

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang

BERLIN, 18. Dezember 1928

Heft 54

Alle Rechte vorbehalten.

Die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Oder bei Oppeln.

Von Reichsbahnoberrat Max Roloff, Mitglied der Reichsbahndirektion Oppeln.

Geschichtliches.

An dem Mauerwerk, das die neue Eisenbahnbrücke nach Oppeln zu abschließt, ist eine in Kupfer getriebene Tafel mit folgender Inschrift angebracht:

1844: Inbetriebnahme der alten Brücke. — 1866: Einlegen stärkerer Überbauten. — 1897-98: Herstellen einer Stromöffnung von 40 m durch Beseitigung von zwei Pfeilern und Einbau eines Fachwerkträgers. — 1927: Vollständiger Neubau.

Das ist in wenigen Worten die Geschichte des Bauwerks. Es hatte ursprünglich zwischen den Widerlagern 11 Pfeiler, gleiche Öffnungen von

Blechbalken, über der Stromrinne von Auskragungen am Fachwerküberbau getragen wurde. Der Zustand, der von da ab bis in das Frühjahr 1927 bestand, ist aus Abb. 2 zu ersehen. Abb. 3 gibt den Anblick von Süden mit dem Fußweg im Vordergrund wieder. In dem Bauwerk, wie wir es aus dem Jahre 1927 noch kennen, waren aus Ziegelsteinen gemauerte Widerlager und Pfeiler auf Pfahlrosten aus dem Jahre 1844, schweiß-eiserne Blechbalken aus dem Jahre 1866 und der flußeiserne Fachwerküberbau aus dem Jahre 1898 miteinander vereinigt.

Die Gründe für die Erneuerung.

Die jetzt verkehrenden normalen Betriebslasten erzeugten rechnerisch in den Pfeilern, die in ihren oberen Teilen ernstliche Schäden aufwiesen — einer war seit Jahren schon durch ein eisernes Band zusammen-

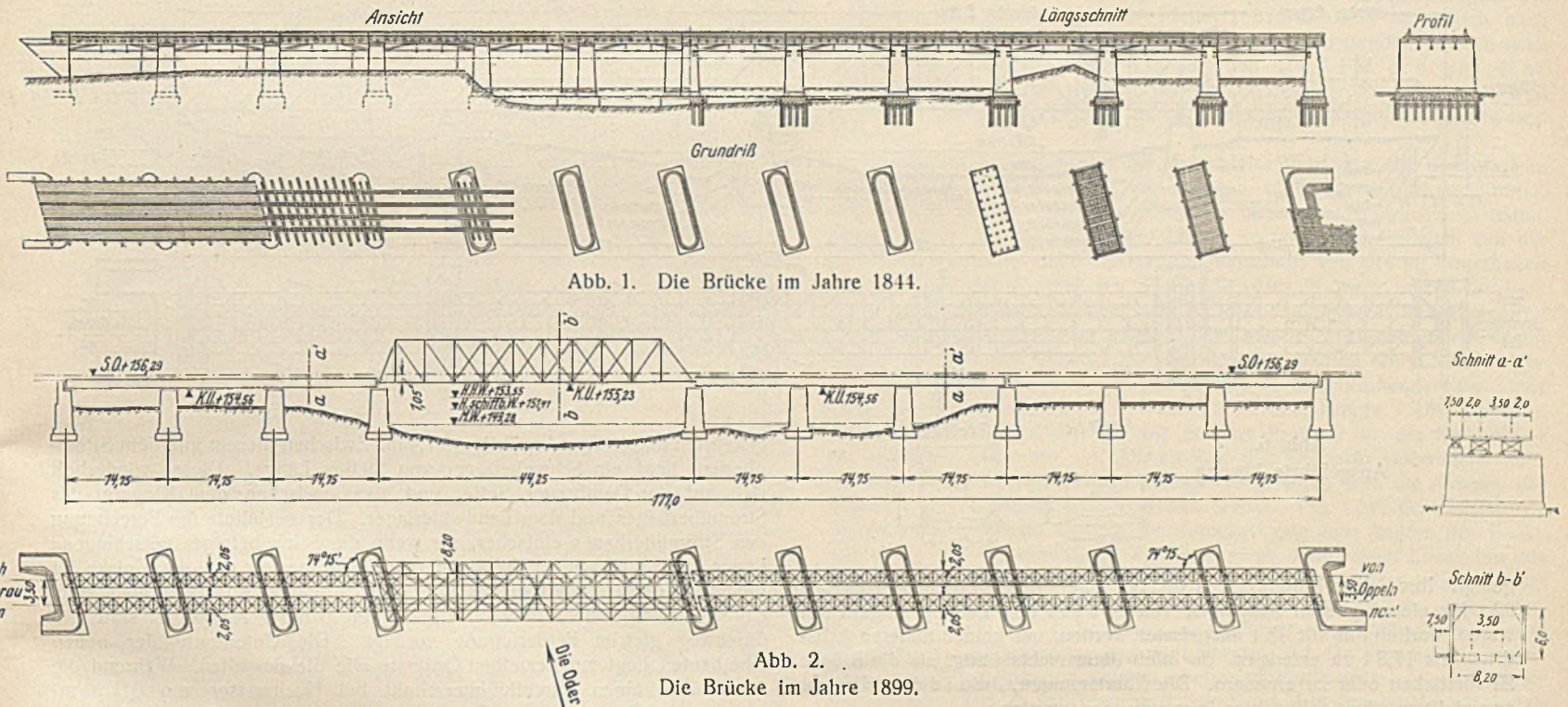


Abb. 1. Die Brücke im Jahre 1844.

Abb. 2.

Die Brücke im Jahre 1899.

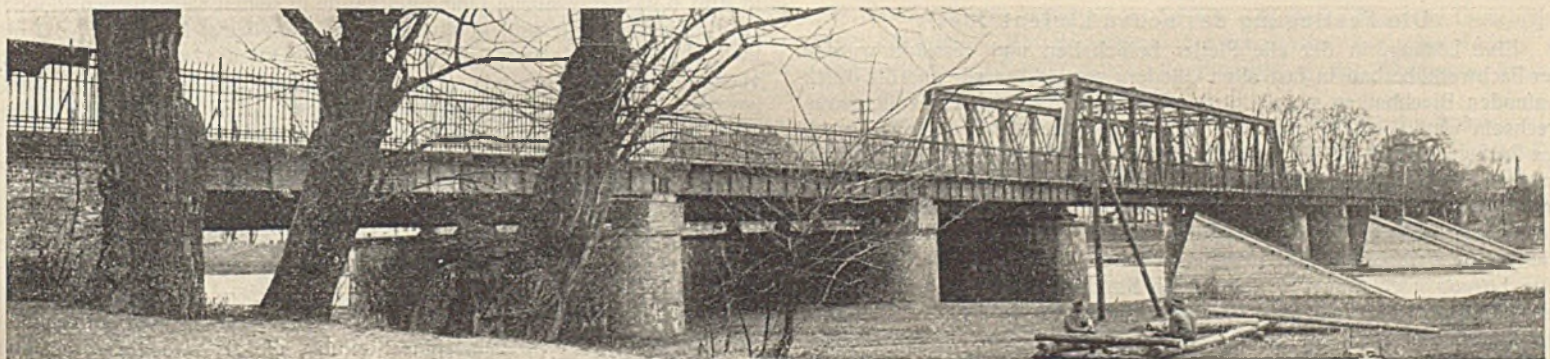


Abb. 3. Die Brücke mit Fußweg von 1904 ab.

etwa 14 m i. l. und Überbauten in Gestalt von leichten Sprengwerken. Der Obergurt bestand aus Holz, die Senkrechten und unteren Zugglieder waren aus Eisen (Abb. 1). 1866 ersetzte man die Sprengwerke durch Blechbalken von je 44,25 m Länge, von denen jeder über drei Öffnungen ging. Als die Schifffahrt in der Stromrinne eine größere Öffnung verlangte, beseitigte man 1897 und 98 zwei Mittelpfeiler und legte in der so entstandenen größeren Öffnung einen Fachwerküberbau von 44,25 m Stützweite ein. Im Jahre 1903 wurde dann noch ein Fußweg mit der Eisenbahnbrücke verbunden, der über den kleineren Öffnungen von besonderen

gehalten —, unter Einführung der Bremskraft eine Kantenpressung von 10 kg/cm² und eine Pfahlbelastung von 70 t. Ohne Berücksichtigung der Bremskraft waren die entsprechenden Werte 7 kg/cm² und 55 t. Wegen des schlechten baulichen Zustandes der Pfeiler erregten diese Werte Bedenken. Dazu kam, daß Blechbalken und Fachwerkträger nur der Brückensklasse K genügten, also überbeansprucht waren. Der Plan, aus dem ober-schlesischen Kohlenggebiet Großraumgüterzüge zur Versorgung der Charlottenburger Gasanstalten zu fahren, rückte mehr und mehr in den Vordergrund. Diese Züge wurden denn auch wirklich im Dezember 1926 ein-

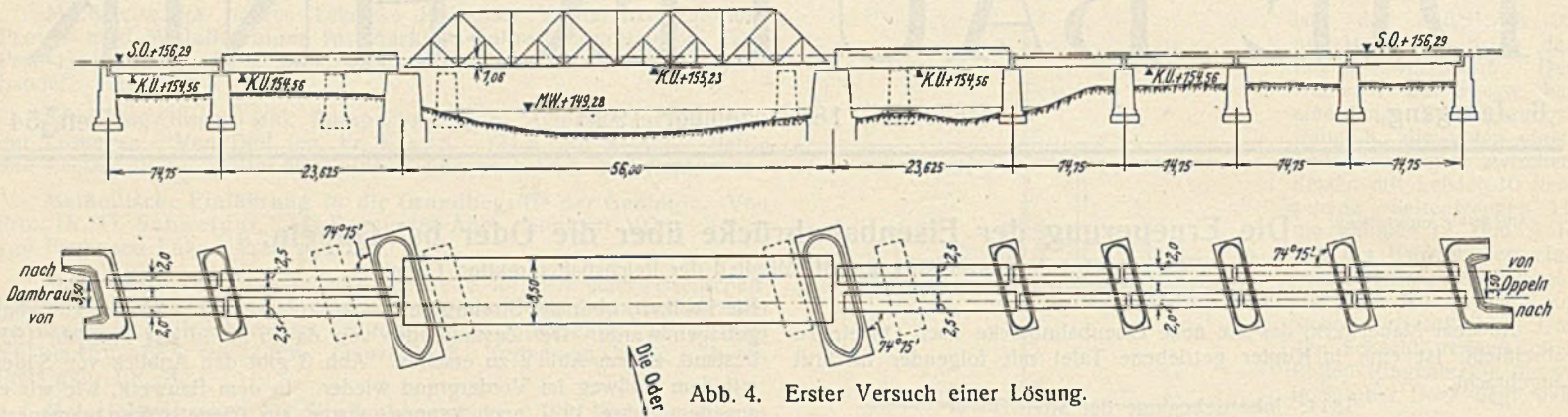


Abb. 4. Erster Versuch einer Lösung.

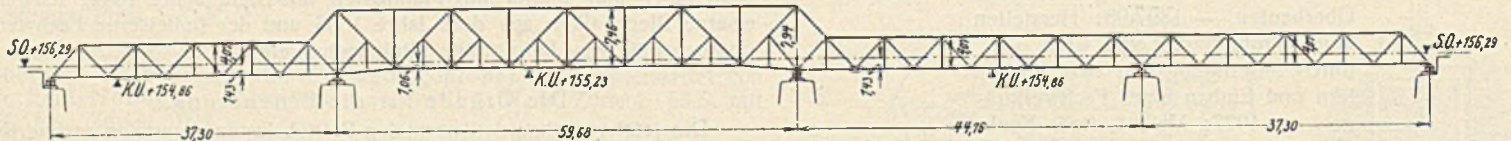


Abb. 5. Vorschlag von Beuchelt & Co.

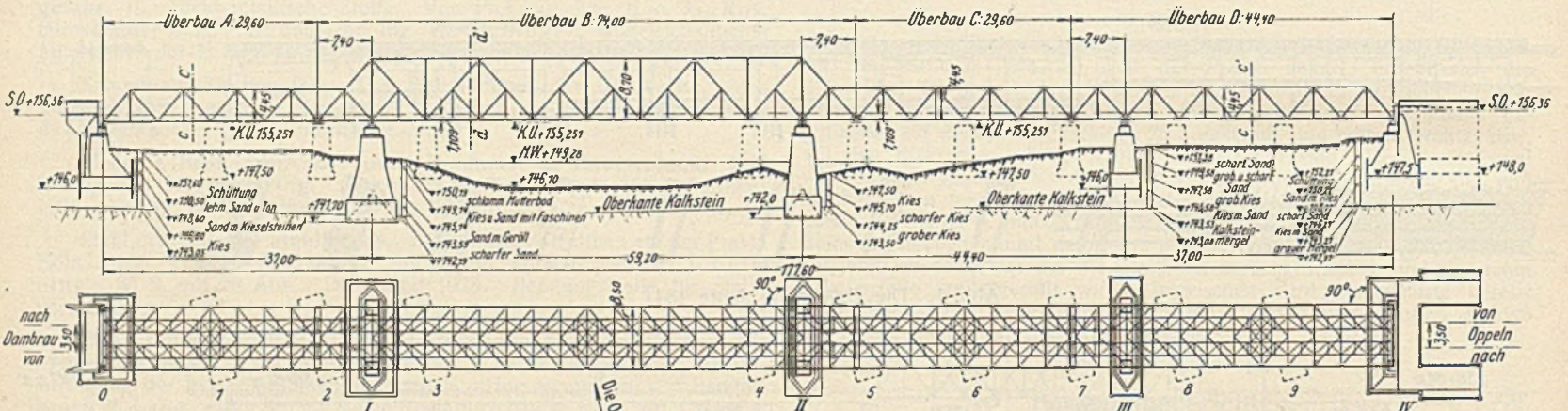
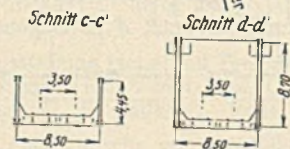


Abb. 6. Ausgeführte Lösung.



gelegt. Ihre Schwerlastfahrzeuge, die bei einem Eigengewicht von damals 22 t für einen größten Achsdruck von 20 t und 58 t Ladung eingerichtet waren, durften nur mit 48 t ausgelastet werden, um keinen höheren Achsdruck als 17,5 t zu erzeugen. So blieb denn nichts übrig, als die Brücke zu verstärken oder zu erneuern. Die Überlegungen, die in dieser Hinsicht angestellt wurden, sollen hier kurz umrissen werden.

Die Festlegung des neuen Linienbildes.

Eine Lösung, in der alle Pfeiler beibehalten und verstärkt wurden, der Fachwerküberbau in fast allen Gliedern verstärkt wurde und die durchlaufenden Blechbalken gegen kürzere von etwa 14,7 m Stützweite auszuwechseln waren, schied aus, weil die durchgreifende Verstärkung sowohl des Fachwerküberbaus als auch der Pfeiler im Betriebe nicht unbedenklich erschien, und vor allem weil es ohne eine Verbreiterung der Pfeiler über der Flußsohle bzw. dem Vorlande nicht abgegangen wäre, also der Hochwasserquerschnitt in unzulässiger Weise eingengt worden wäre. Die Kosten wären nicht viel hinter denen eines Neubaus zurückgeblieben. Eine Lösung nach Abb. 4 — zwei neue Strompfeiler, ein neuer 56 m weit gespannter zweigleisiger Fachwerküberbau, auf jeder Seite von ihm ein Trogblechbalken von 23,6 m Stützweite, die restlichen Öffnungen überbrückt vom Blechbalken mit Fahrbahn oben — wurde ebenfalls aufgegeben. Hierbei waren auch zwei Pfeiler, nämlich die, welche die Trogüberbauten zu stützen hatten, zu verstärken. Alles in allem wäre die Lösung kaum billiger geworden als ein durchgreifender Neubau nach Abb. 6, der auch in schönheitlicher Hinsicht mehr versprach und ausgeführt wurde. Dieser Entwurf zeigt statt der früheren neun Zwischenpfeiler nur noch drei, Widerlager am Ort der bisherigen in der Flucht der Deiche und einen Überbau mit den Umrissen eines einheitlichen gestuften Parallelträgers. Dieser Überbau wird durch Gelenke unterteilt. Über der Stromöffnung liegt ein trapezförmiger Träger von 59 m Stützweite und mit Kragarmen von je 7,4 m. Das Oppelner Widerlager und den Vorlandpfeiler verbindet ein Parallelträger von 37 m Stützweite mit nur einem und dem Strom zu-

gekehrten überhängenden Teil von 7,4 m. Zwischen diesem und dem Stromüberbau liegt ein Schwebeträger von 29,6 m Länge. Dieser wiederholt sich auf der Dambrauer Seite, und zwar zwischen dem Kragarm des Stromüberbaues und dem Landwiderlager. Das gestaltete die Berechnung des Stromüberbaues einfacher, als wenn die Schwebeträger verschiedene Länge gehabt hätten. Wohlthuend für das Auge ist, daß die Knicke im Obergurt des Hauptüberbaues über den Strompfeilern angeordnet sind, daß die Schrägstäbe sämtlicher Überbauten parallel zueinander sind und durchweg gleiche Felderteilung vorliegt. Die Unterkante der neuen Überbauten liegt auf derselben Ordinate wie die der alten. Während die alte Brücke einen Durchflußquerschnitt bei Hochwasser von 641,20 m² aufwies, brachte der neue Entwurf einen solchen von 682,29 m². Das in Abb. 6 wiedergegebene Linienbild wurde in seinen wesentlichen Punkten im Frühjahr 1926 festgelegt durch Reichsbahnoberrat Leopold, der damals das Brückendecernat der Reichsbahndirektion bis zum Herbst 1926 vertretungsweise verwaltete. Die Fa. Beuchelt & Co. in Grünberg machte zur selben Zeit einen Vorschlag nach Abb. 5, der nahezu die gleiche Pfeilerstellung und ein ähnliches Linienbild der Überbauten brachte, jedoch so, daß die Unterkante der seitlichen Überbauten tiefer heruntergezogen wurde. Eine gewisse Unruhe, die durch die geknickte Führung des Untergurtes hervorgerufen wird, sprach gegen diesen Entwurf. Für die Wahl des Standortes der neuen Pfeiler war die Absicht leitend gewesen, die alte Brücke während des Neubaus wenigstens eingleisig im Betriebe zu belassen. Dies hoffte man zu ermöglichen, wenn die neuen Pfeiler zwischen den alten errichtet wurden. Für die beiden Strompfeiler ergab sich dabei eine Stellung, die als zwanglos bezeichnet werden kann. Nicht so für den Vorlandpfeiler. Dieser bekam eine solche Lage, daß der Kragarm des letzten, Oppeln zugekehrten Überbaus verhältnismäßig lang wurde und das Landwiderlager negative Auflagerdrücke anzunehmen hat. Dem konnte jedoch baulich durch eine zweckdienliche Verankerung unschwer begegnet werden.

Grundlegendes für die Sonderentwürfe der Über- und Unterbauten.

Anfang Dezember 1926 betraute die Reichsbahndirektion Oppeln Beuchelt & Co., Abteilung Brückenbau in Grünberg, mit der Aufstellung der Sonderentwürfe für die eisernen Überbauten und dieselbe Firma, Abteilung Tiefbau, in Berlin mit der Anfertigung der Einzelentwürfe für

die Pfeiler und Widerlager. Im Verlauf des Januar 1927 wurden die Einzelheiten schärfer umrissen. Für die eisernen Überbauten wurde Lastenzug N und St Si vorgeschrieben. Sie sollten die gleiche Unterkante wie die alten, nämlich Ord. + 155,25 erhalten. Die Möglichkeit, die Fahrbahn bei Bedarf durch Straßenkraftwagen zweispurig benutzen zu können, war vorzusehen. Eine Fußwegauskragung für den öffentlichen Verkehr brauchte nicht vorgesehen zu werden, weil die Stadt sich entschied, die Belange der Einwohner durch Erbauung einer selbständigen Fußgängerbrücke über die Oder an anderer Stelle wahrzunehmen. Die Bohrungen, deren Ergebnisse in Abb. 6 eingetragen sind, förderten etwa unter Ord. + 143,0 Kalkstein zutage. Die Preußische Geologische Landesanstalt bezeichnete ihn als anstehendes Gebirge, und zwar als Pläner-Kalkstein, der für sich allein hier eine Mächtigkeit von 30 bis 35 m hat. In seinem ursprünglichen Bett, d. h. unter der verhältnismäßig hohen Überlagerung, hat er eine ziemliche Festigkeit. An die Luft gebracht wird er seifig. Über dem Plänerkalk fand sich scharfer Sand oder Kies und ganz oben Overschlick. Am Ort des künftigen Pfeilers I wurde guter Baugrund bei + 143,59, also 2,50 m unter der Stromsohle, angetroffen. Vor 30 Jahren ging der Stromstrich der Oder noch über diese Stelle. Wenn sie damals auch durch umfangreiche Steinwürfe und Faschinenpackungen mehr nach Osten gezwängt wurde, so wird sie bei Hochwasser auch jetzt noch nach wie vor das Bestreben haben, dort, wo Pfeiler I hinkommen soll, Kolke zu bilden. Zu seinem Schutze schien es nötig, ihn mindestens 4 m tief zu gründen, also bis auf den Kalkstein hinab bzw. in ihn hinein zu führen. Aus ähnlichen Überlegungen wurde es auch für nötig erachtet, die untere Endigung des Pfeilers II, der nahezu in der Mitte des Stromes steht, mindestens 4 m zu überdecken, also etwa 1 m in den Kalkstein hineinzustecken. Somit war für beide Strompfeiler Druckluftgründung gegeben. Pfeiler III im Vorflutgelände schien auch nur dann ausreichend geschützt, wenn er wenigstens 4 m überdeckt war und seine Unterkante etwa in Höhe der Stromsohle, also der Ord. + 146,0 angelegt wurde. Zwischen ihr und dem Kalkstein war dann immer noch eine Kiesschicht von 3 m Mächtigkeit vorhanden. Pfeiler III konnte also zwischen Spundwänden gegründet werden, Pfähle waren nicht nötig. Das alte östliche Widerlager stand nach Auskunft der Zeichnung von 1844 mit seiner Sohle etwa auf + 147,50. Obwohl zwischen ihr und dem Kalkstein Kies anstand, waren doch Pfähle und Schwellrost vorhanden. Für das neue Ostwiderlager, das annähernd genau an der Stelle des alten östlichen zu errichten war, wurde auch eine Gründungstiefe + 147,50, und zwar ohne Pfähle, ins Auge gefaßt. Nur wenn sich bei der Ausschachtung Schwierigkeiten ergäben, sollte bis auf + 146,50 heruntergegangen werden können. Auch in diesem Falle war zwischen der Sohle des Widerlagers und dem Kalkstein eine 3 m starke Kiesschicht vorhanden. Eine noch tiefere Gründung schien nicht vertretbar, weil der Strom bei Hochwasser durchaus nach Westen drängt und das Ostwiderlager außerdem rd. 85 m vom Stromstrich entfernt liegt. Auch das Westwiderlager war am Orte des entsprechenden alten zu errichten. Da dieses nur etwa 40 m vom westlichen Ufer entfernt liegt, so wurde seine Sohle, um etwaigen Einbrüchen der Oder bei Hochwasser Rechnung zu tragen, von vornherein auf + 146,0 vorgesehen. Über dem Kalkstein war auch hier noch eine hinreichend mächtige Kiesschicht vorhanden. Neue Pfähle waren nicht nötig. Bei den Widerlagern und dem Vorlandpfeiler III war die Gründung zwischen Spundwänden in offener Baugrube gegeben. Bestandteile, die Beton zerstören, wurden weder im Wasser der Oder noch in dem des Untergrundes gefunden.

Eine Beanspruchung des Kalksteins durch 7 bis 8 kg/cm² war noch zu vertreten. Da nun die Strompfeiler wechselnde Belastung erfahren — Pfeiler I ist Bremspfeiler —, schien es wichtig, dafür zu sorgen, daß in keinem Belastungsfall auf der einen Seite der Sohlenfuge Zugbeanspruchungen auftreten, um jede Möglichkeit auch der kleinsten Bewegung auszuschalten. Dabei konnten sich dann, wie später an den Spannungsbildern gezeigt wird, nur Beanspruchungen von ≤ 4 kg/cm² ergeben. Bei allen übrigen Baukörpern, die auf Kies oder Kiessand stehen, wurde eine Beanspruchung des Baugrundes mit etwa 5 kg/cm² für zulässig erachtet. Die wechselnden Belastungen, die Pfeiler III erfährt, ließen es ratsam erscheinen, auch in seiner Sohlenfuge an keiner Kante Zug auftreten zu lassen, so daß unter ihm mit keiner größeren Druckbeanspruchung als 3 kg/cm² zu rechnen war. Bei den Widerlagern bestanden keine Bedenken, die Mittelkraft um ein Geringes aus dem Kern herausfallen zu lassen, sofern es wirtschaftlich schwer zu erkaufen war, sie durchweg durch ihn zu führen. Hier war es berechtigt, nach dem Damm zu auf geringe Länge der Sohlenfuge einen spannungslosen Zustand zuzulassen, weil der ruhende Erddruck jegliche Bewegung des Widerlagers unterbinden wird. Eine größere Beanspruchung als 3 kg/cm² war unter diesen Gesichtspunkten auch hier in den üblichen Spannungsschaubildern kaum zu erwarten.

Die alten Pfeiler und Widerlager bildeten mit der Bahnachse einen Winkel von 74° 15'. Der Chef der Oderstrombauverwaltung hatte keine Bedenken, für die neuen Unterbauten eine Stellung senkrecht zu den Überbauten zuzulassen. Pfeiler und Widerlager konnten infolgedessen

geringere Abmessungen erhalten. Die dadurch erzielte Ersparnis kann auf etwa 57 000 R.-M. beziffert werden.

Die Wahl des Bauvorgangs.

Auflagen des Chefs der Oderstrombauverwaltung.

Bei der weiteren Bearbeitung des Bauvorgangs traten bei der Reichsbahndirektion doch erhebliche Bedenken auf, ob es überhaupt möglich sein möchte, die neuen Pfeiler zwischen den bestehenden auszuführen, während der Betrieb noch über die bisherige Brücke ging. Die alten Pfeiler standen auf Pfählen, deren Länge man nicht kannte. Wer bürgte dafür, daß durch das Absenken der Senkkasten der Pfeiler I und II nicht der Boden zwischen den Pfählen der an sie grenzenden alten Pfeiler gelockert wurde und daß so eine Betriebsgefahr heraufbeschoren wurde? Die Blechbalken über den nicht unbedeutenden Baugruben am Ort der alten Widerlager einwandfrei abzustützen, sah man auch keinen gangbaren Weg. Die vorhandene Brücke hatte, wie schon erwähnt, beim HHW, das auf + 153,55 liegt, einen Durchflußquerschnitt von 641,20 m². Der Chef der Oderstrombauverwaltung konnte nicht zulassen, daß dieser Querschnitt durch Einbauten während des Baues auf weniger als 614 m² herabgemindert wurde, weil sonst die Deiche überflutet werden konnten, wodurch Oppeln gefährdet war. Welche Hochwasserabflußquerschnitte wären nun vorhanden gewesen, wenn die neuen Unterbauten unter den im Betriebe befindlichen Überbauten errichtet worden wären? In dem Augenblick, wo der Senkkasten des Pfeilers II absenkbar gewesen wäre, 575 m². Nach Vollendung des Pfeilers II und mit dem Beginn des Ablassens des Senkkastens für Pfeiler I 573 m² und schließlich nach Fertigstellung sämtlicher neuen Pfeiler — die alten standen ja auch noch unversehrt — 583 m². Eine Einbuße von 614 — 573, d. h. von 41 m² war nicht tragbar. Sie wäre in Wirklichkeit noch größer geworden, weil ja noch weitere Einengungen durch Baugerüste unausbleiblich gewesen wären.

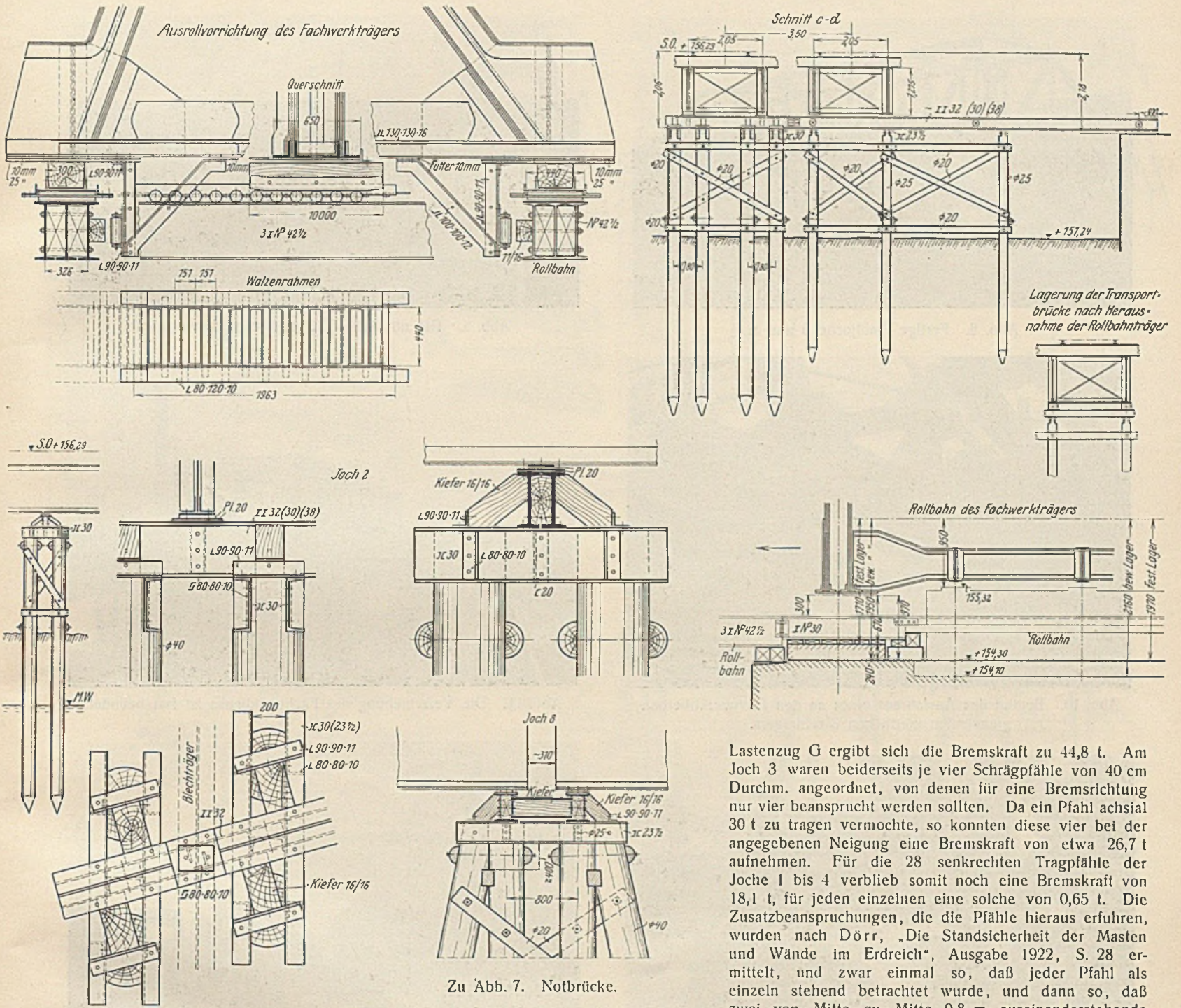
Da es die Linienführung der Hauptgleise verlangte, die neue Brücke genau in der Achse der alten zu errichten, blieb nur der Ausweg übrig, den Betrieb während der Bauausführung über eine Notbrücke zu leiten. Dann war es möglich, die alten Pfeiler so weit zu beseitigen, daß der geforderte geringste Hochwasserabflußquerschnitt von 614 m² eingehalten wurde. Man hätte nun den Pfeiler III (Abb. 6) mehr nach Richtung Dambrau zu anordnen können, weil es jetzt möglich war, vor Einleitung seiner Ausführung den alten Pfeiler 7 abzutragen. Es wurde jedoch davon abgesehen, weil der Entwurf der eisernen Überbauten schon zu weit gediehen war und ein besonderer Nachteil in dem Vorhandensein eines negativen Auflagerdrucks nicht erblickt werden konnte. Die gewählte Pfeilerstellung gab immerhin eine gewisse Freiheit für die Reihenfolge der Arbeiten. Der mit der Abänderung des Entwurfs verbundene Zeitverlust wäre nicht mehr einzuholen gewesen, wenn man die Absicht, die Brücke 1927 zu bauen, nicht aufgeben wollte. Der Chef der Oderstrombauverwaltung erteilte nämlich die Genehmigung zum Beginn des Baues nur unter der Voraussetzung, daß alle nicht endgültigen Einbauten bis zum 15. Dezember aus dem Strombett entfernt sein mußten. Solange die Joche der Notbrücke die Öffnungen zwischen den Pfeilern und Widerlagern einengten, drohte die Gefahr, daß bei Tauwetter und gleichzeitigem Hochwasser die Eisschollen aus dem oberen Lauf des Stromes die engen Öffnungen versetzten und Oppeln überschwemmt wurde. Die Notbrücke war stromabwärts zu errichten, weil ihre Joche dort immerhin im Schutze einiger während der Bauausführung beizubehaltender alten Pfeiler lagen, die den Stoß etwa auffahrender Schiffe abhielten. Derselbe Gesichtspunkt war hinsichtlich des Anprallens der Eisschollen maßgebend, falls etwa unvorhergesehene Hindernisse die Beseitigung der Einbauten über den 15. Dezember hinaus verzögerten.

