

5-111-820

5-111-820

GUTEHOFFNUNGSHÜTTE OBERHAUSEN AKTIENGESELLSCHAFT
OBERHAUSEN / RHEINLAND

Die Strassenbrücke
KÖNIG ALEXANDER I
über die Save zwischen Belgrad
und Zemun

ZÜRICH 1940

B-III-810

GUTEHOFFNUNGSHÜTTE OBERHAUSEN AKTIENGESELLSCHAFT
OBERHAUSEN / RHEINLAND

Die Strassenbrücke
KÖNIG ALEXANDER I
über die Save zwischen Belgrad
und Zemun

von

Prof. Dr. Ing. h. c. M. Roš
Direktionspräsident der Eidg. Materialprüfungs- und
Versuchsanstalt für Industrie, Bauwesen und Gewerbe
Zürich

ZÜRICH 1940

INHALTSVERZEICHNIS

	Seite
Einleitung	3
I. Allgemeine Anordnung – konstruktive Einzelheiten	6
II. Statische Gliederung und Berechnung	8
III. Wahl der Baustähle und deren materialtechnische Eigenschaften. Zulässige Spannungen. Sicherheit	10
IV. Gründungsarbeiten	14
V. Die Aufstellung des eisernen Überbaues	14
VI. Recken, Auslegen und Hochziehen der Kabellese	17
VII. Fahrstrasse und Fusswege	17
VIII. Anstrich	18
IX. Ausmasse und Gewichte	18
X. Schönheitliche Gestaltung	19
XI. Ergebnisse der Belastungsversuche vom 11., 12. und 13. Dezember 1934	20
A. Ergebnisse der Verformungsmessungen	21
B. Zusammenfassung und Schlussfolgerungen	25
XII. Schlusswort	26

Бр. инвентара

140611

DIE STRASSENBRÜCKE KÖNIG ALEXANDER I ÜBER DIE SAVE ZWISCHEN BELGRAD UND ZEMUN

von

Prof. Dr. Ing. h. c. M. Roš,
Direktionspräsident der Eidg. Materialprüfungs- und
Versuchsanstalt für Industrie, Bauwesen und Gewerbe,
Zürich

Am 16. Dezember 1934 wurde die im Zuge der über Beograd–Istanbul nach dem Fernen Osten führenden Hauptstrasse liegende, 22 m breite und 411 m lange, in den Jahren 1930 bis 1934 erbaute Hängebrücke *König Alexander I.* durch Seine Königliche Hoheit den *Prinzregenten Fürst Paul* in feierlicher Weise eingeweiht und dem Verkehr übergeben – Abb. 1–6 –.

Die Brücke überquert den ~ 300 m breiten Savefluss in dessen westlicher, am Fusse des Kalimegdans – der Festung Beograds – liegenden Einbuchtung, ~ 1 km oberhalb der Einmündung der Save in die Donau – Abb. 1 und 8 –, mit einer Mittelöffnung von 261 m, an welche sich die beiden Seitenöffnungen von je 75 m anschliessen – Abb. 7 –. Am linken Saveufer folgt ein ~ 196 m langer Eisenbeton-Viadukt, anschliessend eine bewehrte ~ 123 m lange Eisenbeton-Winkelmauer und schliesslich ~ 3,5 km langer, bis zum Bahnhof Zemun führender Erddamm – Rampe –. Am rechten Saveufer gelangt man über einen an der Hängebrücke anschliessenden, die Karadjordje-Strasse überbrückenden Vollwandbalken von 47 m Stützweite nach den Terazije, dem Mittelpunkt der Stadt Beograd – Abb. 7 und 8 –.

Der Brückenbau – von der Überbrückung der Karadjordje-Strasse am rechten Saveufer bis zum Bahnhof Zemun am linken Saveufer – kostete ~ 180 Millionen Dinar, gleich ~ RM 13,5 Millionen. Die Oberleitung lag in den Händen des *Königlichen Jugoslawischen Bautenministeriums*. Den Stahlbau errichtete die *Gutehoffnungshütte Oberhausen Aktiengesellschaft*, Werk Sterkrade, unter Mitarbeit der *Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A. G.*, Werk Gustavsburg, während die Tiefbauarbeiten durch die *Société de Construction des Batignolles, Paris*, ausgeführt wurden. Die Kosten für den Stahlbau der eigentlichen Saveüberbrückung sind praktisch die gleichen wie die für die Tiefbauarbeiten. Die Kosten der Durchbruchs- und Strassenregulierungsarbeiten an der Seite Beograd sowie sämtliche Expropriationskosten übernahm die Stadtgemeinde Beograd.

* * *

Die Strassenbrücke König Alexander I. wurde an der gleichen Übergangsstelle erbaut, an welcher bereits im Altertum und in der Folge im frühen und späten Mittelalter sowie der Neuzeit, das auf einem Berghügel, am Zusammenfluss der Save und der Donau, sich erhebende *Singidunum*, das heutige *Beograd*, mit dem in nordwestlicher Richtung an der Donau liegenden *Taurunum*, dem gegenwärtigen *Zemun*, durch die vom Süden und vom Norden her einmündenden und durch Brückenschläge den Savestrom überquerenden Heeres- und Verkehrsstrassen verbunden wurde – Abb. 13–16 –.

Durch Jahrhunderte hindurch rang der Osten mit dem Westen um die Festung Beograd. Den Meisterwerken römischer Brückenbaukunst – Abb. 10 und 11 – folgten in erster Linie aus strategischen Gründen Brückenschläge der *Avaren* und *Türken*. Die Heere der *Kreuzzügler* im 11. Jahrhundert, im Brückenbau nicht sehr bewandert, übersetzten den Savefluss in Booten. Erst aus der Zeit, als die Türken das Byzanzreich zerstörten, die Balkanstaaten besiegten und nach dem Nordwesten vorgestossen sind (1521), besitzen wir die ersten authentischen Angaben über die Brückenübergänge an der Festung Beograd¹). Am 6. September 1688 eroberte Kurfürst *Maximilian Emanuel von Bayern* Beograd nach erfolgter Überbrückung der Save an zwei flussaufwärts von der jetzigen Strassenbrücke König Alexander I. gelegenen Stellen und Besiegung des Türkenheeres – Abb. 12 –. Im Jahre 1717 liess *Prinz Eugen von Savoyen* im Kriege gegen die Türken zur Einnahme von Beograd zwei Pontonbrücken über die Save und eine über die Donau schlagen. Die Inundationsbrücken waren als feste Pfahljochbrücken ausgeführt – Abb. 13–15 –. In abwechselndem Kriegsglück wurden diese Brücken 1739 von den Türken zerstört – Abb. 16 –, im Jahre 1789 durch Feldmarschall *Freiberr von Laudon* wieder erstellt, aber bereits im Jahre 1791 von den Türken von neuem vernichtet. In der Folge wurde der Verkehr durch Boote bewirkt bis zur, in erbitterten Kämpfen erfolgten, endgültigen Vertreibung der Türken durch die Serben aus Beograd im Jahre 1867.

Vom Türkenjoch befreit, entwickelte sich Beograd zu einer blühenden Handelsstadt und wurde nach Fertigstellung der Eisenbahnstrecke Beograd–Nisch und dem Bau der Eisenbahnbrücke über die Save im Jahre 1884 durch *Fives-Lille*, unweit von der gleichen Stelle, wo Prinz Eugen einen seiner Brückenschläge 1717 errichtete, zum «Schlüssel des Orients», das Abendland mit dem Orient verbindend. Durch die Verwirklichung dieser wichtigen Verkehrsverbindung trat der Gedanke des gleichzeitigen Baues auch einer Strassenbrücke über die Save bei Beograd ganz in den Hintergrund, da die Save und die Donau die Grenze zwischen zwei Staaten, Österreich-Ungarn und Serbien, bildeten und zudem ein immer reger werdender Schiffsverkehr den damaligen Bedürfnissen genügte.

Die Gründung des neuen, machtvollen Königreiches der Serben, Kroaten und Slowenen nach dem Weltkriege von 1914–1918, des heutigen Jugoslawiens mit 250 000 km² Flächeninhalt und 15,5 Millionen Einwohnern, welchem in allen den Orient und den Okzident betreffenden Fragen eine massgebende Rolle zukommt, verlangte gebieterisch, namentlich aus verkehrstechnischen und wirtschaftlichen Gründen, sodann auch des sich gewaltig entwickelnden internationalen Kraftwagenverkehrs wegen als auch zufolge der Störungen des gesteigerten Schiffsverkehrs durch die starken Eisgänge der Donau und der Save im Winter, den Bau einer festen Verbindungsbrücke über die Save zwischen Beograd und Zemun im Zuge der Autostrasse *London–Ostende–Istanbul*²).

Ausser der für die Bewältigung des Verkehrs nicht ausreichenden, gegenwärtig noch eingeleisigen Bahnverbindung über die Save mussten durch eine feste Brückenverbindung über die ehemalige Save-Donau-Grenze in der nächsten Nähe der heute ~ 350 000 Einwohner zählenden Hauptstadt Beograd die neuen jugoslawischen Landesgebiete der ehemaligen österreich-ungarischen Monarchie – Slowenien, Kroatien, Slawonien, Sirmium, Banat – an Serbien und die neuen Gebiete im Süden und Südwesten

– Altserbien, Mazedonien, Montenegro, Bosnien, Herzegowina und Dalmatien – kulturell, wirtschaftlich und militärisch enger angeschlossen und überdies der internationale Verkehr nach dem Norden, Süden, Osten und Westen gefördert werden.

Im Jahre 1929 erfolgte daher der erste öffentliche internationale Wettbewerb für den Bau einer festen Strassenbrücke über die Save zwischen Beograd und Zemun, welchem drei weitere, engere Wettbewerbe folgten. Der letzte, dritte, beschränkte Wettbewerb wurde zugunsten der Arbeitsgemeinschaft *Société de Construction des Batignolles, Paris*, und *Gutehoffnungshütte Oberhausen, Rheinland*, entschieden, welcher mit Vertrag vom 8. April 1930 der gesamte Brückenbau von der *Karadjordjeva Ulica* auf der Seite Beograd bis zum am linken Saveufer liegenden *Bahnhof Zemun* übertragen wurde.

Der im Jahre 1930 begonnene Brückenbau wurde nach einer ~ achtmonatigen Unterbrechung, von Ende Juli 1932 bis Anfang April 1933, zufolge der Verkündung des Hoover-Moratoriums und Einstellung der Reparationslieferungen erst im Juni 1933 erst im November 1934 beendet und nach eingehenden Belastungsversuchen am 16. Dezember 1934 dem Verkehr übergeben.

* * *

Bereits 1927 wurde mit einer Gruppe deutscher Tiefbau- und Stahlbau-Unternehmungen ein Vertrag für den Bau einer Beograd mit Pančevo verbindenden Donaubrücke, welche bei der *Karaburma*, unweit von den einstigen Pontonbrücken des *Prinzen Eugen von Savoyen* (1717) und des *Feldmarschalls Freiherr von Laudon* (1789), die Donau überschreitet, abgeschlossen – Abb. 8 und 9 –.

Der Brücken-Querschnitt von 10,080 m lichter Breite ist für die Aufnahme einer eingleisigen Eisenbahn und einer zweispurigen Strasse ausgebildet. Der im Jahre 1933 beendete Brückenbau weist sieben grosse fachwerkartige, auf pneumatisch gegründeten Pfeilern ruhende Überbauten aus Stahl «St 37» von je 160 m Stützweite und acht vollwandige Flutbrücken mit je 32 m Spannweite auf³⁾ – Abb. 9 –.

Hier schliesst die Eindeichung des Riedes von Pančevo an, und nur die Überbrückung von Tamiš-Flusses, unmittelbar bei Pančevo – Abb. 8 –, erforderte noch eine Stahlbrücke grösserer Stützweite. Der Auftrag für die technisch bedeutende Eindeichung des Pančevoriedes erhielt die *Société de Construction des Batignolles, Paris*. Dadurch wurde eine weitere feste Strassenverbindung der Hauptstadt Beograd mit dem Norden bzw. Nord-Osten über den fruchtbaren Banat hergestellt. Auch diese Überbrückung der Donau liegt an gleicher Stelle wie der Brückenschlag des Prinzen Eugen von Savoyen im Jahre 1717 – Abb. 13–16 –.

— ♦ —

I. ALLGEMEINE ANORDNUNG — KONSTRUKTIVE EINZELHEITEN

Die in sich verankerte, durch einen Vollwandbalken versteifte Hängebrücke überspannt die Save in einer Mittelöffnung II–III von 261 m und zwei Seitenöffnungen I–II und III–IV zu je 75 m. Die Spannweiten-Verhältnisse stellen sich zu 1 : 3,5 : 1. Die gesamte Länge der Hängebrücke – Uferpfeiler I bis IV – beträgt 411 m – Abb. 17 –.

Die Pfeilhöhe der Hängetragekabel von 28 m ergibt ein Pfeilverhältnis von $\frac{1}{9,3}$. Der Abstand der Hängestangen ist zu 13,05, derjenige der Querträger in der grossen Mittelöffnung zu 6,525 m und in den Seitenöffnungen zu 6,250 m gewählt. Die Höhe der Unterkante Stahlkonstruktion in der Mitte der Mittelöffnung liegt 12,51 m, an den beiden Flusspfeilern II und III 11,60 m über den HHW, welches die Kote + 75,40 erreicht – Abb. 17 –.

Abstand der Hauptträger 14,50 m, beidseitige Auskragungen je 3,61 m. Gesamtbreite der Brücke 21,72 m, wovon 12,0 m nützlicher Breite auf die zwischen den 1,20 m über die Bordsteinkanten hinausragenden Versteifungsträgern eingesattelte Fahrstrasse und je 3,0 m lichter Breite auf die beiden seitlich auskragenden Fusswege entfallen. Die Schrammbordbreite der Fahrstrasse beträgt jeseitig 0,64 m – Abb. 18 –.

Die Oberkante-Auflagerquader der Flusspfeiler liegt auf + 84,20, der höchste Punkt der Pylonen auf + 123,035. Höhe der durch zwei wagrechte Riegel zu Rahmenportalen verbundenen Pylonen über den Flusspfeilern 38,835 m. Die unter Druckluft gegründeten Flusspfeiler sind 39,20 m – Seite Zemun – bzw. 32,06 m – Seite Beograd – hoch – Abb. 51 und 52 –. Die Uferpfeiler I, IV und V (Widerlager) ruhen auf Eisenbeton-Pfählen bis zu 14,5 m Länge. Die wichtigsten Höhenkoten sind den Abb. 7, 17, 51 und 52 zu entnehmen.

Am rechten Saveufer – Seite Beograd – gelangt man zur Hängebrücke über einen einfachen Vollwandbalken – Öffnung IV–V – von 47,0 m Stützweite. Am linken Saveufer – Seite Zemun – schliesst sich ein Eisenbeton-Viadukt von 195,71 m Länge

mit 16 Öffnungen von je 10 m und einer Mittelöffnung für den Durchgang der zukünftigen Strasse von 17 m an – Abb. 70 bis 72 –, welchem eine ~ 120 m lange, zwischen parallel angeordneten Eisenbeton-Winkel-Mauern eingebrachte Schüttung folgt – Abb. 73 und 74 –, die schliesslich in einen 3 km langen Erddamm vor dem Bahnhof Zemun auf Kote + 76,0 endet – Abb. 7 –.

Das Längsgefälle der Fahrbahn wurde zu 0,7‰ auf der Hängebrücke und zu 4‰ auf dem linksufrigen Eisenbeton-Viadukt und dem Damm gewählt – Abb. 7 –.

Das Quergefälle der Fahrstrasse ist zu 2,5‰, dasjenige der Fusswege zu 2‰ festgesetzt worden – Abb. 18 –.

Die Höhenkoten der Fahrbahn sind in Brückenmitte + 91,41, über den Flusspfeilern + 90,50, über den Uferpfeilern (Widerlagern) + 89,97 und auf dem Dammende am Bahnhof Zemun + 76,0, somit rund 0,60 m über dem HHW auf + 75,40 – Abb. 7 –.

Der *Fahrbahnrost* aus in Abständen von 6,525 m bzw. 6,25 m eingebundenen vollwandigen Querträgern und 9 zwischen den Hauptträgern, in einem gegenseitigen Abstand von 1,45 m angeordneten Längsträgern gebildet, trägt die Fahrbahn, bestehend aus Belageisen Nr. 11 mit einem 16 cm starken Überbeton, einer darüberliegenden Isolation aus zwei Schichten Jutengewebe mit drei Dursitüberzügen von 1 cm Dicke sowie einem 6 cm starken Schutzbeton, auf welchem ein 10 cm starkes, imprägniertes Holzpfaster in schwarzem Kiefer von der Mokra Gora ruht – Abb. 18 –.

In 1,5 m Entfernung von den Schrammkanten sind zwei auf 2 cm dicke Asphaltplatten verlegte, mit zwei seitlichen Reihen von Kleinpflaster von 12 cm Höhe aus Granit vom Rudnik gesäumte Strassenbahngleise mit Spurweiten von 1,0 m eingebaut – Abb. 18 –. Die Fahrstrasse des 195,71 m langen Eisenbeton-Viaduktes besteht aus in Bitumen vergossenem Kleinsteinpfaster, während die 122,72 m lange Fahrstrasse zwischen den seitlichen bewehrten Betonmauern Grossteinpfaster aufweist.

Die Fahrstrasse des Erddammes besteht aus Topkabelag auf eingewalztem Schotter, welcher auf einem Steinbett ruht.

Der 2 cm starke Gussasphalt der beiden seitlichen Fusswege wird von auf I- und E-Eisen aufgelagerten, 10 cm starken bewehrten Betonplatten getragen. In den Zwischenräumen unter den Fussgängerwegen sind in Kasten die Kabel der Telefon-, Telegraph- und elektrischen Leitungen untergebracht. In den Stehblechen der Querträger sind in der Nähe der Anschlüsse an die Versteifungsträger zwei mit Winkeleisen gesäumte, kreisrunde Ausschnitte von je 1,0 m Durchmesser für die Auflagerung von Rohrleitungen angeordnet – Abb. 18 –.

Die Querschnittausbildung der die Fahrstrasse von den Fusswegen trennenden doppelwandigen genieteten *Versteifungsträger* von auf die ganze Brückenlänge gleichbleibender Höhe geht aus der Abb. 19 hervor. Die Stegblechhöhe beträgt 4300 mm, der gegenseitige Abstand der Wände 730 mm und die Stegblechdicke 20 mm. Über den beiden Flusspfeiler-Auflagern durchdringt der Versteifungsträger die Pylonen; an seinen Enden ist dessen Querschnitt von 730 mm auf 1520 mm lichter Weite auseinandergezogen, um die Tragkabel zur Verankerung durchführen zu können – Abb. 19 –. Der Grösstquerschnitt hat eine Fläche von 4100 cm². Die normale Nietklemmlänge für den Untergurt ergibt sich zu 140 mm, bei den Stosslaschen und Bindeblechen beträgt sie 200 mm. Für die erstere wurden Vollkopfnieten von 26 mm Durchmesser ($l = 5,5 d$), für die letzteren Linsenkopfnieten von 29 mm Durchmesser ($l = 8 d$) verwendet.

Der geschlossene, quadratische Querschnitt der *Pylonen-Portale* weist maximal 3200 cm² auf – Abb. 20 –.

Jedes *Tragkabel*, aus 37 Einzelseilen verschlossener Bauart von 66 mm Durchmesser bestehend –

Abb. 21 –, ist vermittelt aus je zwei Schalen und zwei Keilplatten gebildeten Kabelschellen zur Sechseckform gebündelt. Die Ubergang-Abmessung des Kabels beträgt 462 mm – Abb. 22 –. Die Form der Seilverankerungsköpfe mit Unterlagsplatten ist aus der Abb. 23 ersichtlich.

Die *Verankerung der Tragkabel* in den Enden der Versteifungsträger bildet den konstruktiv schwierigsten Punkt – Abb. 25 –. Die 37 verschlossenen, zur Sechseckform gebündelten Einzelseile von je 66 mm Durchmesser – Abb. 22 – wurden unmittelbar nach Durchführung des Tragkabels durch den Versteifungsträger, deren lichter Stegblechabstand von 730 mm auf 1520 mm Lichtweite verbreitert werden musste, in die Einzelseile aufgelöst, vermittelt eines Stahlgussformstückes umgelenkt, strahlenförmig auseinandergezogen und in den von 4,30 m auf 8,75 m in seiner Höhe vergrösserten Versteifungsträger einzeln durch aufgesetzte Seilköpfe verankert – Abb. 25 –. Die schematische Auseinanderziehung der Seile geht aus der Abb. 24 hervor.

Die an den beiden Enden über den Endpfeilern I und IV – Abb. 17 – wirkenden grossen negativen Auflagerkräfte von $A_{\max} = -1765$ t pro Hauptträger werden zum geringeren Teil durch einen unter der Fahrbahn angeordneten Betonballast von 395 t sowie die schwere Seilverankerungskonstruktion von 175 t und überwiegend durch eine kräftige lotrechte Verankerung für 1195 t im Endpfeiler aufgenommen – Abb. 25 –.

Die Abb. 26 und 27 zeigen in Seitenansicht, Querschnitt und Bild die Verbindung von Tragkabel und Versteifungsträger vermittelt der *Hängestangen* von 140 mm Durchmesser, deren die grosse Mittelöffnung 18 Stück besitzt. Die in Mitte der Mittelöffnung angeordnete Doppelaufhängung der Versteifungsträger ist zur Aufnahme des auf die Tragkabel wirkenden Winddruckes quersteif ausgebildet – Abb. 28 –.

* * *

II. STATISCHE GLIEDERUNG UND BERECHNUNG

Das *Hauptträgersystem* der in sich verankerten, durch einen Vollwandbalken versteiften Hängebrücke ist durch die Anordnung von zwei in den Seitenöffnungen, in einem Abstände von 6,25 m von den Pylonen sich befindlichen Gelenken, einfach statisch unbestimmt und wirkt als solches für die Verkehrslast, die Wärmeschwankungen und den Winddruck.

Der vollwandige *Versteifungsträger* ist somit als Gelenkträger mit an den Enden eingehängten Teilen ausgebildet; ihm fällt die Aufgabe zu, Einzellasten ungefähr gleichmässig zu verteilen und vermittelt der Hängestangen auf die Tragkabel zu übertragen. Die Höhe der Versteifungsträger von 4,30 m beträgt $\sim \frac{1}{60}$ der 261 m betragenden Stützweite der grossen Mittelöffnung. Für die Eigenlast der Stahlkonstruktion und das Gewicht der Fahrbahndecke wirkte das Tragsystem, durch die Einschaltung eines dritten in Brückenmitte liegenden Bolzgelenkes, welches nach erfolgter Fertigstellung des Stahlbaues und der Fahrbahndecke durch Abnieten geschlossen wurde, in statisch bestimmter Weise – Abb. 17 –. Rechnerisch nicht fassbare Zwängspannungen während der Aufstellung waren dadurch, der Hauptsache nach, ausgeschaltet. Die Gelenkstellen sowie die Schnittpunkte der Rückhaltkabel mit den Auflager-Lotrechten an den Brückenenden liegen 0,75 m unterhalb der Mittellinie (\sim Schweraxe) der Versteifungsträger – Abb. 25 –, um einen Ausgleich der grössten Biegemomente im Versteifungsträger durch den Horizontalzug der Tragkabel, welcher hier als Druck wirkt, zu erreichen.

Die *Pylonen* sind vermittelt Kugelkalotten-Auflager fest auf die Flusspfeiler abgestützt. Die durch die unteren Enden der Pylonen durchgesteckten Versteifungsträger – Abb. 19 und 52 – besitzen über dem Flusspfeiler Seite Beograd das feste Lager; alle übrigen Auflagerungen sind längsbeweglich ausgebildet.

Das gewählte *Tragsystem* der in sich verankerten, versteiften Hängebrücke mit gesprengter Mittellinie des Versteifungsträgers – Abb. 17 – hat den

Vorteil der Unempfindlichkeit der Momente und Kräfte gegen elastische Durchbiegungen, ein rechnerisch nicht zu unterschätzender Vorteil, da sich die umständliche schärfere Nachrechnung unter Berücksichtigung der Verformungen – Deformationsmethode – erübrigt, denn bei jeder lotrechten Durchbiegung δ , des Kabels vergrössert bzw. verkleinert sich der Hebelwert f_k des Kabels um das gleiche Mass, als sich der entsprechende Hebelwert für den Versteifungsträger f_v verkleinert bzw. vergrössert, so dass der für H massgebende Wert $f_k + f_v$ unveränderlich verbleibt. Die Übertragung des auf die Tragkabel der grossen Mittelöffnung wirkenden Winddruckes erfolgt ausser durch die beiden Pylonen, auf deren oberen Enden die Tragkabel lagern, auch noch durch zwei in der Mitte der Mittelöffnung in einem gegenseitigen Abstand von 1,00 m angeordnete, genietete quersteife Aufhängungen, welche die Kabel umfassen – Abb. 28 –.

Die beiden 38,835 m hohen, kräftig ausgebildeten *Pylonen* sind durch zwei kastenförmig vollwandige, in einem gegenseitigen Höhenabstände von 10,00 m angeordnete waagrechte Riegel, wovon der obere 1,9 m, der untere 2,4 m hoch ist, zu einem innerlich dreifach statisch unbestimmten Portalrahmen verbunden. Zufolge der an den unteren Enden der Pylonen vorhandenen festen Fussgelenke wird der Pylonenrahmen noch dazu äusserlich einfach statisch unbestimmt.

Der Untergurtebene der Querträger folgt ein waagrecht, K-förmig drucksteif ausgebildeter *Windverband*, welcher als durchlaufender Träger auf vier Stützen von 411 m Gesamtlänge und 14,5 m Höhe, somit als zweifach statisch unbestimmt wirkt. Diesem Windverbände sind, mit geringer Ausnahme (Kabel – Hängestangen – Pylonen), der ganze waagrecht wirkende Winddruck sowie die waagrecht, von den Verkehrslasten herrührenden Massenkkräfte zugewiesen.

Die sehr eingehende *statische Berechnung* erfolgte ausschliesslich auf analytischem Wege. Für die Verkehrsbelastung waren die Vorschriften nach DIN 1072 Klasse I, zuzüglich zweier Strassenbahn-

züge von je 1,75 t/m, bindend. Vergleichsweise stellen sich die für die Hauptträger massgebenden, gleichmässig verteilten Lasten wie folgt:

Ständige Last per 1 m Hauptträger:

	Seitenöffnung	Mittelöffnung
Fahrbahn	6,25 t/m	6,25 t/m
Stahlkonstruktion	4,91 t/m	6,39 t/m
Insgesamt	11,16 t/m (1020 kg/m ²)	12,64 t/m (1165 kg/m ²)

Verkehrslast, inbegriffen Stosszuschlag von 10% für die Fahrbahnlasten und die Strassenbahn ($\psi = 1,10$)

Fusswege	1,20 t/m
Strassenbahn	1,94 t/m
Fahrbahn	1,43 t/m
Insgesamt	4,57 t/m (420 kg/m ²)

Das Verhältnis der Verkehrslast zur ständigen Last stellt sich auf $\sim 1 : 2,6$.

Einige der interessantesten Ergebnisse der Festigkeitsausweise, die unter Beachtung aller Einflüsse, wie ständige Last, Verkehrslast, Stosszuschlag, Temperaturunterschiede zwischen Kabel und Versteifungsträger, sowie bei einseitiger Sonnenbestrahlung der bestrahlten Hauptträgerseite gegenüber der nicht bestrahlten von $\pm 15^{\circ} \text{C}$, Winddruck bei unbelasteter Brücke 250 kg/m² und bei belasteter Brücke 150 kg/m² sehr eingehend durchgeführt wurden, sind in den Abb. 29 bis 40 zur Darstellung gebracht.

Die Abb. 29 bis 32 betreffen die Einflusslinien des Horizontalzuges im Kabel, des Ankerzuges und der Kernmomente des Versteifungsträgers im Viertel Zemun (Stelle 22'). Den Abb. 33 bis 35 sind die Einflusslinien der lotrechten Durchbiegungen in Mitte (Stelle 32) und Viertel Zemun (Stelle 22') der grossen Mittelöffnung sowie in Mitte der

Seitenöffnung Zemun (Stelle 6') zu entnehmen, und die Abb. 36 bis 39 beziehen sich auf die Einflusslinien der Drehungen in Mitte Mittelöffnung (Stelle 32), Gelenk Seitenöffnung Zemun (Stelle 11') und der Pylonen Seite Beograd (Stelle 12) und Seite Zemun (Stelle 12').

Der Verlauf der Grenzwerte der ungünstigsten rechnerischen Spannungen für drei grundlegende Belastungsfälle

- einseitige Belastung, positive Einflussfläche belastet,
- einseitige Belastung, negative Einflussfläche belastet, und
- Vollbelastung

ist in der Abb. 40 zeichnerisch dargestellt. Der aus Gründen gleicher Festigkeit und Wirtschaftlichkeit angestrebte Ausgleich der grössten Randfaserspannungen ist durch die günstig gewählte, 0,75 m unter der Mittellinie der Versteifungsträger sich befindliche Lage der Gelenke sowie des Schnittpunktes der Rückhaltkabel mit der Auflager-Lotrechten an den Brückenden für die Mittelöffnung praktisch gut erreicht worden.

Der knicksicheren Aussteifung der als Druckgurt und als biegungsfester Lastverteilungsbalken wirkenden Versteifungsträger wurde grösste Sorgfalt zuteil, sowohl was die Knickstabilität der 20 mm starken, 4,30 m hohen Stegbleche als Platten, als auch die Knicksicherheit des zwischen den Hängestangen (im lotrechten Sinne) und zwischen den Querträgern (im waagrechten Sinne) als einheitlicher Druckstab wirkenden Versteifungsträgers betrifft.

Die Anordnung und Bemessung von drei Längsaussteifungen und einer in der Mitte vorhandenen Queraussteifung in jedem Regelfeld – Abb. 25 – erfolgten nach dem Verfahren von Krohn-Stoltenburg⁴⁾.

* * *

III. WAHL DER BAUSTÄHLE UND DEREN MATERIALTECHNISCHEN EIGENSCHAFTEN. ZULÄSSIGE SPANNUNGEN — SICHERHEIT

Für die *Baustähle* und deren *zulässige Beanspruchungen* gelten die Vorschriften DIN 1073 und DIN-Werkstoffnormen.

1. Baustähle.

Als Baustähle wurden gewählt für die Versteifungsträger, die Pylonen, die Quer- und Längsträger der Fahrbahn

«St 52 – Gutehoffnungshütte»,
hochwertiger Baustahl

– Abb. 41 –

die Windverbände, Fusswegteile und Belageisen

«St 37»
normaler Baustahl

– Abb. 41 –

die Hängestangen – Augenstäbe, Bolzen, Spannschlösser –, die Seilköpfe, die Gelenke und die Rollen der beweglichen Lager

«StC 35.61»
geschmiedeter Stahl ausgeglüht

$C \approx 0,35\%$ – $Mn_{\max} = 0,80\%$ – Si_{\max}
= $0,35\%$

$\beta_z = 50 - 60 \text{ kg/mm}^2$ – $\sigma_{s_{\min}} = 28 \text{ kg/mm}^2$
– $\lambda_{10_{\min}} = 19\%$

die Kabelschellen und Lagerkörper

«Stg 52.81 S»
Stahlguss Sondergüte

$\beta_{z_{\min}} = 52 \text{ kg/mm}^2$ – $\sigma_{s_{\min}} = 25 \text{ kg/mm}^2$
– $\lambda_{10_{\min}} = 16\%$

die Nieten in «St 44» für «St 52»
in «St 34» für «St 37»

2. Zulässige Spannungen.

Die *zulässigen Zug- und Biegespannungen* σ_{zul} in kg/cm^2 sind wie folgt festgesetzt worden

Baustoff	Hauptkräfte: Ständige Last Verkehrslast + Stoss- zuschlag Wärmeschwankungen	Haupt- und Zusatzkräfte: Zusatzkräfte: Winddruck, Reibungskräfte der Lager, Ausweichen und Setzen der Pfeiler und Widerlager
----------	---	--

Normaler Baustahl

«St 37»	1400	1600
	Windverbände	1200

Hochwertiger Baustahl

«St 52»	2100	2400
	Windverbände	1800

Geschmiedeter Stahl

«StC 35.61»	2000	2200
-------------	------	------

Lager-Berührungs-
flächen nach Hertz

	9500	12000
--	------	-------

Stahlguss

«Stg 52.81 S»	1800	2000
---------------	------	------

Lager-Berührungs-
flächen nach Hertz

	8500	10000
--	------	-------

Zulässige Schubspannungen:

$$\tau_{zul} = 0,8 \sigma_{zul}$$

Lochleibungsdruck σ_D zulässig für Nieten und eingepasste Schrauben:

$$\sigma_{D_{zul}} = 2,5 \sigma_{zul} \text{ bei St 37}$$

$$\sigma_{D_{zul}} = 2,0 \sigma_{zul} \text{ bei St 52}$$

Gelenkbolzen: $\sigma_{D_{zul}} = 1,3 \sigma_{zul}$

Rechnerisch zulässige Spannungen für vorübergehende Spannungszustände – Aufstellung, freier Vorbau, Anheben –, wenn eingehend begründet σ_{zul} höchstens gleich der Hälfte der vorgeschriebenen geringsten Bruchfestigkeit $\beta_{z_{\min}}$ des jeweiligen Baustahles, somit

$$\sigma_{zul} = 0,5 \beta_{z_{\min}}$$

\approx der Proportionalitätsgrenze.

Als Mittelwerte der Elastizitätsmoduli⁵⁾ wurden angenommen:

Flusstahl St 37 und St 52	$E \approx 21\,000 \text{ kg/mm}^2$
---------------------------	-------------------------------------

Einzelseile, Durchhang aus Eigengewicht	$E \approx 10\,000 \text{ kg/mm}^2$
---	-------------------------------------

Kabel für Eigengewicht Stahlteile	$E \cong 12\,000 \text{ kg/mm}^2$
Kabel für ständige Last für Verkehrslast	$E \cong 14\,000 \text{ kg/mm}^2$ $E \cong 16\,000 \text{ kg/mm}^2$

Von besonderem Interesse sind der hochwertige Baustahl St 52 GHH und die Kabelstähle.

3. Der hochwertige GHH-Baustahl St 52.

Der hochwertige St 52-GHH-Stahl ist ein mit Molybdän und Kupfer schwach legierter Baustahl⁶⁾ mit verhältnismässig hohem Silizium- und Mangan-Gehalt von nachfolgender chemischer Zusammensetzung:

C = 0,15 – 0,25 ‰	Cu = 0,3 – 0,5 ‰
Mn = 0,8 – 1,4 ‰	Mo < 0,3 ‰
Si = 0,4 – 0,9 ‰	P + S ≤ 0,06 ‰

Die Ergebnisse der vollständigen chemischen Analysen von 39 Gusnummern (Chargen) sind in der Abb. 42 zeichnerisch dargestellt. Die chemische Zusammensetzung zeichnet sich durch geringen Gehalt an P und S aus; es liegt S. M.-Güte vor.

Das *Makrogefüge* ist praktisch seigerungsfrei. Das *Mikrogefüge* zeigt Ferrit-Perlit von normaler Kornbeschaffenheit, teils schwach von nichtmetallischen Einschlüssen durchsetzt mit ganz vereinzelt kleinen Inseln von Widmannstätten'scher Ausbildung – Abb. 43 –.

Die Gesamt-Mittelwerte der statischen Festigkeits- und Verformungseigenschaften in Walzrichtung – Blech- bzw. Stabdicken $\cong 20 \text{ mm}$ – sind folgende:

Brinellhärte	$H_B \cong 165 \text{ kg/mm}^2$
Zugfestigkeit	$\beta_z \cong 59 \text{ kg/mm}^2$
Fließgrenze	$\sigma_f \cong 38,5 \text{ kg/mm}^2$
Fließgrenzenverhältnis	$\frac{\sigma_f}{\beta_z} \cong 0,66$
Proportionalitätsgrenze	$\sigma_p \cong 35 \text{ kg/mm}^2$
Proportionalitätsgrenzenverhältnis	$\frac{\sigma_p}{\sigma_f} \cong 0,91$
Elastizitätsmodul	$E \cong 20,500 \text{ kg/mm}^2$
Bruchdehnung	$\lambda_{10} \cong 26 \text{ ‰}$

Einschnürung	$\varphi \cong 53 \text{ ‰}$
Faltbiegezahl	$K = 50 \frac{S}{r} = 100$
Arbeitswert	$c = \beta_z \cdot \lambda_{10} \cong 15 \text{ kgmm/mm}^2$
Kerbzähigkeit:	
Anlieferung	+ 18° C $\alpha \cong 15,4 \text{ mkg/cm}^2$ – 16° C $\alpha \cong 12,2 \text{ mkg/cm}^2$
Gealtert, 24 Stunden bei	
+ 250° C, Reckmass 2 ‰	
	+ 18° C $\alpha \cong 14 \text{ mkg/cm}^2$ – 16° C $\alpha \cong 10 \text{ mkg/cm}^2$

Beachtenswert ist das hohe Proportionalitätsgrenzenverhältnis von 0,91 und die hohe Kerbzähigkeit bei normaler Temperatur von + 18° C ($\alpha \cong 15 \text{ mkg/cm}^2$) als auch insbesondere bei niedriger – 16° C betragender Temperatur ($\alpha \cong 12 \text{ mkg/cm}^2$). Der untersuchte St 52-GHH-Stahl darf als praktisch *alterungsunempfindlich* bewertet werden.

Die Einzelwerte von 109 statischen Zerreissversuchen, Bleche und Winkeleisen von 20 mm Dicke betreffend, gehen aus den Abb. 44 und 45 hervor, wo auch die zugeordneten Mittelwerte eingetragen sind. Bei den Blechen stimmen Zugfestigkeit und Streckgrenze in Längs- und Querrichtung praktisch genau überein; Bruchdehnung und Einschnürung sind quer etwas geringer.

Die Ermüdungsfestigkeit zwischen einer unteren Grenze $\sigma \cong 0$ und einer oberen Grenze + $\sigma \cong \sigma_u$ = Ursprungsfestigkeit wurde ermittelt zu

Stäbe voll	$\sigma_u \cong 31 \text{ kg/mm}^2$
Stäbe genietet	$\sigma_u \cong 21 \text{ kg/mm}^2$

und für die Wechselfestigkeit $\sigma_{w,1}$ mit halber Vorspannung, $1/2 \sigma_{w,1}$ als unterer Grenze, zu

Stab voll	$\sigma_{w,1} \cong 36 \text{ kg/mm}^2$
Stab genietet	$\sigma_{w,1} \cong 30 \text{ kg/mm}^2$

– Abb. 49 –

In beiden Fällen – σ_u und $\sigma_{w,1}$ –: Ermüdung im Amsler'schen Pulsator, 350 Wechsel pro Minute, Anzahl der Spannungswechsel 10^6 .

Der verwendete St 52-GHH-Baustahl ist als ein in metallurgischer Hinsicht einwandfreier, hoch-

wertiger Stahl von sehr guten, zweckdienlichen statischen und dynamischen Festigkeits- und Verformungseigenschaften zu werten. Er darf als praktisch temperatur- und alterungsunempfindlich bezeichnet werden. Der Kupfergehalt von 0,3–0,4 ‰ erhöht den Korrosionswiderstand.

In den Abb. 46, 47 und 48 sind die Werte der Ermüdungsfestigkeiten voller und genietet Stäbe, die zulässigen Spannungen sowie die Werte der Knickstabilität und zulässigen Schwerpunkt-Knickspannungen für die Baustähle St 52, St 44 und St 37 dargestellt. Die Graphikons der Abb. 49 zeigen die Ermüdungsfestigkeiten sowie zulässigen Spannungen für genietete, vollwandige Tragwerke in St 52-GHH-Baustahl. Beachtet man, dass die Grenzfälle gemäss den Belastungsfällen a) und b) – siehe Abschnitt II, Seite 9 – praktisch gar nicht oder nur vereinzelt und ganz ausnahmsweise auftreten werden, somit sie nicht im Sinne einer Ermüdungsbeanspruchung zu bewerten sind, ist es gerechtfertigt, die Grenzbeanspruchung von $\sigma_{zu} = 2100 \text{ kg/cm}^2$ – gemäss deutschen Vorschriften – bzw. $\sigma_{zul} = 2160 \text{ kg/cm}^2$ – gemäss der schweizerischen Verordnung – als für die denkbar ungünstigsten Belastungsfälle zulässig anzunehmen. Der Sicherheitsgrad gegen Ermüdung beträgt $\sim 1,7$. Die Sicherheit gegen statischen Bruch ergibt sich zu $\frac{5900}{2100} \cong 2,8$.

4. Die Kabelstäbe.

Die grösste Zugkraft des Hängegurtes tritt in den Rückschaltkabeln über den Seitenöffnungen auf. Sie beträgt

$$S_{\max} = 1,1024 H_{\max}$$

Der Grösstwert des Horizontalzuges H_{\max} von + 4789 t setzt sich zusammen aus

Ständige Last	H_{st}	+	3547 t
Verkehrslast	H_{vl}	+	1229 t
Temperatur			
Unterschied zwischen Kabel und Versteifungsträger			
+ 15° C	H_T	±	13 t
			$H_{\max} = + 4789 \text{ t}$

Somit ist die für die Bemessung der Tragkabel massgebende Grösstkraft $S_{\max} = 1,1024 \cdot 4789 = + 5279 \text{ t}$.

