

Die Bahnhofsbücke in Aue

Stadtverwaltung Aue-Bad Schlema-Bauamt, Goethestraße 5, 08280 Aue

Stand: 11.07.2022

Inhaltsverzeichnis

Wichtiger Hinweis.....	3
Vorbemerkung	4
Zur Notwendigkeit einer Brücke	5
Allgemeines zu Stahl- und Spannbeton..	20
Die Gestaltung der Bahnhofohrbrücke.....	20
Der Spannbetonbereich	21
Kosten und Finanzierung.....	36
Die Brückenbeleuchtung	37
Die Pylone und der Brückenschmuck.....	38
Sorgen kurz nach dem Bau.....	40
Die ersten Jahrzehnte.....	43
Die Generalüberholung im Jahr 1962.....	44
Die Instandsetzung 1983-1985	49
Monitoringmaßnahmen an der Brücke..	50
Abbruch und Wiederaufbau 1994-1995	51
Literatur.....	58
Anhang	60

Wichtiger Hinweis

Die meisten Daten in dieser Unterlage wurden aus Sekundärquellen, wie Protokollen, Aktenvermerken und dgl. übernommen. Fehler können dadurch nicht ausgeschlossen werden.

Das Werk ist urheberrechtlich geschützt. Die Rechte der Vervielfältigung, der Verbreitung und des Nachdrucks bleiben, auch bei auszugsweiser Verwertung vorbehalten. Kein Teil des Werks darf ohne schriftliche Genehmigung der Großen Kreisstadt Aue-Bad Schlema reproduziert werden.

Es wird dringend davon abgeraten, die enthaltenen Angaben ohne Kontrolle und ggf. erforderliche Korrektur zu übernehmen.

Vorbemerkung

Im Jahr 2023 feiert die Stadt Aue das 850-jährige Jubiläum ihrer Stadtgründung. In dieser langen Zeit sind im Stadtgebiet einige Bauten von überörtlicher Bedeutung entstanden.

Die in der Stadtmitte gelegene Bahnhofsbücke gehört ohne Zweifel dazu. Über deren hohe Verkehrsbedeutung sind sich alle schnell einig. Schließlich verursachen selbst kurzzeitige Sperrungen der Brücke erhebliche Stockungen im Fahrzeugverkehr. Vor der Verkehrsfreigabe der Becherweg-Umfahrung drohte der Innenstadt bei jeder Sperrung der Brücke der Verkehrskollaps.

Neben der Verkehrsbedeutung kommt dem Bauwerk aber auch eine besondere Stellung in der Geschichte des Brückenbaus und insbesondere bei der Entwicklung der Spannbetonbauweise zu. Hier wurde deutschlandweit zum ersten Mal Franz Dischingers patentierte Idee des Vorspannens von Stahlbetonstrukturen mit außerhalb des Betonquerschnitts liegenden Spanngliedern (heute als externe Vorspannung bezeichnet) verwirklicht. Die Bahnhofsbücke wurde daher auch folgerichtig am **25.03.1982** als „Spannbetonbrücke über den Auer Talkessel“ unter Denkmalschutz gestellt [4].

Auch wenn mit dem Ersatzneubau in den Jahren 1994 bis 1995 fast sämtliche Originalsubstanz des Bauwerkes abgebrochen wurde, besitzt die Konstruktion, neben ihrer städtebaulichen Präsenz, immer noch einen außerordentlich hohen ideellen Wert.

Unmittelbar nach ihrer Fertigstellung war die Bahnhofsbücke ein weltweit herausragendes Ingenieurbauwerk. Insofern wundert es auch nicht, dass aus dieser Zeit von Brückeningenieurern Anfragen zu Konstruktion und den Erfahrungen mit der vorgespannten Bauweise im Stadtarchiv oder in der Registratur des Landesamtes für Straßenbau und Verkehr (LASuV) NL Zschopau aktenkundig sind [12, Bl.130] [12].

Noch bis in die 60-er Jahre wurde die Bahnhofsbücke in zahlreichen Fachbüchern und Veröffentlichungen als Beispiel einer neuen Brückenbauepoche beschrieben.

Auch heute erwähnen namhafte Professoren des Stahlbeton- und Massivbaus das Bauwerk in der Literatur und Fachvorträgen.

Es macht uns stolz, dieses Bauwerk in Aue vorweisen zu können.

Nachfolgend soll unter Zuhilfenahme von Dokumenten des Stadtarchivs, der Registratur des Landesamtes für Straßenbau und Verkehr und vor allem mit Material aus den, zum Teil bemerkenswerten Sammlungen von Heimatfreunden der Region die Vorgeschichte des Baus, die technische Lösung, der eigentliche Bau der Brücke und deren späteres Schicksal näher dargestellt werden.

Vielleicht wecken wir mit dieser Unterlage Ihr Interesse an diesem besonderen Ingenieurbauwerk. Es würde uns sehr freuen, wenn der Leser unsere Bewunderung des Könnens, des Mutes und der Beharrlichkeit der Akteure knifflige Problemlösungen anzugehen, Neues zu entwickeln und Wirklichkeit werden zu lassen, nachvollziehen kann. Möglicherweise finden einige Leser dieser Dokumentation auch die Zeit, sich das Bauwerk näher anzusehen. Der Bahnhofsvorplatz scheint uns dafür ein geeigneter Ausgangspunkt zu sein.

Wir bedanken uns hiermit bei allen, die uns Material für die vorliegende Ausarbeitung zur Verfügung stellten. Insbesondere möchten wir Herrn Rolf Hergert für die Fotos aus den 1936-Jahren danken. Das Interesse seiner Großmutter Elisabeth Hergert an der Baustelle ermöglichen, dass wir uns heute ein Bild vom Bau der Brücke machen können.

Die Verfasser

Zur Notwendigkeit einer Brücke

Zu Beginn des Jahres 1933 war man in Aue der Lösung eines seit Jahrzehnten offenen und überaus leidigen Problems nahe.



Abbildung 1 Schienengleicher Übergang mit dem Viktoria-Hotel

Im Bereich des Bahnhofes der Stadt führte eine vielbefahrene Fernstraße –die Reichsstraße 169– schienengleich über einen Bahnübergang. Im Bereich dieses Überganges mündeten weitere vier Ortstraßen und zudem einige Zufahrten ein. Der Bereich war sehr unübersichtlich. Es gab erhebliche Einbußen in der Verkehrssicherheit. Verhandlungen zur Überführung des Lößnitzer Straßenüberganges mit Reichsbahnverwaltung und Finanzministerium liefen bereits seit mindestens dem Jahr 1902. Damals hatte die Stadtgemeinde Aue sogar einen Bebauungsplan erarbeiten lassen, um den Bereich umzugestalten.

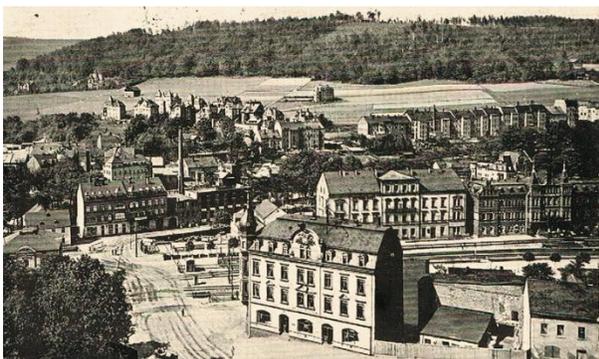


Abbildung 2 Schienengleicher Bahnübergang
Im Vordergrund ehem. Hotel Eiche

Allerdings vertrat die Staatsbahnverwaltung nach Vorlage der Planung die Auffassung, dass die

Beseitigung des Überganges wegen der zu erwartenden Bebauung des sog. Zeller Berges hauptsächlich im Interesse der Stadt Aue läge und die Stadt daher auch den wesentlichen Teil der Kosten zu tragen habe. Diese wurden damals mit 900.000 Reichsmark (RM) beziffert. Der Stadtrat lehnte im Jahr 1913 diese Kostenübernahme ab und alles blieb erst einmal beim Alten. Mit Zunahme des Kraftfahrzeugverkehrs wurden die Zustände jedoch zunehmend unhaltbar. Der schienengleiche Übergang musste nun endlich durch einen Brückenbau beseitigt werden!



Abbildung 3 Stadtbaurat Otto Hasse

Dies war aber nicht ganz einfach. Eine geradlinige Verbindung im Zuge des vorhandenen Bahnübergangs scheiterte an der dichten Bebauung und den topografischen Verhältnissen. Der Stadtbaurat Hasse zeichnete schließlich eine Idee für die Einordnung einer Brücke in das Stadtgebiet. Hasse selbst beschrieb seine Motivation am 23.11.1933 in einem Brief an den Stadtverordneten-Vertreter Schuster: „Immer wieder wurde ich getröstet, so dass ich mich dann entschlossen habe, den beiden Verwaltungen [gemeint sind die Deutsche Reichsbahn-Direktion und das Staatliche Wasser- und Straßenbauamt] Planskizzen vorzulegen, [die] nach den städtebaulichen, verkehrstechnischen und eisenbahntechnischen Richtungen möglich [sind]“.



Abbildung 4 Lageplan des Baubereiches mit dem schienengleichen Übergang der Lößnitzer Straße vor Bau der Bahnhofsbücke und Bilder des Bahnüberganges zum Vergleich

Zeichnungen der Situation vor dem Umbau und mit dem Entwurf der Brückentrassierung sind in den Abbildungen 4 und 5 dargestellt. Die Trasse wurde von Hasse, gegenüber dem damaligen Verlauf der Bahnquerung, nach Norden verschoben. An der Lößnitzer Straße zweigt sie oberhalb des ehem. Hotels „Eiche“ ab, überquert die Bahnanlagen und die „Zwickauer Mulde“ und mündet an der Schneeberger Straße beim sog. Logenteich ein. Dieser Teich wurde durch den „Waltergraben“ gespeist, welcher auch heute noch Wasser aus dem „Zschorlaubach“ dem

Carolateich zu leitet. Die Achse der neuen Brücke wurde nicht ganz geradlinig konzipiert. Zur Gewährleistung einer einigermaßen recht-winkligen Einmündung in die Schneeberger Straße wurde der mittlere Teil der Brückenachse mit einem Radius vom 500 m ausgerundet. Die Zeichnung Hasses (sein Signum sieht man links unten in Abbildung 5) beinhaltet auch die Idee einer Kanzel über der „Zwickauer Mulde“ und eine Anfahrtsrampe zum Bahnhofsgelände (in Abbildung 5 rot markiert).

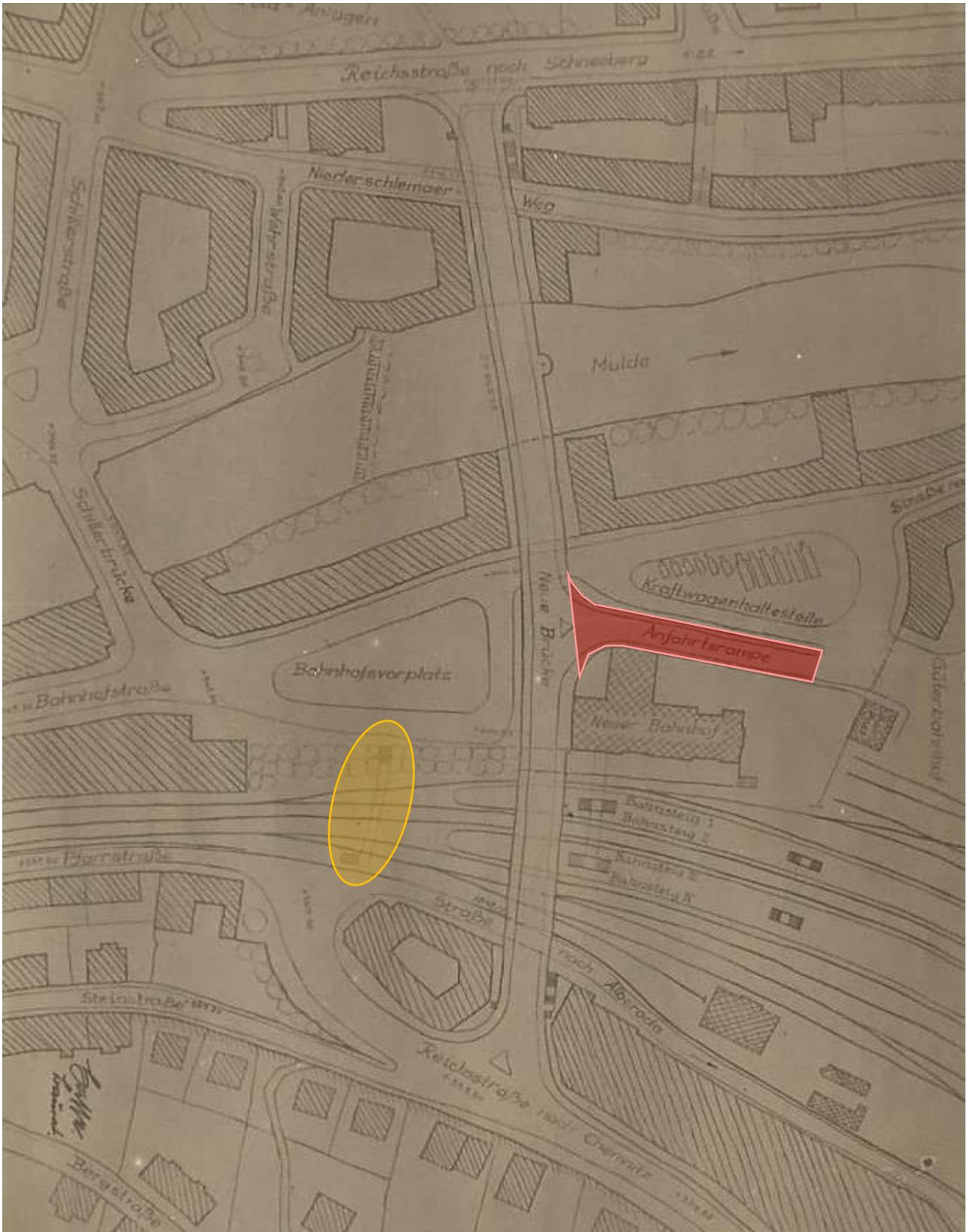


Abbildung 5 Vorschlag einer Neuen Brücke mit Paraphe des Stadtbaurates Hasse (links unten); Auszug aus „Aue im sächsischen Erzgebirge“

Im oberen Teil der Abbildung 5 ist zudem gut die ursprüngliche Gestaltung der Carola-Anlage -dem heutigen Stadtgarten- nördlich der Schneeberger Straße zu erkennen. Diese Grünanlage reichte vor dem Brückenbau bis unmittelbar an die Schneeberger Straße. Im Plan ist zudem auch der geplante Verlauf eines Fußgängertunnels -der heutigen Fußgängerunterführung nach Zelle- (gelb markiert) eingetragen, welche den in Abbildung 4 dargestellten, als Treppenanlage ausgebildeten Bahnsteigzugang ablösen sollte. Man sieht auch ein neues Empfangsgebäude, als „Neuer Bahnhof“ bezeichnet, unmittelbar neben der Brücke. Die Kosten der Lösung Hasses wurden mit 600.000 RM abgeschätzt [20].

Hasses Vorschlag hatte wieder Schwung in die Angelegenheit „Beseitigung des Bahnüberganges“ gebracht. Er wurde am **10.03.1933** dem Ministerialrat Dr. Speck -dem damaligen Verantwortlichen in der sächsischen Straßenbauverwaltung-, einem „Macher“, [9] (Abbildung 6) - vorgelegt und im Beisein Hasses von Oberregierungsrat v. Kirchbach, Oberbaurat Lauenstein, Reichsbahndirektor Friedrich, Reichsbahnrat Zosel, dem Bürgermeister Denecke und dem Stadtrat Lange kritisch beleuchtet. Es zeigte sich im Gespräch, dass die Reichsbahn neben dem Bahnübergang an der Lößnitzer Straße, auch den Bahnübergang an der Mehnertstraße (heute Clara-Zetkin-Straße) mit nur einer Überführung ersetzen wollte. Dies hätte dann eine Trassenführung der Brücke zwischen der heutigen Pfarrstraße und der Bahnhofstraße erforderlich gemacht. Hasse gelingt es -Gott sei Dank! - den Beteiligten diese Idee, unter Verweis auf den Umstand, dass man dann den Verkehr über den Marktplatz leiten würde, erst einmal auszureden. Jahrzehnte später sollten mit der sog. „Osttangente“ (um 1970) oder dem sog. „City-Ring“ (um 2000) verschiedene Verkehrsplaner zur Verkehrs-entlastung des Zentrums wiederholt ähnliche Trassenführungen vorschlagen. Keine dieser Ideen vermochte aber bislang, städtebaulich zu überzeugen.

Am **19.03.1933** vermerkt Hasse eine weitere Planungsbesprechung im Bauamt der Stadt. Man befand, dass im Grunde mit Hasses Vorschlag eine gute Trassierung für die Brücke gefunden wurde. Lauenstein regt im Verlauf der Unterredung

zusätzlich an, die Erdmann-Kircheis-Straße an der Zwickauer Mulde entlang in das Bahngelände zu ziehen. Die Bahn erhalte im Gegenzug Flächen im Lößnitzgrund zur „freien Entfaltung“. Heute ist dies Realität und man fährt nach Alberoda über die Bahnhofstraße. Seinerzeit gelangte man noch über die heutige Straße Am Bahnhof (damals die Alberodaer Straße) in diesen Ortsteil.



Abbildung 6 MR Dr. Artur Speck [9, S.17]

In nachfolgenden Abstimmungen ging es dann um wichtige Details und natürlich um das liebe Geld für den Bau. Mit Schreiben vom **30.10.33** stellt sich das Staatliche Wasser- und Straßenbauamt Zwickau auf den Standpunkt, dass eine Brückenbreite von 9 m ausreichend sei. Darüber Hinausgehendes wäre dann keine Angelegenheit des Staates mehr. Dies lief natürlich auf eine Beteiligung der Stadt hinaus. Im Sitzungsbericht des Gesamtrates der Stadt vom **15.11.1933** heißt es dazu: „Der Stadtrat kann bei der katastrophalen Finanzlage der Stadt Beiträge zu diesem Straßenbau nicht leisten, steht aber auf dem Standpunkt, dass eine Breite von 9 m nicht genügt.“ Es sollten also noch einige Verhandlungen zur Finanzierung notwendig werden.

Auch die Idee der Rampe wurde von den Behörden kritisch hinterfragt. Das Sächsische Finanz-

ministerium schreibt am **23.12.1933** an die Reichsbahndirektion Dresden, dass die Auffahrtsrampe nicht befriedige und fragt an, ob nicht im Einvernehmen mit der Stadt darauf verzichtet werden könne.

Am **24.01.1934** wirbt Hasse mit Unterstützung von Reichsbahnbaurat Häckel bei den zweifelnden Lauenstein und v. Kirchbach wieder für die Rampe. Er argumentiert mit dem Umweg über die Schillerstraße-Schneeberger Straße und der Befürwortung der Anlage durch die Bahn. Der Abwicklung des Verkehrs, in der mit der Rampe entstehenden Einmündung auf der Brücke, wurde eine eher nachrangige Bedeutung beigemessen: „Die Verkehrsregelung kann ja einem späteren Zeitpunkt nach der baulichen Herstellung überlassen werden.“, meint Hasse. Diese, aus heutiger Sicht, überraschende Lockerheit wird wohl auf das damals noch geringe Verkehrsaufkommen zurückzuführen sein. Letztlich sollte Hasse mit seinem Werben für die Rampe aber keinen Erfolg haben. Etwas Gutes hatte die Besprechung dennoch. Lauenstein erklärt nämlich, dass das Brückenbüro der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft tüchtig an der Brückenplanung arbeite.

Dieses legte dann auch mit Datum vom **12.09.1934** einen Lageplan mit Darstellung der neuen Brücke mit Gesamtbreite von 15 m, wovon auf die Fahrbahn 9 m und auf die beidseitigen Gehwege je 3 m entfielen, vor. Die Öffnung im Bahnbereich wurde mit 69 m Breite eingeordnet. Außerdem wurde ein Höhenplan mit dem Titel „Höhenplan Bf. Überführung der Lößnitzer Straße Strecke Schwarzenberg-Zwickau“ gefertigt. Als Bauhöhe der Brücke (Höhe der Konstruktion des eigentlichen Brückenüberbaus) waren in dieser Unterlage noch illusorische „≤ 1,00 m“ angegeben.

Das Konzept schien dennoch grundsätzlich zu überzeugen. Auf Einladung der Reichsbahndirektion Dresden trafen sich nämlich am **26.09.1934** die Herren Lauenstein, Oberregierungsrat Dr. v. Schröder von der Reichsbahndirektion Dresden, die Oberregierungsräte Heink und Grosse vom Finanzministerium, der Regierungsbaudirektor Olzscha vom Straßen- und Wasserbauamt Zwickau, der Reichsbahnrat May vom Reichsbahn-Betriebsamt Schwarzenberg, der Bürgermeister Frenzel, der

Stadtrat Seibold, der Stadtbaurat Hasse sowie der Obersekretär Leucht von der Stadt Aue zu einer Besprechung im Viktoria-Hotel, welches in unmittelbarer Nähe des Bahnüberganges lag. Sie wurden sich einig, dass die „Gewährleistung der Unfallverhütung durch die starke Zunahme und Motorisierung des Fahrverkehrs auf ein Minimum“ gesunken sei und sich der straßengleiche Übergang als unerträgliches Verkehrshindernis herausgestellt habe. Der schienengleiche Übergang sollte durch einen Brückenbau beseitigt werden. Die Vertreter der Reichsbahn rückten von der Forderung nach vollständiger Kostenübernahme durch die Stadt ab und stellten in Aussicht, dass sich bahnsseitig mit dem kapitalisierten Betrag der Einsparungen, die durch Einziehung des Straßenüberganges zu erzielen wären und dem Wert der bahneigenen Grundstücke, am Bau beteiligt wird. Aus einer jährlichen Ersparnis von 5.300 RM ergab sich so eine mögliche Kostenbeteiligung von 132.500 RM [11. Bl.17-20,24+25,29-31].

Der Gesamtrat der Stadt Aue wurde durch Bürgermeister Frenzel am **09.10.1934** über diese Verhandlung informiert.

Bei einer Besprechung des ersten Bürgermeisters und des Stadtrates Seibold im Finanzministerium mit Ministerialdirigent Dr. Sorger und Reichsbahnpräsident Dr. Domsch erhöhte die Bahn am **12.02.1935** den möglichen Zuschuss sogar auf 300.000 RM. Allerdings wurde die im Entwurf vorgesehene Brückenbreite von 15 m bemängelt. Die Stadt sollte die Planung auf 11 m Gesamtbreite ändern. Die Zeichnung wurde daraufhin auch schnell überarbeitet und die Breite auf 12 m reduziert. Die Tektur wurde am **15.02.1935** von Seibold, Hasse und Leucht bei Dr. Speck im Sächsischen Staatsministeriums des Innern vorgestellt [11, Bl. 43+44]. Herr Dr. Speck empfahl dabei einen Gehweg wegzulassen und dafür beidseits je einen Radfahrstreifen von je 1 m einzuordnen, „da der Bau von Radfahrbahnen von den Oberbehörden jetzt gefördert werde.“ Am **18.02.1935** übergibt Stadtbaurat Hasse auch dem Rat der Stadt eine neue Zeichnung mit der Brückenbreite von nun 12 m, wovon beidseits Gehbahnen mit je 2 m Breite belegt sind. Bei besonderem Bedarf für eine Fahrradbahn, könne seiner Meinung nach, auch eine Gehbahn später entsprechend umgenutzt werden [11,

Bl.45+46]. Ein angepasster Kostenüberschlag vom 14.02.1935 wurde der neuen Entwurfszeichnung ebenfalls beigelegt. Dieser endet mit einer Summe von 575.000 RM zzgl. Grunderwerb und Erschwernisse beim Bau durch den Eisenbahnverkehr. Die Aufwendungen für die Rampe beim Bahnhof berücksichtigte Hasse dabei ebenfalls nicht [11, Bl. 46-48].

Am **26.02.1935** teilt Ministerialrat Dr. Speck der Stadt mit, dass es „darauf ankäme die Brücke als Umgehungsstraße im Sinne des Reichsstraßengesetzes zu bezeichnen, da sich das Projekt am raschesten realisieren lasse, wenn es sich um eine Reichsangelegenheit handele.“ Zu beachten sei auch, dass die Unterhaltungslast der gebauten Brücke nach dem Reichsstraßengesetz vollständig bei der Stadt Aue liege! Diese Verpflichtung wurde - nach Lage der Akten- von den Akteuren der Stadt nicht weiter problematisiert. Es sollte sich später zeigen, dass sich die Stadt damit, zum Nachteil des Bauwerkes, schlicht übernahm.

Die Stadt Aue sollte auch der Träger der ganzen Maßnahme sein, da weder die Reichsbahn noch die

Straßen- und Wasserbaudirektion Beihilfen aus der „produktiven Erwerbslosenförderung“ erhalten können [11, Bl. 57].

Man einigte sich auch auf die in Abbildung 7 dargestellte Pfeiler- und Widerlageranordnung. Das Straßen- und Wasserbauamt Zwickau war sogar mit einem Pfeiler im Bett der „Zwickauer Mulde“ einverstanden.

Die auf diese Weise entwickelte Planunterlage legte man einer Ausschreibung zur Erlangung von baureifen Entwürfen zu Grunde, an der namhafte Firmen des Eisenbeton- und Stahlbaus teilnahmen. Dr. Speck bittet am **29.04.1935** um Vorlage der Kostenanschläge und Entwürfe, welche die Stadt von verschiedenen Firmen eingeholt habe.

Die Stadt übersendet daraufhin am **07.06.1935** die eingegangenen Angebote der Firmen Eisenbahnbau GmbH Dresden, Max Pommer Filiale Chemnitz, Mitteldeutsche Stahlwerke Lauchhammer und Dyckerhoff & Widmann AG NL Dresden. Das letztgenannte Angebot ergänzte ein Nebenangebot, in dem man vorschlägt, für einen Aufpreis von 22.046 RM auf den Flusspfeiler zu verzichten.