Weitere einschneidende Auflagen, die der Reichsbahndirektion für die Zeit der Bauausführungen gemacht wurden, waren diese: Die Schiffahrtöffnung darf nicht kleiner als 30 m sein. Bei einem Wasserstand + 150,10 NN muß bugsirt werden, weil die große, durch den verengten Durchflußquerschnitt hervorgerufene Strömung die Schiffe gefährdet. Um den Rückstau, der unter Umständen zu einer Überflutung der Deiche führen kann, bei Gefahr zu verfolgen, sind drei Hochwasserpegel in Nähe der Baustelle zu setzen, und zwar je einer 300 m und 50 m stromaufwärts und einer 50 m stromabwärts. Die Strompfeiler 3 und 4 sind gänzlich, d. h. mit Einschluß des Pfahlrostes, zu beseitigen, um für die Schiffe genügend Ankergrund zu schaffen. Die Pfeiler 5 und 6 sind bis auf den Pfahlrost abzutragen.

Die Notbrücke (Abb. 7) und das Umlegen des Betriebes.

Der Bau wurde damit eingeleitet, daß an jedem Ende der Brücke ein Behelfsdamm geschüttet wurde, um die Gleise an die Notbrücke heranzuführen. Dazu waren insgesamt 7000 m³ Boden nötig. Das Rammen der Pfähle der Notbrücke setzte ein am 29. März 1927. Sie soll nunmehr eingehend beschrieben werden.

Die Unterbauten bestanden aus Pfahljochen in Richtung der alten Pfeiler und Widerlager, ihre Überbauten waren die der alten Eisenbahn-



Zu Abb. 7. Notbrücke.

brücke, die auf die Pfahljoche hinübergerollt wurden. Stromabwärts trug der Fachwerküberbau zusammen mit der einen Flucht von Blechbalken das Betriebsgleis der Hauptbahn, stromaufwärts mit der anderen Flucht der Blechbalken das schmalspurige Gleis zum Heranschaffen der Baustoffe. Die Achse des Hauptbahngleises war von der Achse der alten Eisenbahnbrücke 16 m entfernt. Die Pfähle unter dem Fachwerküberbau und dem Blechbalkenzug des Hauptbahnbetriebsgleises hatten 40 bis 45 cm Durchm., die unter den Blechbalken für das schmalspurige Zufuhrgleis 25 cm Durchm. Bei Pfählen von 40 bis 45 cm Durchm. wurde im Entwurf eine Rammtiefe von 5 m angesetzt. Dabei errechnete sich aus Mantelreibung und Spitzenwiderstand die Tragfähigkeit zu 30 bzw. 37 t. Bei den Pfählen von 25 cm Durchm. sah der Entwurf eine Rammtiefe von 3,5 m vor, um eine Tragfähigkeit von 13 t zu erzielen. Wir haben eine wirkliche Eindringungstiefe zwischen 3 und 7 m gehabt.

Bei der Beanspruchung, die die Überbauten des Hauptbahnbetriebsgleises den Jochen mitteilen, wurde mit einer Stoßziffer gerechnet, die dem arithmetischen Mittel aus der Stoßziffer bei ruhender Last, also 1, und der bei bewegter Last entspricht, und mit einer Bremskraft in Höhe von $\frac{1}{7}$ aller auf den Überbauten befindlichen Lasten. Ein Teil der Bremskräfte wurde in Schrägpfähle geleitet, die in der Neigung 4,5:1 standen, und zwar so, daß die Schrägpfähle neben den einzelnen Jochen nur für eine Fahrtrichtung in Wirksamkeit treten sollten. Der überschüssige Rest der Bremskraft wurde auf die senkrechten Tragpfähle als Zusatzbeanspruchung geworfen. Der Gang der Berechnung sei für den 44,25 m langen durchlaufenden Überbau der Joche 1 bis 4 kurz erläutert: Für den

Lastenzug G ergibt sich die Bremskraft zu 44,8 t. Am Joch 3 waren beiderseits je vier Schrägpfähle von 40 cm Durchm. angeordnet, von denen für eine Bremsrichtung nur vier beansprucht werden sollten. Da ein Pfahl achsial 30 t zu tragen vermochte, so konnten diese vier bei der angegebenen Neigung eine Bremskraft von etwa 26,7 t aufnehmen. Für die 28 senkrechten Tragpfähle der Joche 1 bis 4 verblieb somit noch eine Bremskraft von 18,1 t, für jeden einzelnen eine solche von 0,65 t. Die Zusatzbeanspruchungen, die die Pfähle hieraus erfuhren, wurden nach Dörr, „Die Standsicherheit der Masten und Wände im Erdreich“, Ausgabe 1922, S. 28 ermittelt, und zwar einmal so, daß jeder Pfahl als einzeln stehend betrachtet wurde, und dann so, daß zwei von Mitte zu Mitte 0,8 m auseinanderstehende Pfähle infolge der Verzangung als Ganzes wirkten.

In den Jochen 4 und 5, wo der Stromüberbau und die Flutbrücken zusammenstoßen, waren die Pfähle für den ersteren und die letzteren sorgfältig voneinander geschieden. In „Joch 5: Grundriß“ sind die senkrechten Tragpfähle des Stromüberbaues mit schraffiertem Querschnitt, die für die Blechbalken durch leere Kreise dargestellt. Das gesamte Eigengewicht des zweigleisigen Fachwerküberbaues einschl. Schienen, Schwellen und Belag betrug 280 t. Mit Rücksicht auf die einseitige Lage des Betriebsgleises kamen auf das stromabwärts gerichtete Lager 230 t, auf das stromaufwärts gerichtete 135 t. Dementsprechend waren unter einem Lager neun Pfähle, unter dem anderen sechs Pfähle vorgesehen. Schnitt A und Schnitt a—b unter „Joch 5“ zeigen die Einzelheiten der Auflagerung des Stromüberbaues in einem Schnitt, der gleichlaufend zur Gleisachse und einem, der in Richtung des Pfahljoches geführt ist. Die Pfahlköpfe wurden von Zangen aus C-Eisen gefaßt. Diese trugen zwei Träger aus gekuppelten C-Eisen und über diesen I-Träger, auf denen schließlich die Rollbahn aus drei miteinander verbolzten I-Trägern ruhte. Sämtliche Träger waren so zueinander gelagert, daß jeder Pfahl die gleiche Belastung erfuhr. Die Rollbahn war am anderen Ende auf dem alten Steinpfeiler gelagert. Nachdem der Stromüberbau am Ort seiner Bestimmung angekommen war, hob man ihn mittels Wasserpressen an, verbreiterte die Lagerfläche auf der Rollbahn, indem auf jeder Seite noch ein I 42 1/2 hinzugefügt wurde, und ersetzte die Walzen sowie den darüberliegenden Holzbalken durch einen Lagerkörper, der aus vier C 23 1/2, zwischenliegenden Eichenklötzen und einer Platte darüber gebildet wurde. „Joch 5:



Abb. 8. Fertige Pfehljoche 6 und 5.

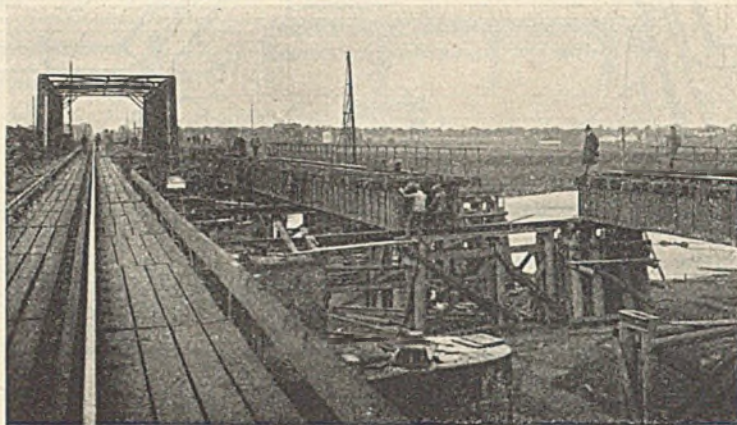


Abb. 9. Die nördlichen Blechträger in Bewegung.



Abb. 10. Beginn des Ausfahrens eines an den Fachwerküberbau grenzenden nördlichen Blechträgers.



Abb. 11. Die Verschiebung des Fachwerkbaues ist fast beendet.

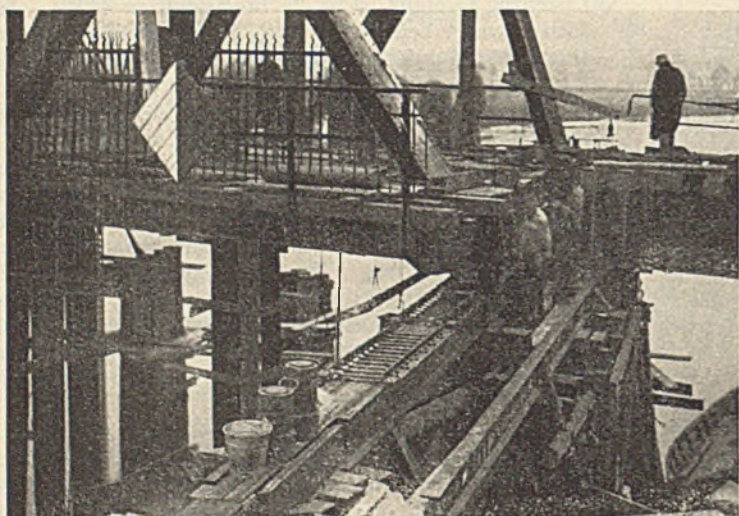


Abb. 12. Die Rollbahn von Fachwerk- und Blechträger nach beendeter Verschiebung.



Abb. 14. Drei Rammen arbeiten gleichzeitig.

Einzelheiten* gibt das Bild der endgültigen Lagerung in Ansicht und Grundriß wieder. Schnitt B und C zeigt die Auflagerung eines Blechbalkenträgers: zwei senkrechte Pfähle, die durch Zangen aus C-Eisen am Kopf miteinander verbunden sind, darüber zwei I 38 als Rollbahnträger, seitlich durch Holzknaggen und L-Eisen auf die letzteren abgestützt, als endgültige Auflagerung. Links sieht man in diesen Abbildungen die Lagerung eines Längsträgers des Fachwerküberbaus. Ihm fehlten die Endquerträger. Aus den Schnitten C und a—b ersieht man, daß es nötig war, die Rollbahn etwa auf die Entfernung der einander zugekehrten Hauptträger der beiden Blechbalken durch einen Unterzug aus drei I 38 zu stützen.

Alle Auflagerpunkte der Blechbalken des Betriebsgleises außerhalb der Joche 4 und 5 waren durch je vier senkrechte Pfähle gestützt. Die Abb. 7

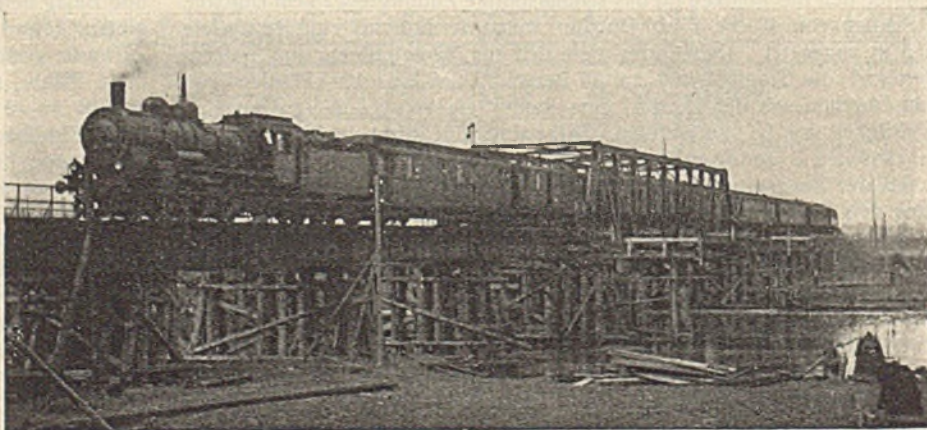


Abb. 13. Die Notbrücke in Betrieb.

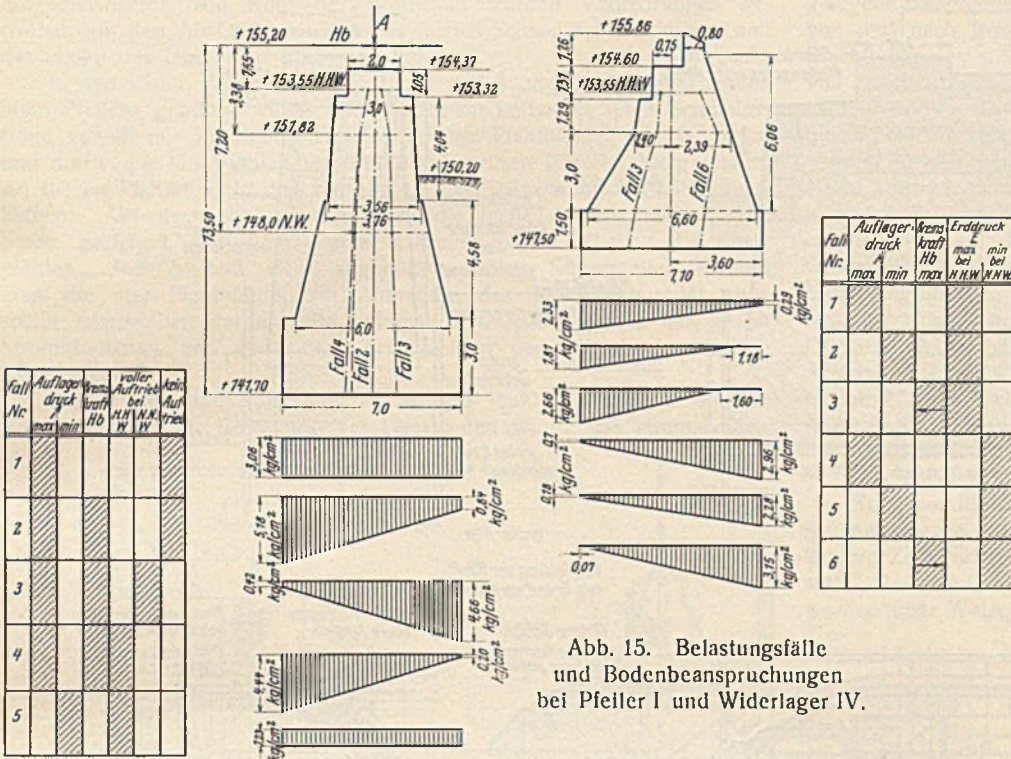


Abb. 15. Belastungsfälle und Bodenbeanspruchungen bei Pfeiler I und Widerlager IV.

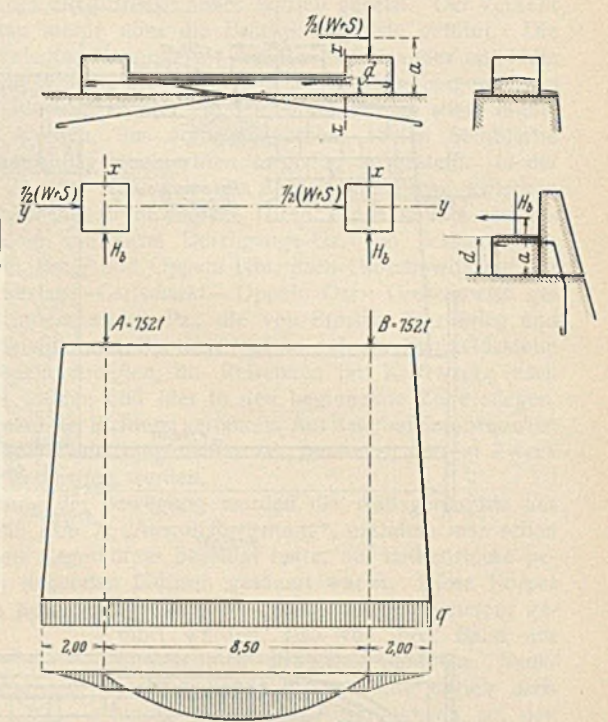


Abb. 16. Berechnungsgrundlagen für die Eisenbetonbänke auf Widerlagern und Pfeilern.

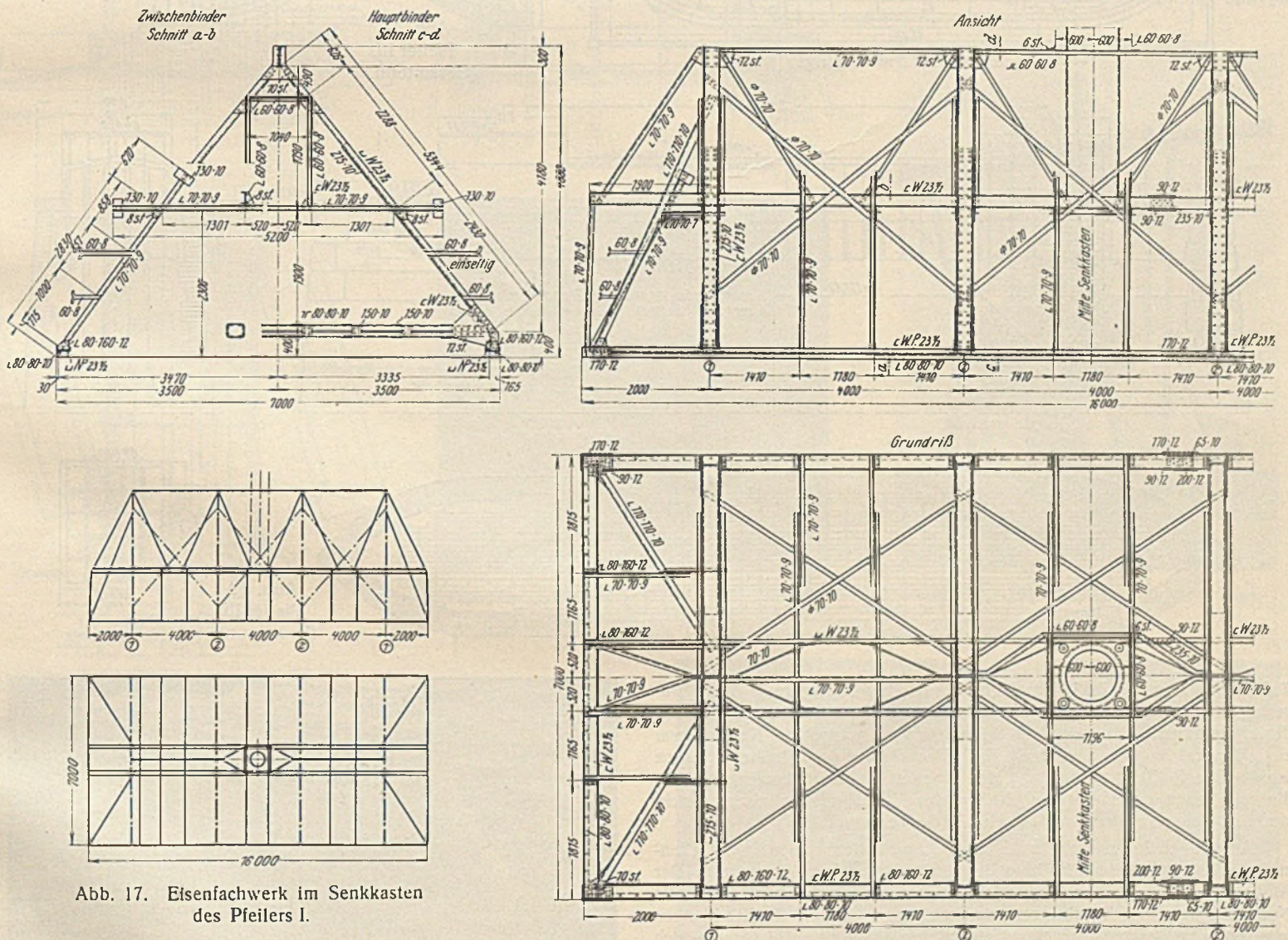


Abb. 17. Eisenfachwerk im Senkkasten des Pfeilers I.

gibt über Einzelheiten bei Joch 2 und 8 Aufschluß. Die Pfählköpfe wurden auch hier durch Zangen aus C-Eisen gefaßt. Auf ihnen lag der Unterzug aus zwei I-Eisen. Ihr Zwischenraum war dort, wo sie sich auf die C-Eisen legten, durch Holzstücke ausgefüllt. Sie waren durch Holzknaggen gegen L-Eisen abgestützt, die auf die C-Eisen geschraubt waren. Die Stege der Walzprofile waren dort, wo die Einzel-

kräfte angreifen, sorgfältig ausgesteift. Die schrägen Pfähle waren mit den senkrechten außer durch Bolzen noch durch Dübel verbunden. Die Auflagerung der beiden hintereinanderfolgenden Blechbalken auf Joch 8 weicht nur insofern von der bei Joch 2 ab, als statt eines Unterzuges zwei durch Holzklötze gegeneinander abgesteifte vorgesehen waren. Aus Schnitt c — d ist die Unterstützung der Überbauten zu erkennen, die das schmalspurige

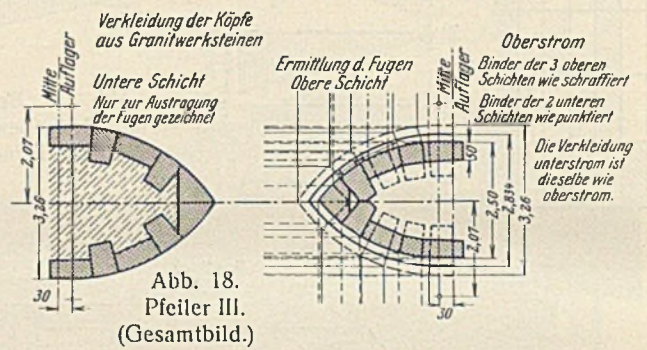
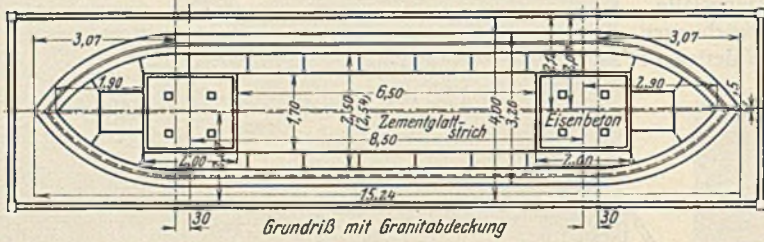
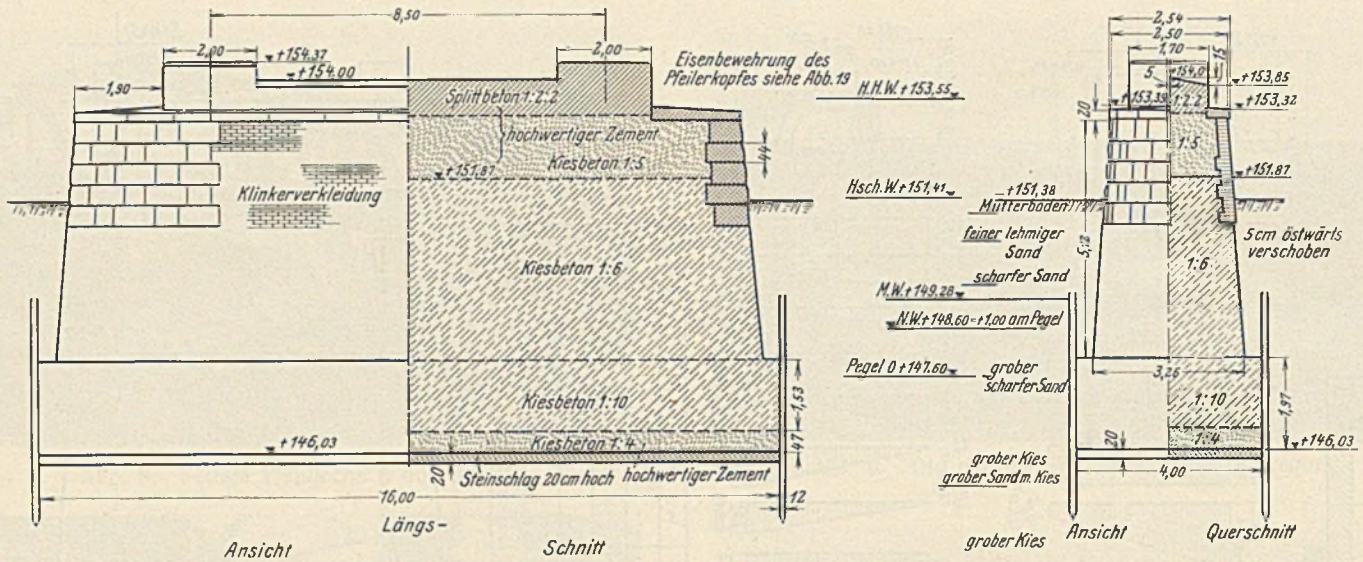


Abb. 18. Pfeiler III. (Gesamtbild.)

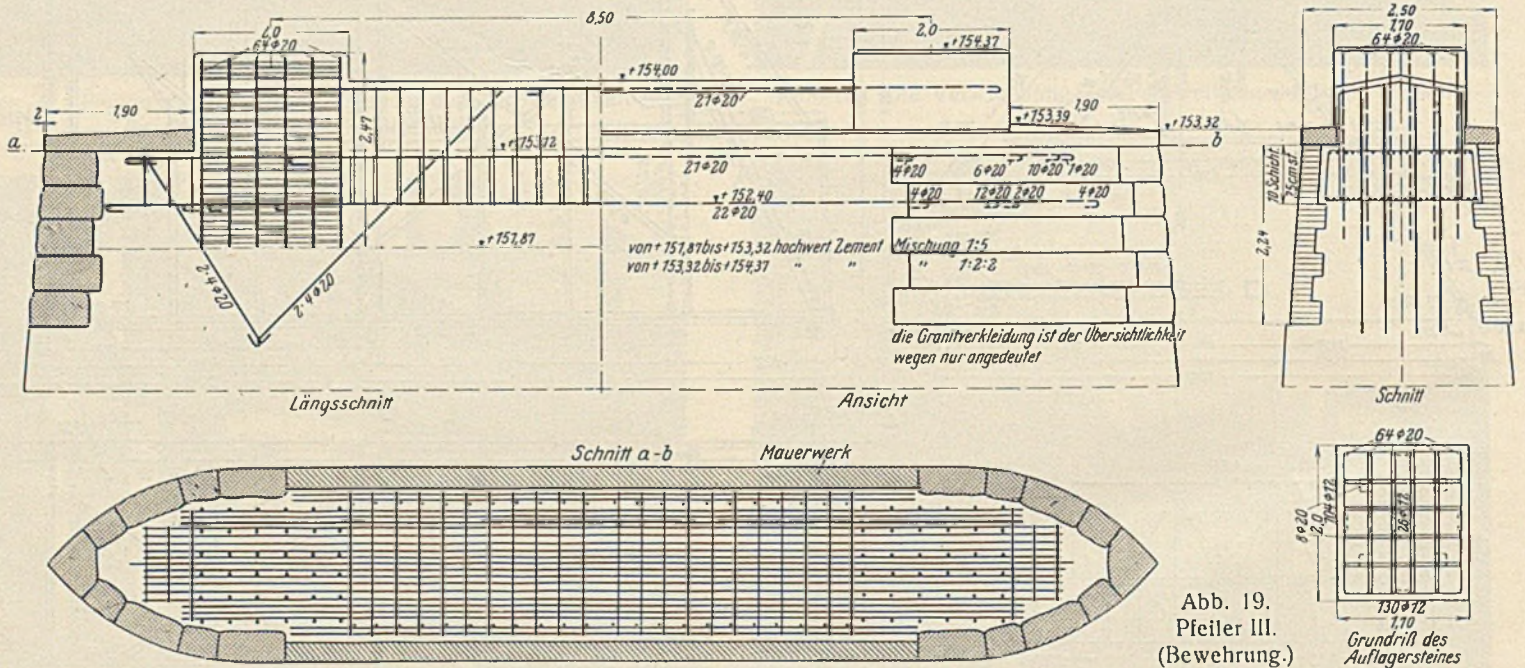


Abb. 19. Pfeiler III. (Bewehrung.)

Zufuhrgleis tragen. In jedem Joch standen zur Auflagerung dieser nur gering belasteten Blechbalken zwei Pfähle von 25 cm Durchm. in Richtung der Hauptträger. Die von dem Schmalspurgleis ausgeübte Nutzlast war zu 300 kg/m² angesetzt worden. Nach Beendigung des Hinüberschiebens wurden die Rollbahnträger unter den Überbauten des Schmalspurgleises, die mit denen unter den Blechbalken des Betriebsgleises nur verlascht waren, herausgenommen und durch Holzbalken ersetzt.

An einigen Jochen wurden dann noch zur Aufnahme größerer Seitenstöße Schrägpfähle in Richtung der Pfeilerlängsachsen gerammt. Der Abschluß des westlichen und des östlichen Behelfsdammes gegen die Notbrücke war unabhängig von den Pfählen, auf denen die Blechbalken lagerten. Er bestand aus einer besonderen Pfahlreihe, hinter die sich Eisenbahnschwellen stemmten und die durch Anker mit besonders gesicherten Schrägpfählen verbunden waren. Dadurch, daß vor den Schrägpfählen eine Wand aus alten Bahnschwellen errichtet war und daß sich zwischen die Schrägpfähle und die senkrechten Pfähle der Bohlwand wagrecht liegende Balken stemmten, auf denen wiederum ein wagerechter Boden aus Bahnschwellen in gewisser Breite lag, wurde ein bedeutender Erdkörper gefaßt, der einem Nachgeben der Bohlwand

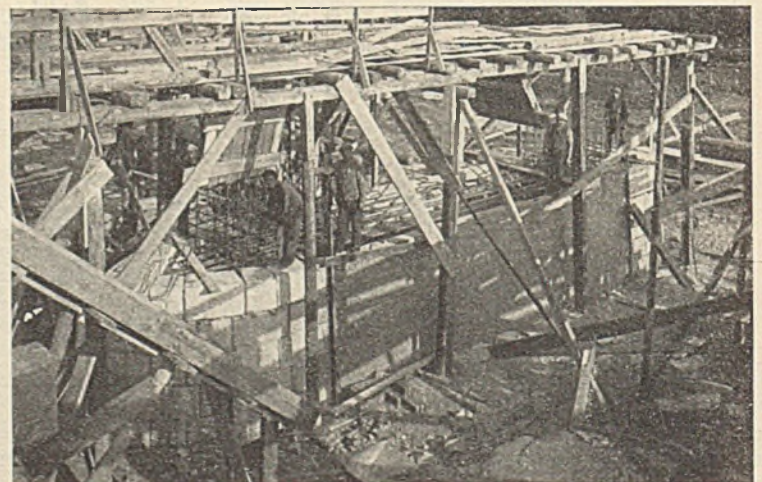


Abb. 20. Pfeiler III kurz vor seiner Vollendung.

entgegenwirkte. Am Kopf der Bohlwand wurden Vorkehrungen getroffen, um den Abstand zwischen der letzten Schwelle des Dammes und der ersten des Überbaues gering zu halten.

In den Raum, der von den Jochen 4 und 5 und den entsprechenden alten Pfeilern gebildet wurde, sicherten zwei Leitwerke eine Schiffahrtrinne von 30 m. Zu dem Zweck waren drei Pfahlbündel von je sieben und drei von je fünf Pfählen hergestellt und mehrere Einzelpfähle gerammt. An diesen Pfahlbündeln und einzelnen Pfählen bewegten sich Schwimmbalken. Auf diese Weise waren auch die Joche der Notbrücke gegen Stöße gesichert. In dem Raum zwischen den östlichen Leitwerkpfählen, Joch 5 und dem zugehörigen alten Strompfeiler erkennt man die vier Pfahlbündel zur Aufnahme des Rüstträgers, der, wie später beschrieben werden wird, einmal dem Zusammenbau des neuen Stromüberbaues und dann dem Zerschneiden des alten Fachwerküberbaues diente.

Abb. 8 gibt eine Aufnahme der fertigen Pfahljoche 6 und 5 wieder. Vor Einleitung der Bewegung der Überbauten wurde das stromabwärts

gelegene Hauptgleis der alten Brücke außer Betrieb gesetzt. Der Verkehr von und nach Breslau wurde über die Brücke eingleisig geführt. Die Blechträger des stillgelegten Hauptgleises wurden nacheinander mit Hilfe von Flasenzügen und Winden, die im Vorland standen, hinüberschoben (Abb. 9 u. 10). Der Blechträger, der an den Stromüberbau stieß, mußte um 60 cm verkürzt werden, um vorbeizukommen. Seine Stehbleche wurden in den neuen Auflagersenkrechten sorgfältig ausgesteift. In der Nacht vom 21. zum 22. Mai 1927 galt es, den Stromüberbau zwischen 23 und 7 Uhr auf die Joche zu bewegen. Diese Pause konnte nur geschaffen werden, indem zahlreiche Durchgangs-Gz. von Breslau nach Groschowitz statt über Brieg und Oppeln Hbf. nach Groschowitz auf der Entlastungsstrecke Breslau—Carlsmarkt—Oppeln Ost—Groschowitz gefahren wurden, und indem einige Pz., die von Breslau über Brieg und Oppeln Hbf. nach Gleiwitz und Beuthen laufen, auf der Zugmeldestelle Szczepanowitz vor Oppeln endigten, die Reisenden mit Kraftwagen nach Oppeln Hbf. gebracht wurden und hier in neu beginnende Züge stiegen. Ähnlich wurde in umgekehrter Richtung verfahren. Auf Bahnhof Szczepanowitz, der lediglich für Güterverkehr eingerichtet ist, mußte zu diesem Zweck ein Behelfsbahnsteig geschaffen werden.

