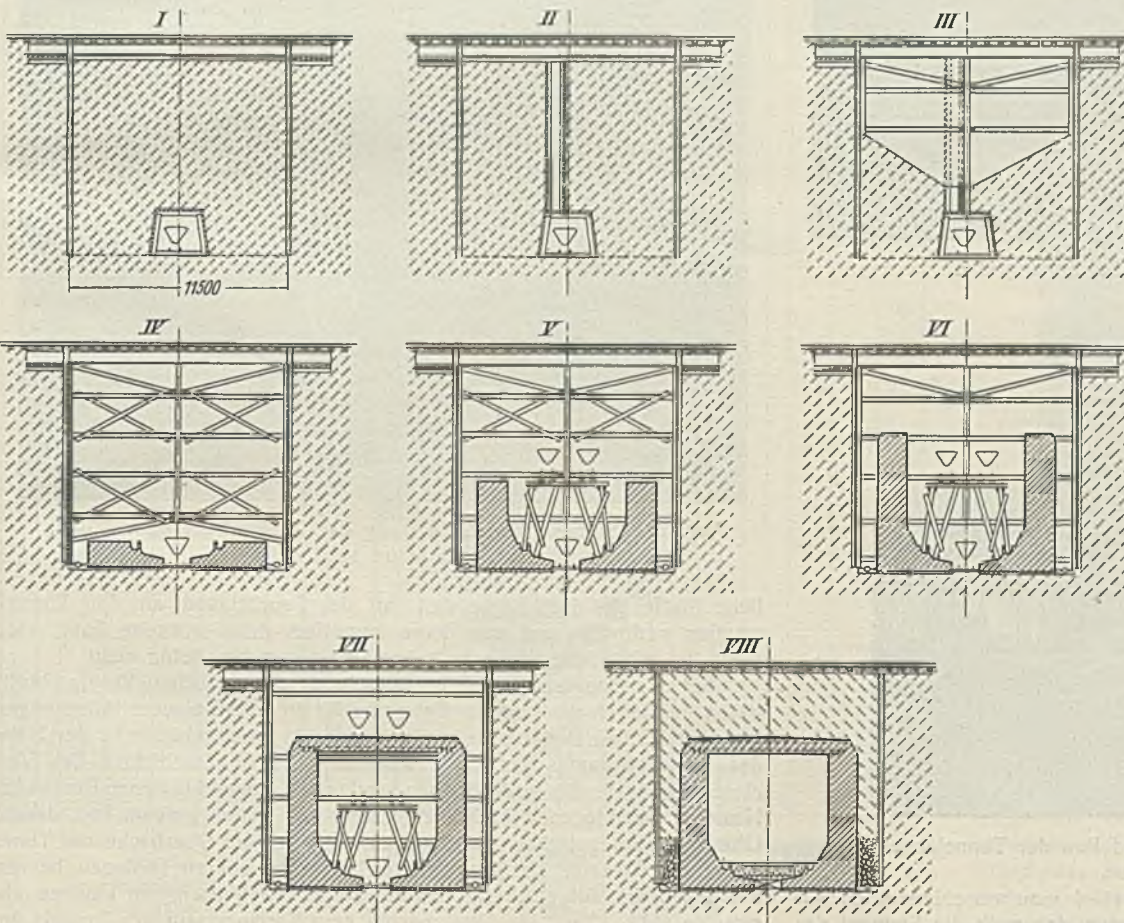
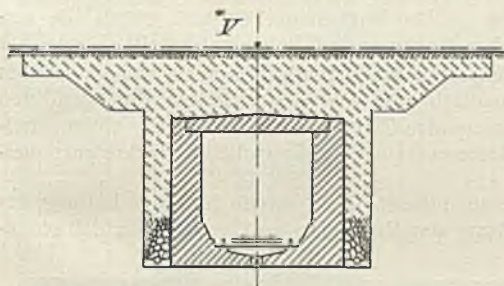


Abb. 6a.

Bei einem der eingereichten Vorschläge¹⁾ war beabsichtigt, jedes Widerlager für sich in einer besonders dafür im Handschacht ausgehobenen Baugrube herzustellen, hierauf die Decke aufzubringen und nach deren Fertigstellung den im Innern stehengebliebenen Erdkern abzutragen. Diese Ausführung hat den Vorteil, daß die Baugrube, die durch Abrammen von I-Trägern gesichert wird, in zwei Teilen ausgeschachtet werden kann. Hierbei folgen Bodenschachtungen und Betonierungen der Widerlager in kurzen Abständen aufeinander. Die Betriebsgleise werden durch Schwellenstapel unterfangen (Abb. 6).

Als zweiter Vorschlag des gleichen Bauunternehmens war eine Ausführung vorgesehen, bei der zum besseren Abtransport des Bodens ein Stollen von 6,80 m² Querschnitt auf der Sohle der Baugrube vorgetrieben wird (Abb. 6a). Der Boden wird mittels Schüttlöffel in die im Stollen stehenden Muldenkipper verladen. Diese Art der Ausführung hat den Vorteil, daß Erd- und Betonierbetrieb vollständig unabhängig voneinander vor sich gehen und daß sich die Transporte nicht kreuzen. Der Abtransport des Bodenaushubes geht durch den Stollen, und der Antransport der Baustoffe geschieht durch den oberen Vorein-

schnitt. Zur Sicherung der Seitenwände der Baugrube sind eingerammte I-Träger vorgesehen.

Mit Rücksicht auf die vorgeschrittene Jahreszeit war neben der Wirtschaftlichkeit der Durchführung der Bauarbeiten die unbedingte Einhaltung des Bauprogramms der ausschlaggebende Gesichtspunkt für die Wahl der Bauweise.

Deshalb entschloß sich die Preußag, für die Ausführung des Unterpflastertunnels den Vorschlag der Eisenbetonbau-Gesellschaft, Beuthen, anzunehmen, der die Errichtung des Bauwerks in offener Baugrube und deren Ausschachtung mittels Löffel- und Greifbagger vorsah.

Eine vergleichende Kostenberechnung ergab, daß diese Bauweise nicht nur einen günstigeren Baufortschritt ermöglichte, sondern auch wesentlich wirtschaftlicher war als Baugrubenaushub von Hand in abgerammter Baugrube.