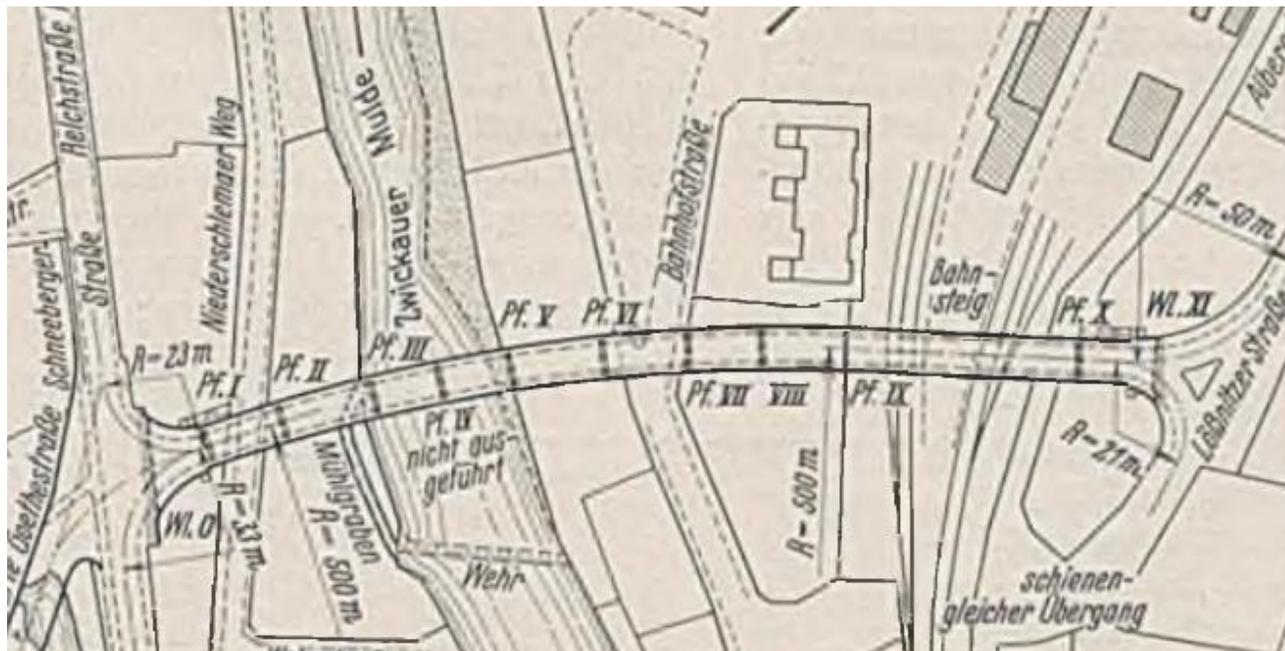


Abbildung 7 Übersichtsplan mit Widerlager- und Pfeilernummerierung [2, S.97 Abb. 1]; Pfeiler 4 entfiel später

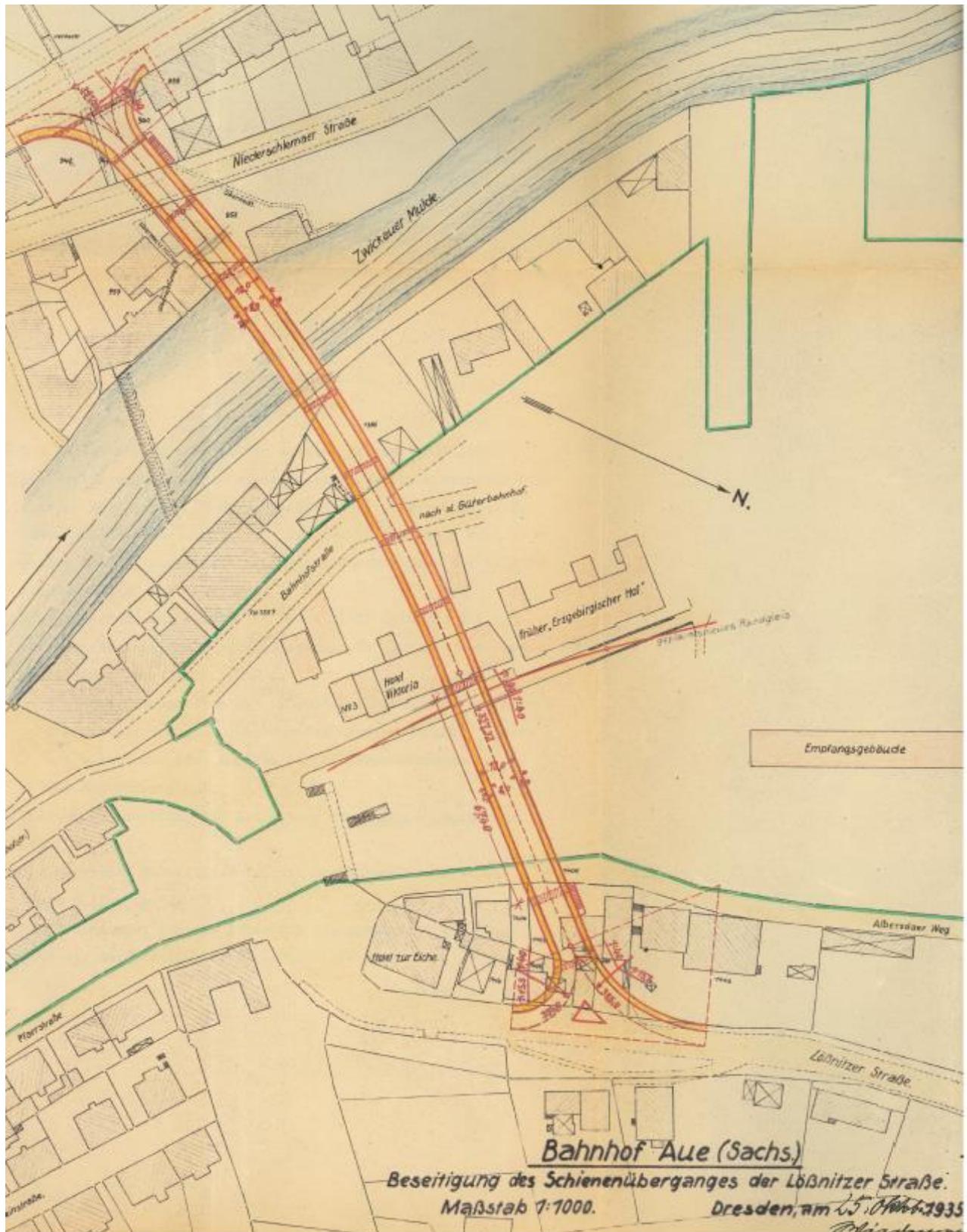


Abbildung 8 Anlage 1 zur Eisenbahnkreuzungsvereinbarung vom 25.10.1935-Lageplan M 1:1.000

Von vier eingereichten Entwürfen waren zwei reine Eisenbeton-Lösungen (seit dem Jahr 1940 als Stahlbeton bezeichnet). Die anderen beiden Entwürfe überbrückten die Öffnung im Bereich des Bahngeländes mit einem Stahlüberbau, der als Trog ausgebildet wurde. Deren zum Teil 1,6 m hohen, genieteten Vollwandträger überzeugten aber in ästhetischer Hinsicht nicht.

Zur Ausführung wurde daher der Vorschlag der Fa. Dyckerhoff & Widmann AG ausgewählt. Dieser war eine reine Stahlbetonlösung mit einer Plattenbalken-Konstruktion. Ein später in den „Leipziger Neuesten Nachrichten“ vom 26.05.1937 erscheinener Artikel verweist auf ein weiteres Argument für eine Eisenbetonlösung. Diese Bauart brachte nämlich außerdem positive Effekte für den örtlichen Arbeitsmarkt mit sich. So konnten bei dieser Ausführungsweise ca. 20.000 sog. Erwerbslosentage an Ort und Stelle geleistet werden. Zudem konnte ein Großteil des Materialbedarfs für den Beton vor Ort in den Auer Steinbrüchen gewonnen werden. Gegenüber der in der Ausschreibung vorgegebenen einheitlichen Längsneigung (lt. Zeichnung Überführung der Lößnitzer Straße Bf. Aue der Reichsbahndirektion Dresden vom 12.09.1934 war eine Neigung 1:95 vorgesehen) [11, Bl. 16] wurde die Gradienten (der Höhenverlauf der Konstruktion), ausgehend von der Bahnöffnung, mit Gefälle von jeweils 1:40 zu den Anschlüssen geneigt.

Es wurde auch der Sondervorschlag der Firma Dyckerhoff & Widmann AG, auf einen Stropfweiler zu verzichten und die Zwickauer Mulde stattdessen mit einer einzigen Öffnung zu überbrücken, angenommen [2].

Nach dieser verwaltungstechnischen und konzeptionellen Vorarbeit einigte man sich zur Durchführung einer Gemeinschaftsmaßnahme. Zwischen der Reichsbahn-Gesellschaft, vertreten durch die Herren Dr. Kirchbach und Wiedemann, der Stadt Aue, vertreten durch den Oberbürgermeister Pillmayer und dem Sächsischen Staat, vertreten durch die Herren Dr. Speck und Großer, wurde dazu am **25.10.1935** eine Vereinbarung zur Beseitigung der schienengleichen Eisenbahnkreuzung Lößnitzer Straße abgeschlossen. Sie beinhaltete die Herstellung der

Überbrückung des Reichsbahngeländes zwischen Schneeberger Straße und Lößnitzer Straße nach Maßgabe des als Anlage beigefügten Planes (vgl. Abbildung 8) durch die Stadt und übertrug auch die Durchführung eines ggf. erforderlichen Planfeststellungsverfahrens der Stadt [12, Bl. 45]. Die Reichsbahndirektion hatte den, der Vereinbarung beigefügten Plan des Vorhabens fertigen lassen, der vom Vorschlag Hasses nur dadurch abweicht, dass die Rampe zur Aufnahme des Verkehrs vom Güterbahnhof bzw. des eventuellen Verkehrs zum Ortsteil Alberoda und die Aussichtskanzel weggelassen wurden. Darüber hinaus wurde festgehalten, dass der Grunderwerb Angelegenheit der Stadt sei. Das reichsbahneigene „Hotel Viktoria“ und das Gebäude Bahnhofstraße 3 inkl. Hinterhaus sowie Zubehör könne die Stadt von der Reichsbahn unentgeltlich übernehmen. Die Reichsbahn stellt zudem die weiterhin benötigten Bahnflächen unentgeltlich zur Verfügung. Sie fordert aber die Sicherung einer Öffnung im Bahnhofsbereich mit einer Lichtweite von mindestens 67,4 m, deren Unterkante nicht tiefer als 352,98 müNN liegen durfte. (Anm.: Genau diese Forderung sollte letztlich ausschlaggebend dafür sein, dass in Aue die innovative Bauweise das erste Mal weltweit eingesetzt wurde!). Die Brücke sollte 12 m breit werden. Davon dienten 8 m der Fahrbahn, 2 m einem Fußweg und 2 m einem Radweg. Die Baustoffprüfung beim Brückenbau erfolge unentgeltlich durch Baustoffprüfstelle der Reichsbahndirektion Dresden. Die spätere Überwachung des Erhaltungszustandes der Brückenöffnungen von Lößnitzer Straße bis einschl. Güterbahnhofstraße erfolge kostenlos durch die Reichsbahn. Auch die Prüfung der Berechnungen und Baupläne für die Bauteile im Bahnbereich werde durch die Reichsbahndirektion Dresden übernommen. Die Bauleitung wird unentgeltlich von der Sächsischen Straßenverwaltung übernommen. Die Reichsbahn machte die Beteiligung an den Gesamtkosten des Vorhabens mit nunmehr 300.000 RM fest. Die Reichsstraßenverwaltung wollte 200.000 RM übernehmen. Als Wert der Grundstücke, die aus dem Besitz der Reichsbahn-Gesellschaft benötigt werden, wurden weitere 45.000 RM ermittelt. Hinzu kommen die Kosten für die übrigen Grundstücke in Höhe von 130.000 RM. Damit wurden Gesamtkosten in Höhe von 875.000

RM erwartet. Das neue Überführungsbauwerk wird nach Fertigstellung Eigentum der Stadt. Baubeginn sollte noch im Jahr 1935 sein. Die Vereinbarung wurde mit zusätzlich technischen Vertragsbedingungen, Richtlinien für die bauliche Durchbildung der Gerüste von Bauwerken und Zusatzbestimmungen für Beton- und Eisenbetonarbeiten der Deutschen Reichsbahn- Gesellschaft Reichsbahndirektion Dresden ergänzt.

Stadtbaurat Hasse ließ ein Modell fertigen (vgl. Abbildung 9).



Abbildung 9 Modell der neuen Brücke

Am **25.11.1935** erteilt Dr. Speck sein Einverständnis, dass der Bauauftrag für die Brücke, entsprechend den am 25.10.1935 durchgeführten Verhandlungen, an die Firma Dyckerhoff & Widmann AG erteilt wird. Danach sollte über die Bahnanlagen ein Eisenbetonbogen mit aufgehängter Fahrbahn und über die Zwickauer Mulde eine Eisenbetonbalkenkonstruktion ohne Stropfpeiler ausgeführt werden.

Die Anregung der Firma Wayss & Freitag, NL Dresden, die Ausschreibung des Vorhabens zu wiederholen, wurde am 02.12.1935 durch das Staatsministerium des Innern abgelehnt, da die Leistungen bereits im Einvernehmen an die Firma Dyckerhoff & Widmann vergeben werden.

Das Vorhaben wurde am **25.10.1935**, dem Tag der Unterzeichnung der Kreuzungsvereinbarung, begonnen. Die Winter- und Frühjahrsmonate nutzte man zum Abbruch, zur Baufeldfreimachung und weiteren vorbereitenden Arbeiten.

Dabei wurde auch das Viktoria-Hotel abgebrochen, in dem entscheidende Besprechungen zum Brückenbau stattfanden.



Abbildung 10 Abbruch des Viktoria-Hotels 27.04.1936 (Foto Herr Thömler)



Abbildung 11 Gebäudeabbruch 1935, verm. Bahnhofstraße 3 (Foto Herr Böhme)

Der „Erste Spatenstich“ für das Vorhaben erfolgte am Sonntag, dem **08.12.1935**. Dieser wurde dabei groß aufgezogen, der benutzte Spaten sogar reliquienartig aufbewahrt. Die Stadtgemeinde Schneeberg stellte für die Veranstaltung gegen Leihgebühr von 20 RM leihweise 35 Fahnen zur Verfügung.

Der Auftrag an Dyckerhoff & Widmann AG- NL Dresden wird erst am **03.04.1936** erteilt. Er enthält als Bedingungen, dass die Fertigstellung bis zum 31.03.1937 erfolgt und die Vorarbeiten bis zum 13.04.1936 beginnen. Die Firma G. A. Bochmann wird als Nachauftragnehmer zur Ausführung der Fundamente für die Brückenpeiler und deren

Granitmauerwerk als sog. „Notstandsarbeit“ gebunden.



Abbildung 12 Taufafel mit Zusatzschild und Hinweis auf den Nachauftragnehmer

Am **20.04.1936** begann die Ausschachtung der Gründung des Pfeilers 7 (vgl. Abbildung 7). Nachfolgende Bilder sollen Eindrücke über den Bauablauf liefern. Einen Bagger oder dgl. sucht man auf den Fotos der Baustelle vergebens. Hacke und Schaufel waren das Handwerkszeug.

Die Abbildung 18 zeigt Arbeiten am Widerlager 0 im Bereich des Logenteiches.

Die Gründungen der Pfeiler 2, 10 und des Widerlagers 11 erfolgten auf hartem Granit und boten keine Schwierigkeiten. Das Endwiderlager 0 und der Pfeiler 1 an der Einmündung zur Schneeberger Straße konnten auf tragfähigem Kies gegründet werden.

Bei allen übrigen Pfeilern wurden jedoch ein hoher Grundwasserandrang und zum Teil alte Mauerreste von ehem. Betriebsgräben angetroffen. In Abbildung 17 sieht man an der Baugrubensohle zusammenlaufendes Wasser. An der Grubenwand schauen die groben Gerölle des Muldenbettes heraus. Der Granit erwies sich hier zudem als mürbe und es machte sich ein tieferer Aushub der Gründung erforderlich, bis Spezialisten der Bergakademie Freiberg schließlich die Baugrubensohle als ausreichend tragfähig einschätzten. Die Baugruben wurden mit einem hölzernen Verbau versehen, um einen Einsturz zu vermeiden.

Abbildung 13 zeigt, dass die Pfeiler ca. 5 m tief unter dem Gelände gegründet wurden.

Am **23.04.1936** vermerkt Hasse, dass die Pfeiler bis etwa 1,5 m Höhe in Granitmauerwerk und im Übrigen aus Beton errichtet werden sollen, da die Granitsteinbrüche in der Stadt, die für eine vollständige Naturstein-Vormauerung erforderliche Menge, nicht in der gebotenen Zeit liefern können.

In Abbildung 20 sieht man das Aufmauern dieser Granitsteine.

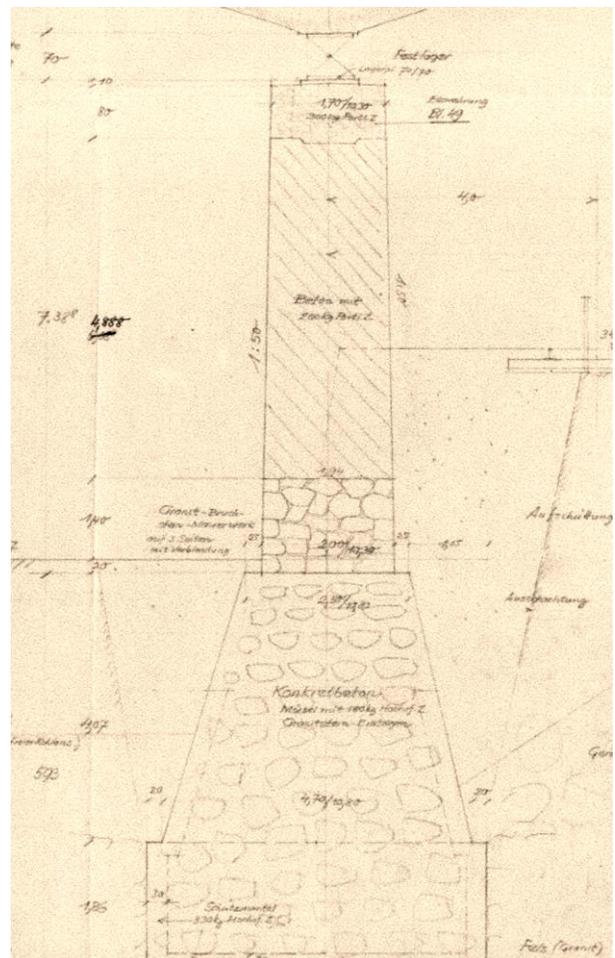


Abbildung 13 Schnittzeichnung durch Pfeiler 2 (Auszug), die Steine des Kombretbetons sind angedeutet

Die Grundrissabmessungen am Pfeilerkopf betragen zwischen 1 m bis 1,7 m x 10,3 m. Die Auflagerbänke auf den Pfeilerköpfen wurden bewehrt.

Die Pfeilerfundamente wurden aus sog. Kombretbeton hergestellt. Das bedeutet, dass in den Beton große Steine eingearbeitet wurden. In

Abbildung 15 sieht man den Antransport und die Verarbeitung.



Abbildung 14 Baugrube des Pfeiler 7 am 5.06.1936



Abbildung 15 Maurerarbeiten am Pfeiler 3 am 23.06.1936
(Foto Herr Thömler)

Der Beton wurde vor Ort, hauptsächlich in zwei Mischmaschinen mit je 500 Liter Inhalt, die zwischen den Pfeilern 7 und 8 –dem heutigen Bahnhofsvorplatz- standen, hergestellt [2, S.101]. Zur Unterstützung kamen kurzzeitig weitere 250 Liter fassende Mischmaschinen, die an den Straßenanschlüssen aufgestellt wurden, zum Einsatz. Abbildung 34 zeigt Mischer und Handlanger bei der Arbeit. Im Hintergrund sind die Zementsäcke mit dem Bindemittel gestapelt. Der Beton wurde mittels Aufzüge in Kippwagen auf die

Brücke gehoben und an die Einbaustellen verfahren [2, S. 101]. Abbildung 22 zeigt einen Kippwagen am Aufzug hängend. In Abbildung 42 ist ein solcher Kippwagen auf der Brücke zu sehen.



Abbildung 16 Mauerabbruch bei Pfeiler 10



Abbildung 17 Baugrube des Pfeilers 5 am 14.05.1936



Abbildung 18 Rammarbeiten am Widerlager 0 am 17.09.1936
(Foto Herr Thömler)



Abbildung 21 Schalgerüst von Pfeiler 5 und 6



Abbildung 19 Betonage des Fundaments von Pfeiler 8



Abbildung 22 Betonieren von Pfeiler 8



Abbildung 20 Maurerarbeiten Pfeiler 5, 7.06.1936



Abbildung 23 Pfeiler 5 am 17.07.1936



Abbildung 24 Hochwasser, Lehrgerüst Bauteil B am 3.07.1936
(Foto Herr Dipl.-Ing. Ring)

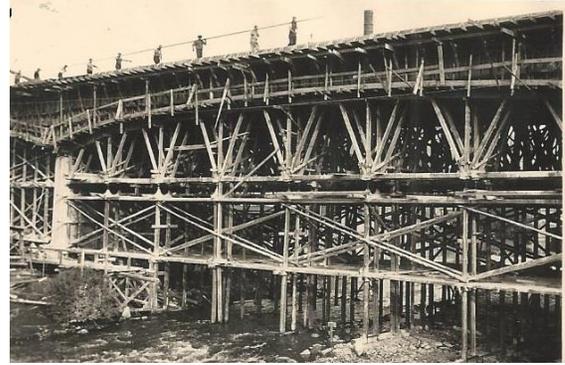


Abbildung 28 Transporte der 64 m langen Rundeisen auf der
Brücke am 25.09.1936



Abbildung 25 Pfeiler 5 bis 9 mit halbfertigem Lehrgerüst am
17.07.1936

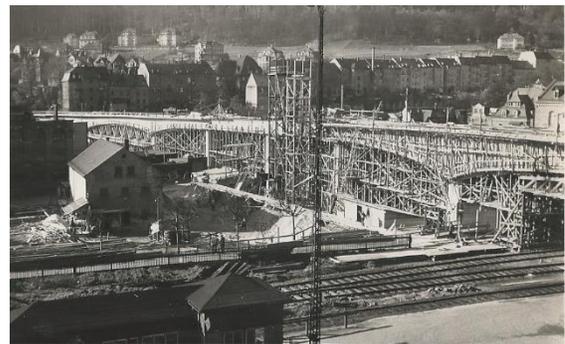


Abbildung 29 Blick vom Hotel Eiche auf die Brücke am
26.10.1936



Abbildung 26 Lehrgerüst Pfeiler 3 am 29.07.1936



Abbildung 30 Lehrgerüst wird entfernt am 23.11.1936



Abbildung 27 Bereich der ehem. Alberodaer Straße am
27.08.1936



Abbildung 31 Die beiden Mischanlagen von Pfeiler 7 und 8 am
14.05.1936 (Foto Herr Thömler)

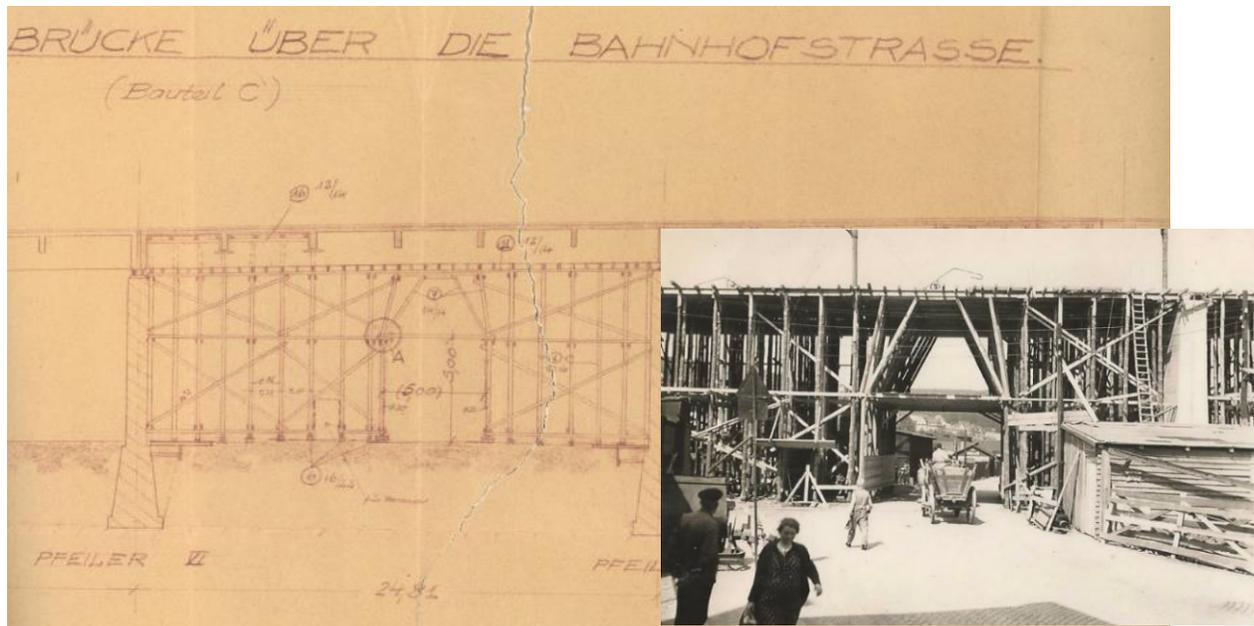


Abbildung 32 Lehrgerüst über Bahnhofstraße im Längsschnitt, abgebildet ist der Bereich des rechten Fotos Aufnahme vom 10.08.1936

Das Lehrgerüst (der Unterbau der Schalung) wurde von Dyckerhoff & Widmann aus gutem Grund akribisch geplant. Letztlich steht und fällt alles mit einer guten Grundlage. Die Abbildung 32 zeigt einen Ausschnitt des Längsschnittes der Lehrgerüstplanung und ein Foto des Bereiches in der Gegenüberstellung.

