

DIE BAUTECHNIK

18. Jahrgang

BERLIN, 25. Oktober 1940

Heft 46

Alle Rechte vorbehalten.

Bau einer Eisenbetonbrücke über einen schiffbaren Fluß.

Von Regierungs- und Baurat Appelt.

Im April 1935 wurde eine neuerbaute Brücke über einen schiffbaren Fluß als „Brücke der SA.“ geweiht. Eine Gedenkplatte (Abb. 1) zeigt überlebensgroß in hoch erhabener Arbeit einen schreitenden SA.-Mann und die eingemeißelte Unterschrift:

„Der Furcht so fern, dem Tod so nah,
Heil Dir, SA.“

Auf der Rückseite der Platte steht die Widmung: „Unter der Regierung des Führers und Reichskanzlers Adolf Hitler wurde diese Brücke im Jahre 1934 von der Reichswasserstraßen-Verwaltung erbaut und am 14. April 1935 in Würdigung der Taten der SA. zur Erkämpfung des Dritten Reiches geweiht auf den Namen: Brücke der SA.“

Die Gedenkplatte soll erinnern an die in die Bauzeit fallende Machtergreifung durch den Nationalsozialismus und zeugen von der Schaffung eines Bauwerks, das mit zu den hervorragendsten Eisenbeton-Bauwerken Deutschlands gehört, denn die Brücke (Abb. 2) ist mit einer Stützweite von 61,78 m zur Zeit die weitestgespannte Eisenbetonbalkenbrücke Europas.

1. Geschichtliches.

Schon im Jahre 1239 bestand an der jetzigen Stelle im Zuge einer Heerstraße eine hölzerne Brücke über den Fluß. Sie wurde im Jahre 1405 durch Hochwasser zerstört, erst 1436 wieder hergestellt und 1595 erneut von einem Hochwasser weggerissen. Im Jahre 1616 wurde eine dritte Brücke aus Holz errichtet, die während des 30jährigen Krieges im Jahre 1636 durch die Schweden verbrannt wurde.

Viele Jahrzehnte wurde nun die Verbindung zwischen beiden Ufern durch eine Fähre aufrechterhalten, bis im Jahre 1708 eine neue Brücke aus Stein mit vier Stropfteilern und fünf Bögen erbaut wurde (Abb. 3). Aber schon am 24. März 1709 vernichteten Hochwasser und Eisgang zwei Pfeiler und drei Bögen. Die beiden Pfeiler wurden an derselben Stelle wieder erbaut, jedoch von dem Hochwasser 1799 abermals weggerissen. Im Jahre 1800 wurde die Öffnung vom linken Ufer bis zum ehemals dritten Pfeiler durch einen Holzüberbau von 31,6 m Spannweite überbrückt. Der Rest blieb in Stein bestehen (Abb. 4). Vom Ende der siebziger Jahre des vorigen Jahrhunderts an verfiel der Holzüberbau immer mehr, so daß er 1891 einschließlich des dritten noch stehengebliebenen Pfeilers abgebrochen und durch ein Eisenbauwerk vom linken Widerlager bis zum letzten noch stehengebliebenen Pfeiler ersetzt werden mußte (Abb. 5). Die Öffnung

zwischen dem vierten Pfeiler und dem rechten Widerlager wurde mit einem Vollwandträger überbrückt. Die Stützweite der Stromöffnung betrug 45,50 m, die Höhe der Brückenunterkante über HschW. nur 2,58 m. Die Fahrbahn der alten Brücke hatte eine Breite von 6 m mit beiderseitig ausgekragten Gehwegen von je 2,43 m. Die Gesamtbreite der Brücke betrug 12 m. Der Vollwandträgerteil der Brücke erweiterte sich trompetenförmig nach dem Landwiderlager zu und schuf so einen verkehrstechnisch günstigen Anschluß an die einmündenden Straßenzüge, vor allem an die fast rechtwinklig abblendende Uferstraße.

2. Veranlassung zum Neubau.

Durch den Ausbau des Flusses für das 1000-Tonnen-Schiff wurde der Umbau der Brücke notwendig, da ihre Durchfahrts Höhe und die Schiffsbreite nicht mehr genügen.

3. Entwurfsgrundlagen.

a) Anforderungen der Schifffahrt. Der Entwurf und der Bau der Brücke mitten in der Stadt stellten mit Rücksicht auf die Anforderungen der Schifffahrt eine in städtebaulicher Beziehung von vornherein ungewöhnlich schwierige Aufgabe. Etwa 200 m flußaufwärts der Brücke liegt eine Schleuse, die im Zuge des Ausbaus der Wasserstraße neu erbaut wurde. Da sie ebenfalls mitten in der Stadt liegt und der Fluß unmittelbar oberhalb eine starke Krümmung macht, mußten die Schleusenvorhöfen durch Reihen von Dalben ersetzt werden, die im Unterwasser auf der rechten

Seite (der Einfahrtsseite) bis unterhalb der Brücke reichen. Die neue Brücke mußte also so gebaut werden, daß die Schifffahrt eine möglichst freie Übersicht für die Ein- und Ausfahrt zur Schleuse erhielt.

Der Fluß ist von der Schleuse bis etwa 120 m unterhalb der alten Brücke beiderseits von hohen Ufermauern oder von Häusern eingefäßt. Am rechten Ufer begann unmittelbar unterhalb der alten Brücke ein Leitwerk mit davorliegenden Bühnen. Die alte Brücke lag an der engsten Stelle dieser Strecke mit einer Lichtweite von nur 53,80 m zwischen den Ufermauern.

Der Querschnitt der auszubauenden Flußstrecke hat 35 m Sohlenbreite bei Böschungen 1:3 und eine Wasserspiegelbreite bei MW. von 62 m. Die Wassertiefe bei dem niedrigsten Ausbauwasserstand (NAW.), der auf NN. + 56,16 m festgelegt war, betrug unter der Brücke 2,73 m. Der höchste schiffbare Wasserstand (HschW.) war auf NN. + 59,80 m errechnet. Die Durchfahrts Höhe über



Abb. 1. Gedenkplatte.

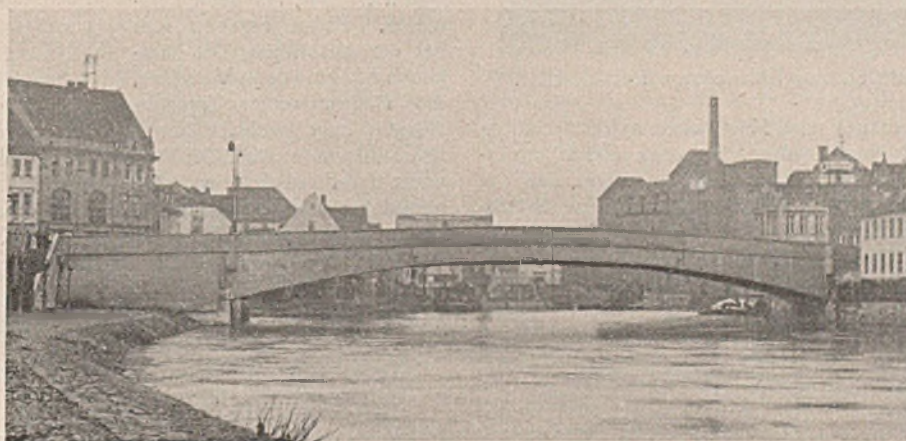


Abb. 2. Die neue Brücke.

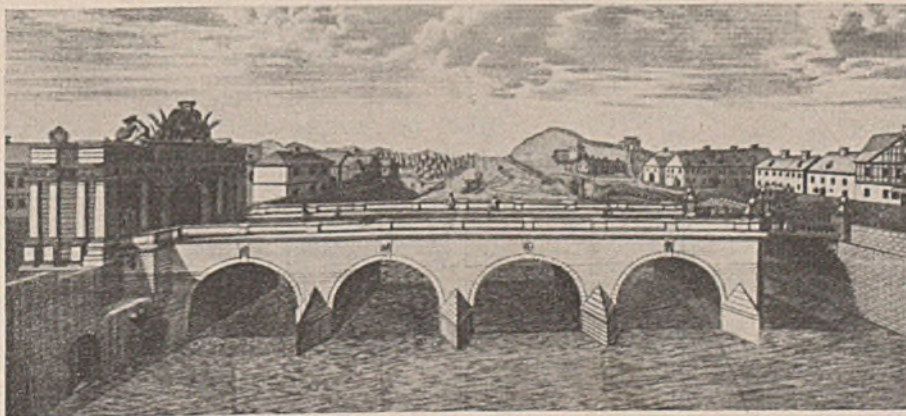


Abb. 3. Im Jahre 1708 erbaute Brücke.

HschW. war mit mindestens 4,00 m auf eine Mindestbreite von 21,30 m vorgeschrieben, so daß ein zweischiffiger Verkehr unter der Brücke bei HschW. möglich war. Durch eine nachträgliche Planänderung sind die Wasserstände wie folgt festgelegt worden:

NAW. = NN. + 55,68 m
MW. = NN. + 56,84 m
HschW. = NN. + 59,25 m.
Hierdurch wird die Durchfahrthöhe bei HschW. auf 4,20 m in einer Breite von 27 m erhöht.

Beim Bau der Brücke war weiterhin zu berücksichtigen, daß die Schifffahrt so wenig wie möglich durch den Bau behindert werden durfte. Die Lehrgerüste mußten also eine genügend breite Schifffahrtsöffnung offen lassen. Diese grundlegenden Voraussetzungen für den Längsschnitt der Brücke bedingten von vornherein den Bau einer Brücke ohne Stropfpfeiler.

b) Städtebauliche Rücksichten. Noch schwieriger gestaltete sich die Einfügung der Brücke in den Stadtplan. Die alte Brücke kreuzte den Fluß rechtwinklig. Der sehr starke Verkehr zwischen Bergstadt und

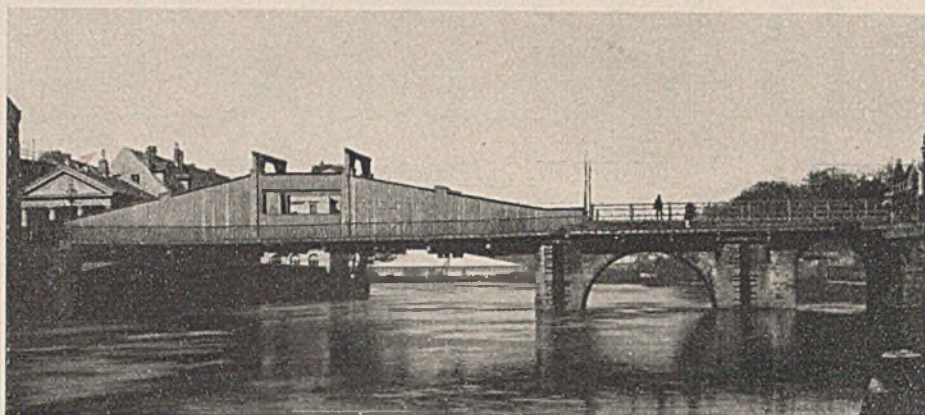


Abb. 4. Im Jahre 1800 errichteter Holzüberbau.

weitunter Straßenoberfläche zu liegen. Dabei war die für den Fuhrwerksverkehr zulässige Steigung der beiderseitigen Rampen zu berücksichtigen, wobei auf der linken Uferseite die bis an den Fluß stehenden Häuser von der neuen Rampe aus zugänglich zu machen waren. Bei der herrschenden Wohnknappheit mußte dabei von dem Abbruch von Häusern möglichst abgesehen werden.

c) Baugrund. Bei der Wahl der Brückenform waren weiter die Unter-

grundverhältnisse zu berücksichtigen. Die Bohrungen an der Brückenbaustelle zeigten auf der rechten Seite in 3,50 m Tiefe unter Gelände Fels (Sandstein) an, der auf der linken Seite erst unter einzelnen Platten und Kies in etwa 10 bis 11 m Tiefe angetroffen wurde (s. die Bohrungen in Abb. 7). Bei der Gründung der Widerlager mußte auch mit dem Vorkommen alter Pfeiler und Stützmauern gerechnet werden.

d) Bauweise. Diese Erwägungen führten zu dem Entwurf einer Bogenbrücke aus Eisenbeton (Abb. 7). Der waagerechte Schub des Dreigelenkbogens von 59 m lichter Weite sollte durch tief in das Gelände einbindende Widerlager aufgenommen werden. Die Fahrbahn (6 m breit) und die Gehwege (je 3 m breit) ruhten auf sechs Hauptträgern, die durch Querscheiben versteift wurden.

Für die Schifffahrt und die Wasserführung des Flusses war eine Brücke mit oberliegendem Tragwerk, das den ganzen Flußschlauch zwischen den Widerlagern freiläßt, am besten geeignet. Dabei ergaben sich bei der Ausbildung der Rampen und bei dem Versuche, die Häuser durch Treppenanlagen zugänglich zu machen, derartige Schwierigkeiten, daß diese Brückenform ausscheiden mußte, so daß nur eine Brücke mit einem unter der Fahrbahn liegenden Tragwerk in Frage kam. Als Bogen ausgebildet mußte die Brücke allerdings einen sehr flachen Stich erhalten, wodurch wiederum größere Spannungen in Kauf genommen werden mußten. Aus diesem Grunde erschien ein stählerner Bogenträger, der entsprechend



Abb. 5. Im Jahre 1891 erbaute elserne Brücke vom rechten Ufer.