Der Entschluß, die 14 m tiefe Baugrube, an deren Rande sich verschiedene Betriebsgebäude befanden, mit einer Böschung 1:1 herzustellen, könnte gewagt erscheinen. Das Wagnis war aber in Hinsicht auf die Bodenbeschaffenheit im Haupteinschnitt vertretbar und mußte daher unternommen werden, um eine termingerechte Fertigstellung des Bauwerks zu ermöglichen.

Die Ausführung des Unterpflastertunnels ging demnach in folgender Weise vor sich:

Vom südlichen und nördlichen Tunnelportal gleichzeitig beginnend, wurde die Baugrube abschnittsweise auf die ganze Tiefe von 14 m bei einem Böschungsverhältnis 1:1 ausgebagert und die zum Schutze der in unmittelbarer Nähe des Einschnitts befindlichen Betriebsgebäude sowie der in der Baugrube beschäftigten Belegschaft erforderliche Baugrubenausstellung dem Bagger folgend eingebaut. Im Anschluß daran wurde Zone für Zone betoniert. Die durch den Löffelbagger gewonnenen Bodenmassen wurden durch die fertiggestellten Tunnelzonen abgeführt, der durch den Greifer gelöste

¹⁾ Dyckerhoff & Widmann AG.



Abb. 7. Baggerung der Tunnelbaugrube.

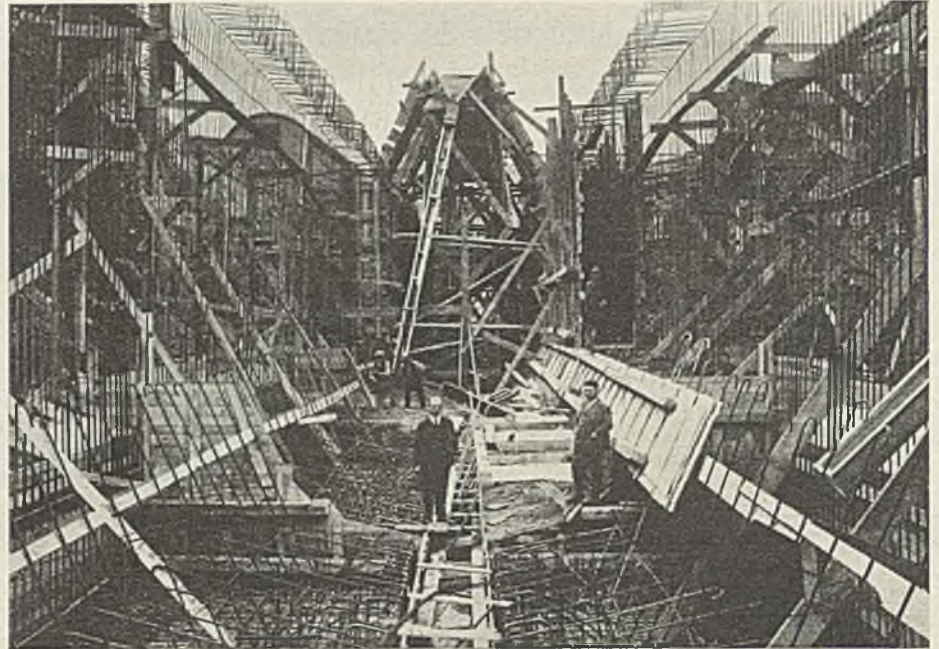


Abb. 10. Bewehrung der Tunnelwiderlager.

Bodenaushub diente zur Hinterfüllung der fertiggestellten Widerlager (Abb. 7 bis 10).

Hierbei war für den reibungslosen Fortschritt der Bauarbeiten von Bedeutung, daß der Abtransport der Baugrubenschachtung vollständig unabhängig vom Abtransport der Betonbaustoffe geschah.

Sämtliche Betonarbeiten wurden unter Verwendung von hochwertigem Normzement durchgeführt. Durch zweckmäßige Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe bei Verwendung von gewaschenem, gesiebttem Oderkies und bei geeignetem Wasserzusatz wurde ein im hohen Grade wasser- undurchlässiger Beton von großer Widerstandsfähigkeit gegen die zerstörenden Einwirkungen der Rauchgase auf Beton hergestellt.

Um einen guten Porenschluß der Betonflächen zu erreichen, wurden die Widerlager und Deckenflächen an Stelle der vielfach durchgeführten Tränkung mit Kieselfluorwasserstoffsäure (Fluatierung) mit einem dreifilmigen, mittels Preßluftzementkanone aufgespritzten Torkretputz versehen.

Die Tunnelabschnitte im offenen Profil sorgen für gute Lüftung des Tunnels durch raschen Abzug der Rauchgase und verhindern, daß schäd-



Abb. 8. Baggerung der Tunnelbaugrube.



Abb. 11. Stempel der Zimmerung der Grubenbaue vom Abbau im Jahre 1804.



Abb. 9. Baugrubenaussteifung und Bau der Tunnelzonen.

Bei der Ausführung der Erdarbeiten stieß man verschiedentlich auf alte Grubenbaue der Einsiedelbank, in denen sich noch die Stempel der Zimmerung vom Abbau 1804 befanden (Abb. 11).

liche Stoffe der Rauchgase sich mit der Feuchtigkeit an den Tunnelwänden verbinden und den Beton angreifen, denn trockene Gase, auch wenn sie schädliche Stoffe enthalten, zerstören den Beton nicht.