Am **13.11.1936** war die gesamte Tragkonstruktion für das Lehrgerüst fertiggestellt. Dafür sollen bis zu 1.500 m³ Holz notwendig gewesen sein.

Nachfolgende Bilder zeigen die Schal-, Bewehrungs- und Betonierarbeiten.

Die damalige Verarbeitung des Betons mit viel Wasser und das Verdichten mittels Stochern bzw. an die Schalung gehaltener Pressluftschlämmer [2, S. 104] würden nicht den heutigen Vorstellungen an qualitativ hochwertigen Betonbau entsprechen. Es sollte sich später zeigen, dass in Teilbereichen des Bauwerkes die damit erreichte Betonqualität für eine hohe Dauerhaftigkeit zu gering war. Möglicherweise beeinflusste der hohe Wassergehalt des Betons auch dessen Eigenschaften nachteilig. Insbesondere führt dies zum später festgestellten stärkeren Kriechen. Das kann dann auch die vermehrt eingetretenen Spannkraftverluste in den Spanngliedern erklären.



Abbildung 33 Armierung des rechten Randbalkens über Pfeiler 3 am 27.08.1936



Abbildung 34 Arbeiten an der Mischmaschine, Niederschlemaer Weg am 17.09.1936



Abbildung 35 Eisenbieger bei der Arbeit am 20.09.1936



Abbildung 36 Einschalen des Einhängerträgers am 20.10.1936



Abbildung 37 Die Fördertürme am 25.09.1936 (Foto Herr Hasse)



Abbildung 38 Armierung des linken Randträgers, Bauteil A am 9.10.1936

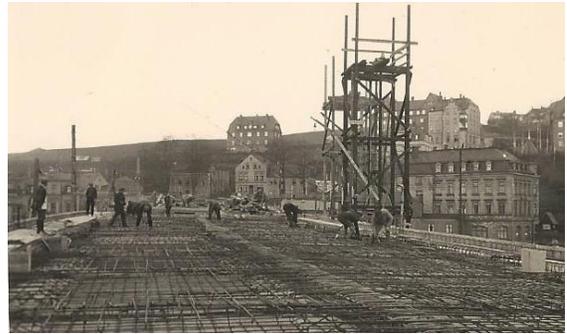


Abbildung 39 Armierung der Fahrbahndecke Teil C am 10.11.1936



Abbildung 40 Betonieren der Fahrbahnplatte, Bauteil B am 17.09.1936



Abbildung 41 Die letzte Mischung für die Fahrbahnplatte Bauteil C am 13.11.1936



Abbildung 42 Ebnen des Betons am 22.04.1937

Allgemeines zu Stahl- und Spannbeton

Nachfolgend soll etwas detaillierter auf die besondere Konstruktion der Bahnstiftsbrücke eingegangen werden. Zum besseren Verständnis werden eingangs kurz einige technische Hintergründe zum Verbundbaustoff Stahlbeton bzw. Spannbeton dargelegt.

Beton kann sehr hohe Druckkräfte aufnehmen. Allerdings versagt er schon bei relativ niedriger Zugbeanspruchung. Aus diesem Grund wird in den Zugbereich eines Betontragwerkes sog. Bewehrungsstahl eingelegt, der die Zugkräfte aufnimmt. Der Stahl verbindet sich mit dem umgebenden Beton und dehnt sich dann bei der Krafteinleitung. Zwar bilden sich dabei ebenfalls Risse im Beton, diese bleiben aber bei guter konstruktiver Gestaltung sehr schmal. Risse mit kleinen Öffnungsweiten beeinträchtigen die Dauerhaftigkeit des Stahlbetons in der Regel nicht. Insbesondere rostet der eingelegte Stahl nicht. Bei großen Stützweiten nehmen aber die Durch-

biegungen von Tragwerken und die Dehnung des Stahls derart zu, dass größere Risse entstehen. Diese können dann zu einer Korrosion der Stahlarmerung und letztlich zu einem Versagen des Bauwerksteiles führen.

Durch geeignete Anordnung von vorgespannten Stählen im oder am Tragwerk kann der Bereich des Bauteils, in dem Zugspannungen entstehen, so zusammengedrückt werden, dass der Zug darin vollständig oder teilweise überdrückt wird. Diese Verringerung der Betonzugspannungen ermöglicht dann eine höhere Tragfähigkeit und eine bessere Dauerhaftigkeit.

Spannbeton erzeugt also gezielt sogenannte Eigenspannungszustände im Inneren des Bauteils, die bei balkenartigen Systemen in der Regel die mittleren Momente der Einwirkungen ausgleichen. Es verbleiben nach Anspannung im Wesentlichen noch Längsdruckkräfte im Tragwerk [14, S. 3]. In dem Maße, wie man die Zugkräfte und damit Risse im Tragwerk zulässt, wird zwischen beschränkter und voller Vorspannung unterschieden.

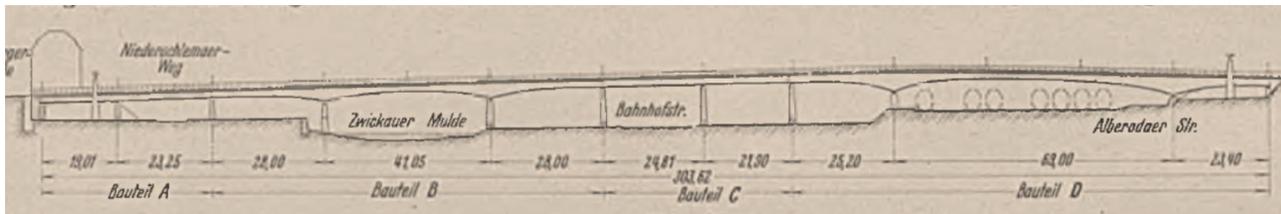


Abbildung 43 Übersichtslängsschnitt [2, S.98 Abb.3]

Die Gestaltung der Bahnstiftsbrücke

Das Bauwerk überbrückt auf 308 m Länge mit 10 Feldern (Brückenöffnungen) die Bahnanlagen des Bahnhofes Aue mit der Strecke Schwarzenberg-Zwickau, die „Zwickauer Mulde“, einen Betriebsgraben, die „Schlemaer Straße“ (früher „Niederschlemaer Weg“), die Bahnhofstraße und die Straße „Am Bahnhof“ (früher „Alberodaer Straße“). Es wurden beim Bau 5.000 m³ Beton und 600 t Bewehrungsstahl sowie 60 t Gußstahl für Lagerteile eingesetzt [3 S.175]. Das Bauwerk unterteilt sich aus statisch-konstruktiver Sicht in vier Bereiche. Das sind der Stahlbetonabschnitt mit den Teilen A, B und C sowie der Spannbetonüberbauabschnitt D (vgl. Abbildung 43 und Anhang).

Der Bauabschnitt A ist eine Stahlbetonkonstruktion und überbrückt zwei Öffnungen mit 19,01 m und 23,25 m Weite. Der Bauabschnitt B, ebenfalls aus Stahlbeton, hat Felder von 28 m, 41,05 m und 28 m Weite. Die größte Öffnung überspannt dabei die „Zwickauer Mulde“. Hier wurden Bewehrungseisen mit bis zu 50 mm Durchmesser eingebaut, die mittels elektrischer Widerstandsstumpfschweißung gestoßen wurden. Der Abschnitt C, mit zwei Öffnungen von 21,9 m und 25,2 m Länge, liegt auf dem Kragträger des Abschnittes C gelenkig auf. Der Abschnitt D, mit Öffnungen von 25,2 m bzw. 23,4 m Länge sowie der Mittelöffnung von 69 m Länge ist das eigentliche „Highlight“ der Konstruktion- der Spannbetonbereich.

Diesen Abschnitt betrachten wir etwas näher.

Der Spannbetonbereich

Ursprünglich sollte auch der Abschnitt D als durchlaufende Stahlbetonkonstruktion, also ohne Gelenke und ohne Vorspannung, ausgebildet werden. Erste Pläne, wie ein Lageplan von Dyckerhoff & Widmann vom **16.05.1935**, zeigen den Brückenabschnitt noch als durchgängige Stahlbeton-Durchlaufträger-Konstruktion [11, Bl. 136+137]. Allerdings entstanden bei den Planern Zweifel, wie man bei der großen Spannweite über den Bahnanlagen den zu erwartenden plastischen (nicht mehr zurückgehenden) Verformungen durch Schwinden und Kriechen wirksam vorbeugen soll. Beim Phänomen des Kriechens nimmt die Verformung des unter Spannung stehenden Betons mit der Zeit zu. Ein gedrücktes Bauteil wird in Längsrichtung also kürzer. Beim Schwinden kommt es zu einer Verkürzung während der Austrocknung bzw. des Abbindens des Betons. Beide Vorgänge beeinflussen die Konstruktion nachteilig.

Zur Klärung dieser Frage wurde Prof. Dischinger als wissenschaftlicher Berater einbezogen. Er war der richtige Mann für das Problem.

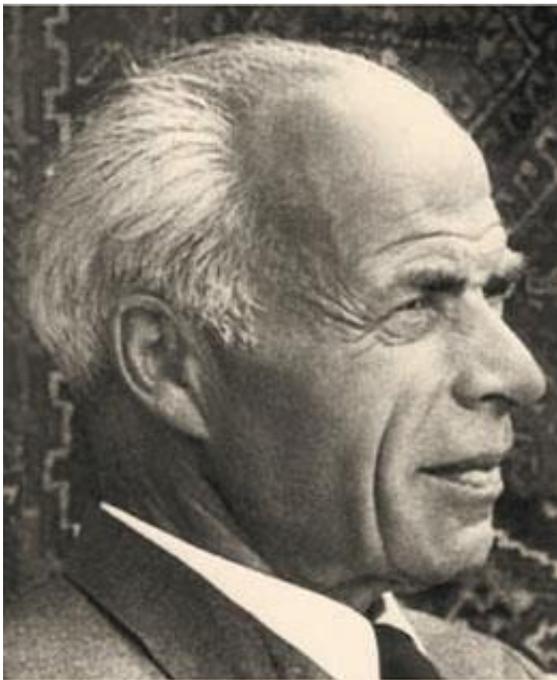


Abbildung 44 Prof. Dr.-Ing. Franz Dischinger 1887-1953

Dischinger studierte ab 1907 an der Technischen Hochschule Karlsruhe Bauingenieurwesen. Im Jahr

1913 begann er als Ingenieur bei der Dyckerhoff & Widmann AG, wo er bis 1933 als Statiker und Konstrukteur wirkte. Am 5. Oktober 1922 erteilte ihm der Vorstand der Dyckerhoff & Widmann AG die Prokura. 1929 promovierte er an der Technischen Hochschule Dresden bei Kurt Beyer mit einer Dissertation über Vieleckschalen. Im Jahr 1932 erhielt er den Ruf an die Technische Hochschule Berlin-Charlottenburg. Am 1. August 1933 trat er dort die Professur für Stahlbetonbau an. Noch heute werden die Berechnungsansätze, die er als Ergebnis seiner theoretischen Arbeiten zum Kriechen und Schwinden von Stahlbeton entwickelte, „Dischinger-Gleichungen“ genannt. Er gilt als ein „Übervater“ der deutschen Bauingenieure.

Dischingers Patent DE 727.429 A

1934 ließ er sich eine neuartige Konstruktionsmethode mit Vorspannung von Brücken patentieren [5]. Die Grundidee stammt vom Amerikaner P.H. Jackson. Dessen Patent US 375999 vom 03.01.1888 „Construction of artificial-stone or concrete pavements“ sah eine Vorspannung von Fertigteilen aus Beton mit Eisenelementen vor.

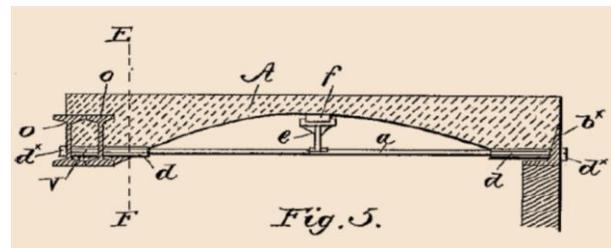


Abbildung 45 Vorgespanntes Betonelement nach Jacksons Patent [13, S.422 Bild 1]

Die Spannglieder wurden dabei frei liegend im Inneren des bogenförmig gekrümmten Betonelementes angeordnet. Die Verankerung erfolgte an den Bogenenden, den sog. Kämpfern. In Feldmitte war eine Stützstelle angeordnet. Die Kräfteinleitung an den Ankerstellen erfolgte mit Eisenplatten oder Profilstählen (vgl. Abbildung 45) [13, S. 422]. Dischinger griff den Gedanken Jacksons auf, indem er ebenfalls eine Art der Vorspannung anstrebte, die neben einer zentrischen Druckkraft im Bauteil auch Biegemomente erzeugte. Er lässt sich das Patent für ein „Eisenbetontragwerk... mit in Form von Hängewerken ausgebildeten Zugankern aus Stahl, die außerhalb des Betonquerschnittes angeordnet sind und nach dem Erhärten des Betons angespannt

werden, dadurch gekennzeichnet, dass die hängewerkartigen, zweckmäßig zwischen den Eisenbetonbalken des Tragwerkes angeordneten Zuganker sich innerhalb des durch die Konstruktionshöhe des Balkens begrenzten Raumes befinden ... und sich auf Querwände der Eisenbetonbalken abstützen. Die Abstützung der Zuganker auf die Querwände ist nach Art von beweglichen Auflagern ausgebildet, durch deren Beweglichkeit der Spannungszustand des Tragwerkes beim erstmaligen Anspannen der Zuganker, das gleichzeitig mit dem Ausrüsten der Eisenbetonbalken erfolgt, und bei dem, erforderlich werdenden späteren Nachspannen regelbar ist.“, erteilen [14, S.7]. Dischinger erläuterte später: „vor allem bei weitgespannten Brücken ... nützen nur Vorspannungen, durch welche auf den Träger neben einer zentrischen Druckkraft zugleich derart wechselnde Momente ausgeübt werden, dass die Eigengewichtsmomente des nicht vorgespannten Systems möglichst beseitigt werden. Eine solche Vorspannung kann man nur durch Hängewerke erzielen, die in der Bauhöhe der Brücke untergebracht sind und deren Form möglichst dem Verlauf der Eigengewichtsmomente angepasst sind.“ [6, S.18].

Die Idee ist genial. Sie soll noch etwas näher dargelegt werden. Der in Abbildung 46 oben dargestellte Träger biegt sich durch sein Eigengewicht sowie die, auf ihn einwirkenden Ausbau-

und Verkehrslasten durch. Dies soll -unter starker Übertreibung der tatsächlichen Durchbiegung- durch die blau eingetragene Fläche verdeutlicht werden. Dabei wird die Unterseite (blau gestrichelt) gezogen und die Oberseite (rot gestrichelt) gestaucht. Durch den Zug an der Unterseite entstehen Risse im Stahlbeton. Diese schaden langfristig, da Feuchtigkeit eindringt und den Stahl zum Rosten bringt. Sie sehen obendrein gefährlich aus. Der darunter angebrachte vorgespannte Seilzug hebt den Träger nach oben und gleicht so die, nach unten wirkenden Beanspruchungen weitestgehend aus. Es entstehen im Ergebnis kaum noch Zugspannungen an der Unterseite. Risse entstehen erst gar nicht oder bleiben klein. Zur Verankerung der Spannstähle arbeitete man an den Enden der Spannstähle ein Gewinde ein, auf das man dann Muttern aufschraubt. Zur Reduzierung von Spannkraftverlusten infolge des Kriechens und Schwindens -aber auch der mit der Zeit eintretenden Relaxation des Spannstahls in Folge der bei der Vorspannung aufgetragenen Verformung- konnte man diese Muttern anziehen und die Stabspannglieder auf diese Weise auch mehrmals nachspannen. In Abbildung 46-oben erkennt man die Ankerstellen, mit **a** bezeichnet, die Querträger des Einhängeträgers (**e**), die Umlenckstellen der Spannglieder (**d**), **c** (vor dem Anspannen) und mit **b** (nach dem Anspannen). Die Mitte des Einhängeträgers hebt sich beim Anspannen um das Maß y an. Die durch das

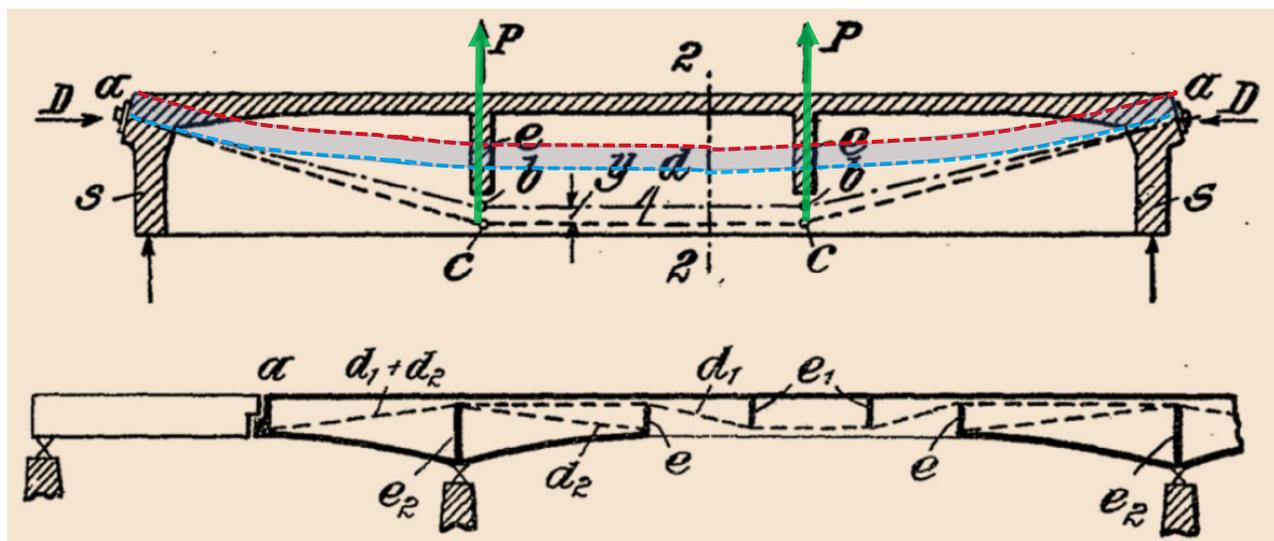


Abbildung 46 Patent DE727.429 A vom 08. 12. 1934: „Eisenbetontragwerk, insbesondere für Balkenbrücken“

Anspannen aktivierten vertikalen Kräfte werden in der Abbildung mit **P** bezeichnet. Dischinger erkannte, dass man mit seinem Patent das Verformungsproblem des Bereiches D in Aue gut lösen kann und empfahl es zur Anwendung. Der Abschnitt D wurde nach Dischingers Hinweisen also als sog. Gerberträger mit Vorspannung geplant. Bei einem Gerberträger tragen zwei Kragträger einen Einhängeträger. Die Konstruktion des Abschnittes D sieht daher der Darstellung des Patentes frappierend ähnlich. In Abbildung 46 sind unten die Kragarme zu erkennen, auf denen der Einhängeträger aufliegt. Der Spanngliedverlauf des Patentes (gestrichelte Linien) kommt dem in der Bahnhofsbücke nahe. Es wurden beidseits der Mittelöffnung und an den Kragträgerenden Gelenke (Bereiche, in denen die Konstruktion so ausgebildet wird, dass Bewegungsmöglichkeiten gegeben sind) eingebaut. Die Spannstähle wurden im Bereich des Einhängeträgers hängewerkartig unter bzw. im Plattenbalkenquerschnitt geführt und an den Enden verankert und nach Erhärtung des Betons so angespannt, dass unter Verkehrslast keine oder nur noch geringe Betonzugspannungen auftreten [1, S. 435]. Da die Anker nicht einbetoniert werden, können die Spannglieder durch nachträgliches Anziehen in den Anschlussstellen nachgespannt werden, wenn es zu einem Spannkraftverlust kommt. Damit kam bei der Bahnhofsbücke in Aue deutschlandweit **das erste Mal** die nach Erhärtung des Betons vorgenommene externe, verbundlose Vorspannung zur Anwendung (externe Vorspannung). Dies ist herrschende Meinung in der Fachwelt. Davon etwas abweichend äußert sich lediglich Prof. Emil Mörsch - ebenfalls ein großartiger Vordenker des Stahlbeton- und Spannbetonbaus, dessen Fachwerkanalogie ebenso bis heute Studenten des Bauingenieurwesens nahegebracht wird. Er meinte: „Unter dem Begriff des Spannbetons fallen diejenigen Balkentragwerke nicht, wo die Bewehrung als ein außerhalb des Betons liegendes Hängewerk ausgebildet ist, das den schwach bewehrten Betonbalken trägt und ihn durch seine Verankerungskraft auf Längsdruck beansprucht, wobei die Biegemomente im Balken durch Vorspannen des Hängewerks weitgehend

vermindert werden. Solche Tragwerke, die von Dischinger ... ausgebildet wurden, sind besser als unterspannte Balken zu bezeichnen.“ [23, S.7]. Nach dieser Definition wäre die Konstruktion des Einhängeträgers (die Vorspannung der Kragträger umfasst Mörschs Einwand nicht) also keine Spannbetonlösung. Es zeigte sich, dass Mörschs auf interne Spanverfahren reduzierte Definition des Spannbetons zu kurz griff. Es setzte vielmehr wegen der einfachen Möglichkeit von Inspektion, Nachspannen und der Ersparnis an Spannstahl sowie des Austauschens der Spannglieder in den letzten Jahren sogar eine Wiederentdeckung der externen Spannglieder im Brückenbau ein [16, S.647]. Spätestens mit der Einführung der „Richtlinie für Betonbrücken mit externen Spanngliedern“ für Spannbetonbrücken mit Kastenträgern in Deutschland im Jahre 1998 war der von Dischinger angewendeten Bauart der externen Vorspannung an der Bahnhofsbücke in Aue/Sachsen großer Erfolg und höchste Anerkennung beschieden [14, S. 768]. Seine Idee ermutigte andere Ingenieure die Vorspannung in Tragwerken vermehrt anzuwenden und legte so den Grundstein für technische Innovationen. Dischingers Konstruktion erwies sich zudem als ausgesprochen robust. So nahm diese mit nachlassender Vorspannung die Kräfte wie ein normales Hängewerk auf. Dies führte zwar zu erheblichen Durchbiegungen, ermöglichte aber, dass der Verkehr die Brücke erst einmal weiterbenutzen konnte.

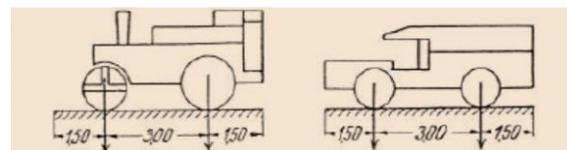


Abbildung 47 Lastbilder der Brückenklassen nach DIN 1072: 1931

Die statische Berechnung erfolgte 1935/36 durch die Dyckerhoff & Widmann AG. Es wurde im Spannbetonbereich dabei der schlaffen Bewehrung das Modell einer gedrückten Säule zu Grunde gelegt, was zu einem sehr hohen Stahlverbrauch führte [1, S.437]. Das Bauwerk wurde nach der damaligen Brückenklasse 1 A bemessen und als Bemessungsfahrzeuge dementsprechend eine 24 t Dampfwalze und zwei 12 t

Lastkraftwagen sowie eine Gleichflächenbelastung für Menschengedränge von $0,6 \text{ t/m}^2$ angesetzt. Durch Schwinden und Kriechen hervorgerufene Kräfteumlagerungen und Formänderungen blieben außer Acht, da die Verluste ja später mit Nachspannen wieder ausgeglichen werden sollten. Die Bruchsicherheit, Rissicherheit und zu erwartende Hauptzugspannungen wurden seinerzeit noch nicht nachgewiesen. Ansätze einer Normung dieser Bauweise wurden erst Jahre nach Fertigstellung vorgeschlagen. Die Ermittlung der Schnittkräfte erfolgte für den Einhängeträger als einfach

statisch unbestimmtes, ebenes System und für die Kragträger als zweifach statisch unbestimmte, ebene Systeme. Die Kräfte in den Spannsträngen wurden bei der Berechnung als statisch Überzählige angesetzt [1, S.437].

Nachfolgend betrachten wir den Einhängeträger und die Kragträger des Spannbetonbereiches D etwas näher. Zur besseren Übersicht und Einordnung der Teilstücke dienen dabei Abbildung 48 und 49.