Die Tragkabel bestehen je aus einem sechseckförmigen Bündel – Abb. 22, 26, 27 und 28 – von 37 Einzelseilen ganz verschlossener Bauart, von 66 mm Durchmesser – Abb. 21 –. Die Einzelheiten des Seilaufbaues gehen aus der Abb. 21 hervor. Um 37 in drei Lagen um einen Kerndraht – Durchmesser 3,8 mm – angeordnete Runddrähte – Durchmesser 3,4 mm – sind 55 Keildrähte in zwei und 93 Profildrähte in drei Lagen dicht gefügt. Ein Einzelseil besteht somit aus 185 Drähten. Die Höhe der Keil- und Profildrähte beträgt durchwegs 4,2 mm – Abb. 21 –.

a) Einzeldrähte.⁷⁾

Die Einzeldrähte erfüllen nachfolgende Bedingungen:

α. Chemische Zusammensetzung – Werte aus 17 Gussnummern –

Chemische Elemente in ‰	Runddrähte	Keildrähte	Profildrähte
C	0,73 – 0,77	0,69 – 0,73	0,62 – 0,64
Mn	0,50 – 0,60	0,55 – 0,63	0,65
P	0,026 – 0,030	0,022 – 0,033	0,029 – 0,033
S	0,029 – 0,033	0,027 – 0,035	0,026 – 0,035

Die vorgeschriebenen Maxima von $P_{\max} = 0,05 \text{ ‰}$ und $S_{\max} = 0,07 \text{ ‰}$ wurden durchwegs unterschritten und damit die Vorschrift eingehalten.

β. Zugfestigkeit.

Die Mittelwerte der Zugfestigkeiten β_z der patentiert gezogenen S. M. - Drähte bester Beschaffenheit wurden wie folgt gewählt und vorgeschrieben:

Runddrähte	$\beta_z \cong 145 \text{ kg/mm}^2$
Keil- und Profildrähte	$\beta_z \cong 135 \text{ kg/mm}^2$
Zulässige Unterschreitung	– 10 ‰

Als Gesamtmittelwerte der Zugfestigkeiten ergaben sich

	$\beta_z \text{ kg/mm}^2$
Kerndraht	150
Runddrähte der Lagen 8, 7 und 6	152,5
Keildrähte der Lagen 5 und 4	143,8
Profildrähte der Lagen 3, 2 und 1	141

Alle geprüften Drähte – Anzahl: Runddrähte 430, Keildrähte 700, Profildrähte 700 – erfüllten restlos die gestellten Bedingungen.

γ. *Hin- und Herbiege-Versuch.*

Backen abgerundet nach 10 mm Radius.

Vorgeschriebene Mindestzahlen der Biegungen um 180°	Runddrähte	Profildrähte
	5	3

Profildrähte sind über die kleinste Abmessung zu biegen.

Sämtliche Faltbiegezahlen entsprechen den Vorschriften.

Sie betragen: für die Runddrähte 12–16, für die Keildrähte 7–12, für die Profildrähte 7–14.

b) *Einzelseile.*

Die *Einzelseile* genügten nachfolgenden Festigkeitsverhältnissen. Die rechnerische Bruchfestigkeit eines Seiles mit 30,2 cm² Gesamtquerschnitt ergibt sich zu 410,802 t – Abb. 21 –. Die Summe der Bruchlasten der einzelnen Drähte eines Seiles muss mindestens die rechnerische Bruchfestigkeit erreichen. Als wirklicher durch Versuche auszuweisender Bruchmindestwert waren 357 t vorgeschrieben.

Gegenüber einem kreisrunden Vollquerschnitt von 66 mm Durchmesser von $6,6^2 \frac{\pi}{4} = 34,2 \text{ cm}^2$

ergibt sich der sehr gute Nutzungsgrad von $\frac{30,2}{34,2} \approx 88 \%$.

Der Seilschlagwinkel beträgt entsprechend einem Schlagverhältnis – Schlaglänge : Durchmesser – von $\nu \approx 11 \sim 16^0$.

Die an 7 Seilstücken von ~ 4 m Länge durch Zerreißen in der *Prüfungsanstalt der Bergschule in Bochum* festgestellte Bruchkraft betrug im Mittel 385 t bei einem Minimum von 365 t ($\Delta = - 5 \%$). Somit ergibt sich als Festigkeits-Wirkungsgrad im

Mittel $\frac{385}{410,8} = 93,6 \%$, was als sehr gut zu bewerten ist. Der wirkliche statische Sicherheitsgrad der Einzelseile bzw. des Tragkabels ergibt sich im

Mittel zu $\frac{37 \cdot 385}{5279} \approx 2,7$

Bei der Herstellung wurden die Einzelseile in allen Lagen mit einer gut deckenden Schicht aus Leinöl-Mennige überzogen – Abb. 133 –.

c) *Tragkabel.*

Da sich für die Tragkabel das Verhältnis der Verkehrslast zur ständigen Last wie 1 : 2,6 stellt und der Quotient $\frac{A}{B} = \frac{2,6}{3,6} = 0,725$ beträgt, wird die Ermüdungsfestigkeit $\sim 0,65$ der Zugfestigkeit der Kabel betragen. Der Sicherheitsgrad der Tragkabel gegen Ermüdung ist daher $\approx 0,65 \cdot 2,7 \approx 1,75$.

Die Bestimmung des E-Moduls des Seiles an 4000 mm langen Seilstücken bei einer Messlänge von 2070 mm ergab innerhalb des Spannungsbereiches entsprechend

dem Eigengewicht der Stahlteile	$E \approx 12\,000 \text{ kg/mm}^2$
der ständigen Last	$E \approx 14\,000 \text{ kg/mm}^2$
der Verkehrslast	$E \approx 16\,000 \text{ kg/mm}^2$

– Abb. 50 –.

Die gleichen E-Moduli wurden auch für die elastischen Verformungen der Tragkabel angenommen.

Der rechnerischen Ermittlung des Durchhanges der Einzelseile aus Eigenlast – Einlegen der Seile in die Pylonenlagerungen – wurde $E = 10\,000 \text{ kg/mm}^2$ zugrunde gelegt⁵⁾ – siehe auch Abschnitt III. 2. S. 10 und Abschnitt VI. S. 17 –.

5. *Sicherheit.*

Die Sicherheitsgrade, bezogen auf die statische Bruchfestigkeit als auch auf die Ermüdungsfestigkeit der Tragkabel und Versteifungsträger, sind einheitlich abgestimmt und ausreichend; dieselben betragen

a) auf Eigengewicht und Verkehrslast bezogen:

	Sicherheit gegen statischen Bruch	Sicherheit gegen Ermüdung
Tragkabel	$\sim 2,7$	$\sim 1,75$
Versteifungsträger	$\sim 2,8$	$\sim 1,7$

b) nur auf Verkehrslast bezogen:

Tragkabel und Versteifungsträger	~ 7	$\sim 3,5$
----------------------------------	----------	------------

Die *Tragkabel* und *Versteifungsträger* der Hängebrücke Alexander I. sind selbst Verkehrs- lasten von doppelter Grösse, somit von $\sim 840 \text{ kg/m}^2$,

gewachsen, bei Gewährleistung einer $\sim 3,7$ -fachen statischen und $\sim 1,8$ -fachen dynamischen Sicherheit.

* * *

IV. GRÜNDUNGSARBEITEN

Vorgängig der Inangriffnahme der Gründungs- arbeiten sind sorgfältige Bodenuntersuchungen durchgeführt worden. Die vorbereitenden Arbeiten wurden im April 1930 in Angriff genommen. Die genaue Absteckung der Pfeiler erfolgte mit Invar- draht.

Die beiden Flusspfeiler II und III – Abb. 17 – sind unter Druckluft gegründet – Abb. 51 bis 58 –. Alle übrigen Pfeiler bzw. Widerlager I, IV und V – Abb. 17 – sowie der linksufrige Eisenbetonviadukt – Abb. 70 –, aus Balken und Winkelstützmauern bestehend – Abb. 71 bis 74 –, wurden in offener Baugrube auf bis zu 14,5 m langen Eisenbeton- pfählen erbaut – Abb. 62 bis 69 –. Die Tragfähig- keit der geramnten Eisenbetonpfähle – Abb. 59 und 60 – wurde durch Belastungsversuche festgestellt⁸⁾ – Abb. 61 –.

Die je $\sim 393 \text{ t}$ schweren eisernen Senkkasten der Flusspfeiler II und III von $16 \times 40 \text{ m} = 640 \text{ m}^2$ Grundrissfläche – Gewicht 610 kg/m^2 – wurden auf zwischen Holzspundwänden aufgeschüttete Inseln – Abb. 53 – aufgesetzt – Abb. 54 und 55 – und beim linksufrigen Flusspfeiler II – Seite Zemun – bis auf die Kote $+ 45,00$, beim rechtsufrigen Fluss- Pfeiler III – Seite Beograd – bis auf Kote $+ 52,14$ – Abb. 17 – allmählich versenkt – Abb. 56 und 57 –. Der rechtsufrige Flusspfeiler ist auf Kalkstein von Taschmajdan abgesetzt, während der linksufrige

Flusspfeiler auf blauem Letten ruht⁸⁾ – Abb. 7 –. Mit der Aufstellung der Caissons wurde Anfang August 1930 begonnen. Die Höhen der Flusspfeiler betragen 39,2 m – Pfeiler II – bzw. 32,06 m – Pfeiler III – Abb. 51 und 52 –. Der in den tiefsten Lagen der Absenkung auf die Unterkanten der Senkkasten wirkende Wasserdruck schwankt somit im Mittel zwischen 18 m und 25 m, so dass die Druckluft in den Senkkasten auf $\sim 1,8$ bis $\sim 2,5$ atü verdichtet werden musste.

Die Betonmassen betragen: Pfeiler II $14\,580 \text{ m}^3$, Pfeiler III $11\,653 \text{ m}^3$. Die auf Kote $+ 70,50$ auf geramnten Eisenbetonpfählen ruhenden massiven Ankerkörper I und IV weisen einen Rauminhalt von insgesamt 4784 m^3 Beton auf.

Die Reihenfolge der Gründung der einzelnen Pfeiler war folgende: III, II, IV, V, I – Abb. 17 –.

Sämtliche Pfeiler erhielten Steinverkleidung aus harten Sandsteinen von *Babajić (Ljig)* und von *Bele Vode (Kruševaz)* – Abb. 58 und 65 bis 69 –. Dem Endpfeiler V auf Seite Beograd wurde, als Brücken- anschluss an die Stadt, besondere, in schlichten For- men gehaltene architektonische Behandlung zuteil – Abb. 69 –.

Auf der Stadtseite wurden zum Teil sehr be- achtenswerte Ingenieurbauten, wie hohe aufgelöste Stützmauern, erstellt – Abb. 75 –.

* * *

V. DIE AUFSTELLUNG DES EISERNEN ÜBERBAUES

Verhandlungen mit der Strombehörde, welche mit Rücksicht auf den regen Schiffsverkehr auf der Save, insbesondere längs des Beograder Ufers, zwei

Durchfahrtsöffnungen von je 60 m Weite und 12 m Höhe verlangte, führten schliesslich zur Anordnung einer einzigen mittleren grossen Durchfahrtsöffnung

von 93,40 m lichter Weite und 12 m lichter Höhe über dem höchsten Wasserspiegel HHW, welcher auf Kote + 75,40 liegt. Diese entgegenkommende

Ros^v M. ing

Die Strassenbrücke
König Alexander I über
die Tere zwischen Belgrad
und Temum

Zürich 1940
Gutehoffnungshütte Oberhausen
Aktiengesellschaft, Oberhausen/
Rheinland,

Prosimano
Strasse 102

Anbringen und Anpressen der an den Stellen der Hängepfosten sich befindlichen Kabelschellen aufgestellt - Abb. 76 -.

Der Aufbau der Pylonen, der Versteifungsträger, der Kabel und der Hängestangen erfolgte entsprechend einem derart verzerrten Trägernetz, dass nach Ausrüstung das der statischen Berechnung zugrunde gelegte Netz vorlag, wobei die Steigung der Fahrbahn so bemessen war, dass unter der Wirkung der ständigen Last und der halben Verkehrslast das Tragwerk die der Berechnung zugrunde gelegte Form aufweist. Diese Netzverzerrung ist auf der Abb. 77 dargestellt. Die Kabel sind ausgelegt, die Kabelschellen angebracht, die Hängestangen frei aufgehängt, die Versteifungsträger in Brückenmitte zusammengeschlossen. Die Pylonen sind so weit gegen die Brückenenden nach aussen geneigt, dass der Horizontalschub in den drei Öffnungen gleich ist. Die Pfeilhöhen in den Seitenöffnungen sind grösser, diejenige in der Mittelöffnung um ~ 3 m kleiner als im endgültigen Zustand. Damit die unteren Bolzenlöcher der Hängestangen mit denjenigen im Versteifungsträger zur Deckung gebracht werden können, müssen die Versteifungsträger in Mitte Brücke - Stelle 32 - $\sim 4,0$ m höher aufgestellt werden. Zuerst gelangen die Bolzenlöcher der an die Flusspfeiler angrenzenden Hängestangen zur Deckung. Entsprechend dem allmählichen Absenken der Versteifungsträger werden die Bolzen an den unteren Enden der gegen die Mitte hin sich befindlichen Hängestangen eingezogen. Das Absenken wird so lange fortgesetzt, bis die Brücke völlig und frei an den Tragkabeln hängt. Während des Absenkungsvorganges sind die Versteifungsträger in 6 bzw. 12 Lagerstellen gestützt, nämlich in den endgültigen Auflagern 0 - 12 - 12' - 0' und in den Stützpunkten der vorübergehenden Pendeljoche des freien Vorbaues 24 und 24' - Abb. 76 -. Die während des freien Vorbaues vorübergehend geschlossenen Gelenke in den Seitenöffnungen wurden gelöst.

Die gewählte Aufstellungsweise mit freiem Vorbau für das mittlere Drittel der grossen Mittelöffnung auf eine Länge von 87 m bedingte die genaue Nachrechnung und Beobachtung der den verschiedenen Stadien entsprechenden Biegelinien⁹⁾. An den Stellen der Abstützungen in 24 und 24'

von 93,40 m lichter Weite und 12 m lichter Höhe über dem höchsten Wasserspiegel HHW, welcher auf Kote + 75,40 liegt. Diese entgegenkommende Vereinbarung ermöglichte eine völlig symmetrische Anordnung des Gerüsts und des Aufstellungsvorganges gleichzeitig von beiden Flussufern aus.

Die Gerüstanordnung ist der Abb. 76 zu entnehmen. Die Aufstellung der Anschlussöffnung über der Karadjordje-Strasse am rechten Saveufer sowie der Versteifungsträger, inbegriffen Fahrbahn und Windverband, auf den Seiten Beograd und Zemun von den End-Querträgern 0 bzw. 0' bis zu den Querträgern 24 bzw. 24', erfolgte auf festen Rüstungen. Der Mittelteil zwischen 24 und 24' wurde durch beidseitig gleichzeitigen, freien Vorbau bis zum mittleren Doppelquerträger 32, wo das Montage-Mittelgelenk angeordnet ist, geschlossen. Als Stützungen an den Querträgerstellen 24 und 24' dienten zwei auf gerammte Holzpfähle vermittelte Eisenträger und Holzstapel abgestützte eiserne Pendelstützen, an deren unteren Enden 8 hydraulische Hebeböcke von je 250 t, somit von insgesamt 2000 t Hubkraft, zum Zwecke der Höheneinstellung der Versteifungsträger eingebaut waren. Da auf dem rechten Saveufer – Seite Beograd – die Lagerungsplätze sehr beschränkt waren und das linke Saveufer – Seite Zemun – nicht hochwasserfrei ist, musste das Gerüst derart gestaltet werden, dass das Hochziehen der per Schiff ankommenden Eisenteile und deren vorübergehende Lagerung möglich war. Die auf Schiffen von Regensburg gemäss vereinbartem Anlieferungsprogramm in Beograd eintreffenden Stahlteile wurden vermittelst Portalkranen von 25 t Hubkraft und 18,6 m Stützweite auf die Gerüstbühne gehoben. Der Zusammenbau des Stahlbaues erfolgte an Hand eines Vorbaukranes und eines Dericks von je 25 t Tragkraft. Für die Aufstellung der Pylonen dienten leichte Krangerüste mit Laufkatzen für 22 t Nutzlast. Ausserdem waren zwei leichte, fahrbare Eisengerüste mit den Käfigen zum Anbringen und Anpressen der an den Stellen der Hängepfosten sich befindlichen Kabelschellen aufgestellt – Abb. 76 –.

Der Aufbau der Pylonen, der Versteifungsträger, der Kabel und der Hängestangen erfolgte entsprechend einem derart verzerrten Trägernetz, dass nach Ausrüstung das der statischen Berechnung zugrunde gelegte Netz vorlag, wobei die Steigung der Fahrbahn so bemessen war, dass unter der Wirkung der ständigen Last und der halben Verkehrslast das Tragwerk die der Berechnung zugrunde gelegte Form aufweist. Diese Netzverzerrung ist auf der Abb. 77 dargestellt. Die Kabel sind ausgelegt, die Kabelschellen angebracht, die Hängestangen frei aufgehängt, die Versteifungsträger in Brückenmitte zusammengeschlossen. Die Pylonen sind so weit gegen die Brückenenden nach aussen geneigt, dass der Horizontalschub in den drei Öffnungen gleich ist. Die Pfeilhöhen in den Seitenöffnungen sind grösser, diejenige in der Mittelöffnung um ~ 3 m kleiner als im endgültigen Zustand. Damit die unteren Bolzenlöcher der Hängestangen mit denjenigen im Versteifungsträger zur Deckung gebracht werden können, müssen die Versteifungsträger in Mitte Brücke – Stelle 32 – $\sim 4,0$ m höher aufgestellt werden. Zuerst gelangen die Bolzenlöcher der an die Flusspfeiler angrenzenden Hängestangen zur Deckung. Entsprechend dem allmählichen Absenken der Versteifungsträger werden die Bolzen an den unteren Enden der gegen die Mitte hin sich befindlichen Hängestangen eingezogen. Das Absenken wird so lange fortgesetzt, bis die Brücke völlig und frei an den Tragkabeln hängt. Während des Absenkungsvorganges sind die Versteifungsträger in 6 bzw. 12 Lagerstellen gestützt, nämlich in den endgültigen Auflagern 0 – 12 – 12' – 0' und in den Stützpunkten der vorübergehenden Pendeljoche des freien Vorbaues 24 und 24' – Abb. 76 –. Die während des freien Vorbaues vorübergehend geschlossenen Gelenke in den Seitenöffnungen wurden gelöst.

Die gewählte Aufstellungsweise mit freiem Vorbau für das mittlere Drittel der grossen Mittelöffnung auf eine Länge von 87 m bedingte die genaue Nachrechnung und Beobachtung der den verschiedenen Stadien entsprechenden Biegelinien⁹⁾. An den Stellen der Abstützungen in 24 und 24'

mussten die Versteifungsträger vor den Freivorbau und bis zum Schluss des Mittelgelenkes in 32 um $\sim 2,25$ m gehoben, um nachher bis zum Freihängen der Versteifungsträger um $\sim 1,3$ m abgesenkt zu werden¹⁰⁾.

Die durch Messung festgestellten als auch rechnerischen Biegelinien der Versteifungsträger für die Zustände:

freier Vorbau beendet, vor Absenken in 24 und 24'

die Brücke hängt in den Kabeln, nach erfolgtem Absenken in 24 und 24' um $\sim 1,1$ m

Belastung der freihängenden Brücke mit 5,2 t/m Versteifungsträger

volle Eigenlast und halbe Verkehrslast

sind in der Abb. 78 zeichnerisch dargestellt. Die Übereinstimmung zwischen Messung und Rechnung sowie zwischen der wirklichen und voraus berechneten Lage des Tragsystems ist eine sehr gute¹⁰⁾.

Mit der Aufstellung des eisernen Überbaues wurde auf der Beograder Seite Mitte 1931 begonnen. Die Aufstellung erfolgte auf festen Gerüsten bis zum Querträger 18; Versteifungsträger mit Fahrbahn und Windverband sowie der Pylon Seite Beograd waren aufgestellt und abgenietet – Abb. 76 –. Die verschiedenen Stadien der Aufstellung dieser *ersten Zeitspanne* von Juni 1931 bis Juni 1932 gehen aus den Abb. 79 und 83 hervor. Am linken Saveufer – Seite Zemun – war in dieser Zeit mit dem Bau des Gerüstes noch nicht begonnen.

Durch die Verkündigung des Hoover-Moratoriums und die Einstellung der Reparationszahlungen im Juli 1932 erfuhr auch die begonnene Aufstellung der Brücke eine unvorhergesehene Unterbrechung, welcher im April 1933 die Wiederaufnahme der Aufstellungsarbeiten folgte. Wegen der bekannten starken Eisgänge der Save und Donau – Abb. 84 und 85 – entschloss man sich, vor Eintritt des Winters 1932/33 das Holzgerüst zu entfernen,

wodurch, aus Gründen der Festigkeit, die Rückverankerung der ~ 40 m über den Flusspfeiler III hinausragenden Versteifungsträger über die Pylonen in die Versteifungsträger der 75 m weit gestützten Seitenöffnung notwendig wurde – Abb. 107 –.

Diesem ~ 8 -monatigen Unterbruch der Aufstellungsarbeiten folgte, nach schwierigen, aber erfolgreichen Verhandlungen, die Wiederaufnahme der Arbeit im Monat April 1933. Die Aufstellungsarbeiten wurden nun mit grösster Energie von beiden Ufern aus wieder aufgenommen und mit solchem Erfolg gefördert, dass Mitte November 1933 der Zusammenbau in Brückenmitte bewirkt werden konnte und noch kurz vor Eintritt der Eisgefahr die Versteifungsträger, Fahrbahnkonstruktion und Windverbände inbegriffen, am 9. Januar 1934 frei in den Tragkabeln hingen. Die einzelnen Baustadien dieser *zweiten Zeitspanne* von April 1933 bis Januar 1934 sind den Abb. 86 bis 128 zu entnehmen.

Anlässlich der Wiederherstellung der festen Gerüste, insbesondere der Pfählung für die eiserne Pendelstütze auf Seite Beograd, mussten die auf Kalksteinfels aufsitzenden Pfähle durch Steinschüttung gesichert werden, da der Sand-Kiesboden zufolge Flussprofileinengung weggeschwemmt wurde und um 2 m tiefer lag. Als im Monat Dezember ganz unerwartet starker Eisgang drohte, bot man zum Schutze der für den freien Vorbau so wichtigen, unter den Querträgern 24 und 24' angeordneten, auf Pfahlrost aufgesetzten eisernen Pendelstützen Eisbrecher auf. Zufolge plötzlichen Kälteumsturzes mussten die Eisbrecher dann nicht in Tätigkeit treten.

Die Abb. 129 und 130 zeigen einige interessante Einzelheiten betreffend das Herausziehen der Pfähle der eisernen Jochstütze Seite Beograd nach erfolgter Beendigung der Aufstellung des eisernen Überbaues. Die Abb. 131 und 132 lassen die auf den Kalkfels von Taschmajdan gerammten, zu Fasern zerschlagenen unteren Enden der Holzpfähle deutlich erkennen.

* * *

IV. RECKEN, AUSLEGEN UND HOCHZIEHEN DER KABELSEILE

Die in Schiffen ankommenden, auf Haspeln aufgerollten Seile wurden hochgezogen, abgehaspelt, ausgezogen, gereckt, in die Pylonensättel gehoben, dort eingelegt und verankert – Abb. 135 bis 157 –. Die einzelnen fertiggestellten und an einem Ende mit Vergussköpfen versehenen Seile von 66 mm Durchmesser wurden jedes für sich im Lieferwerk *Gutehoffnungsbütte* Oberhausen Aktiengesellschaft, Abteilung *Gelsenkirchen*, vorm. *Boecker & Cie.*, auf Holzhaspeln von 3,5 m Durchmesser aufgewickelt, allseitig verschalt und zu je 2 Haspeln auf Sonder-Tiefladewagen verladen – Abb. 134 –.

Während der zweiten Zeitspanne der Aufstellung des Stahlbaues vom April 1933 bis November 1934 wurde auf dem linksufrigen Eisenbetonviadukt und dem gegen den Zemuner Bahnhof anschliessenden Damm die Reckbahn für das Recken der $2 \times 37 = 74$ Einzelseile auf einem besonderen Pfahlrost erstellt – Abb. 137 bis 145 –. Bei der Reckung erfolgte die Verankerung der an Ort und Stelle zu vergiessenden Seilenden auf Seite Zemun in einem Betonfundament – Abb. 142 –, und auf Seite Beograd wurden die im Werk vergossenen Seilenden an Ankerträgern, die lotrecht im Pfeiler I einbetoniert waren, befestigt – Abb. 140 und 141 –. Die Vergussmasse der Seilköpfe besteht aus 96 % Zink, 2 % Zinn und 2 % Blei. Hier wurden die Einzelseile zur Beseitigung des Dralles mit einer Kraft von 30 t –

rund dem dreifachen Wert der Zugkraft aus Seilgewicht allein – gereckt und nach einem gleichfalls mit 30 t gespannten Messeil abgelängt.

Die Reckung der ~ 450 m langen Einzelseile betrug ~ 450 mm ($E = 10000 \text{ kg/mm}^2$). Das Einfahren der Einzelseile erfolgte auf in gegenseitigen Abständen von 7,0 m auf den seitlichen Fussgängerstegen angeordneten Rollwagen – Abb. 146 und 150 –. In die richtige Lage eingefahren, wurden sodann die Seile von den Laufkäsen der Pylonengerüste gefasst, hochgezogen und nacheinander in die Pylonensättel eingelegt – Abb. 151 bis 154 –. An einem Tage konnten 4 Einzelseile verlegt werden.

Durch zweiteilige Kabelschellen aus Stahlguss, an welche die Hängestangen angeschlossen sind, wurden die je 37 Einzelseile zu den zwei Tragkabeln durch Anpressen zusammengefasst – Abb. 155 und 156 –. Der Anpressdruck betrug 250 t und war so bemessen, dass sich eine Sicherheit gegen Abgleiten von $n = 1,5$ ergeben hat. Die Reibungsziffer wurde zu $\mu = 0,12$ angenommen. Nach Fertigstellung der Kabel wurden die Hängestangen angehängt und diese durch allmähliches Absenken der Versteifungsträger über den beiden eisernen, mit hydraulischen Hebeböcken versehenen Stützsjochen in 24 und 24' durch Einziehen von Bolzen verbunden – Abb. 157 –.

* * *

IV. FAHRSTRASSE UND FUSSWEGE

Die verschiedenen Bauabschnitte der Fahrstrasse und Fusswege sind den Abb. 158 bis 168 zu entnehmen. Die eigentliche Strassendecke auf der Brücke besteht aus einem 10 cm starken, mit Bitumen vergossenem Holzpflaster auf einer 6 cm starken Schutzbetonschicht – Abb. 166 –. Unter dieser Schutzschicht befindet sich eine ~ 1 cm starke, aus zwei Schichten Jutengewebe und drei Dursitüberzügen bestehende Isolierschicht – Abb. 160 und

161 –, welche auf einer die Belagseisen um 5 cm überdeckenden Betonschicht aufgelegt ist und die ihrerseits auf zwischen den Belagseisen eingebrachten, mit Stahldraht von 2 mm armierten Zementplatten – Zementdosierung: 250 kg/m^3 – ruht – Abb. 158 –.

Die 12 m breite Fahrstrasse über dem 195,71 m langen Eisenbetonviadukt besteht aus gleichfalls in Bitumen vergossenem Kleinsteinpflaster – Abb.

168 –, während die 122,72 m lange Fahrstrasse über den bewehrten Betonmauern Grossteinpflaster aufweist – Abb. 167 –. Die Fahrbahndecke des Erddammes bis zum Bahnhof Zemun besteht auf eine Länge von ~ 2500 m aus überwalztem Topkebelag auf eingewalztem Schlagschotter über einem Steinbett – Abb. 164 –.

Vor dem Bahnhof Zemun wurde auf eine Länge von 600 m bis zur Verbindung mit der bestehenden Strasse in Bitumen vergossenes Steinpflaster verlegt.

Die beiden seitlichen Fusswege von $\sim 3,0$ m Breite werden auf der Brücke aus 2 cm starker Guss-

asphaltschicht, welche von 10 cm dicken bewehrten Betonplatten getragen wird, gebildet. Auf dem Eisenbetonviadukt und zwischen den Eisenbeton-Winkelmauern sind die 3,0 m breiten seitlichen Fusswege mit einem 2 cm starken Gussasphaltbelag versehen und auf dem Erddamm beschottert. An die Bordsteine der Fahrstrasse schliessen beidseitig 2,40 m breite, aus Grossteinpflaster bestehende Riemen an, in welchen die Strassenbahngeleise mit alumino-thermisch geschweissten Schienenstössen verlegt sind – Abb. 165 –.

* * *

VIII. ANSTRICH

Der Anstrich der Stahlteile wurde wie folgt gewählt:

Grundanstrich in Bleimennige mit Leinöl, zweimal

zwei Deckanstriche, der erste in Bleiweiss (90 bis 95 %) und Graphit (10 bis 5 %), der zweite in Bleiweiss (37 bis 43 %) und Eisenglimmer (63 bis 57 %), silbergrau.

Ausführungseinzelheiten der Anstricharbeiten gehen aus den Abb. 169 bis 172 hervor.

Die äusseren, dreieckförmigen Rillen der Kabel

wurden sorgfältigst mit dem gegen hohe, bis auf $\sim + 70^{\circ}$ C steigende, als auch niedrige, bis auf $- 30^{\circ}$ C abfallende Temperaturen praktisch unempfindlichen *Igas-Kitt* verstrichen. Die nun bald sechsjährigen Erfahrungen sind sehr zufriedenstellend. Es ist aber, wie bei allen bituminösen Produkten, zufolge Lufteinwirkung, Sonnenbestrahlung und Kälteeinflüssen im Laufe der Zeit eine gewisse Alterung – Versprödung – zu gewärtigen, so dass sich voraussichtlich nach einer Dauer von ~ 10 Jahren eine Erneuerung der 3 mm starken Igas-Verkittung als notwendig erweisen wird.

* * *

IX. AUSMASSE UND GEWICHTE

Die nachfolgende Zusammenstellung gibt über die Ausmasse und Gewichte der wichtigsten Arbeiten Aufschluss.

Fundamentaushub:	
normal	16 400 m ³
unter Luftdruck	32 500 m ³
Eisenbetonpfähle	16 400 m ³
Stampfbeton	43 080 m ³
Steinverkleidung der Pfeiler	2 800 m ³

Bearbeitete Oberfläche der Steinverkleidungen	6 000 m ²
Eisenbeton	3 400 m ³
Rundeisen – Normalgüte – für den Eisenbeton	384 t
Anschüttung ausserhalb der Brücke	475 000 m ³
Böschungspflaster	28 000 m ³
Rasenbelag der Böschung	29 000 m ²
Asphaltbelag der Gehwege	5 400 m ²

Holzpfaster der Fahrstrasse	4 200 m ²
Kleinsteinpflaster	8 100 m ²
Grossteinpflaster	15 500 m ²
Asphaltbelag Topeka	18 000 m ²
Schotter-Fusswege	13 600 m ²
Holzgerüste	3 500 m ³

Das Gesamtgewicht der Brücke, welches ~ 7200 t beträgt, verteilt sich wie folgt:

Konstruktionsteil	Gewichte in Tonnen			
	St 37	St 52	Kabel- stahl	Stahlguss und geschm. Stahl
Belageisen	283	—	—	—
Fahrbahn und Fusswege	488	707	—	—
Versteifungsträger bzw. Hauptträger mit Windverband	333	3446	—	—
Pylonen	49	458	—	—
Tragkabel	—	—	848	—
Übertrag	1153	4611	848	—

Übertrag	1153	4611	848	—
Stahlguss und Schmiede- stahl der Lagerkörper, Seilköpfe, Schellen	—	—	—	507
Besichtigungswagen, Maste, Entwässerung	67	—	—	—
Insgesamt	1220	4611	848	507

Das Gesamtgewicht beträgt somit 7186 t. Davon entfallen auf

die versteifte Hängebrücke,
Stützweiten $75 + 261 + 75 = 411$ m 6837 t
(772 kg/m²)

die Seitenöffnung Beograd,
Stützweite 47 m 349 t
(362 kg/m²)

Total 7186 t

Die Gesamtkosten für den Stahlbau betragen ~ 7,4 Mill. Schweizerfranken.

* * *

X. SCHÖNHEITLICHE GESTALTUNG

Die allgemeine Anordnung, die Linienführung, die gegenseitige Abwägung und Bemessung der Querschnitte sowie die konstruktive Durchbildung der Einzelheiten dürfen bei der Kabel-Hängebrücke König Alexander I. – Tafeln I und II –, welcher als Vorbild die Rheinbrücke Köln-Mülheim diene, als letzte Entwicklungsstufe im Bau von versteiften, in sich verankerten Hängebrücken gewertet werden¹¹⁾.

Der Vergleich der Linienführung, Höhen-, Breiten- und Querschnittsverhältnisse sowie namentlich der Pylonenausbildungen bei den nachfolgenden Hängebrücken

der zweiten festen Strassenbrücke über den Rhein in Köln¹²⁾ – Ersatz-Schiffbrücke – 1913–1915,

der Strassenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim¹³⁾ 1927–1929 und

der Neuen Reichsbrücke über die Donau in Wien¹⁴⁾, 1934–1937 – Tafeln III und IV – einerseits mit

der Hängebrücke König Alexander I., 1930–1934,

andererseits,

lässt deren Überlegenheit in bezug auf die Einfachheit und Klarheit der konstruktiven und künstlerischen Gestaltung erkennen.

Die harte und schwerfällige Flächenwirkung der vielen nebeneinanderliegenden Breitflach-Augenstäbe der Kette bei der Ersatz-Schiffbrücke in Köln als auch der Reichsbrücke in Wien fehlt bei den biegsameren und schlanker wirkenden Kabeln der König-Alexander-I.-Brücke, welche kühner und sinnfälliger die Spannkraft der Lastübertragung in der grossen, 261 m weiten Mittelöffnung ver-

körpern. Die Voutenausbildung der Versteifungsträger an den Pylonen-Auflagerstellen über den Flusspfeilern, wie solche bei der Ersatz-Schiffbrücke in Köln sowie der Köln-Mülheim-Brücke vorhanden ist, wurde zugunsten der Einfachheit und eines ungestört durchgehenden Linienflusses der Versteifungsträger weggelassen und sodann den zu Steifrahmen verbundenen Pylonen durch abgewogene gegenseitige Abstimmung der Stabquerschnitte eine harmonische Flächenwirkung gegeben.

Das Fehlen von Hängestangen in den Seitenöffnungen, deren grosser Abstand in der Mittelöffnung, die schlanke Ausbildung der vollwandigen

Versteifungsträger, das vorteilhaft gewählte, straffe Stichverhältnis der Hängekabel, die kräftig, aber nicht schwer ausgebildeten Pylonenportale und die durch keinerlei Zutaten verdeckten sichtbaren Auflager – Tafeln I und II – lassen das Brückenbild in der weiten, Luft und Licht atmenden Landschaft des Save-Donau-Stromes einfach, selbstverständlich und leicht erscheinen, überzeugend und klar wirken, als künstlerische Schöpfung des gestaltenden Genius einer wahren, abgeklärten Baukunst, wie sie auch in der letzten Hängebrücke von New York, der *Bronx-Whitstone-Brücke über den East-River*¹⁵⁾, verkörpert ist – Tafel V –¹⁶⁾.

* * *

XI. ERGEBNISSE DER BELASTUNGSVERSUCHE VOM 11., 12. UND 13. DEZEMBER 1934

Die Belastungsversuche wurden mit Autotanks – als Einzellasten – Abb. 174 und 175 – und Kavallerieschwadronen – als gleichmässig verteilte Streckenlasten – Abb. 176 – an den Tagen des 11. Dezember 1934 – Nachmittag –, 12. Dezember 1934 – Vor- und Nachmittag – und 13. Dezember 1934 – Vormittag – durchgeführt.

Die Anordnung der Messinstrumente,

der Durchbiegungs- und Schwingungszeichner sowie der Dehnungs- und Neigungsmesser ist den Abb. 173 und 177 bis 181 zu entnehmen.

Die Versuchsergebnisse selbst

die lotrechten Durchbiegungen und Winkeldrehungen der Versteifungsträger sowie Drehungen des Querträgers «22'», Mittelöffnung Viertel Zemun,

das Öffnen und Schliessen der Gelenkstellen der Versteifungsträger, Endöffnung Seite Zemun,

die Drehung der Pylonen,

die Spannungen in den Versteifungsträgern, den Kabeln, den Hängestangen und im

Querträger «22'» sowie die Schwingungen der Versteifungsträger

sind in Form von Summeneinflusslinien, elastischen Linien, Schwingungs- und Spannungsdiagrammen in den Abb. 182 bis 193 dargestellt. Es wurden durchgeführt:

am 11. Dezember 1934, Nachmittag – Querträger «22'».

Belastung: 6 bzw. 10 Autotanks

Spannungs- und Neigungsmessungen – Abb. 182 bis 185 – sowie Schwingungsmessungen an den Versteifungsträgern – Abb. 193 –.

12. Dezember 1934, Vormittag – Versteifungsträger.

Belastung: 670 Kavalleristen

Durchbiegungs- und Drehungsmessungen – Abb. 189 und 191 –.

12. Dezember 1934, Nachmittag – Versteifungsträger.

Belastung: 5 Autotanks

Durchbiegungs- und Drehungsmessungen

– Abb. 186 bis 188 – Schwingungsmessungen – Abb. 193 –.

13. Dezember 1934, Vormittag – Versteifungsträger.

Belastung: 400 Kavalleristen

Durchbiegungs-, Drehungs- und Spannungsmessungen – Abb. 190 bis 192 –.

Belastung: 200 Kavalleristen

Schwingungsmessungen – Abb. 193 –.

13. Dezember 1934, Nachmittag – Versteifungsträger.

Belastung: 2 Wagen mit 18,7 t Gesamtgewicht

Schwingungsmessung.

* * *

A. ERGEBNISSE DER VERFORMUNGSMESSUNGEN

1. Messungsergebnisse vom 11. Dezember 1934, Nachmittag. – Abb. 182 bis 185 –.

Belastungszug:

10 Lastwagen, und zwar:

4 Mercedes-Daimler à 10 t

3 Mercedes-Benz à 8,9 t

3 Mercedes-Daimler à 8,7 t

Gesamtgewicht 92,8 t

Laststellung «a» 10 Wagen,

Laststellung «b» 6 Wagen.

Gemessen wurden Spannungen und Drehungen am Querträger 22' – Seite Zemun –.

Sämtliche Messergebnisse sind in den Abb. 182 bis 185 zeichnerisch dargestellt. Die Messungen wurden gleichzeitig am oberwasserseitigen als auch unterwasserseitigen Versteifungsträger und auch für Hin- und Rückfahrt durchgeführt¹⁷⁾. Dargestellt sind die Mittelwerte, da die Einzelwerte nur geringe Abweichungen vom Mittelwert aufweisen. Der Vergleich mit den Ergebnissen der Nachrechnung lässt eindeutig erkennen, dass alle Messungswerte bedeutend geringer als die rechnerischen Werte sind, was auf folgende, bei der statischen Berechnung gemachte und mehr oder weniger zutreffende Voraussetzungen zurückzuführen ist:

a) Stützweite 14 500 mm, Querträger frei aufliegend gelagert;

b) Querträger allein, ohne die entlastende Mitwirkung der Fahrbahn;

c) Auflagerbrücke der Längsträger auf den Querträgern als statisch bestimmt ermittelt, ohne die lastverteilende Wirkung der Fahrbahn, Versteifungsträger und Kabel in Längs- und Querrichtung.

Insbesondere die zweite und dritte Voraussetzung sind die Ursache der bedeutenden Abweichungen der Berechnung gegenüber der Messung. Die sehr hohe Lage der durch Messung festgestellten Biege-Nullaxe, welche statt in der Mitte der Höhe = 0,5 h etwa bei 0,85 h von der Trägerunterkante entfernt liegt, bestätigt den grossen Einfluss der vorerwähnten entlastenden Mitwirkungen. Die Nachrechnung der Spannungen, mit Berücksichtigung der Mitwirkung der Fahrbahnplatte ($n = \frac{E_r}{E_b} \cong 6$ bzw. 8,5), zeigt bessere Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Messung – Abb. 184 –.

2. Messungsergebnisse vom 12. Dezember 1934, Vormittag. – Abb. 189 und 191 –.

Belastungszug:

670 Reiter der königlichen Garde zu je 500 kg, je 10 Reiter in einer Reihe, auf eine Länge von 200 m verteilt.

Belastungsgleichwert gleichmässig verteilt: 0,84 t/m' pro Hauptträger.

Laststellungen:

Mitte Mittelöffnung und Seitenöffnungen.