Bei den Baggerarbeiten am Tunnelende des südlichen Voreinschnitts traten bei der Herstellung der Baugrube für die Flügelmauern Rutschungen der anstehenden Bodenmassen ein, wobei die Wohngebäude in der Nähe des Einschnitts gefährdet wurden. Die Bodenschichten des Voreinschnitts bestanden aus lehmigen Sanden mit eingeschlossenen Kurzwak-Nestern. Das Liegende bildete eine Bank von festem grauem Ton, dessen Oberfläche unregelmäßig gestaltet war. Das aus der Oberfläche des Tones austretende Wasser rief eine Aufweichung der oberen Tonlagen hervor, auf denen die aufgelockerte Sandmasse in schalenförmigen Flächen abrutschte (Abb. 12 u. 13). Dies machte eine Verlängerung des Tunnels um zwei weitere Zonen, insgesamt 18 m, sowie eine Verlängerung der

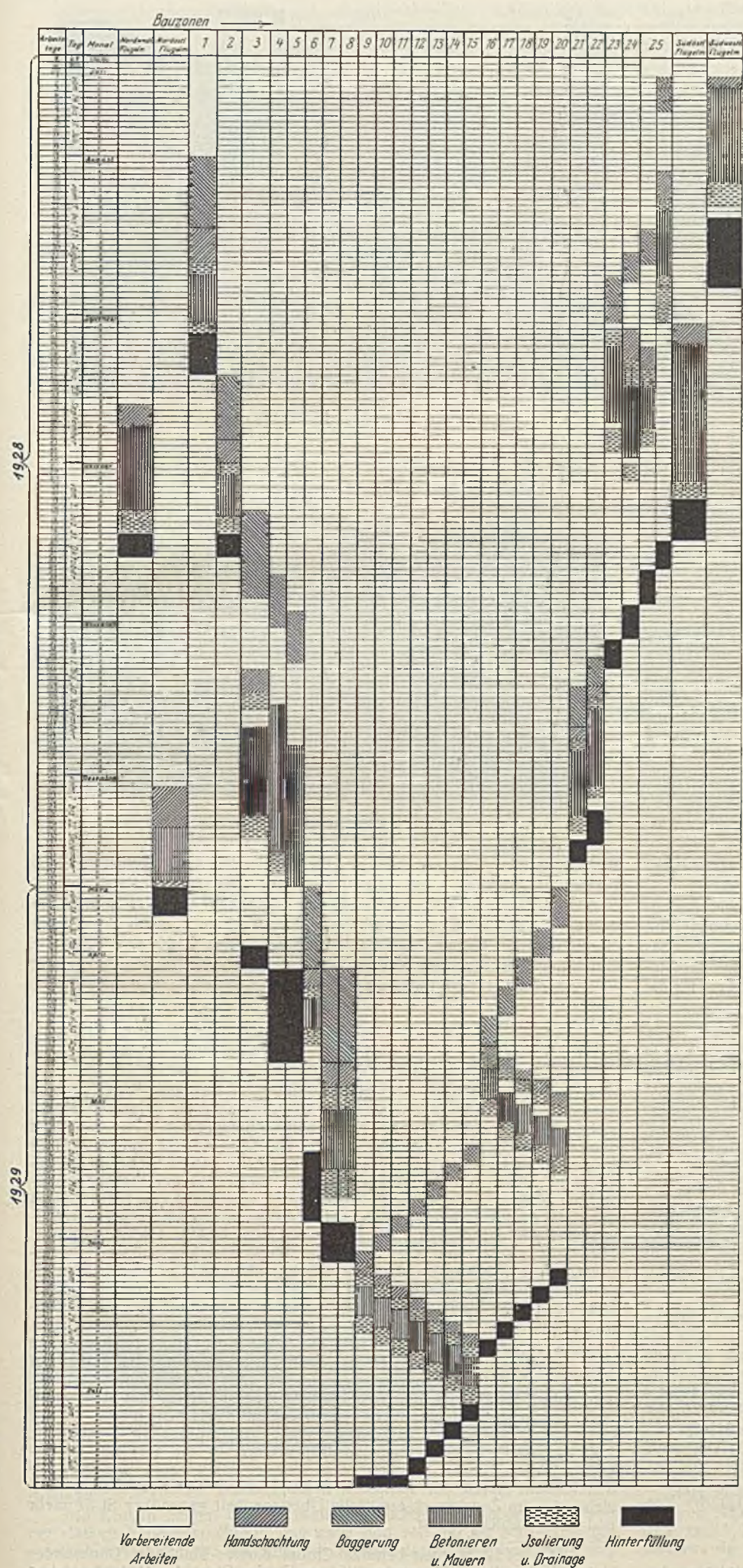


Abb. 17. Baufortschrittsplan.

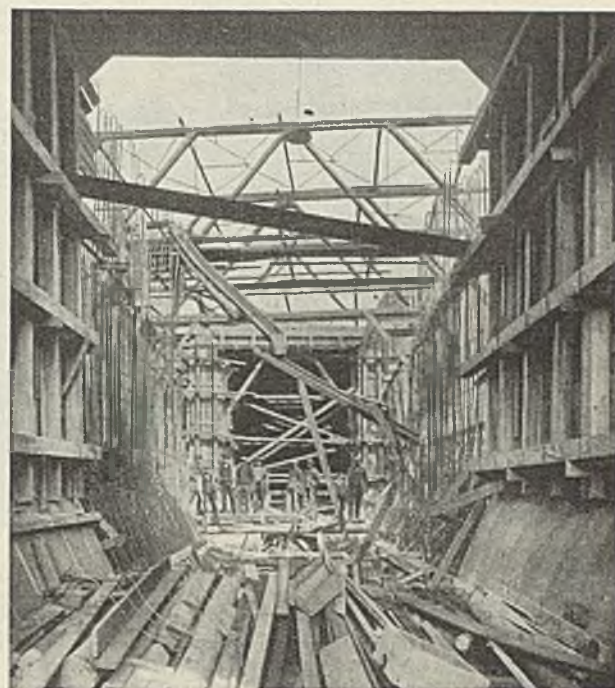


Abb. 14. Verschalung der Tunnelzonen.

Flügelmauern erforderlich. Der Querschnitt in diesem neuen Tunnelabschnitt, in dem Bergbausenkungen nicht mehr zu erwarten waren, wurde als Portalrahmen berechnet und in Eisenbeton in zwei Bauzonen von 8 und 10 m ausgeführt, wobei der Erddruckberechnung mit Rücksicht auf den zu Rutschungen neigenden Boden ein Böschungswinkel von 20° zugrunde gelegt wurde. Die geschlossene Rahmenkonstruktion (Abb. 14 u. 15) erforderte eine besonders sorgfältige Isolierung gegen die Einflüsse des betonzerstörenden Wassers, insbesondere da die wasserführende Bodenschicht über dem Rahmenfundament liegt und an dieser Stelle in Regenperioden erhebliche Wassermengen austreten.



Abb. 16.