Talstadt mußte während des Neubaus nach Möglichkeit aufrechterhalten werden. Nur der Wagenverkehr konnte über eine etwa 500 m stromabwärts gelegene Brücke umgeleitet werden. Das bedingte, daß die alte Brücke so lange wie möglich erhalten blieb. Die neue Brücke mußte also seitlich der alten errichtet werden. Andererseits verlangte die dichte Bebauung auf dem linken Ufer (der Talstadt) und die vorhandene Straßenerweiterung eine Einführung der neuen linken Straßenrampe in die alte Linienführung. Nur auf der rechten Flußseite war durch Abbruch einiger Häuser eine gewisse Schwenkung der Brückenachse stromabwärts möglich. Die Größe dieser Schwenkung war aber abhängig von der Linienführung der von der Höhe der Bergstadt steil (im Gefälle 1:17) abfallenden beiden Hauptverkehrsstraßen, die über eine platzartige Erweiterung des Straßenzuges nach der alten Brücke führen (Abbild. 6). Die Brücke wurde also in schiefer Überkreuzung des Flusses angeordnet. Um die notwendige Durchfahrthöhe über HschW. zu erreichen, mußte ihre Fahrbahn wesentlich (etwa 1,90 m) über die Höhe der Fahrbahn der alten Brücke gelegt werden. Der Platz mußte also gehoben werden, und die Eingänge und Keller der anliegenden Häuser kamen zum Teil

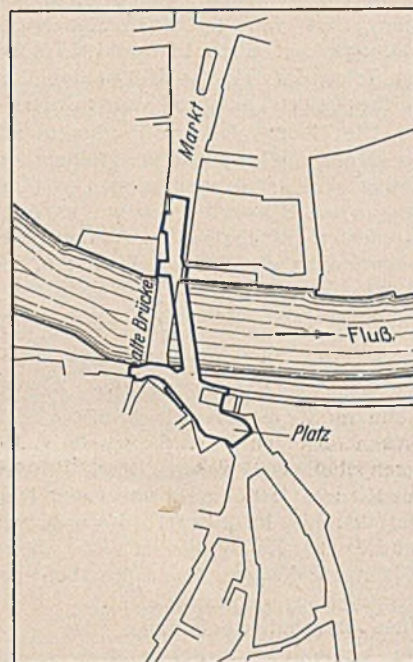


Abb. 6. Lageplan der Brücke.

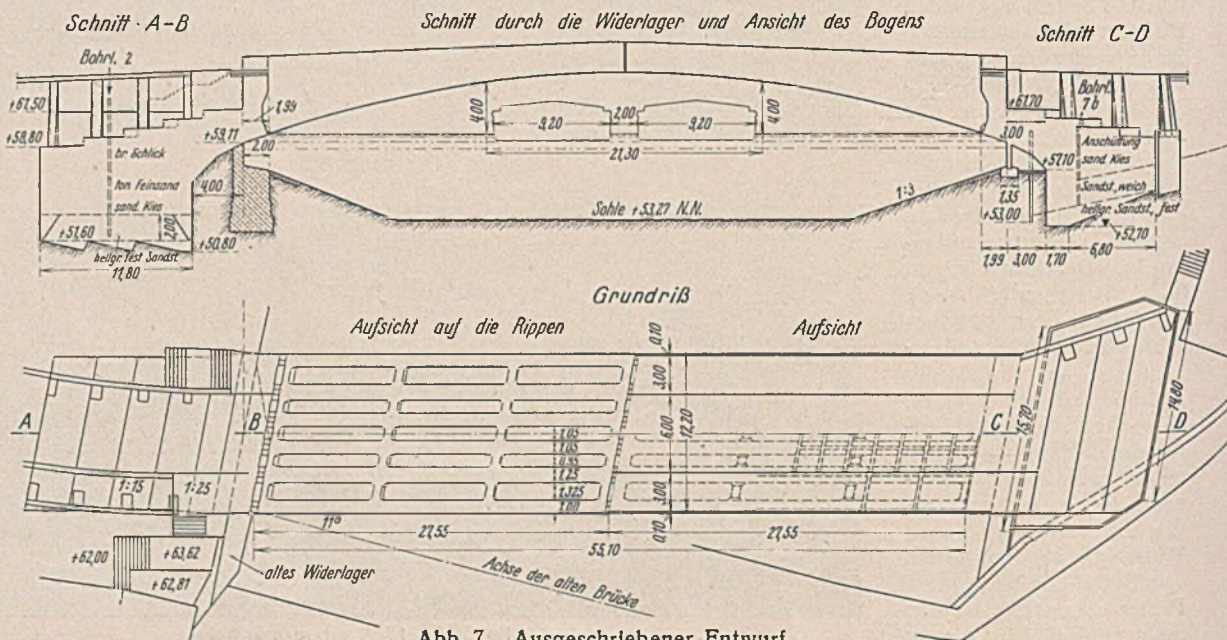


Abb. 7. Ausgeschriebener Entwurf.

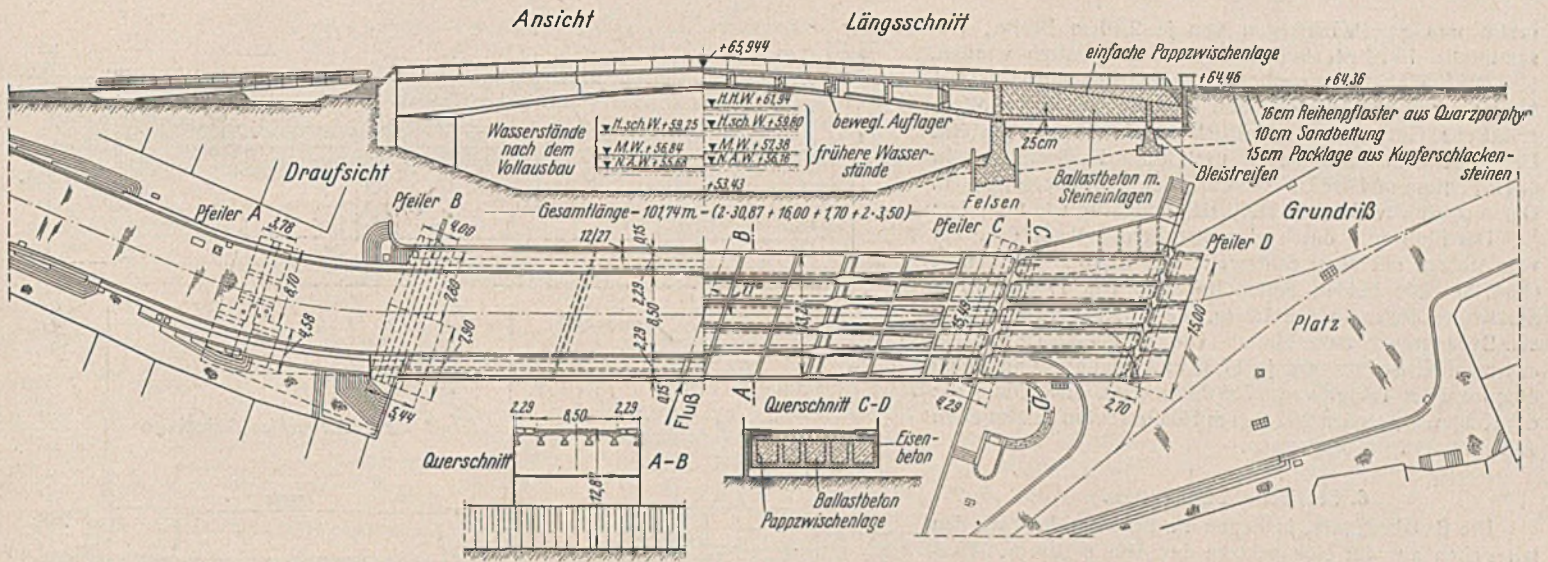


Abb. 8. Ansicht, Längsschnitt, Grundriß und Querschnitte der Brücke.

den hohen Beanspruchungen eine große Trägerhöhe erhalten mußte, nicht so günstig wie Eisenbetonbogen, die eine bessere Druckverteilung ergeben und daher niedriger gehalten werden können. Zudem sind die Unterhaltungskosten einer Eisenbetonbrücke gegenüber einer Stahlbrücke

nach der Bauweise Melan in die Tragrippen des Eisenbetonbogens vor, die zunächst als Träger für die Schalung Verwendung finden, später als ein Teil des Tragwerks wirken sollte.

Zur Ausführung wurde ein Sonderangebot der Beton- und Monierbau AG. bestimmt, das eine grundsätzlich andere Lösung vorsah, nämlich eine Balkenbrücke, die als Gerberträger ausgebildet war. Zwischen zwei 16,50 m langen, über die Uferlinie vorgestreckten Kragarmen war ein 27 m langer, gelenkig gelagerter Brückenteil eingehängt. Letzterer war nach Bauweise Melan mit steifen Gitterträgerlagen ausgeführt, an die die Schalung zum Betonieren angehängt wurde.

Die Brücke sollte in drei Bauabschnitten ausgeführt werden. Die Aufstellung des Lehrgerüsts wurde wesentlich vereinfacht und die freizulassende Schiffsöffnung konnte vergrößert werden. Die alte bestehende Brücke konnte bis zur Mitte der Bauzeit für den gesamten Fußgängerverkehr aufrechterhalten bleiben, so daß sich der in der Ausschreibung vorgesehene Notsteg erübrigte.

In der Ansicht war die Brücke als Bogenbrücke ausgebildet, wie in der Ausschreibung vorgesehen war, die Kämpfer kamen aber um 1,65 m höher zu liegen. Dies ermöglichte eine bessere Hochwasserabführung und gestattete der Schifffahrt eine freiere Sicht. Da nur senkrechte Kräfte zu übertragen waren, war die Gründung sicherer als bei einer Bogenbrücke. Auch wurden die Häuser auf dem linken Ufer durch die kleineren, zwischen Spundwänden hergestellten Baugruben für die Pfeilergründbauten nicht gefährdet.

Für das eigentliche Tragwerk übernahm der Unternehmer die Gewähr, daß die Massen nicht überschritten wurden, sofern nicht größere Abmessungen verlangt wurden. Die Kosten waren zu 250 000 RM errechnet.

5. Endgültiger Entwurf.

Die Brücke sollte nach Brückenklasse I mit 8,50 m breiter Fahrbahn und zwei ausgekragten Fußwegen von je 2,28 m Breite mit einer Gesamtbreite von 13 m und einer Lichtweite von 59,08 m ausgeführt werden. Unter den Fußwegen waren die Leitungen für Gas, Wasser, Fernsprecher, elektrisches Licht zu verlegen. Der Vorentwurf sah vier Hauptträger vor.

Bei den Grunderwerbsverhandlungen, der Planauslegung und den Verhandlungen mit der Stadt, die bereits früher Vorentwürfe für den Umbau der alten Brücke bearbeitet hatte, wurde im Hinblick auf die zukünftige größere Verkehrsentwicklung vereinbart, die neue Brücke von vornherein günstiger zu gestalten.

1. An Stelle der vorgesehenen Gliederung des Brückenüberbaues in vier Eisenbetonhauptträger mit ausgekragten Gehbahnen ist eine Gliederung in sechs Hauptträger ohne Auskragung vorgesehen worden.

2. Zur besseren Einführung der Straße von dem rechten Ufer her ist die Brückenachse um 10° mehr verschwenkt und dadurch die lichte Weite der Brücke auf 60,50 m erhöht worden.

3. Die Querschnittabmessungen mit 8,50 m Fahrbahn-

wesentlich geringer. Der genauere Vergleich zwischen einer stählernen Balkenbrücke mit untenliegender Fahrbahn (Halbparabelträger) und einer Eisenbetonbogenbrücke mit obenliegender Fahrbahn ließ die Eisenbetonbogenbrücke als die beste Lösung erscheinen. Ihre Kosten waren mit 665 000 RM veranschlagt, wovon auf das eigentliche Brückenbauwerk 353 000 RM entfielen.

4. Ausschreibung.

Die Bauarbeiten wurden auf dieser Grundlage beschränkt unter sechs Bauunternehmungen ausgeschrieben. Sonderangebote waren zugelassen. Die Hauptangebote verlangten Kosten für das Brückenbauwerk in Höhe von 393 000 bis 438 000 RM. Wesentlich günstiger lagen die acht Sonderangebote mit 240 000 bis 406 000 RM. Die Sonderangebote beschränkten sich zum Teil auf eine wirtschaftlichere Ausführungsweise des ausgeschriebenen Dreigelenkbogens durch weitgehende Auflösung des Tragwerks, um geringere Massen zu erhalten. Ein weiteres Sonderangebot sah einen Eingelenkbogen mit einem Scheitelgelenk und eingespannten Kämpfern vor, der beim Ausrüsten durch Wasserdruckpressen, die im Scheitelgelenk eingebaut werden sollten, in Vorspannung versetzt werden sollte. Hierdurch sollten die die Widerlager treffenden Stützkräfte beliebig weit nach innen gelenkt und die Widerlager in den Abmessungen kleiner gehalten werden.

Um bei der felsigen Flußsohle ein Lehrgerüst ganz zu vermeiden, schlug ein weiterer Sonderentwurf den Einbau einer steifen Bewehrung

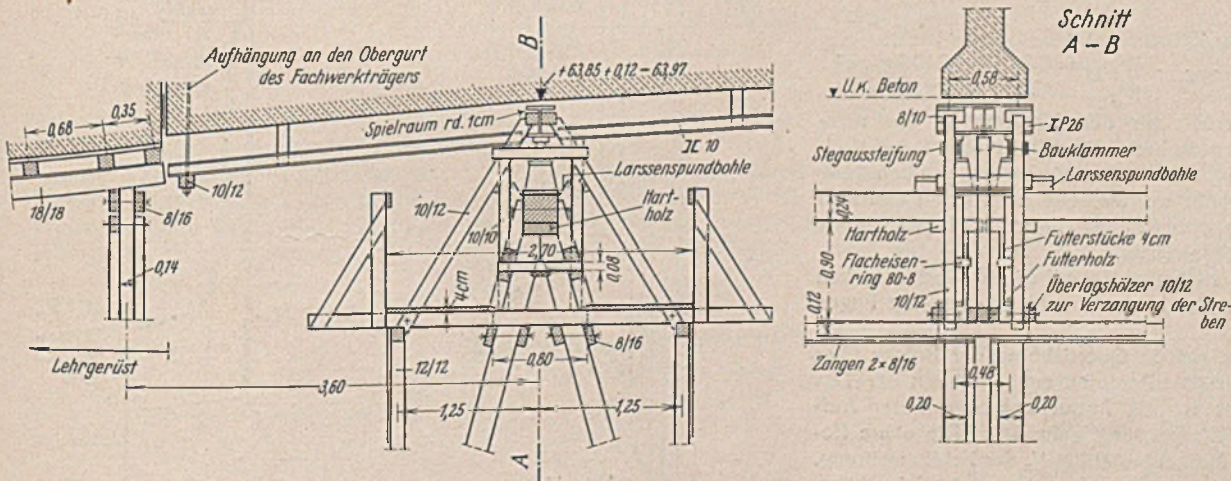


Abb. 9. Stählerne Schalungsträger des Einhängeträgers über dem Absenkbock.

breite und zwei Gehwegen von je 2,29 m Breite, Gesamtbreite 13,26 m sind annähernd beibehalten worden.