Gemessen wurden die lotrechten Durchbiegungen an den Stellen 6' - 22' - 32 - 22 - 6, die Drehungen an den Stellen 12' - 22' - 32 - 22 - 12 und das Öffnen und Schliessen des Gelenkes 11', und zwar Seite O. W. und U. W. Die Messung ergab in der Mitte der Mittelöffnung und in deren Vierteln eine um rund 18% geringere Durchbiegung als nach der Berechnung¹⁸⁾. Die gemessenen Drehungen schmiegen sich den elastischen Linien sehr gut an. Die Fugenbewegungen im Gelenk 11' zeigen regelmässigen Verlauf - Abb. 191 -.

Die Übereinstimmung zwischen den Beobachtungen der lotrechten Durchbiegungen mit einem Präzisions-Theodolit und mit registrierenden Durchbiegungsmessern ist eine sehr gute.

Der Pylon verformt sich nur ganz unbedeutend, er neigt sich als Ganzes, im Mittel um 67" alter Teilung. Die Drehung des Pylons ist um ~ 35% geringer als nach der Berechnung. Die Tangenten- neigung an die Biegelinie des Versteifungsträgers ist naturgemäss wesentlich grösser, sie beträgt im Mittel 237".

Die grösstgemessene Spannungserhöhung infolge Biegung im Kabel an der Stelle der Befestigungsschellen beträgt gegenüber der Berechnung ~ + 24%.

3. Messungsergebnisse vom 12. Dezember 1934, Nachmittag. - Abb. 186 bis 188 -.

Belastungszug:

5 Wagen in einer Reihe nebeneinander, davon 4 zu je 10,0 t und 1 in der Mitte zu 8,9 t.

Belastung P pro Hauptträger = ~ 24,5 t.

Laststellungen in den Knotenpunkten:

3' - 6' - 9' - 12' - 16' - 20' - 24' - 28' - 32 - 28 - 24 - 20 - 16 - 12 - 9 - 6 - 3.

Gemessen wurden die Summeneinflusslinien der lotrechten Durchbiegungen an den Stellen 6' - 22' - 32, der Drehungen in 12' - 22' - 32 und der Winkeländerung im Gelenk 11', und zwar Seite O. W. und U. W.

Summeneinflusslinien der lotrechten Durchbiegungen. Der Unterschied zwischen der Rechnung und Messung für diesen mehr konzentrierten Lastenzug ist etwas grösser als bei auf grosse Länge gleichmässig verteilter Last; er beträgt für die Grösstwerte der Durchbiegungen ~ 20%; die Messung ergab rund 20% weniger, als nach der Rechnung zu erwarten war - Abb. 186 -.

Die gemessenen Summeneinflusslinien der Drehungswinkel der Versteifungsträger sowie der Winkeländerung der Gelenkstelle (11') - Seitenöffnung Zemun - zeigen sinngemässen, regelmässigen Verlauf und gute Übereinstimmung mit den zugeordneten rechnerischen Werten - Abb. 187 und 188 -.

4. Messungsergebnisse vom 13. Dezember 1934, Vormittag. - Abb. 190 bis 192 -.

Belastungszug:

400 Reiter der königlichen Garde zu je ~ 500 kg, je 10 Reiter in einer Reihe, auf eine Länge von 115 m verteilt.

Belastungsgleichwert gleichmässig verteilt: 0,84 t/m' pro Hauptträger.

Laststellungen:

Beide Viertel und Mitte der Mittelöffnung sowie Seitenöffnungen Beograd und Zemun.

Gemessen wurden die lotrechten Durchbiegungen an den Stellen 6' - 22' - 32 - 22 - 6, die Drehungen in 12' - 22' - 32 - 22 - 12, die Fugenbewegungen im Gelenk 11' sowie die Spannungen in 22'. Die Messung der Durchbiegungen in der Mitte Seitenöffnung Zemun sowie in der Mitte Mittelöffnung gibt etwa um ~ 15% geringere Werte als die Berechnung. Diese Entlastungen sind auf die in der Berechnung nicht berücksichtigte Steifigkeit der Kabel, die Mitwirkung der Fahrbahn und des Windverbandes zurückzuführen.

Wie auch bei der Messung vom 12. Dezember 1934, Vormittag, sind auch hier die gemessenen Pylondrehungen viel kleiner als die gerechneten. Drehung des Pylons Seite Zemun (12')

Laststellung		gemessen	gerechnet
Mittelöffnung Viertel Beograd		24"	38"
Mittelöffnung Mitte		41"	76"
Mittelöffnung Viertel Zemun		37"	64"

Die gute Übereinstimmung der Winkeländerung der Gelenke 11' und 11 mit der elastischen Linie des Versteifungsträgers geht aus den Abb. 189 und 190 deutlich hervor.

Bei den örtlichen Dehnungen – Spannungen – für die Versteifungsträger der Mittelöffnung¹⁹⁾ – Viertel Seite Zemun – sind die Abweichungen zwischen Rechnung und Messung stellenweise grösser als bei den Durchbiegungen, wegen der grösseren Empfindlichkeit an sich und weil bei der Berechnung der Spannungen der Nietlochabzug berücksichtigt worden ist, was bei der Messung der örtlichen Verformungen und bei einer Messlänge von 200 mm insofern nicht zutrifft, indem der Integralwert der Dehnungen gemessen wird, worin Strecken mit und ohne Lochschwächung vorkommen, ganz abgesehen von der Kraftübertragung durch die Reibung der Nietköpfe sowie der entlastenden Wirkung der Fahrbahn und Windverbände – Abb. 192 –. Die Fugenbewegungen der Gelenkstelle 11' zeigen ein der Theorie entsprechendes Verhalten – Abb. 191 –.

Sämtliche gemessenen Spannungswerte am Kabel der Mittelöffnung – Mitte und Viertel – sind geringer als entsprechend der Theorie, nämlich:

	gemessen	berechnet
Mitte Mittelöffnung	+ 121 kg/cm ²	+ 141 kg/cm ²
Viertel der Mittelöffnung		
Seite Beograd	+ 92 kg/cm ²	+ 100 kg/cm ²

eine Folge der lastverteilenden und entlastenden Wirkung der Fahrbahn, der Versteifungsträger und des Windverbandes sowie der sperrenden Wirkung der Auflager-Reibungskräfte.

5. Schwingungsmessungen vom 11. Dezember 1934, Nachmittag – Abb. 193 –.

Schnellfahrten ~ 15 km/Std.

Richtung Beograd–Zemun: 6 Wagen von 56,3 t Gesamtgewicht,

Richtung Zemun–Beograd: 3 Wagen von 30,0 t Gesamtgewicht.

Die Grösstwerte der gemessenen Durchbiegungen auf Seite Oberwasser betragen:

	Stelle 6' Mitte Seitenöffnung Zemun	Stelle 22' Viertel Zemun	Stelle 32 Mittelöffnung Mitte Hauptöffnung
6 Wagen:	7,7 mm	32,0 mm	27,9 mm
3 Wagen:	5,3 mm	22,0 mm	19,8 mm

Im Durchschnitt geben 6 Wagen etwa um 45 % grössere Durchbiegung als 3 Wagen, obschon deren Gewichte im Verhältnis von 1,87 : 1 stehen. Der Grund dafür ist, dass die zwei Reihen zu je 3 Wagen in grösserem Abstand fahren mussten. Vergleicht man die oberen Werte für 3 Wagen mit denen der Summeneinflusslinien der Messung vom 12. Dezember 1934, Nachmittag, so folgt:

Summeneinfluss-	Stelle 6'	Stelle 22'	Stelle 32
linie für 48,9 t:	8,25 mm	30,5 mm	27,5 mm
daraus abgeleitet			
für 30,0 t:	5,0 mm	18,7 mm	16,9 mm
und es würden sich folgende «Stosszuschläge» ergeben:	6 %	18 %	17 %

Die Eigenschwingungszeit einer vollen Brückenschwingung für die Querträgerstelle 22' beträgt:

Grundton : T =	2,18 sec
Oberton : T =	0,45 sec

6. Schwingungsmessungen vom 12. Dezember 1934, Nachmittag – Abb. 193 –.

6 Wagen von 58,9 t Gesamtgewicht, Schnellfahrten ~ 15 km/Std. Richtung: Beograd-Zemun und Zemun-Beograd.

Die Grösstwerte der gemessenen Durchbiegungen Seite Oberwasser betragen:

	Querträger- - Stelle 6'	- Stelle 22'	- Stelle 32
	10,0	37,5	36,0

Vergleicht man diese Werte mit jenen der Summeneinflusslinie der Messung vom 12. Dezember 1934, Nachmittag, so folgt

für			
5 Wagen mit 48,9 t:	8,25 mm	30,5 mm	27,5 mm
für			
6 Wagen mit 58,9 t			
abgeleitet	9,9 mm	35,5 mm	33,1 mm

und stellt eine gute Übereinstimmung zwischen beiden Messungen dar. Die letzten Zahlen wurden allerdings aus den Summeneinflusslinien abgeleitet, unter der Voraussetzung, dass die zwei Reihen zu je 3 Wagen mit nur geringem Abstand hintereinander gefahren sind. Der Stosskoeffizient wäre dann nur $\sim 1\%$ $\sim 6\%$ $\sim 9\%$

Da jedoch der gegenseitige Abstand der erwähnten zwei Autoreihen naturgemäss schwankte, müssen auch die angeführten Stosszuschläge nur als eine ganz angenäherte Schätzung gelten.

Die Eigenschwingungszeiten einer vollen Brückenschwingung betragen:

	Querträger-Stelle:	«22»	«32»
Grundton	—	2,39 sec	2,38 sec
Oberton	—	0,45 sec	0,45 sec

Nach der Berechnung der Eigenfrequenzen²⁰⁾ betragen die Eigenschwingungszeiten:

Eigenschwingungszeit T	«6»	«22»	«32»
	1,028	2,412	2,475

Die Übereinstimmung zwischen Messung – Wirklichkeit – und Rechnung – Theorie – ist eine sehr gute.

7. Schwingungsmessungen vom 13. Dezember 1934, Vormittag – Abb. 193 –.

200 Reiter mit 12 bis 15 km/Std. Geschwindigkeit Richtung Beograd–Zemun und Zemun–Beograd – Abb. 193 –.

Die Grösstwerte der gemessenen Durchbiegungen auf der Oberwasserseite betragen:

	Querträger-		
	Stelle 6'	Stelle 22'	Stelle 32
200 Reiter	9,2 mm	58,0 mm	55,5 mm

Vergleicht man diese gemessenen Werte mit jenen der ruhenden Belastung vom 13. Dezember 1934, Vormittag:

400 Reiter	15,1	100	101
für 200 Reiter abgeleitet	14,5	58	58

so stellt man wieder eine nicht schlechte Übereinstimmung zwischen den zugeordneten Messwerten fest.

Wie bereits hervorgehoben, sind die letztgenannten Zahlenwerte unter der Voraussetzung abgeleitet worden, dass die Reiterreihen dicht hintereinander folgen, was nicht immer der Fall sein konnte, wie dies deutlich aus den Messergebnissen für die Querträger-Stelle «6'» hervorgeht.

Die Eigenschwingungszeiten einer vollen Brückenschwingung betragen:

	Stelle 22'	Stelle 32
T	$\sim 2,2$ sec	$\sim 2,2$ sec

8. Schwingungsmessungen am 13. Dezember 1934, Nachmittag.

2 Wagen mit 18,7 t Gesamtgewicht. Schnellfahrten ~ 20 km/Std. Richtung Beograd–Zemun und Zemun–Beograd.

Die Schwingungsmessungen wurden in der Mittelöffnung Viertel Zemun an beiden Hauptträgern, Seite O. W. und Seite U. W., durchgeführt. Die Messung ergab folgende Grösstwerte der Durchbiegungen:

Seite Oberwasser	13,0 mm
Seite Unterwasser	13,8 mm

was als befriedigend gleichmässig zu bezeichnen ist. Die Grösse der lotrechten Durchbiegung, verglichen mit derjenigen für die ruhende Belastung vom 12. Dezember 1934, Nachmittag

gemessen für 48,9 t	30,5 mm
daraus für 18,7 t abgeleitet	11,7 mm

ergibt als Stosszuschlag:

$$\varphi = \frac{13,8 - 11,7}{11,7} \cdot 100 = 18\%$$

in guter Übereinstimmung mit der Schwingungsmessung vom 11. Dezember 1934, Nachmittag.

* * *

B. ZUSAMMENFASSUNG UND SCHLUSSFOLGERUNGEN

Das Verhalten des einfach statisch unbestimmten Tragsystems der versteiften, in sich verankerten Kabel-Hängebrücke

König Alexander I.

über die Save zwischen Beograd und Zemun ist als praktisch vollkommen *elastisch* zu werten.

Dank

den richtig gewählten und sehr sorgfältig ausgeführten Gründungsarbeiten,
der klaren Gliederung und Auflagerung des Tragsystems,
der vorbildlichen Ausbildung aller konstruktiven Einzelheiten,
der Verwendung erstklassiger Konstruktionsmaterialien,
dem einwandfreien Zusammenbau in der Werkstätte und
der sachgemässen Aufstellung

zeigt die Brücke ein mit der Elastizitätstheorie übereinstimmendes Verhalten von ausgesprochener Regelmässigkeit – Abb. 186 bis 192 –.

* * *

Die als *Biegelinien* und *Summeneinflusslinien* gemessenen *lotrechten Durchbiegungen* der *Versteifungsträger* zeigen durchwegs einen sehr regelmässigen, der Theorie entsprechenden Verlauf – Abb. 186, 189 und 190 –.

Die gemessenen Werte der lotrechten Durchbiegungen sind naturgemäss kleiner als die zugeordneten theoretischen Werte. Bei den Summeneinflusslinien erreicht dieser Unterschied für Einzellasten $\sim 20\%$, bezogen auf die rechnerischen Sollwerte, während er bei den Biegelinien für gleichmässig verteilte Streckenlasten geringer ist und ~ 15 bis 18% beträgt – Abb. 186, 189 und 190 –.

Die gemessenen *Drehungen* – Tangenten an die elastischen Linien – schmiegen sich den jeweiligen Biegelinien praktisch genau an – Abb. 189 und 190 –.

Die gemessenen *Drehungen* – Neigungswinkel – sowie die *Winkeländerungen* der *Gelenkfugen der Versteifungsträger*, als Summeneinflusslinien dargestellt, zeigen gleichfalls ein der Theorie sinn gemässes und äusserst regelmässig verlaufendes Gesamtbild – Abb. 187, 188 und 191 –. Die gemessenen Werte der Winkeländerungen der Gelenkstellen im Versteifungsträger sind in sehr guter Übereinstimmung mit den jeweiligen elastischen Linien der Hauptträger – Abb. 189 und 190 –.

* * *

Die *Verbiegung der Pylonen* selbst ist unbedeutend. Die Pylonen führen, wie zu erwarten war, vornehmlich Drehungen um die Pfeiler-Auflagerungen aus. Die gemessenen Neigungs- bzw. Drehungswinkel sind zufolge der Fahrbahn-Lastverteilung und der sperrenden Wirkung des Windverbandes und der Auflager-Reibungskräfte sowie der Steifigkeit der Kabel um 35 bis 40% kleiner als die entsprechenden rechnerischen Werte.

* * *

Die gemessene *Spannungsverteilung* in den *Versteifungsträgern* steht, im grossen betrachtet, mit der theoretischen in sehr guter Übereinstimmung. Die Messung weist zufolge der grösseren Steifigkeit und lastverteilenden Wirkung des räumlichen Tragsystems um 15 bis 20% günstigere Werte auf – Abb. 192 –.

* * *

Die auf Grund örtlicher Verformungsmessungen abgeleiteten mittleren *Beanspruchungen der Kabel* sind, je nach Belastungsart und Belastungsgrösse, um 15 bis 20% geringer als entsprechend der Theorie. Die Grösstwerte der örtlichen Nebenspannungen zufolge der Steifigkeit der Kabel erreichen Grenzwerte von max. $\sim 24\%$; sie sind nicht bedeutend.

* * *

Das *Spannungs- und Verformungsbild der Querträger* lässt die ausserordentlich weitgehende

Entlastung der Querträger zufolge der Mitwirkung der Fahrbahn und der starken, lastverteilenden Wirkung des Fahrbahnrostes im Längs- und Quersinne unzweideutig erkennen – Abb. 182 bis 184 –. Diese entlastende Wirkung ist bei den Querträgern erklärlicherweise bedeutend grösser als für die Hauptträger.

* * *

Als *Ursachen* aller vorerwähnten, weitgehenden, sich günstig auswirkenden *Entlastungen* werden erkannt:

- die Mitarbeit und lastverteilende Wirkung des Fahrbahnrostes und der Fahrbahn selbst, welche namentlich bei den Querträgern zur Geltung gelangen,
- die sperrende, verformungsvermindernde Auswirkung des Fahrbahnrostes, der Fahrbahn und des Windverbandes,
- die Steifigkeit der aus verschlossenen Seilen bestehenden, zu Kabeln gebündelten Hängegurte der Hauptträger, und schliesslich
- die sperrenden Reibungskräfte der Auflager und Gelenke.

Die drei letzterwähnten Umstände beeinflussen namentlich die Spannungs- und Verformungszustände der Hauptträger.

* * *

Die *Stosszuschläge bewegter Lasten* sind an und für sich und namentlich, wenn man beachtet, dass es sich um eine in sich versteifte Hängebrücke handelt, gering. Sie bewegen sich je nach Art der Belastungszüge, deren Bewegungsgeschwindigkeit und Rhythmus in Grenzen von 6 bis 18 % – Abb. 193 –.

* * *

XII. SCHLUSSWORT

Die Landschaft an der Einmündung der ~ 400 m breiten Save in die über 1000 m breite Donau, am Fusse des Kalimegdans, mit dem weiten, über das einstige Panonische Meer, wo jetzt fruchtbare Korn-

Resonanzerscheinungen während der Belastungsversuche konnten der sehr langen Eigenschwingungsdauer der weitgespannten schweren Brücke von ~ 2,4" wegen nicht festgestellt werden. Die gemessene Dauer der Eigenschwingung von ~ 2,4" stimmt mit der theoretischen von ~ 2,45" sehr gut überein.

* * *

Die *Quersteifigkeit* der Brücke ist für den normalerweise in Betracht fallenden leichten und schweren Verkehr eine sehr zufriedenstellende. Eine störende Auswirkung zufolge des Schrägstellens der Fahrbahn bei quer-einseitiger Belastung lässt sich empfindungsgemäss nicht feststellen.

* * *

Die *König-Alexander-Brücke* über die Save zwischen Beograd und Zemun ist den schwersten Verkehrslasten gewachsen, welche die nächste Zukunft zu bringen vermag,

dank

- den eingangs hervorgehobenen technischen Vorzügen, ihres einwandfreien elastischen Verhaltens,
- der weitgehenden lastverteilenden Mitwirkung der Fahrbahn, der Versteifungsträger und Kabel, sowie
- der sperrenden, verformungsvermindernden Auswirkung der Auflager-Reibungskräfte wegen.

Die Auswirkung einer Erhöhung der Verkehrslast auf die Fahrbahnplatte, die Längs- und Querträger müsste noch besonders untersucht werden.

felder Jugoslawiens reifen, sich wölbenden Horizont, bietet, insbesondere im Glanze der untergehenden Sonne, ein Bild ungewöhnlicher Grösse und Schönheit.

Anspruchslos, aber symbolisch fügt sich die Brücke König Alexander I. in diese erhabene Landschaft ein, den Norden mit dem Süden des Landes, den Westen mit dem Osten, die jugoslawischen Stämme verkehrstechnisch und kulturell zu einer Einheit – zu Jugoslawien – verbindend.

Die König-Alexander-I.-Brücke erfüllt somit eine nationale Mission, und gleichzeitig ist sie auf dem historischen Wege, welcher von alters her durch alle Zeiten der Geschichte hindurch den Osten mit dem Westen verband, in eine der wichtigsten internationalen Verkehrsadern eingegliedert, so dass ihr auch eine große internationale Bedeutung zukommt. Auch ihrer Baugeschichte nach ist sie ein Wahrzeichen internationaler friedlicher Verständigung und fruchtbarer Zusammenarbeit.

Die vom jugoslawischen Staate erbaute Brücke wurde am 16. Dezember 1934, anlässlich der feierlichen Eröffnung, der Obhut der Stadt Beograd anvertraut.

* * *

Die Hängebrücke König Alexander I. über die Save zwischen Beograd und Zemun ist als Höchstleistung der Brückenbaukunst in Stahl zu werten. Erfahrung und Wissenschaft sind in gleichem Masse bei der Verwirklichung dieser in sich versteiften Kabel-Hängebrücke beteiligt. Die Erzeugung der hochwertigen Konstruktionsstähle der Versteifungsträger und Kabel stützt sich auf die allerletzen metallurgischen Erkenntnisse und Erfahrungen. Die

Gesamtanordnung und Gliederung sind einfach und klar, das Kräftespiel eindeutig, die konstruktiven Details sachlich.

Die Versuche mit beweglichen Einzellasten von 90 t – Tankautomobile – als auch mit 350 t gleichmässig verteilter Last – 670 Reiter – verbunden mit Messungen der Durchbiegungen, Drehungen und Spannungen vermittels sehr empfindlicher Messinstrumente neuester Bauart, haben das in jeder Beziehung regelrechte Arbeiten und vollkommen elastische Verhalten der Brücke erwiesen. Erfahrung – Messung – und Theorie – Rechnung – stimmen überein. Die lotrechten Schwingungen infolge der dynamischen Wirkung der bewegten Lasten waren an sich und insbesondere für Hängebrücken sehr gering. Schwingungen in der horizontalen Ebene sind praktisch nicht vorhanden.

Die Erzeugung und Verarbeitung der verwendeten hochwertigen Stähle, die Prüfung deren materialtechnischen Eigenschaften, die statische Berechnung, die Gesamtanordnung, die konstruktiven Einzelheiten, die Verarbeitung in der Werkstätte, der Zusammenbau auf der Baustelle sowie die Versuche mit der fertigen Brücke wurden in allerengster gegenseitiger Beziehung gebracht und bilden so jene unzertrennbare Einheit, welche uns allein ein klares Bild über den Spannungs- und Verformungszustand und damit über die technische und öffentliche Sicherheit der Hängebrücke König Alexander I. zu geben vermag.

Zürich, 20. September 1940.

M. Roš.

* * *

STRASSENBRÜCKE KÖNIG ALEXANDER I ÜBER DIE SAVE ZWISCHEN BEOGRAD UND ZEMUN

Initiative für den Bau und Direktion aller Bauarbeiten:

Dipl. Ing. *Stanislav Josifović*, Direktor der Abteilung für Brückenbau und Oberingenieur für Wegebau des Königlichen Jugoslawischen Bautenministeriums

Unterlagen für alle baulichen Arbeiten, Verhandlungen und Vertragsabschluss mit den Unternehmungen namens der Königlichen Jugoslawischen Regierung:

Dipl. Ing. *Philipp Trifunović*, zuerst als Oberingenieur für Wegebau und sodann als Bautenminister

Dipl. Ing. *Mihajlo Knežević*

Dipl. Ing. *Dobrosav Ratajac*

Terrainaufnahmen und endgültige Lage der Brückenstelle:

Dipl. Ing. *Vladimir Radivojević*

Dipl. Ing. *Alexander Cvetanović*

Techniker *Djordje Paščenko*

Bodensondierung:

Siemens-Bauunion – Direktion: Dipl. Ing. *Joosten* – Örtliche Aufsicht: Dipl. Ing. *Božidar Judnić*

Generelles Projekt, Ausschreibungs- und Ausführungsbedingungen:

Dipl. Ing. *Živko Tuzaković* +

Techniker *Konstantin Petrov* +

Mitarbeiter und Kontrolle der Ausführungspläne:

Dipl. Ing. *Ivan Karpinski*

Dipl. Ing. *Frl. Ružica Radovanović*

Dipl. Ing. *Dr. Ivan Pajić* +

Dipl. Ing. *Borivoje Belopavlić*

Architektonische Gestaltung:

Nikola Krasnov +, ehem. Architekt des russischen Kaiserhofes, Mitglied der Akademie

Oberaufsicht:

Als Vertreter des Königlichen Jugoslawischen Bautenministeriums:

Dipl. Ing. *Nenad Lancoš*, Chef der Abteilung für Brückenbau

Bauausführung Stahlbau:

Gutehoffnungshütte Oberhausen Aktiengesellschaft, Werk Sterkrade, unter Mitlieferung der *Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A. G.*, Werk Gustavsburg. Lieferung der patentverschlossenen Kabel durch die *Gutehoffnungshütte Oberhausen Aktiengesellschaft*, Werk Gelsenkirchen

Gesamtleitung des Stahlbaues: Kgl. Baurat Dr. Ing., Dr. Ing. h. c. *F. Bobny †*, Dipl. Ing. *Kade* und *Ruchholtz †*

Leitung der Aufstellungsarbeiten: Reg.-Baumeister *Gesse* und Ing. *Scharrer*

Kontrolle und Aufsicht der Werkstättenarbeiten in Sterkrade: Dipl. Ing. *Božidar Judnić*

Bauausführung Tiefbau:

Société de Construction des Batignolles, Paris

Direktion: Ing. *Gastoldi* und Ing. *Chabanier*

Ausführungspläne: Dipl. Ing. *Mijat Trojanović*

Ständige Überwachung und örtliche Aufsicht auf der Baustelle:

Dipl. Ing. *Alexander Cvetanović*, Sektionschef

Dipl. Ing. *Veselin Kostić*

Dipl. Ing. *Nikola Najdanović*

Techniker *Konstantin Petrow †*

Techniker *Borivoje Obradović*

Leitung der Belastungsversuche, Verarbeitung der Versuchsergebnisse und Berichterstattung:

Prof. Dr. h. c. *Mirko Roš*, Direktionspräsident der Eidg. Materialprüfungs- und Versuchsanstalt für Industrie, Bauwesen und Gewerbe

Sichtung und Ordnung der Versuchsergebnisse: Dipl. Ing. *Anton Eichinger*

Mitarbeiter anlässlich der Belastungsversuche:

Dipl. Ing. *Cvetanović*

Dipl. Ing. *Colja*

Dipl. Ing. *Judnić*

Dipl. Ing. *Karpinski*

Dipl. Ing. *Kostić*

Dipl. Ing. Frl. *Milošević Ljubica*

Dipl. Ing. *Mortada*

Dipl. Ing. *Obradović*

Dipl. Ing. *Radojković*

Dipl. Ing. *Ružička*

Dipl. Ing. *Šinkovec*

Dipl. Ing. *Valyi*

Dipl. Ing. *Vasić*

Dipl. Ing. *Trojanović*

Dipl. Ing. *Žeželj*

Techniker *Morvan*

Dipl. Ing. Frl. *Radovanović Ružica*

* * *

Veröffentlichungen über die Hängebrücke König Alexander I über die Save zwischen Beograd und Zemun

- J. Bobuy*: «Der Bau der Strassenbrücke „König Alexander I.“ über die Save bei Belgrad und die Verbindung von Belgrad nach Zemun.» «Der Bauingenieur», 11. Jahrgang, Heft 49/50, S. 838 und 865, 1930 – 16. Jahrgang, Heft 21/22, S. 248, 1935 – 20. Jahrgang, Heft 1/2, S. 1, 1939.
- P. Hermann*: «Der Bau der Hängebrücke über die Save zwischen Belgrad und Zemun.» Mitteilungen aus den Forschungsanstalten des GHH-Konzerns Oberhausen, Heft 2, Juni 1934.
- K. Novak*: «Die König-Alexander-I-Strassenbrücke über die Save bei Beograd.» Zeitschrift des Österreichischen Ingenieur- und Architektenvereins. 7. Jahrgang, Heft 31/32, S. 183, 1935.
- N. Lancoš*: «Die Brücke König Alexander I. über die Save in Beograd.» Ausführlicher Bericht in serbo-kroatischer Sprache, Beograd 1935.
- «Le Pont Alexandre Ier à Belgrade.» «La Technique des Travaux», 12^e année, N^o 6, page 329. Liège 1936.

* * *

Anmerkungen

- ¹⁾ Über die Brückenschläge und Übergänge der Save und Donau bei Beograd gibt der unter «Literatur» angeführte Bericht von Sektionschef *N. Lancoš* erschöpfende Auskunft. Denselben sind nachfolgende Angaben entnommen.

Brückenschläge über die Save bei Beograd und die Donau bei Turn-Severin während der Herrschaft der Römer unter Trajan (91–117) – Eroberung Daziens, Anschluss der Moesia Superior (Viminacium) und von Singidunum an Rom – und *Julian Apostata* (361–363) – Kampf mit seinem Gegner Constantius – in Holzkonstruktion auf Pfahljochbrücken, ähnlich dem in *Julii Caesaris* «De bello gallico» beschriebenen, sowie als Pontonbrücken oder Bogenbrücken mit Stein Pfeilern wie auf der Trajanssäule in Rom (113) dargestellt, wurden aus militärischen Gründen erbaut.

Bajan, der Kan der Avaren, überquert, in seinen Feldzügen gegen die Byzanz im VI. Jahrhundert, die Save auf von Slowenen erbauten Pontonbrücken.

Kreuzzüge im XI. Jahrhundert übersetzten die Save auf Schiffen, wie dies nach erfolgtem Niedergang des Avarenreiches üblich war. Nach Vernichtung des byzantinischen Reiches und Niederwerfung der Balkanstaaten durch die Türken errichtete *Sultan Sülejmān* im August 1521 bei der Insel Ada Ziganlija eine Pontonbrücke über die Save, etwas flussaufwärts von der gegenwärtigen Eisenbahnbrücke Beograd-Zemun. Von dieser Zeit an werden in der Geschichte sehr oft vorübergehende Brückenschläge über die Save bei Beograd erwähnt. Das Inundationsgebiet wurde auf hölzernen Pfahljochbrücken, die Save und später auch die Donau auf Pontonbrücken überquert. Am 3. und 4. Juni 1526 wird die Save vom Heer des Grossvezir *Ibrāhīm-Pascha* überschritten. 1539 übersetzt *Sultan Sülejmān II.* erneut die Save in der Nähe ihrer Einnündung in die Donau. Sein Leichnam wird, nach der Eroberung von Sziget im Jahre 1566, auf dem gleichen Wege zurückgebracht. *Sultan Muhamed III.* (1595–1603) übersetzt sein Heer über die Save bei Beograd und überbrückt die Donau bei Kovin. Der Grossvezir *Abmed Čupričić* wirft 1663 und der Grossvezir *Kara Mustafa* 1683, anlässlich seines Feldzuges gegen Wien, wo er am 12. September 1684 vom polnischen König *Johan Sobieski* und *Herzog Karl von Lothringen* vernichtend geschlagen wurde, das Türkenheer über die Save. Im Jahre 1684 überbrücken die Türken erneut die Save, um die Niederlage bei Wien zu rächen, erleiden aber unter Grossvezir *Sulejmān* bei Mohács-Siklós am 12. August 1687 die Niederlage. Nun beginnt der Rückzug und das Verdrängen der Türken aus Mittel- und Westeuropa. Am 6. September 1688 wird Beograd von Kurfürst *Maximilian Emanuel von Bayern* erobert, nachdem er die Save an zwei Stellen, etwas flussaufwärts von der Ada-Ziganlija und dort selbst, überbrückte. Bereits zwei Jahre später, 1690, entreissen die Türken Beograd, und 1691 überquert der Grossvezir *Mustafa Čupričić* mit 100.000 Mann die Save auf drei Brücken. Ende Juli 1716 überbrückt das Heer des Grossvezir *Ali Pascha* die Save und wurde bei Karlovac vernichtend geschlagen, wo er selbst den Tod fand.

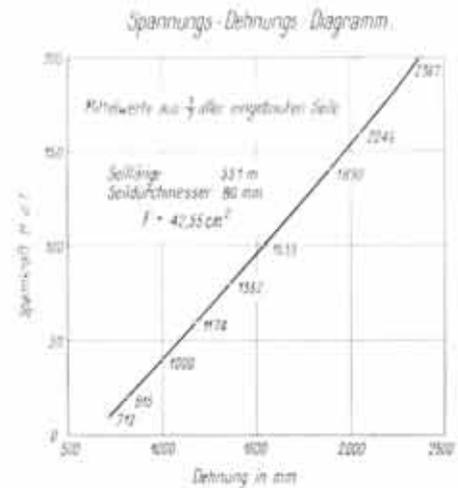
Am 19. August 1717 erobert *Prinz Eugen von Savoyen* Beograd. Er errichtete zwei Brücken über die Save, die obere in der Nähe der jetzigen Eisenbahnbrücke und die untere an der Stelle der neuen Strassenbrücke, sowie eine Brücke über die Donau – Abb. 13–16 —. Die Brückenverbindungen über die Save verblieben bis zum Herbst des Jahres 1739, als Beograd von den Türken wieder zurückerobert und die Brückenübergänge zerstört wurden. 1789 errichtete *Feldmarschall Freiherr von Laudon* anlässlich der Wiedereroberung von Beograd zwei Pontonbrücken über die Save und eine über die Donau. 1791 fällt Beograd erneut in die Hände der Türken,

und die Brückenverbindungen über die Save und die Donau werden für die Dauer eines ganzen Jahrhunderts gänzlich unterbrochen. Die Save und die Donau werden Grenzflüsse zuerst zwischen Österreich-Ungarn und der Türkei, und sodann zwischen Österreich-Ungarn und Serbien. 1884 wird die Eisenbahnbrücke über die Save, Beograd mit Zemun verbindend, erbaut.

- 2) Das gesamte Eisenbahnnetz Jugoslawiens zählt 10 060 km, wovon auf Schmalspur 2157 km und auf Normalspur 7903 km – davon 599 km zweigleisig – entfallen.
- 3) M. Meßler: *Die Stahlbauwerke für die Brücken im Zuge der neuen Bahnstrecke Belgrad-Pančevo*. Verlag Julius Springer, Berlin 1932.
Joosten: *Der Bau der Donaubrücke bei Belgrad*. Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure. Bd. 76, Nr. 35, S. 836/38, 1932.
- 4) Das Annäherungsverfahren von Professor Krohn ist von Stoltenburg für die neuen Deutschen Knickvorschriften ausgearbeitet worden. Siehe: *Die Bautechnik* 1926, S. 736.

3) Für die Praxis beachtenswert sind die Ergebnisse der Dehnungsmessungen an Drahtseilen verschlossener Konstruktion für die Kabel der Hängbrücke Köln-Mülheim bestimmt – siehe Anmerkung 13 –. Auf Grund des nebenstehenden Spannungs-Dehnungs-Diagrammes der Trageile wurden nachfolgende Mittelwerte der E-Moduli der 511 m langen Trageile der Brücke abgeleitet.

Spannungsstufe kg/cm ²	E-Modul kg/cm ²
235–470	1 255 000
470–1880	1 445 000
1880–3290	1 455 000
3290–4700	1 630 000

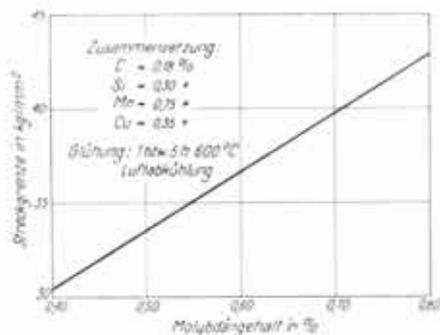


6) H. Hauttmann: *Eigenschaften und Anwendung von Manganbaustählen mit geringem Molybdänzusatz – St 52 G3H –*. Hauptversammlung der Eisenhütte Österreich. Leoben, 10. Mai 1936.

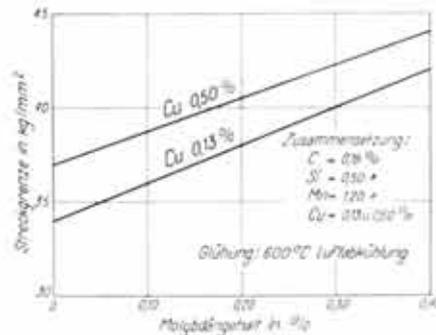
Konstruktionsstahl St 52 G3H.

Streckgrenze	Zugfestigkeit	Bruchdehnung
≥ 36 kg/mm ²	52–62 kg/mm ²	> 20

Chemie: C = 0,1–0,25 ‰, Si = 0,5 ‰, Mn ≥ 1,0 ‰, P ≤ 0,05 ‰, S ≤ 0,04 ‰, Cu ≥ 0,5, Mo = 0,1 ‰
Cu und Mo heben die Streckgrenze.



Einfluss des Mo



Einfluss des Cu und Mo

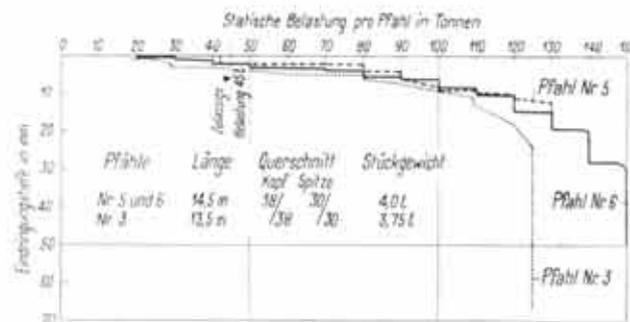
auf die Streckgrenze.

7) A. Pomp und A. Kirsch: *Mechanische Eigenschaften vom Seildraht im Temperaturgebiet von + 20 bis – 50° C.* Mitteilungen des Kaiser-Wilhelm-Institutes für Eisenforschung. Verlag Stahleisen m. b. H., Düsseldorf 1937.

Patentiert, in mehreren Stufen heruntergezogene Seildrähte, im Temperaturgebiet von – 50° bis + 20° C untersucht, zeigen für tiefe Temperaturen eine Hebung der Zugfestigkeit β_s bei praktischer Unveränderlichkeit der Bruchdehnung λ_{10} und Einschnürung ψ . Die Hin- und Herbiege- sowie Verwindungs-Fähigkeit zeigten mehrheitlich Tiefstwerte bei – 20° C.

8) Eisenbetonpfähle mit 38/38 cm Querschnitt am Kopfende und 30/30 cm an der Pfahlspitze von 14,5 m Länge mit einer Dampf-ramme von 3 t Bärge- wicht aus 1,0 m Schlaghöhe in das Erdreich gerammt, zeigten nachfolgendes Verhalten: Am Ende des Rammens

betrug das Eindringen ~ 12 mm pro Schlag. Bei 100 t statischer Auflast war die Proportionalität des Eindringens erreicht. Die obere Tragfähigkeitsgrenze betrug ~ 150 t. Auf Grund von fünf Belastungsversuchen wurden als zulässige Pfahlbelastung 45 t festgesetzt, entsprechend einer $\sim 3,33$ fachen Tragsicherheit. Die Belastungsdauer hat 15 Tage betragen.



Die zulässigen Bodenpressungen – Randspannungen – der beiden unter Druckluft auf Muschelkalk bzw. blauen Letten gegründeten Flusspfeiler – Abb. 7 – wurden festgesetzt:

linksufriger Pfeiler II, Seite Zemun, zu ~ 7 kg/cm²
rechtsufriger Pfeiler III, Seite Beograd, zu ~ 8 kg/cm²

9) Für den Durchhang und die Längenänderung der Tragkabel infolge Eigengewicht gelten nachfolgende Beziehungen:

Durchhang entsprechend der Kettenlinie

$$y = a \cdot \cos\left(\frac{x}{a}\right)$$

Spannkraft im Kabel

$$S = q \cdot a \cdot \cos\left(\frac{x}{a}\right)$$

Scheitelzug $H = q \cdot a$

q = Gewicht des Kabels pro Längeneinheit

Differential der elastischen Längenänderung

$$d \cdot s = \frac{S \cdot ds}{E \cdot F} = \frac{q \cdot a}{2 E F} \left\{ \cos\left(2 \frac{x}{a}\right) + 1 \right\} \cdot dx$$

Elastische Längenänderung

$$\Delta S = \int_0^x d \cdot s = \frac{q \cdot a^2}{4 E F} \left\{ \sin\left(2 \frac{x}{a}\right) + 2 \left(\frac{x}{a}\right) \right\}$$

10)

Vergleich der Höhenunterschiede der Unterkante – Stehblech – Versteifungsträger	Statische Berechnung	Ausführung bzw. Messung
Unterschied zwischen	mm	mm
Pylonenaufleger 12		
– Brückenmitte 32	4290	4182
Pylonenlager 12		
– Pendelstütze freier Vorbau 24	2804	2810
Endaufleger 0		
– Pylonenaufleger 12	525	525
Absenkung in 24 und 24'		
– freier Vorbau	110	108

Die Ausgangsüberhöhung des verzerrten Trägers – Abb. 77 – wurde in Wirklichkeit zu 340 mm in Brückenmitte und 204 mm in «24» höher gewählt. In der Vergleichstabelle wurden diese Überhöhungen abgezogen. In Brückenmitte liegt bei normaler Temperatur von $+10^{\circ}\text{C}$ die Stehblechunterkante auf $+88,060$, während für die statische Berechnung $+88,170$ angenommen wurde. Die Übereinstimmung der «Ist»- und «Soll»-Höhenlagen ist eine sehr gute.

11) Prof. Grüning hat in seinem Werk «Der Eisenbau», Berlin 1929, eine vergleichende Studie über die Kosten des in sich verankerten, kostspieligeren, und des reinen, in sich nicht verankerten, billigeren Hängebrückensystems, unter Zugrundelegung der Abmessungen der Rheinbrücke Köln-Mülheim – siehe Anmerkung 13 – veröffentlicht. Zu diesen Feststellungen bezieht F. Bobry im «Bauingenieur», Heft 1/2, vom 13. Januar 1939 Stellung.