Bei Herstellung des südlichen Voreinschnittes mußte die vor den Flügelmauern des Tunnelmundes anstehende „brennende Halde“, eine aus den Grubenbauen des Steinkohlenbergwerks Königin Luise stammende Gesteinshalde, deren Kohlenbeimengungen sich durch Zutritt von Luft und Feuchtigkeit entzündet hatten, durchgebagert werden.



Abb. 12. Rutschung.

Die Durchführung der Erdarbeiten in der brennenden Halde machte wegen der gesundheitsschädlichen Gase große Schwierigkeiten. Von unatembaren Gasen wurden Kohlenoxyd und Kohlendioxyd nach „Wilhelmi“ festgestellt. Die täglich vorgenommenen Messungen erstreckten sich neben der Ermittlung des Gasgehalts auf die Feststellung von Barometerstand, Feuchtigkeitsgehalt der Luft, Windrichtung und Windstärke. Der Gehalt an Kohlenoxyd erreichte in den Ausströmungsklüften der Halde den höchsten meßbaren Grad von 10%, der Kohlendioxydgehalt 15%. Die höheren Gasgehalte kamen jedoch infolge der raschen Verdünnung bei Austritt aus den Klüften, besonders bei bewegter Luft, nur zum kleinen Teil auf das Patronen-Chemikal des Gasschutzgerätes zur Einwirkung. Die Belegschaft, die in dem Bereich, wo glühende Asche niederging, tätig war, arbeitete in feuersicher imprägnierter Schutzkleidung mit Asbesthandschuhen, in Asbeststiefeln und wurde mit Gasschutzgerät ausgerüstet, wobei zum Schutze gegen unatembare Gase die Drägermaske mit Kohlenoxydpatrone verwendet wurde (Abb. 16).

Infolge der durch die eingetretenen Rutschungen bedingten Verlängerung des Tunnels beträgt die gesamte Bauwerklänge ohne Flügel 271,50 m, einschl. der Flügel 322,20 m.

Die Arbeiten wurden durchgeführt nach dem in Abb. 17 dargestellten Baufortschrittsplan in 240 Arbeitstagen.

Die Herstellung des nördlichen Einschnitts erforderte eine Bodenbewegung von 49 000 m³, des südlichen Voreinschnitts von 46 200 m³ und des Haupteinschnitts von 66 800 m³, also insgesamt 162 200 m³. Für das Bauwerk wurden 8250 m³ Beton verarbeitet, wovon 3470 m³ für aufgehende Widerlagermauern im Mischungsverhältnis 1:6, 4780 m³ für die



Abb. 13. Rutschung..

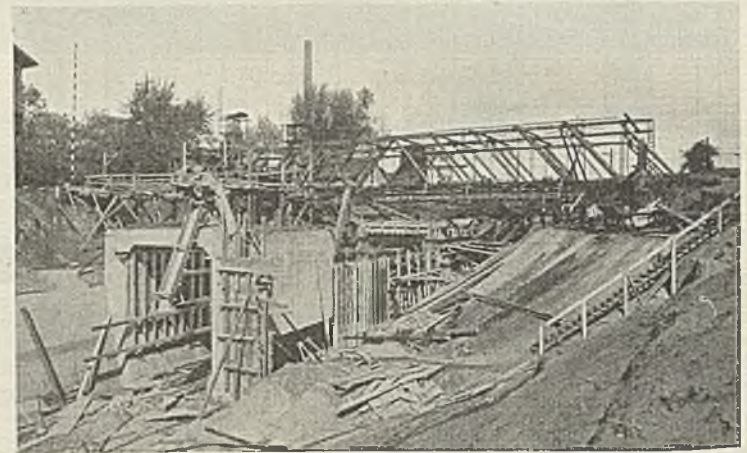


Abb. 15. Eisenbetonportalrahmen.

Widerlagerfüße, Auflagerquader und Decken im Mischungsverhältnis 1:4,5 verwendet wurden. Für die Träger der Betoneisendecken wurden 62 800 kg Eisen, für die Bewehrung der Widerlager und der Eisenbetondecken 317 200 kg Eisen verarbeitet. Der Verbrauch an hochwertigem Normenzement betrug 2 600 500 kg, an Betonkies 20 000 t. — Für die Errichtung des Bauwerks wurden bei einer durchschnittlichen Belegschaft von 200 Mann 42 000 Tagewerke geleistet.

Dauerfestigkeit des hochwertigen Baustahls St 52.¹⁾

Bei Einführung des hochwertigen Baustahls St 52 wurde für diesen von der DRB auf Grund seiner gegenüber St 37 um 50% höheren Streckgrenze ohne Anstand eine um 50% höhere Beanspruchung zugelassen. Dauerbiegeversuche an glatten Stäben ergaben auch eine dem Streckgrenzenverhältnis entsprechende Erhöhung der Wechselfestigkeit.

Nach K. Schaechterle²⁾ und O. Graf³⁾ zeigten nun aber dreireihige Nietverbindungen aus St 52 (Silizium-Stahl) bei stufenweise gesteigerter pulsierender Zugbeanspruchung zwischen einer kleinen Anfangs- und einer Höchstlast keine höhere Dauerfestigkeit als gleiche Nietverbindungen aus St 37. Graf zeigte ferner, daß die hochwertigen Baustähle bei Prüfung gelochter Stäbe, als der Grundform jeder Nietverbindung, keine höhere Ursprungsfestigkeit besitzen als St 37.

Wenn auch O. Graf⁴⁾ auf Grund von weiteren Dauerzugversuchen zu dem Ergebnis kommt, daß die Überlegenheit der härteren Baustähle vorzugsweise bei höheren statischen Vorspannungen zu suchen sei, so waren doch systematische Versuche zur Klärung der Frage dringend erwünscht, ob und in welchem Maße die bei Wechselbeanspruchung beobachtete Kerbempfindlichkeit auch bei höheren statischen Beanspruchungen die Dauerfestigkeit der hochwertigen Baustähle ungünstig beeinflusst.