Die Stadt hat die errechneten Mehrkosten von 45 000 RM übernommen und das für den Bau der Brücke benötigte städtische Gelände unentgeltlich zur Verfügung gestellt. Die neue Brückenanlage ist nach ihrer Fertigstellung in das Eigentum und die Unterhaltung der Stadt übergegangen. Der ausgeführte Entwurf stellt sich endgültig wie folgt dar:

Der Fluß wird durch eine Eisenbetonbalkenbrücke auf vier Stützen mit einer Stützweite von 61,78 m überbrückt (Abb. 8). Die beiden Seitenöffnungen von 17 und 16 m Stützweite liegen in den Ufern, die Überbauten sind hier als Ballastträger ausgebildet. Die Mittelöffnung besteht aus zwei Kragarmen mit je 17,39 m Ausladung und einem eingehängten Träger von 27 m Stützweite. Die Momente der Kragarme werden von den mit Ballastbeton beschwerten Außenfeldern aufgenommen.

6. Statische Unterlagen.

Die Bauabschnitte, in denen die Brücke gebaut worden ist, gehen aus der Nebenskizze der Abb. 8 hervor. Bauabschnitt I umfaßt die Gründung des rechten Widerlagers, des rechten Stropfweilers, des rechten Außenfeldes und des rechten Kragarmes, der Bauabschnitt II die nach unterstrom gelegene Hälfte des Einhängeträgers, des linken Kragarmes und des linken Außenfeldes mit der Gründung des linken Stropfweilers und linken Widerlagers, Bauabschnitt III die stromauf gelegene Hälfte des Bauwerks. Infolge der Herstellung der Brücke in zwei Hälften mußte innerhalb jeder Hälfte die Ausmittigkeit der unteren Druckplatte des Randträgerbalkens durch entsprechende unsymmetrische Ausbildung der beiden Mittelträger ausgeglichen werden.

Den Belastungsannahmen wurde DIN 1072, den Berechnungen DIN 1075 zugrunde gelegt.

Belastungsannahmen:

- Dampfwalze von 24 t und 2 Lastwagen von je 12 t Menschengedränge; Fahrbahn und Gehwege 500 kg/m²
- Hauptträger des Einhängeteils 500 kg/m²
- Kragarme (für $l = 61,78$ m) $p = 525 - l = 470$ kg/m²

Stoßziffer:

- Fahrbahnplatten $\varphi = 1,4$
- Hauptträger Einhängeteil = 1,22
- Kragarme = 1,05
- Außenfelder = 1,27.

Das Eigengewicht des Eisenbetons ist mit Rücksicht auf die einbetonierten stählernen Träger mit 2,5 t/m³ angenommen.

Winddruck $w = 150$ kg/m².

Zulässige Spannungen:

- Fahrbahnplatte $\sigma_b = 60$ kg/cm²
- Hauptträger $\sigma_b = 60$ "
- Im Bereich der negativen Momente $\sigma_b = 70$ "
- Pfeiler $\sigma_b = 30$ "
- Schubspannung im Träger $\tau = 16$ "
- Rundstahlbewehrung aus St 37 $\sigma_e = 1200$ "
- Stählernes Fachwerk der Melanschen Einhängeträger aus St 52 $\sigma_e = 2100$ "
- Stahlguß der Rollenlager $\sigma_e = 1800$ "
- Bodenpressungen auf Sandstein σ_B bis 7 "
- Bodenpressungen auf Kies σ_B bis 3 "

Der verwendete Beton mußte demnach folgende Mindestfestigkeiten erreichen:

- Überbau aus hochwertigem Zement mit Splittzusatz $W_{b 28} = 3,5 \cdot 60 = 210$ kg/cm²
- bei den Pfeilern $W_{b 28} = 5 \cdot 30 = 150$ kg/cm².

Zur Erhöhung der Kippsicherheit für den Kragarm ist der rückwärtige Pfeiler mit dem Überbau verankert. Die Kippsicherheit bei Vollbelastung der Brücke auf das rd. 3fache erhöht werden, ehe ein Kippen eintreten würde. Die größte Bodenpressung ist bei Pfeiler C (rechtes Ufer, hinterste Ecke, stromab mit 7,2 kg/cm² nachgewiesen.

Die Verankerungseisen der Überbauten mit dem Endpfeiler gehen durch die Mitte der Eisenbetonpendel hindurch und sind an den Fugen durch Bleiverguß geschützt.

Die Fahrbahnplatte spannt sich in Querrichtung der Brücke über die Hauptträger, an die sie mit starken Anläufen angeschlossen ist. Das Feldmoment aus der Verkehrslast ist als Mittel zwischen freier Auflagerung und beiderseits starrer Einspannung gefunden. Die obere Bewehrung zur Aufnahme negativer Momente beträgt $\frac{1}{3}$ der Feldbewehrung, sie ist für die positiven Momente als Druckbewehrung berücksichtigt, um die Plattenstärke zur Gewichtseinsparung herabsetzen zu können.

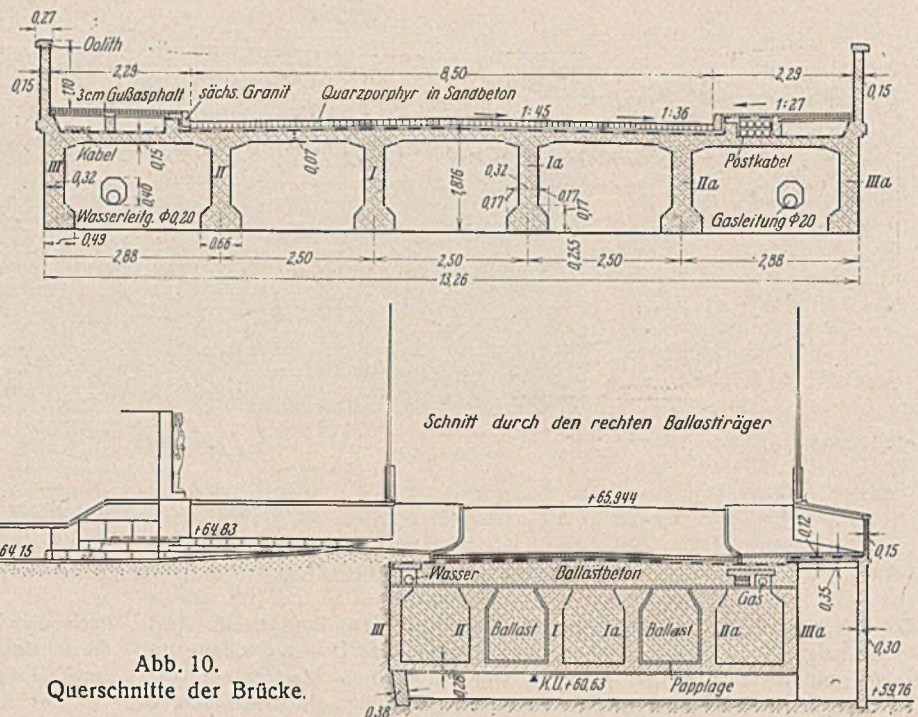


Abb. 10. Querschnitte der Brücke.

Bei der Berechnung der Lastanteile der Hauptträger ist die lastverteilende Wirkung der Querträger, die zur Querversteifung eingebaut sind, unberücksichtigt geblieben.

Damit der als Bewehrung dienende Gitterträger des Einhängeträgers in Feldmitte die erforderliche Vorspannung erhielt, ist er zunächst auf zwei Pfahlbockreihen mit 20 m Abstand mit frei überkragenden Enden gelagert (Abb. 9), in angehängter Schalung einbetoniert und dann auf die Kragarme abgesenkt worden. Nach Erhärtung des Betons ist der Gitterträger ein Teil des Verbundquerschnitts. Die Füllstäbe des Fachwerks sind aus steigenden und fallenden Schrägen gebildet, die sich den Richtungen der inneren Spannungen des Betonträgers am besten anpassen (Abb. 12b).

Die Schiefe der Brücke ist in den Berechnungen entsprechend berücksichtigt. So ist z. B., um die Nebenspannungen ausreichend herabzusetzen, durch Einlegen von Fugen der einheitliche Block des Außenfeldes unter Abtrennung eines Teiles des Ballastbetons in drei Streifen mit je zwei Hauptträgern zerlegt.

Die Durchbiegung der Brücke ist als Höchstmaß unter dem Gelenk mit 3,9 cm ermittelt. Da erfahrungsgemäß die Durchbiegung des Lehrgerüsts mit 2 cm angenommen werden kann, wurde dem Lehrgerüst eine Überhöhung am Kragende von 6 cm gegeben.

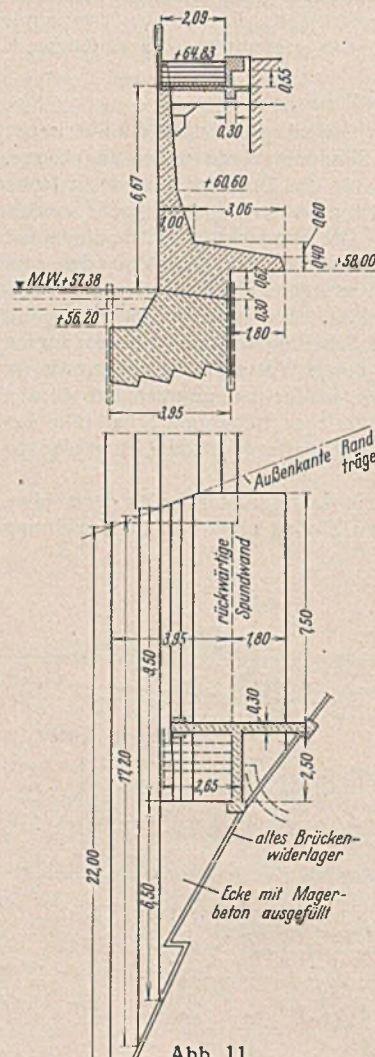


Abb. 11. Winkelstützmauer am rechten Ufer.

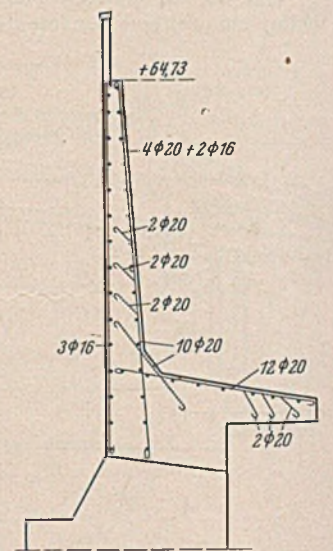


Abb. 11a.

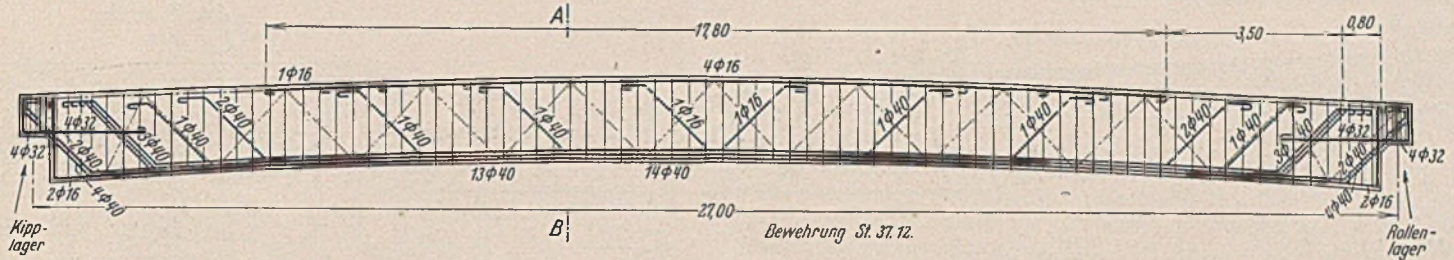


Abb. 12a. Längsschnitt mit Bewehrung, der Gitterträger ist punktiert gezeichnet.

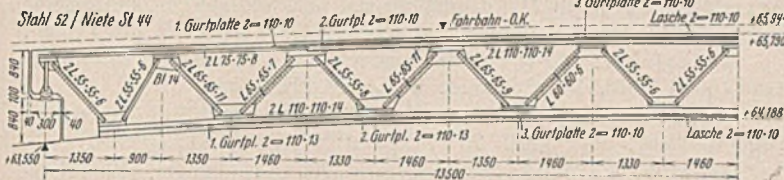


Abb. 12b. Gitterträger (Bewehrung, zugleich Schalungsträger).

7. Bauliche Ausbildung.

Das Längsgefälle der Brücke (Abb. 8) ist auf beiden Seiten 1:23,5, das auf der rechten Seite in eine Neigung 1:200 und eine Steigung 1:400 nach dem Platz übergeht. Auf der linken Seite läuft das Gefälle nach dem Marktplatz aus. In dem Scheitel der Brücke ist das Gefälle auf 12 m Länge ausgerundet.