12) W. Dieß: «Die zweite feste Strassenbrücke über den Rhein in Köln - Ersatz Schiffbrücke -». Erweiterter Sonderabdruck aus der Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure, Nr. 32, S. 613, 1920. Verlag Julius Springer, Berlin.

Kette, Versteifungsträger, Querträger und Verankerung sind in Nickelstahl mit 0,8-1,1 % Ni und Zusätzen von Cr. - $\beta_s = 55$ bis 65 kg/mm^2 , $\sigma_s = 35 \text{ kg/mm}^2$, $\lambda_{zul} = 18 \text{ ‰}$, Zulässige Spannungen: Hauptkräfte $\sigma_{zul} = 1760 \text{ kg/cm}^2$ - Sämtliche Einflüsse $\sigma_{zul} = 2160 \text{ kg/cm}^2$ - für die Querträger $\sigma_{zul} = 1200 \text{ kg/cm}^2$ - Zulässige Scherbeanspruchungen τ_{zul} : Fahrbahn 975 kg/cm^2 , Kette = 1440 kg/cm^2 , Versteifungsträger 1350 kg/cm^2 - Zulässiger Lochleibungsdruck $\sigma_{l, zul} = 2 \tau_{zul}$.

13) «Strassenbrücke Köln-Mülheim» Denkschrift, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1929.

F. Schleicher: «Die Strassenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim.» Sonderabdruck aus «Der Bauingenieur», Heft 47, S. 825, Berlin 1929. Haupttragglieder: Siliziumbaustahl und Unionbaustahl von der Gattung «St 52». - Kabel verschlossener Konstruktion: Zugfestigkeit der Drähte aus Gusstahl $\beta_s = 13\,500$ - $15\,000 \text{ kg/cm}^2$, $\lambda_{zul} = 3,5$ - $4,5 \text{ ‰}$ - C = $0,64$ - $0,74 \text{ ‰}$, Mn = $0,55$ - $0,85 \text{ ‰}$, Si = $0,12$ - $0,25 \text{ ‰}$, P = $0,05 \text{ ‰}$, S = $0,07 \text{ ‰}$.

14) J. Wagner: «Die neue Reichsbrücke über die Donau in Wien» - «Der Stahlbau» - Beilage zur Zeitschrift «Die Bautechnik», 12. Jahrgang, Heft 5/6, S. 33, Berlin 1939.

Kette und Versteifungsträger: hochwertiger Baustahl St 52.12 $\sigma_{zul} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

Kettenbolzen und Gelenke der Hängestangen: Schmiedestahl St 50.11 $\sigma_{zul} = 2200 \text{ kg/cm}^2$

Lagerteile: Gusstahl Sig 60.81 B $\sigma_{zul} = 2000 \text{ kg/cm}^2$

15) F. Bleich: «Die Bronx-Whitestone-Hängebücke über den East-River in New York.» Schweiz. Bauzeitung, Bd. 115, Nr. 1, S. 3, Jan. 1940. Gesamtgewicht $22\,300 \text{ t}$, wovon $14\,500 \text{ t}$ normaler Baustahl, 3030 t Siliziumstahl (Mittelöffnung), 400 t Stahlguss und 4370 t Kabelstahl mit einer Drahtzugfestigkeit von $\beta_s = 16\,400 \text{ kg/cm}^2$.

16) Vergleichende Zusammenstellung

Brücke	Statische Unbestimmtheit	Stützweiten in m und Stützweitenverhältnis	Gesamtlänge in m	Pfeilverhältnis des Kabels bzw. Kette	Höhe h der Versteifungsträger in m und Verhältnis zur grössten Stützweite L	Verhältnis der Kabel- bzw. Kettenstärke zur grössten Stützweite L	Hauptträger Abstand in m	Brückenbreite in m	Gesamtgewicht in t
König Alexander I Beograd-Zemun	einfach	75,0 - 261,0 - 75,0 1 : 3,5 : 1	411	1 : 9,3	h = 4,3 m 1 L 61	1 565 L	14,50	21,27	6 837
Köln - Ersatz Schiffbrücke	dreifach	92,23 - 184,46 - 92,23 1 : 2 : 1	368,92	1 : 8,6	h = 3,25 m 1 L 57	1 200 L	19,1	19,10	8 300
Köln-Mülheim	einfach	91,03 - 315 - 91,03 1 : 3,5 : 1	497,06	1 : 9,1	h = 6,0 m 1 L 53	1 560 L	22,204	30,566	13 100
Wien - Reichsbrücke	einfach	56,605 - 241,20 - 65,955 1 : 3,7 : 1	372,760	1 : 9,3	h = 4,3 m 1 L 56	1 185 L	19,10	24,90	12 650
Bronx-Whitestone-Brücke, New York	einfach	224,0 - 701,0 - 224,0 1 : 3,7 : 1	1149,00	1 : 11,5	h = 3,35 m 1 L 210	1 1250 L	22,60	22,60	22 300

17) Gemäss den auf Abb. 185 dargestellten Durchbiegungs- und Neigungsmessungen des Querträgers 22' zufolge einseitiger Belastung beträgt die Querneigung der Fahrbahn $\sim 1 \text{ ‰}$.

Die ungünstigsten rechnerischen Querneigungen der Fahrbahn wurden ermittelt für die
Ersatz Schiffbrücke Köln - siehe Anmerkung 12 - zu $3,3 \text{ ‰}$,
Bronx-Whitestone-Brücke New York - siehe Anmerkung 15 - zu $6,3 \text{ ‰}$.

18) Als grösste rechnerische Durchbiegungen in mm für eine gleichmässig verteilte Verkehrslast von $p = 4,57 \text{ t/m}^2$ Hauptträger ergeben sich:

Stelle	Ungünstigste Laststellung		Vollbelastung
	Senkung	Hebung	Senkung
Brückenmitte «32»	+ 791	- 38	+ 753
Viertel grosse Mittelöffnung «22»	+ 658	- 152	+ 506
Mitte Seitenöffnung «6»	+ 86	- 83	+ 3

Der Verformungsberechnung liegen zugrunde:

$$\begin{aligned} \text{Elastizitätsmodul des Stahles } E &= 21\,000 \text{ kg/mm}^2 \\ \text{Elastizitätsmodul der Kabel } E &= 16\,000 \text{ kg/mm}^2 \end{aligned}$$

Die grösste lotrechte Durchbiegung in Brückenmitte von 791 mm für Vollbelastung der Mittelöffnung durch Verkehrslast erreicht somit $\sim \frac{1}{330}$ der grössten Stützweite L . Die äussersten Grenzen der Durchbiegungsamplitude im Viertel der Mittelöffnung von $+658$ und -152 mm, somit insgesamt 810 mm, ergeben keinen wesentlich grösseren Wert als das Maximum der Durchbiegung in Brückenmitte, welches 791 mm beträgt. Vergleichsweise betragen die grössten rechnerischen lotrechten Durchbiegungen δ_{\max} in Brückenmitte infolge Vollbelastung der Mittelöffnung durch Verkehrslast:

$$\text{Hängebrücke Köln-Mülheim } \delta_{\max} = 0,884 \text{ m} \approx \frac{1}{356} \text{ der grössten Stützweite } L$$

$$\text{Kettenbrücke Köln - Ersatz Schiffbrücke} - \delta_{\max} = 0,322 \text{ m} \approx \frac{1}{572} L$$

$$\text{Hängebrücke Bronx-Whitestone, New York } \delta_{\max} = 2,96 \text{ m} \approx \frac{1}{237} L$$

¹⁹⁾ Die von Herrn Sektionschef für Brückenbau, *Dipl. Ing. N. Lencos*, anlässlich der Absenkung der Brücke an den Stützstellen des Freivorbaues «24» und «24'» um je 108 mm am 5. Januar 1934 durchgeführten Spannungsmessungen ergaben im Kabel eine mittlere Spannung von $\sigma = +1460 \text{ kg/cm}^2$, entsprechend einem Kabelzug von $H = 1490 \text{ t}$, gegenüber dem rechnerischen Wert von $H = 1550 \text{ t}$. Die gemessenen Druck-Randspannungen im Versteifungsträger bewegten sich nach Berichtigung infolge Temperaturschwankungen von $+3^\circ$ bis -5° C , während der Messungsdauer von 11 bis 16 Uhr zwischen -1220 und -1380 kg/cm^2 . Die Kabel sind zufolge ihrer im Vergleich zu den Versteifungsträgern weitaus geringeren Steifigkeit ganz wesentlich unempfindlicher - praktisch unempfindlich - gegen unvermeidliche Ungenauigkeiten der Aufstellung.

²⁰⁾ *K. Sattler: -Beitrag zur Berechnung der Eigenschwingungen von Brücken.- Sterkrade 1934.*

Eigenfrequenz der Hängebrücke.

1. Grundschiwingung - Schwingung erster Ordnung - Schwingungsform 1 -

a) Brücke unbelastet

$$\text{Schwingungszeit } T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum w \cdot \delta^2}{g \sum w \cdot \delta}}$$

worin w_m = elastisches Gewicht für den zugeordneten Belastungsfall

$$w_m = \frac{a}{6} \left\{ \frac{M_{m-1}}{E J_{m-1}} + 4 \cdot \frac{M_m}{E J_m} + \frac{M_{m+1}}{E J_{m+1}} \right\}$$

δ = lotrechte Durchbiegung

δ_g = lotrechte Durchbiegung Eigenlast

δ_p = lotrechte Durchbiegung Verkehrslast

Brücke Beograd $T = 2,475''$, somit

$$r = \frac{1}{2,475} = 0,404 \text{ Schwingungen pro Sekunde - Hertz}$$

b) Brücke belastet

$$\text{Schwingungszeit } T = 2\pi \sqrt{\frac{\delta_g + p}{\delta_g} \cdot \frac{\sum w \cdot \delta^2}{g \cdot \sum w \cdot \delta}}$$

Brücke Beograd $T = 2,865''$

$$r = \frac{1}{2,865} = 0,349 \text{ Schwingungen pro Sekunde - Hertz}$$

2. Schwingung zweiter Ordnung - Schwingungsform 2 -

a) Brücke unbelastet

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum w \cdot \delta^2}{g \sum w \cdot \delta}}$$

Brücke Beograd $T = 2,412''$

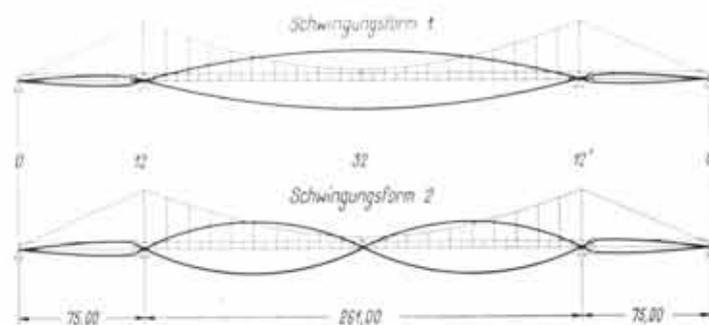
$$r = \frac{1}{2,412} = 0,415 \text{ Hertz}$$

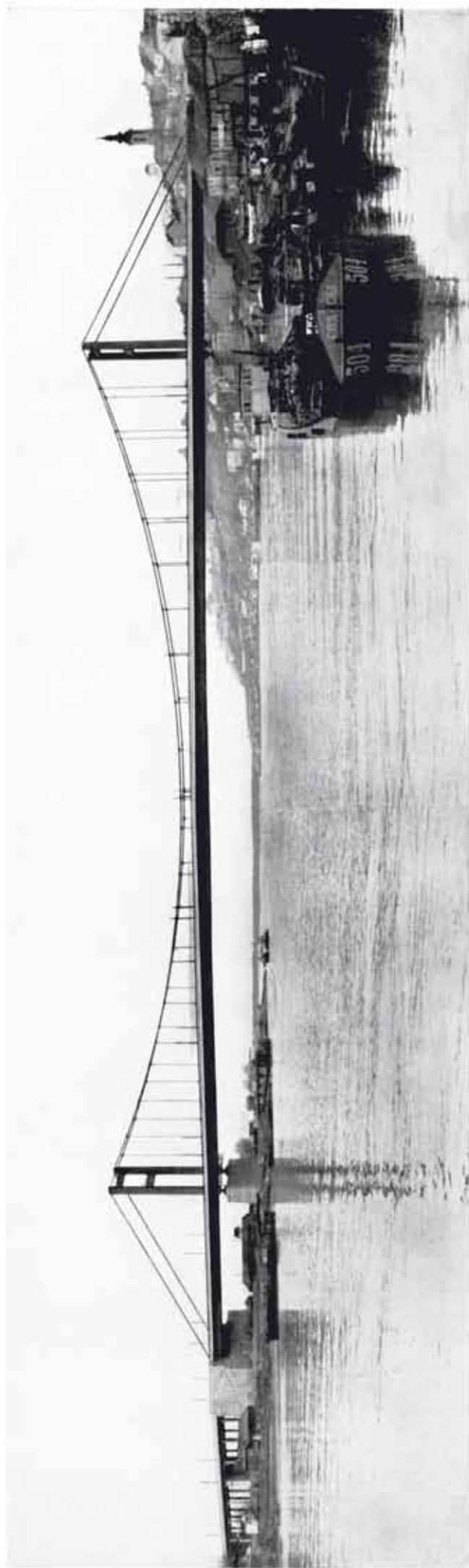
b) Brücke belastet

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\delta_g + p}{\delta_g} \cdot \frac{\sum w \cdot \delta^2}{g \cdot \sum w \cdot \delta}}$$

Brücke Beograd $T = 2,782''$

$$r = \frac{1}{2,782} = 0,359 \text{ Hertz}$$





Strassenbrücke König Alexander I. über die Save zwischen Beograd und Zemun 1930-1934.

Versteife, in sich verankerte Hängebrücke. Stützweiten: 75 m - 265 m - 75 m.

Gesamtansicht vom Oberwasser aus gegen die Eimmündung der Save in die Donau.



Strassenbrücke König Alexander I. über die Save zwischen Beograd und Zemun
1930-1934.

Pylonenportal Seite Beograd, Seitenansicht.



Strassenbrücke über den Rhein in Köln – Ersatz Schiffbrücke 1913–1915.

Versteifte, in sich verankerte Kettenbrücke. Stützweiten: 92,23 m – 184,46 m – 92,23 m. Bauleitung: Brückenbauabteilung der Stadt Köln. Ausführung Tiefbau: Grün & Bülfinger A. G., Mannheim. Ausführung Stahlbau: Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A. G., Werk Gustavsburg.



Strassenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim 1927–1929.

Versteifte, in sich verankerte Hängebrücke. Stützweiten: 91,03 m – 315,00 m – 91,03 m.



Strassenbrücke über die Donau in Wien. – Neue Reichsbrücke 1934–1937.

Versteifte, in sich verankerte Kettenbrücke. Stützweiten: 65,61 m – 241,20 m – 65,96 m.



Strassenbrücke über die Donau in Wien.

Neue Reichsbrücke 1934–1937.

Seitenansicht. Portale.

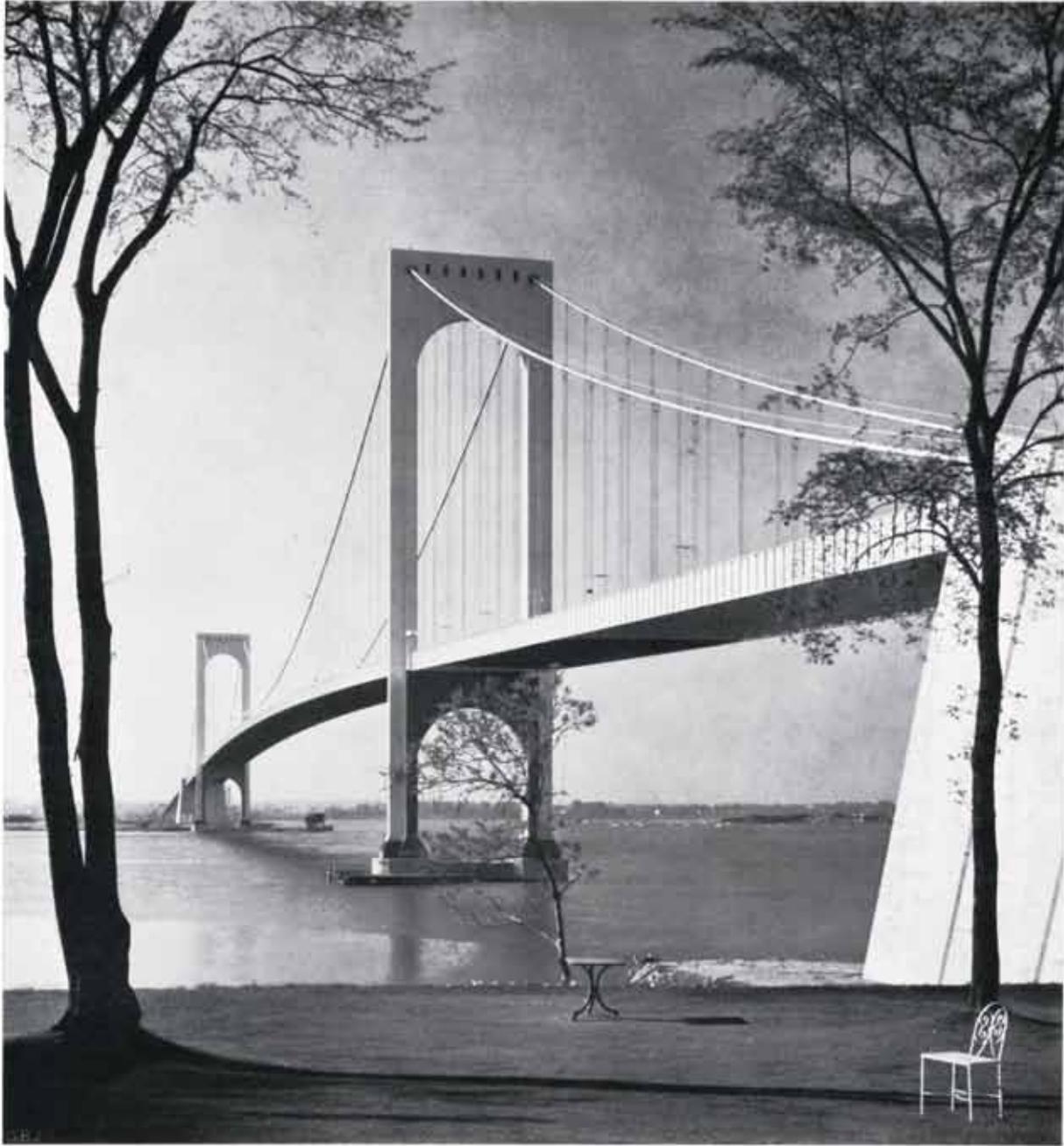
Bauleitung: *Bundesministerium für Handel und Verkehr*. Ausführung Tiefbau: *Allgemeine Baugesellschaft A. Pörr – Universale – Redlich & Berger – Bau A. G. – Wäyss & Freytag A. G.* Ausführung Stahlbau: *Wagner – Biró A. G., Wien.*



Strassenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim 1927–1929.

Seitenansicht. Portale.

Bauleitung: *Brückenabteilung der Stadt Köln*. Ausführung Tiefbau: *Philipp Holzmann A. G., Frankfurt a. M. – Grim & Bilfinger A. G., Mannheim-Köln*. Ausführung Stahlbau: *Gesellschaft Harkort, Duisburg – Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A. G., Werk Gustavsburg – Vereinigte Stahlwerke A. G., Dortmunder Union – Dortmund – Felten & Guillaume, Carlswerk, Aktiengesellschaft, Frankfurt a. M.*



Die Bronx-Whitestone-Brücke über den East-River in New York 1937–1939.
Versteifte Hängebrücke, Stützweiten: 224 m – 701 m – 224 m. Erbaut von Dr. h. c. O. H. Ammann.

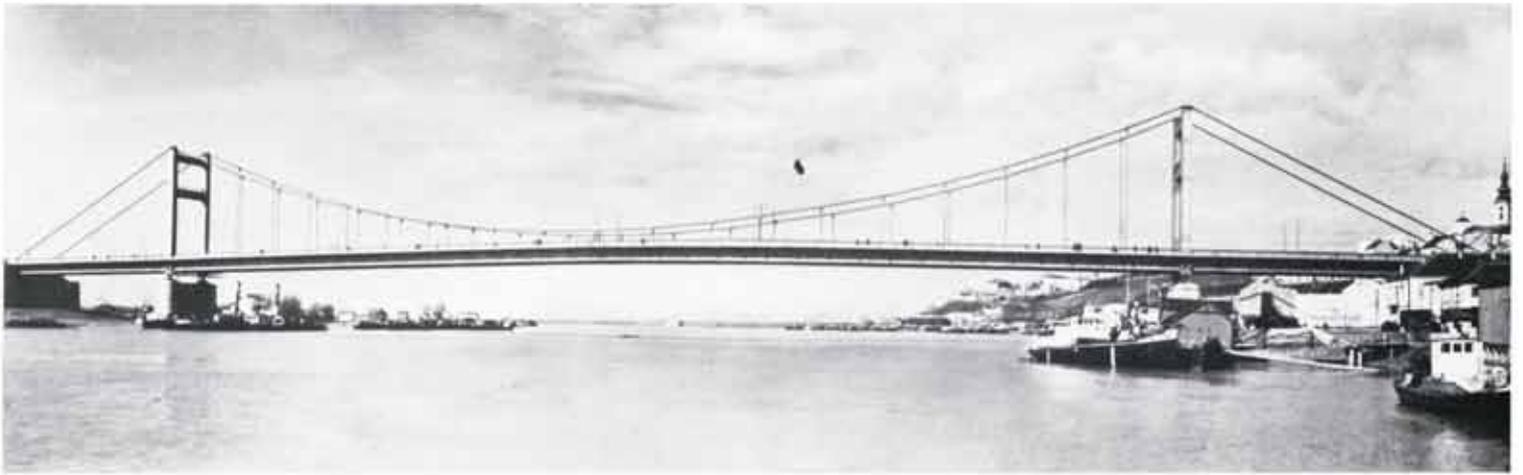


Abb. 1. Ansicht flussabwärts gegen die Einmündung der Save in die Donau.



Abb. 2. Seitenansicht vom linken gegen das rechte Saveufer.



Abb. 3. Seitenansicht vom rechten gegen das linke Saveufer.



Abb. 4. Ansicht in Brückenaxe gegen Beograd.

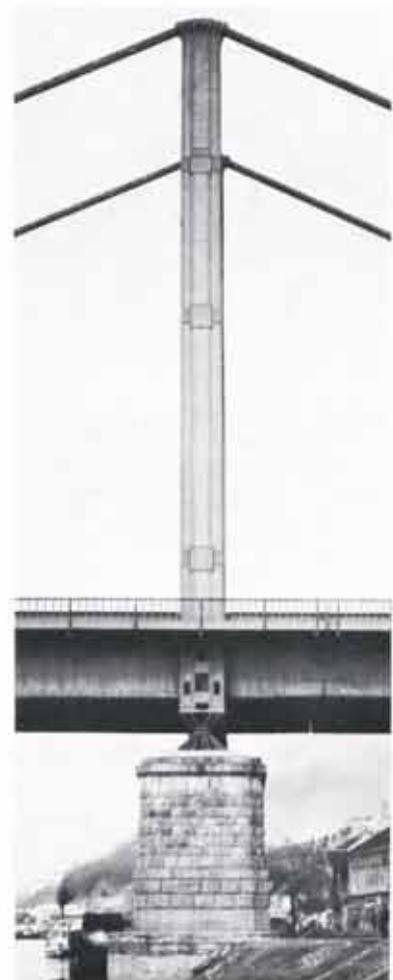


Abb. 5 und 6. Pylon und Flusspfeiler Seite Beograd.

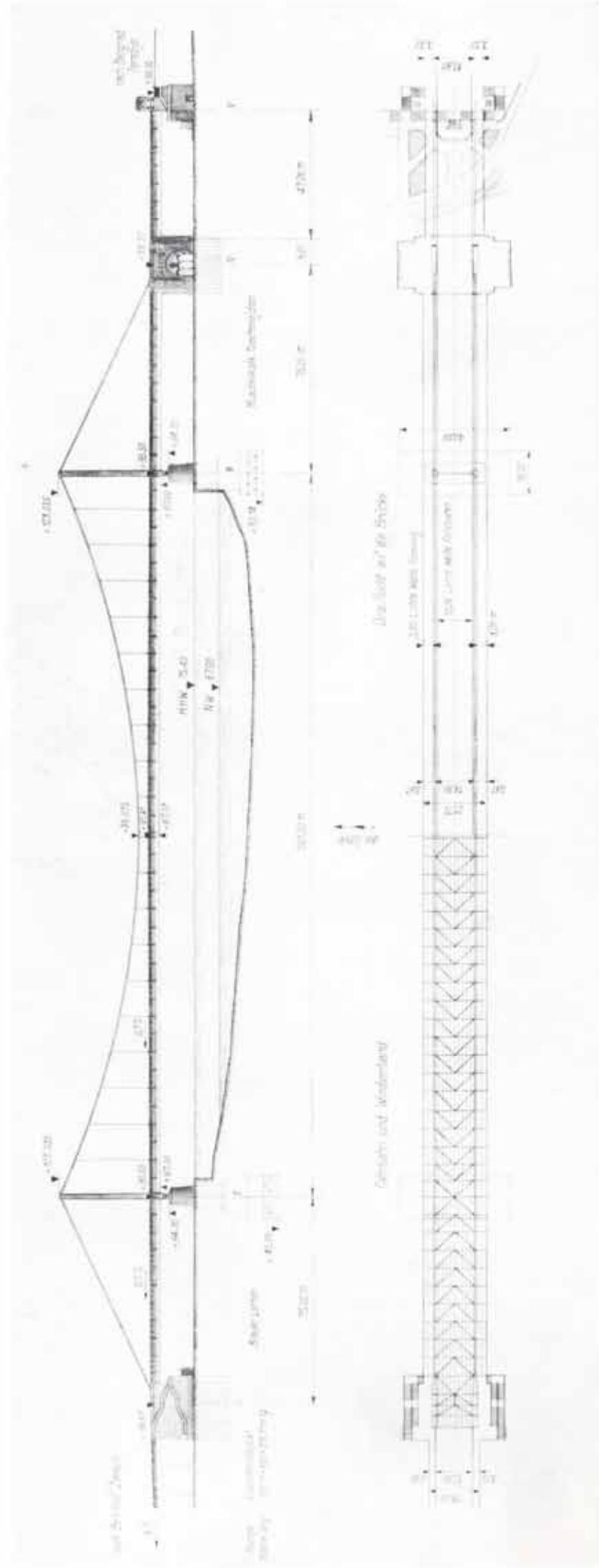


Abb. 7. Strassenbrücke König Alexander I. über die Save zwischen Beograd und Zemun, erbaut 1930-1934. Ansicht und Grundriss der versteiften, in sich verankerten Hängebrücke mit Stützweiten von 75+261+75 m und Gelenken in den Seitenöffnungen des Versteifungsträgers. Bauleitung: Königlich-jugoslawisches Bauministerium, Direktor Ing. S. Josifović, Sektionschef N. Lincos, Bauunternehmung Tiefbau: Société de Construction des Batignolles, Stahlbau: Gutehoffnungshütte Oberhausen unter Mitarbeit der MAN, Werk Gustavsburg.

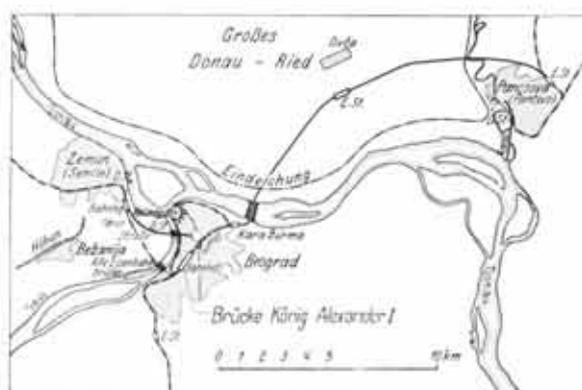


Abb. 8. Lageplan von Beograd und Umgebung.



Abb. 9. Eisenbahn- und Strassenbrücke über die Donau zwischen Beograd und Pancevo.
In den Jahren 1927–1931 erbaut von Hein, Lehmann & Co., Düsseldorf-Oberbilk; Gutehoffnungshütte A. G., Oberhausen-Rheinland; C. A. Jucho, Dortmund; Aug. Klönne, Dortmund; Friedr. Krupp A. G., Friedrich-Alfred-Hütte, Rheinhausen-Niederrhein; Maschinofabrik Augsburg-Nürnberg A. G., Werk Gustavsburg, Mainz-Gustavsburg; Vereinigte Stahlwerke A. G., Dortmund.



Abb. 10. Trajansäule in Rom, von Apollodoros,
113 n. Chr. erbaut.

Die Römer überschreiten die Donau auf einer Schiffsbrücke und besetzen eine durch die Dazier geräumte Festung. Dem Werke von S. Reinach, Répertoire de Reliefs Grecs et Romains, Tome premier, Paris 1909, entnommen.



Abb. 11. Donaubrücke zwischen Turn-Severin und Kladovo von Apollodoros aus Damaskus in den Jahren 104-05 n. Chr. erbaut. Relief der Trajanssäule auf dem Trajansforum in Rom im Jahre 113 n. Chr., gleichfalls von Apollodoros erbaut.



Abb. 12. Die belagerte und am 6. September 1688 durch Kurfürst Maximilian Emanuel von Bayern im Sturm eroberte Festung Belgrad, Griechisch-Weissenburg, nach einem alten Stich.

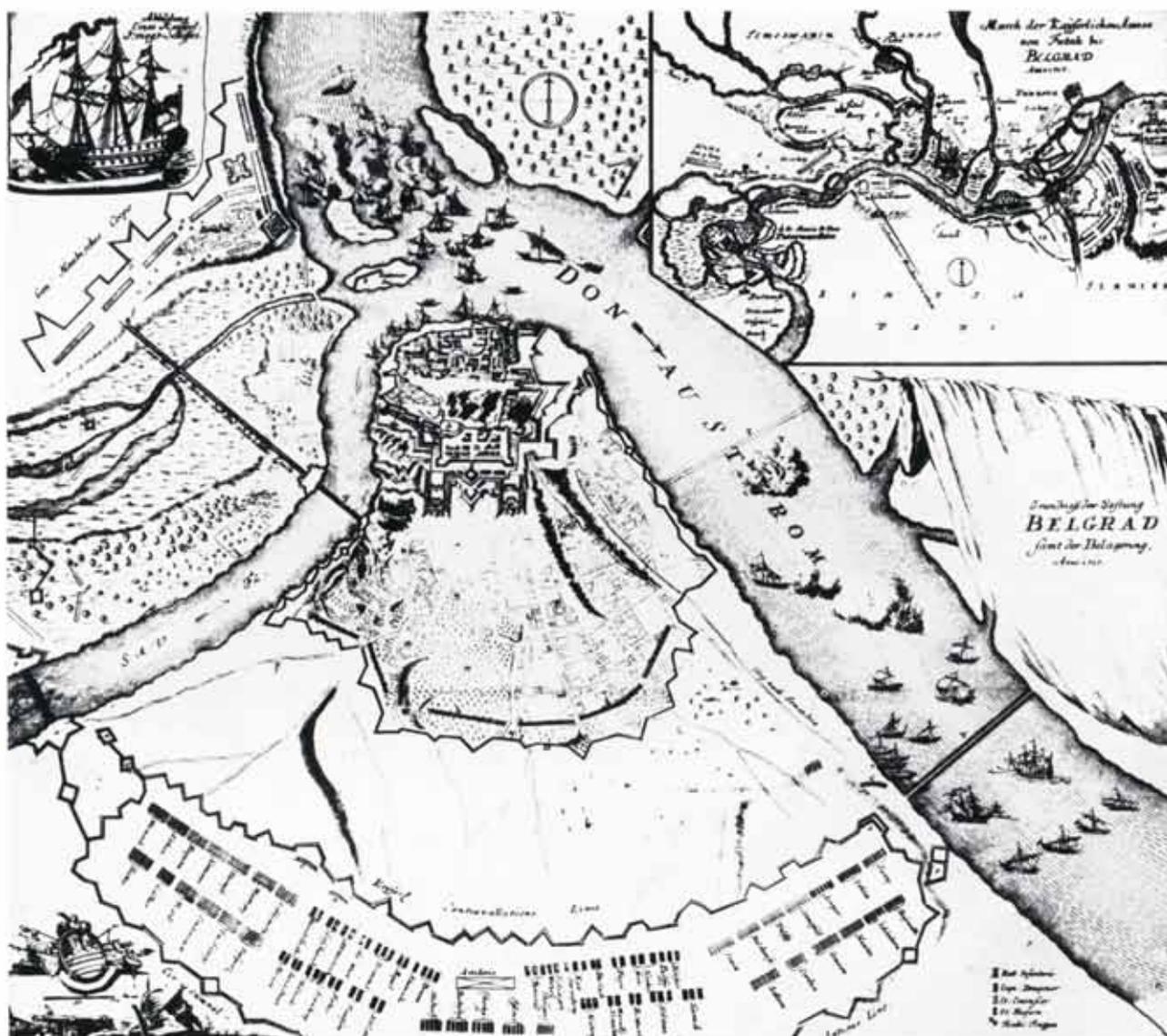


Abb. 13 und 14. Ansicht und Grundriß der Festung Belgrad oder Griechisch-Weissenburg zur Zeit der Belagerung durch Prinz Eugen von Savoyen im Jahre 1717, nach alten Stichen von Matheus Sojter.

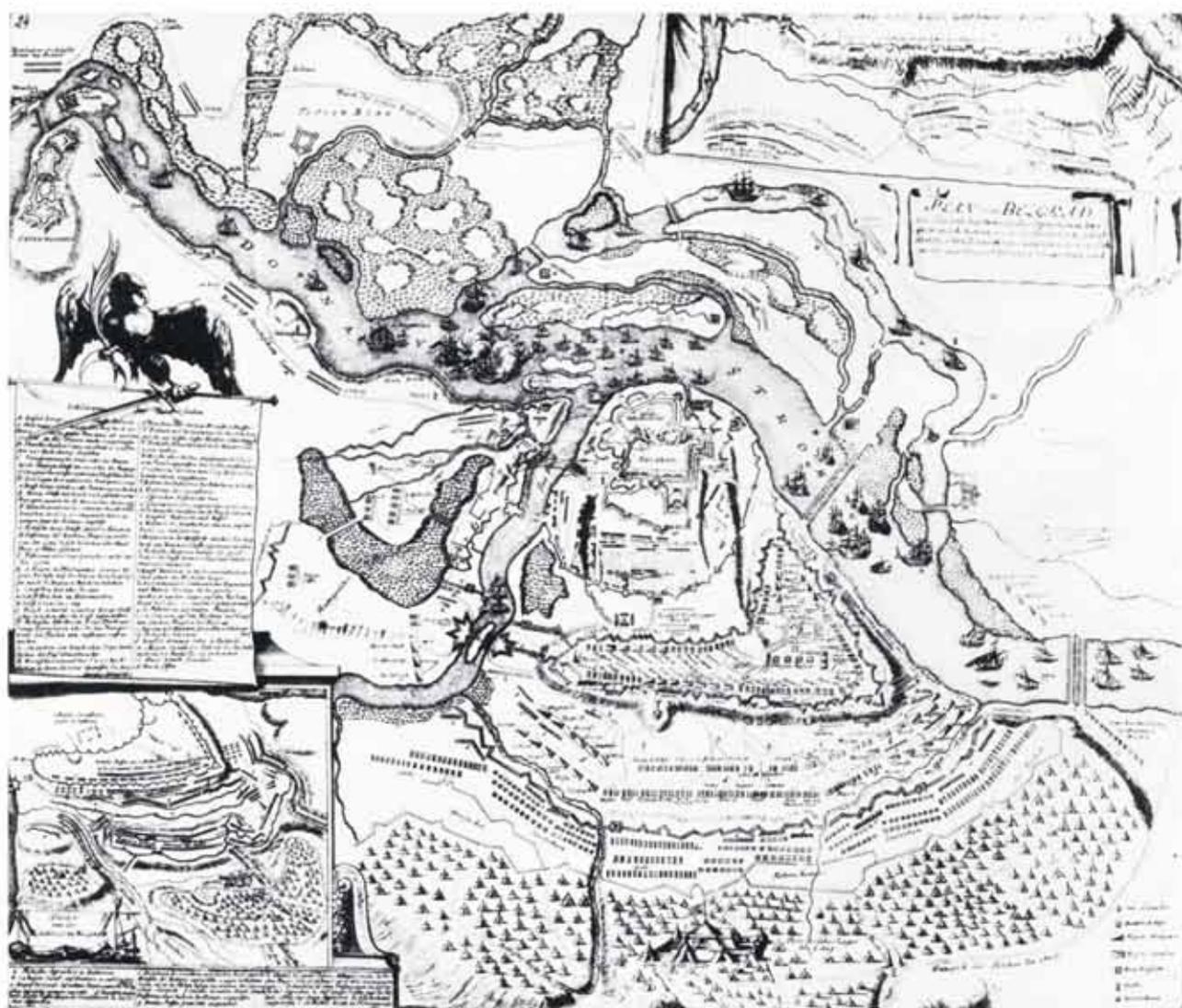


Abb. 15. Plan der Belagerung von Belgrad durch Prinz Eugen von Savoyen im Jahre 1717.
Nach einem alten Stich.

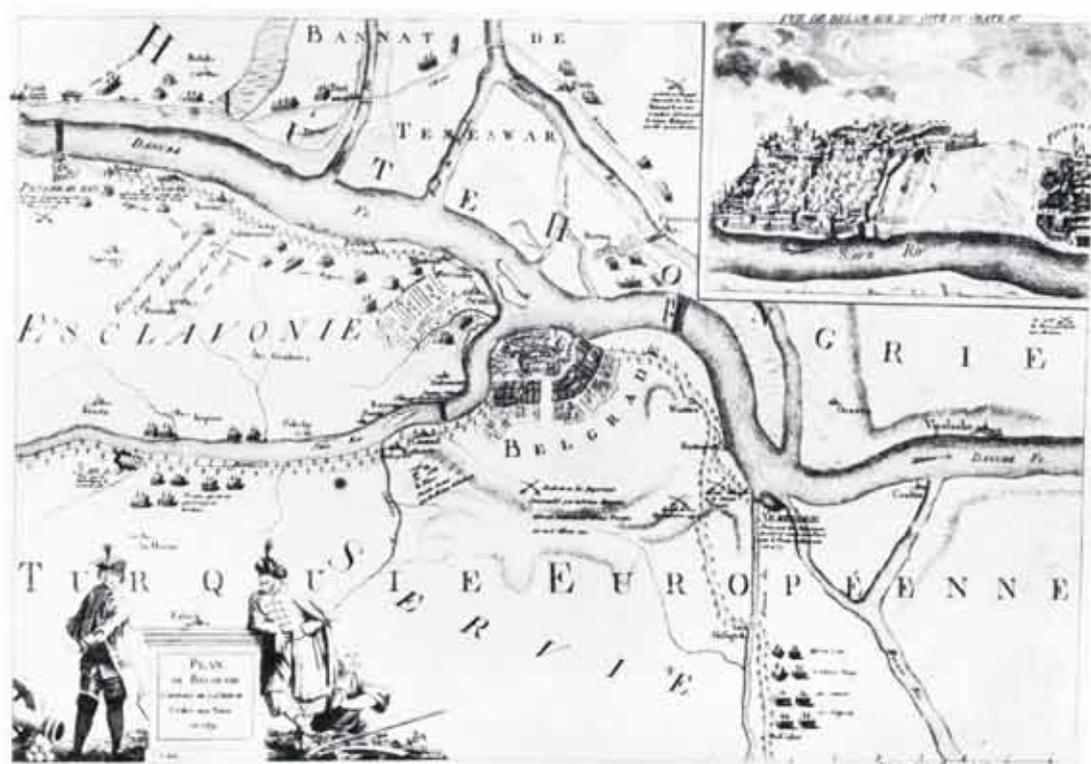


Abb. 16. Plan und Ansicht der Stadt Belgrad bei der Übergabe an die Türken im Jahre 1769.
Nach einem alten Stich.

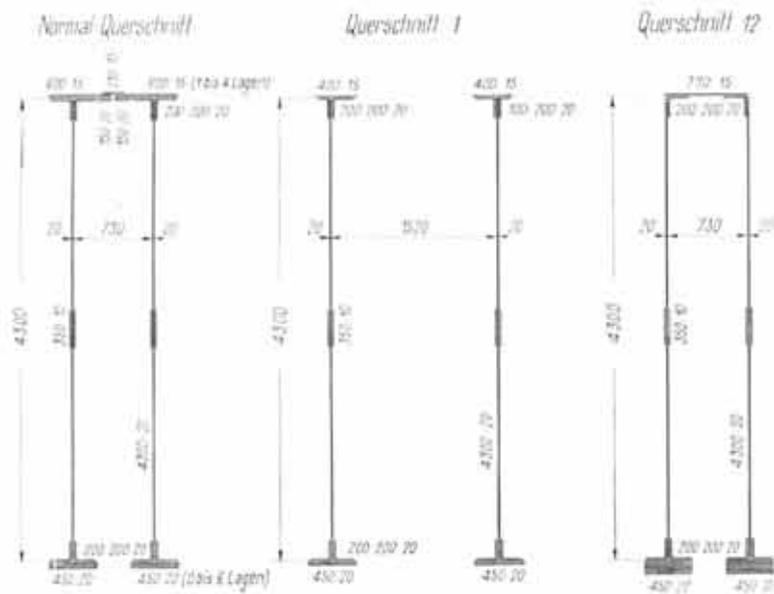


Abb. 19. Versteifungsträger, Querschnitte.