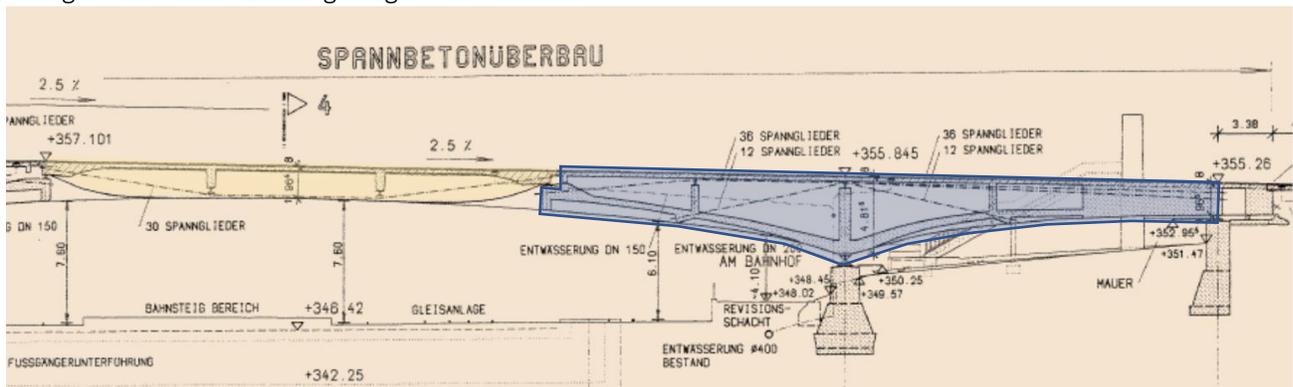


Abbildung 48 Teilbereich des Spannbetonüberbaus im Schnitt Einhängeträger (gelb unterlegt), rechter Kragträger (blau unterlegt)

Der Einhängeträger

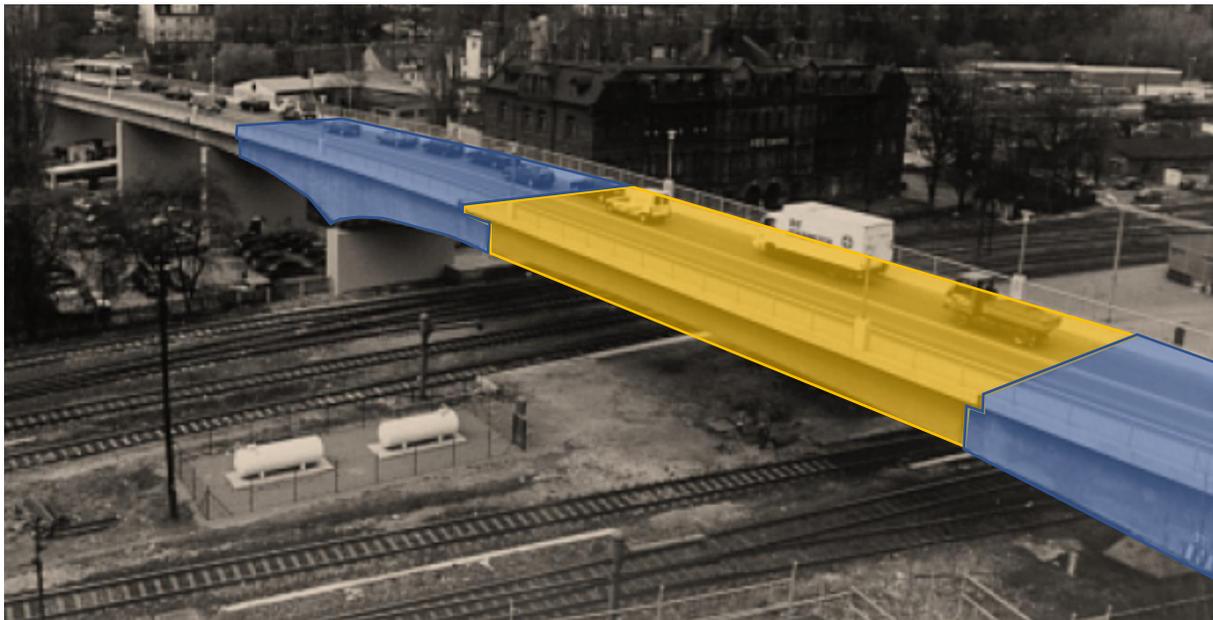


Abbildung 49 Bahnhofsbücke –Spannbetonbereich farbig hervorgehoben sind der Einhängeträger (gelb unterlegt) und die Kragträger (blau unterlegt) [8, S. 330 Bild 2a]

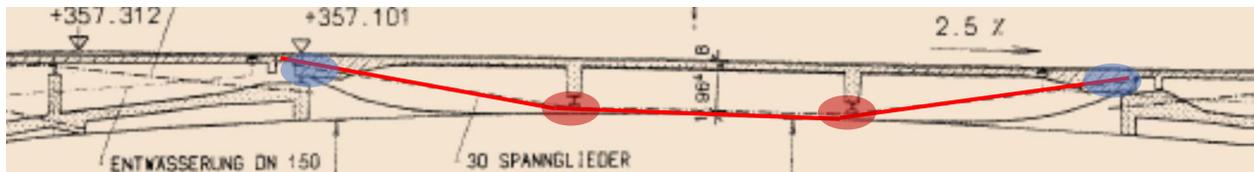


Abbildung 50 Ankerstellen (blau unterlegt) und Umlenktstellen (rot unterlegt) der Seilzüge am Einhängeträger

Der Einhängeträger (er wurde in den Abbildungen 48 und 49 gelb unterlegt) ist ein mit stählernen Seilzügen unterspannter Träger. In Abbildung 50 ist schematisch der Verlauf der Seilzüge unter dem Einhängeträger dargestellt. Man sieht, im Vergleich mit Abbildung 46, die Ähnlichkeit zu Dischingers Patent.

Als Querschnitt des Einhängeträgers wurde ein vierstegiger Plattenbalken gewählt. In Feldmitte besitzt der Träger eine Bauhöhe von 1,9 m. Als Entwurfskriterium für die Vorspannung sollten bei ungünstiger Stellung der Verkehrslast die Zugspannungen im Betonquerschnitt am unteren Rand durch die Vorspannkraft überdrückt werden. Der Träger bliebe rechnerisch also rissfrei. Nach der statischen Berechnung resultiert dann aus der, seinerzeit den Berechnungen zu Grunde zu liegenden Verkehrslast, eine erforderliche Zugkraft von 237 t (≈ 2.370 kN) in 30 Spanneisen $\varnothing 70$ mm mit einem Querschnitt von insgesamt 1.154 cm². Beim Einhängeträger wurde zusätzlich ein Moment aus ungleichmäßiger Temperaturbeanspruchung von ± 5 K berücksichtigt [1, S.437]). Von den 6×5 Spannstählen des Einhängeträgers liegen je 10 in den von den Längsrippen des Plattenbalkens gebildeten drei Hohlräumen unter der Brücke frei. Die beiden mittleren Trägerstege des Einhängeträgers wurden an den Enden zum Verankerungsbereich hin in Fischbauchform ausgebildet, um im Auflagerbereich eine höhere Schwerpunktlage und damit geringere Ausmittigkeit der, durch die Vorspannkraft in den Beton eingeleiteten Druckkraft zu bewirken (vgl. Abbildung 52) [2].

Besonders hohe technische Anforderungen stellen die Anker- und Umlenktstellen der Spannstähle. Diese wurde in Abbildung 50 farbig hervorgehoben, wobei die Ankerstellen blau hinterlegt und die Umlenktstellen rot hinterlegt wurden.

Der Verankerungsbereich wurde in Abbildung 51 geschnitten dargestellt. An die Vorspannstähle aus

dem Stahl St 52 wurden ca. 1 m lange Schraubengänge angeschweißt. Das Materialprüfamt Berlin-Dahlem bestätigte beim Bau die fehlerfreie Herstellung dieser Schweißnähte.

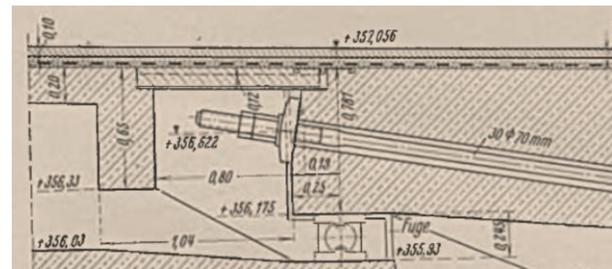


Abbildung 51 Verankerung der Spannglieder am Einhängeträger [2, S.99 Abb. 8]

Die Spannstähle sind an den Trägerenden mittels zwei, eingepasster Sechskantmutter und einer Unterlagsplatte gegen die, in diesem Bereich von 20 cm auf 85 cm verstärkte Fahrbahnplatte verankert. Die geprüften Stähle ertrugen an der Streckgrenze Stahlspannungen von 3.500 kp/cm² (≈ 350 N/mm²) und an der Bruchgrenze Stahlspannungen von 5.600 kp/cm² (≈ 560 N/mm²).

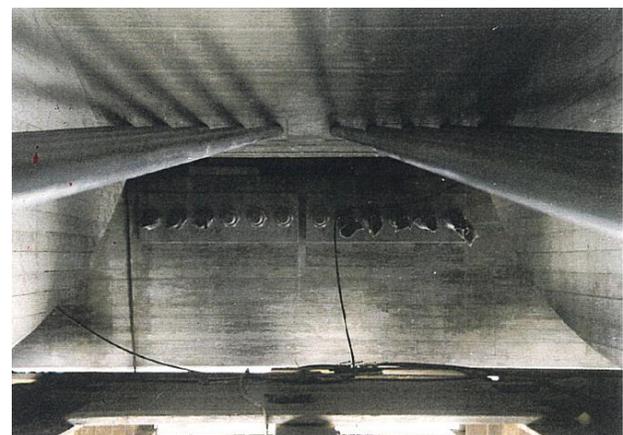


Abbildung 52 Übergang Einhängeträger/ Kragträger-obenliegend Spannglieder des Einhängeträgers unten Verankerung der langen Spanngliedzüge des Kragträgers, links und rechts ist gut die Fischbauchform der Innenträger des Stahlbeton-Plattenbalkens zu erkennen, Bild stammt vom Neubau August 1995

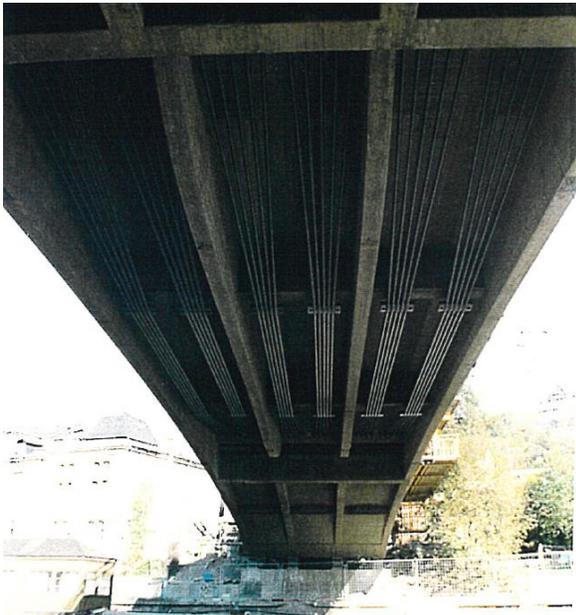


Abbildung 53 Spanngliederanordnung unter dem Einhängeträger
Bild stammt vom Neubau September 1995

Die Spannglieder laufen in Bündeln von je 5 Stück polygonal, von den Ankern beginnend, lose gelagert um die in den Drittelpunkten des Längsträgers an Querträgern angeordneten Umlenkstellen herum.

Umlenkstellen externer Spannglieder stellen auch heute noch regelmäßig besondere Anforderungen an Planung und Ausführung [16, S.653]. Die konstruktive und technologische Ausbildung der Umlenkstellen war und ist daher besonders interessant.



Abbildung 54 Umlenkstellen der externen Vorspannbewehrung
am Einhängeträger (Bild stammt vom Neubau August 1995)

Beim Einhängeträger der Bahnhofsbücke werden sie durch auswechselbare Pendel gegen die Querträger abgestützt. Ein solches Pendel ist in Abbildung 56 dargestellt. Abbildung 54 zeigt die Befestigung am Querträger.

Die Spannstähle des Einhängeträgers wurden durch Herabziehen der Lagerplatten in den Knickpunkten des Hängewerkes mit besonders konstruierten Wasserdruckpressen von ca. 1,5 MN Tragkraft vorgespannt, wobei die Querträger als Widerlager dienten [1 und 7, S.53].

Die Pressen blieben während des gesamten stufenweisen Spannvorganges von November 1936 bis Mai 1937 eingebaut (Abbildung 55).

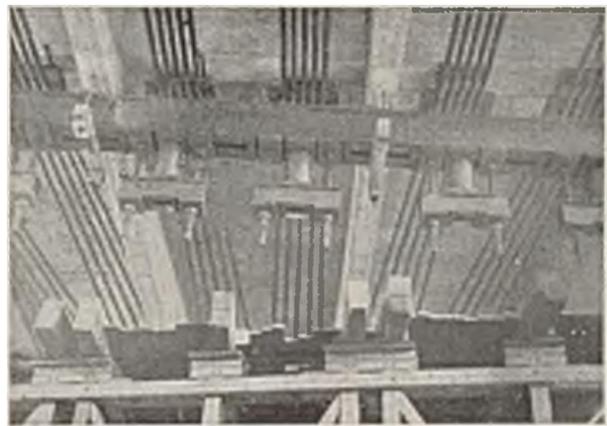


Abbildung 55 Pressen an den Ablenkungspunkten des
Einhängeträgers [2, S. 103 Abb. 24]

Dischinger meint zum Spannvorgang: „Sobald wir die Spannkräfte durch Ausziehen der hydraulischen Pressen auf das rechnungsgemäße Maß ... gebracht haben, wird das Eigengewicht der Brücke, das vorher auf dem Lehrgerüst lag, von den Hängegurten getragen, und damit die Brücke zugleich ausgerüstet. Abgesehen von geringen sekundären Biegemomenten... sind jetzt in der Brücke nur zentrische Druckkräfte vorhanden... Nach dem Ausrüsten setzt nun aber das Kriechen des Betons ein, wodurch der Eisenbetonbalken verkürzt wird, und dadurch verlieren die Hängegurte einen Teil ihrer Vorspannung... Als Folge davon muss jetzt der Eisenbetonbalken einen Teil seines Gewichtes selbst tragen. Je nach Kriechmaß ergibt sich im Laufe der Zeit ein Spannungsabfall ... Daraus erkennen wir, dass wir den Einfluss des Spannungsabfalles vermindern können durch Verwendung von Eisen

mit sehr hoher Streckgrenze, die entsprechend hoch vorgespannt werden. Bei der vorgeschlagenen Konstruktion sind wir aber darauf gar nicht angewiesen, weil wir durch Herausnehmen der Hängegurte aus dem Betonquerschnitt in der Lage sind, die Spannungen zu regulieren und den Spannungsabfall wieder zu beseitigen. Wir können also derartige Brücken nicht nur mit Eisen besonderer Streckgrenze, sondern mit dem normalen St 52 oder hochwertigen Betonstahl ausführen“ [6, S. 20].

Der Spannweg wurde durch eingeschobene Stahlplatten bestimmt und arretiert. Nach Abschluss der Spannphase wurden im Mai 1937 in den Umlenkpunkten die Pendel eingesetzt [8, S.331].



Abbildung 56 Zum Einbau bereitstehendes Pendellager Bild vom Bau 1997 [8, S.338 Bild 16]

Die nachfolgenden Bilder bieten einen Eindruck vom Baugeschehen am Einhängeträger im Jahr 1936.



Abbildung 57 Einziehen der Spannlieder 26.09.1936



Abbildung 58 Bewehrung des Einhängeträgers (Randträger) 19.10.1936

Abbildung 57 zeigt die Vorbereitung der 70 mm dicken und über 31 m langen Spannstäbe zum Einziehen. Abbildung 58 zeigt die Stahlbetonbewehrung im Längsträger des Einhängeträgers. Gut zu sehen sind die Aufbiegungen im Bereich der zukünftigen Lasteintragung der Querträger der Umlenkstellen. Ebenfalls gut zu sehen ist im Hintergrund die Reihe der Bewehrungsanker eines Kragträgers.

Sechs Wochen nach der Betonage wurden die Spannstäbe stufenweise angespannt. [7, S.52].

Der Spannvorgang erfolgte schrittweise, um die Konstruktionen des Einhängeträgers und der Kragträger nicht zu überlasten. Man fürchtete die Kragarmenden beim plötzlichen Anheben des Einhängeträgers über zu beanspruchen und andererseits durch Anspannen der Kragträger den Einhängeträger auszuheben.

Die aufgebrauchten Zugkräfte wurden akribisch protokolliert. Letztlich wurde eine Spannung 2.200 kg/cm^2 bzw. bezogen auf den Querschnitt ca. 85 t Zugkraft je in ein einzelnes Spannglied eingebracht. Diese Zugkraft ist vergleichbar mit derjenigen, die zwei an den Spannstahl angehängte, vollbeladene dreiachsige Lastkraftwagen ausüben würden.

Die Kragträger

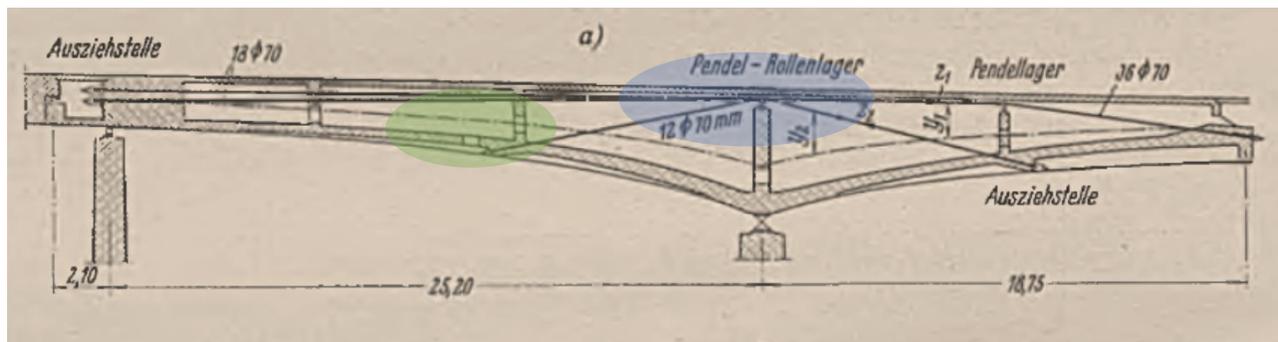


Abbildung 59 Längsschnitt durch den linken Kragträger [2, S.100 Abb. 12]

Nachfolgend wird der Kragarm auf der Seite der „Lößnitzer Straße“ als rechter Kragarm und der Kragarm auf Seite zur „Schneeberger Straße“ als linker Kragarm bezeichnet.

Bei den Kragträgern (sie wurden in den Abbildungen 48 und 49 blau unterlegt) wurden im Querschnitt vier Längsträger angeordnet, so dass mit der darüber liegenden Fahrbahnplatte und der darunter liegenden Druckplatte geschlossene, dreizellige Hohlkasten entstanden. Am Stützenanschnitt besitzen die Träger eine Bauhöhe von 4,75 m. Hier betrug die Dicke der Fahrbahnplatte, wie am Einhängeträger, 20 cm. Die untere Druckplatte wurde zur Aufnahme der Druckspannungen aus den Stützmomenten 30 bis 80 cm dick ausgebildet. Die Spannglieder wurden ohne Verbund in den Hohlkasten verlegt. Dabei wurde die Vorspannung im Kragträger in zweierlei Form vorgenommen. Einmal laufen in zwei übereinander liegenden (langen) Seilzügen 6 x 6 Spannglieder mit je 70 mm Durchmesser und einem Querschnitt von 1.385 cm² oben gerade durch. Außerdem werden 3 x 4 (kurze) Zusatzspannglieder mit 70 mm Durchmesser über den Pfeilern umgelenkt und an den der Stütze benachbarten Querträgern verankert (vgl. Abbildung 59) [4, S.149].

Zu diesen zusätzlichen Seilzügen sagt Dischinger: „Mit Rücksicht darauf, dass die Stützmomente ganz wesentlich größer sind als die Feldmomente, ist es praktischer ... an den Stützquerschnitten noch Hilfsgurte einzulegen ...“ [6, S. 19]. Die Vorspannkraft wurde durch unmittelbaren Zug an den Spanngliedern aufgebracht. Bei der rechnerischen Bemessung blieben Temperaturunterschiede

unberücksichtigt, da dort die Spannstähle geschützt im Inneren des Hohlkastens liegen. Bei der statischen Berechnung waren in den Kragträgern zwei statisch Unbekannte zu ermitteln. Vorgespannt wurde hier stufenweise mit einer Spannung von 2.000 kg/cm² ($\approx 200 \text{ N/mm}^2$).

Nachfolgend sollen wiederum einige Fotos des Bauablaufes einzelne Details illustrieren. Die Abbildungen 63 bis 66 zeigen die zwei langen Seilzüge des Kragträgers mit den eingebauten, noch nicht vorgespannten Spanngliedern. Nach dem abschnittweisen Betonieren waren die Spannglieder noch spannungslos, die Schraubmuttern nur leicht angezogen und mit Doppelmuttern gesichert.

Im unteren Teil der Abbildung 64 ist der Übergang in den stärker bewehrten Rückverankerungsblock zu sehen, an dem die Spannglieder verankert werden. In Abbildung 63 werden im Bereich der Verankerung und Durchdringung der Querträger Blechhülsen als Hüllrohre über die Spannglieder geschoben. Diese hatten, nach einer später am 04.08.1960, gemachten Zeichnung, einen Durchmesser von 90 mm. Durch den Verlauf in Hüllrohren wurden die Spannstähle in den Durchdringungsbereichen der Querträger nicht einbetoniert. Die Spannglieder blieben dort beweglich und ermöglichten so ein späteres Nachspannen.

Abbildung 60 zeigt die verstärkte Bewehrung im Rückverankerungsblock der Spannglieder des Einhängeträgers. Auch heute noch wird bei der Planung von Spannbeton-konstruktionen den Stellen, an denen aus den Spanngliedern die Kraft in das Tragwerk eingetragen wird (sog.

Diskontinuitätsbereiche), eine erhöhte Aufmerksamkeit bei der Bewehrung gewidmet. Die Seilzüge lagern mit 6 Spanngliedern je Lagerblock oberhalb des Pfeilers auf Rollenlager (lange, gerade Spannglieder) bzw. Pendellager (kurze, geknickte Spannglieder) [4, S.149]. In Abbildung 66 sind unten zwischen den Spanneisen die kammartigen Pendellager zu erkennen.



Abbildung 60 Bewehrung des Rückverankerungsblockes am Einhängeträger 30.10.1936 (Foto Herr Thömler)



Abbildung 61 Eingezogene Spannglieder mit Hüllrohren in den Durchdringungsbereichen



Abbildung 62 Einbau der Spannglieder mit Blechhülsenabschnitt im Querträgerbereich 18.09.1936

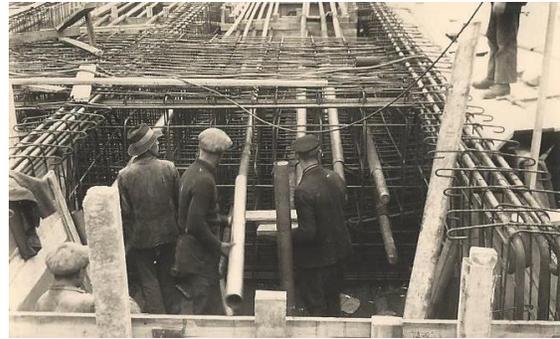


Abbildung 63 Aufstecken der Blechhülsen auf die Spannglieder 08.10.1936



Abbildung 64 Spannglieder im rechten Kragträger 09.10.1936



Abbildung 65 Ankerbereich der Spannglieder 05.10.1936



Abbildung 66 Schalarbeiten oberhalb der Spannglieder (Foto Herr Fischer)



Abbildung 67 Eingebautes Pendellager

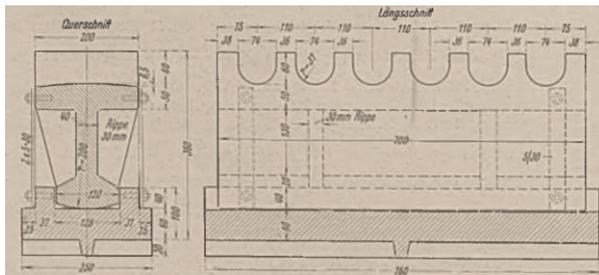


Abbildung 68 Pendellager Konstruktion [2, S.100 Abb.13]

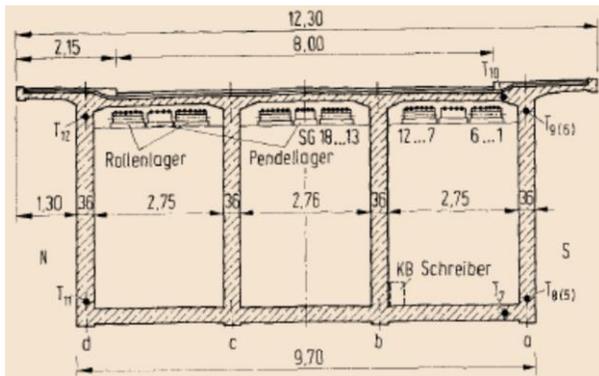


Abbildung 69 Querschnitte durch den Kragträger mit Lagerung der Spannlieder [4, S.154 Bild 13]

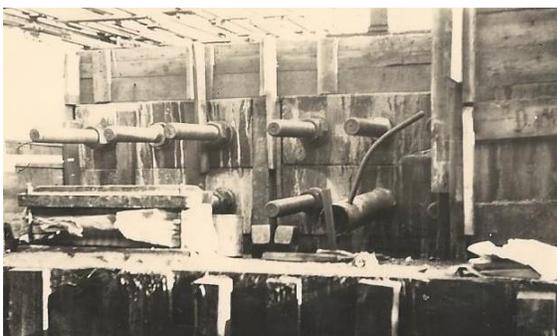


Abbildung 70 Ankerwand nach Betonierung 02.10.1936 (Foto Herr Fischer)

In Abbildung 70 ist der Rückverankerungsblock des rechten Kragarmes im Anschlussbereich der Lößnitzer Straße zu sehen. Es schauen die Stummel der Schraubenenden aus dem Block heraus. An diesen überstehenden Teilbereichen wurden die Spannpressen befestigt. Später wird man Teile dieser Reststücke zur Entnahme von Materialproben absägen.