Das Quergefälle der Brücke geht aus den Querschnitten (Abb. 10) hervor. Die Rinnsteine leiten das Oberflächenwasser nach dem Platz

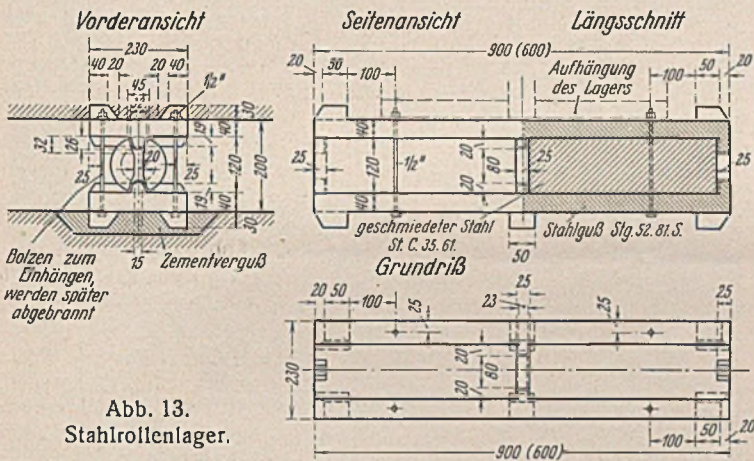


Abb. 13. Stahlrollenlager.

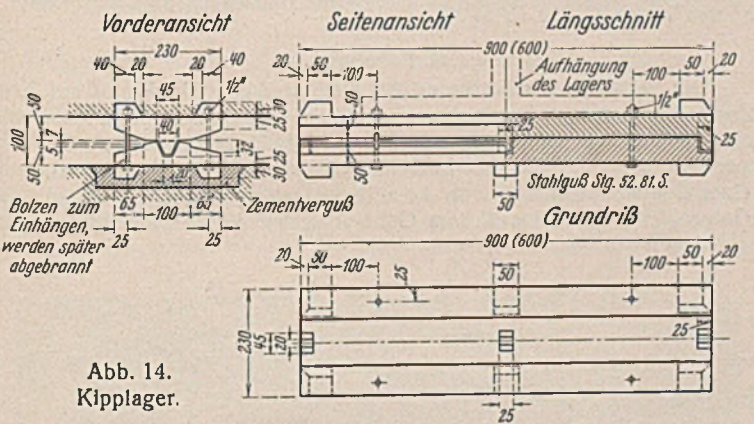


Abb. 14. Kipplager.

und zum Markt ab. Hier sind Einfallschächte angeordnet, die das Wasser in Rohrleitungen zum Flusse ableiten (Abb. 8, Grundriß).

Die Zugänglichkeit der Häuser, die durch die Hebung der Brückenfahrbahn um 1,90 m auf beiden Brückenseiten unter Fahrbahnoberkante zu liegen kommen, ist durch Treppenanlagen, auf der linken Flußseite auch durch eine Gehwegrampe im Gefälle 1:15 (für Kinder- und Hand-

wagen) gewahrt. Die tiefliegenden Gehwege sind durch Betonstützmauern gegen die höherliegende Fahrbahn abgegrenzt und durch Geländer gesichert (Abb. 8, Grundriß).

Auf der rechten Flußseite ist stromauf der Fluß durch eine Winkelstützmauer (Abb. 11) begrenzt, stromab durch ein Deckwerk. An dem zurückliegenden Teil der alten Stützmauer ist eine Bedürfnisanstalt unter dem Gehweg angeordnet, die durch eine Treppe zugänglich gemacht ist. Die Treppe verbindet in ihrer Fortsetzung den Promenadenweg am Flußufer mit der Brücke.

Die Rohr-, Fernsprech- und elektrischen Leitungen sind unter den Gehwegen angeordnet.

Die Bauweise der Einhängerträger mit dem steifen Melan-Gitterträger geht aus Abb. 12 hervor, Einzelheiten der Lager und der Fugendichtung aus den Abb. 13 bis 15. Die Bewehrung der Hauptträger zeigen die Abb. 16 u. 17.

Die Pfeiler und Widerlager sind auf Fels unter offener Wasserhaltung zwischen Krupp-Spundwänden gegründet. Das Endwiderlager auf der

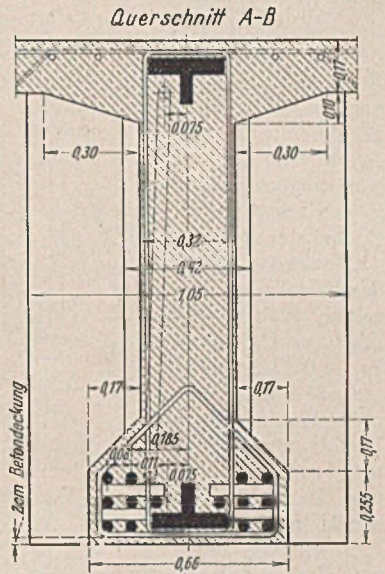
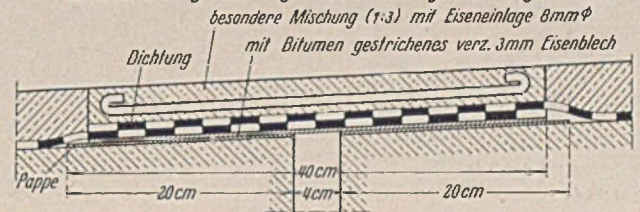


Abb. 12c. Querschnitt A-B. Abb. 12a bis c. Einhängerträger.

a.) Ausbildung der Fugen über dem festen Lager



b.) Ausbildung der Fugen über dem beweglichen Lager

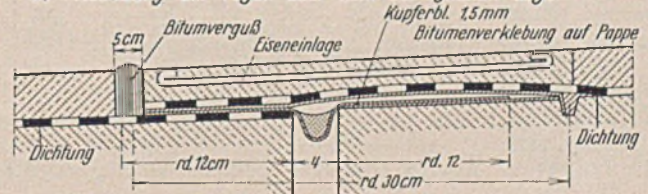


Abb. 15. Ausbildung der Fugen.

linken Flußseite mußte jedoch auf Bohrpfähle gegründet werden, da der gesunde Fels erst in größerer Tiefe erreicht werden konnte und der überlagernde Boden nicht genügend tragfähig war, wie durch eine Probelastung festgestellt wurde. Die Tragfähigkeit des Bodens war bei etwa 2 kg/cm² erschöpft. Ein Ausschachten bis auf den Fels, wie bei den anderen Pfeilern verbot sich jedoch wegen der Nähe der Häuser. Die Pfähle wurden bis auf den Fels abgebohrt und dann mit Beton vergossen.

Die Tragfähigkeit des Bodens war bei etwa 2 kg/cm² erschöpft. Ein Ausschachten bis auf den Fels, wie bei den anderen Pfeilern verbot sich jedoch wegen der Nähe der Häuser. Die Pfähle wurden bis auf den Fels abgebohrt und dann mit Beton vergossen. Die 60 Betonbohrpfähle bestanden aus eisernen Mantelrohren von 300 mm Durchm. und 2 mm Wandstärke. Jeder Pfahl erhielt eine Belastung von etwa 18 t.

Die Einzelheiten der Gründung gehen aus Abbild. 18 hervor.

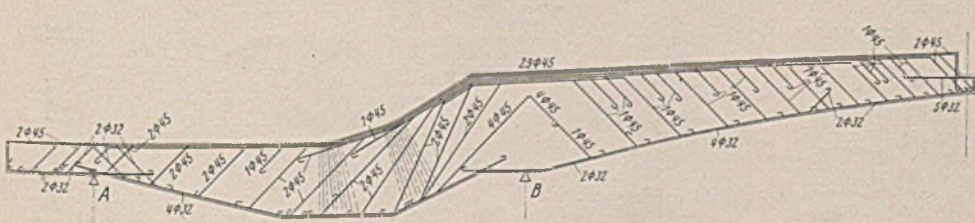


Abb. 16. Bewehrung des Randträgers im Bautell III.



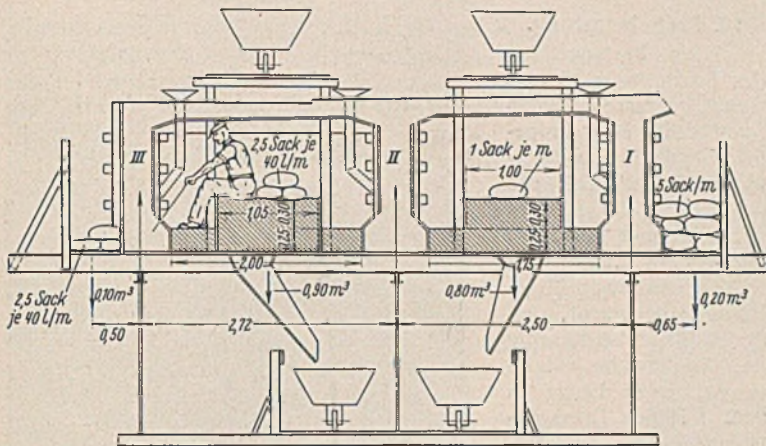


Abb. 21. Kiesvorbelastung der Einhänger.

Die Rampen erhielten 16 cm hohes Reihenpflaster aus Quarzporphyr auf 10 cm Sand und 15 cm Packlage.

10. Betonieren der Einhänger.

Um die durch das Gewicht des einzubringenden Betons zu erwartende Durchbiegung vorwegzunehmen, erhielten die Fachwerkträger des Mittelstücks eine zusätzliche Belastung aus Sand (Abb. 21). Entsprechend



Abb. 22.

Fangedamm für die Gründung des linken Stropfpiers (Pfeiler B).

dem Betonierungsfortgang wurde der Sand wieder entfernt, so daß während des Betonierens keine weiteren Durchbiegungen eintraten. Die Betonmassen hatten ein Gewicht von 85 m^3 für die Gesamtträger von 27 m Länge. Die Kiesvorbelastung liefert einen Belastungsausgleich für 50 m^3 Beton. Mithin war mit dem Ablassen des Kieses zu beginnen, wenn die ersten $85 - 50 = 35 \text{ m}^3$ Beton eingebracht waren.

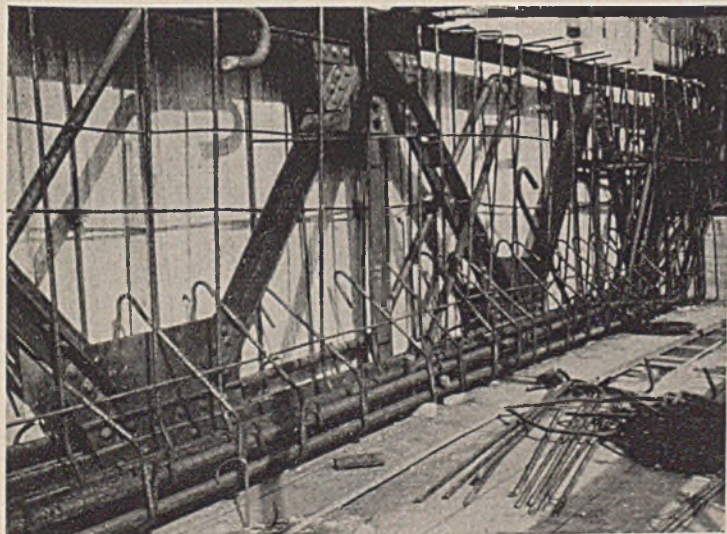
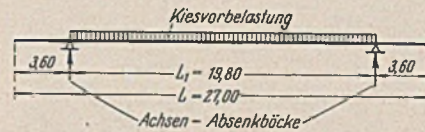


Abb. 23. Einhänger, Bauteil II. Bewehrung des Trägers IIIa.

11. Bauausführung.

Die Schwierigkeiten der Bauausführung infolge der beengten Baustelle und der Notwendigkeit zur Aufrechterhaltung des Verkehrs wurden durch gute Baustelleneinrichtung und Leitung überwunden. Für die Anleger brachten die Bauarbeiten manche Unbequemlichkeiten. Die Klagen über Geschäftseinbußen, angebliche Risse in den Häusern, Belästigung durch Staubentwicklung und Rauchschwaden der Maschinen usw. waren zahlreich, wurden aber durch Verhandlungen mit den Antragstellern in beiderseitigem Einvernehmen gelöst. Mit dem Abbruch der Häuser, die in der neuen Brückenbahn lagen, und den Bauarbeiten am rechten Ufer, wurde am 2. Januar 1934 begonnen. Am 31. Dezember 1934 konnte die Brücke für den Verkehr freigegeben werden.



Zu Abb. 21.

Die Gesamtkosten des Brückenbauwerks mit sämtlichen Nebenanlagen und dem Grunderwerb betragen 810000 RM, wovon auf das eigentliche Brückenbauwerk

448000 RM entfallen. Das Bauvorhaben wurde im Arbeitsbeschaffungsplan der Reichsregierung (Reinhardt-Plan) als Notstandsarbeit durchgeführt und vorwiegend durch die „Öffa“ finanziert. Geleistet wurden 38000 Tagewerke. Neben 600 m^3 Gußbeton der Pfeiler und Widerlager wurden 1250 m^3 Eisenbeton mit 300 t Eiseneinlagen bis zu 45 mm Durchm. verarbeitet.

Im allgemeinen konnten die Arbeiten plangemäß durchgeführt werden. Bei der Gründung des linken Stropfpiers, die zwischen Spundwänden unter Wasserhaltung auf Fels vorgesehen war, wurden größere Hindernisse aus alten Mauerresten gefunden, die umfangreiche Mehrarbeiten erforderten. Die Mauerreste hatten eine Stärke von über 10 m, es waren



Abb. 24.

Einhänger, Bauteil II. Träger Ia, IIa und IIIa.

Reste der Pfeiler früherer Brücken. Die Umschließungsspundwand für den neuen Pfeiler zu rammen, erschien zunächst ausgeschlossen. Die Baustelle wurde dann aber durch einen Fangedamm (Abb. 22) nach dem Strom abgeschlossen und ausgepumpt, und die Mauerreste wurden so weit unter Sprengung entfernt, daß der Spundwandkasten gerammt werden konnte.