Kurz vor Einleitung der Bewegung wurden die Auflagerpunkte des Stromüberbaues gemäß Abb. 7, „Ausrollvorrichtung“, nachdem man schon längere Zeit vorher die Lagerkörper beseitigt hatte, auf Balkenstücke gesetzt, die unten von liegenden C-Eisen gesäumt waren. Diese Körper wurden über Walzen bewegt, die durch die Sprossen eines Rahmens geführt wurden, also von ihrer Bahn nur unwesentlich abweichen konnten. Senkrecht stehende Walzen, die mittels nach unten gerichteter Auskragungen an den Hauptträgeruntergurten angebracht waren, sorgten dafür, daß der Überbau sich in der vorgeschriebenen Richtung bewegte.

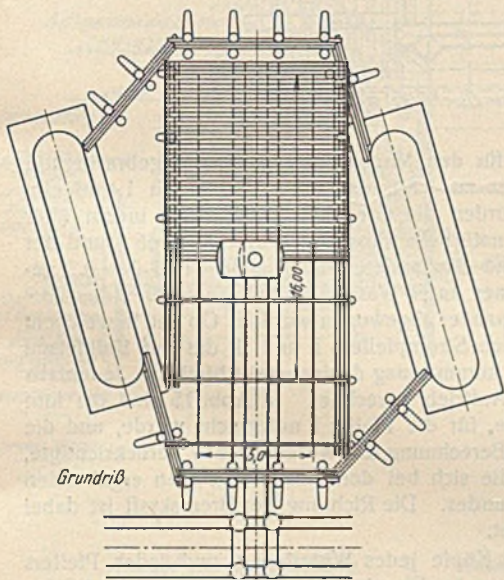
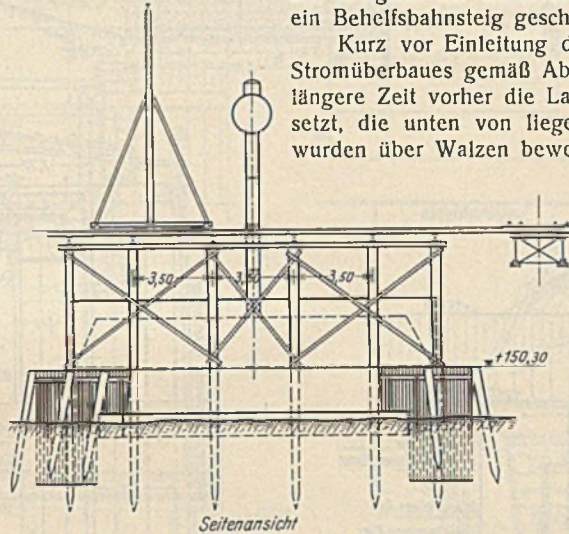
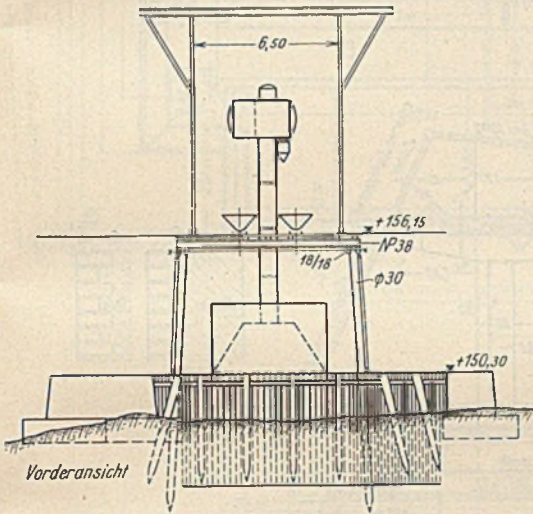


Abb. 21. Insel für Pfeiler II mit Schüttgerüst.

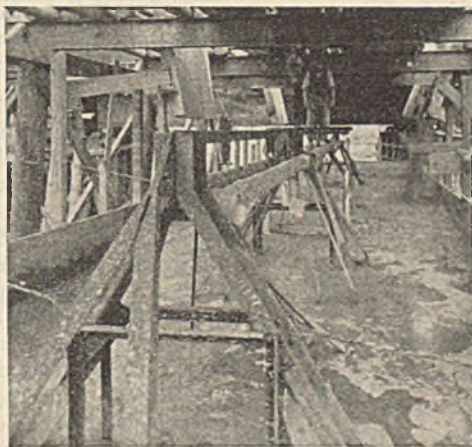


Abb. 24. Unter der Plattform des Schüttgerüsts für Pfeiler II.

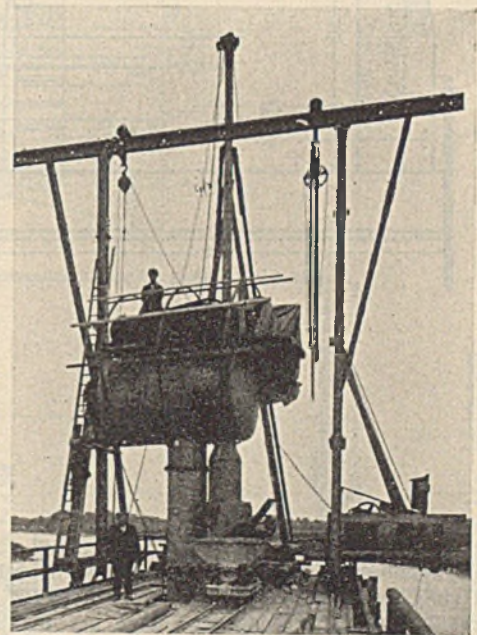


Abb. 23. Plattform des Schüttgerüsts für Pfeiler II.

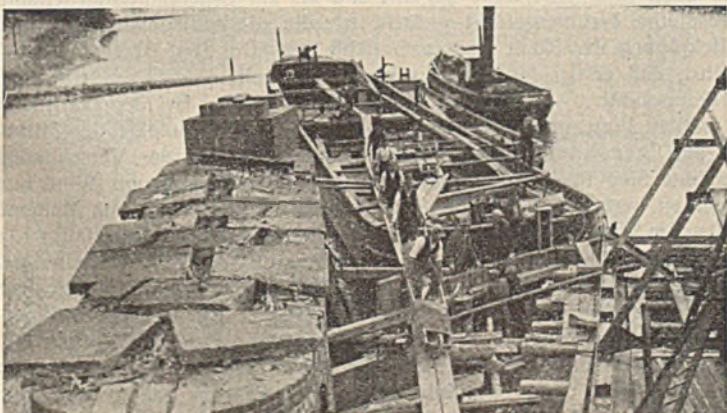


Abb. 22. Kähne bringen den Boden für die Insel des Pfeilers II.

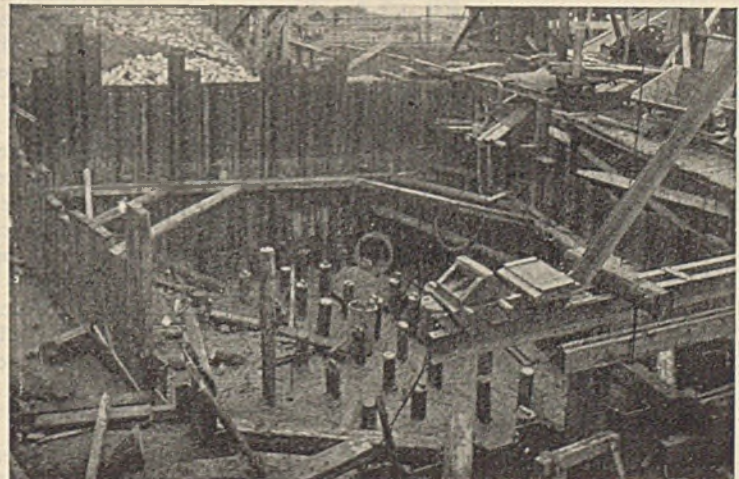


Abb. 25. Baugrube des Widerlagers O.

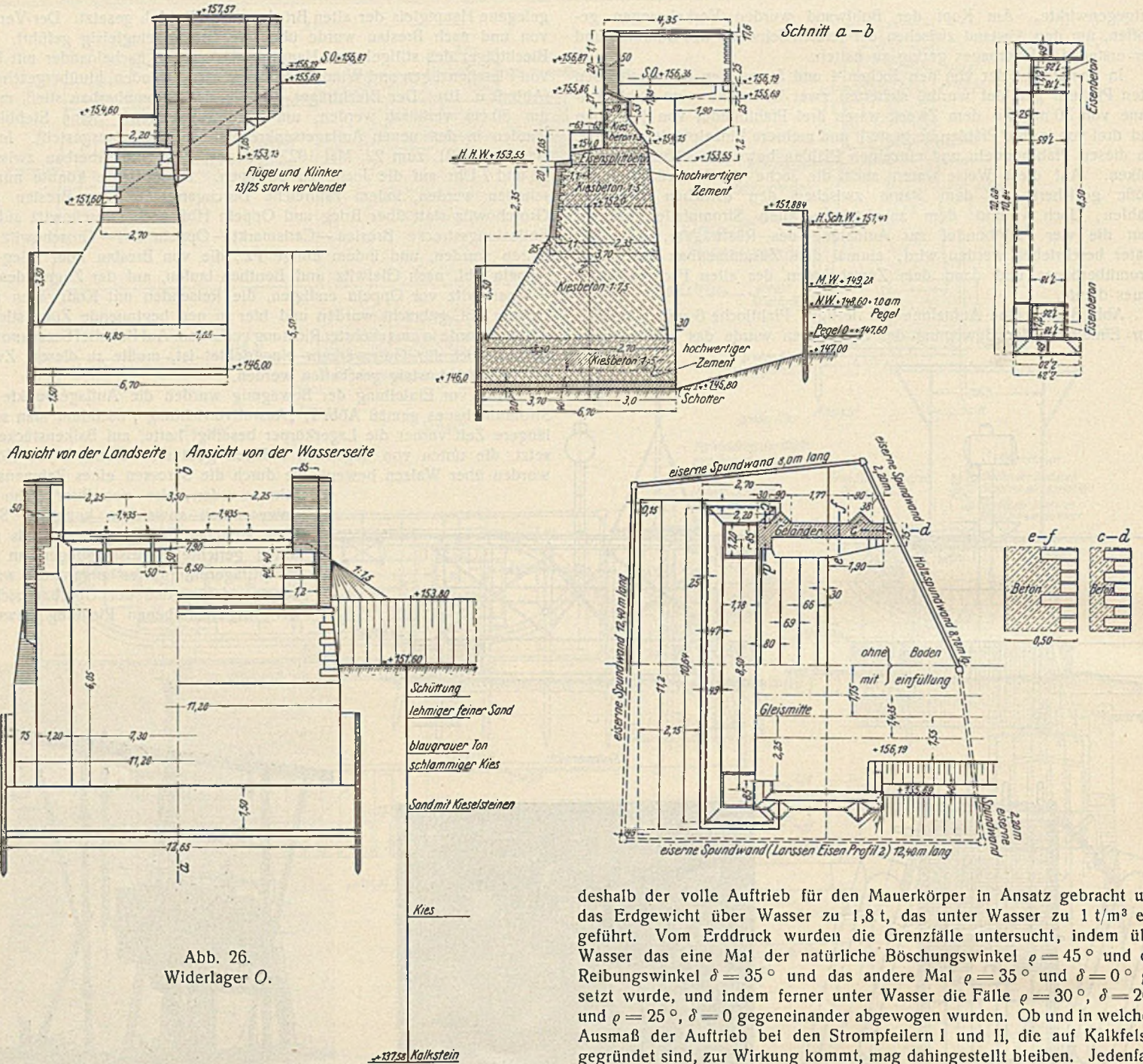


Abb. 26. Widerlager O.

Die Fortführung der Rollbahn des Fachwerküberbaues über die alten Pfeiler ist eingehend dargestellt. Am Morgen des 22. Mai, kurz bevor der Fachwerküberbau seine endgültige Lage auf den Pfahljochen erreichte, bot sich dem Auge das aus Abb. 11 ersichtliche Bild. Man erkennt links Reste des alten Betriebsgleises und die Lücke, die der Fachwerküberbau hinterlassen hatte. Zu gleicher Zeit war es möglich, eine umfassende Aufnahme der Rollbahn des Fachwerkträgers und der des Blechträgers anzufertigen (Abb. 12), in der auch die Fortführung der ersteren über den Pfeiler deutlich wird. Am Morgen des 22. Mai gingen die ersten Früh-D-Züge ziemlich im Plan über die Notbrücke (Abb. 13). Nun war es möglich, die zweite Flucht der Blechbalken, die das Fördergleis tragen sollte, in die neue Lage zu bringen.

Insgesamt waren 280 Pfähle mit einem Inhalt von 370 m³ und einer gesamten Länge von 2888 m geschlagen worden. Zeitweise waren drei Rammen gleichzeitig im Betriebe gewesen (Abb. 14). An den wichtigsten Pfählen wurden während des Betriebes wenigstens einige Wochen nach der Inbetriebnahme in gewissen Zeitabständen Höhenmessungen vorgenommen. Irgendwelche Setzungen konnten nicht ermittelt werden.

Selbst wenn man annimmt, daß die Pfahljocher verstopft werden könnten, wies die Notbrücke bei dem HHW (+ 153,55) einen Durchflußquerschnitt von 619,43 m² auf. — Der Platz für die Herrichtung der neuen Pfeiler und Widerlager war nun frei.

Die neuen Pfeiler und Widerlager.

Der Boden unter den Widerlagern ist durchlässiger Kies. Ihre Hinterfüllung ist auch wasserdurchlässig, so daß der Wasserstand in ihr jeweils dem der Oder entspricht. Bei der Berechnung der Widerlager wurde

deshalb der volle Auftrieb für den Mauerkörper in Ansatz gebracht und das Erdgewicht über Wasser zu 1,8 t, das unter Wasser zu 1 t/m³ eingeführt. Vom Erddruck wurden die Grenzfälle untersucht, indem über Wasser das eine Mal der natürliche Böschungswinkel $\rho = 45^\circ$ und der Reibungswinkel $\delta = 35^\circ$ und das andere Mal $\rho = 35^\circ$ und $\delta = 0^\circ$ gesetzt wurde, und indem ferner unter Wasser die Fälle $\rho = 30^\circ$, $\delta = 20^\circ$ und $\rho = 25^\circ$, $\delta = 0$ gegeneinander abgewogen wurden. Ob und in welchem Ausmaß der Auftrieb bei den Strompfeilern I und II, die auf Kalkfelsen gegründet sind, zur Wirkung kommt, mag dahingestellt bleiben. Jedenfalls wurden sie mit und ohne Auftrieb berechnet. In Abb. 15 sind die fünf ungünstigsten Belastungsfälle, für die Pfeiler I untersucht wurde, und die sechs ungünstigsten, die die Berechnung des Widerlagers IV berücksichtigte, zusammengestellt, ebenso die sich bei den einzelnen Fällen ergebenden Beanspruchungen des Baugrundes. Die Richtung der Bremskraft ist dabei durch einen Pfeil angedeutet.

Die Auflagersteine und Köpfe jedes Widerlagers und jedes Pfeilers sind als einheitlicher Körper in Eisenbeton ausgebildet. Die beiden Auflagersteine sind durch einen Steg miteinander verbunden, der etwa 0,4 m unter ihrer Oberkante beginnt und bis zur Unterkante der Granitabdecksteine heruntergeführt gedacht ist, die die Auflagersteine seitlich als Bekrönung der Köpfe begrenzen (Abb. 16). Der Steg ist so mit Eisen bewehrt, daß er das Moment aus Wind- und Seitenkräften in bezug auf den Querschnitt $x-x$ vollständig aufnehmen kann. Bei der Ermittlung der größten Fugenpressung unter den Auflagersteinen infolge der Mittelkraft aus Bremskraft, Wind und Seitenstoß trug man der Verspannung durch den Steg Rechnung, indem nur das halbe Moment aus Wind und Seitenkraft berücksichtigt wurde. Ferner sind dann noch aus dem Moment, das die dem Strom zugekehrte Bremskraft in bezug auf den Querschnitt $y-y$ ausübt, die Eiseneinlagen berechnet worden, die die Auflagersteine mit dem Widerlager verbinden müssen. Schließlich erhielten die Köpfe noch eine weitere Bewehrung unterhalb der Stege, um die Biegungszugspannungen aufzunehmen, die aus den aufwärts gerichteten Kräften entstehen. Dabei wurde angenommen, daß das aufgehende Mauerwerk ohne Senkkasten und ohne Grundplatte als umgekehrter Balken auf zwei Stützen, die von den Auflagern gebildet werden, und mit überkragenden Enden angesehen werden kann. Er wird belastet durch die gleichmäßig

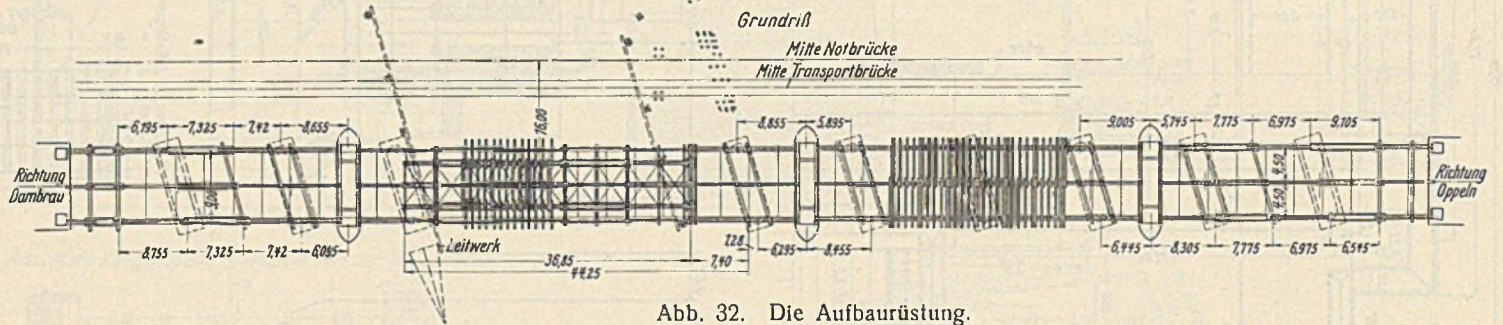
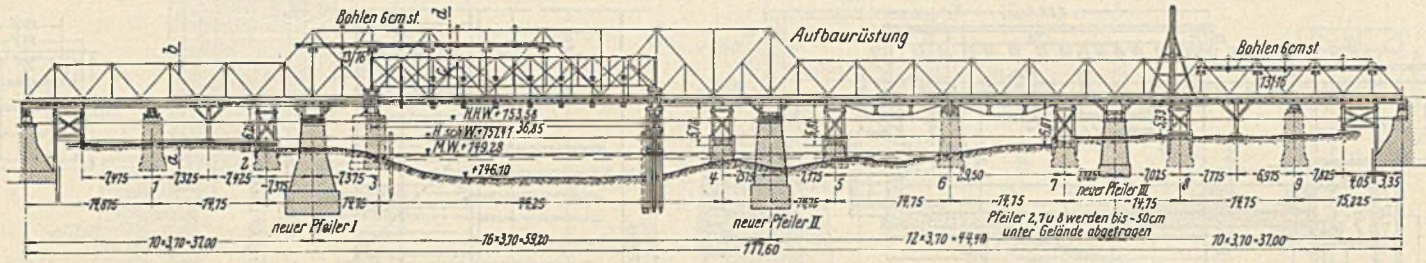


Abb. 32. Die Aufbaurüstung.

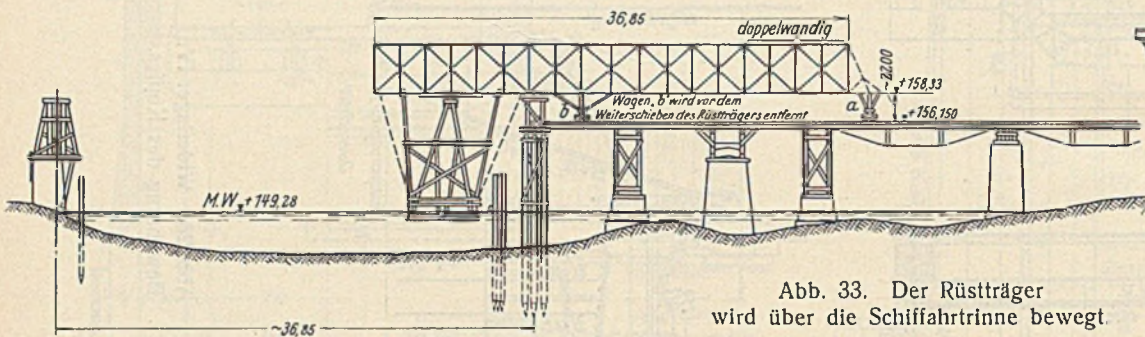
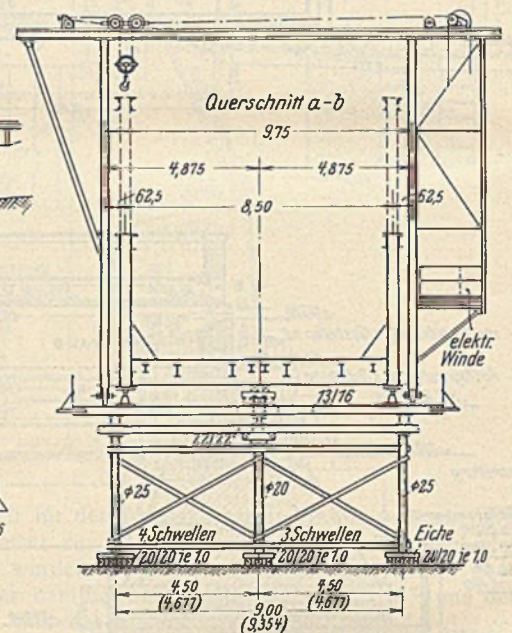
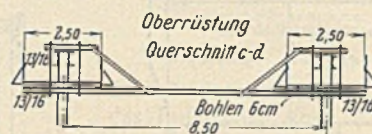


Abb. 33. Der Rüstträger wird über die Schiffahrtsrinne bewegt.



Die Klammermaße sind in der Schrägen gemessen
Zu Abb. 32.



Zu Abb. 32.

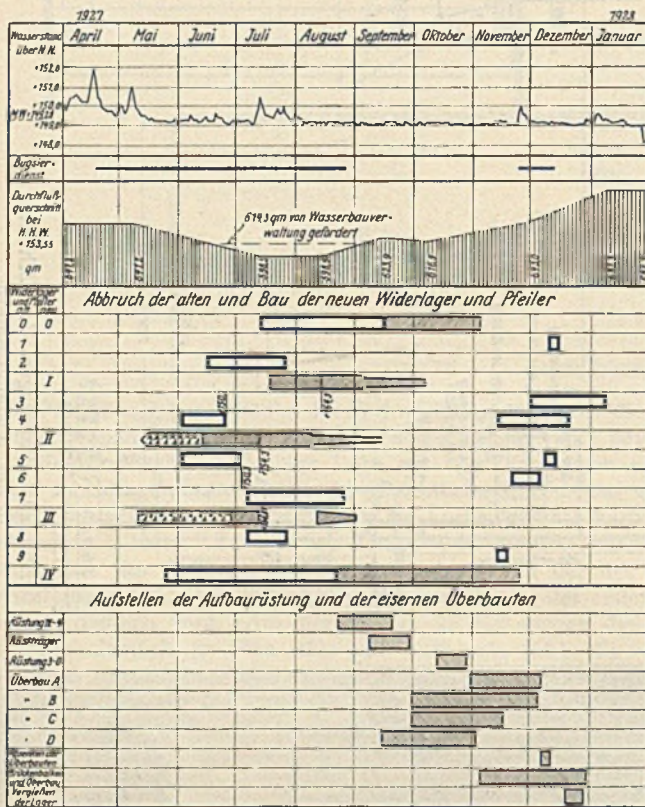


Abb. 31. Baufortschritt an Pfeilern, Widerlagern und Aufbaurüstung.

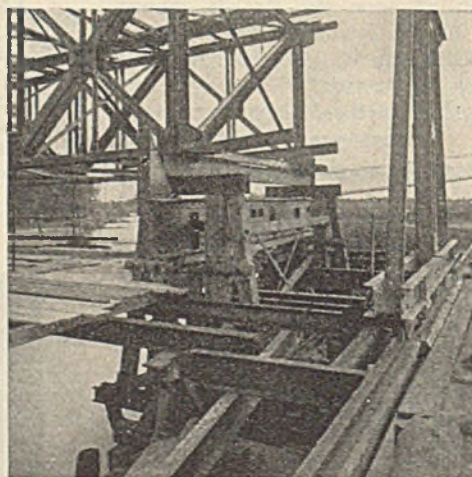


Abb. 34. Westliche Lagerung des Rüstträgers.

verteilt gedachte Spannung in der Fuge zwischen Senkkasten bezw. Grundplatte und aufgehendem Mauerwerk. Die Auflagersteine selbst sind als Würfel bewehrt, um einem Abplatzen von Betonteilen und Ribbildungen beim Schwinden zu begegnen.

Die Senkkasten besitzen ein Gerippe aus Eisenfachwerk nach Abb. 17, Wände und Decken sind aus Beton. Sie waren, wie später mitzuteilen

sein wird, nicht mittels Spindeln, sondern von Inseln aus abzusenken. Ihre Binder erfahren die größte Beanspruchung, während der frische Beton der Seitenwände und der Decken eingebracht wird, und die E.-Eisen der Decke, solange der Beton der Decke noch nicht erhärtet ist. Da ist das Eigengewicht des Eisens und der noch nicht abgebundenen Hülle aus Beton als Belastung einzuführen. Unter diesem Gesichtspunkte ist das Eisenwerk berechnet. Wenn dann der Beton erhärtet ist und das Absenken beginnt, liegt ein sehr stark bewehrter Verbundkörper vor, der die Lasten aus dem mehr und mehr wachsenden Pfeilermauerwerk ohne weiteres aufnehmen kann.

Widerlager und Pfeiler bestehen im Innern aus Beton und sind in den größten Teilen ihrer Ansichtsflächen mit blauroten Eisenklinkern verblendet. Stromaufwärts haben die Pfeiler Schneiden aus Granit erhalten, aus Gründen des guten Aussehens auch stromabwärts. Sonst ist Granit nur noch verwendet worden an je zwei vorderen Ecken der Widerlager sowie zur Abdeckung der Widerlager und Pfeiler in Höhe der Unterkante

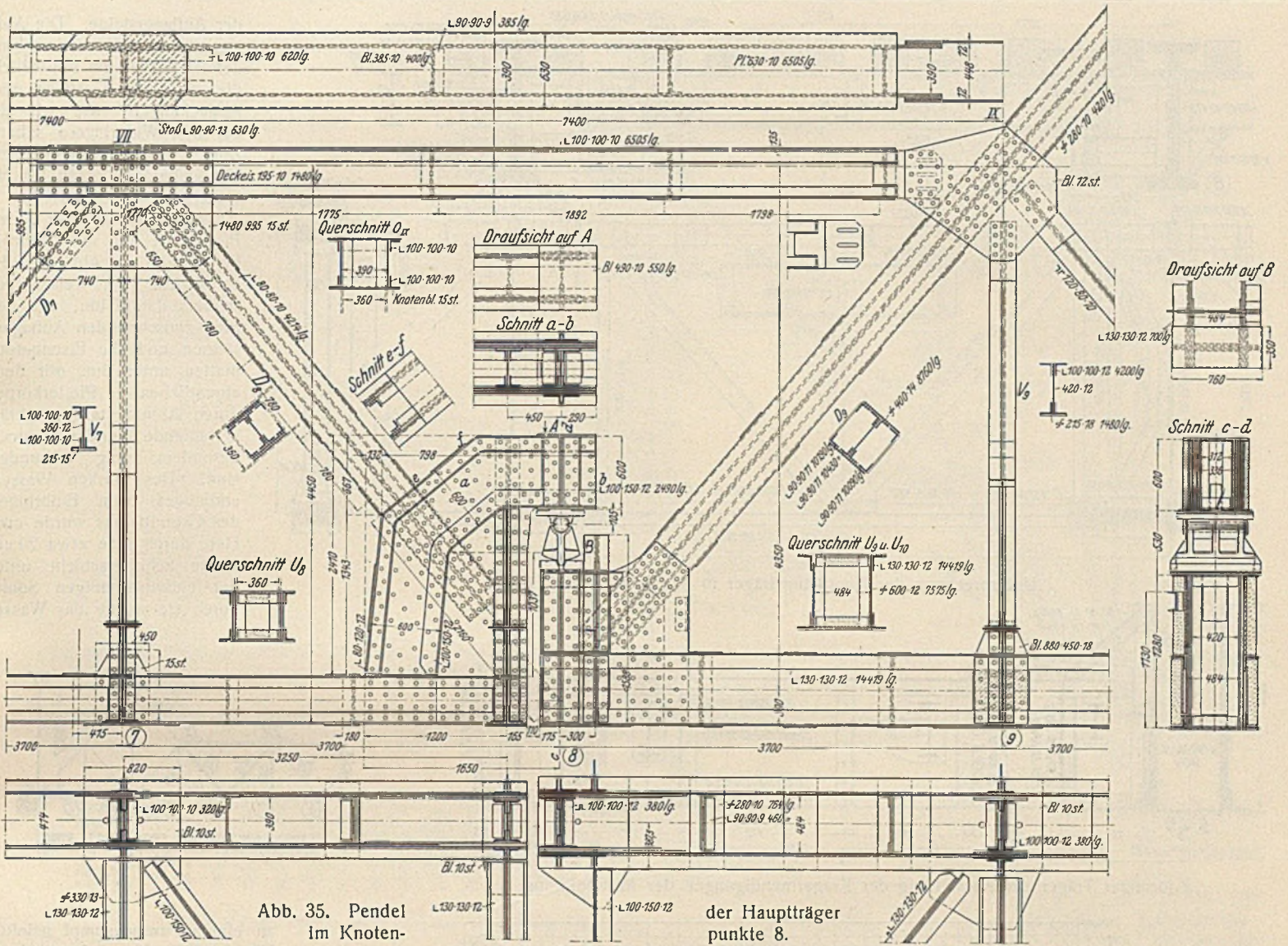
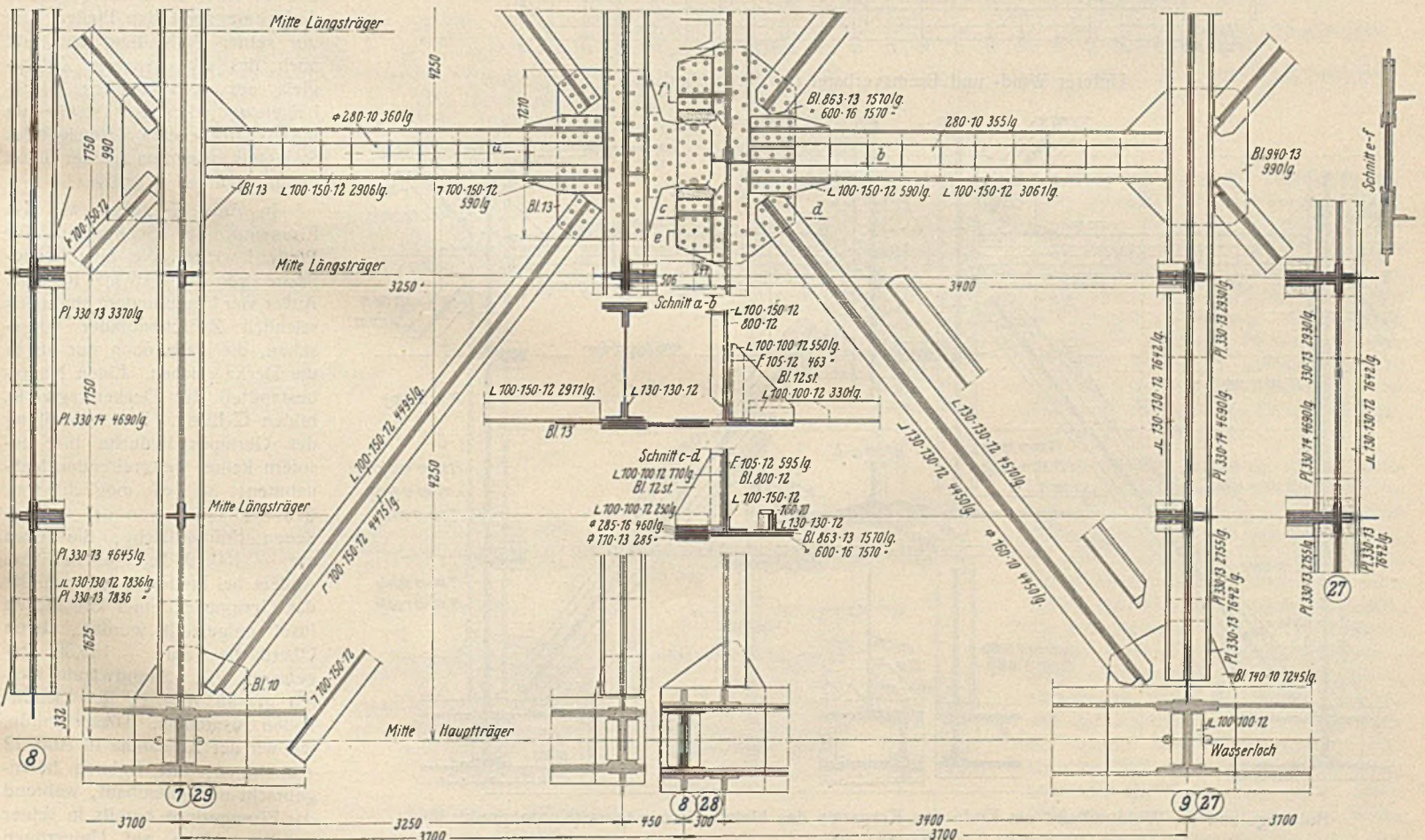
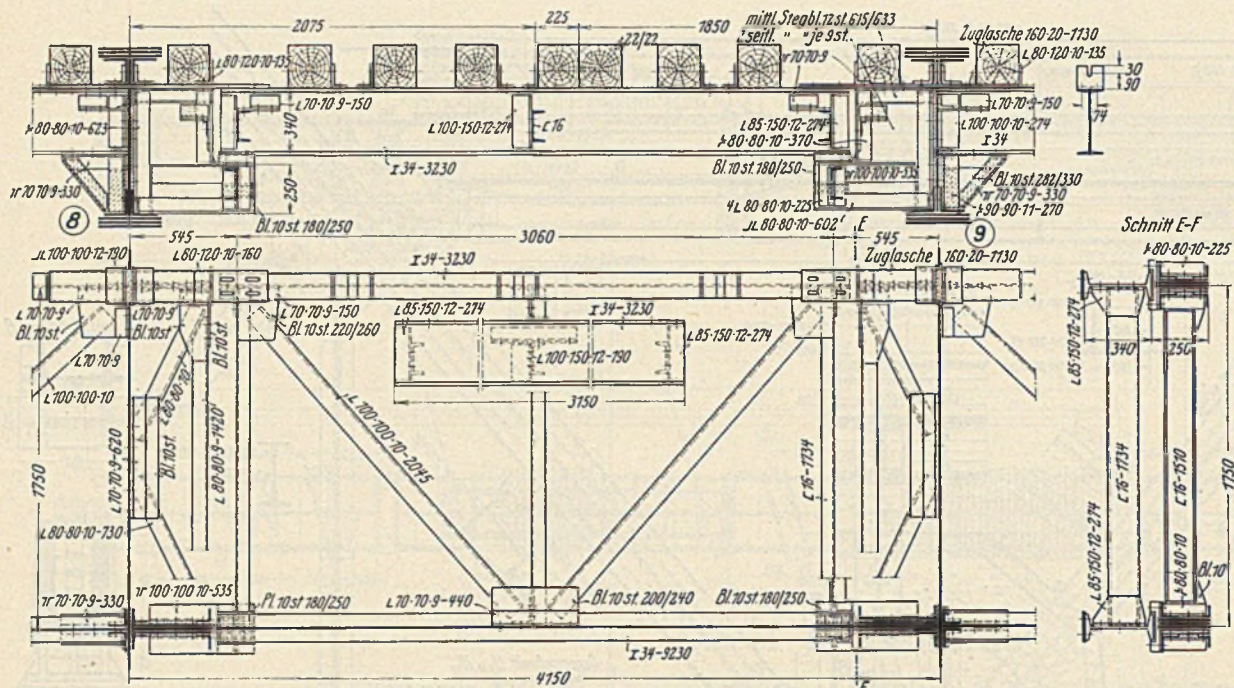


Abb. 35. Pendel im Knoten-

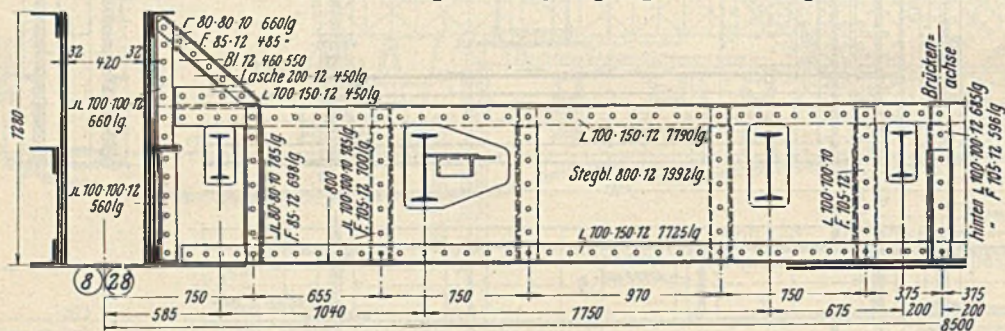
der Hauptträger punkte 8.