Im Forschungs-Institut der Vereinigte Stahlwerke AG. in Dortmund wurden nun Dauerbiegeversuche einmal an umlaufenden glatten und ver-

schieden tief gekerbten Probestäben, und zwar als reine Wechselbiegeversuche, zum anderen als Hinundherbiegeversuche an gelochten Flachstäben unter verschiedener Vorspannung durchgeführt. Als Werkstoff wurden zwei Kohlenstoffstähle von Art des St 37 mit 39 und 46 kg/mm² Zugfestigkeit, zwei 3%ige Nickelstähle sowie verschiedene St 52 gewählt⁵⁾. Außer den Dauerbiegeversuchen wurden an gekerbten oder gelochten Stäben auch statische Zugversuche ausgeführt, um den Einfluß der Querschnittsänderung auch auf Streckgrenze und Formänderungsfähigkeit kennenzulernen. Die Ergebnisse sind in Abb. 1 wiedergegeben. Mit tiefer werdendem Kerb wird die Wechselfestigkeit überall herabgesetzt, der Fließbeginn dagegen erhöht, während die Formänderungsfähigkeit abnimmt. Die Überlegenheit der hochwertigen Baustähle gegenüber dem St 37 bleibt bei Wechselbeanspruchungen trotz der ungewöhnlich scharfen Beschädigungen mit 40 bis 50% erhalten.

Bei ruhender Last wirkt sich die Spannungshäufung im Kerbgrund als Erhöhung der Tragfähigkeit aus, wobei die Spannung wie üblich auf den Querschnitt im Kerbgrund bezogen ist. Mit zunehmender Kerbtiefe wird jedoch die Dauerfestigkeit bei Wechselbeanspruchung auf etwa 40 bis 50% der ursprünglichen Werte herabgesetzt. Zwischen diesen beiden Grenzfällen dürfte bei zusammengesetzter Beanspruchung — statische Last + zusätzliche Schwingungsbeanspruchung — die Tragfähigkeit gekerbter Proben liegen. Schon diese Überlegenheit zeigt, daß mit zunehmendem Anteil der statischen Beanspruchung der hochwertige Baustahl seine im Zugversuch ermittelte Überlegenheit gegenüber St 37 mehr und mehr zurückgewinnt.

⁵⁾ Als St 52 wurden benutzt Chrom-Kupfer-Stahl der Dortmunder Union (Union-Baustahl) sowie Silizium-Kupfer-Stahl der Mitteldeutschen Stahlwerke und der Stumm-AG., Neunkirchen.

¹⁾ Selbstreferat, Mitteilungen aus dem Forschungs-Institut der Vereinigte Stahlwerke AG., Band 2, Lief. 6.

²⁾ K. Schaechterle, Stahlbau 1930, S. 213.

³⁾ O. Graf, Bautechn. 1930, S. 213.

⁴⁾ O. Graf, Einige Bemerkungen über die Wahl der zulässigen Anstrengung der Werkstoffe, Der Betrieb (Maschinenbau) 1930, S. 84 u. 85.

Zahlentafel 1. Festigkeitseigenschaften der Baustähle bei Prüfung glatter und gelochter Stäbe.

Stahl	Probeabmessung mm	Streckgrenze σ_s kg/mm ²		σ_{Su} gelocht σ_{Su} glatt	Zug- festigkeit σ_B kg/mm ²	Dehnung σ_{10} %	Ein- schnürung ψ %	Kerbzähigkeit mkg/cm ²		Wechsel- festigkeit σ_W kg/mm ²	$\frac{\sigma_W}{\sigma_B}$
		obere	untere					nicht gealtert	gealtert		
St 37	30 × 12	28,5	27,2	—	42,6	30,3	59	10,3	1,0	26	0,61
c	30 × 12 mit Loch 7,5 ϕ	38,3	37,3	1,37	44,2	—	52	—	—	16—17	0,39
St Ni	30 × 12	41,1	39,0	—	58,0	26,5	59	11,6	11,6	37	0,64
a	30 × 12 mit Loch 7,5 ϕ	55,2	52,7	1,35	61,0	—	39	—	—	19—20	0,34
St Ni	30 × 12	36,5	33,8	—	51,0	24,8	61	14,8	9,0	nicht bestimmt	—
b	30 × 12 mit Loch 7,5 ϕ	49,3	45,7	1,35	56,0	—	39	—	—	19—20	0,35
St 52	30 × 12	38,3	37,0	—	53,8	26,0	59	13,1	6,0	nicht bestimmt	—
c	30 × 12 mit Loch 7,5 ϕ	51,2	49,8	1,34	58,0	—	50	—	—	21—22	0,38
St 52	30 × 12	38,5	37,0	—	60,2	24,0	57	11,9	8,8	33—34	0,56
d	30 × 12 mit Loch 7,5 ϕ	50,8	48,6	1,29	61,8	—	43	—	—	20	0,33
St 52	30 × 12	38,6	37,6	—	57,6	25,5	64	12,1	6,2	nicht bestimmt	—
e	30 × 12 mit Loch 7,5 ϕ	47,2	47,0	1,25	64,0	—	31	—	—	20—21	0,36

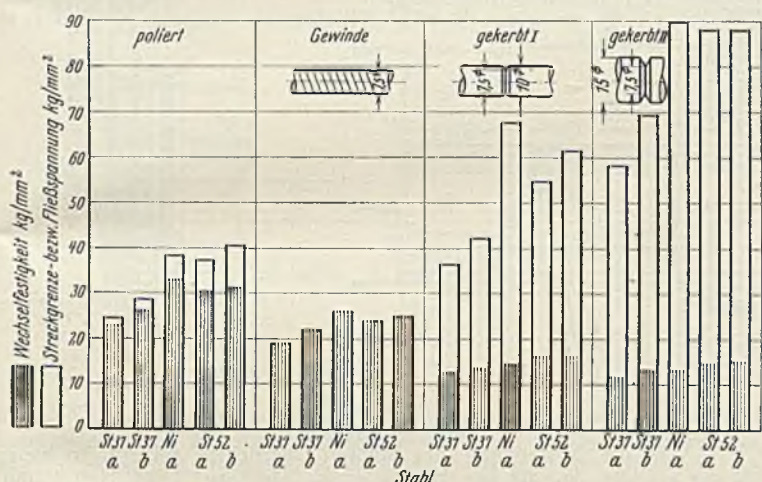


Abb. 1. Streckgrenze bzw. Fließspannung und Wechselfestigkeit bei Prüfung von gekerbten Stäben.