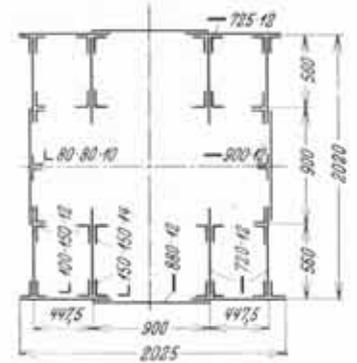


Abb. 20. Pylonen-Querschnitt.

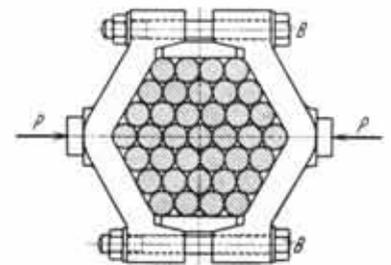
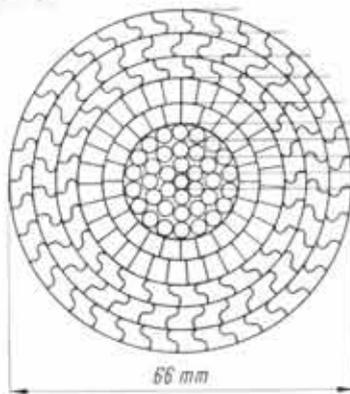


Abb. 22. Tragkabel-Querschnitt mit Kabelschellen.

Lage	Anzahl Drähte	Profil	Masse	Querschnitt	Rechnerische Bruchlast
Außere	36		4,2 mm	20,4 mm ²	36 · 20,4 · 135 = 99.144 kg
2te	31		4,2	20,4	31 · 20,4 · 135 = 85.374
3te	26		4,2	20,4	26 · 20,4 · 135 = 71.604
4te	31		4,2	14,4	31 · 14,4 · 135 = 60.264
5te	24		4,2	14,0	24 · 14,0 · 135 = 45.360
6te	18		3,4	9,08	18 · 9,08 · 145 = 23.706
7te	12		3,4	9,08	12 · 9,08 · 145 = 15.804
8te	6		3,4	9,08	6 · 9,08 · 145 = 7.902
Kerndraht	1		3,9 mm	11,34 mm ²	1 · 11,34 · 145 = 1.644 kg
					Gesamt Bruchlast = 410.802 kg



Lage	Schlaglänge
Außere	580 mm r
2te	565 l
3te	485 r
4te	410 l
5te	320 r
6te	230 l
7te	150 r
8te	100 l
Kerndraht	

l = linksgängig r = rechtsgängig

Querschnitt des Einzelkabels.

Abb. 21. Seil-Querschnitt.

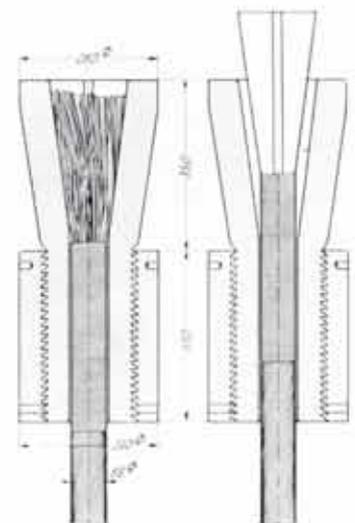


Abb. 23. Seilköpfe mit Auf-
lagerung der Verankerungen.

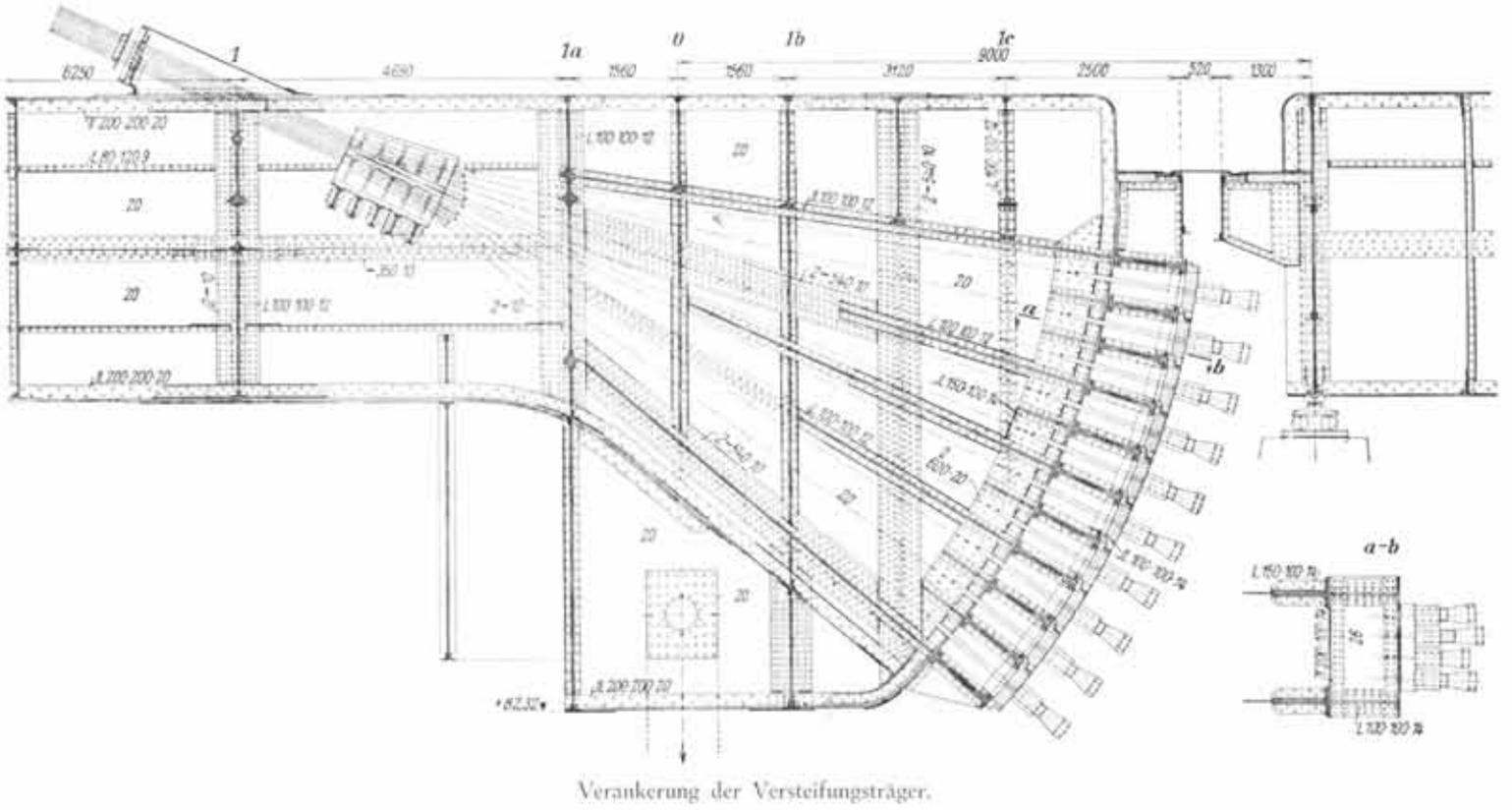


Abb. 25. Verankerung der Tragkabelseile in den Versteifungsträger an den Endauflägern I und IV: 1 : 100
 - Siehe Abb. 17 -

Schnittpunkt des Rückhaltkabels mit der Auflager-Lotrechten 0,75 m unterhalb Mittellinie-Stehblech-Versteifungsträger, in welcher Ebene auch die Gelenkmittelpunkte des Versteifungsträgers liegen.

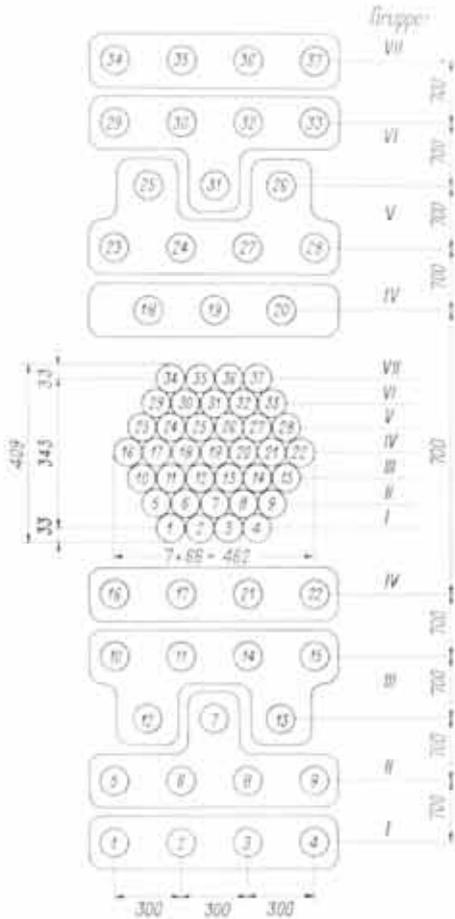


Abb. 24. Schema der Auseinanderziehung der Kabelseile an den Endverankerungen in den Versteifungsträgern - Siehe auch Abb. 25 -.

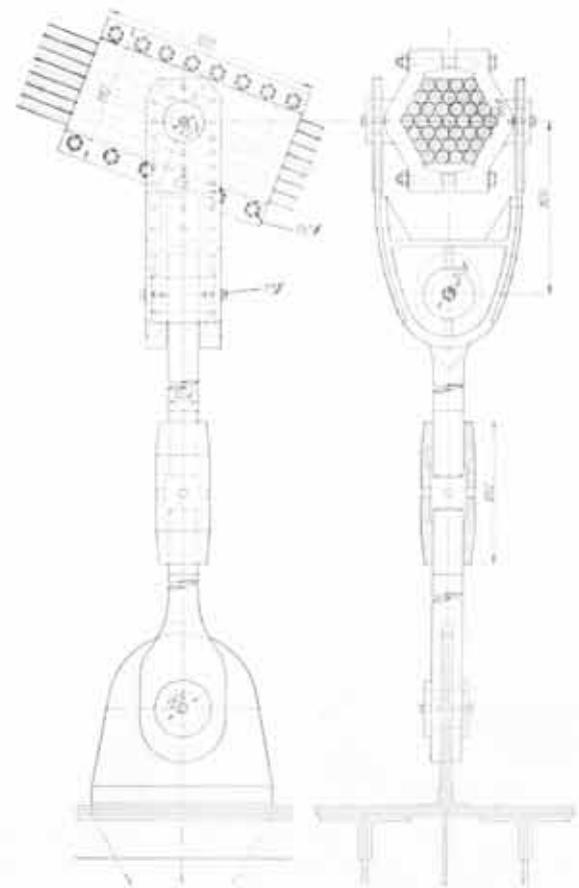


Abb. 26. Hängestangen. Ansicht, Querschnitt 1 : 35.



Abb. 27. Hängestangen – Ansicht –.



Abb. 28. Doppelaufhängung der Fahrbahn
in Brückenmitte – Ansicht –.

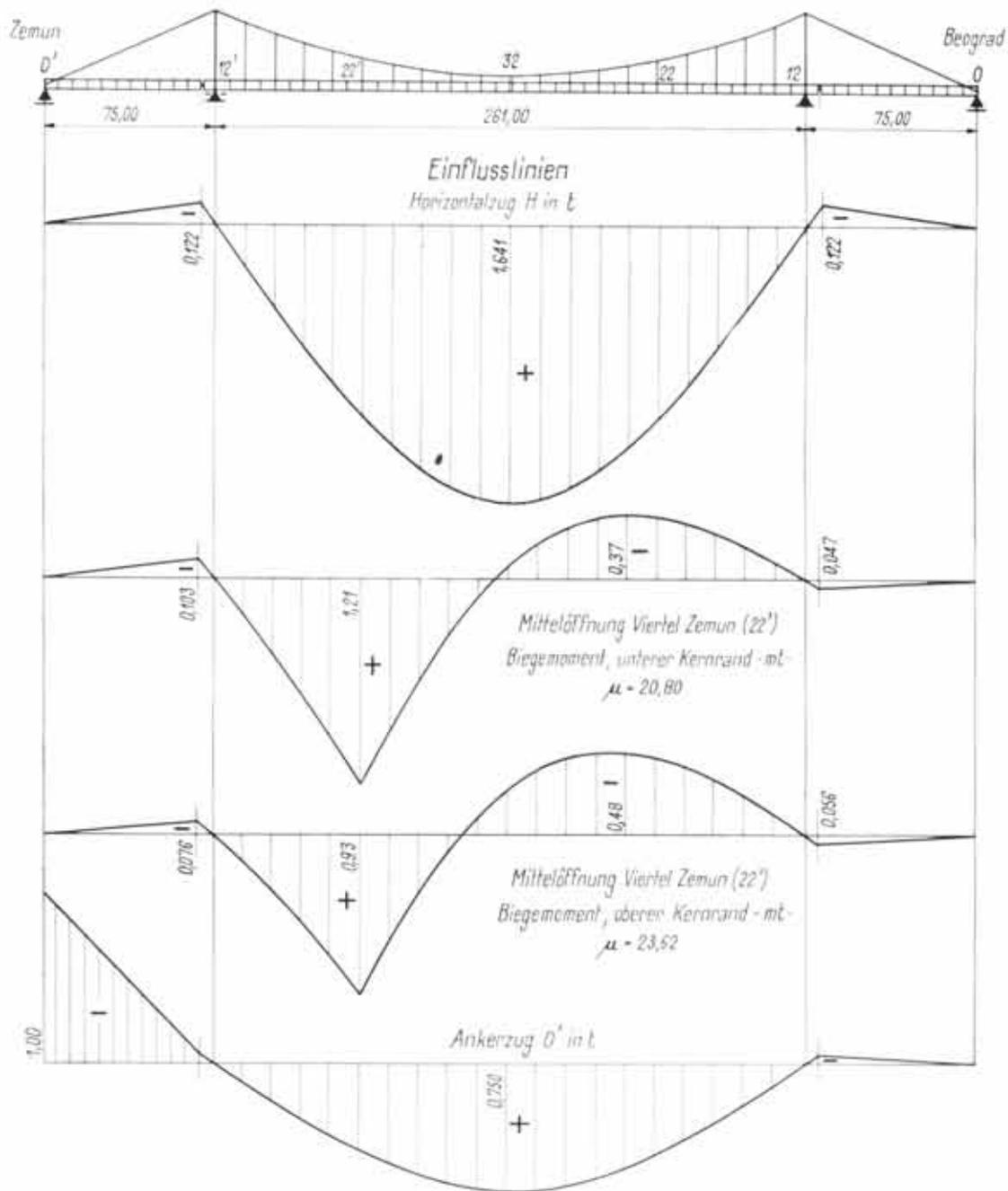


Abb. 29, 30, 31 und 32.
Einflusslinien. Horizontalzug des Tragkabels. Ankerzug (D'). Biegemomente (22').

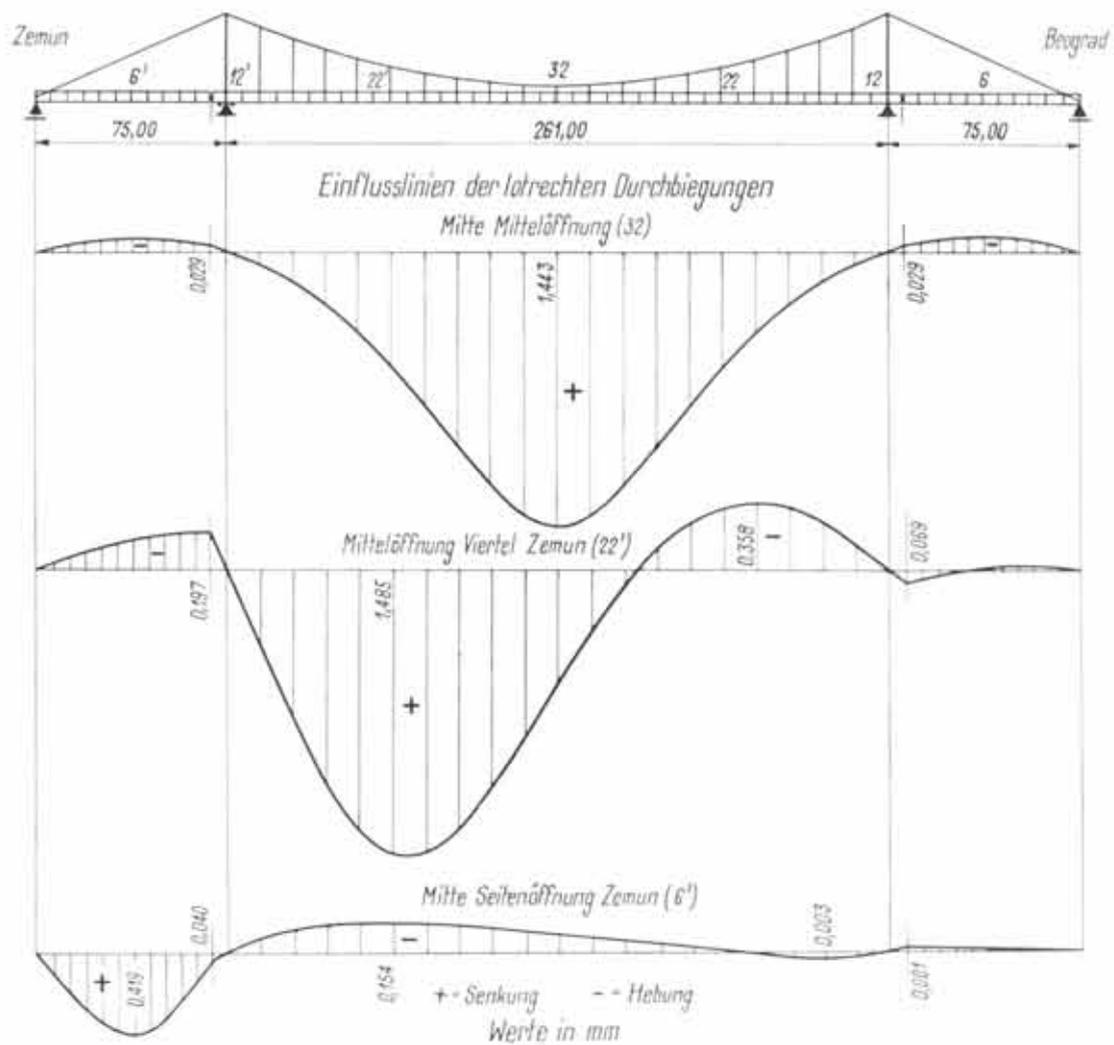


Abb. 33, 34 und 35. Einflusslinien. Lotrechte Durchbiegungen in (32), (22') und (6').

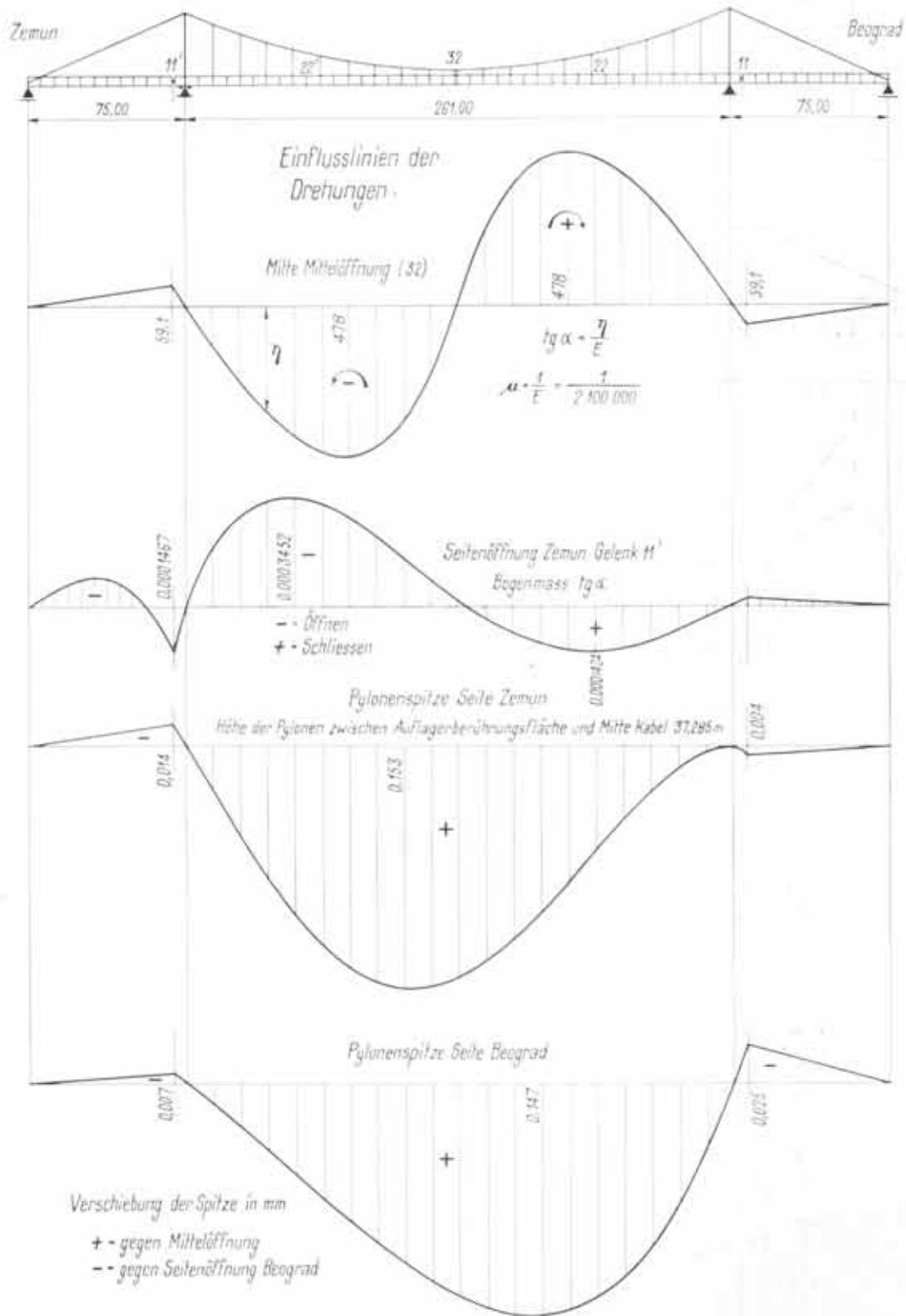


Abb. 36, 37, 38 und 39.
Einflusslinien, Drehungen in (32), (11') und Pylonen Seiten Beograd (12) und Zemun (12').

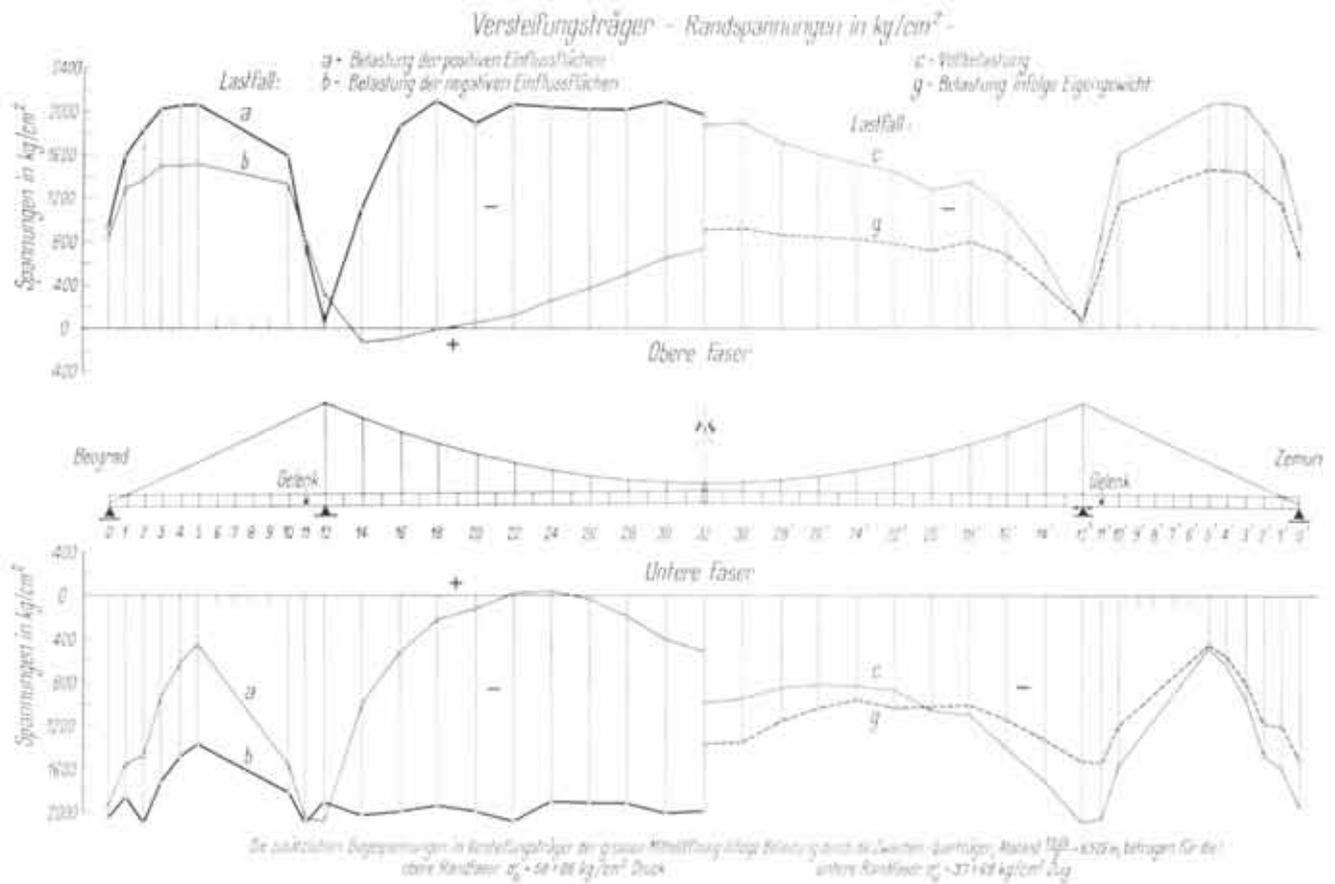


Abb. 40. Versteifungsträger. Grenzweite der Randspannungen.

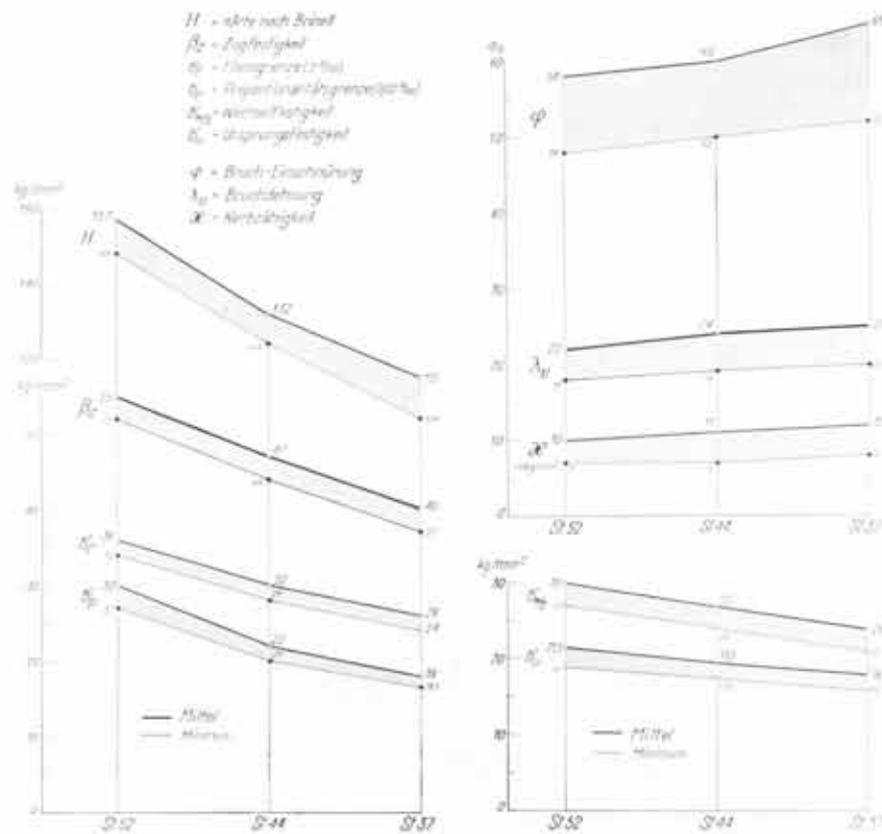


Abb. 41.
 Statische (links) und dynamische (rechts) Festigkeits- und Verformungseigenschaften normengemässer Baustähle St 52, St 44, St 37,
 EMPA-Versuche 1935/39.

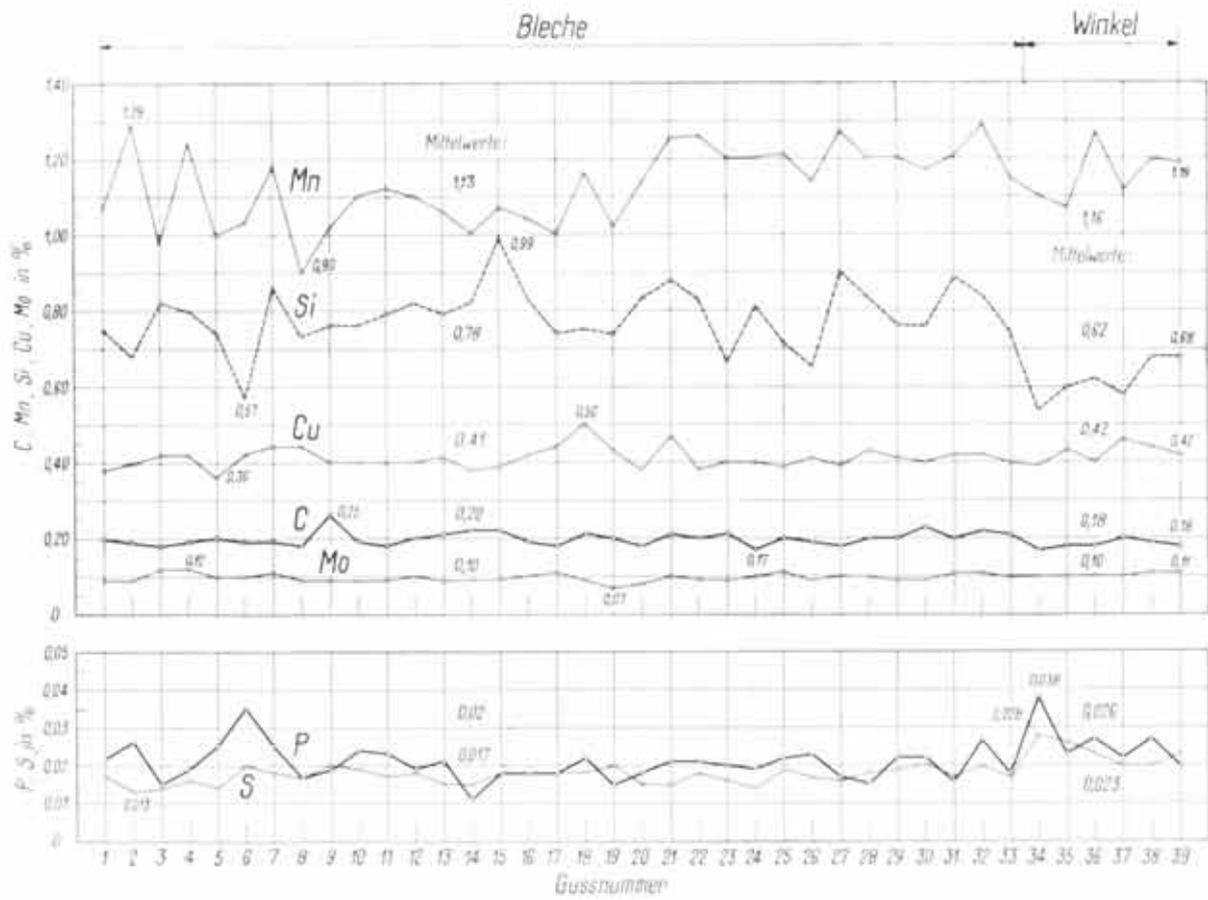


Abb. 42. Chemische Analyse der Bleche und Winkelisen von 20 mm Stärke.

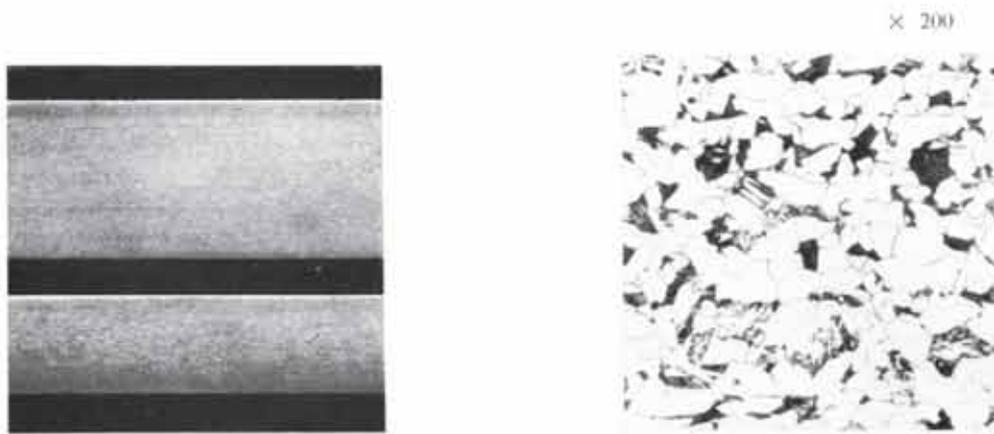


Abb. 43. Makro- und Mikrogefüge des hochwertigen St 52-GHH-Stahles.

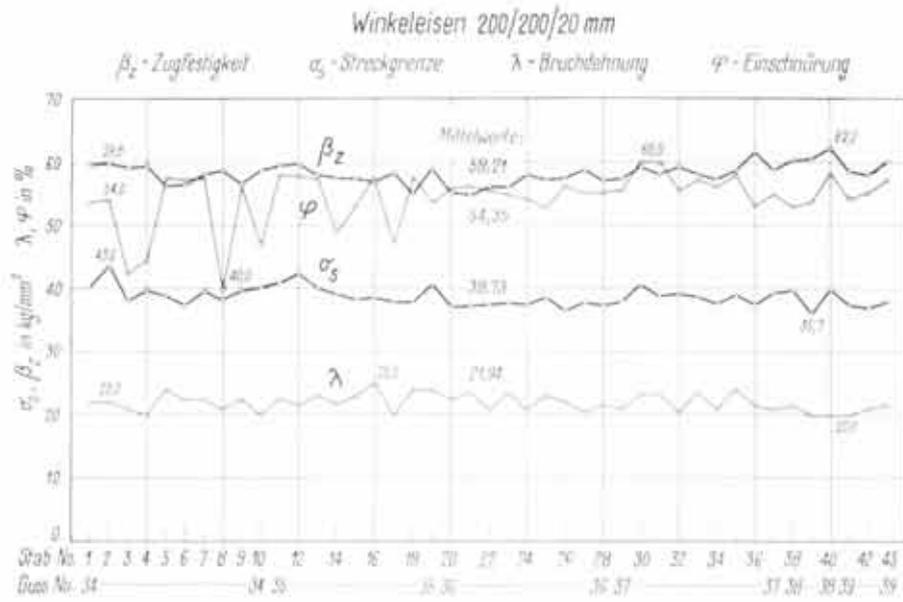


Abb. 44. Statistische Festigkeits- und Verformungswerte der Winkelisen 200x200x20 in St 52-GH1.

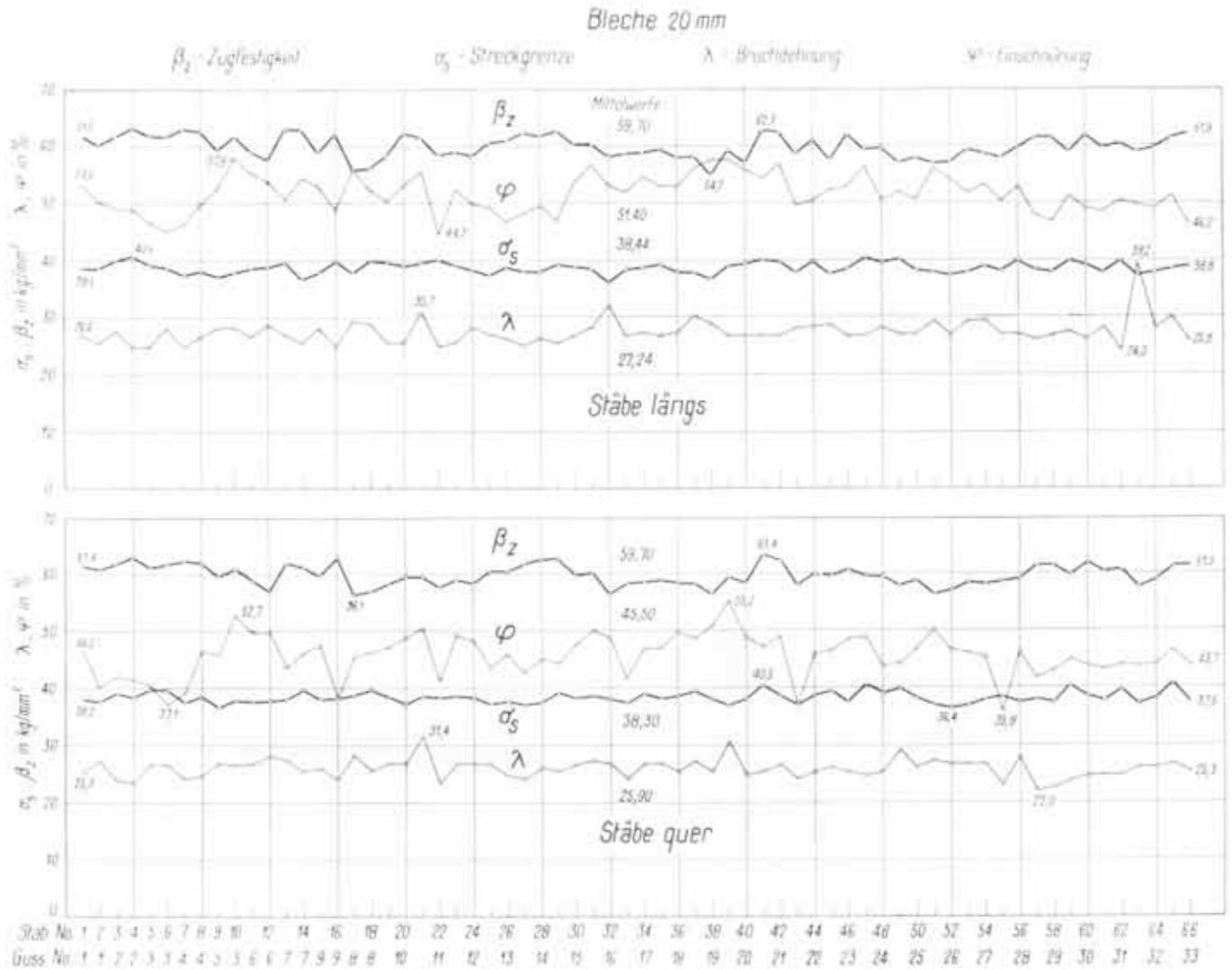


Abb. 45. Statistische Festigkeits- und Verformungswerte der 20 mm dicken Bleche in St 52 - GH1.