Abbildung 71 Die „Berliner Jungen“. Facharbeiter für die Armierung von Stahlbetonbauten

Die Pläne der Architekten und Ingenieure wurden durch fleißige Maurer, Tiefbauer, Zimmerleute, Stahlbauer, Straßenbauer und Elektroinstallateure umgesetzt. Vieles auf der Baustelle war noch nicht in der Weise mechanisiert, wie heutzutage. Auch die Arbeitsschutzbestimmungen werden den heutigen Anforderungen in keiner Weise gerecht. Die Arbeiten waren zum Teil sehr gefährlich. Umso mehr Respekt nötigt das Geschaffene ab. Die Verlegearbeiten der Stahlbewehrung verrichteten Fachkräfte für Eisenbewehrung aus Berlin. Stellvertretend für die vielen Arbeiter zeigt sie das Foto der Abbildung 71. Die „Berliner Jungen“ sitzen im Bereich der Umlenkstelle des rechten Kragarmes. Die Stähle sind noch lose eingelegt und nicht angespannt. Der „Sitzplatz“ wurde in Abbildung 59 blau unterlegt hervorgehoben.

Einen interessanten Einblick in den Anspannvorgang vom **22.12.1936** bieten die Abbildungen 72 bis 76. In Abbildung 72 werden Manometer zur Beobachtung des Pressendruckes angebracht. An ihnen kann die Zugkraft unmittelbar abgelesen werden [2, S.103] und neben anderen Messungen sowie der Beobachtung des erreichten Dehnweges das ordnungsgemäße Anspannen überwacht werden.



Abbildung 72 Manometer werden angebracht 21.12.1936



Abbildung 73 v.r.n.l. Dipl.-Ing. Sint, Prof. Dischinger, Baumeister Hermann 22.12.1936

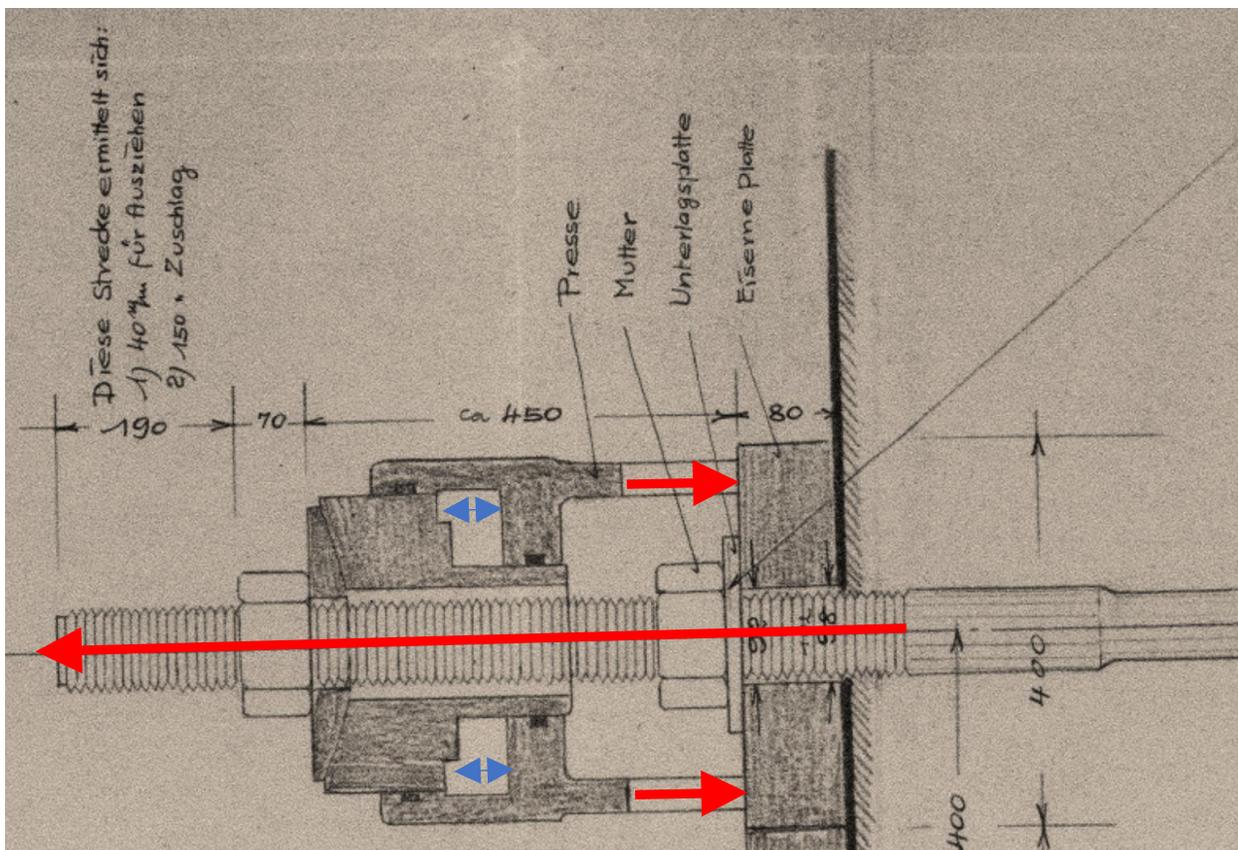


Abbildung 74 Schnittzeichnung durch die Ausziehstelle mit Ringpresse Spanngliedkopf, Unterlagsplatte und Muttern

Nach Ablauf der Erhärtungszeit von 6 Wochen wurden die Spannstäbe der Kragträger mit zwölf, in zwei Gruppen symmetrisch zur Bauwerksachse angesetzten hydraulischen Spezialpressen von je ca. 2 MN Tragkraft vorgespannt, wobei jedes Spannglied von einer Ringpresse gefasst und herausgezogen wurde.

Die Festlegung des Spannweges erfolgt durch Arretierung der Muttern am Schraubenende der Spannglieder [1 und 7, S.53]. In Abbildung 73 beobachtet u.a. auch der passionierte Zigarrenraucher Prof. Dischinger den Spannvorgang.



Abbildung 75 Anspannen der Spannglieder 22.12.1936

In Abbildung 75 stehen die Fachkräfte für das Vorspannen in der Kammer. An sämtlichen Spanngliedern sind die Spannzylinder der hydraulischen Pressen angebracht. Man sieht die herausragenden Gewindestücke der Spannglieder. Die Hydraulikleitungen sind angeschlossen.

Ein Arbeiter hält eine Mutter, die zur Arretierung des Spanngliedes gegenüber der Ringpresse dienen soll, in der Hand.

Durch die Pressen kann mit Hilfe einer inkompressiblen Flüssigkeit eine auf einen kleinen Kolben aufgebrachte Kraft vervielfacht werden. Einen Ausschnitt der Originalzeichnung dieser Ausziehvorrichtung vom 18.05.1936 zeigt Abbildung 74. Zur Verdeutlichung der Wirkungen wurden nachträglich Pfeile eingezeichnet. Die blau eingetragenen Pfeile sollen den Druck im Inneren des Spannzylinders und die Wirkung auf die Ansatzstelle bzw. das Spannglied (rote Pfeile) verdeutlichen. Die Pressen stützen sich zwischen Mutter und die Unterlage ab und ziehen so den Spannstaht an.

Abbildung 76 zeigt ein Spannprotokoll des stufenweisen Anspannens. Das ganze Procedere dauerte vom 18.12.1936 bis 25.05.1937.

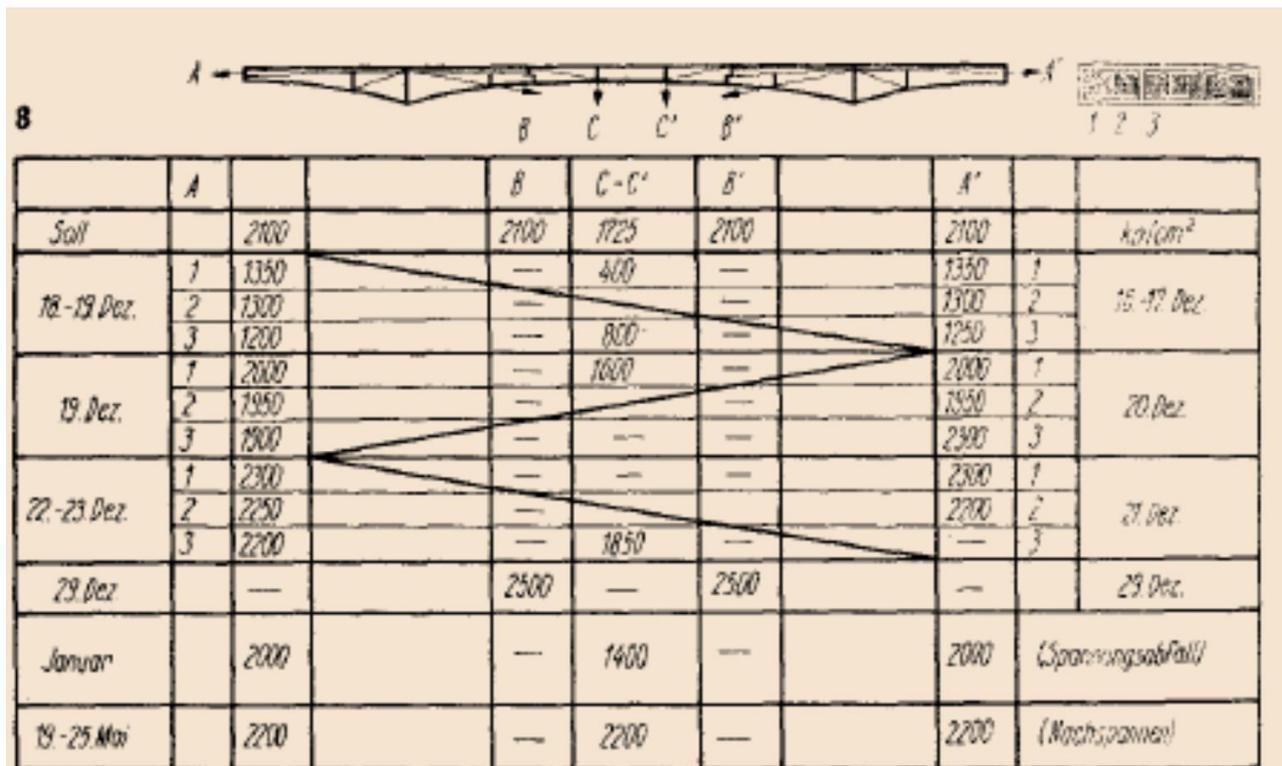


Abbildung 76 Spannprotokoll [1, S.438 Bild 8]



Abbildung 77 Im Inneren des Hohlkastens

In Abbildung 77 blickt uns im Hohlkasten eines Kragträgers, durch ein in den Querträgern gelassenes sog. „Mannloch“, ein Arbeiter an. Unten sind 4 Spannglieder der kurzen Vorspannung und oben sind 6 Spannglieder der langen Vorspannung des Kragarmes zu sehen. Die Örtlichkeit des Bildes wurde zur besseren Einordnung in Abbildung 59 grün unterlegt.

Dischinger meinte zu der Aufnahme, die er in einem Vortrag verwendete, später: „Im Bild sind die vorgespannten Anker zu sehen. Diese Anker liegen in der Nähe der Stützen im Inneren des dort als Hohlkasten ausgebildeten Betonquerschnittes. An der fast mathematisch geraden Form der Anker erkennt man, dass sie schon in Vorspannung gesetzt sind.“ [6, S.21].



Abbildung 78 Verankerungsstellen der kurzen Spannglieder am Kragträger Achse 8 Neubau Juni 1995

In den Abbildungen 78 und 79 ist die Endverankerung der kurzen Spannglieder am Kragträger dargestellt. Zu sehen sind die Ankerplatte und die Sechskantmuttern auf dem

Schraubengang der Spannglieder. Das Foto zeigt eine Replik der Originalverankerung, die beim Ersatzneubau 1994/95 eingebaut wurde. Beim Neubau wurden für die Spannglieder des Einhängeträgers nämlich Keilverankerungen eingesetzt, die die Platten/Schraubkonstruktion entbehrlich machte.



Abbildung 79 Replik Verankerungsplatte [8, S.337 Bild15]

In Abbildung 80 sieht man die Herstellung von Abdeckplatten für die Spannkammern.



Abbildung 80 Guss der Abdeckplatten Verankerung Kragträger am 12.04.1937



Abbildung 81 Ankerstellen eines Kragarmes zur Abdeckung vorbereitet

Diese werden über den Verankerungsstellen der Spannlieder des rechten Kragarmes eingebaut und ermöglichen später einen Zugang zu den Ankerstellen für das geplante Nachspannen. Dazu sollten diese Stellen unter vollständiger oder halbseitiger Sperrung des Verkehrs aufgenommen und später wieder eingebaut werden. Abbildung 81 zeigt noch einmal die Ankerstellen und die vorbereiteten Abdeckplatten.

Der erste Teil des Spannprogramms des stufenweisen Vorspannens der Einhänge- und Kragträger war am 22. 12. 1936 mit einer Vorspannung der Kragträger von 220 N/mm^2 und des Einhängeträgers von 180 N/mm^2 abgeschlossen. Mitte Januar 1937 ergab die Ermittlung des Spannungsabfalls verbliebene Vorspannungen in den Spannliedern der Kragträger von 200 N/mm^2 und 140 N/mm^2 in den Spannliedern des Einhängeträgers. Im Mai 1937 wurden daraufhin alle Spannlieder, sowohl im Krag- als auch in den Einhängeträgern auf 220 N/mm^2 bzw. bezogen auf die einzelne Stahlfläche $84,7 \text{ Mp}$ nachgespannt [2, S.103]. Die freiliegenden Spannlieder erhielten als Korrosionsschutz eine Isolierung aus asphaltierten Stoffbinden [2, S.103].

Die nachfolgenden Fotos zeigen die Abdichtungs- und Straßenbauarbeiten auf der Brücke.



Abbildung 82 Auf Bauteil A wird die Fahrbahn geteert 09.04.1937

Die Abdichtung besteht im Bereich der Fahrbahn aus einer doppelten Lage Dichtungsbahn mit fünf Anstrichen.

Die Kragplatten erhielten als Isolierung eine einfache Lage. Die Gehwege wurden mit 3 cm

dicken Betonplatten befestigt, welche auf einem 1,5 cm dicken Zementmörtelbett verlegt wurden.



Abbildung 83 Plattenleger bei der Arbeit, 22.04.1937 (Brücke noch ohne Geländer!)

Die Zementzugabe war in der Rezeptur wohl ziemlich gering ausgefallen. Bei Aufnahme der Platten im Rahmen einer späteren Sanierung glaubte man nämlich, dass die Platten in einem reinen Sandbett verlegt waren. In den Bögen und zum Ausgleich der Kreisbogentrassierung der Brücke wurden Bereiche mit konischen Platten belegt.

Die Fahrbahn erhielt einen Belag aus 5 cm Gussasphalt auf einer 3 cm bewehrten Zementmörtelschicht [2]. Die Rückenstütze zur Sicherung der Bordsteine fiel sehr gering aus. Die Borde werden später stark verkanten.



Abbildung 84 Asphalt wird aufgebracht 07.05.1937 (eine der schweißtreibendsten Arbeiten auf einer Baustelle)

Die Kreishandwerkerschaft und der stellvertretende Innungsmeister der Schlosserinnung beschwerten sich am **28.12.1936** beim Oberbürgermeister der Stadt, dass die Geländerarbeiten „nach auswärts“ vergeben werden sollen. Das Schlosserhandwerk des Bereiches sei schließlich stark genug, den Auftrag selbst auszuführen [12, Bl.37 und 39]. Dem widersprach der städtische Verwaltungs-Inspektor Leucht und versicherte, dass sämtliche Schlossermeister in Aue am Vergabeverfahren beteiligt werden [12, Bl.45].



Abbildung 85 Ausmeißeln hinter dem Gitter, 05.05.1937



Abbildung 86 Einhängen des Geländers mittels eines Krans, 07.05.1937

Trotz verbal erklärter hoher Leistungsfähigkeit kam es dann aber zur Bauverzögerung gerade beim Geländerbau, da es Probleme mit der Materialbeschaffung gab [12, Bl. 57]. Schließlich wurde die Fa. Glaubitz aus Chemnitz mit der Ausführung beauftragt [12, Bl. 58]. Die Abbildungen 85 und 86 zeigen Arbeiten am Geländer. Nicht zu sehen ist, ob die Arbeiter im Bild 85 unmittelbar am Abgrund sitzen oder sich darunter noch ein Gerüst befindet.

Eine auch heute nachahmenswerte Idee scheinen Blumenkästen zu sein, die damals -zumindest zum Zeitpunkt der Einweihung- am Brücken-geländer angebracht wurden (Abbildung 87).



Abbildung 87 Blumenschmuck am Geländer Zufahrt Schneeberger Straße

Es wurde auch Wert auf eine gute fußläufige Erschließung der Brücke gelegt und daher an den Enden Treppenaufgänge angelegt. Abbildung 88 zeigt die Treppenanlage an der Alberrodaer Straße (heute Straße „Am Bahnhof“). Den heutigen Ansprüchen barrierearmer Erschließung würden diese Anlagen nicht gerecht. Zur Verbesserung der Anbindung der Brücke auf der Seite der Schneeberger Straße wurde die Carola-Anlage teilweise zurückgebaut. Die Abbildung 89 zeigt diesbezügliche Vorbereitungs- und Erdarbeiten. Abbildung 90 zeigt eine 24 t Dampfwalze im Einsatz im Bereich der Einmündung der Anbindung.



Abbildung 88 Fertigstellung der Treppe zur ehem. Alberodaer Straße, 04.06.1937



Abbildung 89 Anlegung der Zufahrtsstraße, 30.03.1937



Abbildung 90 Dampfwalze auf der Einmündung, 10.05.1937

Die Einweihung der Brücke erfolgte am Sonnabend, den **05.06.1937** und Sonntag, den **06.06.1937**. Fazit einer Ansprache zur Feier der Verkehrsfreigabe war der Satz: „Wir haben uns geholfen und wir werden uns auch weiter zu helfen wissen.“

Kosten und Finanzierung

Am **06.12.1935** berichtet der Oberbürgermeister Franz Xaver Pillmayer an den Kreishauptmann in Zwickau zu den voraussichtlichen Kosten und deren Finanzierung. Er gibt die Gesamtkosten mit 840.000 RM an. Davon finanzieren die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft 300.000 RM, das Reich 200.000 RM, 75.000 RM stammen aus einer Grundförderung der Reichsanstalt, 45.000 RM stellen den Wert des unentgeltlich überlassenen Hotels Viktoria dar. Es verbleiben 220.000 RM als Anteil der Stadt Aue. Davon sollen 100.000 RM als Kredit bei der Gesellschaft für öffentliche Arbeiten A.G., Berlin (ÖFFA), 111.000 RM durch den Wert von Tauschgrundstücken und 9.000 RM aus dem Betriebsüberschuss der Jahre 1934/35 erbracht werden.

Am **27.01.1936** werden die Kosten leicht korrigiert auf 845.000 RM Gesamtkosten, Eigenanteil der Stadt 225.000 RM. Dyckerhoff & Widmann teilt am 30.12.1937 mit, dass die Feststellung der Schlussrechnung einen Endbetrag von 699.354,36 RM ergeben habe und bittet um Schlusszahlung. Insofern werden die Baukosten letztlich gegenüber der Kostenplanung unterschritten. Insgesamt fielen mit Grunderwerb und Straßenanschlüssen Kosten in Höhe von 920.000 RM an. [2, S. 104] Das Landesarbeitsamt Sachsen stellte einen Förderungsbetrag von 75.000 RM zu Verfügung. [2, S. 104]

Am **09.07.1945**, also kurz nach Kriegsende (!), teilte die Reichsbahndirektion Dresden dem Oberbürgermeister mit, dass sie eine Überweisung von 75.000 RM als weitere Beteiligung an den Mehrkosten des Brückenbaus gem. Entscheidung zur am 24.01.1945 zugesagten Nachfinanzierung ausgeführt habe [12].

Die Brückenbeleuchtung

Die Aufsatzleuchten der Brückenbeleuchtung (Abbildung 92) mit insgesamt 28 Lichtpunkten und einer Lichtpunkthöhe von 3,75 m wurden auf achteckigen Schleuderbetonmasten, die in 22 bzw. 25 m Abstand angeordnet waren, befestigt. Die Masten sind auf rechteckigen 1,40 m hohen Betonsockeln montiert. Auf Vorschlag des Eisenbahnbetriebsamtes vom **15.01.1937** wurde die Brückenbeleuchtung vor Inbetriebnahme erst einmal auf die geplante Höhe provisorisch befestigt und danach einige Tage vom Zugpersonal aus dem fahrenden Zug beobachtet, um auszuschließen, dass Lichtstreuung den Zugbetrieb beeinträchtigt. Die Gestaltung der Leuchten wechselte mit der Zeit. Abbildung 93 zeigt ein Beispiel mit rein zweckorientierten Ausleger-Aufsatzleuchten in der DDR-Zeit. Beim Brückenneubau 1994/95 wurden durch die Stadt für ca. 70.000 DM die Schleuderbetonmasten gegen Stahlmasten ersetzt. Es wurde dabei versucht, unter Berücksichtigung von Wartungsfreundlichkeit und lichttechnischer Güteigenschaften, einschließlich der Gewährleistung der Blendungsfreiheit des Schienenverkehrs, eine Leuchte zu verwenden, die dem Original nahekommt. Ob das gelang, kann jeder für sich entscheiden.



Abbildung 91 Anbringen eines Lichtmastes 29.04.1937



Abbildung 92 Lampenglocke wird angeschraubt, 07.05.1937

In den, in der Geländerflucht stehenden Betonsockeln befinden sich die Anschluss-Verkabelungen und die Sicherungen.

In Abbildung 91 kann man gut die zugehörigen Revisions-öffnungen sehen. Leider sind diese nicht ganz wasserdicht, so dass auch heute noch Spritzwasser eindringt und von Zeit zu Zeit wieder abgesaugt werden muss.



Abbildung 93 Beleuchtung Bahnhofsbücke mit Auslegeraufsatzleuchten

Die Pylone und der Brückenschmuck

Am **20.08.1936** bat Stadtrat Seibold den Bürgermeister von Kulmbach, ihm Fotos und Bauzeichnungen eines Obelisken mit Hoheitsadler zu überlassen, den er im Urlaub an der dort 1935 neu errichteten Brücke gesehen habe. Er möchte dieses Objekt als Grundlage für eine ähnliche Ausführung in Aue verwenden. Eine Antwort auf den Brief ist nicht aktenkundig.



Abbildung 94 Pfeiler an einer Brücke in Kulmbach

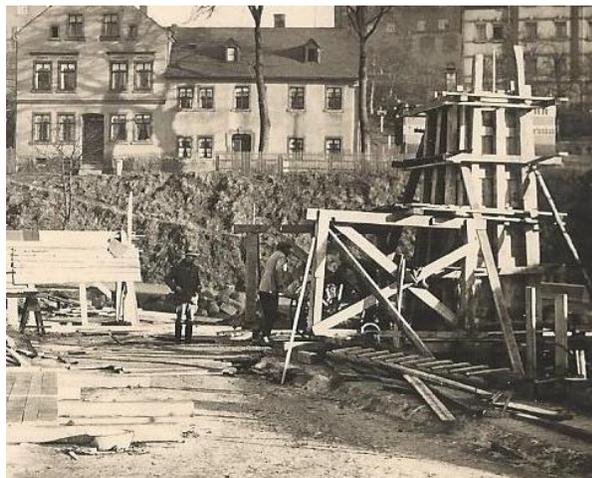


Abbildung 95 Gießen der Pylone, 11.12.1936, Anschluss Lößnitzer Straße

Die Ähnlichkeit der Pfeilerkonstruktion in Kulmbach mit den Objekten in Aue legt aber nahe, dass die Idee für die Pylone der Bahnhofsbücke aus Bayern entlehnt ist. Die Pfeiler in Aue haben einen quadratischen Grundriss und einen leichten Anlauf. Sie messen am Zopf 1,05 m x 1,05 m und

3,75 m unterhalb des Zopfes 1,35 m x 1,35 m (vgl. Zeichnung Nr. 17583 B II 119) Dyckerhoff & Widmann. Aue i.E. Straßenbrücke Alberodaer Straße).



Abbildung 96 Gießen der Pylone, 11.12.1936



Abbildung 97 Anbringen des Hoheitszeichens, 11.05.1937



Abbildung 98 Anbringen des letzten Adlers, 21.5.1937



Abbildung 99 Zuschneiden Pylon für Spaten, 05.06.1937



Abbildung 100 Pylone im Bereich der Einmündung in die Schneeberger Straße

Die Hoheitszeichen wurden von der in Aue ansässigen Eisengießerei Bochmann & von Stein Moltkestraße 15 (heute Maria-Müller-Straße) gefertigt. In einem an der Seite der Schneeberger Straße stehenden Pylonen wurde sogar eine Öffnung eingebracht, um das beim ersten Spatenstich benutzte Grabegerät präsentieren zu können.

Die Bedeutung der Pfeiler sank mit den Jahren. Am **28.05.1974** erbittet das Volkspolizei Kreisamt – Verkehrspolizei bei der Straßenbauverwaltung sogar den Abbruch der Pfeiler, um die Sichtverhältnisse an der Einmündung zur Schneeberger Straße zu verbessern und damit einen sicheren und reibungslosen Verkehrsablauf zu garantieren. Eine Antwort ist nicht aktenkundig. Im Jahr **1977** werden auf die Pylone dann beleuchtete Würfel aufgebracht, welche im seinerzeitigen Betrieb für

Bergbauausrüstungen hergestellt wurden. Die Würfel wurden bereits Anfang der 80-er Jahre aber wieder demontiert.