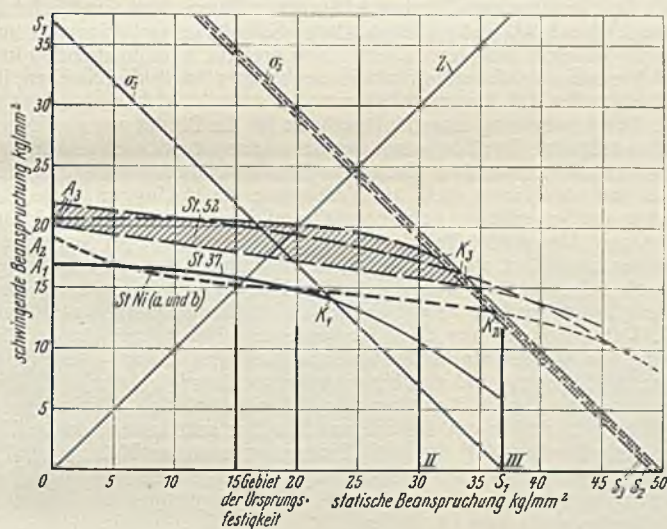


Abb. 2. Dauerfestigkeit verschiedener Baustähle bei Prüfung gelochter Stäbe unter zusammengesetzter Beanspruchung.

Dieses Verhalten der Baustähle bei zusammengesetzter Beanspruchung, also mit statischer Vorspannung, wurde geprüft durch Dauerversuche auf einer Schenckschen Torsionsschwingungsmaschine, deren Dreh-schwingungen als Biegeschwingungen auf eine Flachprobe übertragen wurden. Geprüft wurden fünf Baustähle als 16 mm starke Flachisen. Zahlentafel 1 gibt die mittleren Festigkeitseigenschaften der glatten und der gelochten Stäbe wieder. Die Ergebnisse der Dauerversuche zeigt Abb. 2, wobei jede Kurve das Ergebnis von etwa 12 Dauerversuchen darstellt.

Die Kurven zeigen die Wechselbeanspruchung in Abhängigkeit von der statischen Beanspruchung, und zwar sind von der als Null-Linie gezeichneten Abszisse nur die positiven Anteile der Wechselbeanspruchung

nach oben hin aufgetragen. Ähnlich wie durch Kerbe wird durch Löcher infolge Spannungshäufung die sich in der Fließspannung kennzeichnende Tragfähigkeit der Stähle gesteigert, die sich in den Formänderungswerten kennzeichnende Bruchsicherheit dagegen stark herabgesetzt. Zugleich sinkt die Wechselfestigkeit auf 0,3 bis 0,4 der Zugfestigkeit, bei reiner Wechselbeanspruchung sind jedoch die Nickelstähle und der St 52 dem St 37 nur um 10% und mehr überlegen. Insofern bietet also bei reiner Wechselbeanspruchung in gelochten Konstruktionsgliedern die Wahl höherwertiger Stähle — Nickelstahl, St 52 usw. — keinen praktisch wesentlichen Vorteil gegenüber St 37.

Die Kurven AK in Abb. 2 besagen ferner allgemein, daß mit steigender statischer Vorspannung die Fähigkeit des Stahles, zusätzliche schwingende Beanspruchung ohne Bruch zu ertragen, zunächst langsam, dann schneller abnimmt und bei K die Fließspannung des gelochten Stabes überschreitet. Alle rechts von KS liegenden Beanspruchungen sind daher mit plastischen Formänderungen verbunden und scheiden für die vergleichende Betrachtung der Stähle aus. St 37 und die Nickelstähle sind bis über das Gebiet der Ursprungsfestigkeit hinaus, bis zu statischen Beanspruchungen von etwa 20 kg/mm² gleichwertig, während die geprüften St 52 unter diesen Verhältnissen eine um 15 bis 30% höhere schwingende Beanspruchung ertragen können. Bei höheren statischen Lasten wird dagegen die Überlegenheit der hochwertigen Baustähle immer deutlicher sichtbar. So ist z. B. das Gebiet vollkommener Sicherheit in Abb. 3 für St 37 durch $0 A_1 K_1 S_1$, für St Ni durch $0 A_2 K_2 S_2$ und für St 52 durch $0 A_3 K_3 S_3$ begrenzt. Die Fläche des „sicheren Gebietes“ ist somit für die hochwertigen Baustähle durch den rechts der Linie $K_1 S_1$ liegenden Anteil wesentlich vergrößert.

Bis zu statischen Beanspruchungen von etwa 20 kg/mm² erweisen sich St 37 und 3%iger Nickelstahl als gleichwertig, der St 52 ist beiden Stählen um etwa 15 bis 30% überlegen.

In Beispiel I sind St 37 und St 52 rechnerisch mit der jeweils für sie zugelassenen praktischen Höchstspannung von 14 bzw. 21 kg/mm² belastet; dann erträgt St 37 noch ± 16 kg/mm², St 52 noch etwa 18 bis 19 kg/mm² Schwingungsbeanspruchung. Die ertragbare gesamte Höchstspannung läge für St 37 bei 30 kg/mm², für St 52 bei 39 kg/mm², was einer Überlegenheit von 30% entspricht. Hiernach ist das absolute Maß der Sicherheit, das sich durch die Größe der noch aufnehmbaren Schwingungsbeanspruchung bei der jeweiligen zulässigen statischen Spannung kennzeichnet, bei St 52 mindestens ebenso groß wie bei St 37.

In Beispiel II ist die statische Beanspruchung 30 kg/mm², dann erträgt St 37 eine zusätzliche Schwingungsbeanspruchung von ± 7 kg/mm², Nickelstahl im Mittel ± 14 kg/mm², St 52 im Mittel ± 17 kg/mm². Die Höchstspannung ist also für St 37 37 kg/mm², für Nickelstahl 44 kg/mm² und für St 52 47 kg/mm². Daraus errechnet sich eine Überlegenheit — bezogen auf die höchste Gesamtbeanspruchung des St 37 — bei Nickelstahl von 18%, bei St 52 von 27%.

In Beispiel III ist bei einer statischen Beanspruchung von 37 kg/mm² die Tragfähigkeit des St 37 erschöpft, Nickelstahl und St 52 ertragen bei dieser Vorlast noch etwa ± 13 kg/mm² zusätzliche Schwingungsbeanspruchung, was eine Überlegenheit von 35% gegenüber St 37 bedeutet.