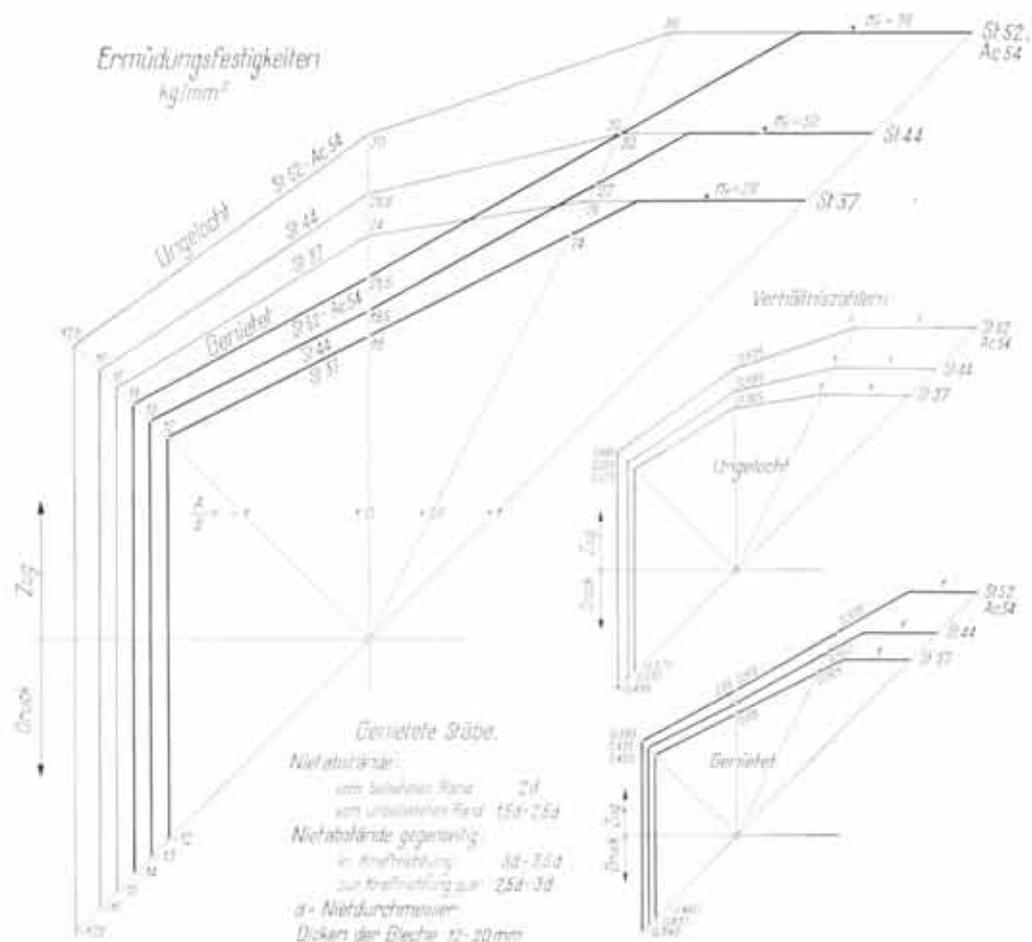


Abb. 46. Ermüdungsfestigkeiten voller und gelochter Stäbe, Baustähle St 52, 44 und 37. Lastwechsel 10^6 – EMPA-Versuche 1935/39.

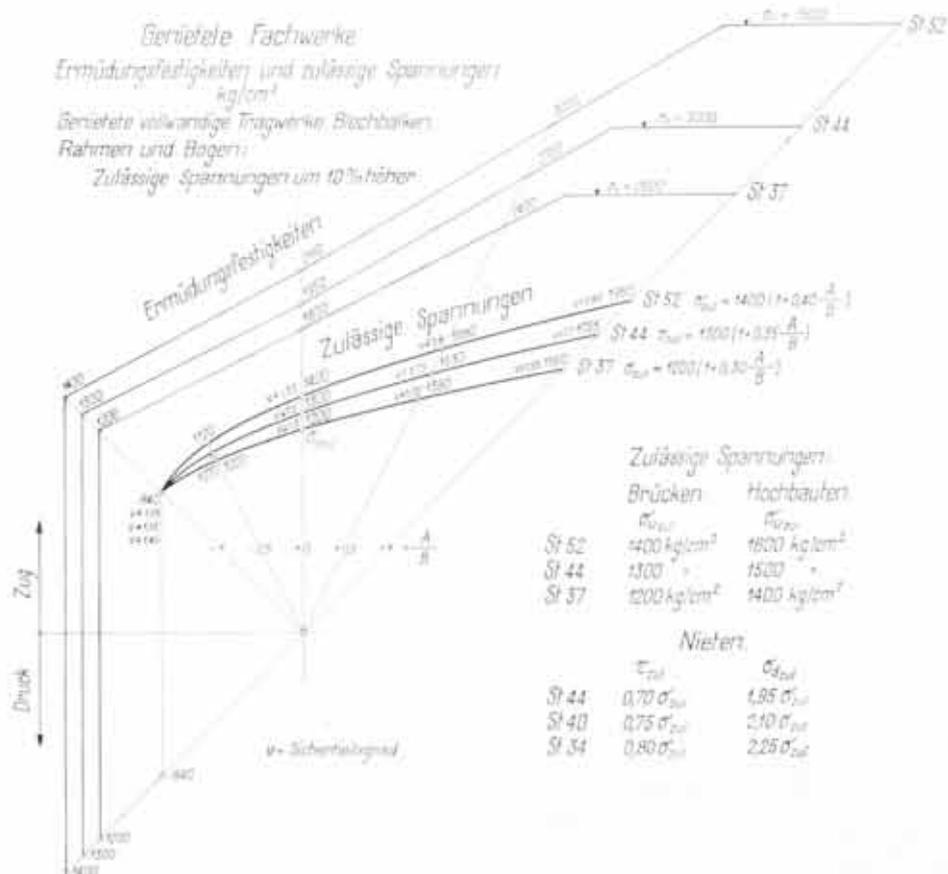


Abb. 47. Ermüdungsfestigkeiten und zulässige Spannungen für gelochte Fachwerke aus St 52, 44 und 37. Für Vollwandkonstruktionen darf σ_{zul} um 10% erhöht werden. Rechnerischer Sicherheitsgrad 1,5 bis 1,85. EMPA-Vorschriften 1940.

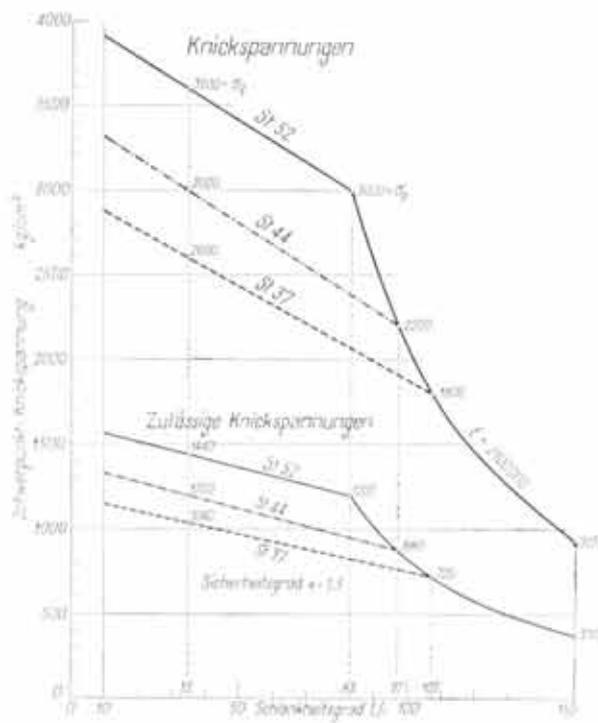


Abb. 48. Knickstabilität und zulässige Schwerpunkt-Knickspannungen bei zentrischem Kraftangriff für St 52, 44 und 37. Sicherheitsgrad einheitlich 2,5 – EMPA-Versuche 1925/39.

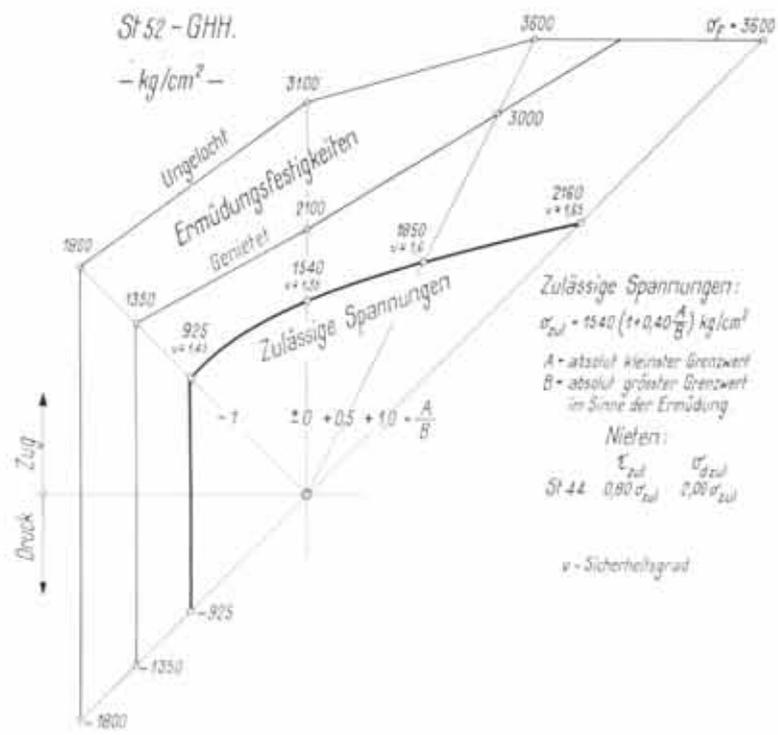


Abb. 49. Ermüdungsfestigkeiten des hochwertigen Stahles St 52 – GHH – und zulässige Spannungen für vollwandige, genietete Tragwerksausbildung.

Spannungs-Dehnungs-Diagramme

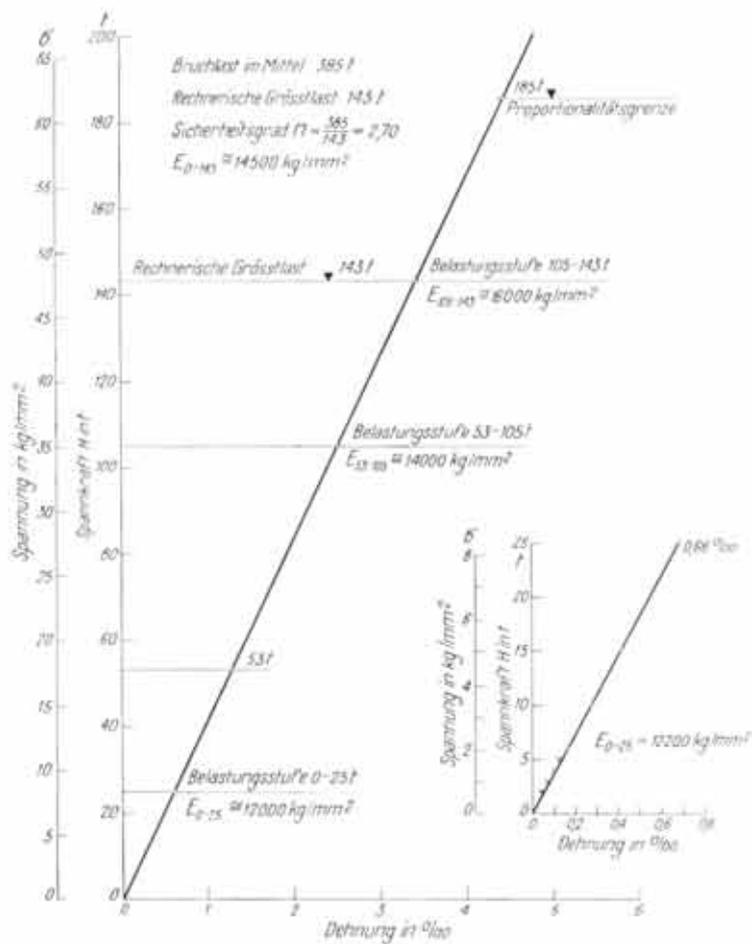


Abb. 50. Spannungs-Dehnungsdiagramme der verschlossenen Einzelseile von 66 mm Durchmesser, E-Moduli.

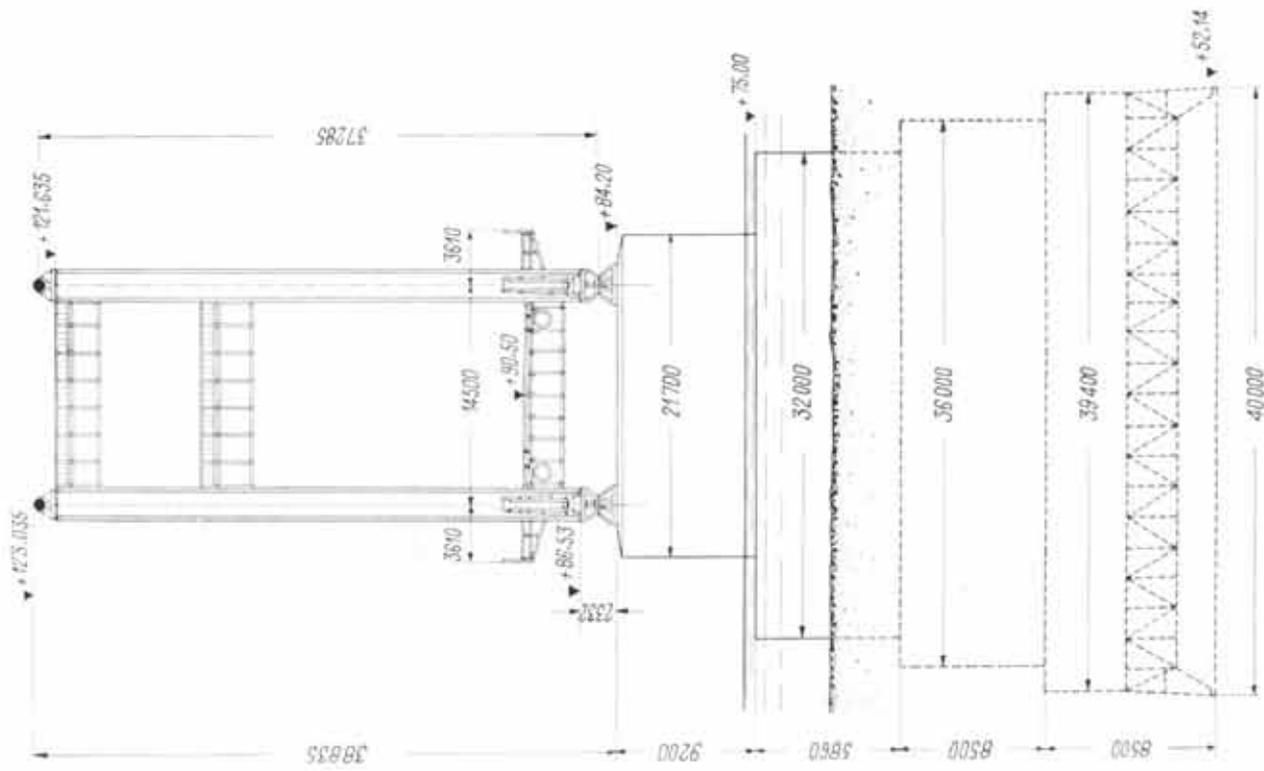


Abb. 52. Flusspfeiler III mit Pylon-Steifrahmen. Ansicht in Brückenlangensaxe.

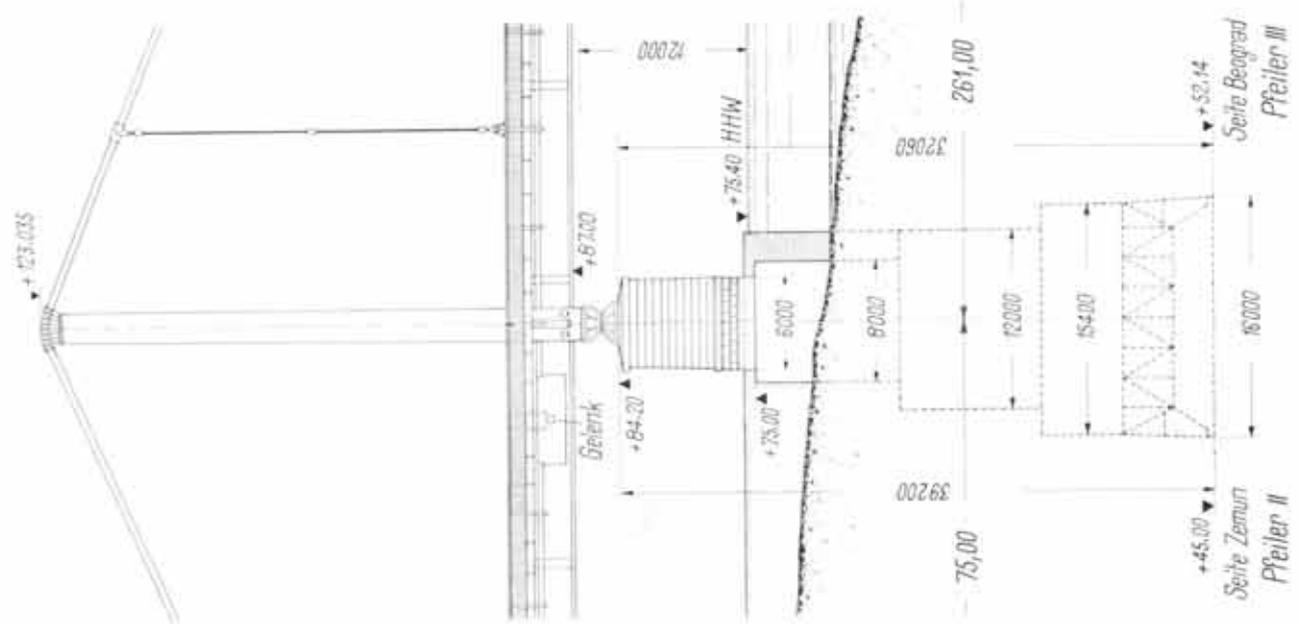


Abb. 51. Flusspfeiler II – Seite Zemun – und III – Seite Beograd – mit Pylonenaufbau. Seitenansicht.



Abb. 53. Flusspfeiler III. Kiesaufschüttung zwischen Holzspundwänden zum Aufstellen des eisernen Senkkastens. 20. August 1930.



Abb. 54. Flusspfeiler III. Aufstellung des Senkkastens. 10. September 1930.



Abb. 55. Flusspfeiler III. Senkkasten 16×40 m, unmittelbar vor der Absenkung.
15. November 1930.



Abb. 56. Flusspfeiler III. Absenken des Caissons. 21. Januar 1931.

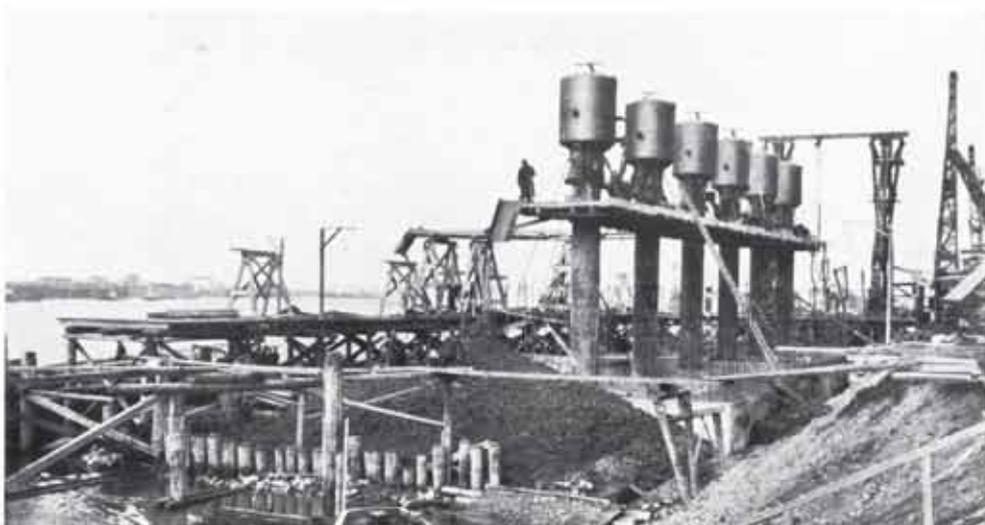


Abb. 57. Flusspfeiler III. Absenken des Caissons. 22. Januar 1931.

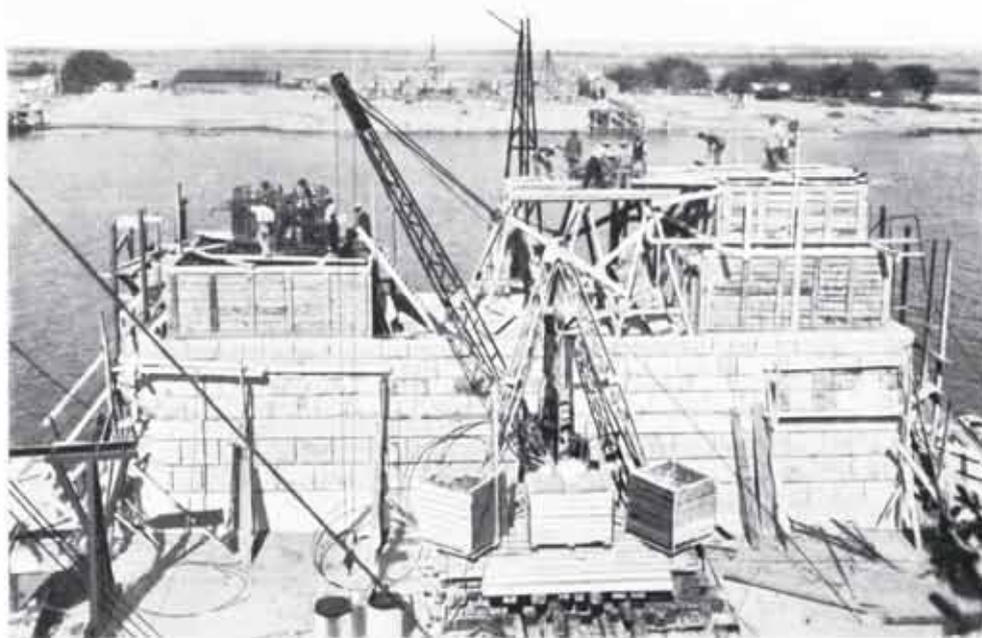


Abb. 58. Flusspfeiler III im Bau. 20. Juli 1931.

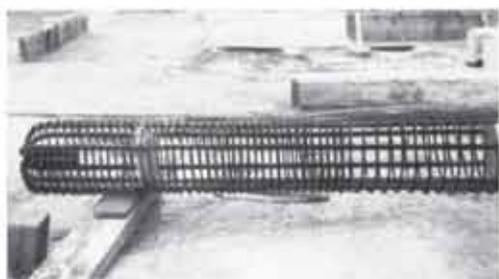


Abb. 59 und 60. Bewehrungsgerippe der Eisenbetonpfähle.

Querschnitt: Kopf 38/38 cm, Spitze 30/30 cm, Länge 14,5 m. Armierung: Längsseisen 4 \varnothing 22, Bügel \varnothing 5 mm in Abständen von 15 cm. Pfahlkopf und Spitze spiral-armiert: \varnothing 5 mm, Ganghöhe 3 cm, Länge 100 cm. Zementdosierung: 450 kg Portlandzement pro m³ Beton.

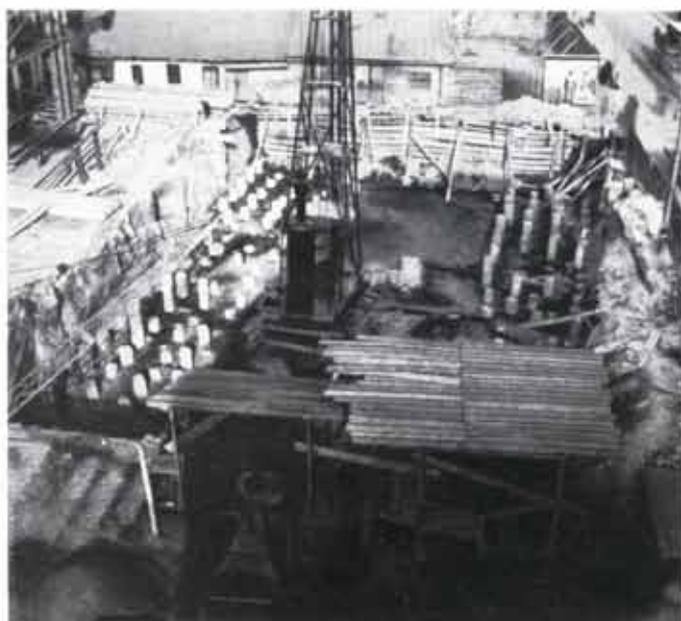


Abb. 62. Uferpfeiler IV – Seite Beograd – Ankerkammer. 9. Februar 1932.



Abb. 61. Tragfähigkeitsversuch mit einem Eisenbetonpfahl
des Viaduktes, Seite Zemun.
Belastung 150 t. 13. August 1932.

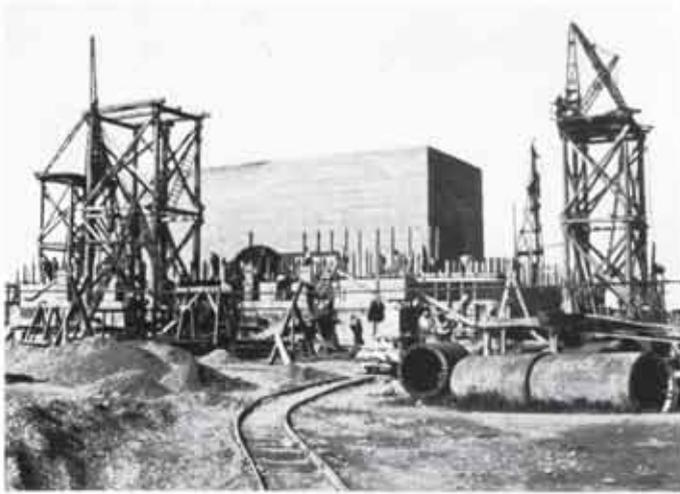


Abb. 63. Uferpfeiler I, Seite Zemun. Ankerkammer.
Vorne und seitlich auf Holzgerüsten Dericks zum Aufbau des Verkleidungsmauerwerks. – In der Brückenaxe neben dem vorderen Derick Gerüst zur genauen, unmittelbaren Messung der Pfeilerabstände vermittelt Invardraht. – Im Hintergrund Dampfkranne zum Schlagen der Eisenbetonpfähle des Viaduktes, Seite Zemun. 9. August 1932.

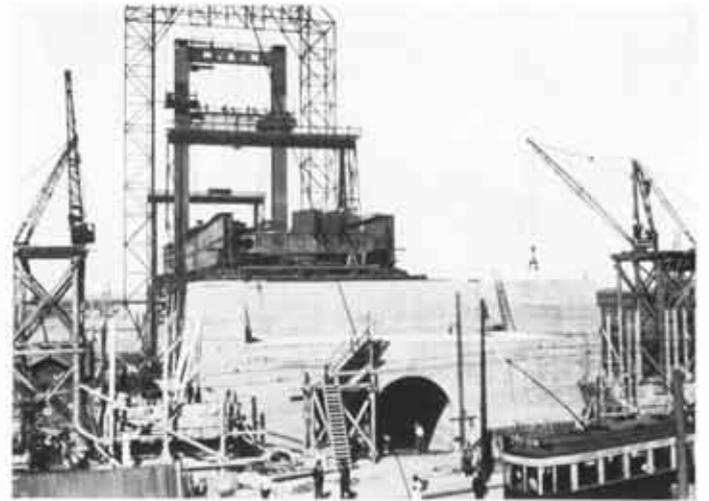


Abb. 64. Uferpfeiler IV, Seite Beograd. Ankerkammer.
Beginn der Herstellung des Verkleidungsmauerwerks. – Stahlbau; Aufstellung der rechtsufrigen Seitenöffnung. 9. August 1932.



Abb. 65. Uferpfeiler I, Seite Zemun, im Bau.
Ansicht vom Flusspfeiler II aus. 25. Mai 1933.



Abb. 66. Uferpfeiler I, Seite Zemun.
Ansicht. 28. März 1934.



Abb. 67. Ansicht vom Pfeiler V gegen Pfeiler IV mit den Kabelverankerungen, 9. November 1933.

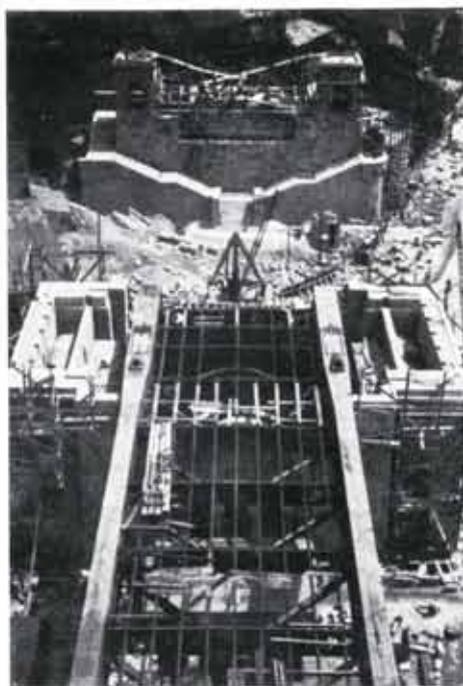


Abb. 68. Pfeiler IV und V, Seite Beograd. Ansicht in Brückenaxe vom Flusspfeiler III aus. 24. Mai 1933.

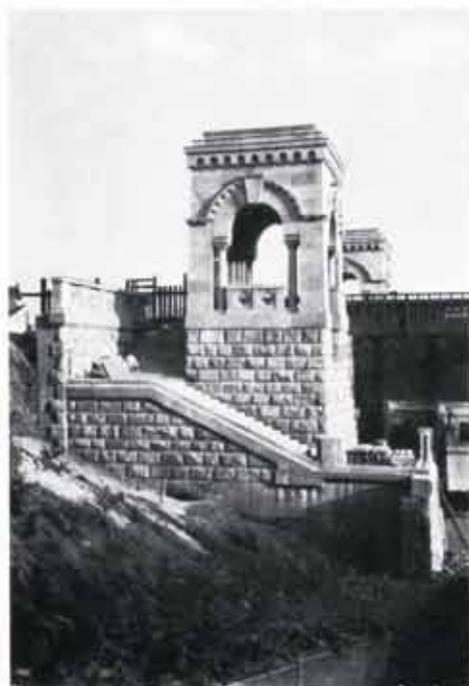


Abb. 69. Pfeiler V, Seite Beograd. Seitenansicht. 9. Juli 1934.



Abb. 71. Ansicht vom Pfeiler I, Seite Zemun, gegen den Eisenbetonviadukt und Strassendamm. 25. Mai 1933.



Abb. 70. Eisenbetonviadukt, Seite Zemun. Ansicht.
16 Öffnungen zu 10 m, 1 Durchfahrt von 17 m.



Abb. 72. Eisenbetonviadukt, Seite Zemun.
Stahlbewehrung. 24. Juni 1933.



Abb. 73. Eisenbetonviadukt, Seite Zemun, im Bau.
18. Juli 1933.



Abb. 74. Bewehrte Winkelstützmauern des Strassendamms
im Anschluss an den Eisenbetonviadukt. Innenansicht.
24. August 1933.



Abb. 75. Aufgelöste Betonstützmauer gegen die
Zrnogorska-Strasse.
4. Oktober 1934.



Abb. 79. Aufstellung des Stahlbaues, Seite Beograd.
24. September 1931.

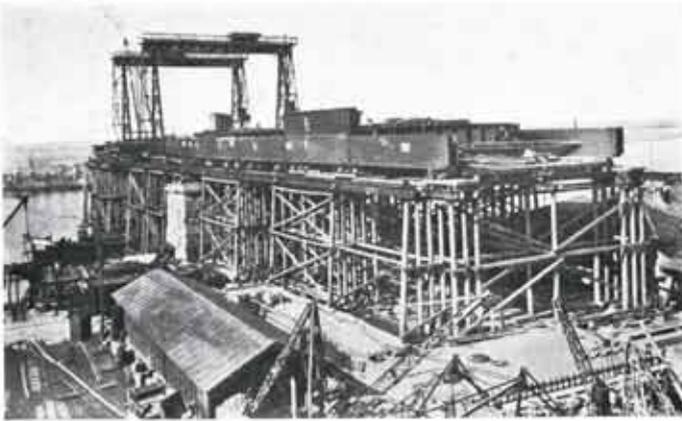


Abb. 80. Aufstellung des Stahlbaues, Seite Beograd.
7. Oktober 1931.

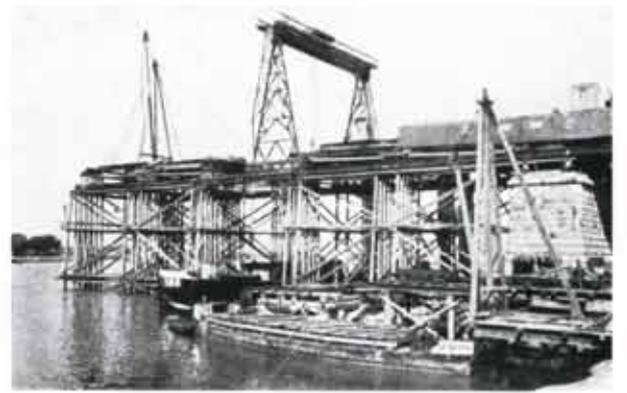


Abb. 81. Aufstellung des Stahlbaues, Seite Beograd.
Beginn der Arbeiten in der Mittelöffnung.
7. Oktober 1931.



Abb. 82. Aufstellung des Stahlbaues, Seite Beograd.
6. Dezember 1931.



Abb. 83. Bauzustand, Seite Beograd, bei Unterbruch
der Arbeit.
15. September 1932.



Abb. 88. Aufstellung des Stahlbaues, Seite Zemun.
Blick gegen Beograd.
31. Mai 1933.



Abb. 84. Eisgang an der Save.
26. Februar 1932.



Abb. 85. Eisgang an der Save.
27. Februar 1932.

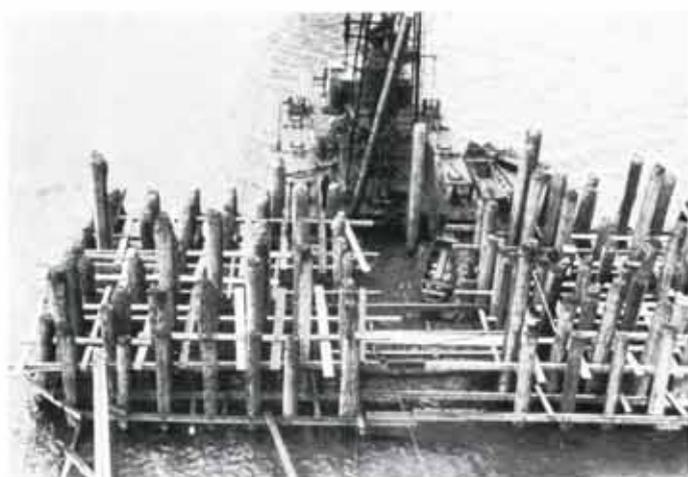


Abb. 86. Pfahlrost zur Aufnahme der rechtsufrigen
Gerüst-Pendelstütze des freien Vorbaues.
6. September 1933.



Abb. 87. Pfahlrost zur Aufnahme der rechtsufrigen
Gerüst-Pendelstütze des freien Vorbaues.
16. September 1933.



Abb. 89. Aufstellung des Stahlbaues
Seite Zemun.

Herablassen der unterwasserseitigen Verankerung in die Ankerkammer im Uferpfeiler I. 7. Juni 1933.



Abb. 90. Aufstellung des Stahlbaues
Seite Zemun.

Gelenk 11' des Versteifungsträgers.
15. Juni 1933.



Abb. 91. Aufstellung des Stahlbaues
Seite Zemun.

Blick vom Uferpfeiler I gegen das rechte Saveufer. Untere Hälfte der Versteifungsträger mit den eingesattelten Querträgern zwischen den Pfeilern I und II. 2. Juni 1933.



Abb. 92. Aufstellung des Stahlbaues
Seite Beograd.

Blick von der Save aus gegen das rechte Ufer. Herstellung des Pfahlrostes für die Gerüst-Pendelstütze 24. Aufstellung des Pylons «12». 22. August 1933.



Abb. 93. Aufstellung des Stahlbaues
Seite Beograd,

Ansicht von der Save aus gegen das rechte
Ufer. Schlagen der Pfähle für die Auf-
nahme der Gerüst-Pendelstütze 24.
23. August 1933.



Abb. 94. Aufstellung des Stahlbaues
Seite Zemun.

Blick von der Save aus gegen das linke
Ufer. Freier Vorbau über die Gerüst-
Pendelstütze 24' hinweg. 24. August 1933.



Abb. 95. Aufstellung des Stahlbaues
Seite Beograd.

Auflegen der Versteifungsträger auf das
feste Gerüst. Rammen der Pfähle für die
Gerüst-Pendelstütze 24. 5. September 1933.



Abb. 96. Aufstellung des Stahlbaues
Seitenansicht.

Seite Beograd: Aufstellung auf festem
Gerüst. - Seite Zemun: Freier Vorbau.
12. September 1933.



Abb. 98. Aufstellung des Stahlbaues
Seite Beograd.

Blick von der Save aus gegen das rechte
Ufer. Gerüst-Pendelstütze 24 aufgestellt.
Freier Vorbau. 22. September 1933.

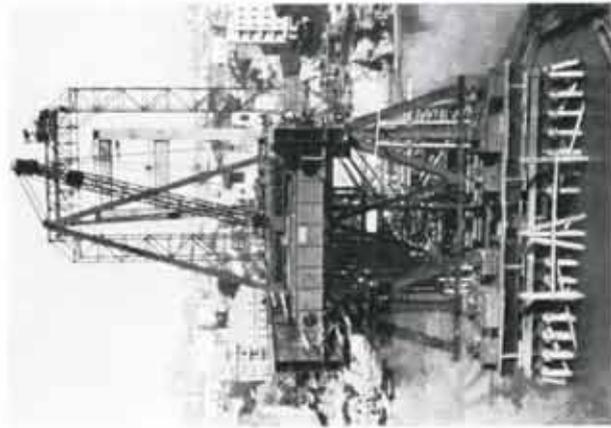


Abb. 100. Aufstellung des Stahlbaues
Seite Beograd.

Blick gegen das rechte Saveufer. Freier Vorbau
gegen die Flussmitte hin. 5. Oktober 1933.

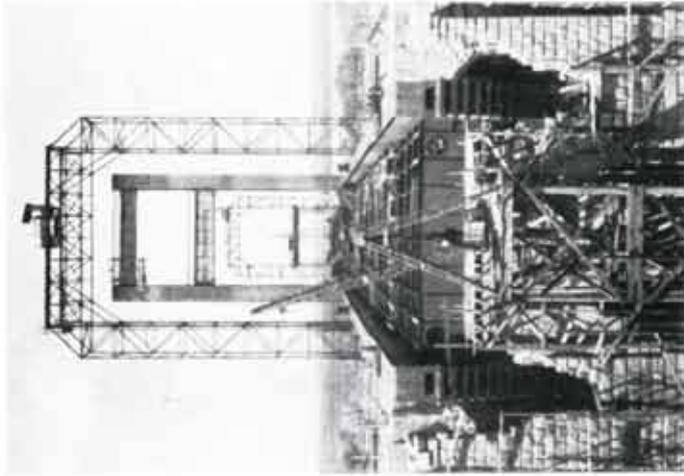


Abb. 97. Aufstellung des Stahlbaues
Seite Beograd.

Blick vom Pfeiler V gegen das linke Saveufer.
29. Mai 1933.



Abb. 101. Aufstellung des Stahlbaues, Seite Beograd.
Beginn des freien Vorbaues über die Gerüst-Pendelstütze in 24
hinweg. 22. September 1933.

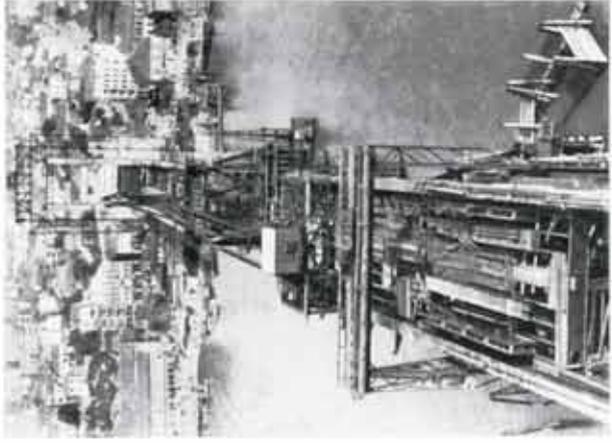


Abb. 99. Aufstellung des Stahlbaues.
Langsicht von Pylon 12' von Seite Zemun aus.
Auf beiden Seiten freier Vorbau.
29. September 1933.



Abb. 102. Aufstellung des Stahlbaues
Seite Beograd.

Freier Vorbau. Einbau der oberen Ver-
stärkungsträgerhälfte. 11. Oktober 1933.



Abb. 103. Aufstellung des Stahlbaues, Seite Beograd.
Freier Vorbau, Ansicht der eisernen Gerüst-Pendelstütze.
12. Oktober 1933.



Abb. 104. Aufstellung des Stahlbaues, Seite Beograd.
Freier Vorbau, Ansicht der eisernen Gerüst-Pendelstütze.
16. November 1933.



Abb. 105. Aufstellung des Stahlbaues.
Beginn des Gerüstbaues der Anschlussöffnung
von 47 m Stützweite über die Karadjordje-
Strasse, 25. Februar 1933.



Abb. 106. Aufstellung des Stahlbaues.
Anschlussöffnung Karadjordje-Strasse.
Seite Beograd, Hochziehen eines Gurtstückes.
11. April 1934.



Abb. 107. Bauzustand, Seite Beograd, bei Wiederaufnahme der Arbeit,
25. Mai 1933.



Abb. 108. Aufstellung des Stahlbaues.
Längsansicht von Pylon 12' Seite Zemun aus, Seite Beograd: Aufstellung
auf festem Gerüst, Seite Zemun: Freier Vorbau, 15. August 1933.



Abb. 109. Aufstellung des Stahlbaues, Seite Zemun.
Unmittelbar vor Beginn des freien Vorbaues gegen die Flussmitte hin. 5. August 1933.