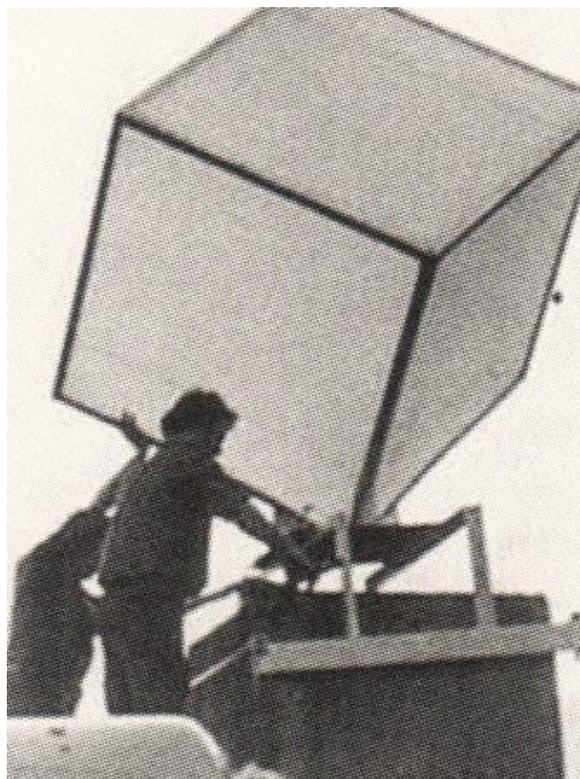


Abbildung 101 Montage der Leuchtwürfel

Die beim Neubau der Brücke in den Jahren 1994/95 ebenfalls erneuerten Obelisken treffen das historische Vorbild leider nicht. Beispielsweise weicht die Form erkennbar von den Originalen ab. Die Obelisken ähneln nunmehr Pfeilern. Auch die Oberflächenstruktur wirkt grobschlächtig. Auf Einarbeiten der vormals vorhandenen speziellen friesartige Gestaltung der Eckbereiche wurde verzichtet.

Im Jahr **1996** beschäftigte sich die Stadt wieder mit dem Brückenschmuck. In einem Ideenwettbewerb wurde um Anregungen für die Gestaltung gebeten. Es gingen dabei auch sehr interessante Vorschläge ein. Die Umsetzung wurde erst wegen fehlender finanzieller Mittel verschoben und schief dann ein.

Derzeit werden die Objekte ab und an beschmiert und danach an den betroffenen Stellen wieder überstrichen. Leider gelingt es dabei nicht immer, den Farbton der Unterlage zu treffen.

Sorgen kurz nach dem Bau

Der Bahnübergang wurde am **21.06.1937** unmittelbar nach Verkehrsfreigabe eingezogen.

In der Pfarrstraße und der Bahnhofstraße ansässige Handwerksbetriebe regten nach Verkehrsfreigabe der Brücke an, den Bahnübergang für sie offen zu lassen, zumindest aber die neue Fußgängerunterführung ohne Treppen zu gestalten, um den Personenverkehr in gewohnter Weise aufrecht erhalten zu können. Beide Optionen werden mit Schreiben vom **03.07.1937** unter Verweis auf die dann fortdauernde Gefahrenstelle, die mit dem Brückenbau beseitigt werden sollte, von der Reichsbahndirektion Dresden abgelehnt. Der Tunnel sei nur 2,5 m breit und als Reisenden-Zugang zu den Bahnsteigen gedacht. Er soll nicht für den allgemeinen Fußgängerverkehr freigegeben werden. Dies hat sich später geändert. Der Tunnel ist jetzt eine Fußwegverbindung vom Zentrum nach Zelle. Die Nachteile, wie die Enge und die fehlende Barrierefreiheit, sind geblieben.

In einem Vertrag gestattete am **06.05.1936** die Reichsbahn der Stadt unter Widerrufsvorbehalt und unentgeltlich die Herstellung einer Holztreppe von der Brücke zum Zugang zum Bahnhof. Die Reichsbahn beteilige sich an den Baukosten der Holztreppe mit 1.800 RM. Beim Bau des Empfangsgebäudes sei die Treppe durch die Stadt wieder abzurechen [12, Bl. 78-80]. Die Treppe diene als Interimslösung, um den Zugang zum Bahnhof bis zum Bau eines neuen Empfangsgebäudes zu ermöglichen [20]. Ein Plan zum Treppenbau stammt vom 22.11.1936. Ob diese Treppe jemals gebaut wurde, ist nicht bekannt.

Probleme mit der Einmündung der Lößnitzer Straße

Am **04.07.1937** (also nur ca. einem Monat nach Verkehrsfreigabe) wird gegen 18.50 Uhr der erste Unfall mit einem steuer- und führerscheinfreien Zweirad auf der Brücke aktenkundig. Im Anschlussbereich der Lößnitzer kam ein 20-jähriger Kraftradfahrer mit seiner 19-jährigen Sozia zum Sturz. Als Grund gab er die durch große Hitze aufgeweichte Colas-Decke (Anm.: eine bitumengebundene Fahrbahnbefestigung) auf der

Brücke an. Bindemittel wäre auf die, mit Pflaster befestigte Straße weitergetragen und hätte den Bereich schlüpfrig werden lassen. Er mache für den Schaden die Stadt verantwortlich.



Abbildung 102 Brückenzufahrt Lößnitzer Straße nach Fertigstellung mit Fahrbahnteiler

Dem widersprach der Straßenwärter Häcker am 05.07.1937. Er gibt zu Protokoll: Er hält die Behauptung des Kradfahrers für unzutreffend. Er erkläre sich die Glätte mit dem Umstand, dass die Goethestraße am Anschlussbereich der Brücke eine Schotterstraße sei und bei Regenwetter Schlamm auf die Brücke verschleppt werde. Es werde daher die Schotterstraße zur Staubbekämpfung mit einer Chlor-Magnesium-Lauge bespritzt. Diese würde auf die angrenzende Fahrbahn weitergeschleppt. Der Bürgermeister schätzt die Angaben des Straßenwärters als glaubhaft ein und rät, den Straßenteil in der verlängerten Goethestraße möglichst bald zu pflastern. Die Ausführungsweise im Anschlussbereich der Lößnitzer Straße solle separat sachverständig beurteilt werden, da Gefahren, besonders bei Schnee und Glätte, vorauszusehen seien [12, Bl. 86-88].

Am **30.07.1937** schreibt die Stadt an das Straßen- und Wasserbauamt Zwickau, dass sich an der Einmündung bereits mehrere Unfälle ereignet haben und nach einem Gutachten des Stadtbauinspektors Walther die Ausführungsweise der Einmündung die Schuld daran tragen solle. Die Stadt bittet um Untersuchung und Abhilfe [12, Bl. 88]. Das Straßen- und Wasserbauamt Zwickau teilt am **07.09.1937** mit, dass die Einmündung der Brücke in die Lößnitzer Straße nicht sehr günstig sei. Eine Verbesserung ließe sich dadurch erzielen, dass die einseitige Überhöhung

vergrößert und in Richtung Lößnitzer Straße verlängert wird. Dadurch entsteht allerdings für die geradeausfahrenden eine kammartige Erhöhung, die sich nur durch Umpflasterung eines längeren Straßenabschnittes ausgleichen lässt [12, Bl. 101]. Es kommt am **26.10.1937** zu einer Besichtigung. Man will daraufhin den westlichen Gehweg schmaler gestalten, um die Kurve der Einmündung zu vergrößern. Man fand zudem, dass die Verkehrsinsel wenig Zweck hätte. Auch die Schilder auf der Verkehrsinsel seien fehl am Platz und deshalb zu versetzen. Außerdem seien die letzten beiden Straßenbäume baldigst zu fällen. Im Kleinpflaster am Beginn der Brückenasphaltierung hat sich (wenige Monate nach Verkehrsfreigabe) eine Delle gebildet, die verkehrsbehindernd wirke. Das Problem wird am 09.11.1937 beseitigt [12, Bl. 103]. Der Bereich der Einmündung der Bahnhofsbücke in die Lößnitzer Straße bleibt tatsächlich aber problematisch. Auch heutzutage bekommen leider manchmal überschnelle Autofahrer hier die Kurve nicht richtig.

Probleme mit dem Korrosionsschutz der Spannglieder

Am **26.08.1937** schreibt die Deutsche Reichsbahn-Bahnmeisterei Aue an den Oberbürgermeister, dass sie ihm bereits im Juni telefonisch informiert habe, dass die asphaltierten Zuganker unter dem Brückenbau sehr stark tropfen. Es sei wiederholt vorgekommen, dass die abtropfende Teermasse Kleidungsstücke von Reisenden beschädigt habe. Trotz der jetzt verhältnismäßig kühlen Witterung habe das Tropfen nicht nachgelassen. Die Isolierung sei demnach nicht mit einer härtenden Masse vorgenommen worden. Stadtbaurat Hasse gibt diese Beschwerde mit Bitte um baldige Abhilfe am 08.09.1937 an Dyckerhoff & Widmann weiter. Diese beauftragen am 10.09.1937 den Dachdeckermeister Walther. Dabei fällt auch auf, dass immer noch Rauchschutztafeln unter der Brücke über den Gleisen fehlen. Der zugehörige Vorgang sei, wie ein Vermerk des Stadtbaurates Hasse vom 14.09.1937 zeigt, bereits im Frühjahr an das Straßen- und Wasserbauamt Zwickau zur Bearbeitung abgegeben worden. Dort läge ein Angebot der Fa. Dyckerhoff & Widmann in Höhe von 4.000 RM vor, um mit Eternitplatten den Rauchschutz herzustellen. Die Straßenverwaltung

weigert sich jedoch, diese Kosten zu tragen. Auch die Stadt möchte dies nicht tragen. Man meint, wenn man dies einmal übernehme, bliebe es dann wahrscheinlich als dauernde Last bei der Stadt hängen.

Das Problem des abtropfenden Asphaltens wird im gleichen Vermerk von Stadtbaurat Hasse als tatsächlich minimal bewertet [12, Bl. 91-97].

Probleme mit der Beleuchtung

Am **18.10.1937** wird von Stadtrat Seibold vermerkt, dass kurz nach Ingebrauchnahme der Brücke Strahler der Straßenbeleuchtung auf der Brücke ausgefallen seien. Die Herstellerfirma in Berlin sei aufgefordert worden, die Auswechslung kostenlos auszuführen. Bislang sei dies aber noch nicht geschehen. Es wird darunter vermerkt, dass die Leuchten bereits Anfang Oktober ausgetauscht wurden. Bereits damals überholte mitunter die Wirklichkeit die bürokratische Tätigkeit einer Verwaltung.

Probleme durch Temperaturspannungen im Bauwerk

Am **14.10.1938** vermerkt Stadtbaumeister Walther Schäden an der Brücke. Es seien im oberen Teil des Eisenbetons an den Brückengeländern, im Bereich der Entspannungsfugen Risse zu sehen. Es drohen Betonstücke abzustürzen. Auf beiden Seiten, besonders aber über der Zwickauer Mulde, seien 2 bis 4 mm breite, feine Risse entlang der Brücke entstanden. Sichtbar seien diese im Plattenbelag. Es wird vermutet, dass sich die Risse in der darunter liegenden Eisenbetonkonstruktion fortsetzen. Am **17.10.1938** beschreibt die Stadt Dyckerhoff & Widmann die Schäden und ergänzt, dass auch die Dehnungsfugen der Fahrbahnen andauernd Anlass zu Klagen gäben. Am **25.10.1938** besichtigte der Bauleiter der Brücke, Herr Burmeister, die Schadstellen und stellte fest, dass die Tragkonstruktion der Brücke intakt ist. Ursache der in Längsrichtung verlaufenden Risse im Gehweg in ca. 40 cm Abstand von der Bordkante sei seitlicher Druck der Asphaltenschicht. Bei Erwärmung führt dies zu einer Verwölbung des Gehweges und den Längsrissen im Plattenbelag. Der Plattenbelag dehne sich bei intensiver Erwärmung auch in Längsrichtung stärker aus als

der unterliegende Eisenbeton, so dass in allen Querfugen eine Aufstauchung des Belages beobachtbar ist. Die Abplatzungen am Sims und einzelne Absprengungen haben die gleiche Ursache. Aus Ersparnisgründen und wegen der sicheren Begehbarkeit wurde der Plattenbelag ohne Metallteile für Fugen verlegt. Stattdessen wurden mehrere Plattenstreifen in Bitumen verlegt, um eine gewisse Beweglichkeit zu schaffen. Dies habe aber nicht ausgereicht. Die Schäden sollen im Frühjahr ausgebessert werden [12].

Problem mit der Markierung

Das Straßen- und Wasserbauamt Zwickau weist am **14.12.1938** auf die, im Bereich des „Niederschlemaer Weges“ (heute „Schlemaer Straße“) fehlende Kennzeichnung der lichten Durchfahrtshöhe hin und bittet um Veranlassung des Erforderlichen.



Abbildung 103 Beschriftung der Durchfahrtshöhe Aufnahme aus dem Jahr 1994

Am 05.01.1938 wird die Kennzeichnung „Lichte Durchfahrtshöhe 3,75 m ... in klarer deutscher Fraktur“ beim Dekorateurmeister Freitag für 34 RM beauftragt und alsbald aufgebracht. Die Aufschrift wird nicht verhindern, dass höhere Fahrzeuge die Brücke unterqueren wollen. Später werden Brückenberichte weitere Anfahrtschäden listen. Die Beschriftung blieb noch bis zum Abbruch im Jahr 1994 erhalten. Mit dem Ersatzneubau wurden hier Leitmale gem. Vz 265 StVO mit Beschilderung „3,5

m“ angebracht. Erst mit der Absenkung der „Schlemaer Straße“ im Jahre 2003 wurde eine lichte Durchfahrtshöhe von 4,5 m hergestellt und diese Beschilderung entbehrlich.

Sonstige Probleme

Am **30.05.1940** wurde gemeldet, dass stadtauswärts linksseitig eine an der Lößnitzer Straße entlangführende Mauer eingestürzt sei. Vor Ort zeigt sich die eingestürzte Mauer und ein Nachrutsch von Bankett auf ca. 1,8 m Länge vermutlich wegen des länger anhaltenden Regens. Es bestehe die Gefahr, dass ein Telegrafmast umfällt. Der Eigentümer des angrenzenden Grundstückes glaubt, dass der Einsturz auf eine im vergangenen Jahr geplatzte Wasserleitung zurückzuführen ist und starke Erschütterungen durch den Verkehr zum Einsturz beigetragen haben. Er sei laut seinem Schreiben vom 13.06.1940 dafür nicht verantwortlich zu machen. Das Stadtwasserwerk Mehnertstraße 14 (heute „Clara-Zetkin-Straße“) erklärt in einem Schreiben vom 17.06.1934, dass am 21.04.1939 der Oberflurhydrant an der Brücke von einem Lastwagen angefahren worden sei, es aber keinen Wasserverlust gegeben habe, da nur den oberen Teil des Hydranten abgebrochen ist. Mit Schreiben vom 19.07.1940 weist Stadtrat Seibold die Darstellung und jegliche Schadenersforderung des Anliegers „mit Verwunderung“ zurück, vielmehr sei die Mauer längere Zeit baufällig gewesen und es sei seine Pflicht, die Instandsetzung der Mauer schon viel früher vorzunehmen. Der Eigentümer der Mauer beharrt mit Schreiben vom 30.07.1940 auf seiner Darstellung und fordert Ersatz von 599,74 RM. Das Wasserwerk kann -am 05.08.1940- doch nicht mehr genau sagen, ob Wasser durch die Mauer geströmt sei. Es verweist nunmehr an die Firma in deren Eigentum der Lkw stand. Mit Schreiben vom 18.09.1940 wird dem Eigentümer durch den Oberbürgermeister abgeschrieben. Er solle seinen Schaden bei der Firma Ernst Gruner, die den Hydranten beschädigt hat und entsprechend versichert ist, geltend machen [12, Bl. 136-138].

Die ersten Jahrzehnte

Bereits im Jahr 1946 wurde die Standsicherheit des Bauwerkes angezweifelt. Auf Befehl der Sowjetischen Militäradministration (SMAD) Karlshorst vom April 1946 erfolgten daher diesbezügliche Untersuchungen. Auch Prof. Dischinger wurde einbezogen und schrieb am **07.05.1946** an die Zentralverwaltung des Verkehrs, Generaldirektion Kraftverkehr und Straßenwesen Berlin: „In Erledigung der ... Besprechung mit Herrn Major Pawlow ... teile ich mit, dass ich die Brücke für eine Belastung durch 60-t Tanks nachgerechnet habe. Sowohl die Platten wie auch die Quer- und Hauptträger sind der geforderten Belastung gewachsen, wenn die Panzer in Brückenmitte mit einem Mindestabstand von 35 m fahren“.

Am **03.06.1946** führten im Auftrag der Sächsischen Landesdirektion für Straßenwesen Dresden Herr Prof. Gehler von der TU Dresden und das Deutsche Amt für Material- und Warenprüfung Dresden eine Probelastung mit einer statischen Last von 150 t und Durchbiegungsmessungen durch. Im Ergebnis stellte man ein elastisches Verhalten des Tragwerkes fest. Nach Belastung ging es also wieder in den Urzustand vor Belastung zurück. Prof. Gehler attestierte ausreichende Tragfähigkeit.

Im Jahr 1949 rechnete Prof. Rabich (später Hochschule für Bauwesen Cottbus) „auf Befehl 24“ das Brückenbauwerk im Rahmen der Anlage eines „Behelfsmäßigen Brückenbuches“ nach und attestierte die Nutzung für einen Regelverkehr von 45 t. Bei den Kragarmen überschlug er rechnerisch die zu erwartende Formänderungen und verglich diese mit den Ergebnissen einer Durchbiegungsmessung. Danach entspricht die Formänderung der Kragträger derjenigen ohne Vorspannung. „Daraus ist zu schließen, dass die in der stat. Berechnung eingesetzten Querschnittswerte nicht zur Wirkung gelangt sind. ... [damit] ist der Vorspanneffekt verloren gegangen und die Haupttrageisen wirken wie gewöhnliche Stahleinlagen.“ Rabich empfahl daher ein baldiges Nachspannen, sowie regelmäßige Durchbiegungsmessungen, um Veränderungen im Tragverhalten feststellen zu

können ([1, S.438] und [24]). Die über den Pfeilern 9 und 10 entstandenen Risse seien weiter zu beobachten und bei stärkerer Klaffung sei die Höchstlast für den Verkehr einzuschränken.

Mit der Zeit nahmen die Probleme deutlich zu. Konstruktive Schwachpunkte sollten sich als nachteilig für die Erhaltung des Gebrauchswertes des Bauwerkes und dessen Dauerhaftigkeit erweisen. Besonders diffizil waren die konstruktive Ausführung der Gelenke des Gerberträgers und die Übergänge an den Kragarmenden. Diese benötigten Übergangskonstruktionen, in denen Wasser und Taumittel eindringen. Die konstruktive Ausbildung des Gerbergelenkes machte bei Unterhaltungsarbeiten an den Ankerstellen jedes Mal den Aufbruch der Fahrbahn und eine mindestens halbseitige Sperrung erforderlich. Dieser Aufwand wurde vermieden und Maßnahmen der Unterhaltung entsprechend hinausgeschoben. Vielleicht hätte man einige, der später festzustellenden Schäden vermeiden oder deren Eintritt verzögern können, wenn auf die Gelenke verzichtet worden wäre. Ein zwingender Grund das Haupttragwerk durch Gelenke äußerlich statisch bestimmt zu machen, lag beim Bau der Brücke nämlich eigentlich nicht vor. Stützensenkungen waren bei dem felsigen Baugrund ausgeschlossen. Es wäre also möglich gewesen, den Spannbetonträger konstruktiv durchlaufend auszubilden. Bei der Entwurfsaufstellung waren jedoch noch nicht alle Einzelheiten für eine statisch unbestimmte Gestaltung durchdacht, so dass man die Einschaltung von Gelenken vorzog.

Am **27.07.1955** erfolgte eine Ortsbesichtigung von Verantwortlichen des Bezirkes Karl-Marx-Stadt. Zu dem Zeitpunkt hatte sich die Gradiente der Brücke bereits so verschoben, dass sich an den Kragarmenden ein deutlicher Knick zeigte. Die Brücke hing im Bereich des Einhängeträgers quasi wie ein Boxer in den Seilen. Die Fahrbahndecke hatte sich über den Gelenken wulstartig angehoben. Der Fahrbahnübergang am Einhängeträger sei in Folge starker Verschmutzung betriebsunfähig. Der Bitumenanstrich der Spannstäbe war abgerostet. Es galt bereits eine Geschwindigkeitsbeschränkung.

Überhaupt häuften sich in den archivierten Dokumenten der Brückenunterhalter nun Wörter die permanente Mangelwirtschaft signalisieren. „Knappheit“, „fehlendes Materialkontingent“, „Engpass“, „Schwierigkeit bei der Beschaffung“, „ausgelastetes Personal“ zeigen deren alltägliche Probleme.

Auf einen Leserbrief vom 02.02.1957 unter der Überschrift „Ein Lebensnerv ist in Gefahr“, der von Schlaglöchern, primitiven Ausbesserungen fehlenden und schadhaften Gehwegplatten, zentimeterhohen Asphaltwülsten, springenden und schlagenden Abdeckplatten berichtet, fragt die Tageszeitung „Volkstimme“ am 14.02.1957 zum Brückenzustand beim Staatlichen Straßenunterhaltungsbetrieb an. Dort stellt man dar, dass bis 1953 die Stadt Aue für das Bauwerk zuständig war und dort dem Bauwerk nicht die sach- und fachgerechte Aufmerksamkeit geschuldet wurde. Eine vorgesehene Nachspannung im Jahr 1942 sei nicht ausgeführt worden. Der vom Autor des Antwortschreibens ursprünglich formulierte Absatz, dass es auch keine Zeichnungen des Bauwerkes mehr gäbe, da diese an einen Oberst Bucharow von der SMAD Karlshorst gegeben wurden, der mangels Literatur auf diese Weise Kenntnisse über den Spannbetonbrückenbau erwerben wollte, wurde vom Betriebsleiter aber vor Absenden an die Zeitungsredaktion wieder gestrichen.

Die Generalüberholung im Jahr 1962

Die Brücke wird am **01.01.1958** in die Zuständigkeit des Staatlichen Straßenunterhaltungsbetriebes abgegeben [22]. Später wurde die VEB Bezirksdirektion des Straßenwesens Karl-Marx-Stadt als sog. Rechtsträger für die Brücke zuständig. Die Zuständigkeit wechselte, aber die Probleme der Brücke blieben.

Zur mangelhaften Unterhaltung des Bauwerkes kamen noch ungünstige Umweltbedingungen über dem Bahngelände hinzu. Die schwefeligen Rauchgase der Lokomotiven brachten nämlich eine

Verstärkung der Korrosion von Beton und Stahl mit sich.

Auf der Fahrbahn zeigten sich Schlaglöcher, die zum Teil bis zur Dichtungsschicht reichten. An den äußeren Betonflächen zeigten sich Schäden [1, S. 546]. Im Bereich der Gerbergelenke hatte sich der Beton nach oben gedrückt, da die Bewegungsmöglichkeit zu gering ausgelegt war. Die Gehbahnborde waren größtenteils sehr verkantet, weil sie in der nur 30 mm dicken Schuttbetonschicht zu wenig Halt fanden. Viele Gehwegplatten waren zerbrochen.

Bei der Instandsetzung musste später der gesamte Fahrbahnbelag und auch die Dichtung erneuert werden. In den Fahrbahnübergängen wurden neue Übergangskonstruktionen eingebaut. Auch die aufgetretenen Verformungen der Brücke erreichten beachtliche Größenordnung. Die Abbildung 104 zeigt den bereits am Verlauf des Geländerholmes sichtbaren Durchhang des Einhängeträgers [1, S. 506]. Hier hätte nach dem Höhenplan normalerweise ein Hochpunkt sein sollen.

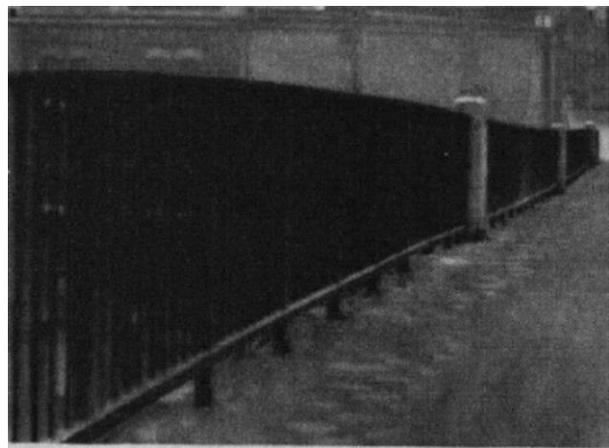


Abbildung 104 Geländer auf dem Einhängeträger [1, S. 506 Bild 11]

Die Tragfähigkeit der Brücke wurde auf 18 Mp beschränkt. Anlass zur Sorge gaben schließlich auch Korrosionserscheinungen an den Spanngliedern. Ungefähr 25 Jahre nach der Fertigstellung machte sich also im Jahr 1962 eine Generalüberholung der Brücke erforderlich.

Am **10.08.1959** beauftragte die Invest-Bauleitung Straßen und Brücken des Rates des Bezirkes Karl-

Marx-Stadt den VE Projektierungsbetrieb Straßenwesen Berlin mit Planung und Vorbereitung.

Am **20.11.1959** will sich der Planer vor Ort ein Bild machen. Der Betriebsleiter des Staatlichen Straßenunterhaltungsbetriebes teilt aber mit, dass in Folge einer Straßenmeisterschulung einschließlich Übergabe einer Republik-Fahne eine Teilnahme kompetenter Ansprechpartner an diesem Termin nicht möglich sei. Die Besichtigung wird also verschoben. Am 23.11.1959 wird dann gemeinsam eingeschätzt, dass eine Verbreiterung der Brücke um beidseits 1 m -so wie ursprünglich einmal vorgesehen- nicht erforderlich sei. Die vorhandene Breite reiche für den gegenwärtigen und zukünftigen Verkehr aus. Im Übrigen soll eine zusätzliche Belastung der Randhauptträger vermieden werden. Nach dem Besuch des Projektanten vermisst der Straßenmeister das „Luftschuttheft Thema 5“, welches auf seinem Schreibtisch gelegen habe und fragt am 15.02.1960 beim Planer nach, ob es versehentlich eingepackt wurde. Leider, so antwortet man ihm am 22.02.1960, wisse man dort nichts über den Verbleib des Heftes.