Somit haben die geprüften Arten des St 52 auch im gelochten Zustande bei vorherrschend statischen Beanspruchungen eine um mindestens 30% höhere Tragfähigkeit als St 37. In dieser Beziehung hat St 52 als Baustahl die gleichen Eigenschaften wie der im Brückenbau bewährte 3%ige Nickelstahl.

Das Ziel, den hochwertigen Baustählen die Eigenschaften des teuren 3%igen Nickelstahles zu geben, darf also als erreicht gelten, denn St 52 ist dem 3%igen Nickelstahl bei zusammengesetzter Dauerbeanspruchung gleichwertig.

Vermischtes.

Doppelte Rollklappbrücke über den Weiland-Kanal. Anschließend an den Bericht über die einflügeligen Rollklappbrücken des Neuen Weiland-Kanals in der Bautechn. 1931, Heft 37, S. 545, wird nachstehend einiges über eine doppelte Rollklappbrücke mitgeteilt. Es ist dies die Brücke Nr. 4, die unter den übrigen beweglichen Brücken dieses neuen Wasserweges in ihrer Ausbildungsform allein steht. Sie liegt im Zuge der Queenston-Straße (vgl. Bautechn. 1931, Heft 6, Abb. 1). Im Tragwerk des 9,12 m breiten Fahrdammes ist die Möglichkeit des Einbaues eines Straßenbahngleises vorgesehen, wie aus dem Teilquerschnitt, Abb. 1, zu erkennen ist.

Die beiden Flügel der Brücke erinnern in ihrer Ausbildung und Bewegungsrichtung an die einflügeligen Brücken. Gegengewicht und

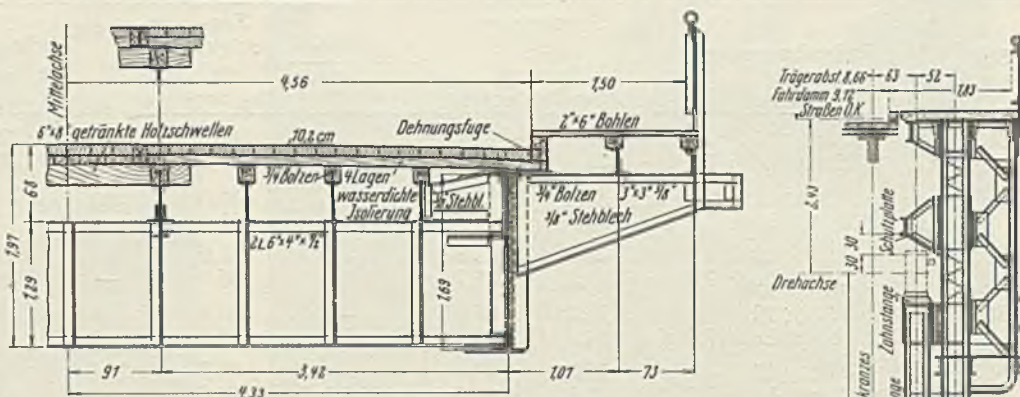


Abb. 1.

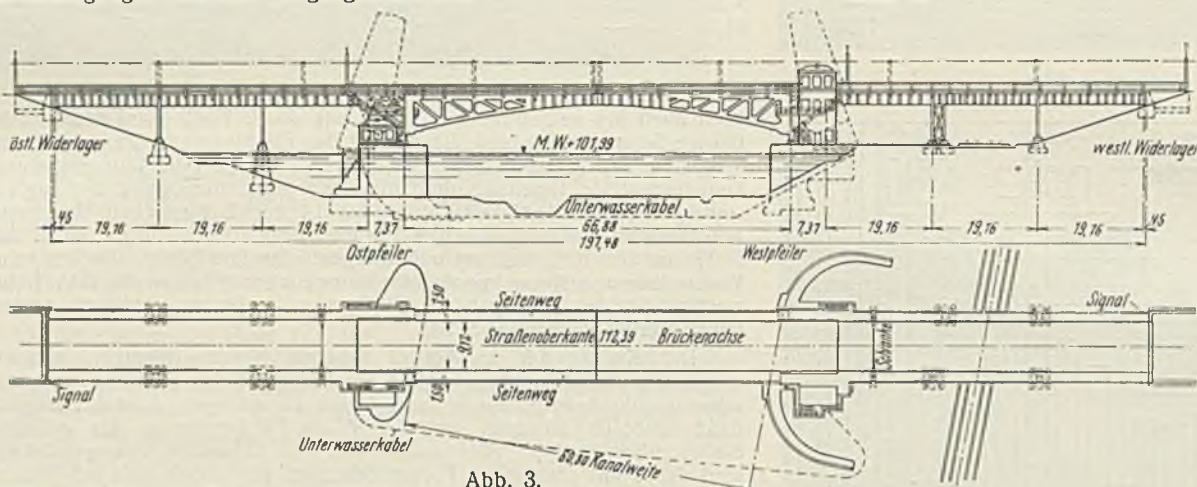


Abb. 3.

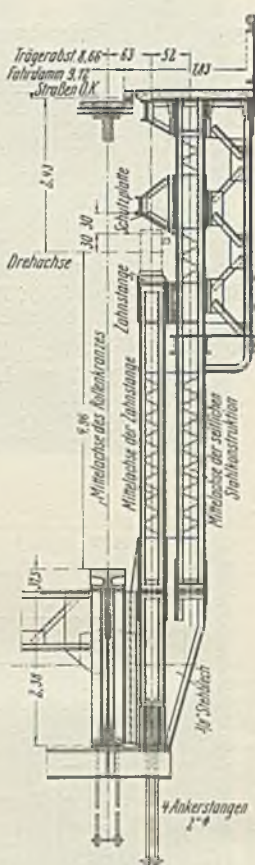


Abb. 2.

Rollbahn sind jedoch unterhalb der Fahrbahn angeordnet so daß also die oberhalb der Fahrbahn bei jenen Brücken stehenden Seitenportale fehlen. Dafür sind neben den segmentförmigen Brückenteilen seitliche Stahlkonstruktionen auf den Brückenpfeilern verankert, die die Zahnstange für den Eingriff des Antriebsritzels und die Rollbahn tragen (vgl. Abb. 2).