Abb. 110. Aufstellung des Stahlbaues, Seite Zemun.
Freier Vorbau, 15. September 1933.

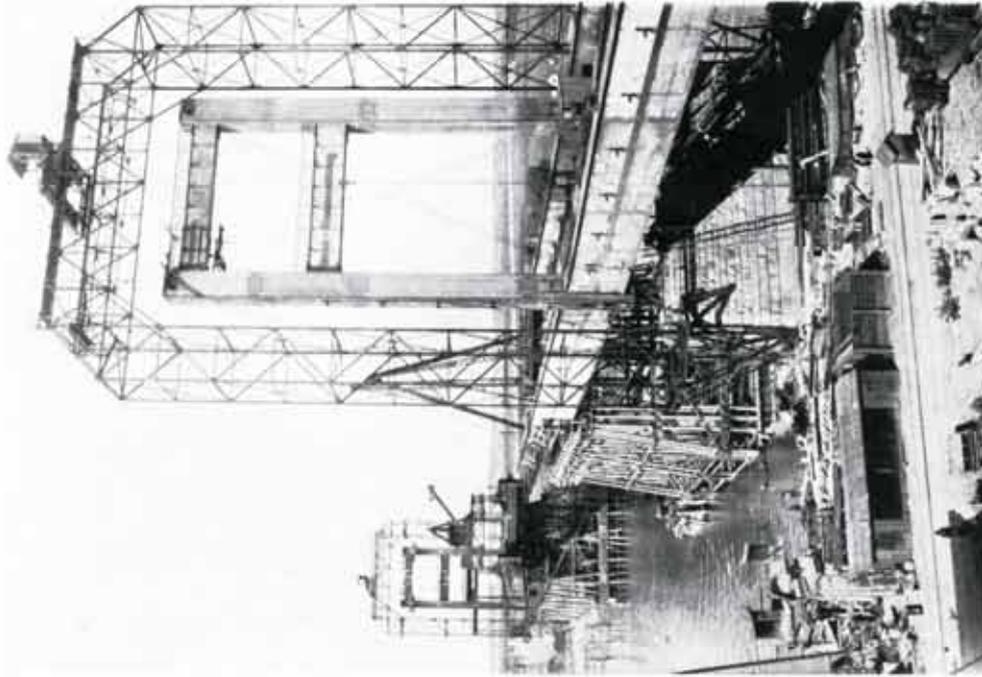


Abb. 112. Aufstellung des Stahlbaues.
Längsansicht vom rechten gegen das linke Saveufer hin. Seite Beograd: Aufstellung auf festem Gerüst. Seite Zemun: Freier Vorbau.
14. September 1933

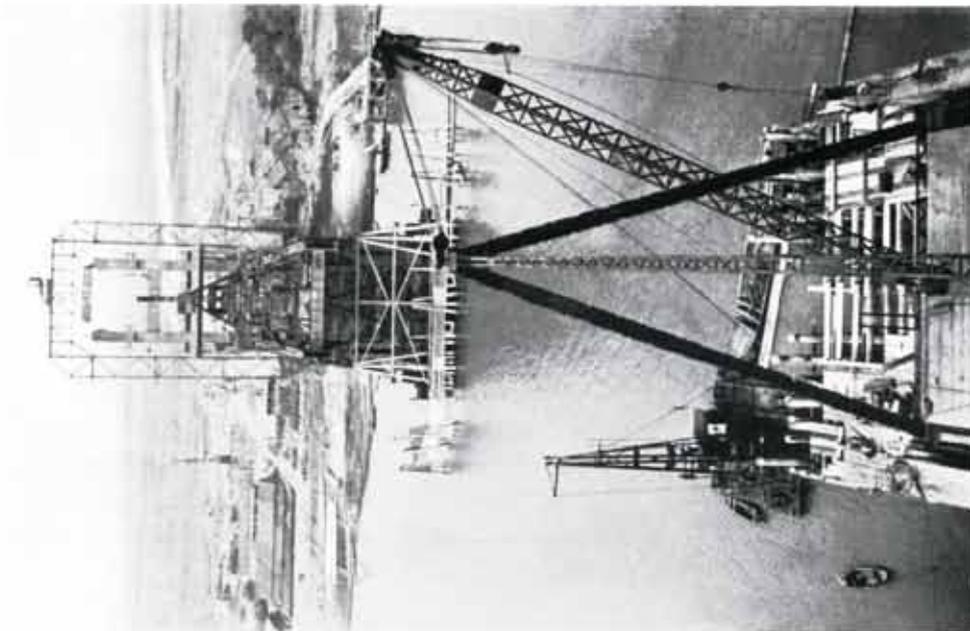


Abb. 111. Aufstellung des Stahlbaues.
Längsansicht von Pylon 12 Seite Beograd aus. Aufstellung des Pylons 12' Seite Zemun. Rammern des Pfahlrostes für die Gerüst-Pendelstütze «24». 1. September 1933.

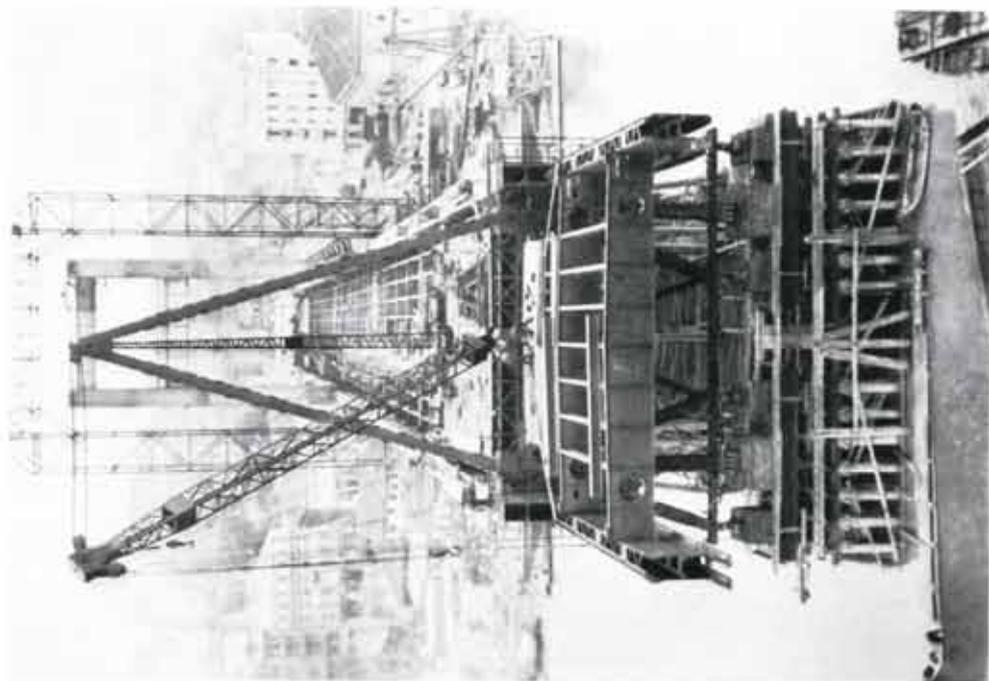


Abb. 113. Aufstellung des Stahlbaues, Seite Beograd.
Blick von der Save aus gegen das rechte Ufer. Freier Vorbau in der
Mittelloffnung. 11. Oktober 1933.

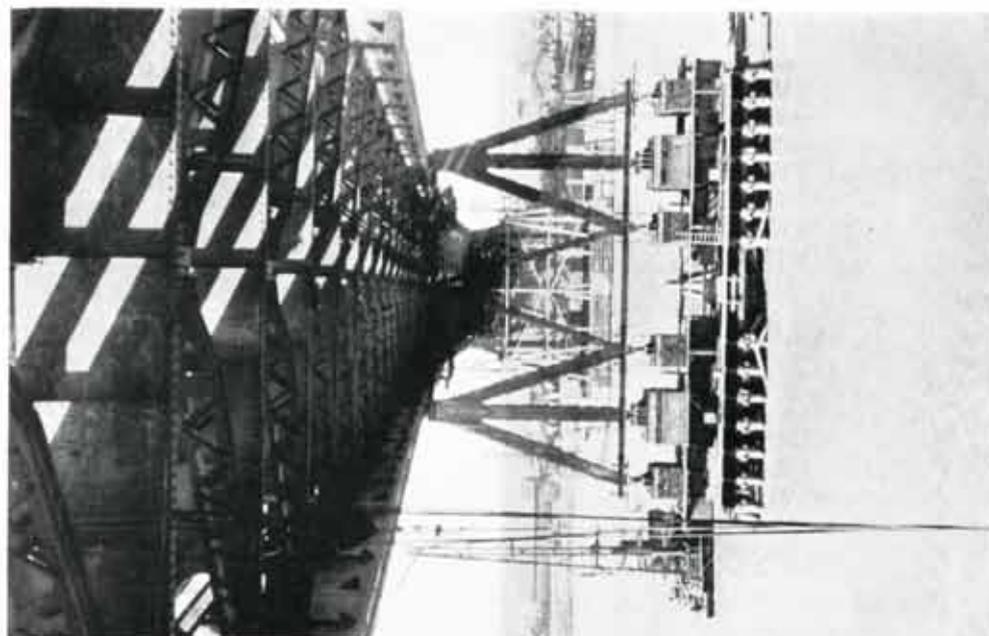


Abb. 114. Aufstellung des Stahlbaues.
Untersicht vom rechten nach dem linken Saveufer unmittelbar
vor Schluss der Mittelloffnung. 10. November 1933.

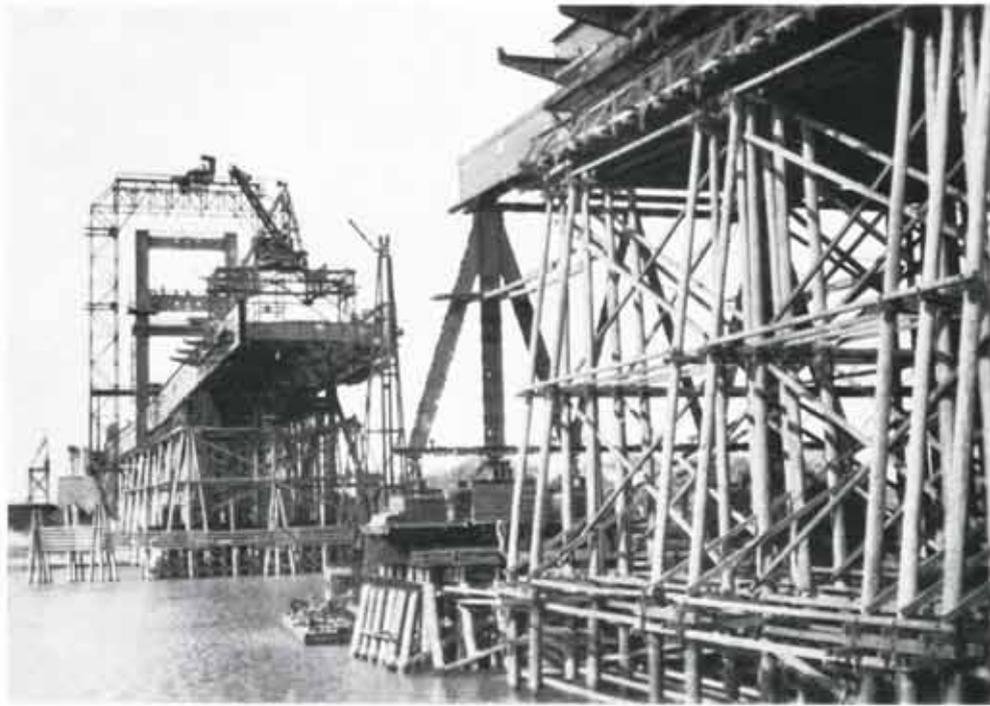


Abb. 115. Aufstellung des Stahlbaues.

Längsansicht vom rechten nach dem linken Saveufer. Seite Beograd: Beginn des freien Vorbaues.
Seite Zemun: Freier Vorbau. 25. September 1933.



Abb. 116. Aufstellung des Stahlbaues, Seite Beograd.

Blick von der Save aus gegen das rechte Ufer. Freier Vorbau in der Mittelöffnung. 5. Oktober 1933



Abb. 117. Aufstellung des Stahlbaues.

Seitenansicht vom Oberwasser aus. Beidseitiger, freier Vorbau in der Mittelöffnung. 12. Oktober 1933.



Abb. 118. Aufstellung des Stahlbaues.

Seitenansicht vom Oberwasser aus. Beidseitiger, freier Vorbau in der Mittelöffnung unmittelbar vor Schluss der Versteifungsträger. 3. November 1933.



Abb. 119. Aufstellung des Stahlbaues.
Versteifungsträger geschlossen. Seitenansicht vom rechten nach dem linken Saveufer hin.
10. November 1933.



Abb. 120. Aufstellung des Stahlbaues.
Längsansicht von der Save aus gegen das linke Saveufer. Freier Vorbau der Versteifungsträger
beendigt. Mittelgelenk eingebaut. 17. November 1933.



Abb. 121. Aufstellung des Stahlbaues.

Versteifungsträger geschlossen. Die beiden ersten Kabelleise hochgezogen und auf die Pylonen aufgelegt. Seitenansicht Oberwasser. 28. November 1933.

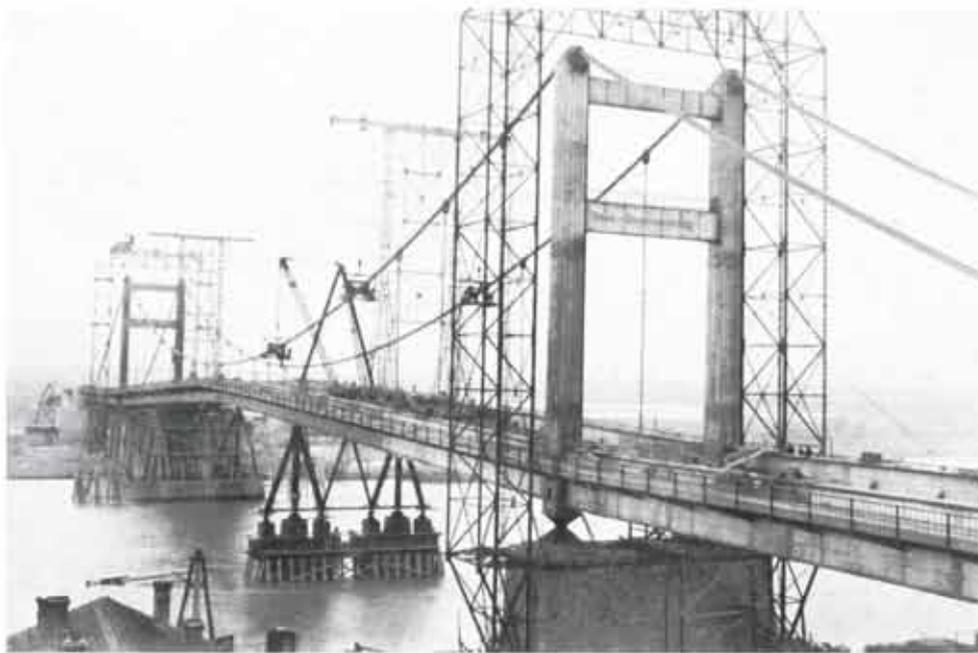


Abb. 122. Aufstellung des Stahlbaues.

Seitenansicht Oberwasser. Versteifungsträger geschlossen. Gelenke geöffnet. Einlegen der Kabel beendet. Allmähliches Absenken der Versteifungsträger über den beiden Pendelstützen des freien Vorbaues 24 und 24' bis auf $\sim 1,3$ m. Anschluss der Hängestangen mit fortschreitender Absenkung von den Pylonen aus gegen die Brückenmitte hin. 31. Dezember 1933.

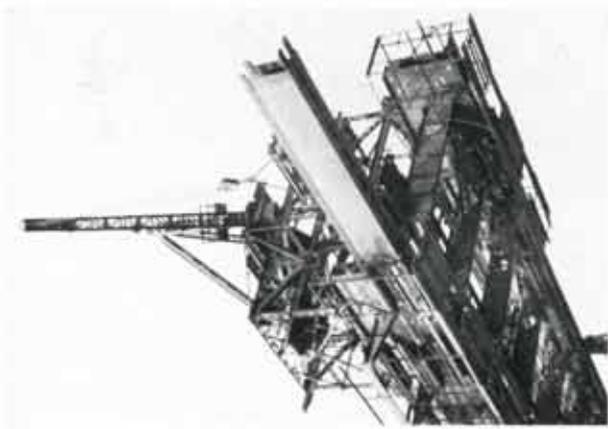


Abb. 123. Aufstellung des Stahlbaues
Seite Zernun.
Freier Vorbau in der Mittelloffnung;
2. Oktober 1933.

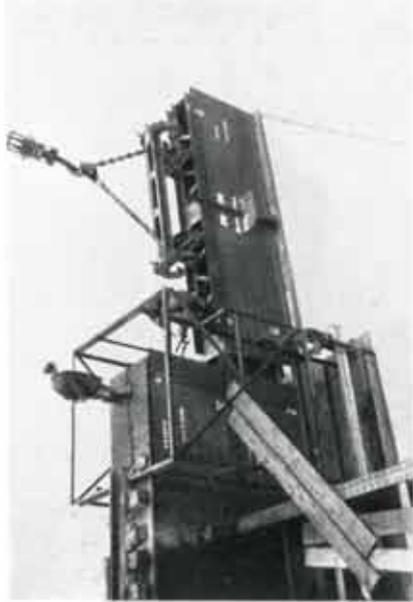


Abb. 124. Aufstellung des Stahlbaues, Seite Zernun.
Freier Vorbau in der Mittelloffnung. 11. Oktober 1933.

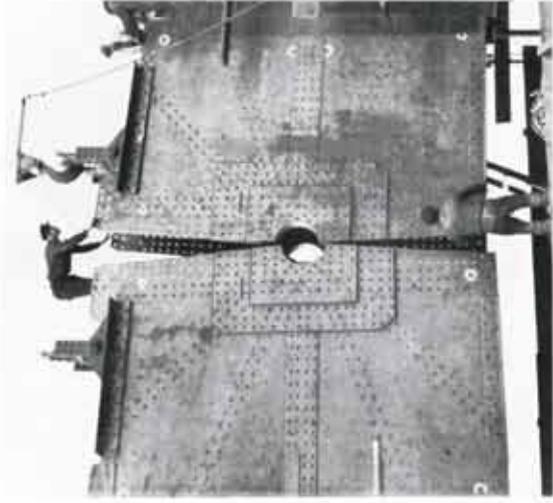


Abb. 125. Aufstellung des Stahlbaues.
Gelenkschluss in Mitte Mittelloffnung.
7. November 1933.

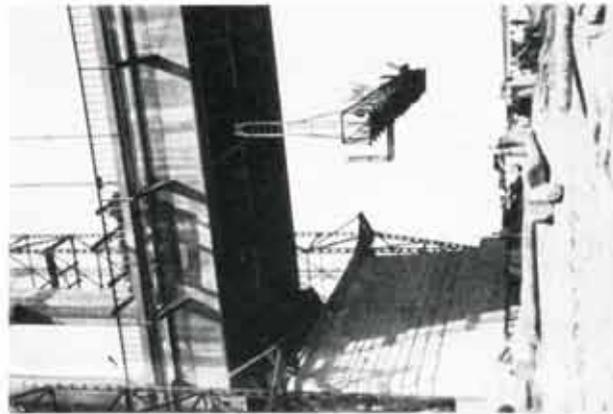


Abb. 127. Aufstellung des Stahlbaues.
Hochziehen des Revisionswagens.
23. Mai 1934.



Abb. 126. Aufstellung des Stahlbaues.
Oberwasserseitige Seitenansicht vom linken gegen das rechte
Saveufer. - Verstärkungsträger geschlossen. - Hochziehen der
Einzelseite der Tragkabel. - 28. November 1933.

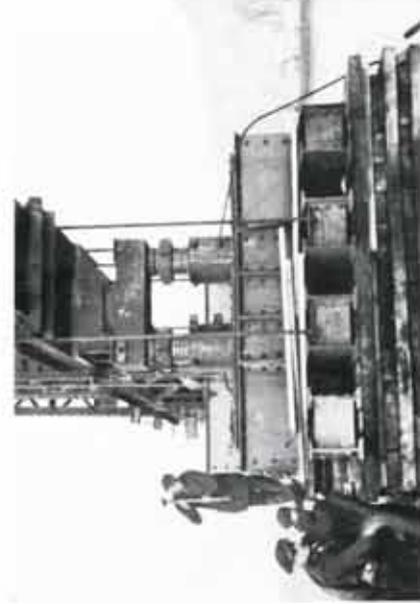


Abb. 128. Aufstellung des Stahlbaues.
Ablassen des Pendeljoches 24' des freien Vorbaues, Seite Zernun.
8. Januar 1934.



Abb. 129.
Herausziehen der Holzpfähle des Pfahlrostes
der Gerüst-Pendelstütze 24, Seite Beograd.
4. Juni 1934.



Abb. 130.
Hochziehen der Holzpfähle des Pfahlrostes
der Gerüst-Pendelstütze 24, Seite Beograd.
12. Juni 1934.



Abb. 131. Herausgezogene, bis auf den Kalkstein von
Taschmajdan gerammte Holzpfähle des Pfahlrostes der
Gerüst-Pendelstütze 24, Seite Beograd.



Abb. 132. Zerfaserte Spitzen der bis auf den Kalkstein
von Taschmajdan gerammten Pfähle des Pfahlrostes der
Gerüst-Pendelstütze 24, Seite Beograd.

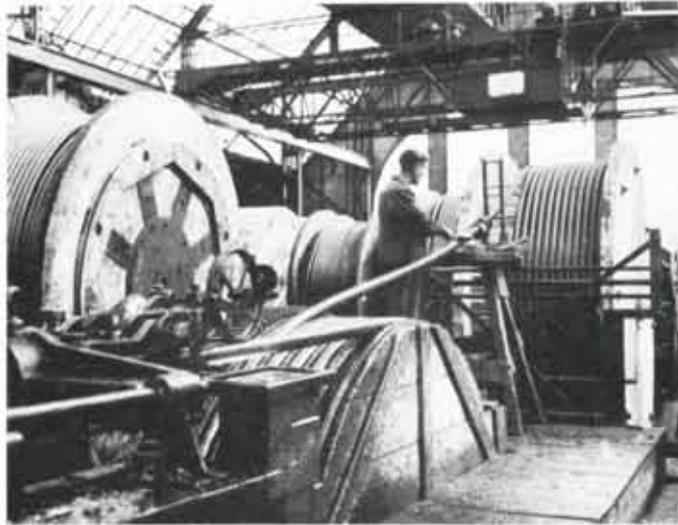


Abb. 133. Imprägnieren der Seile.

Alle Lagen werden mit einer gut deckenden Schicht aus Leinöl und Mennige überzogen. Auslauf des fertigen Seiles aus der Seilmaschine



Abb. 134. Versand der Kabel von Gelsenkirchen nach Regensburg auf Sonder-Tiefladewagen; jeder Wagen mit zwei Haspeln von 3,5 m Durchmesser beladen.



Abb. 135. Auslegen der Kabel zum Recken und Ablängen.
30. September 1933.



Abb. 136. Auslegen der Kabel zum Recken und Ablängen.
30. September 1933.



Abb. 137. Auslegen und Recken der Kabel am linksufrigen Eisenbetonviadukt und Damm.
22. November 1933.



Abb. 138. Ausbildung der Verankerungsköpfe durch Öffnen und Vergiessen der Seilenden.
12. Oktober 1933.



Abb. 139. Fertig ausgegossener Seil-Verankerungskopf nach erfolgter Reckung und Ablängung.
31. Oktober 1933.

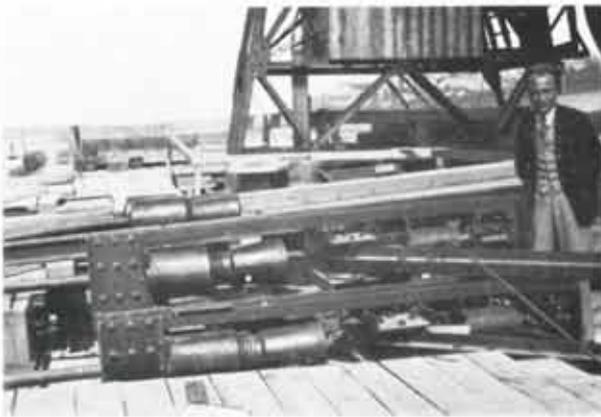


Abb. 140. Am Reckbahnende Beograd eingespannte Seilköpfe zum Vorspannen und Ablängen der Seile.
25. September 1933.



Abb. 141. Recken und Ablängen der Seile.
Reckbahnende Beograd. 5. Oktober 1933.



Abb. 142. Vergiessen der Seilköpfe.
Reckbahnende Zemun. 29. September 1933.



Abb. 143. Seil-Reckbahn.
Blick von Uferpfeiler I über den Eisenbetonviadukt nach dem Strassendamm Zemun. Am Boden links: Gereckte und abgelängte Seile. Oben rechts: Auslegen eines Seiles zum Recken. 7. Oktober 1933.

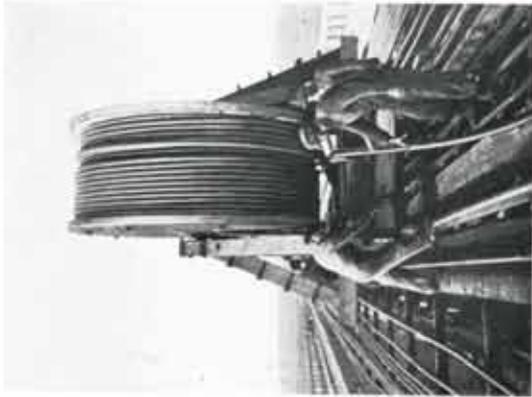


Abb. 144. Auslegen der Seile auf der Reckbahn.
13. November 1933.

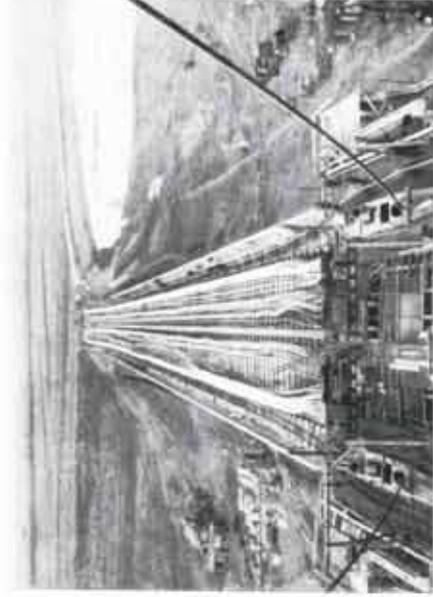


Abb. 145. Seil-Reckbahn.
Blick vom Pylon 12', Seite Zemun, gegen den Strassendammbau.
28. November 1933.

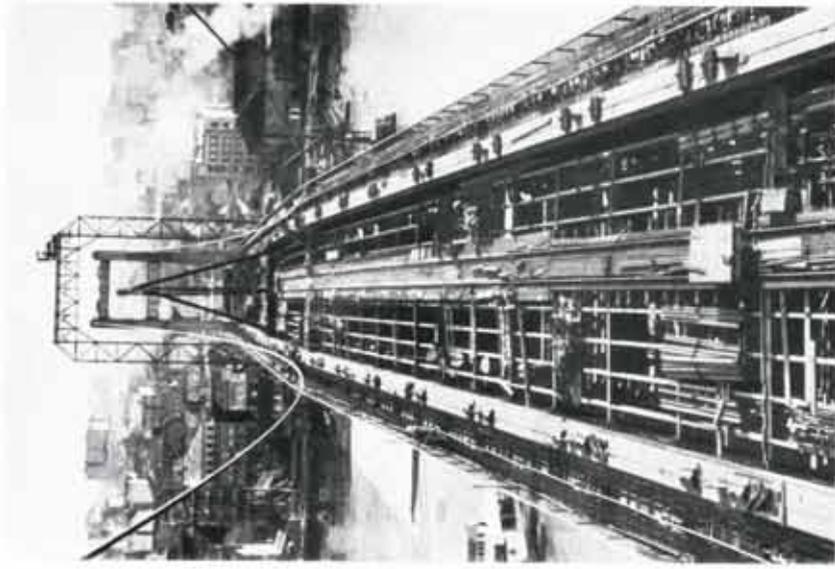


Abb. 146. Heranfahren der zum Hochziehen und Einlegen fertigen Seile.
28. November 1933.

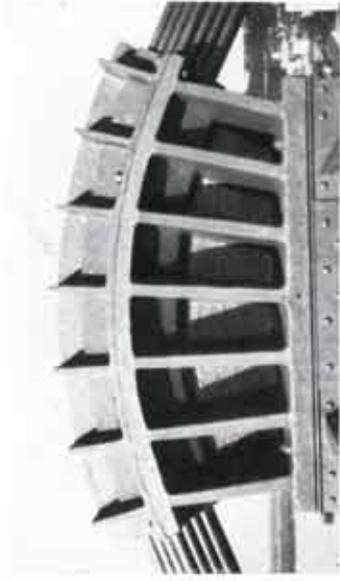


Abb. 147. Pylon, Seite Beograd. Lagersattel des Kabels.
30. Dezember 1933.



Abb. 148. Verankerung der Einzel-seile des Tragkabels in das Pistolenende des Versteifungsträgers.
Schragansicht. 29. Dezember 1933.

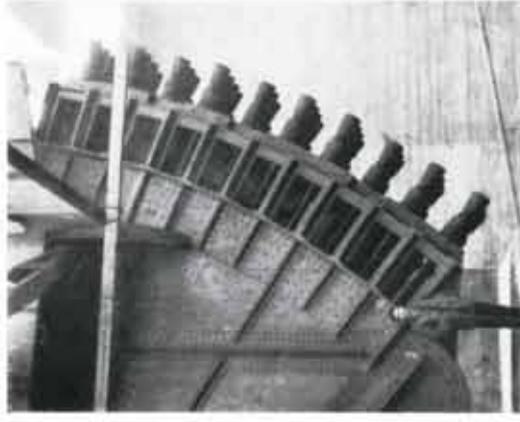


Abb. 149. Verankerung der Einzel-seile des Tragkabels in das Pistolenende des Versteifungsträgers.
Seitenansicht. 24. Januar 1934.



Abb. 150. Heranfahren der ge-
reckten und abgelängten Einzel-
seile auf Kippwagenmulden in
Abständen von 7,0 m.
28. November 1933.



Abb. 151.
Hochziehen der Einzelseile.
28. November 1933.



Abb. 152. Hochziehen und Ein-
legen der Seile in den Lagersattel
des Kabels am oberen Pylonen-
ende, Seite Beograd.
4. Dezember 1933.



Abb. 153. Einlegen des Einzelseiles in den Lager-
sattel des Kabels am oberen Pylonenende.
Seite Zemun. 4. Dezember 1933.



Abb. 155. Anpressen der Kabelschellen vermittelst
der Käfige.
30. Dezember 1933.



Abb. 154. Kabeleinlegung beendet.
16. Dezember 1933.



Abb. 156. Kabelkäfige.
Anschliessen der Hängestangen.
31. Dezember 1933.



Abb. 157.
Anschliessen der Hängestangen.
31. Dezember 1933.



Abb. 158. Herstellung der Fahrbahn.
Einlegen von Zementsteinen zwischen die Belageisen.
13. April 1934.



Abb. 159. Herstellung der Fahrbahn.
Eisenbetonviadukt. Kleinsteinpflaster. Isolationsschicht.
3. Mai 1934.



Abb. 160. Herstellung der Fahrbahn.
Beton-Schutzschicht über der Isolation. 17. Juni 1934.



Abb. 161. Herstellung der Fahrbahn.
Isolation. Vergiessen der Fugen. 25. Juni 1934.



Abb. 162. Herstellung der Fahrbahn.
Aufbringen der Isolationsschicht. Abbruch
des Pylonen-Gerüsts, Seite Beograd.
17. Juni 1934.



Abb. 163. Herstellung der Fahrbahn.
Abbruch des Pylonen-Gerüsts, Seite Beograd.
19. Juni 1934.



Abb. 164. Herstellung der Fahrbahn.
Einwalzen des Topkabelages auf dem Strassendammi.
30. Mai 1934.



Abb. 165. Herstellung der Fahrbahn.
Vergiessen der Fugen der seitlichen Grosseinpflesterriemen der
Strassenbahngeleise mit Asphaltmasse. 30. September 1933.



Abb. 166. Herstellung der Fahrbahn.
Fugenverguss der Holzpflasterung. 12. September 1934.



Abb. 167. Herstellung der Fahrbahn.
Grossteinpflaster über der Eisenbeton-Winkelmauer
im Anschluss an den Eisenbetonviadukt. 7. Juli 1934.



Abb. 168. Herstellung der Fahrbahn.
Kleinsteinpflaster auf dem Eisenbetonviadukt.
11. August 1934.



Abb. 169.
Anstricharbeiten – Hängestange.
30. Juli 1934.



Abb. 170.
Anstricharbeiten – Kabel.
1. August 1934.



Abb. 171.
Anstricharbeiten – Pylon.
10. September 1934.



Abb. 172.
Anstricharbeiten – Versteifungsträger.
1. Oktober 1934.



Abb. 174. Belastungsversuche Dezember 1934.
Einzellast: 5 Autocamions, $\Sigma P \approx 49$ t.



Abb. 176. Belastungsversuche Dezember 1934.
Gleichmäßig verteilte Last, 400 und 670 Reiter
zu je ~ 500 kg, $\Sigma P = 200$ bis 335 t.
 $p = 0,84$ t/m' Hauptträger.



Abb. 175. Belastungsversuche Dezember 1934.
Belastung des Querträgers 22', Mittelöffnung Viertel Seite Zement:
10 bzw. 6 Autocamions, ΣP 92,8 t bzw. 55,2 t.



Abb. 180. Spannungsmesser
Okhuizen-Huggenberger.
Messgenauigkeit $1/2000$ mm.
Querträger 22'.

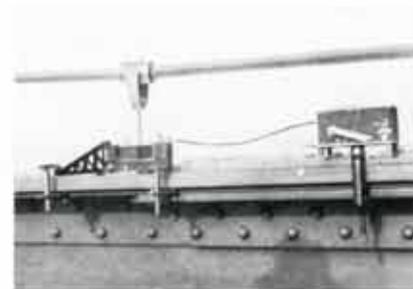
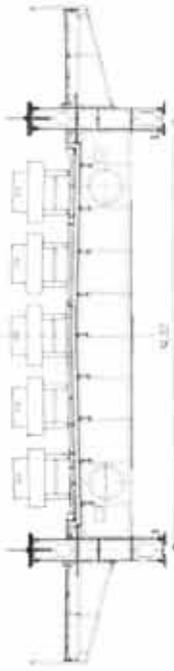


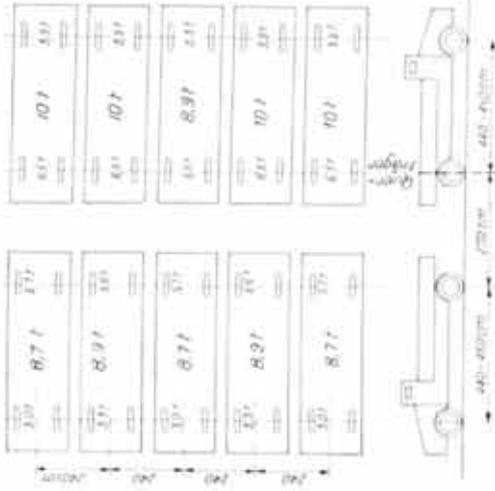
Abb. 181. Dynamischer, selbst-
registrierender Spannungsmesser,
System Ing. Meyer.
Übersetzung 100 : 1, Messgenauigkeit
 ± 10 kg/cm², Obergurt Versteifungs-
träger Stelle 22'.

Belastungsanordnung:

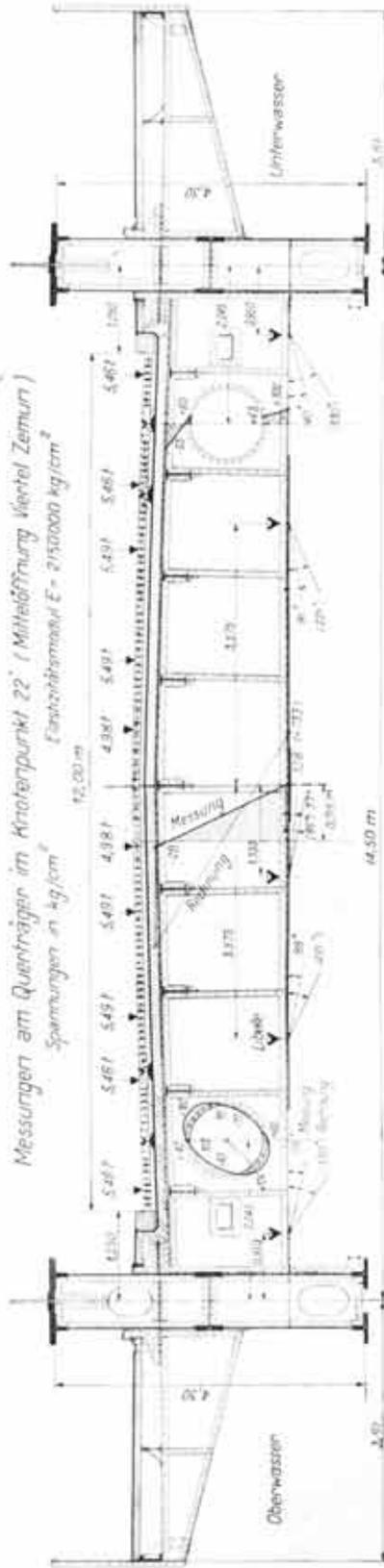
10 Wägen, wovon je 5 in einer Reihe.
Gesamtgewicht 92,8 t



Messung am 11. Dezember 1934 Nachmittags



Messungen am Querträger im Knotenpunkt 22' (Mittelföhrung Viertel Zentrum)
Elastizitätsmodul $E = 2150000 \text{ kg/cm}^2$

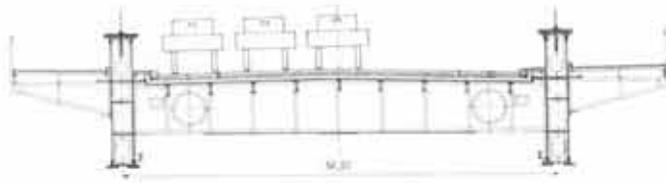


Drehungen im Sek. d. T.
Messung
Rechnung

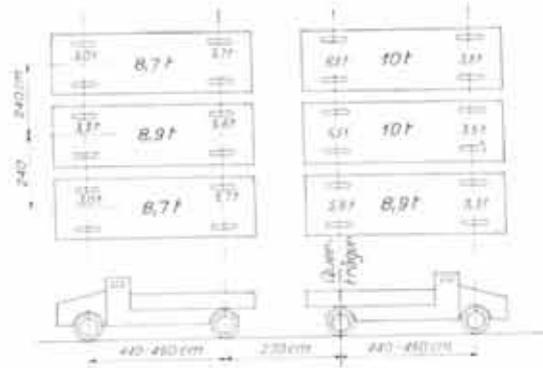


Abb. 182. Belastungsversuche Dezember 1934.
Querträger 22'. Spannungsmessungen.

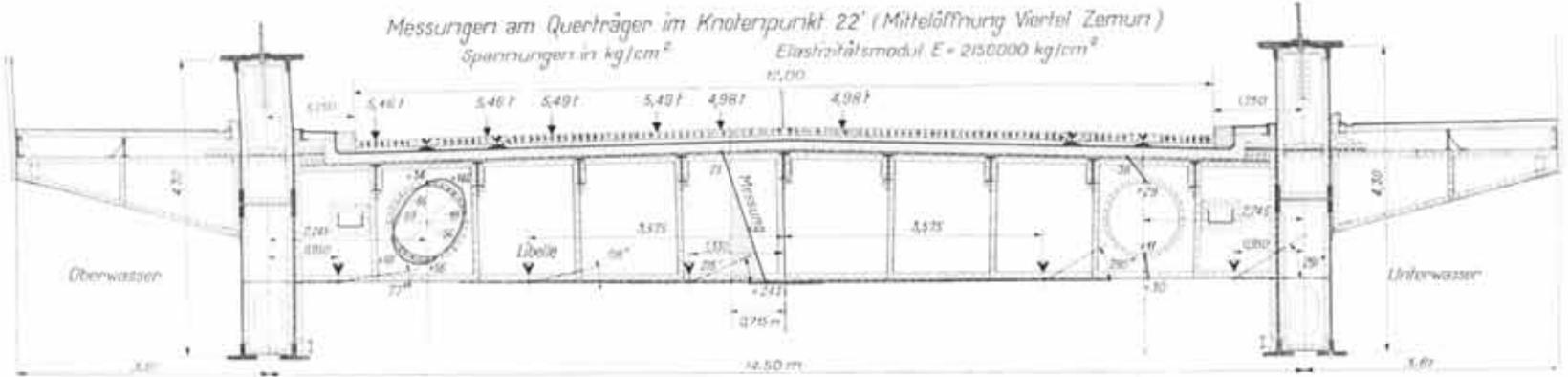
Belastungsanordnung:
6 Wagen, wovon je 3 in einer Reihe.
Gesamtgewicht 55,2 t



Messung am 11. Dezember 1934 Nachmittags



Messungen am Querträger im Knotenpunkt 22' (Mittellöffnung Viertel Zernur)
Spannungen in kg/cm^2 Elastizitätsmodul $E = 2150000 \text{ kg/cm}^2$



Drehungen in Sek. mit T.