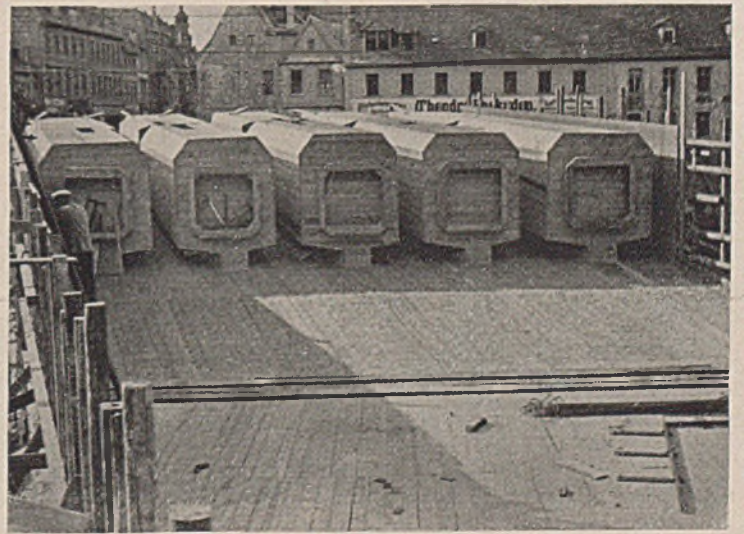


Abb. 25. Schalung der sechs Hauptträger des rechten Kragarmes.

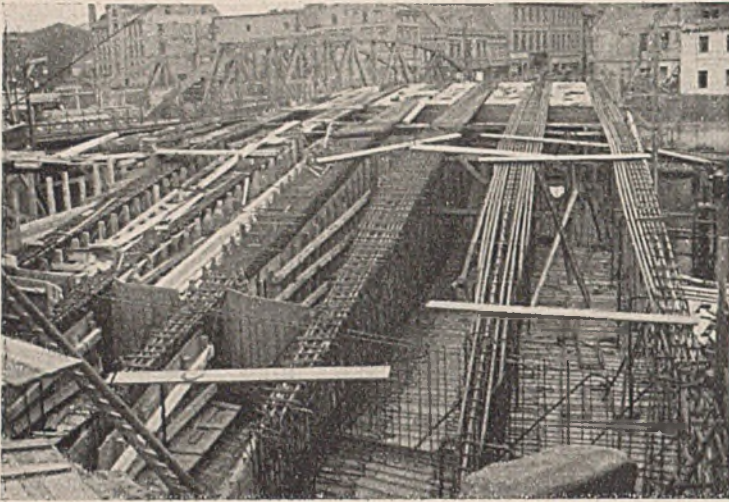


Abb. 26.

Stahlbewehrung des rechten Kragträgers kurz vor der Vollendung.

Auch das Rammen der Pfähle für das Lehrgerüst stieß auf Schwierigkeiten. Aus dem Flußbett mußten durch Taucher Mauerreste beseitigt werden.

Nach dem Ausschalen der ersten Bauteile zeigten sich an den Außenflächen zahlreiche Kiesnester, hervorgerufen durch die Schwierigkeiten beim Einbringen des Betons infolge der vielen dicht gelagerten Eisen-

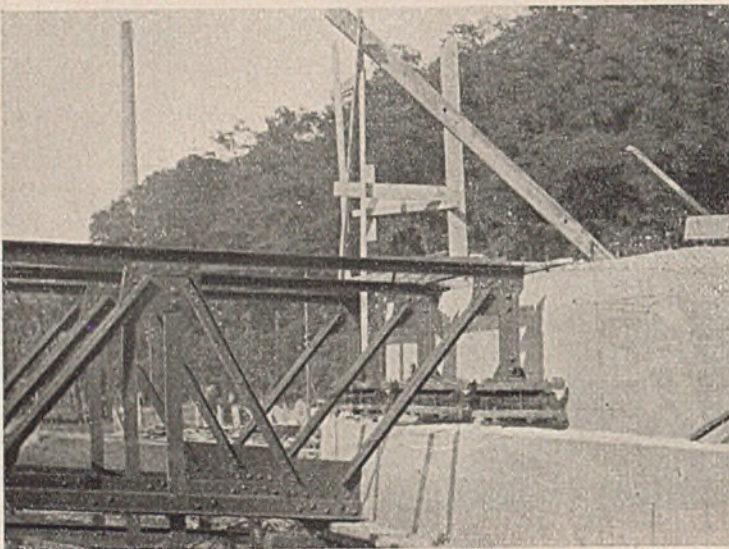


Abb. 28.

Bewegliche Auflager des Melan-Gitterträgers des Einhängerträgers.

einlagen. Bei den später hergestellten Bauteilen wurden durch entsprechende Kieszusammensetzung diese Mängel vermieden. Die Kiesnester wurden sauber ausgestemmt und dann zubetoniert. Die Ansichtflächen der Brücke sind durch „Stricheln“ steinmetzartig bearbeitet.

Abb. 23 bis 31 zeigen einzelne Bauabschnitte und das fertige Bauwerk.



Abb. 30.

Abbruch der alten Brücke von oberstrom gesehen.

12. Probelastung.

Nach Fertigstellung des Bauwerks wurde der rechte Kragarm am rechten Strompfeiler einer Probelastung mit Kies unterzogen. Auf die Gehwege des Einhängerträgers und des Kragarmes wurde auf der ganzen Länge eine Kiesaufschüttung in 30 cm Höhe aufgebracht, auf der Fahrbahn beiderseitig der Gelenkstelle auf im ganzen 10 m Länge in 0,92 m Höhe. Diese Belastung rief in dem Kragarm Momente hervor, die im ganzen Randträger und im anderen Teil der beiden inneren Längsträger die rechnerischen Größtwerte nahezu vollständig erreichten und bei den beiden Mittelträgern nur um etwa 5% geringer waren. Die Durchbiegung wurde derart gemessen, daß unter jedem der sechs Hauptträger ein Grlotscher Biegemesser auf feststehendem Pfahlgerüst angebracht wurde. Die Durchbiegung der Kragträgerenden wurde durch einen 0,5 mm dicken Stahldraht auf die Biegemesser übertragen. Bereits 20 Stunden vor Beginn der Probelastung wurden die ersten Ablesungen gemacht und bis zum Beginn der Probelastung nachgeprüft. Sie ergaben keinerlei Abweichungen vom Nullpunkt, weil die Temperaturschwankungen in dieser Zeit sehr gering waren. Die größte Durchbiegung ergab sich zu 7,4 mm gegenüber einer rechnermäßigen Durchbiegung von 9 mm.

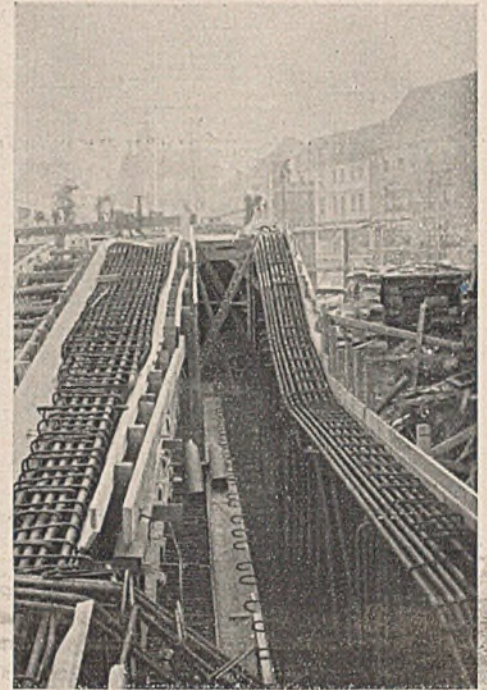


Abb. 27. Stahlbewehrung des linken Ballastträgers, Bauteil III, Träger II und III (Träger III ist wegen der Treppenanlage abgelenkt).

13. Risse.

Eine genaue Untersuchung des Bauwerks im Jahre 1935/36 ließ in den Hauptträgern der Kragarme und in einzelnen Querscheiben zahlreiche Risse erkennen, die bis zu 0,4 mm weit waren und meist in senkrechter Richtung bis zur Nulllinie und auch darüber hinaus und vielfach ununterbrochen von einem Trägersteg über die Deckenplatte bis zum nächsten Trägersteg verliefen. Nicht beobachtet wurden Risse an den stromauf und stromab gelegenen Außenflächen der äußeren Träger. Hier sind vorbeugenderweise die Außenflächen mit einem Netz von Rundstählen als Sondereinlage gegen Rissebildung versehen worden, was bei den anderen Trägerteilen unterblieben ist. Eine Nachrechnung ergab, daß die größten Betonzugspannungen unter der Grenze lagen, die nach den Berechnungsgrundlagen für massive Brücken (DIN 1075, § 14) nur überschritten werden darf, wenn besondere Maßnahmen gegen schädliche Rißbildung getroffen werden. Es dürfte sich daher empfehlen, in wichtigen Fällen die Möglichkeit der Rißbildung auch dann durch Einlegen von besonderen Stählen auszuschalten, wenn die zugelassene Betonzugspannung nicht erreicht wird.

Eine Gefahr für das Bauwerk ist durch die Rißbildung nicht entstanden. Um aber auf jeden Fall die Stahleinlagen gegen den Angriff der Witterungseinflüsse und Rauchgase zu schützen, wurde im Jahre 1939 die gesamte Unteransicht der Brücke mit einem doppelten heißen Bitumenanstrich angespritzt.

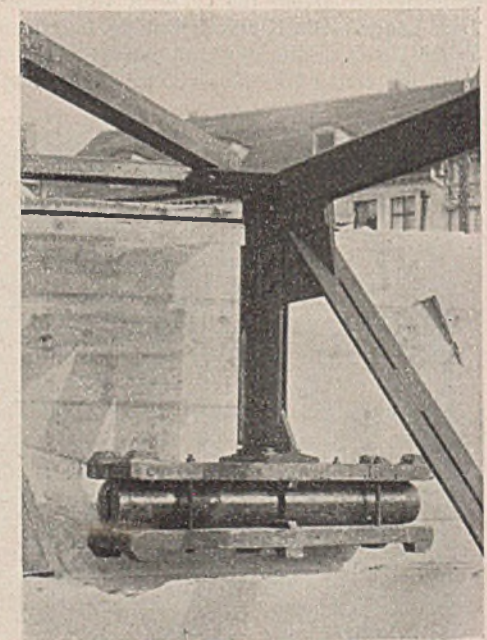


Abb. 29.

Bewegliche Auflager des Melan-Gitterträgers.

14. Abbruch der alten Brücke.

Mit dem Abbrechen der alten Brücke wurde begonnen, nachdem die stromab gelegene Hälfte der neuen Brücke fertig gestellt und der Fußgängerverkehr auf die neue Brücke umgeleitet war. Ein Notsteg wurde so erspart.

Die alte Brücke wurde für den Abbruch durch zwei hölzerne Hilfsjoche in Strommitte in 14,40 m Abstand abgefangen, um zunächst das linke Widerlager der alten Brücke abbrechen und hier den restlichen Pfeiler der neuen Brücke bauen zu können. Der über das linke Hilfsjoch hinausragende Teil des eisernen Überbaues der alten Brücke wurde nun stückweise durch Abbrennen mit Schneidbrennern entfernt. Die geänderten statischen Verhältnisse wurden durch Verstärken einzelner Stäbe mit Vierkanthölzern berücksichtigt.

Um den Mittelteil der eisernen Brücke zwischen den beiden Hilfsjochen entfernen zu können, mußte der Brückenteil am rechten Ufer, zwischen rechtem Hilfsjoch und Widerlager mit 12 t Ballast beschwert werden.

Der letzte Teil am rechten Ufer wurde in der Weise entfernt, daß man durch Abbrennen und Entfernen der Obergurte, Stäbe, Riegel usw., die Untergurte durch Trossen vom Auflager auf dem Hilfsjoch abzog, so daß sie in den Fluß fielen, auf dem rechten Widerlager jedoch aufliegen blieben und



Abb. 31. Fertige Brücke.

so durch Winden an Land gezogen werden konnten. Der Abbau der alten Brücke erforderte nur drei Wochen Zeit.

Alle Rechte vorbehalten.

Erfahrungen im Gebirgsstraßenbau.

Von Oberregierungsbaurat Ing. Hans Griebner, Innsbruck.

Im folgenden möchte ich einige Punkte hervorheben, die beim Bau von Gebirgsstraßen beachtet werden müssen. Wenn meine Ausführungen auch kaum grundsätzlich neue Erkenntnisse bringen, so scheinen sie mir doch nicht überflüssig zu sein, da ich immer wieder im Gebirgsstraßenbau nach meiner Meinung fehlerhafte Ausführungen feststellen muß.

Vorerhebungen: Vor Festlegung der genauen Linienführung gilt es vorerst, die wirtschaftlichen Erfordernisse zu berücksichtigen, also den Ausgang, die Berührungspunkte und das Endziel der Straße sowie die erforderliche Straßenbreite richtig festzustellen. Vom technischen Standpunkte aus sind dann weitere Festpunkte, wie günstige Übersetzungen der Bäche und Durchführungen der Täler, wie überhaupt geeignete Geländepunkte unter möglichster Ausnutzung der sanfteren Neigungen zu bestimmen. Ferner wird man das Augenmerk auf die Vermeidung von Rutschlehnen und auf die tunlichste Beschränkung von Kehren richten. Hingegen werden landschaftlich schöne Ausblicke und die Führung in möglichst sonniger Lage wesentlich mitbestimmend für die Wahl der Linie sein. Gerade Naturschönheiten sollen besondere Beachtung finden, um so mehr, als die Straßen nicht nur dem Wanderer die Schönheit des Landes zeigen, sondern auch der Förderung des Fremdenverkehrs dienen und damit eine bedeutende wirtschaftliche Einnahmequelle für die erschlossene Gegend bilden sollen.