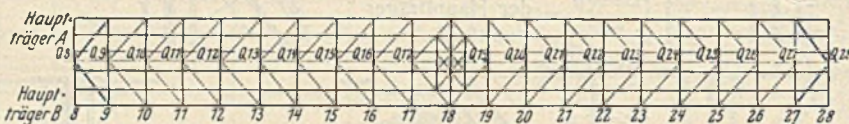
Zu Abb. 35. Wälzelenk im unteren Windverband bei Knotenpunkt 8 und 28.



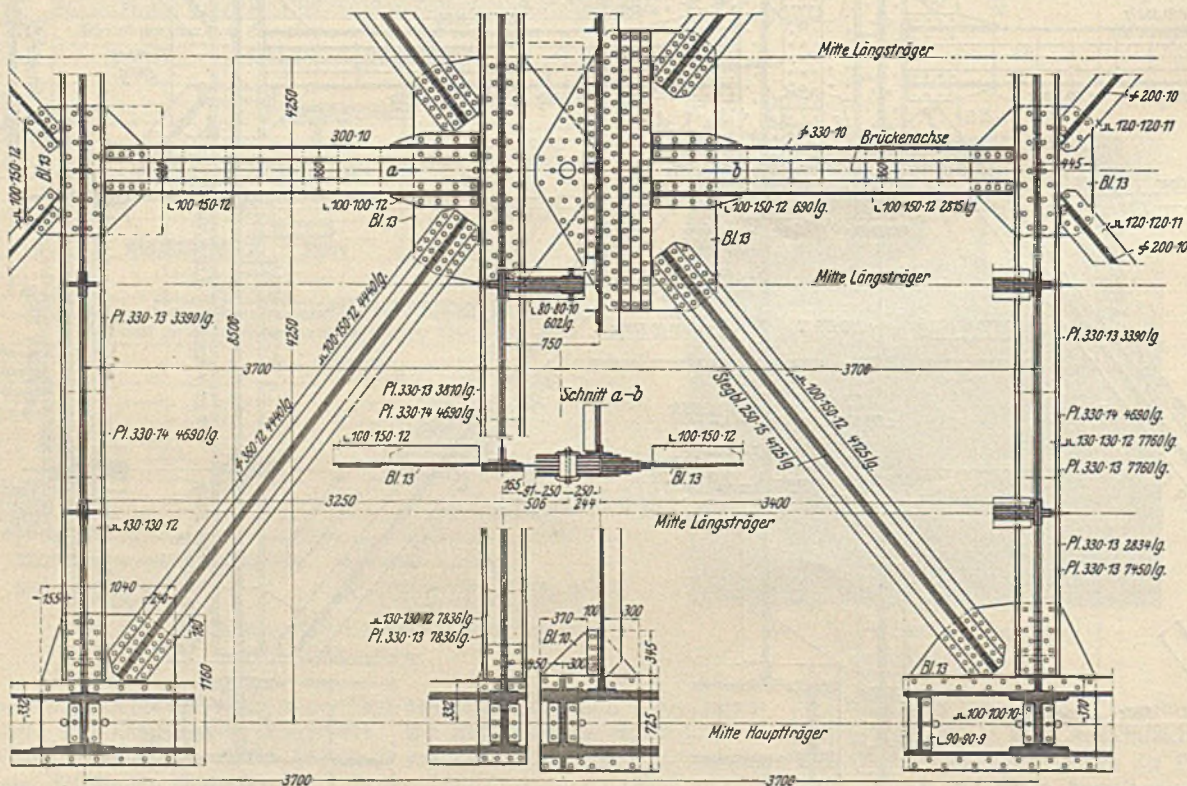
Unterbrechung der Hauptlängsträger in den Kragarmfeldern.



Z-förmiger Träger zur Aussteifung der Kragarmendigungen der Mittelöffnung.



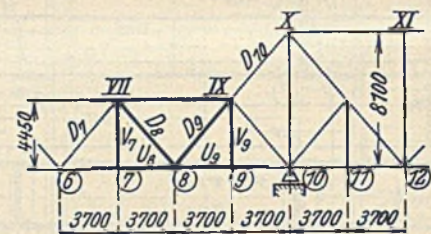
Unterer Wind- und Bremsverband des Stromüberbaues.



Bolzen gelenk im Windverband am Ende des Kragarms des kleinen Kragträgers (Knotenpunkt 36).
Zu Abb. 35.

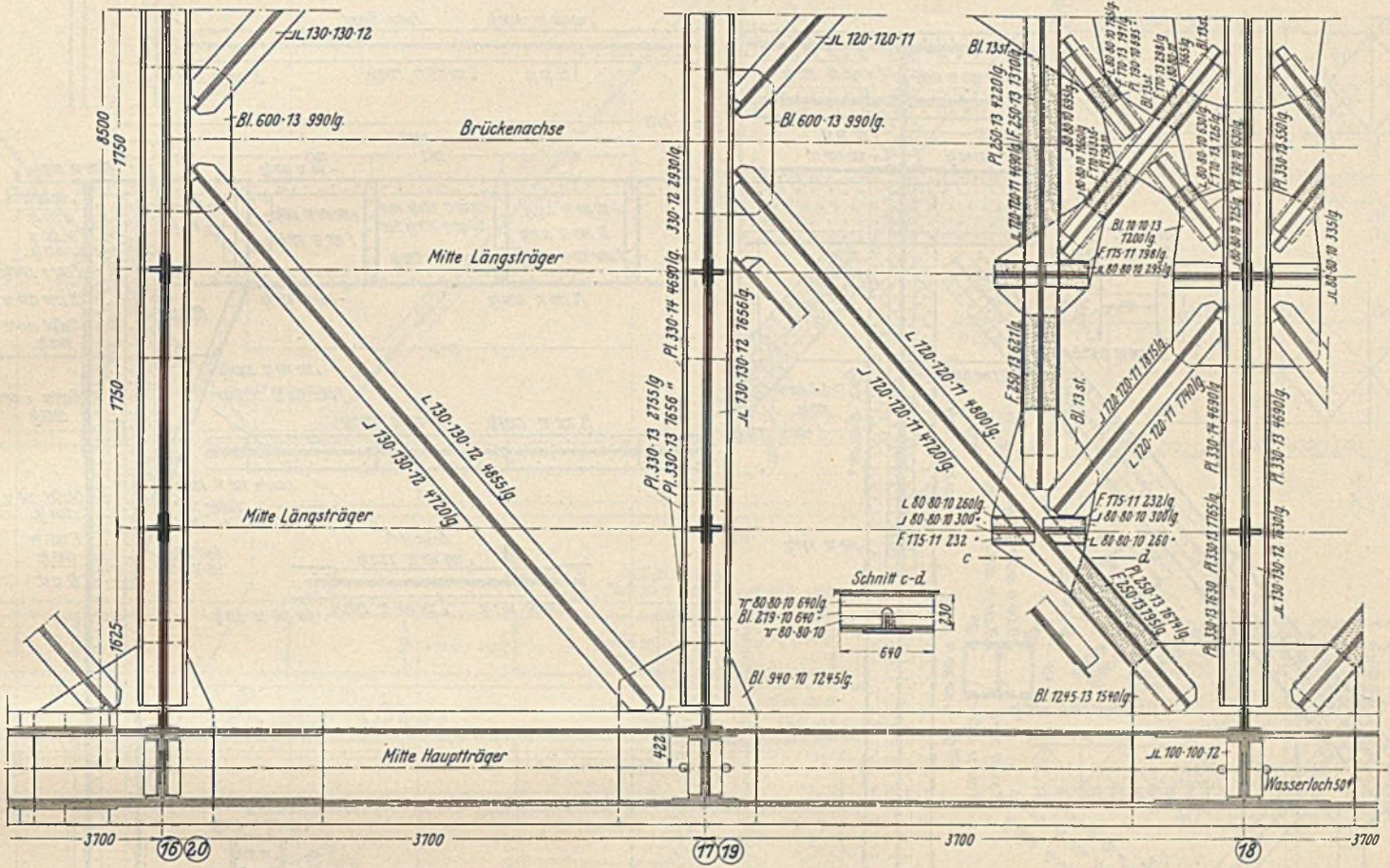
der Auflagersteine. Die Auflagersteine, die sie verbindenden Stege und schließlich die sonstigen Gesimse und Abdeckungen, wie wir sie bei den Widerlagern sehen, zeigen in den Ansichtflächen Vorsatzbeton, dessen Hauptbestandteil Granitsplitt ist.

Das Gesamtbild des Pfeilers III und seine Einzelheiten sind aus Abb. 18 u. 19 ersichtlich. Wir weisen besonders darauf hin, daß der Steg zwischen den Auflagersteinen und die Eisenbetonplatten unter ihm mit dem eigentlichen Pfeilerkörper durch 20 mm starke, schräg verlaufende Rundisen noch besonders innig verbunden sind. Des starken Wasserandranges beim Einbringen des Grundbetons wurde man Herr durch eine etwa 20 cm starke Schotterschicht unter der entwerfsmäßigen Sohle, durch sie wurde das Wasser

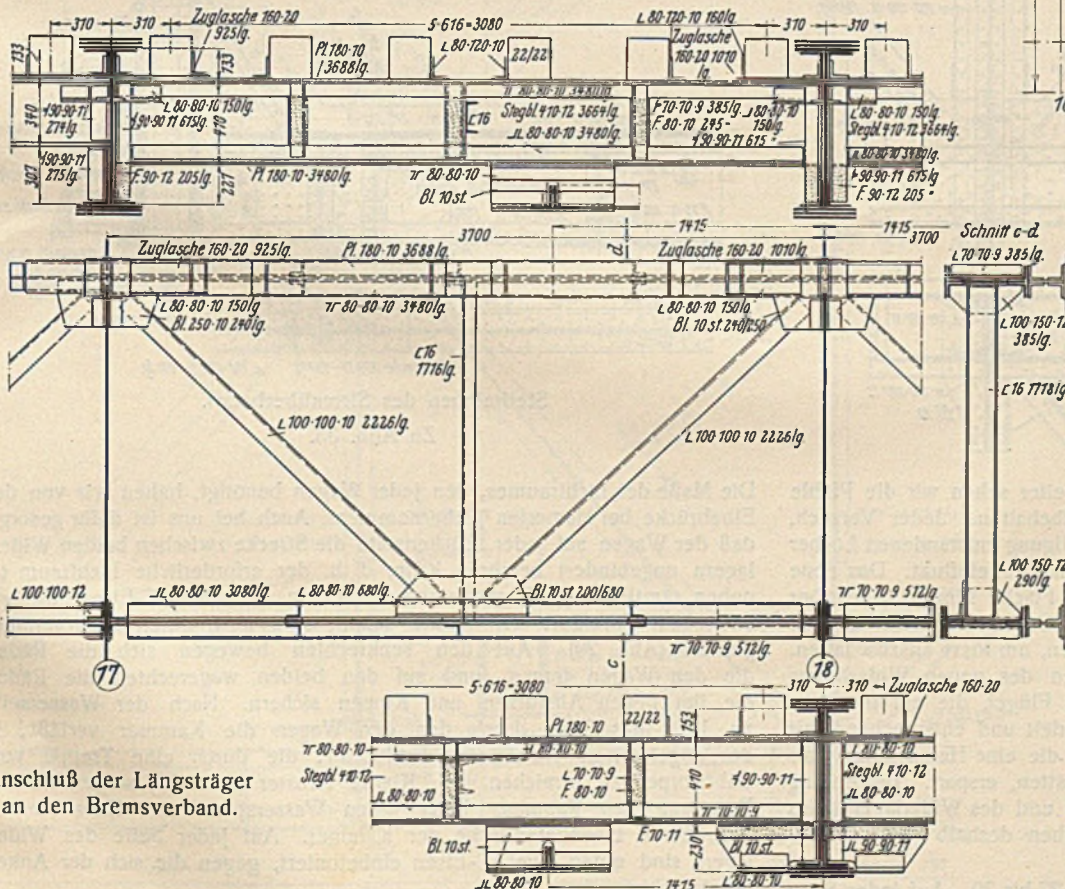
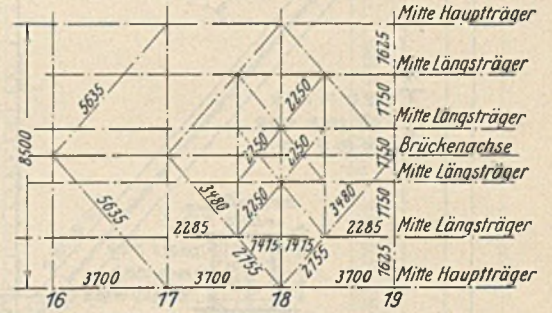


zu einem Pumpensumpf geleitet. Die in Abb. 20 wiedergegebene Aufnahme zeigt den Pfeiler kurz vor seiner Vollendung und läßt auch das schmalspurige Zufuhrgleis auf dem zweiten Blechbalkenzug erkennen, sowie ein mittels Drehscheibe abzweigendes Stichtgleis, von dem aus der Beton gekippt wurde.

In Abb. 17 geben wir das Eisenwerk des Senkkastens für Pfeiler I wieder, das eine Grundfläche von 7 x 16 m² bedeckt. Außer vier Hauptbindern sind noch reichlich Zwischenbinder vorgesehen, die nach oben nur bis in die Decke reichen. Einen Hauptbestandteil des Deckentragwerks bilden C-Eisen. Die Aufstellung des Gerippes bedurfte hier insofern keiner weitgreifenden Maßnahmen, als es möglich war, den Senkkasten von der vorhandenen Erdoberfläche, die etwa auf + 150,19 lag, abzusenken. Anders bei Pfeiler II. Hier mußte das Gerippe auf einer künstlichen Insel aufgestellt werden, deren Oberfläche auf + 150,30 zugelassen war. Spundwände hielten gemäß Abb. 21 den Schüttboden zusammen. Dieser wurde, wie wir der Aufnahme in Abb. 22 entnehmen, mit Kähnen herangebracht und eingebaut, während das Eisengerippe bereits in seiner richtigen Höhe auf Unterzügen



Brems- und unterer Windverband des Stromüberbaues.

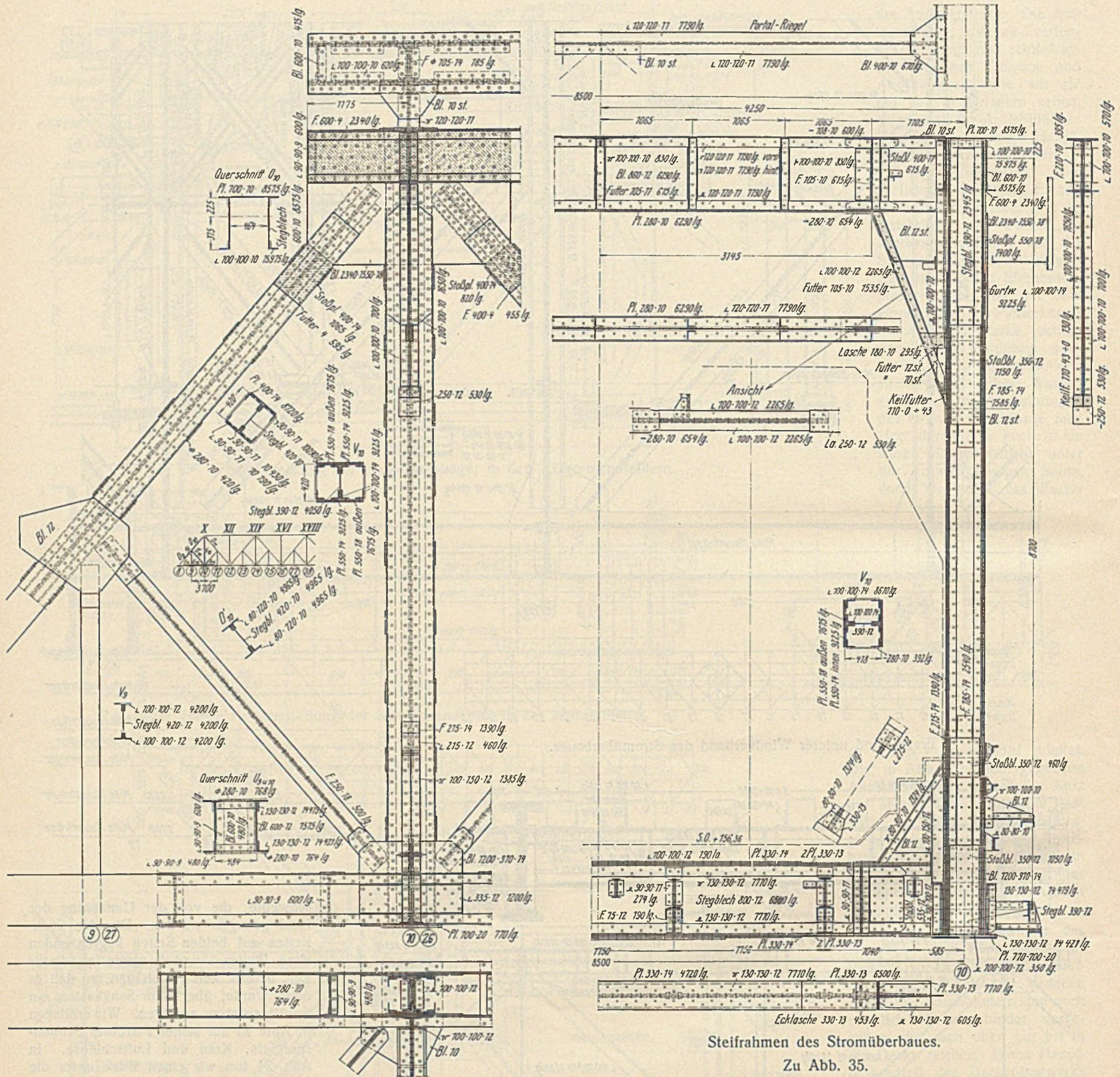


Anschluß der Längsträger an den Bremsverband.

Bremsverband des Stromüberbaues.
Zu Abb. 35.

schwebte, die von der Umfassung der Insel getragen wurden. Die den Senkkasten auf beiden Seiten begrenzenden alten Pfeiler 4 und 5 waren zu dieser Zeit bereits weit abgetragen, so daß es nötig wurde, über dem Senkkasten ein Schüttgerüst zu errichten. Wir erblicken in Abb. 23 auf seiner Plattform Schmalspurgleis, Kran und Luftschleuse. In Abb. 24 tun wir einen Blick unter die Plattform, wo gerade die Decke des Senkkastens betoniert wird.

In Abb. 25 erkennen wir die Baugrube des Widerlagers O: gleichlaufend mit dem Bahnkörper eine eiserne Spundwand, weil nach den Erfahrungen, die am Widerlager IV gemacht worden waren, hölzerne Bohlen dicht am alten Bahndamm sich nicht rammen ließen. Ein besonderer Vorteil, den die Larsen-Bohlen beim Westwiderlager brachten, stellte sich noch heraus, als der Boden ausgehoben war. Es war ein Zufall, daß die eiserne Spundwand genau in der Flucht der alten stand. Die eisernen Bohlen drangen in das Hirnholz der hölzernen aus dem Jahre 1844 ein und wirkten auf diese Weise so, als ob sie weit unter die Sohle des



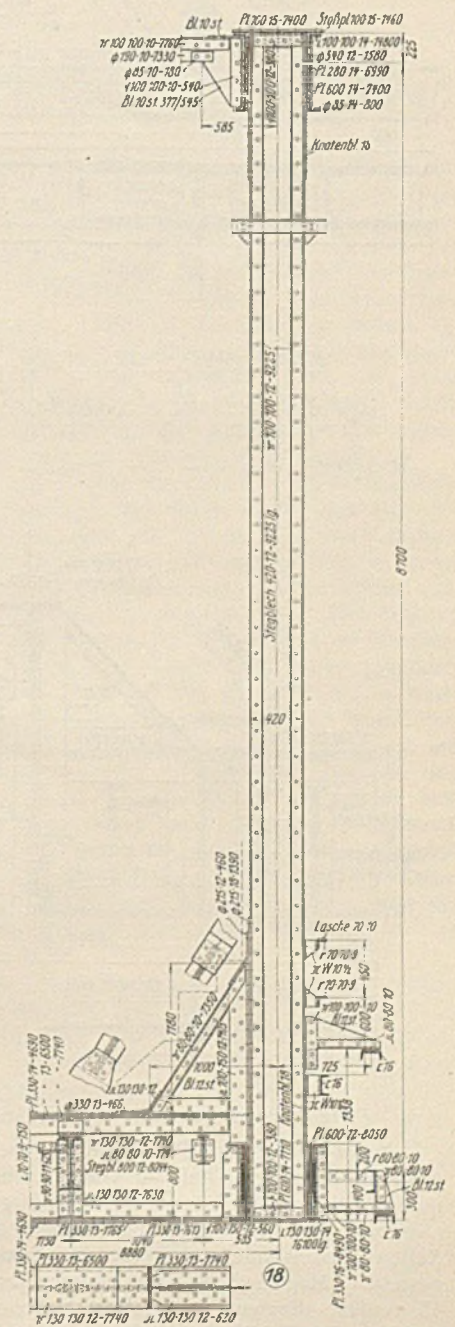
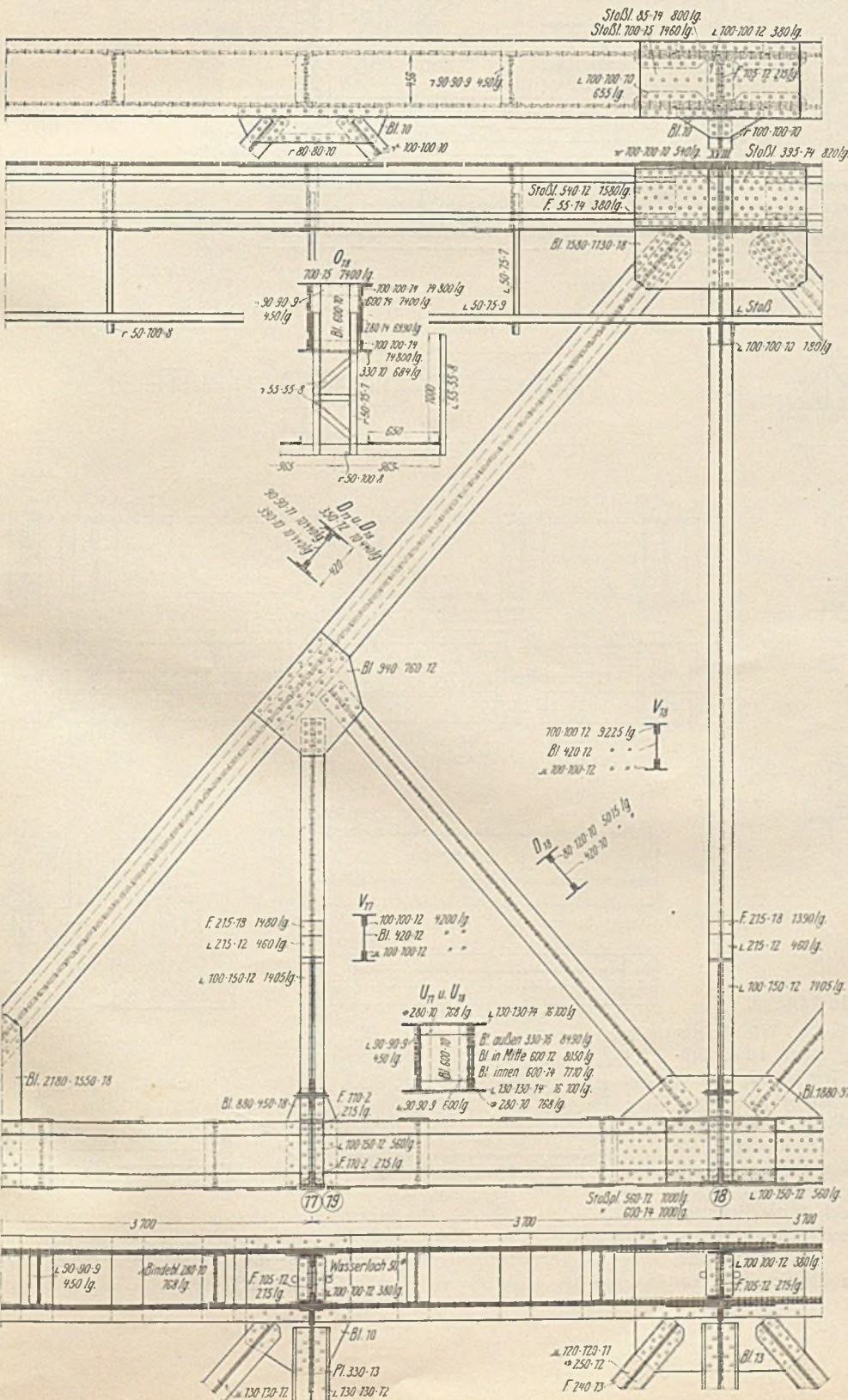
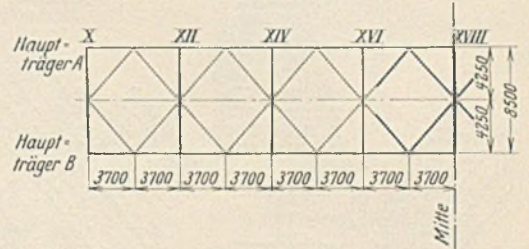
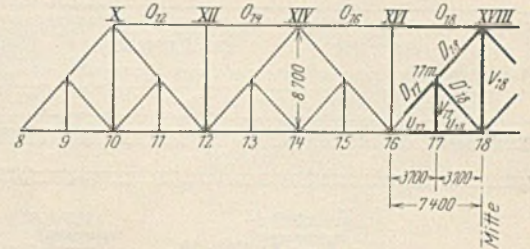
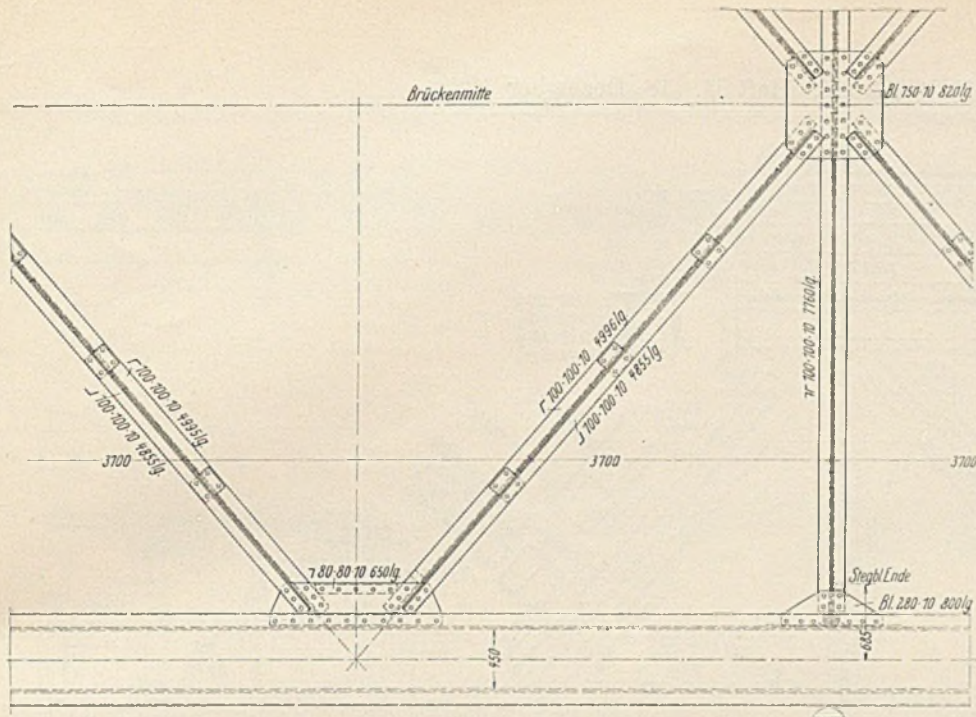
Steifrahmen des Stromüberbaues.
Zu Abb. 35.

neuen Baukörpers gerammt worden wären. Weiter sehen wir die Pfähle des ehemaligen Widerlagers. Sie wurden beibehalten. Jeder Versuch, sie zu ziehen, scheiterte. Die durch ihre Beseitigung entstandenen Löcher hätten das Gefüge des Baugrundes auch ungünstig beeinflusst. Das neue Widerlager ragte über die von ihnen bedeckte Fläche hinaus. Die über die äußersten Pfahlreihen hinauschießenden Grundmauertelle wurden unten mit einer leichten Eisenbewehrung versehen, um Risse auszuschalten. Abb. 26 gibt Grundriß, Schnitte und Ansichten des neuen Widerlagers wieder. Die mit den Gleisen gleichlaufenden Flügel, die ein massives Gelände tragen, sind als Auskragungen behandelt und entsprechend mit Eisen bewehrt. So wurden die hohen Kosten, die eine Herabführung bis auf die Höhe der Widerlagersohle verursacht hätten, erspart. Bewehrung der Auflagersteine, des sie verbindenden Steges und des Widerlagerkopfes entsprechen der beim Widerlager IV. Wir sehen deshalb von ihrer besonderen Wiedergabe ab.

Auf Widerlager IV beziehen sich die Abb. 27 bis 30. Auf jeder Seite von ihm ist eine Kammer für einen Besichtigungswagen angelegt, deren Mauern zugleich die Obliegenheiten der Bauwerkflügel übernehmen.