Im Rahmen der Sanierung 1962 erfolgte eine erneute Prüfung der verwendeten Baustoffe. Am **31.03.1960** werden dazu durch den Staatlichen Straßenunterhaltungsbetrieb ausgestemte Betonproben und drei Stahlproben an das Deutsche Amt für Material- und Warenprüfung übergeben. Bei den Stahlproben handelte es sich um drei abgeschnittene, überstehende Gewindestücke. Zum späteren Nachspannen wurde aber noch eine Restlänge von ca. 45 cm belassen. Die Prüfung ergab mit 519 bis 532 N/mm², (Anmerkung: 1936 ergab eine Prüfung 560 N/mm²) ausreichende Werte der Bruchspannung für St 52, die Streckgrenze lag mit 238 bis 290 N/mm² (im Jahr 1936 wurden 350 N/mm² festgestellt!) aber deutlich unter dem geforderten Wert [1, S. 507]. Es wurde durch Entnahme von Feilspänen (zwei Proben von wenigen Gramm) an der Oberfläche der Spannstähle und nachfolgendem metallurgischen Vergleich mit den Proben von den Gewindestücken ebenfalls nachgewiesen, dass die Gewindestücke aus dem gleichen Stahl bestanden, wie der Stahl in den Spannbereichen. Hinsichtlich

der erreichten Betonfestigkeiten bestanden ebenfalls Diskrepanzen zwischen den Werten, die einerseits bei der Bauausführung erreicht und andererseits bei den Proben ermittelt wurden. So wurden 1936/37 mit der verwendeten Betonzusammensetzung Festigkeitswerte von 34,2 N/mm² und sogar von 50,6 N/mm² bestimmt. Die Prüfstelle Dresden ermittelte im Jahr 1962 an acht, aus ausgestemten Betonbrocken hergestellten Würfeln (mit jeweils 20 cm Kantenlänge) demgegenüber ein arithmetisches Mittel von 32,2 N/mm², was in Anbetracht der Nacherhärtung des 24 Jahre alten Betons auf eine geringere erreichte Festigkeit zum Zeitpunkt des Baus schließen ließe. Der Elastizitätsmodul des Betons wurde mit 28.800 N/mm² bestimmt, was ebenfalls ein ziemlich niedriger Wert ist [1, S. 507].

Am **21.04.1960** entschuldigt sich der Rat der Stadt beim Planer für seinerseits nicht beantwortete Schreiben vom 01.12.1959 und 29.01.1960. Es wird nunmehr aber mitgeteilt, dass ca. 800 bis 1.000 Fahrzeuge täglich die Brücke nutzen und in Einwohnerversammlungen Klagen über den schlechten Zustand des Bauwerkes erhoben werden. Einen weiteren Winter würde „auch nach Urteil der Laien diese Brücke nicht überstehen“.

Die nötige Umleitung des Verkehrs während der Baumaßnahme soll über den Bäregrund erfolgen. Dies würde sich katastrophal auswirken. Später wird am **29.08.1961** in Niederpfannenstiel ein Wohnhaus zur Verbreiterung der Umleitungsstrecke abgebrochen.

Am **24.11.1959** wird die Brücke wieder inspiziert. Der erst vor wenigen Jahren erneuerte Anstrich der Spannstähle ist bereits wieder völlig zerstört. Vor fünf Jahren über dem Hauptträger angebrachte Gipsmarken sind gerissen. An einigen Abläufen fehlt eine Entwässerungsleitung. Sie wurden mit Holz verstopft, um ein Eindringen des Wassers in die Hohlträger zu vermeiden. Es fällt auch der schlecht verdichtete Beton auf. Die Putzschicht, welche die entstandenen Nester überdeckte, ist bereichsweise abgefallen, die Bewehrung liegt dadurch zum Teil frei.

Man bezieht Prof. Brendel von der Technischen Hochschule Dresden, Lehrstuhl für Stahlbetonbau und Massivbrücken in die Planung ein. Am

25.11.1960 übermittelt man ihm dazu die Ergebnisse der Stahluntersuchungen der Spannstähle. Danach seien eine ausgeprägte Streckgrenze und ein starkes Kriechen (bzw. Relaxation) festgestellt worden. Bei Dauer-spannung wurde -bezogen auf die elastische Dehnung -eine Zeitdehnung von ca. 14 % festgestellt worden. Die DIN 4227 -die damals geltende Spannbetonvorschrift- erlaube nur 3%. Prof. Brendel meint am 13.12.1960, dass eine Spannungsreserve von 300 kp/cm² bis zur max. (ertragbaren) Spannung reiche, wenn das Eintragen mit genügender Genauigkeit erfolge. Dies erfordere aber ein Ablassen und Neuanspannen. Dies wäre aber mit erheblichen Einschränkungen des Bahnverkehrs verbunden gewesen und wurde daher verworfen. Brendel meint, dass alternativ auch eine Verminderung der einzutragenden Vorspannkraft erfolgen könne. Es reiche zu, wenn die Brücke unter Gebrauchslast völlig elastisches Verhalten zeige. Eine Rissbildung geringen Umfangs sei dann akzeptabel. Zusätzlich können -in Anlehnung an sowjetische Vorschriften- die bei der Berechnung anzusetzenden Sicherheitsbeiwerte abgesenkt werden.

Am **15.03.1962** begann man die Arbeiten mit der Entrostung der Spannstähle. Der Korrosionsschutz aus asphaltierten Stoffbinden am Einhängeträger hatte sich nicht bewährt. Ob überhaupt und wenn, welcher Korrosionsschutz beim Bau für die Spannstähle im Kragträgerinneren ausgeführt wurde, konnte nicht ermittelt werden. Ab 1945 wurden hier aber mehrfach bituminöse Anstriche aufgebracht, ohne die Stähle jedoch vorher zu entrosteten. Unter den Anstrichen fraß der Rost weiter. Es ließen sich daher 3 bis 4 mm dicke Rostschalen abschlagen [1, S. 505 und 7, S.53]. Vor allem in der Nähe des südwestlichen Gerbergelenkes hatten sich die Auswirkungen schwefliger Gase, aus darunter haltenden Lokomotiven nachteilig bemerkbar gemacht. Bei der Sanierung wurden die Asphaltbinden entfernt, die Stähle mit einer Nitro-Lösung manuell entrostet und mit einer zweifachen Bleimennige Grundierung sowie einem zweifachen Vinoflex-Anstrich überstrichen [1, S. 505 und 22]. Im Vorfeld hat die Versuchsstelle der Deutschen Reichsbahn in Kirchmöser darauf aufmerksam gemacht, dass das Material nur bei

fehlender oder geringer Sonneneinstrahlung eingesetzt aufgebracht werden sollte.

Es wurde eine vollständig neue Bauwerksstatik mit den neuen geltenden Lastannahmen erstellt. Gegenüber der gleichmäßigen Verkehrslastverteilung auf alle Hauptträger der Ursprungsstatik wurde nun auch eine Querverteilung berücksichtigt, so dass die maximalen Beanspruchungen der Hauptträger bei exzentrischer Laststellung eintraten.



Abbildung 105 Spannpresse im Einsatz [5, S.151 Bild 3]

In den kurzen Spanngliedern der Kragarme war die Vorspannung von dem 1936/37 eingeleiteten 85 Mp auf unter 20 Mp, d.h. auf nur noch ca. 25 % des Ist-Wertes, zurückgegangen! Bei den langen Spanngliedern der Kragarme war die Vorspannung von 85 Mp auf ca. 58 Mp, d.h. auf ca. 68% des Ist-Wertes, zurückgegangen. Die Betonzugspannungen wurden überschritten und es zeigten sich größere Risse in der Nähe der Stützenpfeiler der Kragarme [4 und 1, S. 506]. Die Rissbreiten der aufgetretenen Risse stellten aber noch keine Korrosionsgefahr für die Stahleinlagen dar. Legt man für eine Näherungsberechnung der Kriech- und Schwindverkürzung, die in [19, S.25 f.] gemachten Angaben, eine Länge des Spannstahls von ca. 32 m und einen Elastizitätsmodul des Spannstahles von 200.000 N/mm² zu Grunde, ergibt sich ein theoretischer Spannungsabfall von 64 N/mm², was ca. 30% des ursprünglich eingebrachten Wertes entspräche. Im Ergebnis von Frequenzmessungen wurde ein Spannkraftverlust von ca. 50 Mp festgestellt. Der tatsächliche

Spannkraftabfall betrug, unter Berücksichtigung der ursprünglich eingeleiteten 85 Mp, damit aber ca. 40 %. Die gemessenen Werte der Vorspannkraft streuten zudem stark, so dass man schlussfolgerte, dass beim Bau 1936/37 nicht in jedem Fall die planmäßig vorgesehenen Kräfte eingetragen wurden [1, S.544].

Die in den Spannstäben des Einhängeträgers noch vorhandenen Spannkraften wurden durch Messungen der Eigenfrequenzen ermittelt. Der Einfluss der Frequenzänderung durch die Lagerungsbedingungen wurde dabei empirisch bestimmt. Es wurde schließlich, entsprechend der Empfehlung Prof. Brendels, mit niedrigeren Zugkräften nachgespannt als beim Bau der Brücke. Man wollte wegen der niedrigen Streckgrenze und dem dadurch ungünstigen Kriechverhalten des Stahls sowie wegen der Spannungsspitzen an den Umlenkstellen nicht zu hoch gehen. Die Spannstäbe wurden mit ca. 650 kN 65 Mp beim Einhängeträger bzw. beim Kragträger ca. 700 kN bzw. 70 Mp ($\sigma = 182 \text{ N/mm}^2$) nachgespannt [1, S. 512]. Beschränkungen bei der Spanntechnik führten zudem zu einigen Schwierigkeiten beim Nachspannen. Bei den kurzen Spanngliedern in den Kragarmen verdrehten und verkanteten sich die Lager, so dass auf ein Nachspannen dieser Spannglieder gänzlich verzichtet wurde [1, S. 512]. Der Einhängeträger wurde nach der gleichen Methode wie beim Bau durch Herunterdrücken der Umlenkpunkte mittels Pressen nachgespannt. Die Blockierung des Spannweges erfolgte abermals durch Unterlegen von Blechen entsprechender Dicke zwischen der oberen Lagerplatte und dem Umlenkpendel. Beim Nachspannen wurden auf diese Weise eine zusätzliche Spannwegspreizung von 45,1 mm eingetragen. Die Hüllrohre der Spannglieder des Einhängeträgers wurden zum Korrosionsschutz mit Zementmörtel verpresst (Vermerk vom 13.06.1962). Die Möglichkeit eines späteren Nachspannens blieb weiterhin aufrechterhalten, da diese Spannglieder –wie einst beim Bau- in den Drittelpunkten gespannt werden können [22]. Durch das Nachspannen konnte die Brückengradiente im Bereich des Einhängeträgers wieder deutlich angehoben werden. Im Ergebnis konnte zwar nicht die Tragfähigkeit für Bkl. 60 erreicht werden, es wurde aber eine nutzbare

Brückenklasse 30 ermittelt [1, S. 547]. Die Verkehrsfreigabe erfolgte am **21.12.1962**.

Das Projekt für die Generalüberholung erstellte der VE Projektierungsbetrieb für Autobahnen Berlin. Die Bauarbeiten wurden vom VEB (K) Bau Aue ausgeführt. Die Bezirksbauunion Karl-Marx-Stadt übernahm, unterstützt vom VEB Ingenieurbau Brandenburg, die Nachspannarbeiten. Der Erfolg der Instandsetzungsmaßnahme hielt nicht allzu lange vor. Es verfangen sich auch nach der Instandsetzung weiterhin Abgase der Lokomotiven in den Kammern der Hohlkästen und unter dem Einhängeträger. Dies führte zu einer Beschleunigung der Rostbildung. Nach zwei Monaten zeigt sich schon wieder Flugrostbildung.

Am **05.09.1962** meint deshalb die Abt. Spannbeton der Bezirksbauunion Karl-Marx-Stadt in einem Brief an das Staatliche Straßenbau-Aufsichtsamt Karl-Marx-Stadt: "Die ganze mühevollen Arbeit des Nachspannens ist illusorisch und als Schildbürgerei zu betrachten...", wenn man dagegen nichts unternimmt. Es wird beantragt, dass 30 m vor und hinter der Brücke Halteverbotstafeln aufgestellt werden und ein Beschleunigen der ausfahrenden Züge in Richtung Schwarzenberg erst nach Passieren der Brücke erfolgt. Zudem solle die im Brückenbereich befindliche Wasserstelle verlegt werden. Am **17.12.1965** schreibt der Staatliche Straßenunterhaltungsbetrieb an die Bezirksdirektion für Straßenwesen, dass der Gussasphalt starke Wellenbildung, Risse und Schlaglöcher zeige. Ein unter der Brücke angesiedelter Handelsbetrieb berichtet am 12.09.1964 von herabfallenden Betonbrocken.



Abbildung 106 Fahrbahnzustand 1970



Abbildung 107 Erneuerung Übergangskonstruktion 1970

Ein Prüfbericht zur einfachen Prüfung des Objektes vom Januar 1966 resümiert: „Brücke wurde 1963 nachgespannt und Instandsetzungen durchgeführt. Es sind jedoch noch viele Reparaturen außer Acht geblieben, die... notwendig sind.“

Im Jahr 1970 erfolgt eine Auswechslung einer schadhaften Übergangskonstruktion im Stahlbetonbereich. Das neue Einbauteil wird in Eigenleistung geplant und von einem ortsansässigen Betrieb gebaut.

Die Brückenprüfung vom **12.11.1971** hält fest, dass der Schutzanstrich der Spannstähe infolge der Rauchgase der Loks größtenteils zerstört ist. Der Wasserkran sei bislang auch nicht versetzt worden. Es zeigen sich zudem Anfahrschäden im Bereich

der Überquerung des Niederschlemaer Weges. Die Fahrbahn ist stark wellig. In den Hohlkästen steht das Wasser gar bis auf Höhe der Einstiegsöffnungen.

Die Probelastung 1971 und die Fahrbahninstandsetzung 1974

Am **26.09.1971** wurde eine Probelastung mit zwei schweren Lkw von je 23,9 t Masse durchgeführt, die in unterschiedlichen Laststellungen im Bereich des Einhängeträgers positioniert wurden. Die Durchbiegung des Bauteils wurde vor und nach Aufbringen der Belastung durch den VEB Kombinat Geodäsie und Kartografie Betrieb Halle Produktionsbereich Aue gemessen. Das Tragverhalten der Brücke war dabei nicht ganz elastisch. Die Absenkung ging nach Entlastung also nicht vollständig zurück. Es verblieb eine plastische Verformung von ca. 1 mm.



Abbildung 108 Probelastung [4, S.153 Bild 11]

Im Juli/August 1974 erfolgte noch eine Fahrbahn-erneuerung mit Walzasphalt durch eine Rodewischer Straßenbaufirma.

Die Instandsetzung 1983-1985

Eine weitere umfangreiche Sanierungsmaßnahme wurde nach einer Standzeit von 50 Jahren in den Jahren 1983–85 durchgeführt. Ziel war es, die Brücke für eine möglichst lange Nutzungsdauer auf volle Tragfähigkeit zu ertüchtigen.

Die Instandsetzung war wegen erheblichen Korrosionserscheinungen des Betons in den Auflagerbereichen der Pfeiler 2 und 5 (Abplatzungen, Risse), den Simsstrukturen und den äußeren Plattenbalken, Rosttreiben an verschiedenen Stellen, Anstrichschäden an den Spannstählen und Geländern, Schäden an der Entwässerung, Durchfeuchtungsschäden an den Fahrbahnübergängen, Unebenheiten des Fahrbahnbelages auf der Brücke und neuerlichen Spannkraftverlusten in den Spanngliedern des Einhängeträgers notwendig geworden [3, S. 176]. Als Ursachen für die Korrosionserscheinungen an Stahlbeton und Spanngliedern wurden zu geringe Betondeckung im Bereich der Fahrbahnübergänge, eindringende Feuchtigkeit vermischt mit chemischen Taumitteln der Laugen des Winterdienstes, die schadensbegünstigende Wirkung der Rauchgase aus dem Bahnbetrieb der Reichsbahn unter der Brücke sowie eine unzureichende Entwässerung des Bauwerks gesehen.

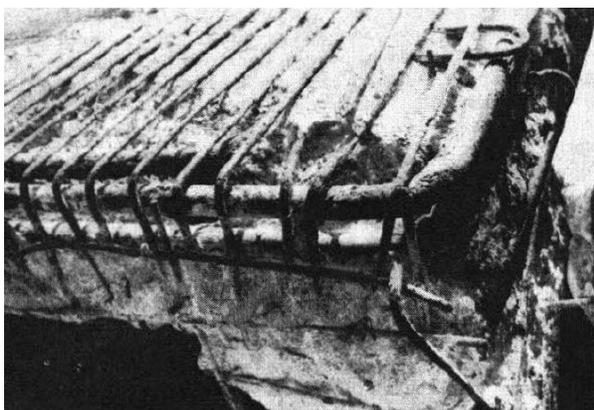


Abbildung 109 Korrosion an Plattenbalkenendbereich [3, S.176 Abb. 4]

Es wurden das Entrosten der freiliegenden Bewehrung, die Wiederherstellung einer Mindestbetondeckung mittels Spritzbeton, das maschinelle Entrosten und Beschichten der

Stahlteile des Bauwerks und deren Konservierung mit einem Vinoflex-Anstrichsystem, ein teilweiser Abbruch zur Wiederherstellung der Überbauenden und der Lager im Bereich der Bewegungsfugen über den Pfeilern 2 und 5 [21] und das Ergänzen von Abläufen vorgesehen [3, S. 176-178]. Dabei wurden besondere Anforderungen an die Unterfangung der Trägerenden während der Bauausführung gestellt.

Die Instandsetzung begann mit den Gerüstbauarbeiten am **01.02.1983**.

Seit dem letzten Nachspannen im Jahr 1962 hatte die Vorspannung in den Kragträgern kaum, im Einhängeträger aber je Spannglied von i.M. 65 Mp auf 51,6 Mp deutlich nachgelassen [3, S. 177 Tab. 1]. Zur Erlangung der gewünschten Brückentragfähigkeit von 30 t musste die Spannkraft je Einzelglied i.M. mindestens 64 Mp betragen. Die Spannstähle des Einhängeträgers wurden i. M. sogar auf 74,6 Mp nachgespannt. Es wurde eine ähnliche Konstruktion wie beim Bau 1936 verwendet (vgl. auch Abbildung 55).

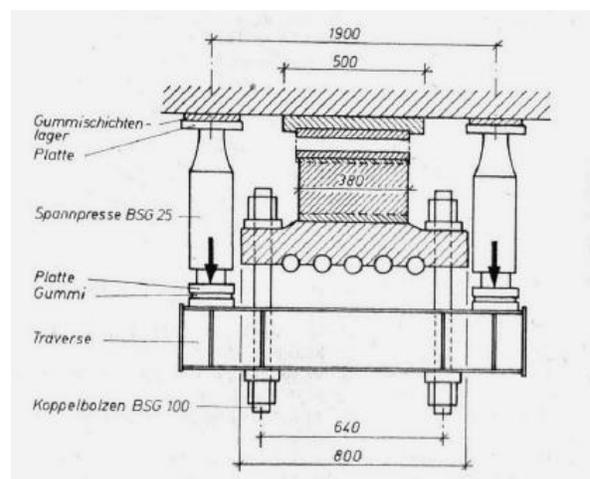


Abbildung 110 Hilfskonstruktion zum Nachspannen der Spannglieder des Einhängeträgers an den Pendelumlenkstellen [3, S.177 Abb.8]

Mit speziellen Messgeräten wurden dabei die Eigenfrequenzen der Spannstähle nach deren Anzupfen ermittelt und in Anlehnung an die Gleichung der gespannten Saite mit einer empirisch abgeleiteten Gleichung die Vorspannkraft der einzelnen Spannstähle ermittelt. [4, S.153]. Als Ursache der Spannkraftverluste wurde eine plastische Verformung der Endverankerungs-

bereiche angesehen, die man auf die Verschlechterung der Betonqualität infolge ständiger Durchfeuchtung zurückführte.

Die Abnahmen der Vorspannkkräfte in den Kragträgern waren geringer, so dass hier auf ein Nachspannen verzichtet wurde [4, S.153].

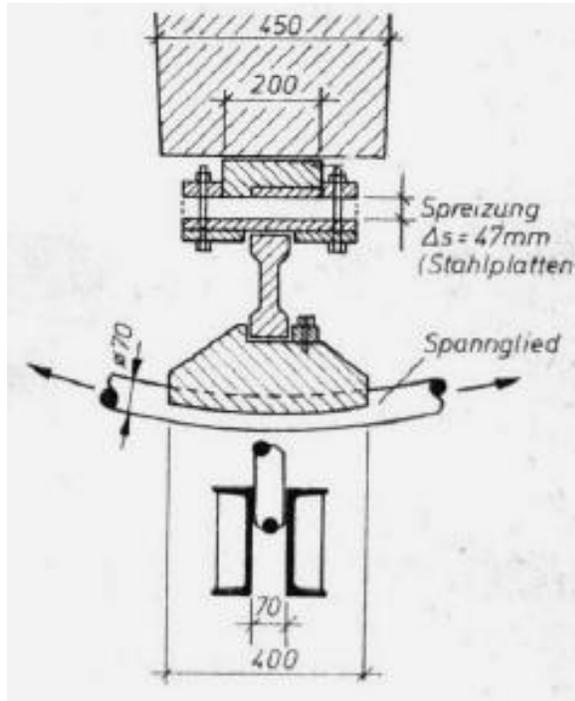


Abbildung 111 Schnitt durch die Hilfskonstruktion zum Nachspannen der Spannglieder des Einhängeträgers an den Pendelumlenkstellen [3, S.177 Abb.8]

Der Einsatz chemischer Taumittel wurde untersagt [3, S. 176].

Die Arbeiten standen unter der Leitung des VEB Bezirksdirektion für Straßenwesen Karl-Marx-Stadt. Die Planung oblag dem VEB EIB Sw. Die Gerüstbauarbeiten erfolgten durch das ITVK Karl-Marx-Stadt BT Schwarzenberg, die Spannarbeiten durch das VEB BMK Süd Karl-Marx-Stadt, die Stahlbauarbeiten erfolgten durch die SDAG Wismut Aue und die Korrosionsschutzarbeiten durch die PGH Maler Aue.

Monitoringmaßnahmen an der Brücke

Die Entwicklung der Brücke wurde mit verschiedenen Messverfahren überwacht. Es erfolgten beispielsweise langjährige Messungen der Lufttemperatur. An zwölf verschiedenen Messpunkten wurden die Bauteiltemperaturen registriert. Darüber hinaus erfolgten Messungen der Durchbiegungen durch geodätische Nivellements (Höhenniveaumessungen), chemische Untersuchungen an entnommenen Bohrkernen und Messungen der Kräfte in den Spanngliedern [4, S.154]. Aus den dynamischen Messungen bei Überfahrten mit Lastkraftwagen ging beispielsweise hervor, dass der Einhängeträger eine Eigenfrequenz von 2,05 Hz aufwies [4, S.154].

Dischinger selbst verweist auf die Bedeutung von regelmäßigen Durchbiegungsmessungen, um Spannkraftverluste erkennen zu können: „Da bei der rechnungsgemäßen Anspannung die Brücke nur zentrische Zugspannungen besitzt und deshalb keine Durchbiegungen aufweisen wird, wird sich jeder Spannungsabfall sofort in einer Durchbiegung zeigen ... Wir spannen dann nach und heben die Brücke 1 cm über das Sollmaß und wiederholen mit fortschreitendem Kriechen diesen Vorgang so oft es notwendig ist.“ [6, S.21]. Beim Bau der Brücke wurden daher in Abständen von 10 m bis 15 m Höhenbolzen einbetoniert, damit von Zeit zu Zeit mittels Nivellements die Durchbiegung nachvollzogen werden konnte.

Ein kurz vor Verkehrsfreigabe Anfang Juni 1937 durchgeführtes Nivellement ergab für den Einhängeträger Absenkungen von ca. 3 cm und für die Kragarme von ca. 2 cm [2, S.103]. Die Verformungen in den ersten drei Jahren konnten durch nachträgliche Berechnungen als Folge normaler Kriech- und Schwinderscheinungen belegt werden.