Bei der Verbindung der Festpunkte ist es nun bedeutungslos, ob eine gleichförmige Steigung erzielt wird oder nicht. Vielmehr sind einige Ruhestrecken sowohl für Fußgänger als auch für Zugtiere und auch für Kraftfahrzeuge nur erwünscht. Gegensteigungen sind jedoch tunlichst zu vermeiden.

Linienführung: Im leichten Gelände empfiehlt sich wohl die Absteckung der endgültigen Linie im Felde nach der mit dem Gefällsmesser ermittelten Anschnittlinie. Im schwer zugänglichen und unübersichtlichen Gelände wird ein möglichst in der voraussichtlichen Achslage festgelegter Standlinienzug, mit richtig gewählten Querschnitten oder aufgenommenen Bruchpunkten zur genauen Ermittlung der günstigsten Straßenachse am Zeichentische führen. Die Zeichnung von Schichtenlinien wird die richtige Lage der Linie besser veranschaulichen und die Prüfung der Entwürfe erleichtern.

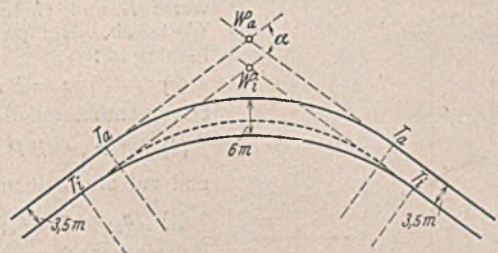


Abb. 1. Ausweiche.

Straßenbreite: Als dem neuzeitlichen Verkehr zweckdienliche Straßenbreite hat sich für gewöhnliche Gebirgsstraßen eine 6,00 m Fahrbahn als notwendig und genügend erwiesen, wobei meist in den Krümmungen eine Verbreiterung von 1 bis 2 m angeordnet worden ist. Straßen mit geringerem Verkehr sind auch eingleisig ausgeführt worden mit einer nutzbaren Fahrbreite von 3,50 m und reichlichen Ausweichstellen in Entfernungen von wenigstens 200 m. Hierbei galt es hauptsächlich, die freie Sicht von Ausweiche zu Ausweiche zu sichern, weshalb die Ausweichen unter Verbreiterung der Fahrbahn bis auf 6 m zumeist in die Krü-

mungen mit starkem Richtungswechsel verlegt wurden. Diese Anordnung hat auch den Vorzug der höheren Verkehrssicherheit bei Begegnungen an den weniger übersichtlichen Stellen. Die Erweiterung von 3,50 m auf 6,00 m legt man nach Abb. 1 auf die Innenseite der Krümmung und begrenzt sie durch einen Kreisbogen größeren Halbmessers, der die Innenkanten der geraden Strecken berührt.

Krümmungen: Dem neuzeitlichen Verkehr Rechnung tragend, sind für Gebirgsstraßen tunlichst Halbmesser nicht unter 50 m angewendet worden. Nur ganz ausnahmsweise ist man bis auf 20 m herabgegangen, wenn besondere technische oder wirtschaftliche Gründe es als unerlässlich erscheinen ließen.

Zwischengerade: So notwendig die Einschaltung von Geraden zwischen Gegenkrümmungen ist, ebenso überflüssig und unzweckmäßig ist eine kurze Gerade zwischen gleichgerichteten Krümmungen. Diese Anordnung ist grundsätzlich zu vermeiden, vielmehr sind die Krümmungen, wenn nicht mit gleichem Halbmesser, so doch zur besseren Anpassung an die Geländeform als Korbbögen zusammenzuschließen.

Steigungen: Für Gebirgsstraßen gelten mittlere Steigungen von 7 bis 8% als angemessen. Keinesfalls soll die Höchststeigung 10% überschreiten, und auch diese Steigung soll nur aus zwingenden technischen oder wirtschaftlichen Gründen angewendet werden.

Gefällsbrüche: Die Gefällsbrüche sollen grundsätzlich in Krümmungen verlegt werden. Nur ganz ausnahmsweise können die Geländeform oder andere Umstände die Verlegung eines Gefällswechsels in die Gerade rechtfertigen. Eine solche Anordnung erweckt immer den unangenehmen Eindruck einer Straßensenkung und kann nur bei längeren Geraden im hügeligen Gelände einigermaßen begründet erscheinen. Es ist sogar die Einschaltung einer Krümmung zur Unterbrechung des Gefällsbruches vorzuziehen, um so mehr, als man heute auch in der Ebene die allzulangen Geraden als für die Lenker der Kraftfahrzeuge gefährlich verurteilt. Tatsächlich wirken die langen Geraden in Verbindung

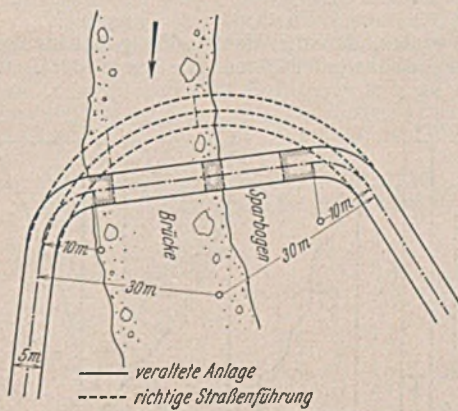


Abb. 2. Brücke in der Krümmung.

mit der Eintönigkeit der Ebene auf den Fahrer geradezu betäubend.

Brücken in Krümmungen. Arge Übelstände haben sich aus der auch von bedeutenden Technikern nach dem Beispiele so vieler Verfahren hartnäckig verteidigten Anschauung ergeben, daß Brücken grundsätzlich in die Gerade gelegt werden müssen. Tatsächlich zeigen unzählige solcher Baudenkmäler eine für die Anforderungen der Neuzeit äußerst unzweckmäßige, ja gefährliche und somit gänzlich veraltete Anlage (Abb. 2). Man überwölbt Wildbäche mit geradlinigen Brücken und schließt auch mitunter noch seitliche Bogen an, um dann notgedrungen

in der engen Talschlucht nur noch mit Halbmessern von 10 m den Anschluß an die Straße herzustellen. Während ich schon seit Beginn meiner Bautätigkeit vor drei Jahrzehnten und wohl mit mir viele Berufskameraden solche Aufgaben in der in Abb. 2 punktiert gezeichneten Weise gelöst haben, nämlich durch Ausfahren des Tales mit einem einzigen Bogen und Verlegen der Brücke in den Bogen, sind mir noch vor wenigen Jahren im Auslande von bedeutenden Fachleuten Einwendungen gegen diese Lösung entgegengehalten worden. Vor allem wurden für gewölbte Brücken statische Bedenken geltend gemacht, denen man aber leicht begegnen kann, indem man die äußeren Stirnmauern, wie Abb. 3 veranschaulicht, im Anzuge ausführt, damit das Überhängen des Gewölbes vermieden wird. Das Widerlager steht dann beliebig weit außerhalb der durch die Scheiteltangente der Straßenaußenkante gelegten lotrechten Ebene, so daß die Standsicherheit des Bauwerks zweifellos gesichert ist. Bei der Lage in der Krümmung wird auch die Standfestigkeit des Bauwerks gegen Murgänge und Lawinengefahr wesentlich erhöht.

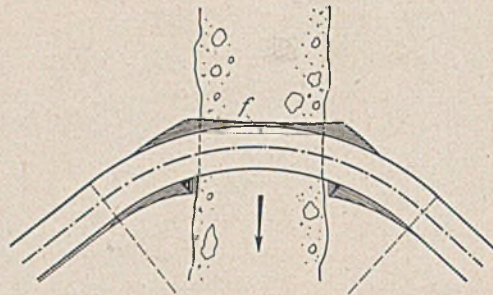


Abb. 3. Gewölbte Brücke in der Krümmung.

Die Durchführung der Täler mit Anordnung der Brücken in den Krümmungen ist nun nicht nur bei engen Talstellen, sondern auch bei der Übersetzung breiter Bäche und Flüsse ausgeführt worden, wodurch

stets die Linienführung der Straßenzüge wesentlich verbessert worden ist. So stellt Abb. 4 eine in der gekrümmten Straßenachse durchgeführte Querung eines Wildbaches mittels einer Talbrücke mit drei Öffnungen dar. Die einzelnen Gewölbeachsen sind geradlinig, sie bilden einen Vieleckzug. Die Gewölbe haben lotrechte Stirnmauern, die beiden Mittelpfeiler haben jedoch zur Aufnahme der Mittelkraft der Gewölbeschübe einen entsprechenden Anzug erhalten. Gehsteige und Brückengeländer sind wieder streng in die Straßenkrümmung verlegt, so daß der Straßenverlauf keinerlei Störung erfährt.

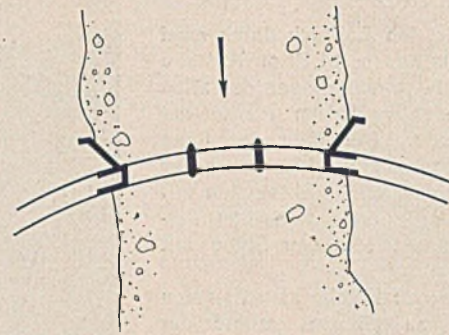


Abb. 4. Talbrücke in der Krümmung.

Für die Anordnung der Brücken in den Krümmungen war wohl schon der Eisenbahnbau vorbildlich, da die bereits vor Jahrzehnten hohen Fahrtgeschwindigkeiten diese Lösung gebieterisch verlangten. Nun sind aber auch die Straßen zu Schnellfahrbahnen herangewachsen, weshalb wohl alle Berufskameraden die an sich erwünschte geradlinige Gestaltung der Brücken dem wichtigeren Verkehrserfordernis, nämlich der gekrümmten Durchführung der Straße, ohne Bedenken opfern werden. Dasselbe gilt natürlich auch für die einst als so notwendig angesehene waagerechte Lage der Brücken, die ebenfalls zugunsten der Durchführung der Neigung der Straße aufgegeben werden muß, damit die Brücke nicht zur Sprungchance des Schnellverkehrs wird.

Vermischtes.

Mantelreibung und Spitzenwiderstand von Pfählen. Mit der Frage der Tragfähigkeit von Pfählen, die ja für Holland bei der ausgedehnten Anwendung dieser Gründungsart von besonderer Bedeutung ist, befaßten sich zwei Vorträge, die am 15. März 1939 im Kgl. holländischen Institut der Ingenieure, Abteilung Bau- und Wasserbauwesen, gehalten wurden. Der Veröffentlichung hierüber¹⁾ entnehmen wir die folgenden bemerkenswerten Einzelheiten.

I. Mantelreibung.

Die Versuche, Beziehungen zwischen der Verkürzung eines Pfahles unter der Einwirkung einer Last und der dadurch hervorgerufenen Mantelreibung abzuleiten, werden dadurch erschwert, daß eine unmittelbare Messung der Reibungskraft in ihrer Verteilung auf die gesamte Pfahllänge nicht möglich ist. Professor Sprenger entwickelte hierzu auf rechnerischem Wege einen Gedankengang, der von den bisher üblichen Anschauungen grundlegend abweicht, und versuchte die Ergebnisse seiner Überlegungen mit den Beobachtungen in Einklang zu bringen.

Ein zylindrischer Pfahl trage eine Einzellast P . In der Tiefe x unter der Bodenoberfläche herrscht dann Gleichgewicht unter den Kräften, wenn:

$$(1) \quad P = R + Q$$

ist, wobei Q die in der Achse des Pfahles wirkende Druckkraft, R die Mantelreibung oder Haftung bedeuten (Abb. 1a). Die Verkürzung des Pfahles ist dann:

$$(2) \quad z = \int_0^x \frac{Q \, dx}{EF} = \frac{1}{EF} \int_0^x Q \, dx.$$

Es sei nach Abb. 1b angenommen, daß die Mantelreibung bekannt sei und durch irgendeine Linie dargestellt werden könne. Die Summe der Kräfte zwischen den Grenzen 0 und x ist dann die gesamte Reibungskraft R oberhalb der Schnittebene in der Tiefe x . Entsprechend der Gl. (1) ist die Druckkraft Q aus Abb. 1c gegeben und nach Gl. (2) ist die Summe der schraffierten Fläche der Pfahlverkürzung z unmittelbar verhältnismäßig (sie ist EFz). Die Summierung der Q -Fläche ergibt dann gemäß Abb. 1d die bei der ersten Belastung eintretende Senkung nicht nur des Pfahlkopfes, sondern eines jeden beliebigen Punktes. Aus Abb. 1

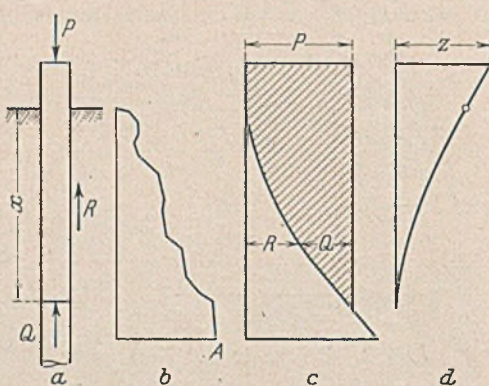


Abb. 1. Durch zweifache Integration wird aus der Reibungslinie die Pfahlverkürzung ermittelt.

geht weiter hervor, daß nur ein Stück des Pfahles an der Kräfteverteilung teilnimmt. Die Länge dieses Stückes ist von der Größe der Kraft P abhängig.

Ist der Pfahl nicht zylindrisch, sondern ändert sich seine Form irgendwie mit der Tiefe (wie z. B. ein Holzpfeiler, dessen Form einem abgestumpften Kegel entspricht), dann ist F_x als Veränderliche, und zwar

¹⁾ De Ingen. 1940, Heft 8 u. 9, S. B. 25, 33 u. 55.

mit dem Verhältnis des jeweiligen Durchmessers des Pfahles zu dem Kopfdurchmesser in die Gl. (2) einzuführen. Die Auflösung der Gl. (2) läuft damit auf eine Verzerrung der Reibungsfläche nach Abb. 1b hinaus. Ähnlich läßt sich auch eine Änderung der Elastizitätszahl E berücksichtigen.