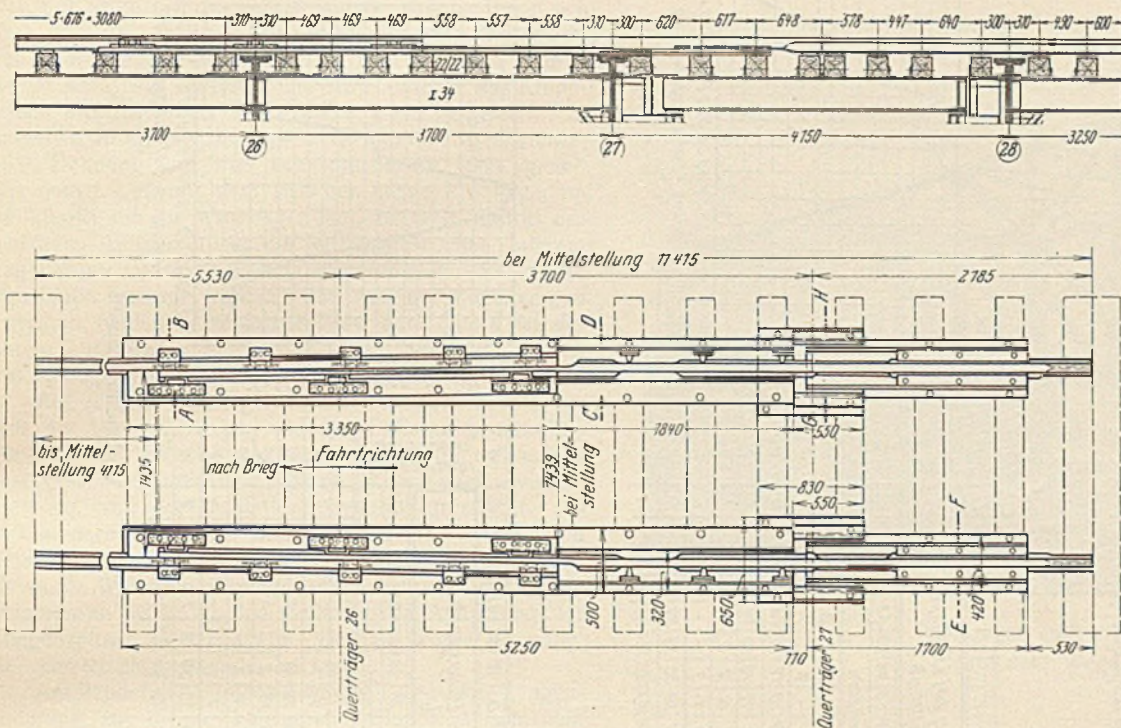
Die Maße des Lichtraumes, den jeder Wagen benötigt, haben wir von der Elbebrücke bei Hämerten¹⁾ übernommen. Auch bei uns ist dafür gesorgt, daß der Wagen auf jeder Brückenseite die Strecke zwischen beiden Widerlagern ungehindert befahren kann, d. h. der erforderliche Lichtraum ist neben sämtlichen Auflagersteinen vorhanden. Die drei C-Eisen, die wir an jedem Untergurt der Brücke sehen, sind auch durch die Kammern geführt (Abb. 29). Auf den senkrechten bewegen sich die Räder, die den Wagen tragen, und auf den beiden wagerechten die Räder, die ihn gegen Abstürzen und Kippen sichern. Nach der Wasserseite zu liegt das Tor, durch den der Wagen die Kammer verläßt, in der abgekehrten Wand eine Schlupftür, die durch eine Treppe vom Bahnkörper zu erreichen ist. Kleine Fenster (Abb. 30) sorgen für die Erhellung des Raumes. Über ihnen Wasserspeier zur Entwässerung der oberen Eisenbetondecke der Kammer. Auf jeder Seite des Widerlagers sind unten zwei C-Eisen einbetoniert, gegen die sich der Ankeransatz stützt.

¹⁾ „Die Bautechnik“ 1926, Heft 3, S. 41.

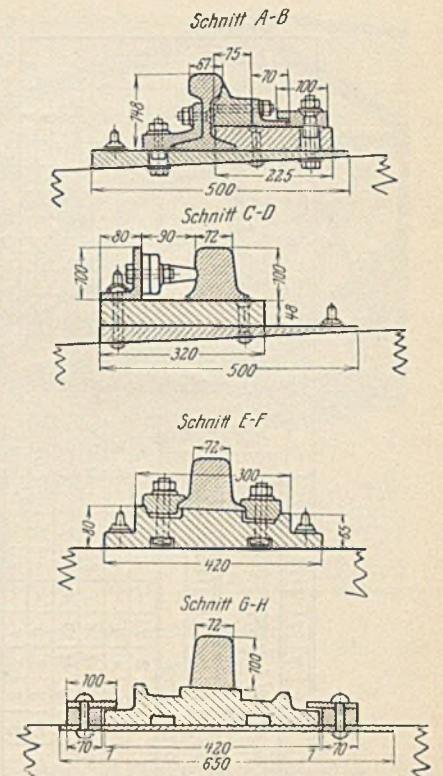


Gesamtstoß im Knotenpunkte XVIII des Stromverbauens und oberer Windverband ebenda.

Zu Abb. 35.



Schienenauszug. Zu Abb. 35.



den Gefahren, die sich aus der starken Strömung infolge der vergrößerten Durchflußmenge bei verkleinertem Querschnitt ergaben, zu schützen. Anfang Dezember wurde es dann noch einmal trotz des niedrigen Wasserstandes nötig zu bugstieren, weil neue Einbauten, die in unserer Darstellung nicht berücksichtigt sind, hinzutraten. Das waren neue Spundwände und Fangedämme, die um die alten Pfeiler 3 und 4 herum geschaffen werden mußten, um in ihrem Schutze deren Unterbauten zu beseitigen.

Die Aufbaurüstung für die eisernen Überbauten (Abb. 32 bis 34).

Außerhalb der Schiffahrtöffnung stützte sich die Aufbaurüstung teils auf die neuen Pfeiler und Widerlager, teils auf die alten Pfeiler, soweit sie noch nicht abgetragen waren, teils auf besondere Böcke, die bis auf die Erdoberfläche des Vorlandes oder bis auf die Stümpfe der gesprengten Pfeiler heruntergeführt waren. Über der Schiffahrtöffnung wurden mit Hilfe eines als Fachwerk ausgebildeten Rüstträgers von 36,85 m Stützweite gearbeitet. Sein Untergurt mußte so hoch angeordnet werden, daß einmal zwischen ihm und der angehängten Plattform genug Raum verblieb, um die unteren Bauteile des Stromüberbaues unterzubringen, und daß ferner die Unterzüge der Plattform nicht tiefer als die K. U. der alten Brücke, nämlich + 155,20, reichten. Diese Höhenlage des Untergurtes des Rüstträgers brachte es mit sich, daß auf der Dambrauer Seite, wo seine Auflagerpunkte über dem alten Strompfeiler 3 vorgesehen waren, zwischen Untergurt und Oberfläche Pfeiler ein hölzerner Bock eingeschaltet werden mußte. Unter seinem östlichen Ende stand auch ein hölzerner Bock, jedoch von etwas geringerer Höhe, der von besonderen Pfahlbündeln zwischen Leitwerk und Pfeiler 4 aufgenommen wurde. Der Rüstträger wurde auf Rädern, die auf Schienen liefen, von der Ostseite her über die fertiggestellte Rüstung herangefahren. Von Hause aus reichte er nur hin, um die Last eines eingleisigen Überbaues zu tragen. Da hier ein zweigleisiger Überbau an ihn gehängt werden sollte, wurde an jeden Hauptträger ein weiterer geschraubt. Zunächst wurden die zweiten Hauptträger nur in den vier östlichen Feldern angebracht, um von dem Augenblick an, wo der Rüstträger anfing, beim Vorfahren mit dem westlichen Ende über seine künftigen östlichen Stützpunkte hinauszuragen, den Schwerpunkt des noch auf der Plattform fahrenden Teiles möglichst weit hinten zu haben. Dann setzte sich ein Gerüst, das auf zwei Pfählen stand (Abb. 33), unter das überkragende Ende, und Seile, deren Trommeln am Westufer aufgestellt waren, bewegten das Gebilde über die Schiffahrttrinne, bis der Rüstträger auf seinem hölzernen Bock an der Dambrauer Seite aufgesetzt werden konnte. Abb. 34 gibt diese westliche Lagerung wieder zu einer Zeit, wo die Plattform angehängt, ein Querträger des neuen Überbaues bereits zurechtgelegt, jedoch die Arbeitsbühne mit Laufkran für den Bau des Pfeilers I noch nicht beseitigt ist.

Die eisernen Überbauten (Abb. 35).

Die eisernen Überbauten sind mit festen Lagern auf die Widerlager O und IV, sowie den Pfeiler I abgestützt. Die Koppelträger ruhen nach dem Vorbilde der Havelbrücke bei Rathenow² auf Pendeln, die auf den

Ausladungen des Stromüberbaues und des kleinen Kragträgers sitzen. Die Pendel auf den Kragarmen des Stromüberbaues haben volle Beweglichkeit in der Längsrichtung, dasjenige auf dem Kragarm des kleinen Kragträgers hat dagegen nur die Obliegenheit eines festen Gelenkes. Deshalb hat der Windverband unter den beiden ersteren ein längsbewegliches Walzgelenk, unter dem letzteren ein Bolzengelenk erhalten. Die Hauptlängsträger, die die Gleislast aufnehmen, sind als durchlaufende Balken anzusprechen, weil ihre einzelnen Längen mit Platten, die durch das Querträgerstegblech gesteckt sind, miteinander verbunden sind. In jedem Kragarmfeld, das an das Gelenk grenzt, sind die Hauptlängsträger unterbrochen. Hier lagern sie sich in Gestalt einfacher Balken mit je einem festen und einem beweglichen Lager auf Konsolen der Querträger.

In den Knotenpunkten 8 und 28 sind die Endstäbe der Koppelträger vor dem Systempunkt abgeschnitten und durch große hakenförmige Knotenbleche zusammengefaßt, die über den Systempunkt hinausreichen. Die aus dem Knotenpunkte herausgerückten Querträger steifen im Verein mit über ihnen angeordneten Aussteifwinkeln diese großen Bleche aus. Die gegenüberliegenden Endigungen der Kragarme der Mittelöffnung werden durch Z-förmige Träger, die einen Teil des K-förmigen Windverbandes tragen, gegen ein Ausweichen in wagrechtem Sinne geschützt. Gleichzeitig steifen diese Z-förmigen Träger die Knotenbleche in senkrechter Richtung aus. Ihre Form ist dadurch bedingt, daß sie dem Untergurt der vorstehend genannten Querträgersauskragungen, auf denen die unterbrochenen Längsträger lagern, ausweichen müssen. Längsträger und Schlingerverbände durchsetzen diese Aussteifungsträger in großen ausgebrannten Löchern. Die Auskragungen der Querträger sind durch besondere Stäbe untereinander und gegen die Querträger abgestützt und so gegen seitliches Ausweichen gesichert. Der Bremsträger des Stromüberbaues ist ebenso wie die der kleinen Überbauten in der Mitte der Fahrbahn angeordnet. Die Längsträger sind durch Konsolen an den Bremsverband angeschlossen.

Die Steifrahmen des Hauptüberbaues liegen über den Strompfeilern und sind geschlossen. Ihre Eckbleche sind durch die Pfosten gesteckt. Der obere Querriegel ist vollwandig. Die Stöße der Hauptträger liegen in den Knotenpunkten. Der wiedergegebene Punkt XVIII enthält einen Gesamtstoß. Ein fester Besichtigungsteg, der mit Flacheisen abgedeckt und mit Treppen bis auf die Obergurte der Seitenöffnungen heruntergeführt ist, am Obergurt der Stromöffnung, erleichtert die Untersuchung.

Die Querträger über den Widerlagern und Pfeilern sind für das Anheben der Überbauten berechnet.

Dem negativen Auflagerdruck, den der kleine Kragträger am Widerlager IV ausübt, wird begegnet durch zwei Walzträger, die sich einerseits auf die Endigung des Hauptträgers und andererseits auf eine Umfassungswand der Wagenkammer stützen, im Verein mit einem Anker. Bei 1,3 facher Sicherheit gegen Abheben wird der gemeinsame Auflagerdruck, dem diese beiden Träger über dem Ende des Fachwerküberbaues gewachsen sein müssen, 41 t und der erforderliche Ankerzug 55 t. Da man

²⁾ „Die Bautechnik“ 1926, Heft 29, S. 428.

sich der Sorge nicht erwehren konnte, daß der Beton sich dort, wo der Anker aus dem Mauerkörper heraustritt, von dem Anker etwas lösen, also Rost auftreten könnte, wurde der Anker im Beton und etwas darüber aus Kruppschem nichtrostendem Stahl Marke V5M hergestellt. Er hat etwa 70 kg/mm^2 Festigkeit, 50 kg/mm^2 Streckgrenze, 16% Dehnung und wird beansprucht mit 1660 kg/cm^2 . Bei dem Lager, mit dem sich der kleine Kragträger im Punkte 48 auf das Widerlager legt, ist beim Eintritt des negativen Auflagerdrucks die Reibung zwischen unterem Lagerkörper und Auflagerstein ausgeschaltet. Hier mußte also dafür gesorgt werden, daß sich der Fugenverguß zwischen beiden nicht lockert. Zu dem Zweck ist der untere Lagerkörper durch vier lange senkrechte Bolzen mit Auflagerstein und Widerlagern verbunden.

Am rechten Pendelgelenk des Stromüberbaues, wo sich die Längenänderung auf die Entfernung zwischen Pfeiler I und Widerlager IV auswirkt, wurde rechnerisch eine gesamte Längenänderung von 170 mm nachgewiesen, die sich, von der Aufstellungslage aus gerechnet, aus 60 mm nach der einen und 110 mm nach der anderen Seite zusammensetzt. Hier waren Schienenauszüge nötig. Es wurde Wert darauf gelegt, sie nicht gegen die Spitze befahren zu lassen und so vielleicht die Abnutzung der Zungenspitzen zu verringern. Deshalb wurde es nötig, sie versetzt gegeneinander zu legen.

Am Pendel des Punktes 8 wurde die gesamte Längenänderung zu 45 mm berechnet. Hier sind Schienenauszüge nicht nötig. Vielmehr wurde es für ausreichend erachtet, zwischen den Punkten 8 und 9 die Schienen mit einer Stoßlänge von 2 cm zu verlegen. Sonst sind die Schienenstöße geschweißt, ausgenommen jedoch die unmittelbar neben den Schienenauszügen. Diese wurden durch Exzenterbolzen der Reichsbahndirektion Oldenburg zusammengeholt. — Anker und Lager der Brücke sind dafür eingerichtet, daß die gesamte Brücke, falls es die Schifffahrt einmal für notwendig erachten sollte, um 200 mm gehoben werden kann. Dabei sollen dann bei den Lagern die oberen Druckplatten entfernt und durch lagerbockähnliche Körper ersetzt werden.

Die Besichtigungswagen sind in enger Anlehnung an die von Hämerten³⁾ geplant: oben zwei Radgestelle, beide durch einen Träger verbunden. An diesem hängt unverrückbar der Fahrkorb und drehbar ein begehrbarer Ausleger. Sollen Untergurt und Fahrbahn untersucht werden, so wird er um 90° , d. h. in die Senkrechte zur Brücke, geschwenkt. In dieser Stellung reicht er bis zur Achse der Brücke. Für die Fortbewegung des Wagens wurde ein Dieselmotor nicht für zweckmäßig gehalten, vielmehr elektrischer Antrieb gewählt, weil hierbei der Wagen leichter ausfällt und das Fahren ohne Erschütterung vor sich geht. Das Anbringen der Schleifleitung macht keine Schwierigkeit. Zur Aushilfe ist Handantrieb vorgesehen. Wesentliche Grundlagen für den Entwurf sind noch: Fahrgeschwindigkeit beim Motorantrieb 42 m/Min. , bei Handantrieb $3,5 \text{ m/Min.}$, Drehen des begehrbaren Auslegers von Hand, Kraftbedarf an der Kurbel 15 kg , Schwenkzeit 10 Sek.

An St Si für Hauptträger, Fahrbahn, Verbände usw. sind enthalten mit Einschluß des Stg 50,81 R für Lager und Gelenke im Stromüberbau $411,88 \text{ t}$, in den kleinen Überbauten $456,59 \text{ t}$. An St 37 für Besichtigungsstege und -schiene, Geländer usw. sind eingebaut in jenem $42,23 \text{ t}$, in diesem $40,87 \text{ t}$. Der St Si des Stromüberbaues stammt aus rheinisch-westfälischen Hütten, der der Vorlandüberbauten von den Mitteldeutschen Stahlwerken, und zwar teils aus dem Boßhardtöfen in Gröditz, teils aus den Siemens-Martin-Öfen in Riesa. Dort, wo die über den Gelenken 8 und 28 angeordneten Blindstäbe mit Langlöchern an den Stromüberbau herangeführt sind, schützen Messingplatten gegen Rost. In Abb. 36 sind die Ergebnisse der Baustoffprüfung zusammengestellt. In der Form lehnen wir uns dabei an den Aufsatz „Ein Jahr hochwertiger Baustahl St 48 von Dr.-Ing. Kommerell“.⁴⁾

Am 12. Januar 1928 wurde die neue Brücke dem Betriebe übergeben.

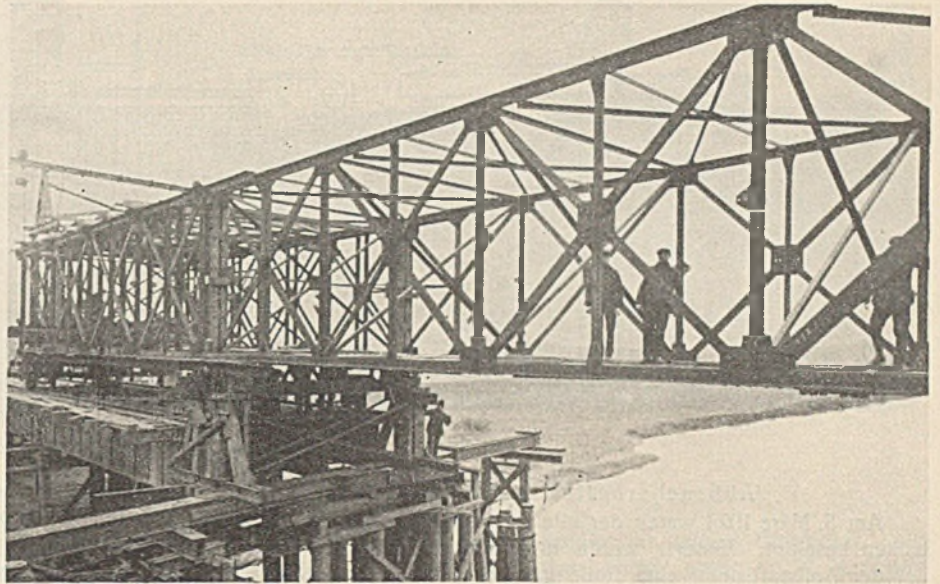


Abb. 37. Der Richtträger nach Abbruch des alten Stromüberbaues auf dem Wege zum Lande.

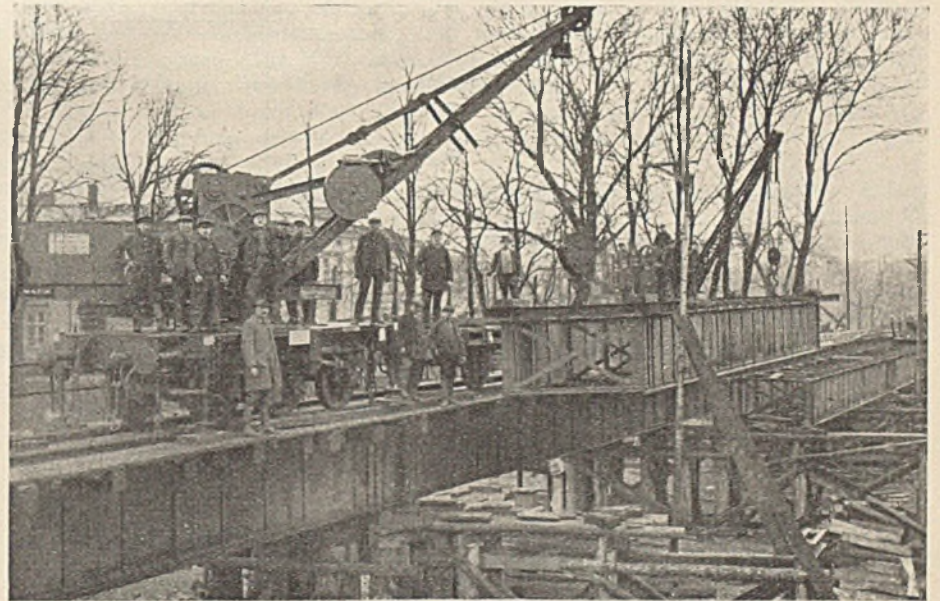


Abb. 38. Krane heben die Blechträger aus.

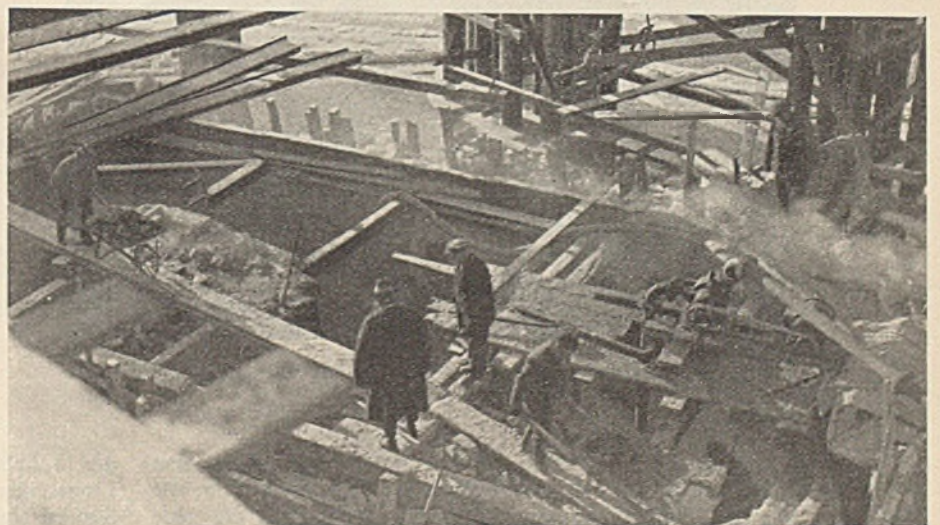


Abb. 39. An der Beseitigung des unteren Teiles des Pfeilers 4 wird gearbeitet.

³⁾ „Die Bautechnik“ 1926, Heft 3, S. 41.

⁴⁾ Der Bauingenieur 1925, Heft 28 und 29.

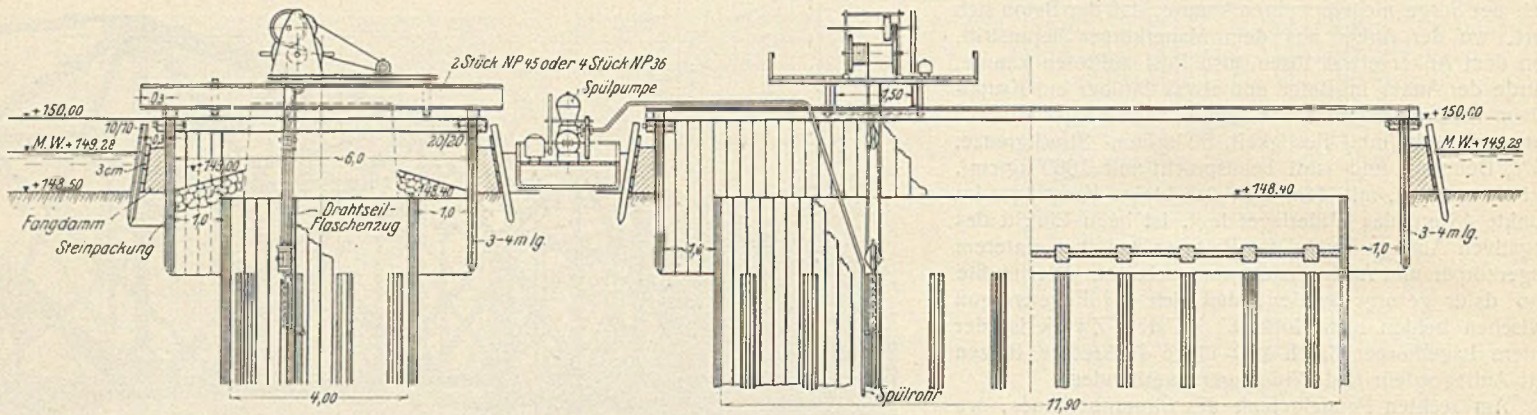


Abb. 40. Fangedamm um den Pfeiler 4.

Abbrucharbeiten und Schlußwort.

Am 3. März 1928 waren der alte Stromüberbau und die alten Blechbalken beseitigt. Ersterer wurde mit Hilfe des Rüstträgers, der schon bei der Aufbaurüstung eine Rolle gespielt hatte, zerschnitten. Abb. 37 zeigt ihn nach getaner Arbeit auf dem Wege zum Lande. Die Blechträger wurden durch Krane ausgehoben (Abb. 38). Abb. 39 zeigt in einer Aufnahme vom 8. Dezember 1927, wie an der Beseitigung des unteren Teils des alten Pfeilers 4 gearbeitet wurde. Es galt zunächst, ihn so dicht zu

Pumpe versorgt wurde, gelockert und gleichzeitig mit Hilfe einer Kette, die ihre obere Endigung umschlang, und einer Winde, die auf einer Plattform aufgestellt war, gezogen. Die Umbilden des Wetters machten es unmöglich, auf diese Weise auch die Spundbohlen zu beseitigen. Die Fangedämme verfielen, und die Oberkanten der Spundwände verschwanden unter Ablagerungen. Verschiedene Versuche, die alten Spundwände im Frühjahr 1928 zu beseitigen, mißglückten, insbesondere auch wegen des hohen Wasserstandes. Schließlich kam man im April auf einen Gedanken,

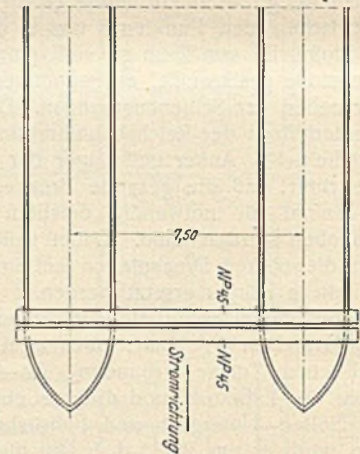
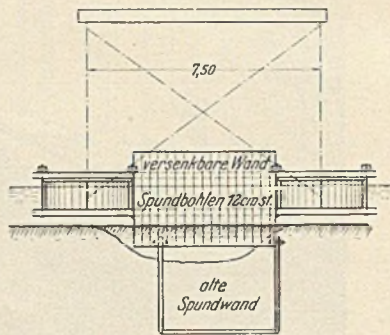
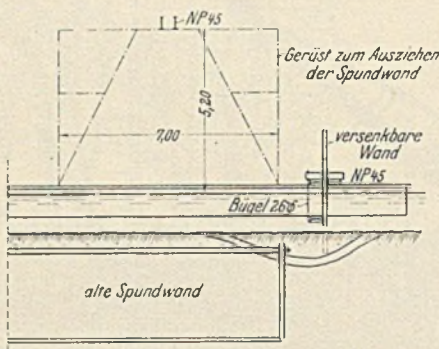


Abb. 41.

Letzte Hilfsmittel zum Beseitigen der Spundwände des Pfeilers 4.

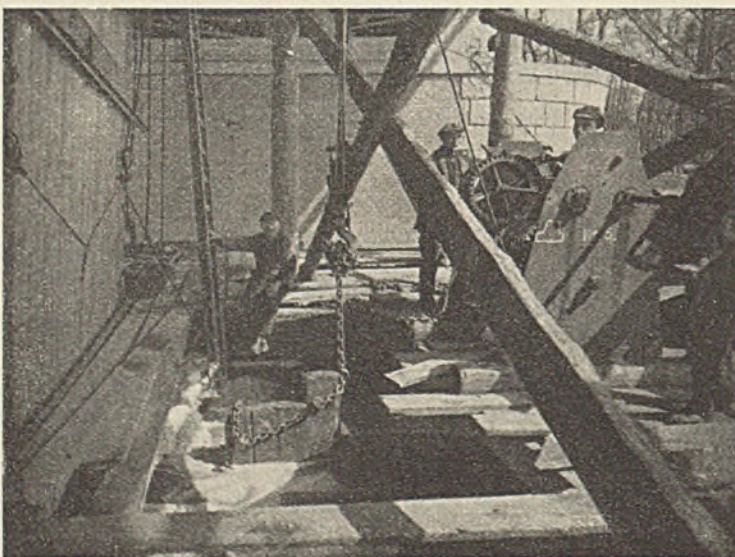


Abb. 42. Taucher haben durch die Spundbohlen des Pfeilers 4 Krampen getrieben.



Abb. 43. Ziehen der Pfähle der Notbrücke.

umschließen, daß das Wasser gesenkt und das alte Mauerwerk über dem Pfahlrost im Trockenen beseitigt werden konnte. Die Steinwürfe, die von alters her den Pfeiler umgaben, machten es unmöglich, die neue Spundwand dicht zu bekommen. Deshalb wurde noch ein Fangedamm nötig (Abb. 40). Nachdem der Schwellrost abgetragen war, wurden die Pfähle durch ein Spülrohr, das von einer auf einem Prahm aufgestellten

der in Abb. 41 wiedergegeben ist, und der zum Ziele führte. An den Längsseiten der alten Spundwand wurden Prahme verankert. Gegen die Stromrichtung wurde zwischen ihnen eine versenkbare Wand aus Spundbohlen eingesetzt. Diese wurden so tief heruntergelassen, daß zwischen ihrer Unterkante und Stromsohle nur ein verhältnismäßig enger Spalt blieb. Das Wasser vergrößerte seine Geschwindigkeit entsprechend dem ver-

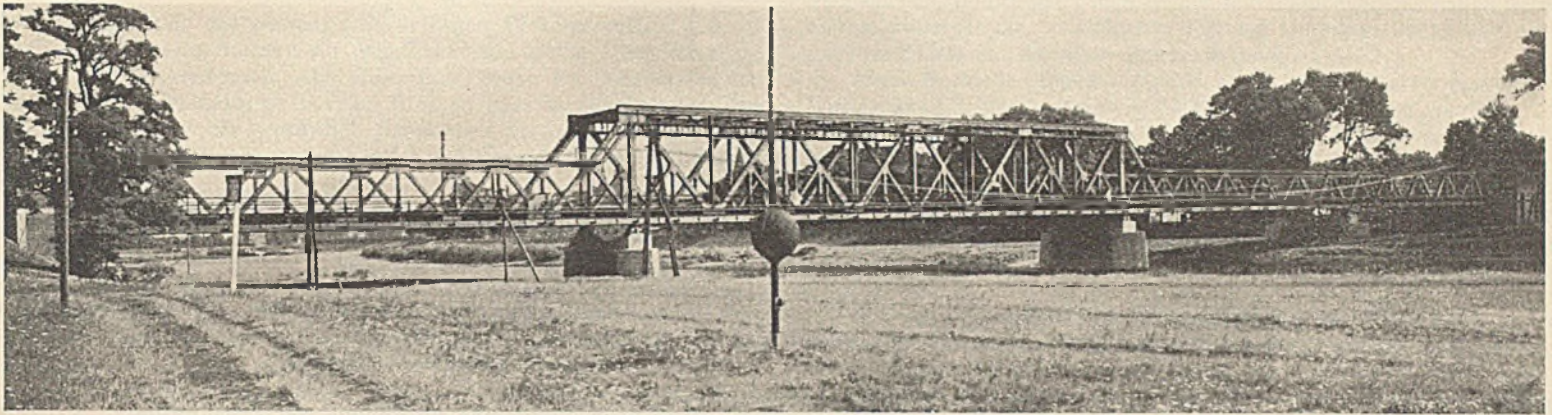


Abb. 44. Südansicht der neuen Brücke.

engten Querschnitt und befreite die Köpfe der Spundbohlen von den Überlagerungen. Nun konnte ein Taucher (Abb. 42) durch die Bohlen Krampen treiben. Diese ermöglichten es, Ketten anzubringen und die Bohlen durch die Kraft einer Winde zu ziehen. Zunächst wurde man so der Querspundwand Herr. Der ganze Aufbau rückte dann immer um einige dm vor und spülte die Köpfe der Spundbohlen der Längswände frei. Billiger kam man beim Unterbau des alten Pfeilers 3 davon. Hier erwies es sich als ausreichend, ihn nur von drei Seiten mit Spundwänden zu umgeben. Diese wurden so dicht, daß man in ihrem Schutz alles unschwer beseitigen konnte. Später bedurfte es noch langer Arbeit, um mit Greifern die früheren Umschüttungen der alten Pfeiler aus dem Strombett zu entfernen. Die Pfähle der Notbrücke wurden sämtlich gezogen. Das geschah mit einer Vorrichtung nach Abb. 43. (Über den Pfählen eines Joches ein Holzgerüst. Den zu ziehenden Pfahl umschlingt eine Kette, die am Haken eines Flaschenzuges hängt. Dessen Drahtseile sind über eine Rolle zur Winde geführt. Die Rolle hängt an Walzträgern, die auf den oberen Holmen des Gerüsts von Pfahl zu Pfahl vorgerückt werden.)

Nichtvorherzusehende Hindernisse brachten es mit sich, daß die Einbauten im Oderbett — alte Pfeiler, Leitwerke, Unterbau der Notbrücke — nicht bis zum 15. Dezember 1927 aus dem Strombett entfernt waren. Der Gefahr, die dadurch bei Eisgang und Strömung eintreten konnte, begegnete

man durch Einrichtung eines Eisbrechdienstes mittels Eisbrecher. Die letzten Pfähle der Joche, nämlich die des Joches 2, waren am 21. März 1928 beseitigt.