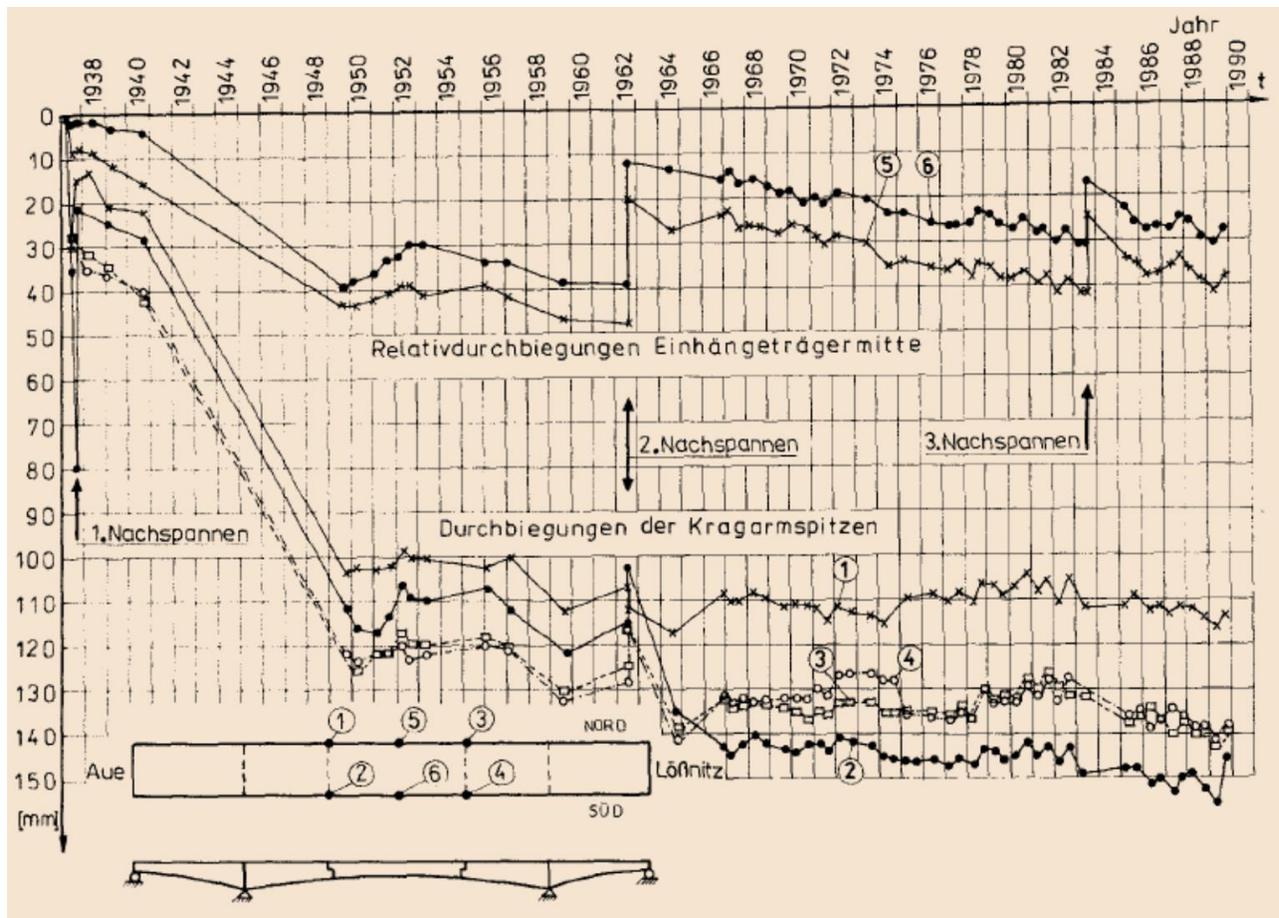


Abbildung 112 Abbildungen der Ergebnisse der Durchbiegungsmessungen an ausgewählten Messpunkten [4, S.150 Bild 1]

Die zwischen 1941 bis 1948 festgestellte erhebliche Zunahme der Durchbiegungen, wurde von Prof. Reinhold Rabich zu einem bedeutenden Teil auf plastische Verformungen der Spannstähle in den Knickpunkten zurückgeführt [1, S.506]. Später wurden die Durchbiegungsmessungen regelmäßig und in „sehr gewissenhafter Form“ vom seinerzeitigen VEB Geodäsie-Produktionsbereich Aue durchgeführt [4, S.150 Bild 1 und 3, S.175]. In Abbildung 112 sieht man gut, dass durch das Nachspannen die Durchbiegungen zurückgehen, danach aber wieder kontinuierlich zunehmen, was auf einen Abbau der eingetragenen Kräfte schließen lässt. Da der Einfluss von Kriechen und Schwinden des Betons nach so langer Standzeit eher gering ausfällt, war dies wahrscheinlich Folge der Verwendung des relativ geringfesten Baustahls St 52 für die Spannglieder. Das VEB Entwurfs- und Ingenieurbüro für Straßenwesen Berlin (vormals VE Projektierungsbetrieb für Autobahnen Berlin) weist

am **30.09.1970** darauf hin, dass die gemessenen Verformungen nicht nach den Ursachen Kriechen/Schwinden und Temperatur differenziert werden können. Erforderlich wäre hierzu ergänzend auch eine Temperatureaufnahme. Es zeigte sich jedoch eine Tendenz zur Spannkraftabnahme.

Abbruch und Wiederaufbau 1994-1995

Im Jahre 1991 wurde ein Ingenieurbüro beauftragt ein umfassendes Gutachten über den Zustand der Brücke anzufertigen sowie Vorschläge für Maßnahmen zu erarbeiten, wie eine volle Tragfähigkeit von 60 t erreicht werden kann. Zwischen dem **04.12.1991** und dem 13.12.1991 erfolgte dazu eine akribische Schadensaufnahme. Es wurden dabei Betonabplatzungen und Kiesnester, Betonschäden infolge Feuchtigkeit (Ausblühungen), Risse an den Betonoberflächen und Korrosionsschäden aufgenommen und

kartografiert. Auf nahezu der gesamten Brückenlänge zeigten sich Betonschäden infolge Feuchtigkeitseinwirkungen an den Gesimsen, an den Längsträgern der Fugenübergänge, im Bereich der Gerbergelenke und selbst im Hohlkasten sowie Risse mit Rissweiten bis 0,6 mm. Am rechten Kragträger wurden gar zwei Risse über 1 m Länge mit bis zu 5 mm! Rissweite gesichtet. Im Beton zeigten sich Kiesnester und Einkornansammlungen. Die Korrosionsschäden an der Bewehrung wurden zum größten Teil auf die unzureichende Betonqualität zurückgeführt. An der Spannbewehrung, besonders im Verankerungsbereich, gab es erhebliche Korrosionsschäden. Teilweise ließ sich der Beton ohne maschinelle Hilfe in Schalen von 30 cm x 30 cm ablösen. Die ursprüngliche Bewehrung war im Bereich freigelegter Probestflächen bis zu 50 % abgerostet. Wieder waren also wesentliche Schadensursachen eine nicht voll wirksame Abdichtung und ein Rosttreiben infolge des Eindringens von Oberflächenwasser mit gelösten Tausalzen. Die Risse wurden auch auf den seinerzeit üblicherweise verwendeten glatten Betonstahl zurückgeführt. Heutzutage verwendet man eigentlich nur noch gerippten Stahl, der zu einer besseren Rissverteilung und entsprechend kleineren Rissweiten führt. Die Betonqualität im Spannbetonbereich wurde mit B 20 bis B 25 angegeben.

Die Spannkraft war nach dem letzten Nachspannen wiederum zurückgegangen. Sie betrug im Einhängeträger unter Eigengewicht 630 kN bzw. 63 Mp, in den Kragträgern (lange Spannglieder) 600 kN bzw. 60 Mp und in den Kragträgern (kurze Spannglieder) 450 kN bzw. 45 Mp.

Der rechnerische Nachweis für die Brückenklasse 30 ließ sich für die Kragträger wiederum nur noch mit einem verringerten Teilsicherheitsbeiwert erbringen [17]. Im Ergebnis war die Brücke also erneut sanierungsbedürftig.

Der Gutachter kam am **25.02.1992** zum Schluss: „Die Bahnhoftsbrücke in Aue bedarf einer dringenden, grundlegenden Sanierung, die ohne Zeitaufschub durchzuführen ist.“

Im Jahr 1994 sollten daher der Abbruch und die Wiedererrichtung in äußerlich starker Anlehnung an den ursprünglichen Entwurf erfolgen. Zunächst war geplant, den Stahlbetonteil (Bauteile A–C)

abzubrechen und -zum Teil mit Spanngliedern versehen- zu erneuern [18]. Die sieben Brückenfelder, der ehemals reinen Stahlbetonabschnitte A bis C wurden nunmehr mit einer teilweisen Vorspannung ohne Verbund mit internen Spanngliedern konzipiert. Das Entwurfskonzept [12] beinhaltete für den Vorspanngrad eine beschränkte Vorspannung. Als Spannglieder kamen paarweise doppelt extrudierte (ummantelte) Spannbänder zum Einsatz [8, S.337].

Der vorgespannte Brückenteil D sollte in Gänze erhalten und saniert werden. Man wollte aber die alten Spannglieder durch zeitgemäße, neue Spannglieder ersetzen [17, Teil C, S. 4 f.]. Sogar die vorhandenen stählernen Brückenlager sollten aufgearbeitet und möglichst wiederverwendet werden. Die Kosten wurden mit 11,7 Millionen DM, inkl. 1,3 Millionen DM für die Ertüchtigung der Umleitungsstrecke berechnet.

In der Planungsphase kam bei der Stadtverwaltung die Idee einer Verbreiterung der Brückenkonstruktion um 1,75 m auf, um drei Regelfahstreifen im Fahrbahnbereich einzuordnen zu können. Ziel war es, an der Einmündung zur Schneeberger Straße einen Linksabbiegestreifen einzuordnen, um den Verkehrsstau zu minimieren. Da ohnehin der Stahlbetonabschnitt abgebrochen und neu gebaut wird, könne man die Brücke in diesem Teil auch entsprechend verbreitern. Es ergäbe sich dann eine Brückenbreite von 13,75 m, was noch unter der ursprünglich einmal angedachten 15 m Gesamtbreite gelegen hätte. Die Stadtverordnetenversammlung beschloss am **15.07.1993** diese Lösung beim Straßenbauamt Zwickau zur Prüfung anzuregen. Das Straßenbauamt lehnte mit Schreiben vom **15.09.1993** ab. Es sollte aus Denkmalschutzgründen an der Gesamtbreite der Brücke von 12 m festgehalten werden. Aus statischen und denkmalpflegerischen Gründen könne auch nicht auf den gesamten Gehweg verzichtet werden. Eine neue Diskussion des Planungskonzeptes hätte zudem die Genehmigungsverfahren für die dringende Baumaßnahme verzögert. Außerdem würde nach Ansicht des Amtsleiters Seidel: „eine dritte Spur allein nicht die Verkehrsprobleme in Aue lösen, sondern nur verlagern.“ Man ging

damals nämlich fälschlicherweise von 54.000 Pkw und Lkw aus, die die Brücke im Jahr 2010 täglich passieren sollten. Tatsächlich wurden nach Bau des Becherweges -den ca. 15.000 Fahrzeuge täglich nutzen- im Jahr 2015 keine 20.000 Fahrzeuge täglich mehr gezählt.

Um dennoch einen Linksabbiegestreifen einordnen zu können, wurde in einem ca. 150 m langen Teilbereich der Brücke die Fahrbahn zu Lasten des oberstromigen Gehweges verbreitert. Im Restbereich verkümmert der Gehweg zu einem Schrammbord. Rückblickend war dies wohl keine glückliche Entscheidung des Amtes. Der „Kümmerling“ ist bis heute eine Schwachstelle.

Am **20.01.1994** begann die Realisierung des Vorhabens mit der Sperrung der Brücke. Trotz der Meinung einer Lokalzeitung „Das Chaos nimmt seinen Lauf“ regelte sich die Umleitungsführung über Niederpfannenstiel einigermaßen ein. Diese Umleitungsstrecke war im Vorfeld auch aufwändig ertüchtigt worden.

Der Abbruch des Stahlbetonbereiches erfolgte bisweilen rabiät. Negativer Höhepunkt war der Abriss eines Teiles über die Schlemmer Straße. Am Sonnabend, dem **05.02.1994**, hatten hier um 18.00 Uhr unvermittelt und für die Anwohner „ohne Vorwarnung“ die Abbrucharbeiten begonnen, die dann bis sonntags nachts 4.00 Uhr andauerten. Besonders brisant war die Angelegenheit, da genau zur Zeit der Fußballberichterstattung ein Fernsehkabel zerrissen wurde. Vertreter des Landratsamtes erklärten, man habe zwar die Straßensperrung genehmigt, allerdings seien von der ausführenden Firma Auflagen nicht umgesetzt worden. Das Ganze habe „Konsequenzen“. Daraufhin wurde von der Baufirma die erforderliche Nacharbeit -es wurde beispielsweise in der Nacht betoniert- einige Tage im Vorfeld in der Presse bekanntgemacht und um Verständnis gebeten.

Später zeigte sich leider auch, dass es nicht möglich war, den Spannbetonteil zu erhalten. Dies lag an vielen nicht vorhersehbaren Detailproblemen. Eine probeweise Wasserdruckstrahlung zur Abtragung der mangelhaften Betonoberflächen, die mit Spritzbeton saniert werden sollten, ließ eine zerklüftete hohlraumreiche Struktur des Betongefüges zu Tage treten, und zwar auch tieferliegend hinter der Bewehrung. Es wurde

zudem festgestellt, dass bei der Sieblinie des Betonzuschlages die Korngruppe 8–16 mm nicht vorhanden war. Daher erwartete man Probleme bei der Behandlung mit dem Wasserdruckstrahl.



Abbildung 113 Luftbildaufnahme der Baustelle

Ein weiteres Problem bestand darin, die Spannglieder auszubauen und durch neue zu ersetzen. Die durch stählerne Hüllrohre geführten Spannglieder waren in den Durchdringungsstellen der Verankerungsbereiche dermaßen festgerostet, dass zum Auswechseln nur ein Lösen durch Schlitzen mittels Wasserdruckstrahl von oben erfolgen sollte. Dem stand aber der hohe Bewehrungsgrad in den massiv ausgebildeten Verankerungsbereichen im Wege. Die verbleibende Möglichkeit, die Spannglieder auf manuellem Wege freizustemmen, wäre mit zu hohen Kosten verbunden gewesen. Die gültigen Bemessungsvorschriften warfen eine weitere Schwierigkeit auf. Um die aktuellen Anforderungen zu erfüllen, wäre zusätzliche Schubbewehrung in den Stegen der Querschnitte erforderlich. Abriss und Neuerstellung auch des Brückenteils D waren unausweichlich.

Die Meinung in der Bevölkerung war und blieb entsprechend gespalten. Da außer einigen Pfeilern die neue Brücke kaum mehr Originales haben würde, fragten einige, ob man für das investierte Geld nicht besser gleich eine moderne Brücke bauen könne. Es kam dann beim Abbruch des

Spannbetonteiles am **23.08.1994** um ca. 18.30 Uhr leider auch noch zu einem Bauunfall.



Abbildung 114 Der zum Teil abgebrochene Trägerbereich vor dem Bruch



Abbildung 115 Die Bruchstelle

Der Vorfall ereignete sich glücklicherweise nach Beendigung der Arbeitszeit der auf der Baustelle Beschäftigten. Beim Rückbau des Kragträgers kam es an einer Stelle zu einem Bruch der geschwächten Rudimente. Der Träger stürzte unkontrolliert ab und kippte in zwei benachbarte Pfeiler sowie Teile des bereits erstellten Lehrgerüsts. Die Baumaßnahme wurde einige Wochen zum Zwecke der Beweissicherung für eine spätere Klärung der Schadenursache unterbrochen. Eine merkliche Verzögerung in der Bauzeit solle es aber nicht geben, meinte der Amtsleiter: „Spätestens im August rollt der Verkehr sicher über die Neue“. Später zeigte sich, dass er mit dieser Aussage etwas daneben lag. Auch Bedenken, ob die Standsicherheit der Brücke gelitten habe, entgegnete er am 21.09.1994 der

Tageszeitung „Freien Presse“: „Halbgewalktes bauen wir nicht hierher.“



Abbildung 116 Schaden am erstellten Lehrgerüst

Der vorgespannte Gerberträger (das Bauteil D) wurde mit zeitgemäßen Spanngliedern ausgeführt. Zur Vorspannung der Kragträger kamen doppeltextrierte Litzenspannglieder zum Einsatz.

Als Spannglieder des Einhängeträgers wurden je 6 Monolitzen verwendet, die in mit Korrosionsanstrich versehenen Stahlrohren verlegt und mit Zement injiziert wurden. Wegen größerer Umlenkwinkel als vom Hersteller vorgesehen, war die Zustimmung im Einzelfall durch das Bundesverkehrsministerium erforderlich. Die alten Pendelsättel des Einhängeträgers wurden mit geringfügiger Abänderung -die Ausrundungen mussten vergrößert werden- aufgearbeitet und wiederverwendet. Alle Spannglieder sind austauschbar. Abbildung 117 zeigt den Querschnitt eines Spanngliedes der ursprünglichen Unterspannung und eines Spanngliedes in der

1995 erfolgten Ausführung. Gut zu sehen sind die Litzen in einem Kunststoffrohr (HDPE).

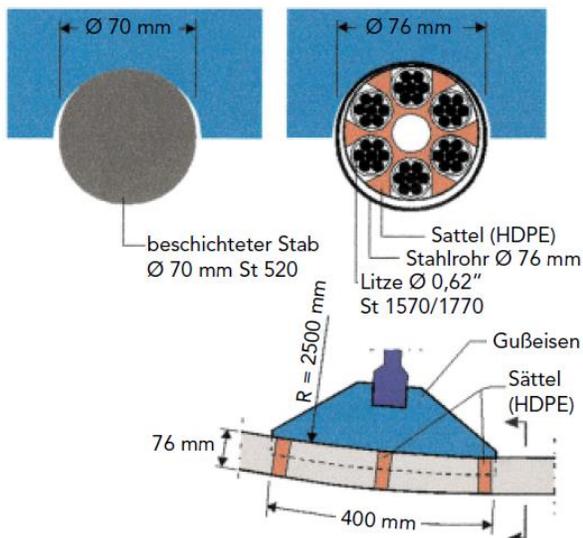


Abbildung 117 Vergleich der Spannstähle im Einhängeträger in den Baujahren 1936 bzw. 1995 [16, S.646 Bild 1]

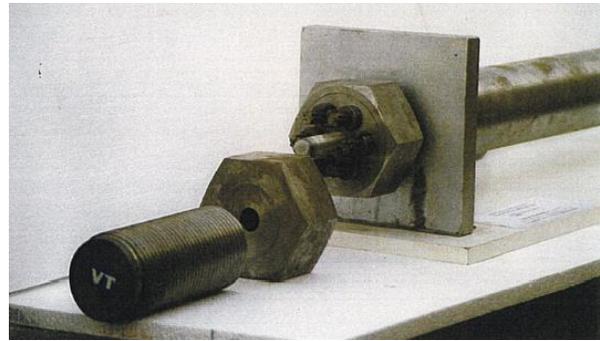


Abbildung 119

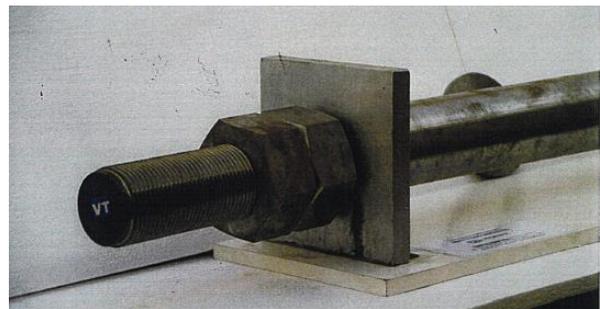


Abbildung 120



Abbildung 118 Schalung Stahlbetonteil Hintergrund Abbruch des alten Spannbetonabschnittes Juni 1994

Die Abbildungen 119 und 120 zeigen die neue Endverankerung dieser sog. Spanngliedgruppe B. In Abbildung 119 sieht man die Litzenverankerung und in Abbildung 120 die aufgesteckte Replik (vgl. auch Abbildung 79). Die nachfolgenden Bilder zeigen Szenen des Bauablaufes. Der Beton wurde nunmehr aus Betonmischwerken mit Fahrmischern antransportiert und mit Pumpen zum Einbauort gefördert (vgl. Abbildung 120). Die Kappen bzw. Gehwegbereiche wurden betoniert. Auf die ursprünglich vorgesehene 3 cm dicke Verschleißschicht aus Asphaltbeton verzichtete man.

Die Brücke wurde mit einer Fahrbahndecke aus Walzasphalt belegt. Die wiederaufgebaute Brücke wurde für die Verkehrslasten der Brückenklasse 60/30 nach DIN 1072 berechnet [18].



Abbildung 121 Armierung Druckplatte Stahlbetonteil Mai 1994



Abbildung 124 Spanngliedgruppe A Kragträger Achse 9 und 10 Mai 1995



Abbildung 122 Schalboden und Hüllrohrbatterien Kragträger Achse 9/10



Abbildung 125 Kragträger Achse 9 und 10 Mai 1995



Abbildung 123 Betongang Kragträger Achse 9 und 10 am 11.05.1995



Abbildung 126 Montage der Fertigteile des Einhängeträgers 14.07.1995



Abbildung 127 Verlegung der Granitborde Juni 1995



Abbildung 130 Aufbringen der Splittmastix-Decke auf einer Schutzschicht aus Gussasphalt Dezember 1995



Abbildung 128 Spanngliedgruppe B Kragträger Achse 7/8 im noch ungedeckten Hohlkasten, März 1995



Abbildung 131 Übergangskonstruktion Achse 9 Seite Lößnitzer Straße, 25.08.1995



Abbildung 129 Juni 1995 Kappenschalwagen

Am **08.12.1995**, genau 60 Jahre nach dem Spatenstich der ersten Brücke, erfolgte die Verkehrsfreigabe unter großer Anteilnahme der Bevölkerung. Bauherr war der Freistaat Sachsen, vertreten durch das Straßenbauamt Zwickau. Entwurfsingenieur war das Büro Prof. Scholz und Partner, Prüfsingenieur Herr Prof. Ivanyi. Die Bauleistung übernahm die Baufirma Max Bögl Gera, die Bauüberwachung das Ingenieurbüro Ertel.

Das Gelände stammte diesmal aber aus Aue. Die Realisierung der Absturzsicherung übernahm nämlich die Firma Industrieofenbau Aue.

Literatur

- [1] *Lippold, P. und Spaethe, G.* Rekonstruktion der Bahnhofsbrücke in Aue. Bauplanung – Bautechnik 19 (1965), S. 435–438, S. 505–508, S. 512, S. 542–547.
- [2] *Schönberg, M. und Fichtner, F.* Die Adolf-Hitler-Brücke in Aue/Sachsen. Die Bautechnik 17 (1939), S. 97–104.
- [3] *Hofmann, G. und Thürmer, E.* Erfahrungen bei der Sanierung der Bahnhofsbrücke Aue. Die Straße 26 (1986), S. 174–180.
- [4] *Schleicher, C.* Meßtechnische Untersuchungen an der Bahnhofsbrücke Aue. Die Bautechnik 67 (1990), S. 149–154.
- [5] *May, Roland, Lorenz, Werner.* Franz Dischinger – Visionär des Brückenbaus. BTU Cottbus, Lehrstuhl Bautechnikgeschichte und Tragwerkserhaltung. Konferenzveröffentlichung. 2013. Tagungsband 23. Dresdner Brückenbausymposium, 11./12. März 2013. S. 101–128. Dresden
- [6] *Deutscher Beton Verein. Hrsg.* Neues Bauen in Eisenbeton. 2. ergänzte Auflage. Zementverlag GmbH. Berlin-Charlottenburg. 1938.
- [7] *Specht, Manfred. Hrsg.* Spannweite der Gedanken. Zur 100. Wiederkehr des Geburtstages von Franz Dischinger. Springer-Verlag Berlin Heidelberg New York London Paris Tokyo. 1987.
- [8] *Utsch, Jens H.; Jahn, Thomas.* Die Entwicklung der externen Vorspannung. Die Bahnhofsbrücke in Aue/Sachsen. Beton- und Stahlbetonbau 94 (1999) Heft 8. 328–338. Ernst & Sohn.
- [9] *Feller, Michael.* Als das sächsische Straßenwesen zum Vorbild für ganz Deutschland wurde- Gedenken zum 50. Todestag von Dr.-Ing. Artur Speck. Vereinigung der Straßenbau- und Verkehrsingenieure im Freistaat Sachsen e. V. 2010.
- [10] Akten des Stadtrates zu Aue. Brücke Lößnitzer Straße-Schneeberger Straße 1934/35 Bd.
- [11] Akten des Stadtrates zu Aue. Brückenbau Aue 1935/36 Bd. II
- [12] Akten des Oberbürgermeisters zu Aue. Brückenbau am Bahnhof Aue/Sa. Bd. III
- [13] *Zilch; Konrad; Weiher, Hermann.* 120 Jahre Spannbetonbau – von Doehring und Jackson bis heute. 2008. Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin. Beton- und Stahlbetonbau 103 (2008), Heft 6
- [14] *Geßner, Stefan et. al.* Spannbetonbau-Entwicklung, Bemessung und Konstruktion. Beton-Kalender 2017. Spannbeton, Spezialbetone. Herausgegeben von Konrad Bergmeister, Frank Fingerloos und Johann-Dietrich Wörner. 2017. Ernst & Sohn GmbH & Co. KG
- [15] *Stritzke, Jürgen.* Deutscher Brückenbaupreis 2014 und 24. Dresdner Brückenbausymposium. Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin. Bautechnik 91 (2014), Heft 10
- [16] *Baumann, Theodor.* Vorspannung von Brücken-Anwendung interner und externer Spannglieder. Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin. Beton- und Stahlbetonbau 95 (2000), Heft 11
- [17] *Ingenieurbüro Prof. Dr.-Ing. G. Scholz + Partner.* München. Beurteilung des gegenwärtigen Zustandes und der gegenwärtigen Gebrauchsfähigkeit der Bahnhofsbrücke in Aue. Teil B und Teil C. Juli 1992
- [18] Straßenbauamt Zwickau. Instandsetzung der Bahnhofsbrücke Aue- Erläuterungsbericht. 09.03.93
- [19] *Schmidt, Arno; Grabowski, Horst.* Spannbeton erobert die Welt. VEB Verlag für Bauwesen Berlin. 1961

[20] Akten des Oberbürgermeisters zu Aue. Bau der
Bahnhofsbrücke Registratur des LASuV

[21] EIBSw Dresden 1984. Ausführungsunterlagen
Erneuerung der Überbauten im Bereich Pfeiler 2
und 5 im Bereich Stahlbetonüberbau

[22] Akte Nr. 361/2 Bahnhofsbrücke Aue G+A
21.185 Schriftverkehr Registratur LASuV.1962 f.

[23] *Mörsch, Emil.* Hrsg. Der Spannbetonträger.
Verlag von Konrad Wittwer. Stuttgart.1943

[24] Behelfsmäßiges Brückenbuch. Br. Nr.: R169-S-
21 Brücke im Zuge der R 169-Plauen-Aue-Chemnitz
km 0,200 über die Zwickauer Mulde bei Aue vom
14.10.1949