Wird die Pfahllast P entfernt, so hebt sich der Pfahl wieder. Die Reibung ist jetzt in umgekehrter Richtung wirksam, und ebenso ändert die Pfahlkraft Q ihr Vorzeichen. Im oberen Pfahlteil wächst die Pfahlkraft nach unten hin an, wobei in jedem Pfahlquerschnitt $Q = R$ ist. Im unteren Pfahlteil ist an der Stelle, an der unter der Last P die Pfahlkraft $Q = 0$ war, wo also die Last durch die Mantelreibung restlos auf den Boden übertragen war, auch jetzt nach der Entlastung $Q = 0$. Darüber nimmt Q entsprechend der Mantelreibung R zu, die in Abb. 2 waagrecht schraffierte Fläche stellt den Q -Wert dar. Diese Q -Fläche stellt nach Gl. (2) im Maßstabe $\frac{1}{EF}$ die bleibende Zusammen-

drückung des Pfahles dar, während die senkrecht schraffierte Fläche die elastische, wieder zurückgehende Pfahlverkürzung bezeichnet. Da diese Fläche zur Mittellinie symmetrisch liegt, ist die elastische Pfahlverkürzung zweimal so groß, wie die gesamte Verkürzung des Pfahles bei erster Belastung durch die halbe Last.

Läßt man die Last wieder zunehmen und abnehmen, so zeigt Abb. 3 die Änderungen mit der Pfahlkraft Q und Abb. 4 die Senkungslinie des Pfahles mit der bekannten Belastungsschleife, als dem Ausdruck für den Zusammenhang zwischen Last und Pfahlverkürzung.

Um die Ableitungen der Praxis nutzbar zu machen, muß man die Mantelreibung mit der Tiefe x unter der Bodenoberfläche in Beziehung bringen. Wird gleichmäßiger Boden vorausgesetzt, dann kann diese Beziehung durch die Gleichung ausgedrückt werden: $r = Ax^n$, worin A einen Erfahrungsbeiwert bedeutet, n wahrscheinlich zwischen 0 und 1 liegt und näherungsweise zu 0,5 angenommen wird. Unter Einführung der weiteren Festwerte B und C leitet Sprenger folgende Werte ab. Die gesamte Verkürzung des Pfahles ist:

$$(3) \quad z = BP + CP^{5/3}.$$

Davon entfällt auf die elastische Verkürzung:

$$(4) \quad z_{el} = BP + 2^{-2/3} CP^{5/3}$$

und auf die bleibende Verkürzung:

$$(5) \quad z_{bl} = z - z_{el} = 0,370 \cdot CP^{5/3}.$$

Bei einer nochmaligen Belastung mit einer Last $P < P_{max}$ beträgt die gesamte Pfahlverkürzung:

$$(6) \quad z = 0,370 \cdot CP_{max}^{5/3} + BP + 0,630 \cdot CP^{5/3}.$$

Abb. 2. Kraftverteilung nach Entlastung.

Zieht man von dem Wert z_{el} den leicht zu bestimmenden Anteil BP ab, dann kann man das Restglied der Gl. (4) in Abhängigkeit von $(z_{el} - BP)$ auf logarithmisch geteiltem Papier auftragen und aus dem Vergleich mit den Ergebnissen von Probelastungen auf zeichnerischem Wege n , C und hieraus A ableiten.

Im allgemeinen wird die Belastung des Pfahles die Mantelreibung übersteigen, so daß mit einer Senkung der Pfahlspitze gerechnet werden

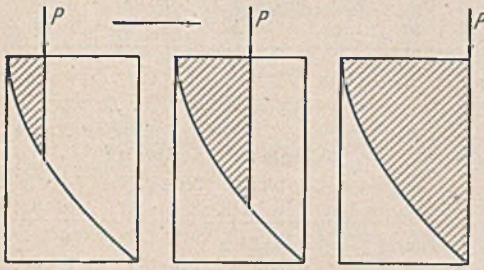


Abb. 3a. Erstmalige zunehmende Belastung.

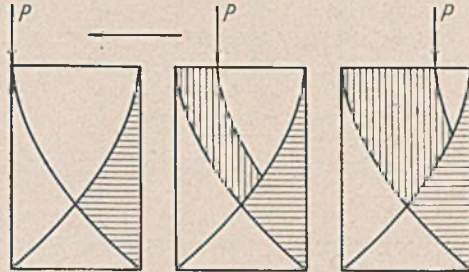


Abb. 3b. Abnehmende Last.

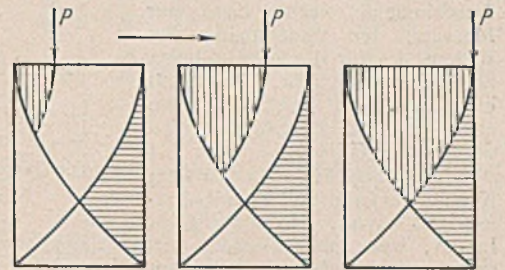


Abb. 3c. Wieder zunehmende Last.

Abb. 3a bis c. Pfahlkraft Q bei wechselnder Last P.

muß. Ihre Größe ist meist nicht bekannt. Ist sie elastisch und wird die Grenze der Tragfähigkeit nicht überschritten, dann kann man sie wieder nach dem angegebenen Verfahren behandeln. Man muß sich dabei den Pfahl um ein so langes Stück verlängert denken, daß die Reibungskräfte dieselbe elastische Verkürzung hervorrufen würden, wie sie der Pfahl durch den Spitzenwiderstand tatsächlich erfährt. Unter Umkehrung des oben angegebenen Rechnungsganges kann dann durch zweimalige Differentiation die Linie der Mantelreibung ermittelt werden.

Aus einer Probelastung kann man, ohne die ganze Rechnung durchführen zu müssen, die zulässige Pfahllast feststellen, indem man die Grenzfälle betrachtet, zwischen denen die zulässige Last zu suchen ist. Die eine Grenze ist die Überschreitung der Mantelreibung. Die andere wird durch die Last gekennzeichnet, bei deren wiederholter Aufbringung der Pfahl immer wieder eine neue bleibende Kürzung erfährt. Solange dies letztere der Fall ist, überschreitet der Spitzenwiderstand eine bestimmte Grenze. Mit der zulässigen Pfahllast muß man dann — unter Beachtung eines Sicherheitsgrades — unterhalb dieser Grenze bleiben. Für die Grenzlast gibt es verschiedene Kennzeichen (Abb. 5), deren Ableitung hier nicht wiedergegeben werden kann:

1. Die bleibende Pfahlkürzung ist stets erheblich kleiner als die Hälfte der elastischen Kürzung. Wo sich die Linie $2 \cdot z_{bl}$ mit der Linie z_{el} schneidet, ist hiernach die Grenzlast bereits überschritten.

2. Die Überschreitung der Grenzlast P_g führt zu einem Wendepunkt in der Linie der elastischen Verkürzung z_{el} .

3. Die Grenzlast P_g liegt näherungsweise dort, wo der Unterschied der Linien für z_{el} und z_{bl} seinen Größtwert erreicht.

Erfahrungsgemäß wird man von der nach diesen Gesichtspunkten ermittelten Last noch 10 bis 20% in Abzug bringen, um die Grenzlast P_g zu finden.

Die vorstehend genannten Gedankengänge beruhen zunächst auf mathematischen Grundlagen. Physikalisch ist hierbei von Bedeutung, ob der Reibungswiderstand während der Verkürzung des Pfahles unverändert bleibt, ob dabei unter Umständen die Zeit eine Rolle spielt, ob er in umgekehrter Richtung in gleicher Höhe auftritt, also nur das Vorzeichen wechselt, und besonders ob die Formänderungen des den Pfahl umgebenden Bodens berücksichtigt werden müssen. Aus eigenen Versuchen und unter Verwertung der Untersuchungsergebnisse von Krey, Tiedemann und Hvorsley kommt Sprenger zu dem Urteil, daß in den Grenzen, innerhalb derer sich die Bewegungen bei der Pfahlkürzung vollziehen, die entwickelten Ableitungen nur unwesentlich beeinflussen würden. Doch kommt er aus physikalischen Erwägungen dazu, die Darstellung der Reibung in Abb. 1b einer Verbesserung zu unterziehen. Die Unstetigkeit, daß bei Punkt A in Abb. 1b die Reibung plötzlich auf Null zurückspringt, ist unwahrscheinlich. Als Annäherung genügt es aber nach Abb. 6 von dem Punkt B ab, bei dem die Pfahlkürzung etwa $\frac{3}{4}$ mm beträgt, die Reibung geradlinig abnehmen zu lassen, so daß die Flächen I und II gleich groß werden. Das Ergebnis ändert sich infolge dieser Verbesserung höchstens um 10%.

Bei der Besprechung, die an den Vortrag anknüpfte, wurde angezweifelt, ob die Zeit bei der Untersuchung außer Betracht bleiben könne, die doch die Formänderungen des Bodens entscheidend beeinflusse. Auch dürfte es nicht ohne weiteres zulässig sein, die für einen Pfahl abgeleiteten Ergebnisse auf Pfahlgruppen zu übertragen, wenn auch kein Zweifel darüber herrschen könne, daß die Untersuchung vom Einzelpfahl ausgehen müsse.

II. Spitzenwiderstand.

Hiermit befaßte sich in einem zweiten Vortrage Ing. G. C. Boonstra.

In den letzten Jahren macht sich immer mehr das Bestreben deutlich, den Zusammenhang der Tragfähigkeit eines Pfahles mit dem Spitzenwiderstand genauer zu erfassen und sich dabei nach Möglichkeit von unbewiesenen Annahmen frei zu machen. Hierüber ist ein umfangreiches Schrifttum entstanden. Die älteren Abhandlungen stützen

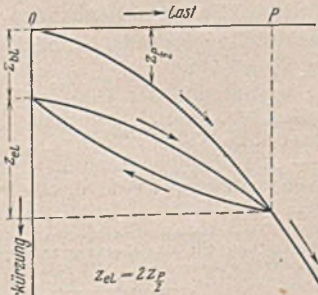


Abb. 4. Lastsenkungslinie.

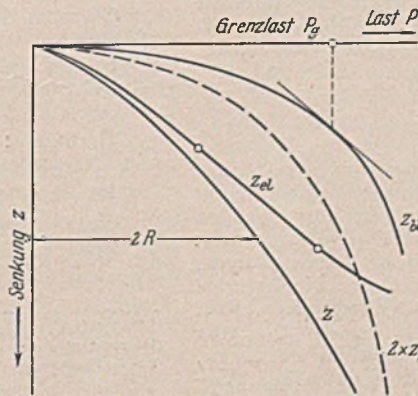


Abb. 5. Begrenzung der Reibung R und der Grenzlast P_g aus der Lastsenkungslinie.

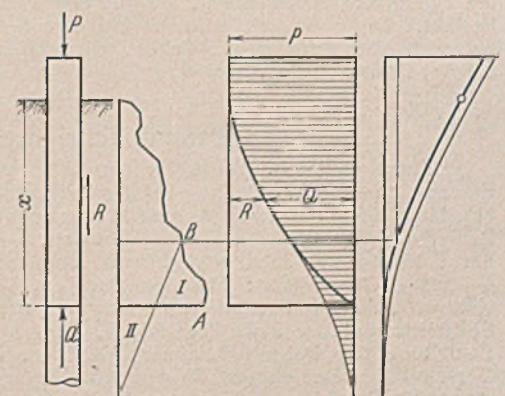


Abb. 6. Verbesserung des Reibungswerts und damit der in Abb. 1 dargestellten Ableitung.

sich — allerdings mit oft widerstrebenden Anschauungen — auf die klassische Erddrucklehre, die neueren sind mehr bodenmechanisch eingestellt. Besonders weist der Vortragende hierbei auf den Aufsatz von Professor A. S. Keverling-Buisman über den „Spitzenwiderstand von Pfählen in Sand“²⁾ hin.

Rammformeln können — vorsichtig angewandt — zu brauchbaren Ergebnissen führen. Probelastungen muß man gleichwohl größeres Vertrauen schenken. Den Spitzenwiderstand findet man hierbei aus dem gesamten Tragvermögen, vermindert um die Reibungskraft, die aus einem Zugversuch abgeleitet wird. Denn die Anschauung hat immer mehr an Boden gewonnen, daß die auf- und abwärts gerichtete Reibungskraft annähernd gleich sei. Nachteilig bei der Probelastung sind die Schwierigkeiten der Ausführung. Doch wurde die Probelastung von Pfählen bei der Abteilung Brückenbau des niederländischen Wasserbauministeriums in den letzten Jahren in ausgedehntem Maße erprobt. Da allein gegen 300000 Betonpfähle gerammt wurden, haben sich die Kosten für die Untersuchungen gelohnt.

Als drittes Untersuchungsverfahren hat sich in den letzten Jahren die Tiefsondierung³⁾ durch die Bodenmechanische Versuchsanstalt der Technischen Hochschule Delft in größerem Umfang eingeführt. Es ist einfach, billig und wenig zeitraubend und besteht darin, daß der Spitzenwiderstand eines gleichmäßig in die Tiefe vorgetriebenen Kegels von $3\frac{1}{2}$ cm Durchm. festgestellt wird. Auf die Ermittlung des Reibungswiderstandes wird dabei weniger Wert gelegt. Da die Brauchbarkeit des Verfahrens noch umstritten ist, wurde es bei der Gründung der Brücke über die Noord bei Hendrik-Ido-Ambacht in verschiedener Weise verwendet und die Ergebnisse mit denen aus Probelastungen verglichen.

Hierbei galt es, vor allem zwei Fragen zu klären, über die die Meinungen noch auseinandergehen:

1. Ändert sich unter dem Einfluß des Rammens das Gefüge des Bodens unter der Pfahlspitze, insbesondere tritt hier eine Verdichtung ein, worüber die Tiefsondierung keinen Aufschluß geben kann?