Der Mittelpunkt der Ritzelwelle bzw. des segmentförmigen Teiles liegt rd. 2,45 m und die Rollbahn 7,40 m unterhalb der Fahrbahnoberkante. Die seitlichen Stahlkonstruktionen übertragen also den Zug der in der Zahnstange angreifenden Bewegungsrichtung auf die Pfeiler.

Zwischen den segmentförmigen, vollwandigen Teilen und ebenfalls vollwandigen freien Enden der Klappen ist die Brücke als Fachwerk mit bogenförmigem Untergurt ausgebildet (Abb. 3). Die Konstruktionshöhe in Brückenmitte ist etwa 1,70 m. Der Obergurt des Fachwerkteiles läuft als obere Versteifung in den segmentförmigen Teil aus bis zu dem Gegengewicht, dessen Stahlkonstruktion ebenfalls mit Eisenbeton beschwert ist. Der Beton ruht auf drei starken Blechquerträgern und ist an zahlreichen Stellen noch durch eingebettete Ankerbolzen gesichert.

Die Tragdecke für die Antriebseinrichtungen liegt zwischen den Segmenten — also fest verbunden mit dem klappenden Brückenteil — auf acht Querträgern, und zwar 33 cm unterhalb der Höhe des wandernden Drehpunktes. Im geschlossenen Zustande untergreifen die Enden der rückwärts frei auskragenden Segmente der Klappen die Enden der anschließenden Trägerbrücke. Zs.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Die Halle der Autobusgarage in der Szabó József-Straße in Budapest. In der Bautechn. 1931, Heft 34, S. 499 bis 504, findet sich ein Aufsatz von Mihailich über die neue Halle einer Autobusgarage in Budapest. Gegen die Konstruktion der Hauptbinder von 70,4 m Stützweite ist nichts einzuwenden, sie ist sehr elegant durchgeführt, enthält aber außerordentlich viel Nietarbeit. Bezüglich der Verglasung der Binder ist unverständlich, daß diese auch im Innern der Halle durchgeführt ist. In Deutschland würde man so etwas nicht machen, selbst auf die Gefahr hin, daß man die Hauptkonstruktion wirklich sieht. Im Aufsatz ist (S. 500) übrigens angegeben, daß bei der gewählten Anordnung die Hauptträger nur „schleierhaft“ in die Erscheinung treten.

Bei der Montage wurden zwei schwere Gerüste benutzt. Bei uns würde man die ganzen Träger in einem Stück hochrichten und sich mit einzelnen Abstützungen begnügen.

Und nun die Preise und die Bauleitung! Felix Hungaria! Die Binder kosteten in St Si 1044 Pengö/t = rd. 760 RM/t. In Deutschland würde man heute höchstens — allerhöchstens — die Hälfte dieses Preises erzielen. Es scheint doch, daß in Ungarn noch recht viel Arbeit und recht viel Geld für solche Bauten vorhanden ist. Dr. Bohny.

Erwiderung.

1. Was die Anwendung des inneren Oberlichtes anlangt, so weise ich nur auf den Aufsatz von Hertwig im „Stahlbau“ 1928, Heft 1, hin, wo die Messehalle Nr. 7 in Leipzig (Deutschland!) beschrieben ist. Die Halle wurde vom Werk Gustavsburg der M. A. N. entworfen und ausgeführt. Die Begründung für die Anordnung des inneren Oberlichtes lautet dort (S. 3): „In dem von Glas umschlossenen Raum liegt der Binder gegen Rostangriff geschützt und gut zugänglich. Schweißwasserbildung am inneren Oberlicht ist nicht möglich. Diese 7,5 m breiten, herabhängenden inneren Oberlichter, deren sieben die Halle in der ganzen Breite durchziehen, bilden das Hauptmotiv der Innenarchitektur“.

2. Die Anwendung eines Holzgerüsts für die Binder war aus folgenden Gründen zulässig: Der Bautermin war sehr knapp bemessen und mußte unbedingt eingehalten werden. Geeignete Gerüstkrane oder Turmkrane standen der ausführenden Firma nicht zur Verfügung, da in Ungarn große Hallenbauten zu den Seltenheiten gehören, während Bauholz reichlich und billig vorhanden war. Der größte Teil der Montagearbeiten wurde im November und Dezember ausgeführt, wo die Tagelöhne sehr niedrig sind. Erwähnt sei noch, daß auch beim Bau der Messehalle Nr. 7 in Leipzig ein Binder zur Beschleunigung der ganzen Arbeit von festen Rüstungen aus aufgestellt wurde.

3. Der Preis der aus St Si hergestellten Hauptträger ist in Ungarn natürlich viel größer als in Deutschland, weil das Eisen — mangels einheimischer Eisenerze und von Hüttenkoks, sowie infolge der viel kleineren Gesamtzeugung mit viel größeren Regiekosten belastet — im allgemeinen viel teurer ist. Außerdem darf man nicht außer acht lassen, daß in Ungarn in der betreffenden Zeit die St Si-Erzeugung und das Walzen der Profile mit Anfangsschwierigkeiten kämpfte und überhaupt nicht von einer Massenzeugung gesprochen werden konnte. Die Hauptträger der Halle hatten ein Gesamtgewicht von rd. 200 t. Dr. Mihailich.

Wir schließen hiermit die Aussprache. Die Schriftleitung.

Personalmeldungen.

Preußen. Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Johannes Uhl (Wasser- und Straßenbau); — Hermann Lagershausen und Karl Völger (Eisenbahn- und Straßenbau).

Der Oberbaurat i. R. Geheimer Baurat Paul Müller in Potsdam, früher bei der Verwaltung der Märkischen Wasserstraßen, daselbst, ist gestorben.

INHALT: Die Betonförderanlagen beim Bau der Staumauer der Biellochtalsperre bei Saalburg i. Thür. — Die Bauten des Rheinkraftwerks Ryburg-Schwörstadt. (Schluß.) — Der Betriebsbahnhof Bochum der Bochum-Gelsenkirchener Straßenbahnen. — Bau eines Eisenbahntunnels im Senkungsgebiete des oberschlesischen Steinkohlenbergbaues. (Schluß.) — Dauerfestigkeit des hochwertigen Baustahls St 52. — Vermischtes: Doppelte Rollklappbrücke über den Weiland-Kanal. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Personalmeldungen.

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