Die gesamte Ausführung hat 1,42 Mill. R.-M. erfordert.

Die statische Berechnung sowie die Sonderentwürfe für die Über- und Unterbauten der neuen Brücke fertigte, wie erwähnt, die Firma Beuchelt & Co. in Grünberg. Dieser Unternehmung wurde auch die Ausführung der Pfeiler und Widerlager, die Beseitigung der alten Unterbauten, Entwurf, Bau und Abbruch der Notbrücke, Lieferung der Vorlandüberbauten und Aufstellung des ganzen Eisenwerks übertragen. Die Werkstattarbeiten am Stromüberbau hat die Gutehoffnungshütte, Oberhausen, Rheinland, besorgt. Das Sprengen des alten Mauerwerks führte Karl Flohr in Kiel für Beuchelt aus. Entwurf und Ausführung der Besichtigungswagen obliegen der Firma Graue in Langenhagen bei Hannover.

Die 13 Monate von der Einleitung der Sonderentwürfe Anfang Dezember 1926 bis zur Inbetriebnahme am 12. Januar 1928 bedeuten für die hier vorliegende recht verwickelte Bauausführung eine verhältnismäßig kurze Zeit.

Die Wandlungen, die das Bauwerk von 1844 bis in die Gegenwart (Abb. 44) erfahren hat, geben einen lehrreichen Beitrag zur Geschichte des deutschen Brückenbaues durch mehr denn 80 Jahre.

Erweiterung der sogenannten „Neuen“ Elbbrücke und der Billhorner Brücke in Hamburg.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberbaudirektor Leo, Hamburg.

Die verkehrstechnischen Grundlagen.

Die in den Jahren 1883 bis 1887 von Hamburg erbaute sogenannte „Neue Elbbrücke“¹⁾ über die Norderelbe bei Hamburg bildete bis vor wenigen Jahren die einzige landfeste Straßenverbindung zwischen den Städten, Häfen und Ländern beiderseits des Stromes (Abb. 1 u. 2).

Der Verkehr auf dieser Brücke nahm, entsprechend der Verkehrsbedeutung der überführten Ausfall- und Durchgangstraße und gemäß dem allgemeinen Anwachsen des Straßenverkehrs in den letzten zehn bis zwanzig Jahren schnell zu. Während 1910 im Tagesdurchschnitt rund 2800 Fahrzeuge über die Brücke fuhren, stieg ihre Zahl im Jahre 1922 auf rd. 3400, im Frühjahr 1926 auf rd. 4100, 1928 auf rd. 6000; davon drängte sich ein erheblicher Teil in wenigen Stunden zusammen. Die neuerbaute, im März 1926 dem Verkehr übergebene Freihafenelbbrücke²⁾ übernahm zwar den bisher die „Neue“ Brücke (nachstehend „Alte Straßenbrücke“ benannt) belastenden, zollausländischen Verkehr zwischen den beiderseitigen Hafenanlagen; dadurch entstand aber eine nur verhältnismäßig geringe Entlastung der älteren Straßenbrücke. Diese Entlastung wurde jedoch durch die weitere Steigerung des Verkehrs übertroffen. Im November 1926 z. B. hatte die Freihafenelbbrücke einen Tagesverkehr von rd. 1000 Fuhrwerken (1928 rd. 2000) aufzuweisen, die ältere Brücke aber bereits von 4600. Ihre 7,50 m i. l. breite Fahrbahn sollte nach der Absicht ihrer Erbauer in jeder der zwei Seitenspuren Pferdebahn und Fuhrwerke aufnehmen und dazwischen die nötige Spur zum Überholen bieten.

Diese Regelung erwies sich, wie überall die Benutzung einer dreispurigen Fahrbahn bei dichtem Verkehr in beiden Richtungen, als undurchführbar. Die inzwischen elektrisch betriebene zweigleisige Straßenbahn und die schnell wie die langsam fahrenden Fuhrwerke mußten sich in jeder Richtung mit nur einer Fahrspur behelfen. Nur in langsamem Schritt konnte der Verkehr sich abwickeln. Zwischen beiden Spuren mußte sich noch der lebhafteste Verkehr der Radfahrer (bis über 6000 am Tage und über 1700 in 1 Stde.) hindurchzwängen. Die Überwindung der rd. 400 m langen Strecke der Elb- neben anschließenden Flutbrücken nahm in verkehrsstarker Zeit über zehn Minuten in Anspruch. Eine Handelsgesellschaft, die täglich 60 Autos über die Brücke laufen ließ, verlor täglich 15 bis 20, im Jahre rd. 4500 Autostunden, was einem Geldverlust von 45000 R.-M. entsprach. Der Hamburger Staat und der Hamburger Handel hatten diese, hier so bedenklichen Zusammenhänge zwischen Wirtschaft und Verkehr bereits vor dem Ausbruche des Weltkrieges erkannt; der Krieg und die Inflationszeit sowie die Fülle der sonst zu erledigenden technischen Aufgaben, darunter die Fertigstellung der Freihafenelbbrücke, machten es jedoch dem Senat erst am 7. Januar 1927 möglich, den Antrag auf Bereitstellung von rd. 3,317 Mill. R.-M. für die Erweiterung der Elbbrücke, des beiderseits anschließenden Straßenzuges und der in ihr liegenden Billhorner Brücke bei der Bürgerschaft zu stellen.

¹⁾ Vergl. „Zeitschrift für Bauwesen“ 1890.

²⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 20.

Dieser Antrag wurde bereits am 12. Januar 1927 von der in allen Angelegenheiten des Wasser-, Hafen- und Landverkehrs stets schnell und weitsichtig handelnden Bürgerschaft genehmigt.

Die allgemeine Anordnung der Erweiterung.

Die alte Straßenbrücke besteht aus drei Überbauten in der Form des Lohseträhers von je 101 m Stützweite und mit 7,60 m lichtem Abstand der Hauptträger. Die beiderseitigen Widerlager nebst Portalen, die beiden Strompfeiler und die beiderseits anschließenden Flutbrücken sind ihrerzeit so breit angelegt worden, daß eine geplante zweigleisige Gütereisenbahn neben der Straßenbrücke auf einer besonderen weiteren Brücke zu überführen war (Abb. 4). Die Gütereisenbahn wurde infolge der im Gange befindlichen Umgestaltung der Güteranlagen der Reichsbahn an dieser

Stelle nicht erforderlich, so daß der für sie offene Raum für eine Erweiterung der Straßenanlage nutzbar gemacht werden konnte. Die Bauverwaltung (Ingenieurwesen) war sich aber klar darüber, daß dieser Raum bei dem ständigen Anwachsen des Verkehrs in der wichtigsten Ausfall- und Durchgangstraße des gesamten Verkehrsgebiets auf die Dauer nicht ausreicht; sie untersuchte daher die Frage, ob der in Zukunft doch erforderliche größere Verkehrsraum sofort durch völligen Neubau der Brückenanlage, d. h. durch neue Eisenkonstruktionen auf neuen längeren Unterbauten zu schaffen sei, oder ob man — unter Benutzung der vorhandenen Anlagen — sich auf das für die nächste Zukunft Erforderliche vorerst beschränken und den weiteren Ausbau der späteren Zukunft überlassen solle. Zu berücksichtigen war dabei u. a.,

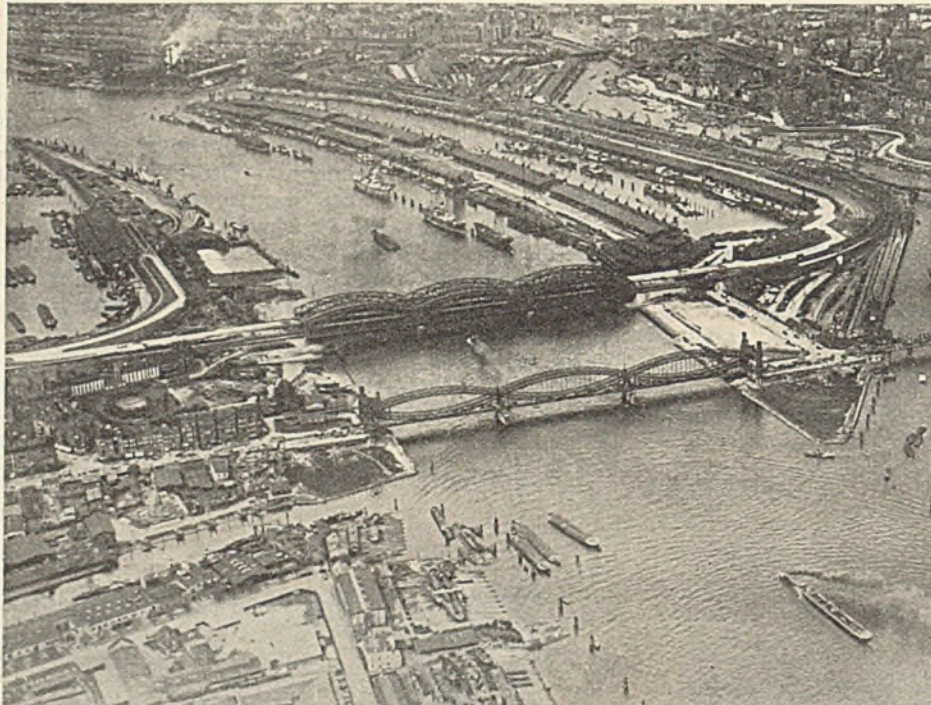


Abb. 1. Flugaufnahme.

Im Vordergrund: Zu verbreiternde sog. Neue Elbbrücke.
Im Hintergrund: 2 Reichsbahnbrücken und Freihafenelbbrücke.

daß zwischen den beteiligten Ländern eine Vertiefung der Elbsohle auf — 5 m HN an der Straßenbrücke und unterhalb von ihr vorgesehen war; bei einem Neubau der Unterbauten hätte man sogleich, wie es seinerzeit bei der neuen Freihafenelbbrücke geschehen ist, dieser späteren Vertiefung der Elbsohle durch Gründung der Unterbauten bis auf die Tiefe von etwa — 9,50 m HN Rechnung tragen müssen. In der Hauptsache wurden folgende Möglichkeiten des Ausbaues der Brückenanlage untersucht:

A. Völliger Neubau,

d. h. neue Überbauten auf neuen längeren und tiefer gegründeten Unterbauten.

a) Eine neue Brücke mit sechs Wagenspuren einschl. Straßenbahn, in einem oberen Geschoß Raum für etwaige spätere Autobahn (in Stadterweiterungsplänen zur kreuzungsfreien Umfahrung der Durchgangstraßen um die bebauten Stadt offen gehalten) (schwierige Rampenbildung) (Abb. 3a);

b) zwei neue Brücken mit je drei Spuren wie vor, in oberem Geschossen Raum für Autobahn (Rampenbildung wie vor) (Abb. 3b);

c) zwei neue Brücken mit je drei Spuren wie vor, Raum für Autobahn auf besonderer Brücke, stromaufwärts (Abb. 3c);

d) zwei neue Brücken mit je drei Spuren für Wagen, zweigleisige Straßenbahn zwischen den Brücken, Raum für Autobahn (siehe c) (Abb. 3d).

B. Teilweiser Neubau

zur Schaffung des zunächst erforderlichen Verkehrsraumes, d. h. e) eine neue Brücke für drei Spuren neben der alten Brücke auf vorhandenen Unterbauten (Abb. 3e). Erst später im Bedarfsfalle neue Unterbauten, Straßenbahn zwischen Brücken (was bereits bei der Querschnittsbemessung der westlichen Hauptträger der neuen Elbbrücke und Billhorner Brücke berücksichtigt wurde) und besondere Autobrücke stromaufwärts.

Bei der vergleichenden Untersuchung dieser verschiedenen Möglichkeiten spielten die nachstehenden Gesichtspunkte eine wichtige Rolle.

Die Eisenkonstruktion der vorhandenen Elbbrücke erwies sich nach einer statischen Berechnung und nach Untersuchung des Schweißeisens (34 bis 38 kg/mm² Zugfestigkeit, 16 bis 28% Dehnung) als weiterverwendbar zur Aufnahme der gewachsenen Lasten des mechanischen und schnelleren Verkehrs; es waren nur noch verhältnismäßig geringe Verstärkungen nötig.

Gemäß einer kategorischen Erklärung der Hamburger Wasserbaubehörde lag eine Notwendigkeit zur Vertiefung der Elbsohle und damit der Schaffung tiefer gegründeter Unterbauten in absehbarer Zeit noch nicht vor.

Aus einer verkehrstechnischen Berechnung und aus Beispielen nordamerikanischer Brücken (Delawarebrücke, Philadelphia, 50 000 Fuhrwerke/Tag auf sechs Spuren ohne Straßenbahn) war zu schließen, daß die durch die Lösung B sofort gewonnenen und günstig in Richtungsverkehr zu benutzenden Fahrspuren (zwei für Straßenbahn, zwei für schnell, zwei für langsam fahrende Fuhrwerke) bei Annahme gewisser wahrscheinlicher Steigerungen des Verkehrs schätzungsweise dem Verkehrsbedürfnis noch 15 Jahre genügen würden.

Die Lösungen unter A erforderten die sofortige Anwendung von etwa sechs Millionen höherer Baukosten als die Lösung B.

Der Gesamtaufwand an Baukapital und Zinsen wurde bei Ausführung der größeren Erweiterung erst nach 15 Jahren gemäß Lösung B erheblich geringer als bei A, auch unter Berücksichtigung der höheren Baukosten, die die spätere Unterfangung zweier Brücken unter Aufrechterhaltung des Verkehrs beim Neubau der Unterbauten verursacht.

Die Finanzlage zwang zum Verzicht auf alle zurzeit vermeidbaren Ausgaben.

Aus allen diesen Erwägungen mußte, sehr zum Bedauern der technischen Verwaltung, auf die sofortige Durchführung einer einheitlichen, größeren, verkehrstechnisch die Bedürfnisse der ferneren Zukunft berücksichtigenden und ästhetisch voll befriedigenden Neuanlage verzichtet und der Entwurf, sowie die Einwerbung der Mittel auf die Lösung B beschränkt werden, d. h. auf die Anlage einer weiteren Brücke neben der alten Straßenbrücke auf den vorhandenen Unterbauten (Abb. 3e).

Diese Beschränkung hatte einige unerwünschte Folgen. Eine Beseitigung der Portale, die in ihrer romantischen, gotischen Ausbildung der heutigen Auffassung widersprechen, wurde nicht nötig. Sie ohne zwingende Notwendigkeit zu beseitigen und durch neue Abschlüsse zu ersetzen, war zurzeit wirtschaftlich nicht vertretbar.

Zwar wurde es möglich, der neuen Brücke statt des lichten Maßes von 7,60 m der alten Brücke die für drei Spuren erwünschte Lichtweite zwischen den Hauptträgern von 8,60 m zu geben; aber in der Durchfahrt der beizubehaltenden Portale mußte man sich mit dem vorhandenen und für drei Spuren knappen Maß begnügen (Abb. 12). Während auf der neuen Brücke außerhalb der östlichen Hauptträger ein besonderer Radfahrweg neben dem Fußweg, mit Durchfahrt durch die neu durch-

gebrochenen, seitlich gelegenen kleinen Portalöffnungen geschaffen werden konnte, blieben die in südlicher Richtung fahrenden Radler wie bisher auf den Fahrdamm der alten Brücke angewiesen.

Diese Nachteile konnten jedoch als Folgen der oben begründeten Entscheidung 1 bis 2 Jahrzehnte in den Kauf genommen werden.

Der Querschnitt der neuen Brücken ist aus Abb. 3e ersichtlich. Er wurde für die Elb- und die neue Billhorner Brücke verwendet.

Im Zusammenhang mit den Erweiterungen der Brücken wurde eine Verbreiterung der angrenzenden Straßenzüge, auf der Südseite der Veddeker Brückenstraße zunächst bis zum Veddeker Marktplatz, auf der Nordseite bis annähernd zum Billwärder Neuedich auf 25 m vorgesehen (s. auch Abb. 2).

Eine Ausdehnung dieser Verbreiterung nach Norden ist in Vorbereitung. Auch nach Süden wird sie durch Baulinien offen gehalten.

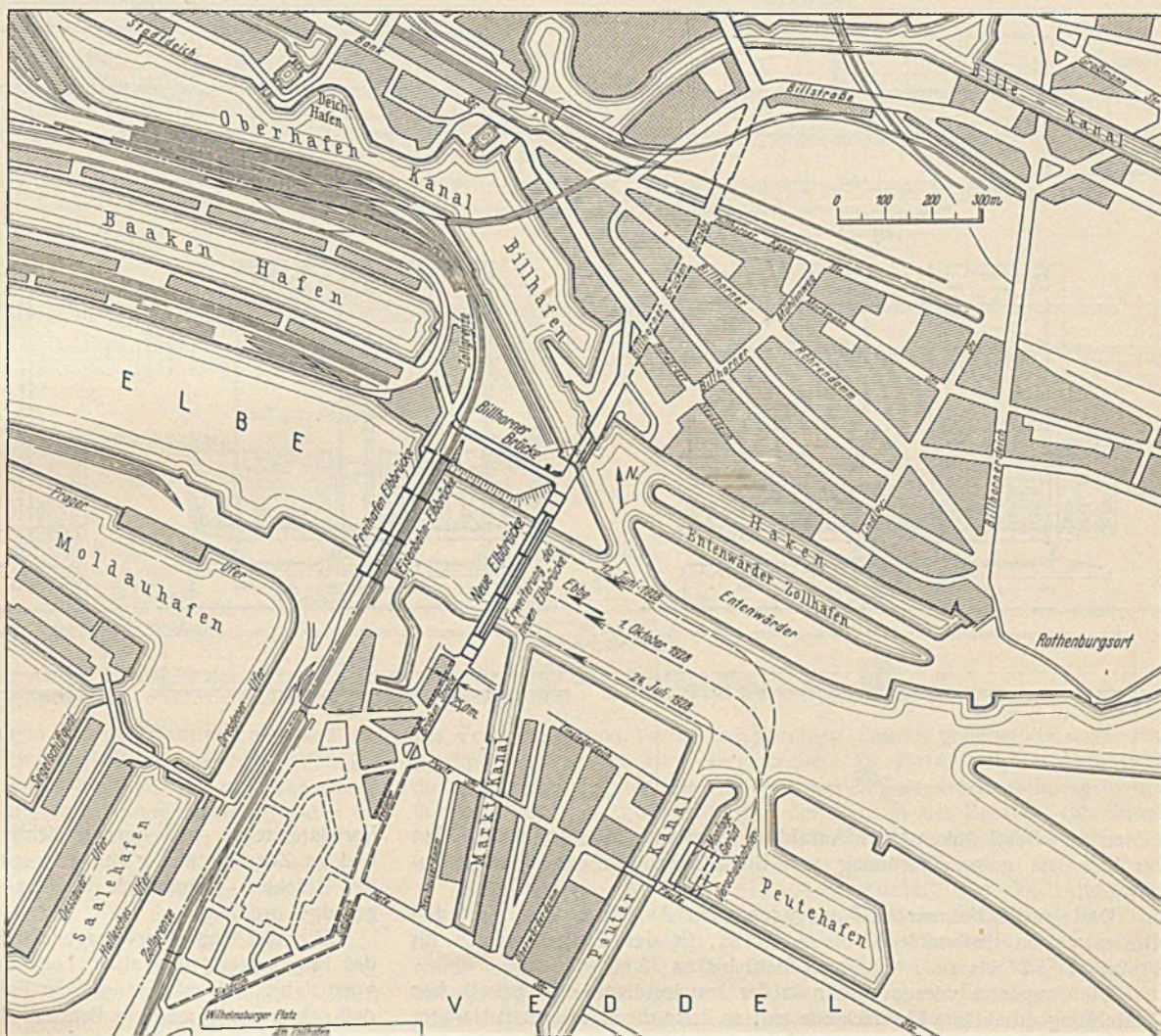


Abb. 2.

I. Die Elbbrücke.

Die Formgebung der Elbbrücke. In Übereinstimmung mit dem Gutachten der Akademie für Bauwesen vom 12. Dezember 1923 betreffend die Gestaltung der neuen Eisenbahnbrücken über die Norderelbe war besonderer Wert darauf zu legen, das Gesamtbild der verschiedenen Brücken möglich ruhig zu gestalten und die neue Brücke der Form der neben ihr liegenden alten Brücke (Abb. 4) anzupassen. Als System kam für die neue Brücke daher nicht, wie bei der stromabwärts liegenden Brücke, der Zweigelenkbogen, sondern nur der Lohseträger in Betracht; ersterer würde übrigens vom Verfasser — auch im Falle sofortigen völligen Neubaus gemäß Lösung A — wegen des unvermittelten und ästhetisch nicht befriedigenden Überganges der Endständer hinter den Lohseträger zurückgestellt werden.

Der bereits am 11. Januar 1927 herausgegebenen beschränkten Ausschreibung wurde der Lohseträger zugrunde gelegt mit einer den benachbarten Brücken entsprechenden Höhenlage des oberen Bogens und mit annähernd parabelförmiger Systemlinie für die Knotenpunkte der Gurtungen. Aus statischen und ästhetischen Gründen, wie zur Gewinnung eines einfacheren, klareren Bildes wurden nur 11 Hängestangen gegenüber 23 bei der alten Brücke (Abb. 6) gewählt.

Auch für die Berechnung des hochgradig unbestimmten Systems wurden zunächst Vereinfachungen durch Zulassung angenäherter Ver-

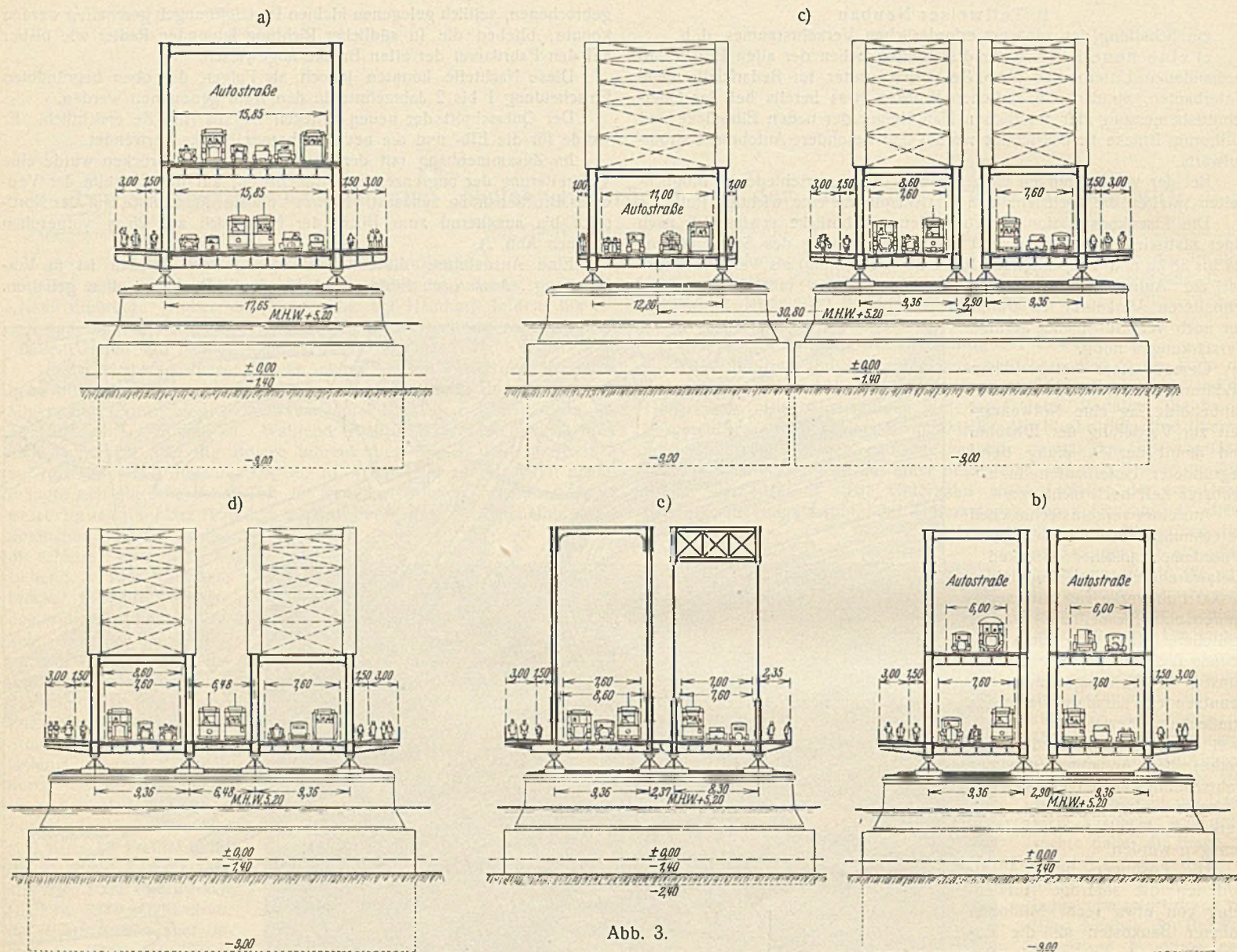


Abb. 3.

fahren und Beschränkung der Anzahl der statisch unbestimmten Größen für Eigenlast unter Anordnung von Blindstäben bei der Montage angestrebt.

Die am 17. Februar 1927 eingegangenen Angebote zeigten in den Gesamtpreisen Unterschiede bis zu 35 %, in den Einheitspreisen für Flußstahl St 37 bis zu 7 %, für Si-Stahl bis zu 25 %.

Die Angebote wiesen ferner in der konstruktiven und ästhetischen Ausbildung erhebliche Unterschiede auf; so hatte die Gesellschaft Harkort, Duisburg, nicht das billigste, aber doch das günstigste Sonderangebot eingereicht mit 2,40 m hohen, stetig gekrümmten vollwandigen Hauptträgern, statt mit den vorgesehenen polygonalen Fachwerkbogen (Abb. 6).

Das Studium der Wirkung des Sonderangebotes am Modell (Abb. 5) führte — auch nach dem Urteil des befragten Herrn Oberbaudirektors Schumacher — zu der Überzeugung, daß der vollwandige, stetig gekrümmte Träger, u. a. auch durch seine das Gitterwerk der alten Brücke von stromaufwärts deckende ruhige Fläche, sich ästhetisch als außerordentlich glücklich erweisen werde, in vollem Maße dann, wenn der Zwiespalt zwischen der heutigen

Portalarchitektur und dem schlichten vollwandigen Hauptträger beseitigt und im Zusammenhang mit den späteren Umbauten und Erweiterungen der Brücken — durch sie bedingt — neue schlicht-sachliche Portale angeordnet werden.

Die von einem hervorragenden Brückenbauer vertretene Ansicht, daß das Filigranwerk der alten Lohsträger der geschlossenen Ausbildung vorzuziehen sei, wird in diesem Falle nicht geteilt, im Hinblick darauf, daß schon heute mehrere Brücken dicht hintereinander folgen und noch weitere Brücken in Zukunft zu erwarten sind, so daß die feine Unterteilung überhaupt nicht mehr zur Geltung kommen kann.

So wurde der Auftrag am 2. April 1927 an die Gesellschaft Harkort, die Erbauerin der 1885 bis 1887 hergestellten Eisenkonstruktion — unter Beteiligung zweier Hamburger Firmen (H. C. E. Eggers & Co. und Carl Spaeter G. m. b. H.) — für einen Gesamtpreis von 1,351 Mill. R.-M. vergeben. Dafür waren zu liefern 638 t St 37 (Fahrbahn ohne Querträger), 1757 t St Si und 97 t Stg 52·81. Aus ästhetischen Gründen wurde die Anordnung vollwandiger Verbundstäbe ausbedungen.

Ferner wurde von Harkort die Bedingung über-

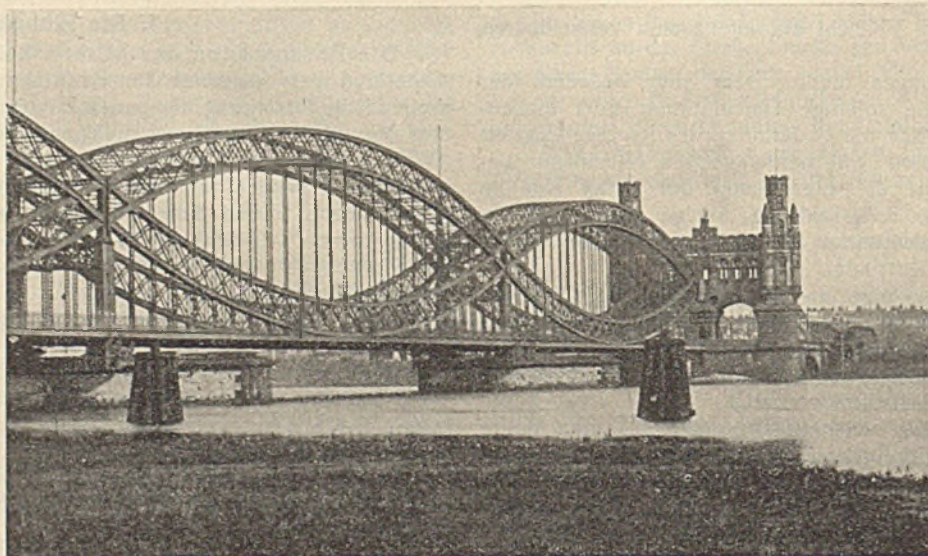


Abb. 4. Ansicht der alten Brücke mit nördlichem Portal.

nommen, auf Verlangen des Ingenieurwesens unter Verzicht auf Montagegerüste im Strom den Zusammenbau auf dem Lande zu bewirken, die Brücken schwimmend an die Brückenstelle zu bringen und auf den Pfeilern und Widerlagern abzusetzen.

Der vorstehende, von der Bauverwaltung verlangte Bauvorgang erwies

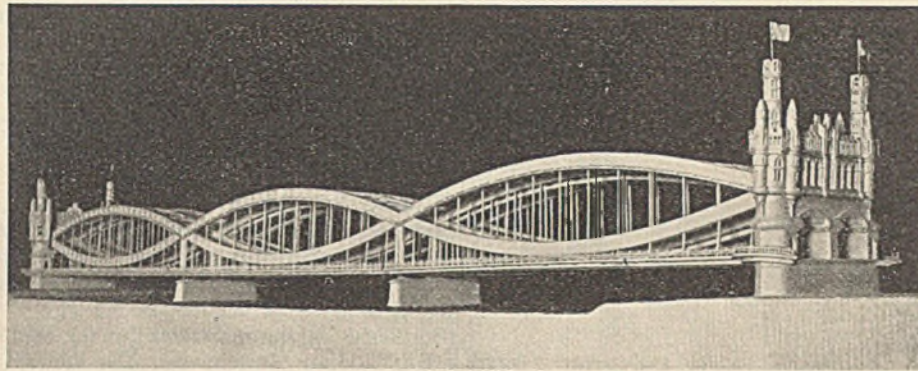


Abb. 5. Modell der neuen neben der alten Brücke.

leitung zweier Gleise über die Freihafenelbrücke Montage auf der alten Eisenbahnbrücke, und bei der Erweiterung der alten Straßeneibbrücke: Montage auf dem Lande und Einschwimmen.

Es konnte angenommen werden, daß durch dieses veränderte Vorgehen etwaige auswärtige Schwierigkeiten verringert wurden;

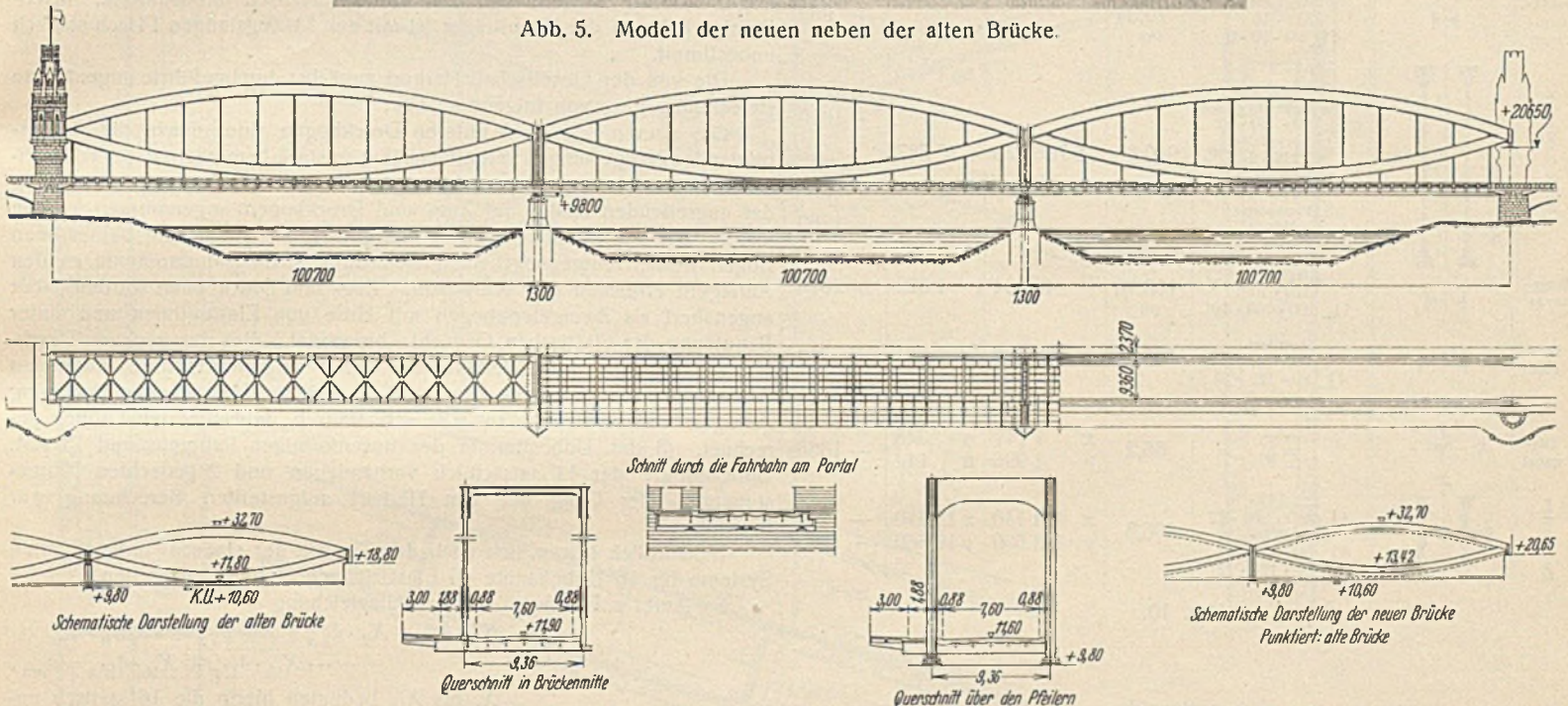


Abb. 6. Ansicht der neuen Elbbrücke mit Grundriß und Querschnitten.

sich als notwendig, um die Hemmungen des Schiffsverkehrs und die daraus gegebenenfalls erwachsenden Schwierigkeiten bei der Internationalen Elbkommission zu beschränken. Er war erwünscht, weil nach den erneut beim Bau der Freihafenelbrücke bestätigten Erfahrungen Gerüstbauten im Strom etwa vom 15. November bis 15. März wegen der Eis- und Hochwassergefahr nicht geduldet werden können und durch die Gerüste eine Beschränkung, Verlangsamung und Verteuerung des Baues zu erwarten war.