2. Wie stimmen die Ergebnisse für das Tragvermögen aus der Probelastung mit denen der Tiefsondierung überein?

Der anstehende Boden, in dem die Versuche unternommen wurden, bestand bis zu 2 m unter dem Gelände aus leichtem Kleiboden, dann kamen Sande mit zunehmender Korngröße. Um zu einem unmittelbar vergleichbaren Ergebnis zu kommen, wurden auf jedem Ufer an drei Stellen die Sonden bis zu verschiedener Tiefe vorgetrieben. Einige Monate später wurden dann an den gleichen Stellen Probelastungen gerammt, deren Spitze jeweils einige Meter höher lagen. Sie hatten eine Länge von rd. 13, 17 und 20 m. In der üblichen Weise wurden sie den Druck- und Zugversuchen unterworfen. Nach jeder Belastungsstufe wurde wieder entlastet und die bleibende und elastische Senkung gemessen. Die Grenzbelastung wurde übrigens in keinem Falle erreicht.

Gleichzeitig mit den Druckversuchen wurden Sonden unter der Pfahlspitze — durch die Pfahlachse hindurch — und, soweit es sich ermöglichen ließ, auch unmittelbar neben dem Pfahl eingetrieben. Bei den Sondierungen unter der Pfahlspitze kam es darauf an, den die Pfahlspitze abschließenden Kegel mit einer Stange aus der Pfahlspitze herauszudrücken, wozu ein Rohr vorher in den Pfahl einbetoniert worden war.

²⁾ De Ingen. 1935, Beton Nr. 14 u. 18.

³⁾ Technisch Gemeentebld, März 1936. Openbare Werken, 6. Nov. 1936.

Anschließend wurde dann zur Messung der Widerstände des Bodens das für die gewöhnlichen Sondierungen gebräuchliche Gerät eingesetzt. Der Kegel hatte die auch sonst bei diesem Verfahren verwendete Größe.

Der Vergleich zwischen dem Kegelwiderstand und dem Rammergebnis ergab, daß die beiden Linien, wenn sie in einem entsprechenden Maßstab aufgetragen werden (Abb. 7), befriedigend miteinander übereinstimmen.

Abb. 8 zeigt als Beispiel den Unterschied zwischen dem Ergebnis der Tiefsondierung vor der Rammung des Pfahles und der Sondierung durch die Pfahlachse hindurch nach der Rammung. Daraus ergibt sich, daß unter der Pfahlspitze ein Verdichtungsbereich liegt (in der Abbildung schraffiert), der etwa bis zu 25 cm tief ist und die Ausdehnung des Pfahlquerschnittes annimmt, wobei der Widerstand den dreifachen Betrag der Tiefsondierung vor der Rammung erreichte. Auch bei der Druckprobe wird man eine solche Verdichtungszone annehmen müssen. Die Tiefsondierung neben dem Pfahl ergab im allgemeinen kleinere Werte, als sie vor der Rammung gefunden worden waren.

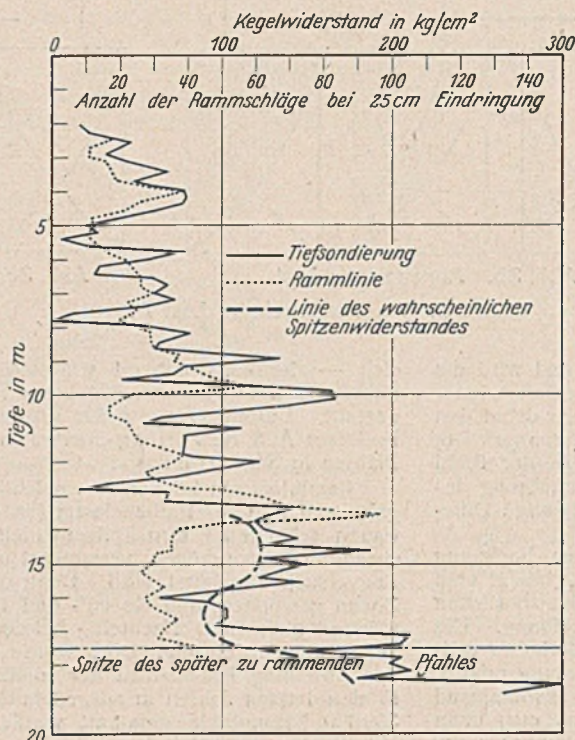


Abb. 7. Kegelwiderstand und Rammwiderstand bei Pfahl 1.

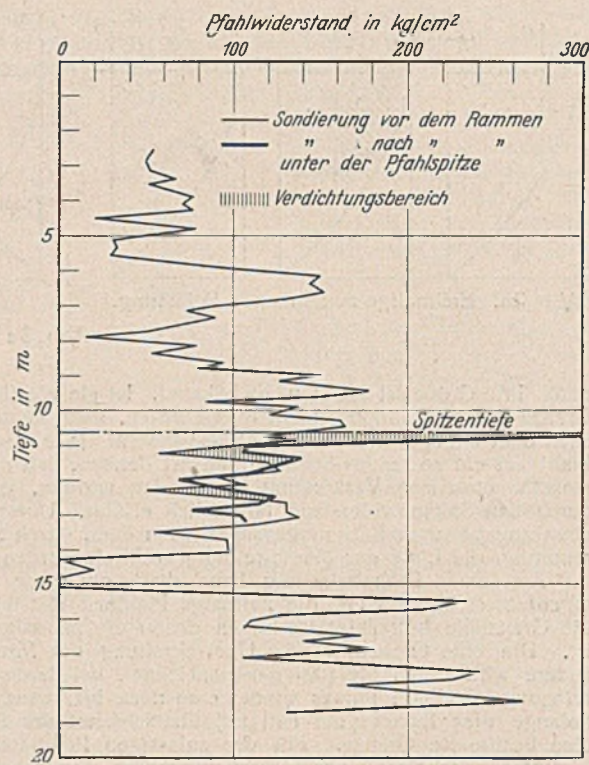


Abb. 8. Ergebnis der Tiefsondierung für Pfahl 2.

Bei der Darstellung der Sondierungsergebnisse fallen die starken Ausschläge auf. Sie können durch örtliche Zufälligkeiten (Steine oder kleine Zwischenlagen anderer Bodenarten) verursacht sein. Doch war eine völlige Klarstellung nicht möglich. Am besten befriedigte die Auswertung in der Weise, daß man die geringsten Ausschläge durch eine Linie miteinander verband (Abb. 7) und das Ergebnis mit dem aus der Probelastung ermittelten Spitzenwiderstand verglich. Die oftmals geringe Übereinstimmung glaubte man bei späteren Versuchen durch eine Verdichtung der Tiefsondierungen bessern zu können. Sie wird aber zum großen Teil darauf beruhen, daß die Druckversuche langsam und stufenweise vorgenommen werden, also mehr einer ruhenden Belastung entsprechen, während die Tiefsondierung zwar im Handbetrieb, aber verhältnismäßig rasch vorgetrieben wird, was eher einer dynamischen Belastung gleichkommt.

Bei der eingehenden Auswertung der Ergebnisse kommt der Vortragende zu dem Urteil, daß das Verfahren der Tiefsondierung noch nicht so weit geklärt sei, daß es die Probelastung entbehren könne. Zweifellos sei es aber von Wert, wenn es sich darum handle, ein vorläufiges Bild von der Bodenfestigkeit zu bekommen, um damit die Gründungstiefe der Pfähle einstweilen festlegen zu können. Grobe Fehler werden dann vermieden. Wenn beide Verfahren aufeinander abgestimmt sind, sind sie zur Zeit wohl als die besten Hilfsmittel für die Bemessung der Gründungstiefe von Pfählen zu bezeichnen.

Dr.-Ing. van Rinsum.

Patentschau.

Verfahren zur Herstellung von Sohlen und Böschungen im Wasserbau. (Kl. 84a, Nr. 671 937 vom 4. 6. 35; Joseph Schmidt in Harburg-Wilhelmsburg.) Um einen zuverlässigen und wirtschaftlichen Schutz des Betons, insbesondere an der Sohle und den Böschungen von Kanälen zu erreichen, werden die mit dem Beton zu belegenden Grundflächen zunächst mit Verschnittbitumen, d. h. mit durch Benzol, Teeröl od. dgl. in Lösung gebrachtem Bitumen getränkt, so daß die einzelnen Gesteinsteilchen oder Sandkörner bis zu einer gewissen Tiefe miteinander verklebt werden. Die so entstehende Kruste dient als Träger für die eigentliche Schutzschicht, die aus einem zähen, geblasenen Bitumen besteht. Diese Schicht wird in Dicke von einigen Millimetern aufgegossen und aufgespritzt. Schließlich wird der Beton aufgetragen, der auf der Schutzschicht festklebt.

Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Deutsche Reichsbahn. Betriebsverwaltung. Ernannet: zum Oberbaudirektor bei den Reichsautobahnen: der Baudirektor bei den Reichsautobahnen August Schenkelberg, Leiter der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen Breslau; — zum Oberreichsbahnrat: der Reichsbahnrat Johann Sigmund, Vorstand des Betriebsamts Lyck; — zum Reichsbahnrat: Heinrich Sander, Vorstand des Neubauamts Kattowitz, Johann-Baptist Deuerling bei der RBD Saarbrücken, Kurt Schüle bei der RBD Regensburg, Otto Schaaff bei der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen München, Hans-Joachim Sarrazin, Vorstand des Betriebsamts Wongrowitz, Arnim-Bodo Rosenthal, Vorstand des Betriebsamts Hoyerswerda; — zum Reichsbahnratmann: die technischen Reichsbahnoberinspektoren Hans Lenschow in Glatz, Wolfgang Zelser in Mannheim.

Versetzt: der Reichsbahndirektionspräsident Ludwig Frorath in gleicher Eigenschaft von Halle (Saale) nach Saarbrücken; — der Abteilungspräsident Dr.-Ing. Emanuel Feyl, Dezentner der RBD Wien, als Abteilungsleiter und Dezentner zur RBD Augsburg; — die Oberreichsbahnrate Carl Krause, Dezentner der RBD Münster (Westf.), als Dezentner zur RBD Hamburg, Eugen Rau, Vorstand des Betriebsamts Stettin 2, als Dezentner zur RBD Saarbrücken; — die Reichsbahnrate Friedrich König, Vorstand des Betriebsamts Prenzlau, als Vorstand zum Betriebsamt Glogau 1, Viktor Hecht bei der RBD Linz als Dezentner zur RBD Opatowitz, Josef Pohan beim Neubauamt Salzburg als Vorstand zum Betriebsamt Stargard (Pom.) 2, Elmar Hoffmann, Dezentner der RBD Opatowitz, als Dezentner zur RBD Wien, Eugen Kreidler, Dezentner der RBD Köln, als Dezentner zur RBD Berlin, Otto Zerlauth beim Neubauamt Wald am Arberg als Vorstand zum Neubauamt Gleiwitz, Eduard Bogenschütz, Vorstand des Betriebsamts Troppau, als Dezentner zur RBD Karlsruhe, Kurt Ziegler, Vorstand des Betriebsamts Dessau, als Dezentner zur RBD Posen, Wilhelm Schoekel, Vorstand des Betriebsamts Bad Oldesloe, als Vorstand zum Betriebsamt Thorn, Edmund Hagmann beim Betriebsamt Gmünd als Vorstand zum Betriebsamt Karlsruhe 3, Ernst Knoll, Vorstand des Neubauamts Berlin 1, als Vorstand zum Betriebsamt Prenzlau, Rudolf Friedmann, Vorstand des Neubauamts Wannsee, als Vorstand zum Betriebsamt Stettin 2, Horst Marfels beim Betriebsamt Berlin 8 als Vorstand zum Betriebsamt Bad Oldesloe, Heinrich Heiß bei der RBD Münster (Westf.) als Vorstand zum Betriebsamt Troppau, Hans Rauch, Vorstand des Neubauamts Duisburg, als Vorstand zum Neubauamt Berlin-Lichterfelde 2, Erwin Fröhlich bei der RBD Wien zur RBD Danzig, Dr.-Ing. Karl Fackler, Dezentner der RBD Linz, als Dezentner zur Reichsbahndirektion München, Hermann Bollmann bei der RBD Frankfurt (Main) als Dezentner zur RBD Linz; — die Reichsbahnbaubauassessoren Hermann Kunze beim Neubauamt Tuttlingen zur RBD Danzig, Hermann Schröder beim Betriebsamt Hamburg zur RBD Villach, Heinz Krautmann beim Betriebsamt Düsseldorf zur RBD Posen, Friedrich Kaeseler beim Betriebsamt Hamburg-Harburg zum Betriebsamt Deutsch-Eylau, Theoderich Hartmann beim Betriebsamt Eßlingen zur RBD Posen.

Überwiesen: der Abteilungspräsident Johann Schwanzer, Dezentner der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen Wien, als Dezentner zur RBD Wien.

In den Ruhestand getreten: der Oberreichsbahnrat Gustav Nodes beim Betriebsamt Karlsbad 1, der Reichsbahnrat Hermann Schaaff bei der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen Berlin.

Gestorben: der Abteilungspräsident Emil Hammer, Abteilungsleiter und Dezentner der RBD Köln.

Im Ruhestand verstorben: der Direktor bei der Reichsbahn a. D. Rudolf Kothe in Dresden, zuletzt Dezentner der RBD Dresden; — der Oberregierungsbaurat a. D. Wilhelm Weber in Koblenz, zuletzt Dezentner der RBD Köln; — der Regierungsbaurat a. D. Geheimer Baurat Max Boettcher in Berlin, zuletzt Vorstand des Betriebsamts Berlin 5.

INHALT: Bau einer Eisenbetonbrücke über einen schiffbaren Fluß. — Erfahrungen im Gießerstraßenbau. — Vermischtes: Mantelreibung und Spitzenwiderstand von Pfählen. — Patentschau. — Personalmeldungen.

Verantwortlich für den Inhalt: Dr.-Ing. Erich Lohmeyer, Oberbaudirektor a. D., Berlin-Steglitz, Am Stadtpark 2. — Verlag: Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin W 9. — Druck: Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.