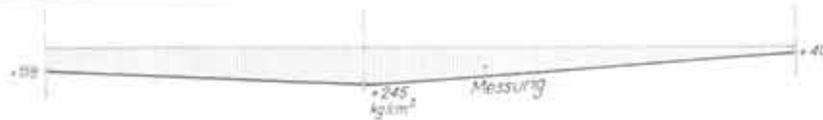


Abb. 183. Belastungsversuche Dezember 1934.
Querträger 22'. Spannungsmessungen.

Messungen am Querträger 22'
Mittellöffnung Viertel Zernur

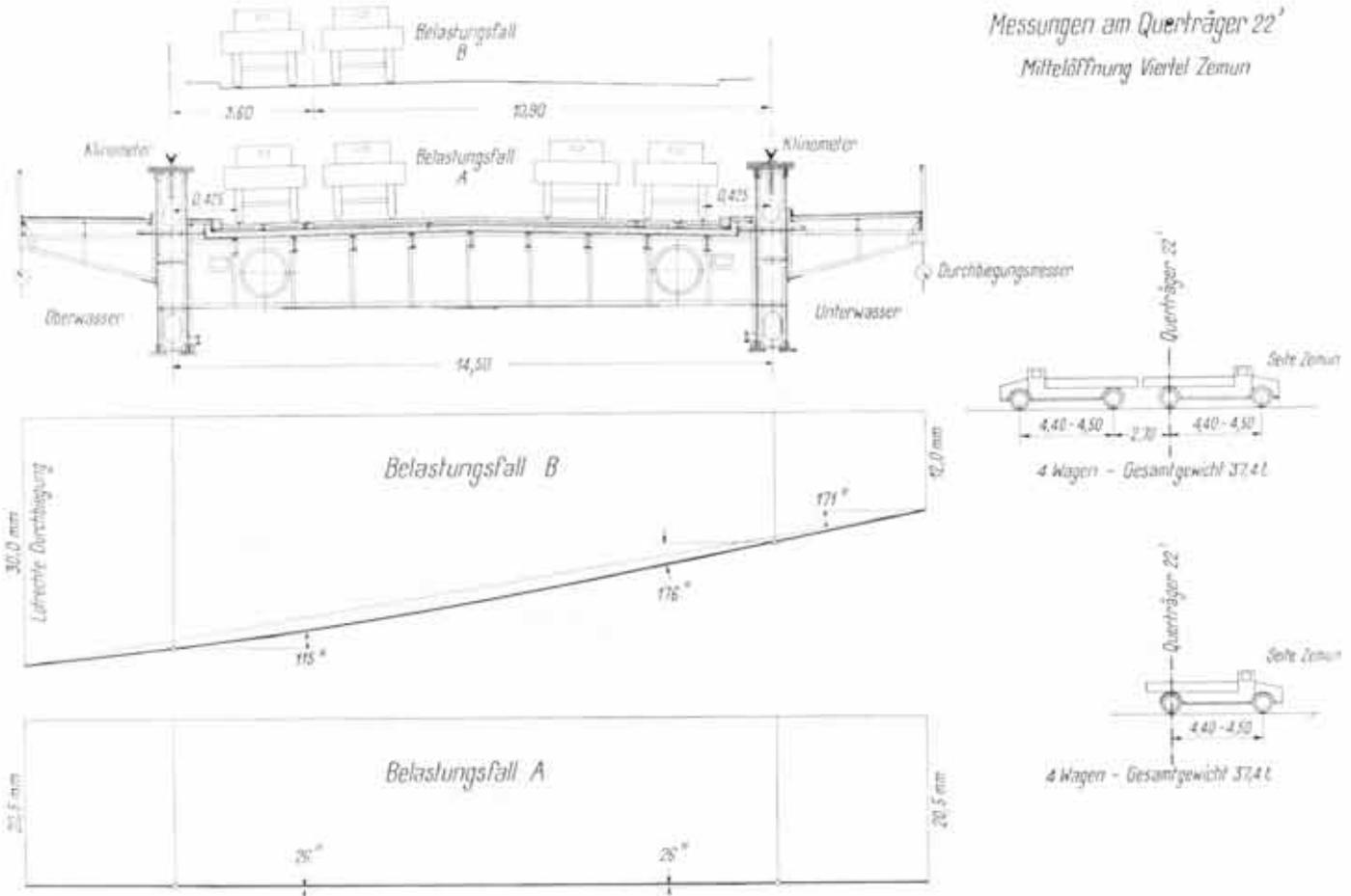


Abb. 185. Belastungsversuche Dezember 1934.
Querträger 22'. Lotrechte Durchbiegungen und Drehungen. Belastung einseitig und symmetrisch.

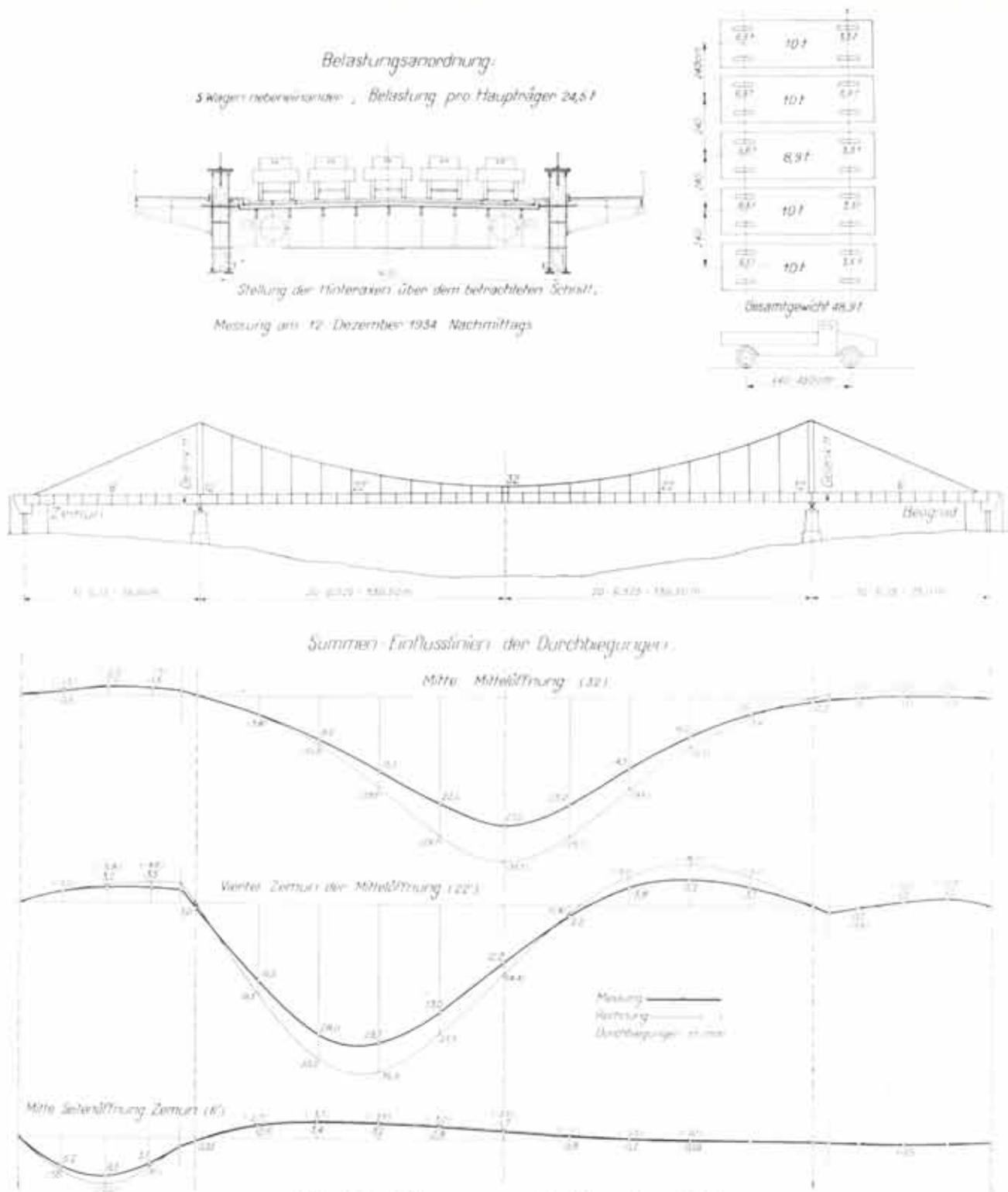


Abb. 186. Belastungsversuche Dezember 1934.
Versteifungsträger. Summeneinflusslinien der lotrechten Durchbiegungen.

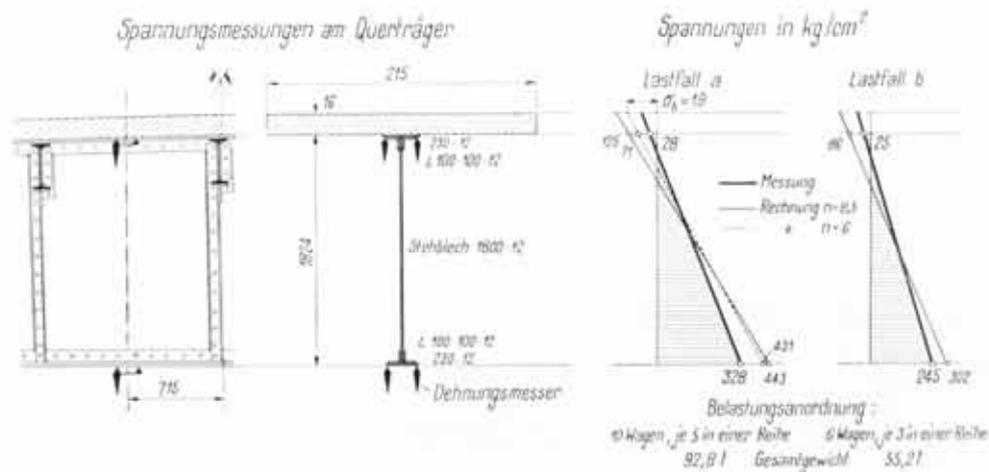
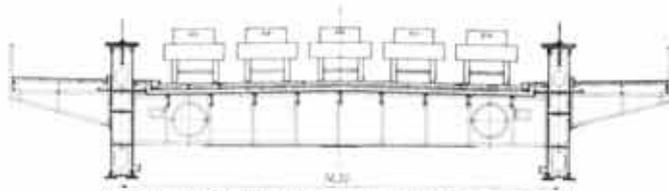


Abb. 184. Belastungsversuche Dezember 1934.
Querträger 22'. Spannungsmessungen.

Belastungsanordnung:
5 Wagen nebeneinander, Belastung pro Hauptträger 24,5 t



Stellung der Hinterachsen über dem betrachteten Schnitt

Messung am 12. Dezember 1934 Nachmittags

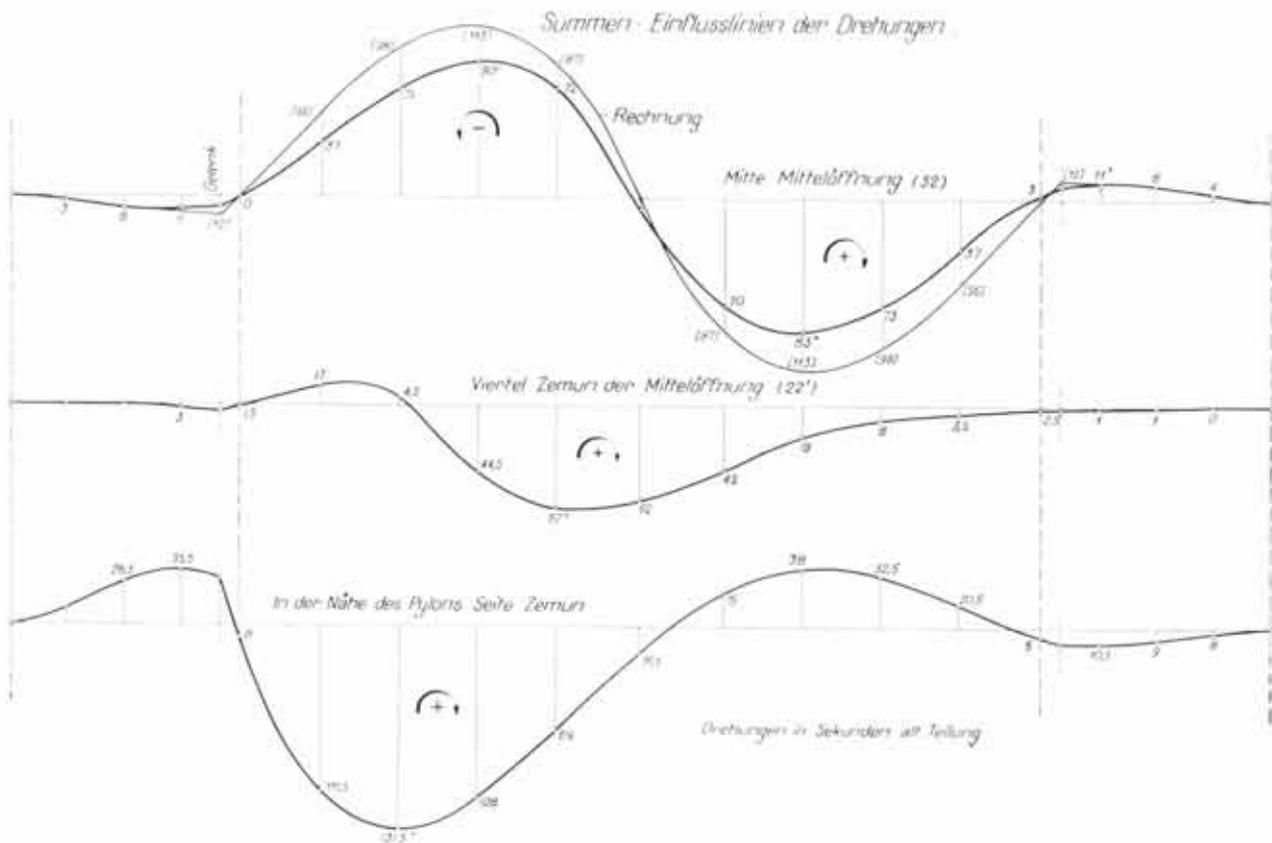
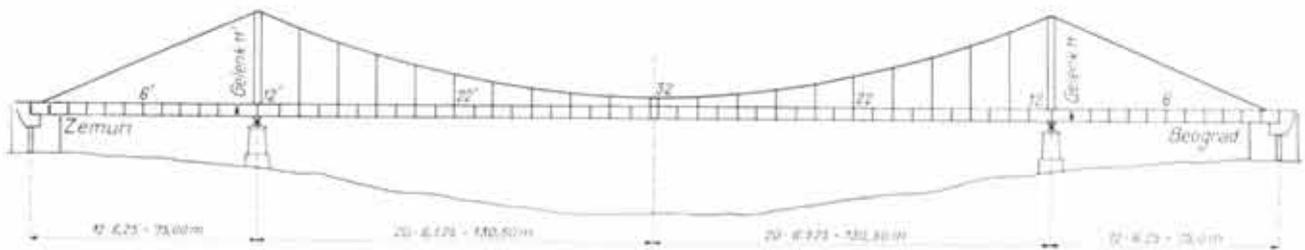


Abb. 187. Belastungsversuche Dezember 1934.
Versteifungsträger. Summeneinflusslinien der Winkeldrehungen.

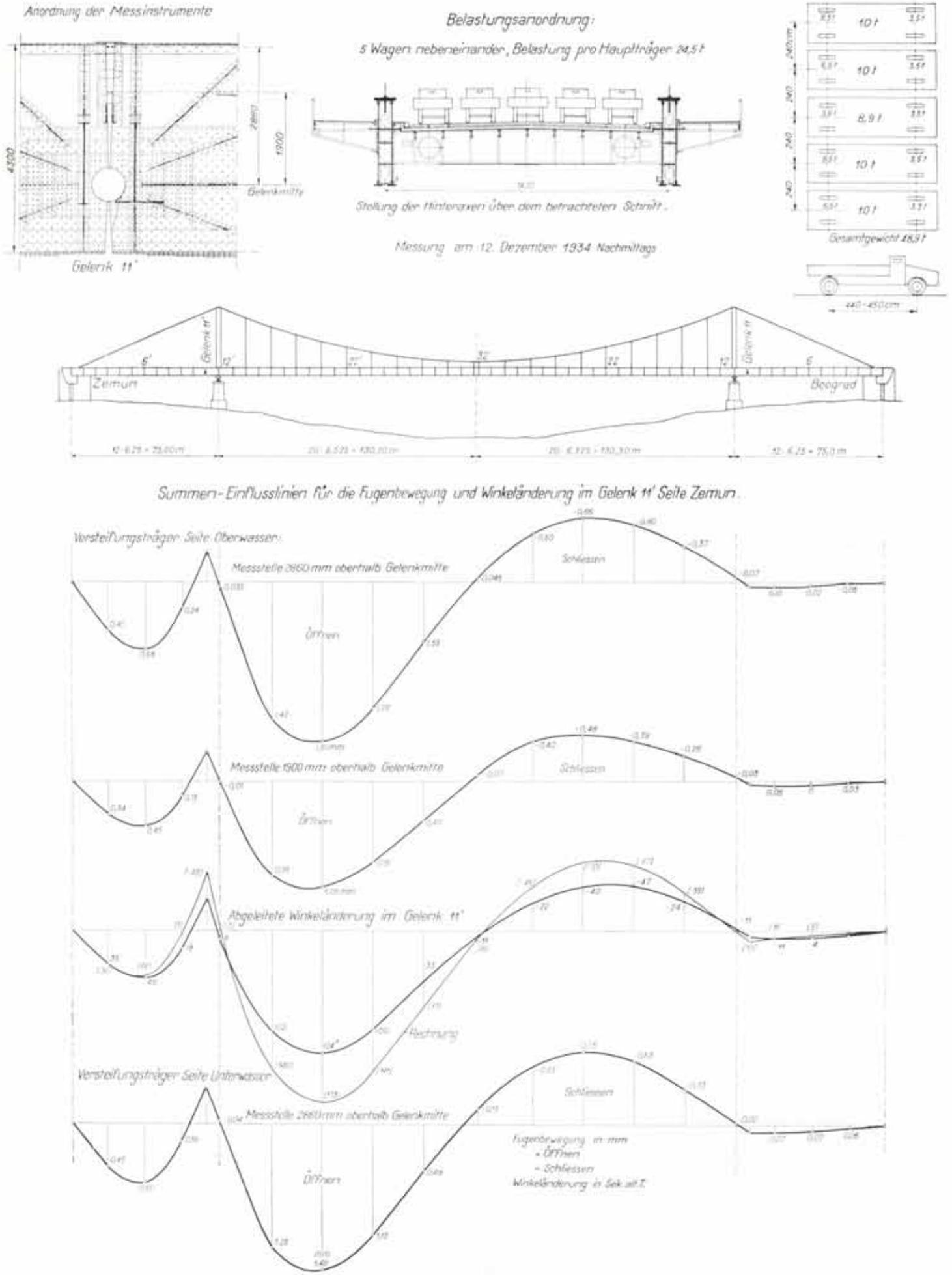


Abb. 188. Belastungsversuche Dezember 1934.

Versteifungsträger, Summariinflusslinien der Fugenbewegungen und Winkeländerungen im Gelenk 11', Seite Zemur.

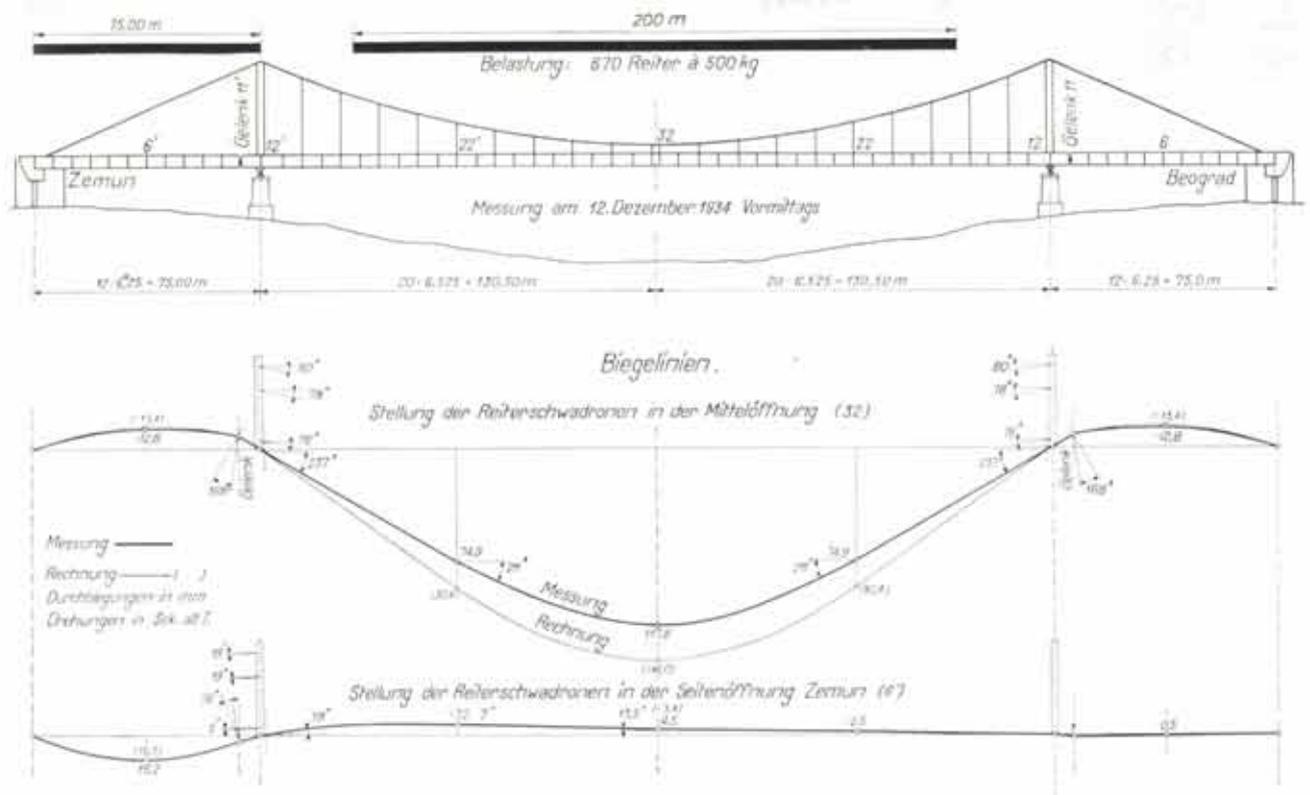


Abb. 189. Belastungsversuche Dezember 1934.
Versteifungsträger. Biegelinien für gleichmässig verteilte Verkehrslast von $p = 0,84 \text{ t/m'}$ Versteifungsträger.

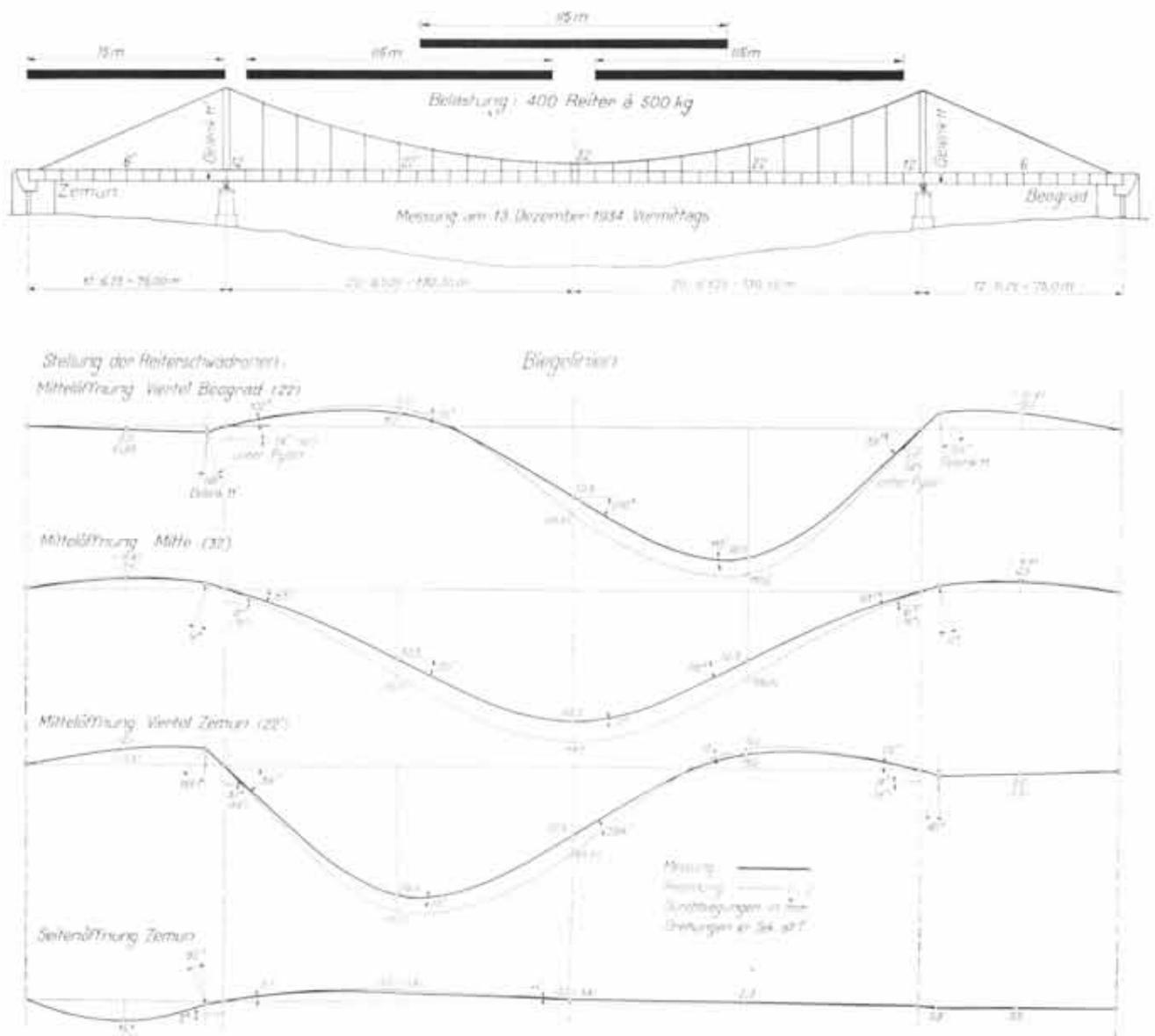
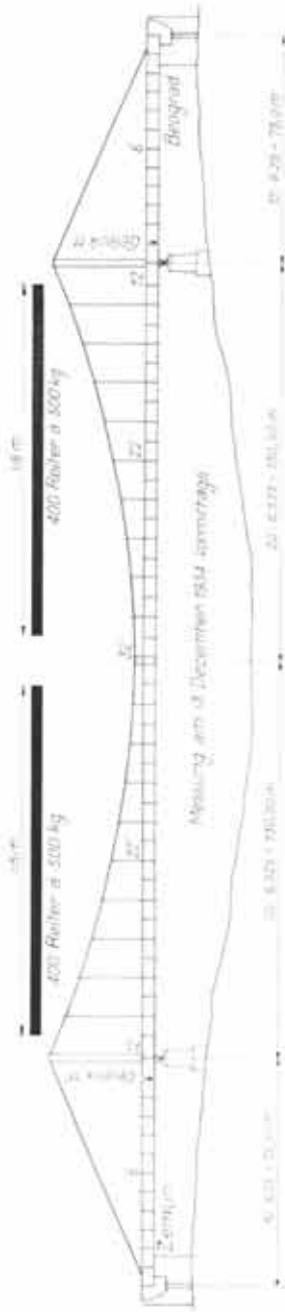


Abb. 190. Belastungsversuche Dezember 1934.
Versteifungsträger. Biegelinien für gleichmässig verteilte Verkehrslast von $p = 0,84 \text{ t/m'}$ Versteifungsträger.



Spannungsmessungen am Hauptträger; Meßstelle in der Mittellinie im Viertel Zentrum (22') (Drehwasser)

Belastung 400 Rollen à 500 kg auf eine Länge von 18 m verteilt.
 Übertragungen in 1/1000"

Elektrizitätsmodul $E = 200000 \times \text{kg/cm}^2$

Anordnung der Meßstäbe

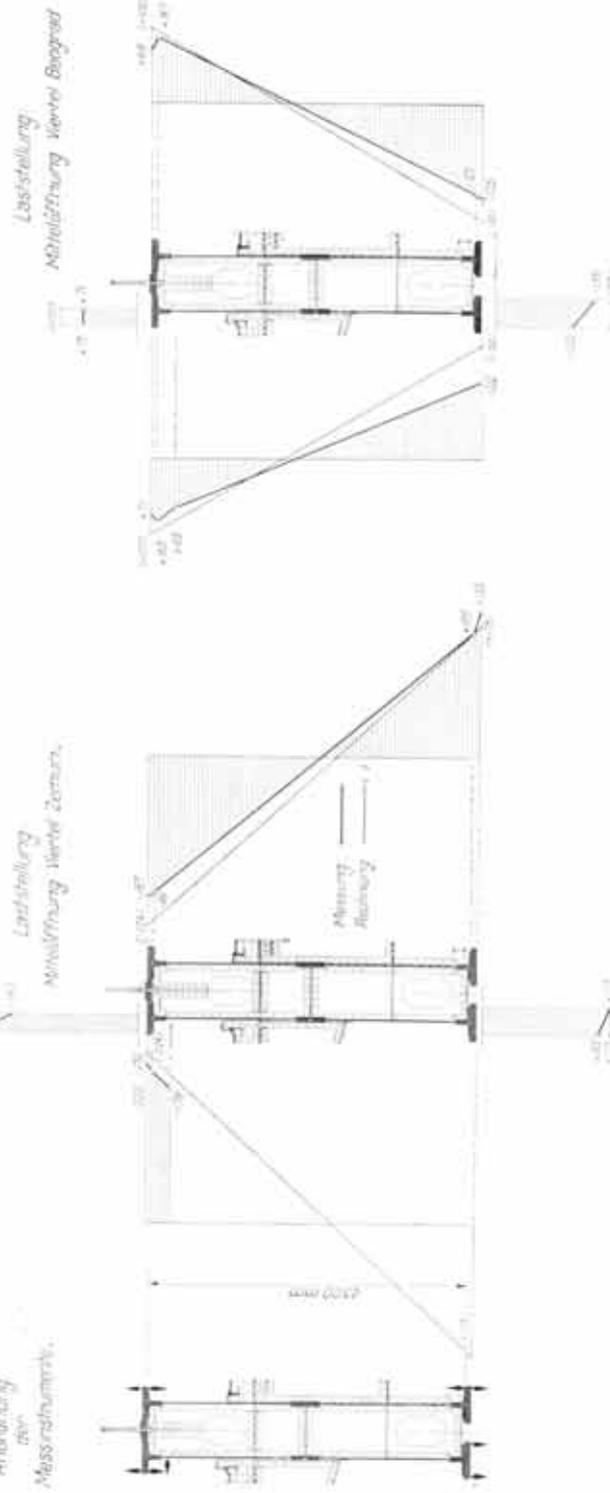
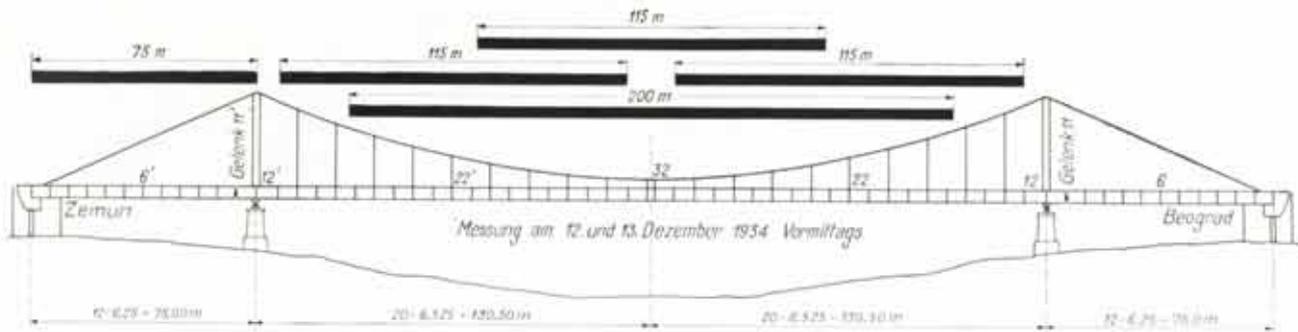


Abb. 192. Belastungsversuche Dezember 1934.
 Verstärkungsträger. Spannungsmessungen Stelle 22'.



Messung der Fugenbewegung im Gelenk 11' Seite Zemun.
Belastung: 400 Reiter à 500 kg, auf eine Länge von 115 m verteilt

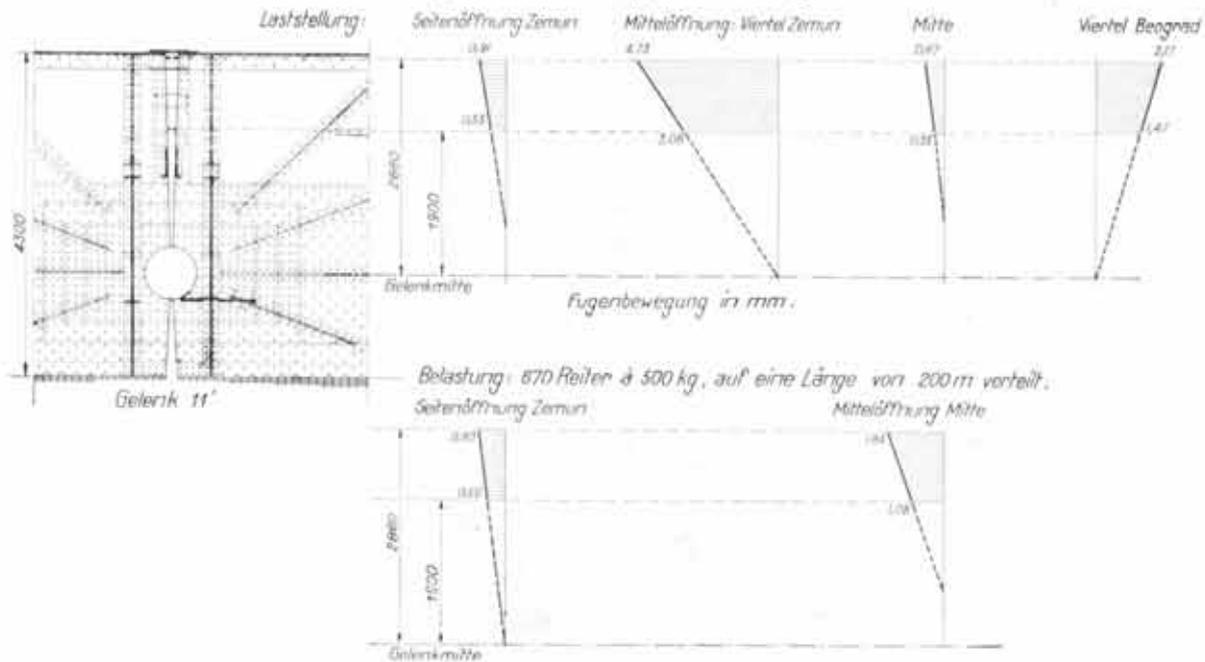


Abb. 191. Belastungsversuche Dezember 1934.

Versteifungsträger. Fugenbewegungen im Gelenk 11', Seite Zemun, Verkehrslast gleichmässig verteilt $p = 0,84 \text{ t/m}^2$ Versteifungsträger.

Schwingungsmessungen.

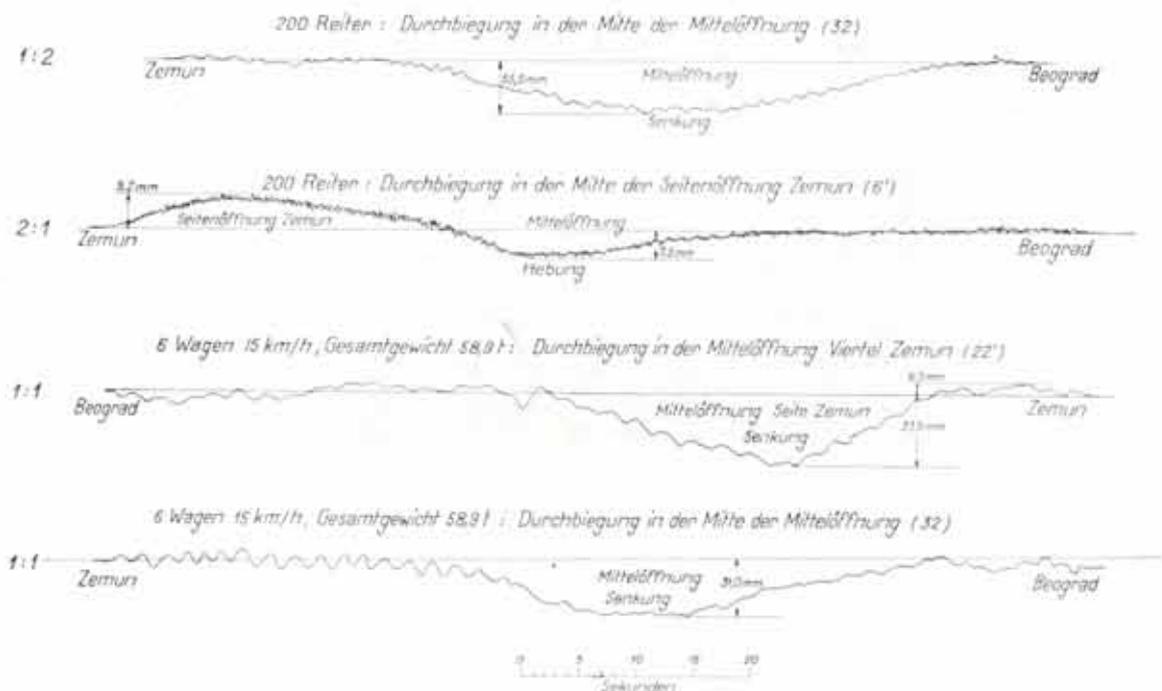
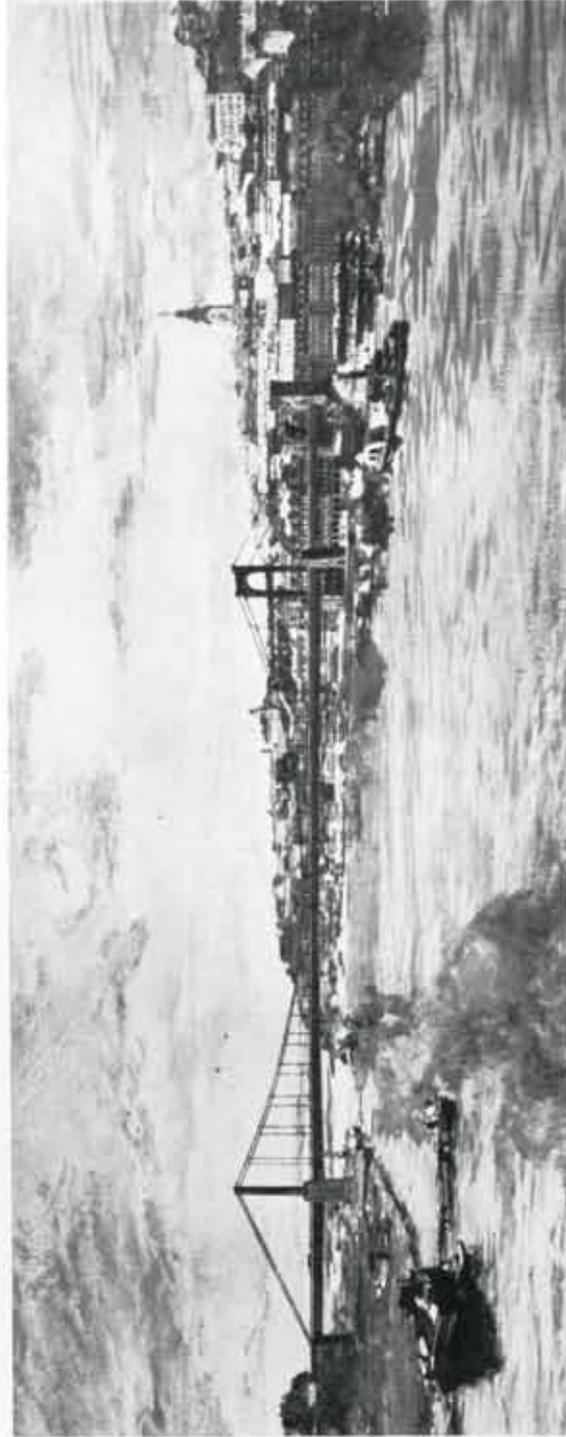


Abb. 193. Belastungsversuche Dezember 1934.

Versteifungsträger. Lotrechte Schwingungen.



Entwurf Gutehoffnungsbütte Batignolles vom 10. Februar 1930.

SVEINOTERA
17-11-1930