So ergab sich ein interessanter Unterschied in der Behandlung der verschiedenen, zeitlich aufeinanderfolgenden Brückenbauten. Bei der Freihafenelbrücke: Montage auf Gerüsten, bei den Eisenbahnbrücken: nach Um-

zur Vermeidung von Verlust an günstiger Bauzeit genehmigte daher der Präsident des Senats, Herr Bürgermeister Dr. Petersen, im April 1927 die Vergebung der Arbeit (s. o.) und den Beginn der Ausführung in der Werkstatt mit dem Vorbehalt, daß der Bau an der Baustelle im Strom erst nach Eingang der Zustimmung durch die Internationale Elbkommission beginne. Diese Zustimmung traf erst im Juli 1927 ein.

Grundlagen des Ausführungsentwurfs. Für die Unterkante der Brückenkonstruktion war wie bei den vorhandenen Brücken +10,60 HN (rd. 5,50 m über Normalflut) beibehalten. Die Oberkante der Fahrbahn wurde mit +11,80 HN zur Gewinnung größerer Höhe für die Querträger und eines größeren Raumes für die Unterbringung von Leitungen um 20 cm höher angeordnet als bei der vorhandenen Brücke mit +11,60 HN.

Als Nachteil hatte sich bei der alten Straßenbrücke die aus der niedrigen Lage der unteren Gurtungen der Lohsträger entstehende Verschmutzung und verstärkte Rostgefahr erwiesen. Die geringere Höhe der vollwandigen Bogen der neuen Brücke (2,40 m) ermöglichte es, diesen Nachteil zu vermeiden und die unteren Gurtungen und die Auflager

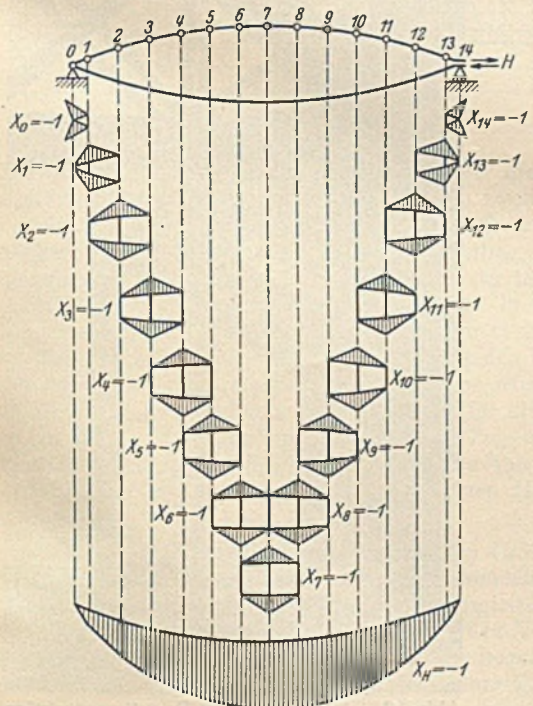


Abb. 7.

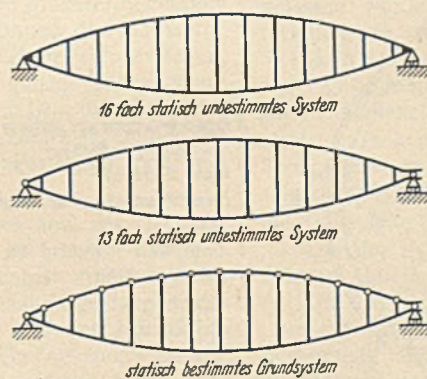


Abb. 8.

No.	H	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
H	+	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
0	-	+	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	
1	-	-	+	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	
2	-	-	-	+	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	
3	-	-	-	-	+	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3	
4	-	-	-	-	-	+	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4	
5	-	-	-	-	-	-	+	-	-	-	-	-	-	-	-	5	
6	-	-	-	-	-	-	-	+	-	-	-	-	-	-	-	6	
7	-	-	-	-	-	-	-	-	+	-	-	-	-	-	-	7	
8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	+	-	-	-	-	-	8	
9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	+	-	-	-	-	9	
10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	+	-	-	-	10	
11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	+	-	-	11	
12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	+	-	12	
13	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	+	13	
14	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	+	14

- bedeutet einen Wert σ_{ik}
+ " " " σ_{ii}

Abb. 9.

Zusammenstellung der wichtigsten Querschnittsabmessungen.

Profil	Abmessungen	F cm ²	J cm ⁴	W cm ³	σ kg/cm ²
Obere Druckbogen	2 Stegbleche 2400 · 12	1129,96	10 538 015	o	u
	4 L 150 · 150 · 12 4 L 90 · 150 · 12			86 519	- 1443
Verbindungsstange	1. obere Deckplatte 340 · 12	70,34 (m)		u	o
	2. obere Deckplatte 900 · 12			86 236	- 848
Untere Zugbogen	1. untere Deckplatte 2 · 280 · 14			u	o
	2. untere Deckplatte 2 · 280 · 14			70,34 (m)	+ 969
Hängestange	Stegblech 520 · 10	108,10 (m)	43 384	1 822	+ 2016
	4 L 100 · 100 · 10				
Oberer Windverband	Senkrecht	136,40	63 637	2 121	- 719
	Diagonal	Stegblech 600 · 10			
Endpfosten	4 L 80 · 120 · 10	56,2	x 1 717 y 1 996	o 348 u 144	- 1365
	4 L 80 · 120 · 12	806,8	x 464 140 y 488 600	x 12 410 y 10 860	- 1206 (- 1901)

Abb. 10.

unter Beibehaltung der Höhenlage Oberkante der oberen Bogen (s. Abb. 6) höher anzuordnen.

Es wurde weiter Wert darauf gelegt, den Angriffspunkt der von der Eisenkonstruktion auf die Zwischenpfeiler wirkenden Kräfte möglichst niedrig anzuordnen, um die Beanspruchung der durch die größeren Verkehrslasten und das höhere Eigengewicht der breiteren neuen Brücke stärker als bisher beanspruchten Pfeiler möglichst niedrig zu halten. Während bei der alten Brücke die Auflager auf eingespannten Stützen hochliegen, wurde die neue Eisenkonstruktion durch Stützen mit unteren Auflagern unmittelbar auf den Pfeilern abgesetzt (Abb. 6).

Berechnung. Für die statische Berechnung kamen die Vorschriften für Eisenbauwerke der Reichsbahn und für die Belastung die DIN 1072 (Brückenkl. I), als Stoßzahlen für die Hauptträger 1,20, für die Fahrbahnträger 1,38 zur Anwendung. Der dreifach statisch unbestimmte, linsenförmige Rahmen der Hauptträger ist mit den 11 Zugstangen 14fach statisch unbestimmt.

Die von der Gesellschaft Harkort zunächst durchgeführte angenäherte Berechnung ging von folgendem aus:

Die oberen Zug- und unteren Druckbogen sind gleich, die sie verbindenden Hängestangen verhältnismäßig so stark bemessen, daß ihre elastischen Formänderungen vernachlässigt und eine gleichmäßige Verteilung der angreifenden Kräfte auf Zug- und Druckbogen angenommen werden kann. Die wagerechten Schübe der gleich belasteten und bemessenen Bogen werden entgegengesetzt gleich, und die Einspannmomente an den Auflagern erreichen den Wert Null. Zug- und Druckbogen wurden daher angenähert als Zweigelenkbogen mit Hilfe von Einflußlinien und unter Benutzung der elastischen Gewichte berechnet. Bei der genauen Durchrechnung wurde der Ecksteifigkeit der Bogenschnittpunkte über den Auflagern durch Einfügen von zwei gedachten Hängestangen Rechnung getragen und somit mit 3 + 13 = 16 statisch unbestimmten Größen gerechnet. (3 stat. Unbestimmte des linsenförmigen Rahmens und 13 stat. Unbestimmte der 11 tatsächlich vorhandenen und 2 gedachten Hängestangen). Der Gang der von Harkort aufgestellten Berechnung war folgender:

Bekanntlich lassen sich nach der Theorie der statisch unbestimmten Systeme für 16 Unbekannte 16 Elastizitätsgleichungen aufstellen.

So lautet z. B. die u · n-Elastizitätsgleichung

$$X_1 \cdot \delta_{1n} + X_2 \cdot \delta_{2n} + X_3 \cdot \delta_{3n} + \dots X_n \cdot \delta_{nn} + \dots X_{15} \cdot \delta_{15n} + X_{16} \cdot \delta_{16n} = \delta_{mn}$$

X₁ bis X₁₆ bedeuten hierin die 16 statisch unbestimmten Größen und die Werte δ die Verschiebungswerte. Allgemein ist

$$\delta_{ik} = \int M_i M_k \frac{J_c}{J} ds + \int N_i N_k \frac{J_c}{F} ds + \int Q_i Q_k \frac{J_c \cdot E}{G \cdot F} ds + \sum S_i S_k \frac{J_c}{F} s$$

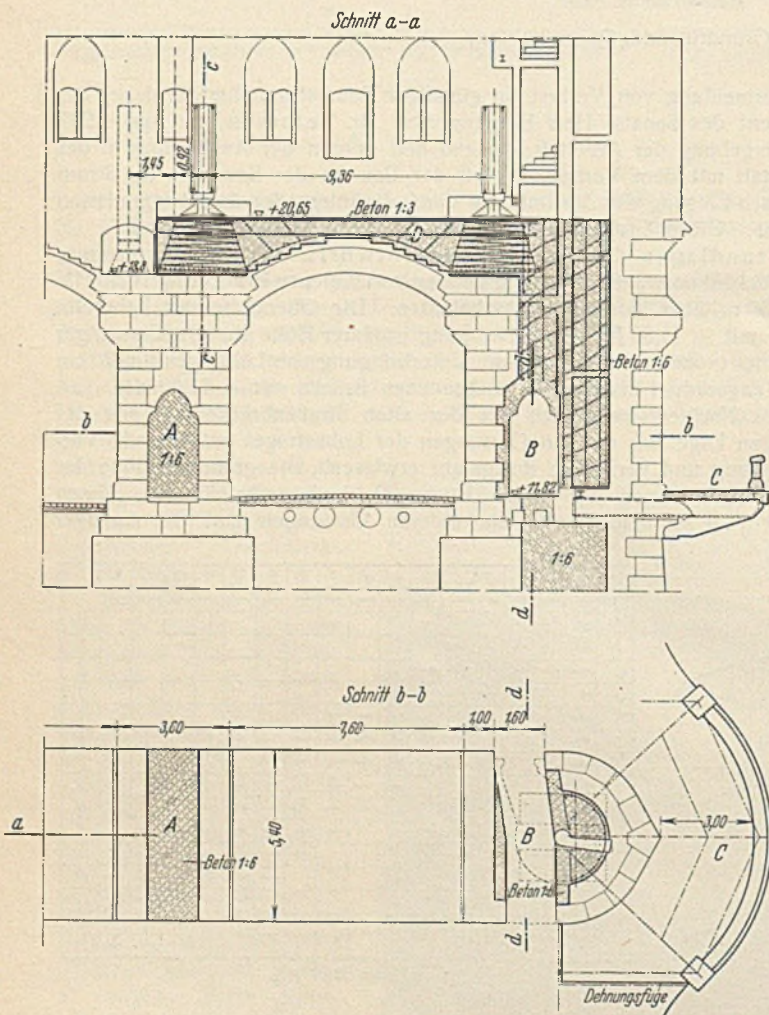


Abb. 12. Portal mit Auflagern.

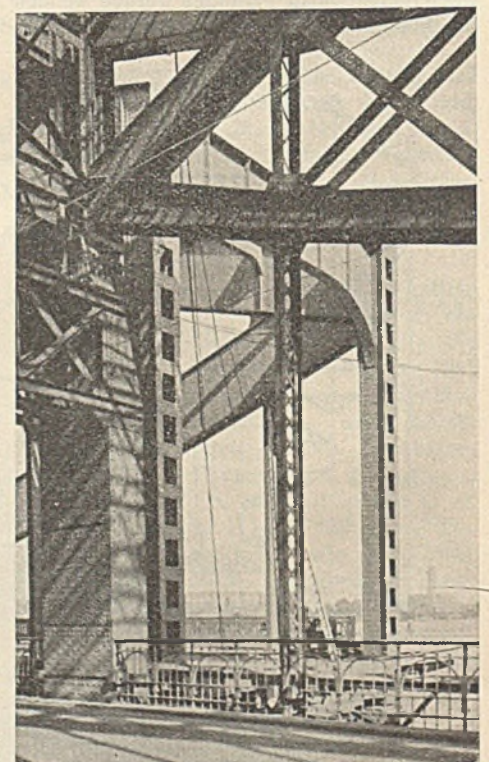


Abb. 13. Alte und neue Portalkonstruktion auf Strompfeiler.

- A Vorhandener Durchgang wird geschlossen
- B Neue Durchfahrt für Radfahrer
- C Umgang für Fußgänger
- D Eisenbetonkonstruktion für die Auflager

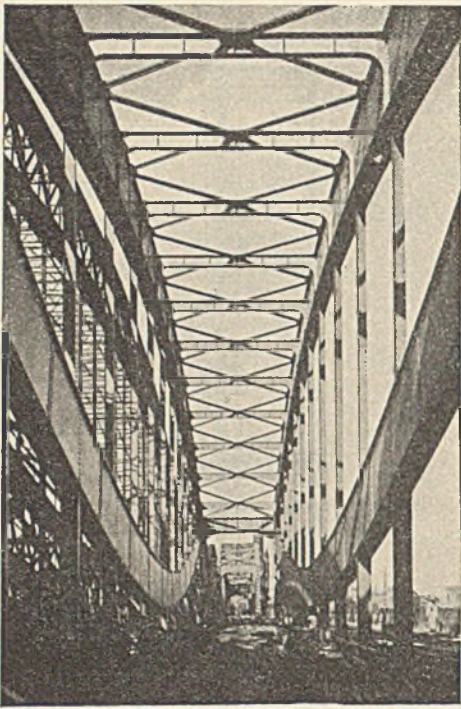


Abb. 14. Innenansicht.



Abb. 15. Aufsicht auf alte und neue Brücke.

den Einflußlinien für die Momente $X = M_{\alpha}$ im 13fach statisch unbestimmten Hauptssystem.

2. 3fach statisch unbestimmte Rechnung am 13fach statisch unbestimmten Hauptssystem. Berechnung der Zustände $X_H = -1$, $X_o = -1$ und $X_o = -1$ ($X_o = X_{14}$). Bildung der δ -Werte. Auflösung der drei Gleichungen. Berechnung der Biegelinien (δ_{mo} , δ_{mH} und δ_{mo}). Zusammensetzung zu Einflußlinien.

3. Entwicklung der Einflußlinien für Kernpunktmomente und Verbindungsstangenkräfte.

Die unter Berücksichtigung aller statisch unbestimmten Größen von Harkort angestellte genauere Berechnung ergab verhältnismäßig geringe Unterschiede, z. B. in der Außenkante Zugbogen 2% höhere, in Unterkante Druckbogen geringere Werte als die Annäherung. Die nach letzterer ermittelten Abmessungen konnten also beibehalten werden. Ferner zeigte die Untersuchung, daß die Hängestangen infolge des überwiegenden Einflusses der Eigenlast keine Druckbeanspruchung erhalten.

Beide Hauptträger wurden gleich stark ausgebildet. Es betragen die Scheitelkernpunktmomente:

- im Druckbogen, oben max . . . + 742 tm
- unten " . . . - 1229 "
- „ Zugbogen, oben " . . . - 731 "
- unten " . . . + 1278 "
- größter Auflagerdruck rd. 830 t.

Die wichtigsten Hauptträgerquerschnitte sind in Abb. 10 dargestellt. Die Stehblechstärke der Bogen wurde im Einvernehmen mit der Bauverwaltung von 10 auf 12 mm abgeändert. Es zeigte sich jedoch, daß

für den 2,40 m hohen Druckbogen auch eine Stehblechstärke von 12 mm allein nicht ausreichte. Es mußten daher zur Erzielung der erforderlichen Knicksicherheit des Stehbleches drei Reihen Längsaussteifungen mit Querverbindungen im Inneren des oberen, gedrückten Kastenquerschnitts angeordnet werden. Durch diese Maßnahme wurde die Zugänglichkeit für Ausführung des Anstrichs erschwert.

Die der Abrechnung zugrunde gelegten theoretischen Gewichte sind folgende:

Gewichte in t (abgerundet)				
	St St	St 37	Stg	Gußeisen
Hauptträger	1589,0	1,7		
Fahrbahn	182,8	744,2	3,1	
Windverband		136,6		
Auflager		0,3	65,5	
Unterer Besichtigungswagen (einschl. Maschinenteile)		14,3		
Laufschiene für den oberen Besichtigungswagen		35,4		
Wasserablaufkasten		0,9		4,9
	1771,8	933,4	68,6	4,9

Summe: 2778,7 t.

Anordnung und Ausbildung der Elbbrücken. Die Gesamtanordnung der Eisenkonstruktion geht aus Abb. 10, charakteristische Einzelheiten gehen aus den Abb. 11 und 13 bis 15 hervor; letztere lassen u. a. die bewußt erstrebte ruhigere Wirkung der neuen gegenüber der alten Konstruktion erkennen. Im einzelnen ist folgendes zu bemerken:

Auf Anordnung eines besonderen unteren Windverbandes wurde verzichtet, da die steife, aus Buckelblechen mit Betonfüllung bestehende Fahrbahntafel für ausreichend steif zur Aufnahme der Windkräfte gehalten wurde. Jedoch wurden zur Übertragung der durch Windmomente hervorgerufenen Druck- und Zugkräfte die als Ober- und Untergurte dienenden Fahrbahnrandträger besonders versteift. Da bei den Portalen die Auflager der Hauptträger hoch liegen, mußten zur Verlagerung der Fahrbahn-Endquerträger im unteren Teile des Portales besondere Lager geschaffen werden, und zwar zwei unter den Fahrbahnrandträgern sitzende lotrechte Lager zur Aufnahme der lotrechten Kräfte und ein dazwischenliegendes wagerechtes Lager zur Aufnahme der vom Endquerträger zu übertragenden Windkräfte (Abb. 6).

Der obere Windverband wurde als Parallelträger mit gekreuzten, steifen Streben und Ständern an den Kreuzungspunkten ausgeführt.

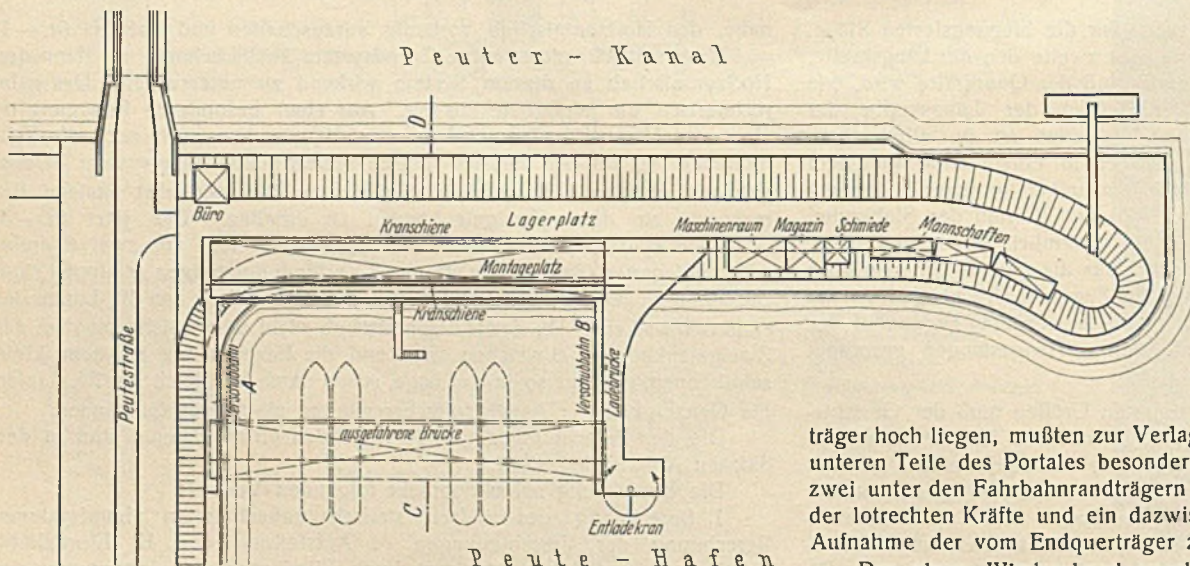


Abb. 16.

Während über den festen Lagern die aus Brückensteinen bestehende Fahrbahn ohne besondere Fugenausbildung durchgeführt wurde, sind über den beweglichen Auflagern besondere, aus Stahlguß bestehende Dehnungsfugen angeordnet.

Die Fahrbahn wird aus Buckelblechen (8 mm), auf genieteten Querträgern (aus St Si) und Längsträgern (aus Walzträgern St 37) gebildet, die mit Beton (1:6) ausgefüllt und mit dreifacher Isolierung (teerfreier Pappe, Walzblei und Jute) der Ruberoidwerke abgedichtet sind; die Befestigung ist mit 10 cm hohen, sogenannten Hamburger Brückensteinen aus schwedischem Gestein (Bruch Carlshamn) mit bituminösem Fugenverguß auf dünner Grandbettung bewirkt, weil hier infolge der sehr schweren Lasten des starken Hafenerverkehrs an Gewicht leichtere, z. B. bituminöse Pflasterarten keine genügende Lebensdauer versprechen und erforderliche Um- und Neupflasterungen mit den unvermeidlichen Verkehrstörungen aufs äußerste eingeschränkt werden müssen.

Fuß- und Radfahrwege sind aus Gußasphalt auf Eisenbetonplatten (Wayss & Freytag) hergestellt. Die Entwässerung geschieht durch Kantsteinrummen unmittelbar in die Elbe. Auch bei den Fuß- und Radfahrwegen wurde eine besondere Isolierung aus Jute angeordnet, um zu verhüten, daß bei Rissebildung des Asphalttes Wasser durch den Beton hindurchdringt.

Veränderungen an den Portalen usw. (s. Abb. 12). Die größere Breite der neuen Brücke (9,36 m statt 8,30 m von Mitte zu Mitte Hauptträger) sowie die größeren Eigen- und Verkehrslasten bedingen höhere Auflagerdrücke und eine ungünstigere Lage der Auflager auf den beiderseitigen Portalen. Zur besseren und gleichmäßigeren Übertragung der Kräfte und zur Entlastung des den Fahrweg überspannenden Portalbogens wurden die neuen umschnürt bewehrten Auflagersteine aus Beton (1:3) durch einen Eisenbetonbalken verbunden, zugleich wurden die bisher als Treppenaufgang usw. dienenden Hohlräume mit Beton und Eisenbeton ausgefüllt, derart, daß Balken und Treppenaufgange eine rahmenartige Portalversteifung bilden.

Die Berechnung ergab, daß die seinerzeit bei Erbauung der alten Brücke als zulässig angesehene Belastung des durch Rammpfähle ver-

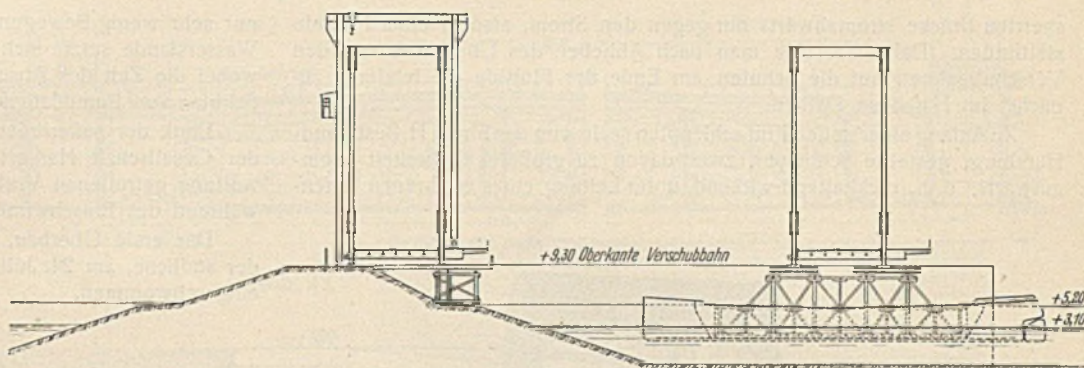


Abb. 17. Montageplatz. Querschnitt C—D.

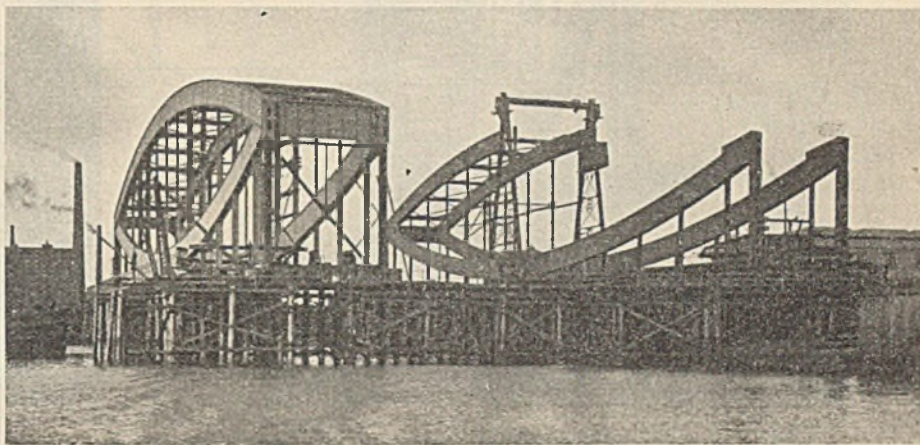


Abb. 18. Montage auf der Peute.

waren. Sie wurden daher durch Kreuzverbände und Horizontalriegel in zwei Ebenen zeitweilig ausgesteift.

Für diese Aussteifungen und zur einwandfreien Übertragung der Lasten auf die Schuten wurden rd. 34 t Eisenkonstruktion und 28 m³ Holz eingebaut.

Zu Beginn des Niedrigwassers und bei günstiger Witterung zog man vier paarweise gekoppelte Baggerschuten von je 600 t Tragfähigkeit zwischen den Köpfen der beiden Verschiebbahnen unter den fertigen

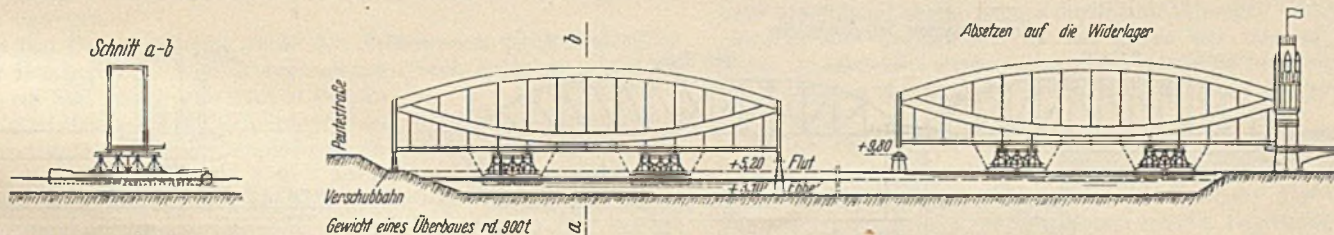


Abb. 19. Abschleppvorgang.

dichteten Bodens von 4 kg/cm² infolge der Erweiterungsbauten nur wenig überschritten wurde.

Da die im stromaufwärts belegenen Portalteil neu durchgebrochene Öffnung dem Radverkehr zu dienen hat, wird durch einen Betonpodest zwischen Eisenträgern der Verkehr der Fußgänger außen um die Portale herum gelenkt (s. auch Abb. 6).

Montage. Die auf den Werken fertiggestellten Eisenteile gelangten auf dem Wasserwege in den Peuterhafen (Abb. 2 u. 16) und mit behelfsmäßigem Kran auf den Montageplatz, wo in üblicher Weise auf fester Unterlage mit Hilfe eines Laufkranes der Zusammenbau stattfand (Abb. 17 u. 18).

Nach Abnietung wurde der fertige Überbau auf stählernen Rollen mit Handwinden und Flaschenzügen auf das Ende der Verschiebbahnen verschoben, und zwar mit einer durchschnittlichen Geschwindigkeit von 7 bis 8 m/Std., insgesamt in 5 bis 6 Stunden für jede Brücke.

Um jedoch die Überbauten auf die Schuten absetzen zu können, mußten verschiedene Verstärkungseinbauten vorgenommen werden. Da nämlich beim Abschwimmen die Lage der Unterstützung der Überbauten völlig geändert wurde, mußte auch der ganze Kräfteverlauf in dem Überbau selbst ein anderer werden.

Überschlägliche Untersuchungen ergaben, daß die Druck- und Zugbogen den veränderten Belastungen durchaus gewachsen waren, daß aber die die Belastungen auf die Schuten übertragenden Hängestangen erhebliche Drücke bekamen, denen sie ohne weiteres nicht gewachsen

Überbau (Abb. 19), in dem übrigens bereits die meisten Leitungen aus Gründen der Zeitersparnis eingebaut waren. Mit dem Ansteigen des Elbwassers hoben sich die Schuten und preßten sich, nachdem die zum Ausgleich nötigen Pallhölzer eingebaut waren, gegen den Überbau, bis er sich durch den Auftrieb von den Verschiebbahnen abhob und frei auf den Fahrzeugen ruhte. Dieser Vorgang nahm den größten Teil der rund fünfständigen Flutzeit in Anspruch. Das Einschwimmen sollte zur Vermeidung eines Zusammenstoßes mit der alten, für den Verkehr nicht ge-

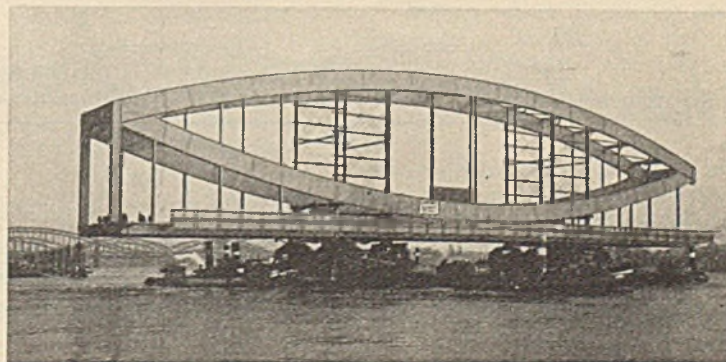


Abb. 20. Einschwimmen des nördlichen Überbaues.

sperrten Brücke stromabwärts nur gegen den Strom, also in einer Fluttide stattfinden. Daher vertäute man nach Abheben des Überbaues von den Verschubbahnen auf die Schuten am Ende der Flutide die letzteren zunächst im Hafen an Dalben.

Zu Anfang einer neuen Flut schleppten sechs von der Firma H. Bestmann-Hamburg, gestellte Schlepper, zwei davon zu größerer Sicherheit stromaufwärts, d. h. rückhaltend wirkend, unter Leitung eines erfahrenen Hafens-

nur sehr wenig Bewegungsfreiheit vorhanden war. Mit wieder sinkendem Wasserstande setzte sich schließlich der Überbau auf die Unterbauten ab, wobei die Zeit des Absetzens durch Einlassen von Wasserballast in die Schuten von Pumpdampfern aus verkürzt wurde.

Dank der außerordentlich sorgfältig und geschickt von der Bauleitung der Gesellschaft Harkort im Einvernehmen mit der staatlichen Bauverwaltung getroffenen Vorbereitungen dauerte die Sperrung des Elbstromes während des Einschwimmens jedesmal nur etwa eine Stunde.

Der erste Überbau, der nördliche, wurde am 12. Juni, der zweite, der südliche, am 24. Juli und der dritte, der Mittelbogen, am 1. Oktober eingeschwommen.

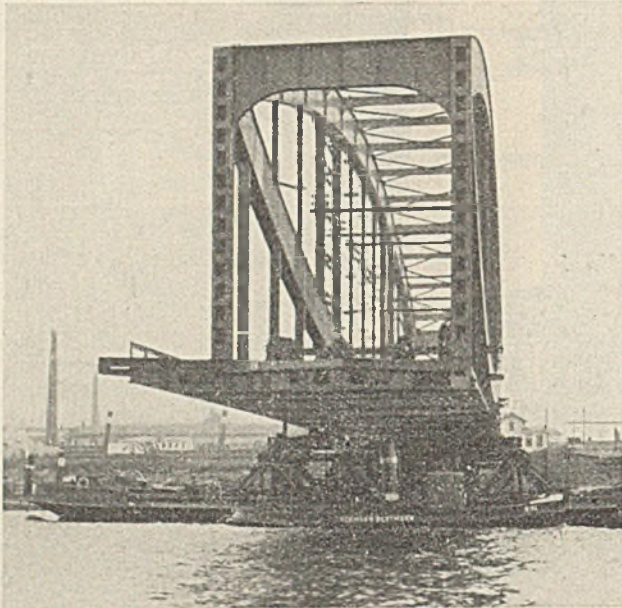


Abb. 21. Abschwimmen des südlichen Überbaues.



Abb. 24. Billhorner Brücke.

lotsen die Schuten gegen das auflaufende Flutwasser in nur etwa einer halben Stunde bis an die Baustelle (Abb. 19 bis 21), wo Rückhaltanker und die Schlepper ein Anstoßen an die alte Brücke verhinderten.

Mit Winden und Seilen wurde alsdann die Brücke auf dem Schwimmergerüst näher an die alte Brücke und bei genügend gestiegenem Wasser in die richtige Lage über den Auflagern gebracht. Diese Arbeit wurde bei den beiden seitlichen Überbauten auch dadurch erschwert, daß die Brückenaufleger in engen Nischen der Portale angeordnet waren, und daher für Manövrieren der Überbauten beim Versetzen auf die Auflager

Außer dem unterhalb der Fahrbahn befindlichen, von Hand angetriebenen Besichtigungswagen ist noch ein oberer, elektrisch betriebener Besichtigungswagen angeordnet, der in mancher Beziehung Bemerkenswertes bietet. Dieser Wagen kann mittels Zahnstangengetriebes über sämtliche drei Überbauten laufen. Die Fahrtdauer in einer Richtung beträgt etwa 20 bis 30 Minuten. Der Besichtigungswagen kragt über die Hauptträger vor und trägt an den Enden feststehende Schächte, von denen aus die Außenseiten der Obergurte jederzeit zugänglich sind. Die der Fahrbahn zugekehrten Gurte und die Windverbände können von zwei

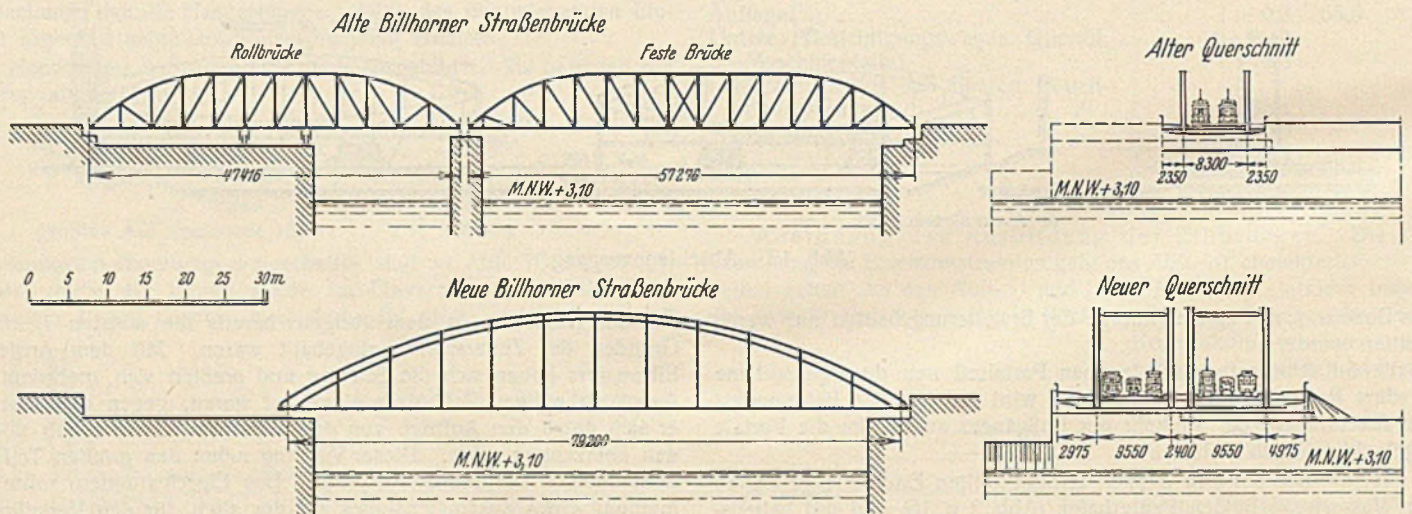


Abb. 22.

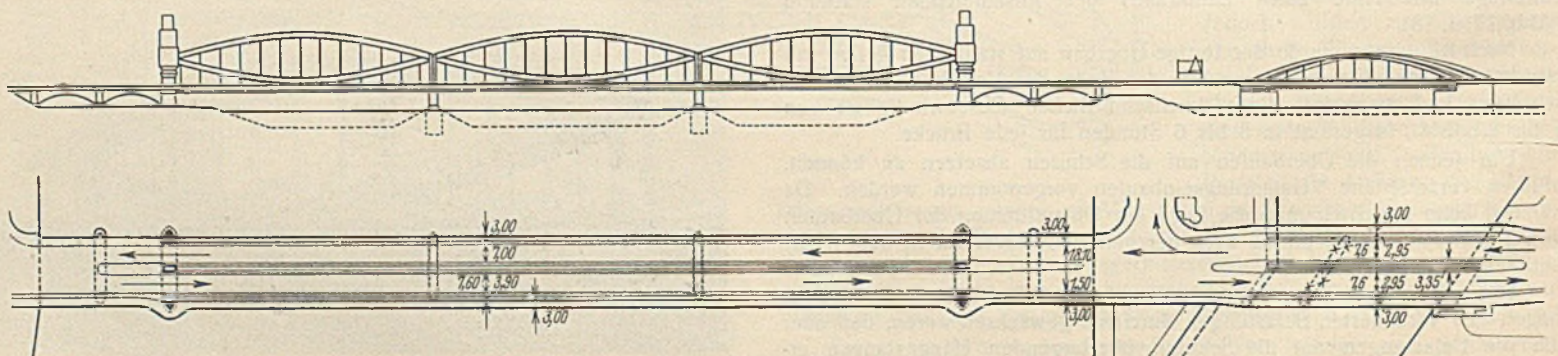


Abb. 23. Gesamtansicht.

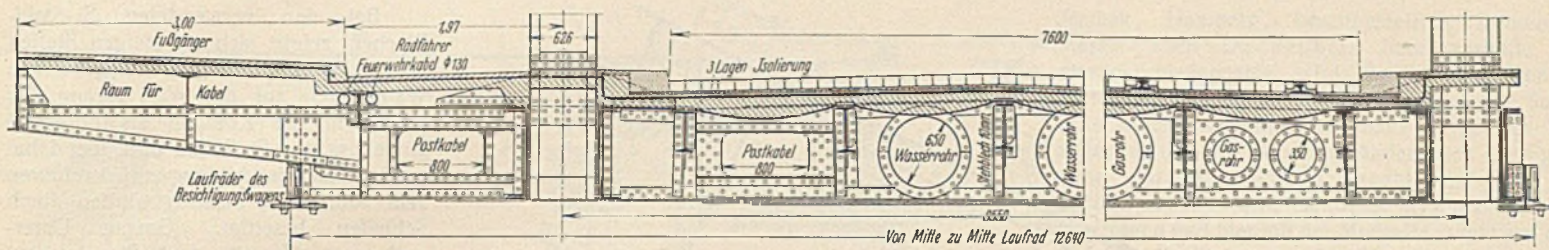


Abb. 25.

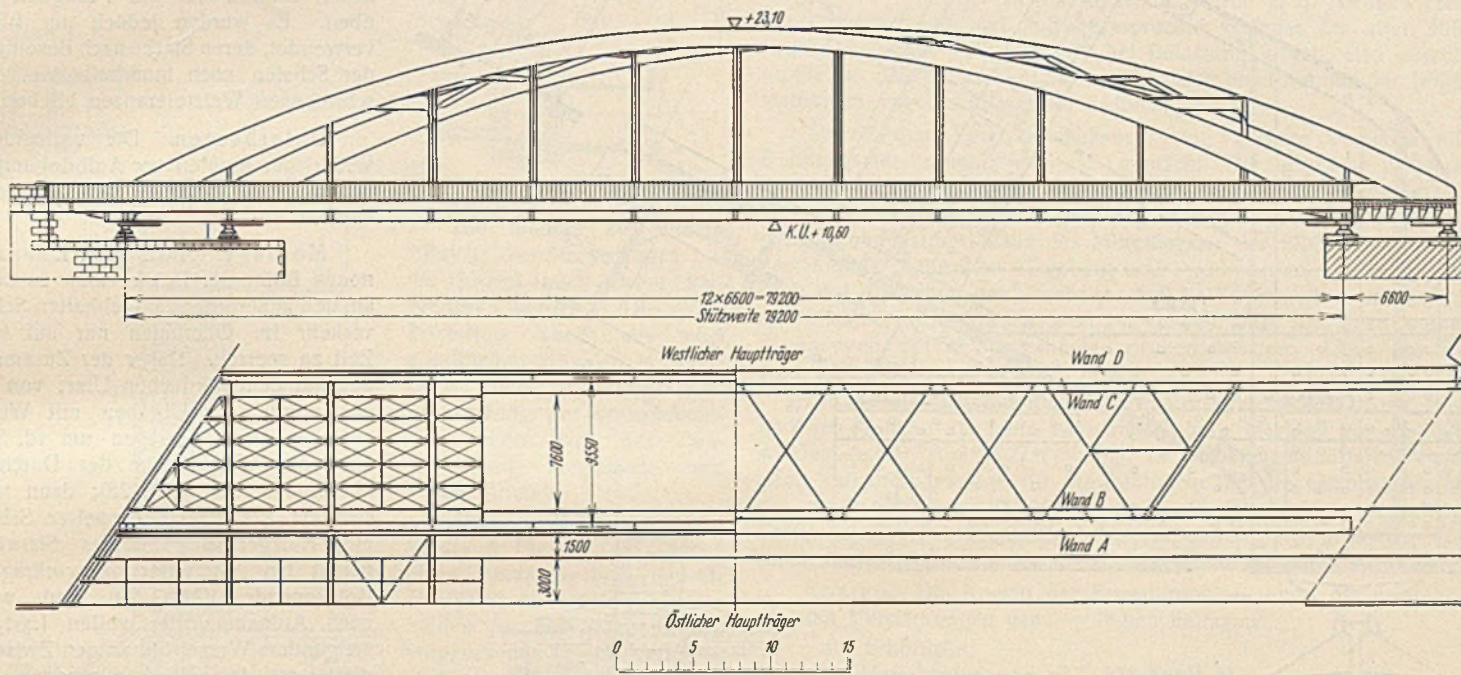


Abb. 26.

anderen senkrecht beweglichen Schächten aus jederzeit erreicht werden. Die Schächte sind durch Gegengewichte ausgeglichen und werden elektrisch gehoben oder gesenkt.

Bei etwaigem Aussetzen des Stromes ist es möglich, den Wagen von Hand zu bewegen.

Über den Dehnungsfugen wurde den Zahnstangen durch Einschalten mehrerer Bolzengelenke eine Bewegungsmöglichkeit geboten, so daß sie sich wie ein Seil heben oder senken können.

Um die Leitungen ohne Berührungsschutz verlegen zu können, wurde der vorhandene Drehstrom von 3×380 V durch einen Drehstrom-Gleichstrom-Umformer in Gleichstrom von 2×40 V umgeformt. Die beiden Leitungen mit je 40 V Spannung wurden auf beide Hauptträger verlegt, so daß die größte Berührungsspannung nur 40 V, die Betriebsspannung 80 V beträgt.

II. Die Billhorner Brücke.

Bei der Billhorner Brücke liegen ähnliche Verhältnisse wie bei der Brücke über die Elbe vor, d. h. es war auch hier auf den Widerlagern und dem einen vorhandenen Zwischenpfeiler genügender Raum zur Verlegung einer weiteren eisernen Brücke mit gleichem Verkehrsraum (lichte Weite zwischen den Hauptträgern 7,60 m) vorhanden.

Die Anordnung einer gleichen Lichtweite wie bei der neuerbauten Elbbrücke von 8,60 m erforderte eine Verbreiterung der Widerlager nach Osten. Die durch seitliches Ausrollen der kleineren südlichen Brücke unter Ausnutzung der schiefwinkligen Kreuzung (etwa 54°) bisher ermöglichte völlige Öffnung des Wasserweges für Schiffe mit Masten, die ihrerzeit für den ganzen Wasserzug des Oberhafenskanals zumeist durch Drehbrücken eingerichtet war, erwies sich in Zukunft als entbehrlich. Der Zwischenpfeiler störte die Übersicht für den Schiffsverkehr; seine Beseitigung wurde von den Schiffahrttreibenden gewünscht.

So entschloß man sich, die neue Brücke in einer Spannweite über den Oberhafen unter Verzicht auf die Anlage beweglicher Öffnungen zu überführen (Abb. 22).

Formgebung der Eisenkonstruktion. In der Ausschreibung der Eisenkonstruktion wurde die Ausbildung der Hauptträger als „Langerscher Balken“ von 79,20 m Stützweite mit parabelförmigen Bogen und 9,55 m Mittenabstand mit zwei mittleren Querversteifungen der Bogen vorgesehen. Für die Wahl der Trägerform war auch die Rücksicht auf die benachbarte Elbbrücke maßgebend (Abb. 23).

Unter den Angeboten befand sich auch ein Sonderangebot der Gutehoffnungshütte, das eine Ausbildung als vollwandiger stetig gekrümmter

Zweigelenkbogen mit 11,50 m Parabelstich und Zugband vorsah. Die Bauverwaltung überzeugte sich durch einige Modellversuche, daß das vorgeschlagene System sich den Bogen der neuen Elbbrücke recht gut anpaßt; außerdem konnte die Quersteifigkeit des von der Gutehoffnungshütte gewählten höheren Bogens durch rautenförmigen oberen Windverband zwischen den Querportalen (in der Ebene der zweiten Hängestangen) besser gewährleistet werden, als beim niedrigeren Langerschen Träger der Bauverwaltung durch steife Halbrahmen mit zwei Querversteifungen in Brückenmitte.

Beim Zweigelenkbogen fiel auch die beim Langerschen Träger sich ergebende Trennung von Fahrbahn einerseits und Radfahr- und Fußweg andererseits durch die rd. 0,90 m über die Fahrbahn vortretenden Balken fort, und es ergab sich die Möglichkeit freierer Bewegung für den allerdings nicht immer erwünschten Verkehr in der Querrichtung.

Für das Auge etwas störend erwies sich nach dem Studium am Modell und nachher in der Wirklichkeit weit mehr die zur Brückenachse schiefe Lage der oberen Querversteifung, die den Eindruck nicht wagerechter, sondern geneigter Lage dieser Versteifung hervorruft (Abb. 24). Dieser mehr äußerliche Nachteil trat aber zurück hinter den Vorzügen des Entwurfs, so daß keine Bedenken getragen wurden, den Auftrag an die Gutehoffnungshütte für 272 955 R.-M. auf Grund ihres Sonderangebots unter Beteiligung der Hamburger Firma H. C. E. Eggers & Co. bei einem Gewicht von 478 t (312,5 t St Si, 142,5 t St 37 und 23 t Stg 52 · 81) zu erteilen.

Den Nachteil schiefer Portale und Verbände vermied ein Sonderangebot der Firma Eggers & Co., Hamburg, durch Anordnung gleicher Hauptträger in sämtlichen Mittelfeldern, die in Anlehnung an die Lohsträger der Elbbrücke als allseitig geschlossenen Rahmen mit Schrägstreben in den Endfeldern ausgebildet waren. Bei den durch die Lage bedingten schiefen Brückenabschlüssen wurden die Schrägstreben außen an den Hauptträgern angeschlossen.

Das Angebot konnte jedoch mit Rücksicht auf die höheren Kosten und die ästhetisch nicht voll befriedigenden Ansichten nicht berücksichtigt werden.

Berechnung und Ausbildung. Der statischen Berechnung wurden die gleichen Belastungen, zulässigen Spannungen und Stoßzahlen wie bei der Elbbrücke zugrunde gelegt.

Größter wagerechter Schub	östl. Hauptr.	1040 t,
	westl. „	910 „
größter Auflagerdruck	östl. „	624 „
	westl. „	547 „

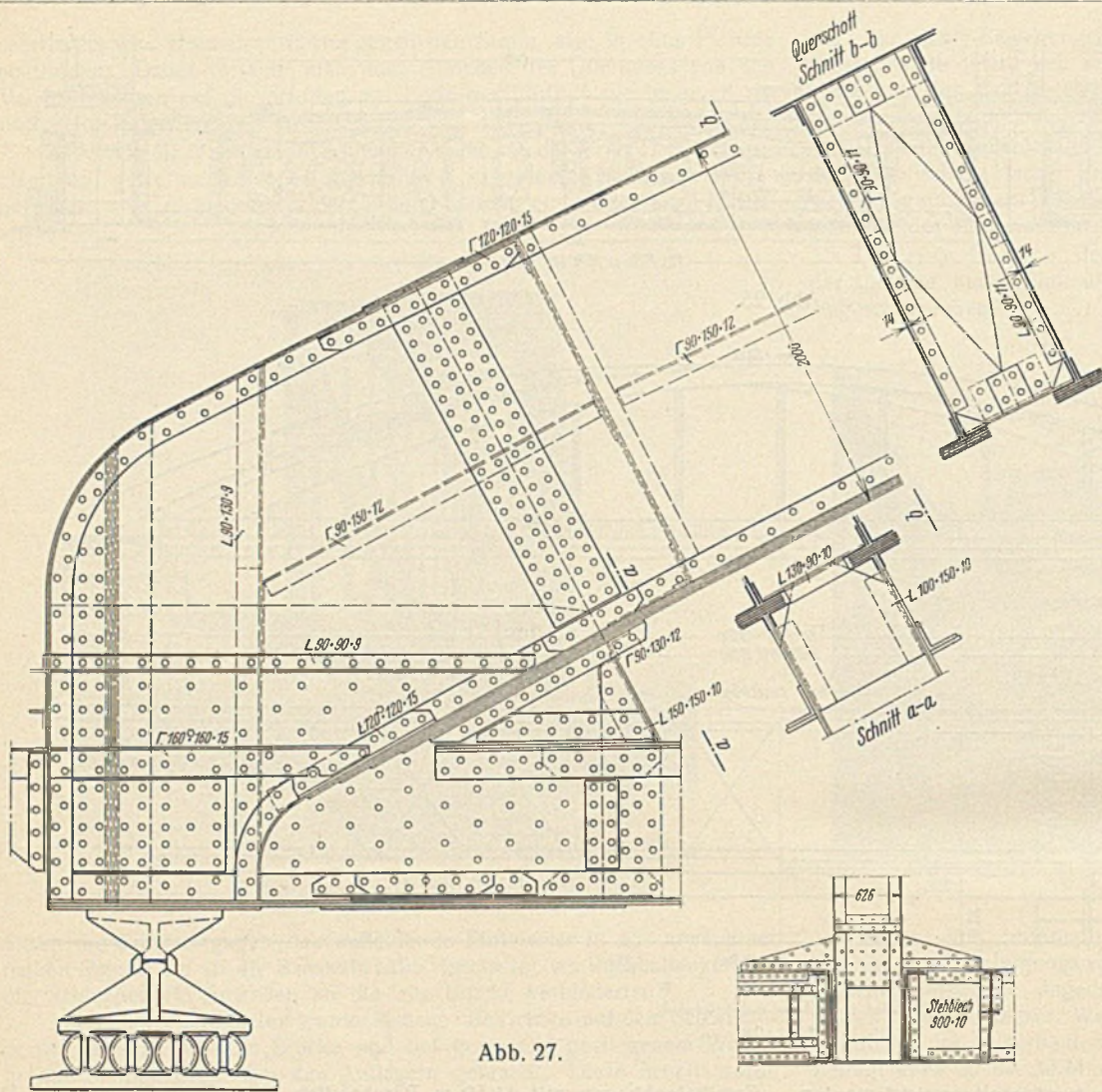


Abb. 27.

Der Brücke wurde zur Sicherung der Entwässerung und des guten Aussehens wegen beim Zusammenbau eine Überhöhung von 30 cm gegeben, wovon bei Durchbiegung infolge Eigen- und halber Verkehrslast rd. 23 cm verbleiben sollen.

Die Abrechnungsgewichte einschließlich Geländer betragen:

	St Si	St 37	Stg 52-81
Hauptträger	287,1	12,4	
Fahrbahn	67,8	148,6	
Verbände		20,1	
Besichtigungswagen		5,6	
Auflager und Fahrbahnübergänge			18,7
	354,9	+ 186,7	+ 18,7
	Summe = 560,3 t.		

Die Gesamtanlage ist aus Abb. 26 zu ersehen; Einzelheiten der konstruktiven Durchbildung gehen aus Abb. 27 hervor. Sie lassen erkennen, daß auch bei der Billhorner Brücke besonderer Wert auf geschlossene, monumental wirkende Gestaltung gelegt wurde.

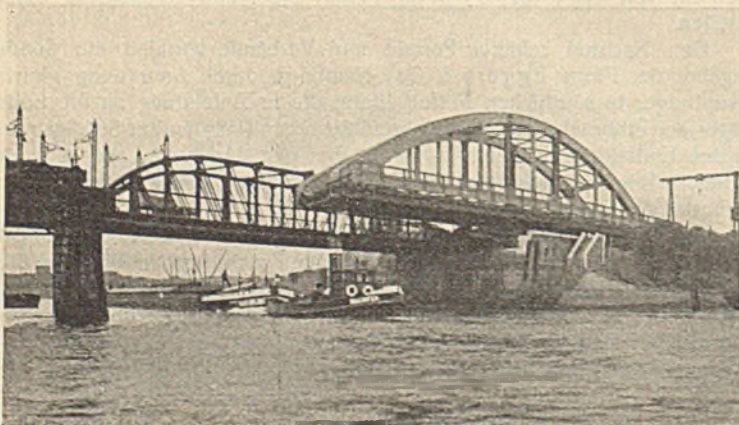


Abb. 28.

Bei den verwendeten Si-Stahl-Blechen zeigte sich an einigen Stellen Schalenbildung, die nach Angabe von Walzwerken auf den Walzvorgang des heißer in die Kokillen als Flußstahl eingeflossenen Si-Stahls und die dabei entstehende Rissebildung zurückzuführen sein soll. Die Schalen wurden durch Schleifen beseitigt. Genaue Untersuchungen (Zerreiß- und Biegeproben) erwiesen, daß die Schalen keinen schädlichen Einfluß auf die Festigkeit ausüben. Es wurden jedoch nur Bleche verwendet, deren Stärke nach Beseitigung der Schalen noch innerhalb der vorgeschriebenen Walztoleranzen blieben.

Unterbauten. Die vorhandenen Widerlager mußten vor Aufbringung der neuen Eisenkonstruktion verbreitert werden.

Montage. Auch beim Einbau der neuen Billhorner Brücke kam es darauf an, den außerordentlich lebhaften Schiffsverkehr im Oberhafen nur auf kurze Zeit zu sperren. Daher der Zusammenbau auf dem nördlichen Ufer; von hier aus wurde der Überbau mit Winden auf vier Verschubwagen um rd. 38 m über die Wasserfläche der Durchfahrt hinausgeschoben (Abb. 28); dann setzte sich ein aus zwei gekuppelten Schuten mit Holzgerüst gebildetes Schwimmgerüst bei NW unter das vorkragende Brückenende (Abb. 29) und wurde nach Aufnahme der vollen Last bei steigendem Wasser bis an den Zwischenpfeiler mit dem Überbau gezogen. Das weitere Überrollen nach Süden geschah auf festem Montagegerüst über der kleineren Öffnung.

Zwischen Überfahren der Schuten und ihrem Freischwimmen vergingen rd. 3³/₄ Std; das Herüberschwimmen der Brücke um rd. 33 m dauerte nur 35 Min., die gesamte Sperrung der Schifffahrt nur 55 Min.

Die Vergebung der Farbanstriche für die Eisenkonstruktionen geschah auf Grund der von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft erlassenen Vorschriften. Es wurden zwei Deckanstriche aus rauchgasfesten Bleiweiß-Ölfarben auf einem Grundanstrich aus Bleimennige (DIN 1000) ausgeführt. Die Ergiebigkeit eines Kilogramms des gewählten Anstrichstoffes war im Mittel 8,5 m².

III. Flutbrücken (Abb. 30).

Während beim Neubau der stromabwärts liegenden Eisenbahnbrücke die auf beiden Ufern der Norderelbe vorhandenen Flutöffnungen beseitigt werden konnten, legte die Wasserbauverwaltung Wert darauf, im Interesse der Hochwasserabführung die bei der alten Straßenbrücke beiderseits vorhandenen je 2 i. l. 21,30 m weiten Flutöffnungen beizubehalten.

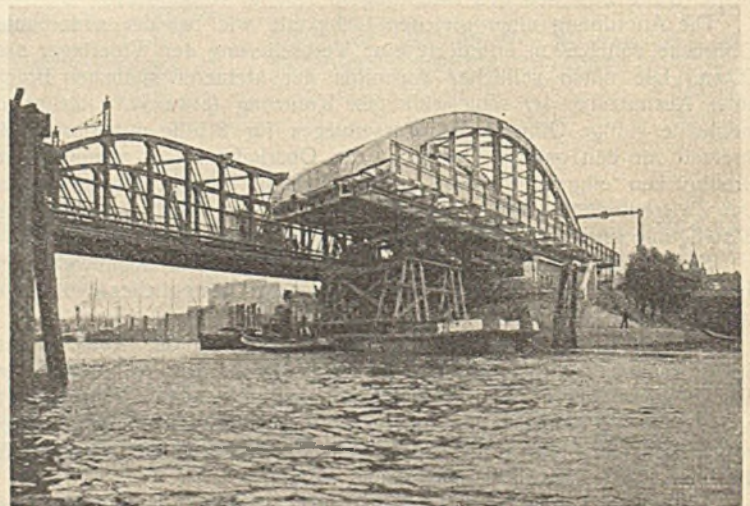
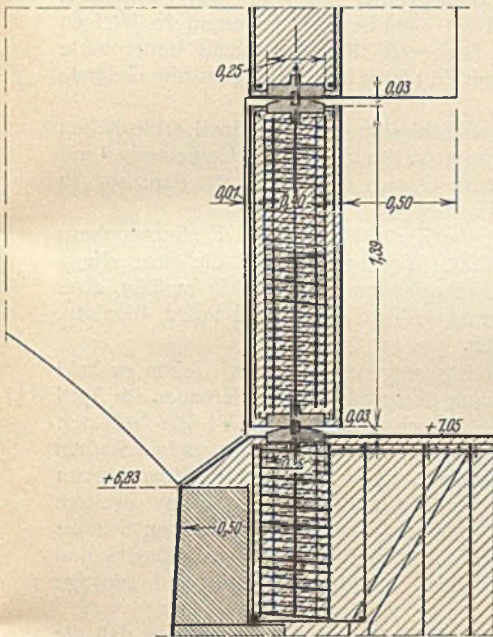
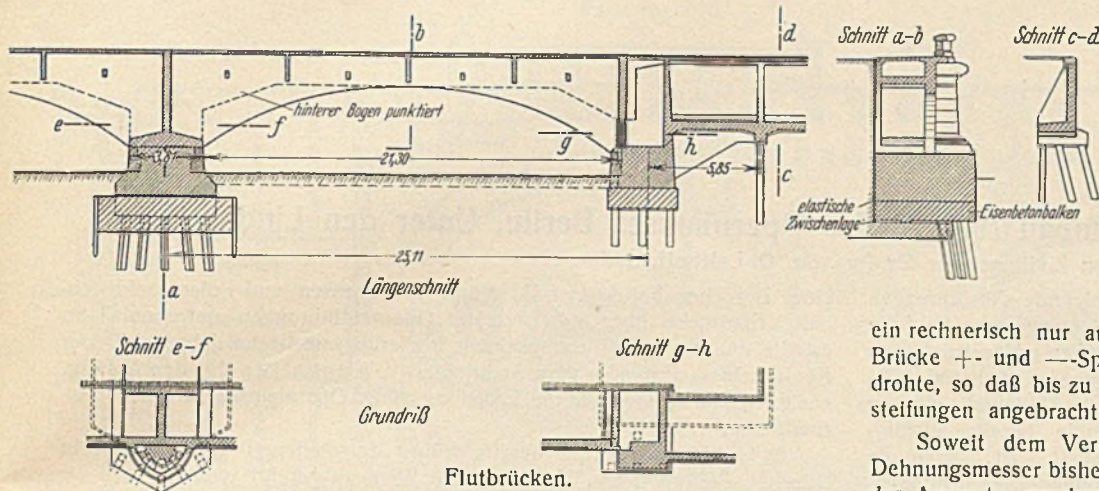


Abb. 29.



Linienkipplager.

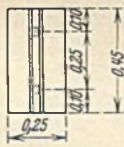


Abb. 30.

Sie mußten zur Durchführung des Straßenzuges um rd. 3,70 m nach Osten verbreitert werden. Die Verbreiterung wurde aus wirtschaftlichen Gründen in Eisenbeton unter tunlichster Mitverwendung der vorhandenen Fundamente von der Bauverwaltung vorgesehen und ausgeschrieben.

Die Ausführung wurde Wayss & Freytag auf Grund eines Sonderangebots für rd. 160 000 R.-M. übertragen. Die beiden für die Verbreiterung vorgesehenen Eisenbetonträger sind von Wayss & Freytag zur Vermeidung von ungünstig auf Pfeiler und Widerlager bei Belastung und Temperaturunterschieden wirkenden wahren Kräften nicht als Zweigelenkbogen, sondern als durchlaufende Balken auf vier Stützen, davon zwei feste Auflager auf den Zwischenpfeilern, die beweglichen Auflager an den Portalen und den landseitigen Widerlagern der Flutbrücken als Pendelstützwände aus Eisenbeton (1:2:2) mit

oberen und unteren Linienkipplagern aus Flußstahl ausgestaltet (Abb. 30). Die am Zwischenpfeiler neu gerammte Gruppe von Eisenbetonpfählen ordnete man so an, daß durch einen diese Pfahlgruppe und das alte Pfeilerfundament überbrückenden Eisenbetonwagebalken die auftretenden Kräfte so übertragen wurden, daß die Bodenpressungen unter dem Pfeiler auf das zulässige Maß beschränkt blieben.

Die Berechnung der Träger geschah auf graphischem Wege nach dem Festpunktverfahren und unter Berücksichtigung des veränderlichen Trägheitsmomentes.

IV. Verschiedenes.

Fertigstellung. Die Ausführung der Erweiterungsbauten einschließlich der Straßenbauten und der wie in allen Großstädten sehr zeitraubenden Leitungsarbeiten wird voraussichtlich im Dezember 1928 beendet sein, sofern nicht der Endtermin durch den augenblicklichen Streik hinausgeschoben wird. Dann wird der Verkehr auf die neuen Brücken und Straßenstrecken übergeleitet und nach Sperrung der alten Brücken eine Verstärkung der alten Straßenbrücke und ein Ersatz der alten Billhorne Brücke durch eine neue Brücke, gleichfalls einen Zweigelenkbogen der oben behandelten Ausbildung, bewirkt. Dabei wird der den Wasserverkehr störende Zwischenpfeiler letzterer Brücke beseitigt.

Die dringende Notwendigkeit einer Beseitigung dieser Brücke hatte sich nach sehr sorgfältigen Untersuchungen u. a. mit dem von der Firma

Maihak, Hamburg, bereitgestellten Dehnungsmesser nach Dr. Schäfer herausgestellt; bei diesem Meßapparat wird an den zu untersuchenden Stab der unbelasteten Brücke eine Stahlseite angeklemt und auf einen bestimmten Ton abgestimmt. Bei Belastung ändert sich die Spannung und der elektrisch erregte Ton. Die geänderte Tonhöhe wird elektrisch an die Prüfstation übertragen und hier mit der Meßseite verglichen und dadurch die Steigerung der Spannung festgestellt.

Der Apparat arbeitet außerordentlich empfindlich. Durch ihn wurde z. B. nachgewiesen, daß ein rechnerisch nur auf Zug beanspruchter Ständer der alten Billhorne Brücke +- und --Spannungen bei Belastung erhielt, also auszuknicken drohte, so daß bis zu dem alsdann beschlossenen Neubau der Brücke Verstärkungen angebracht werden mußten.

Soweit dem Verfasser bekannt, sind größere Versuche mit dem Dehnungsmesser bisher noch nicht gemacht. Die technische Verwertbarkeit des Apparates werden Versuche ergeben, die die Bauleitung in folgender Weise vorzunehmen gedenkt und eingeleitet hat. In eine Reihe unbelasteter, d. h. spannungsloser Stäbe des Mittelbogens der Elbbrücke sind während der Montage Stahlseiten eingebaut und ihre Spannung gemessen. Es wird nach der Absetzung des Überbaues auf die Strompfeiler und Aufbringung des Pflasters festzustellen sein, inwieweit sich die dann gemessenen Spannungen mit den errechneten decken werden. Über das Ergebnis wird später berichtet werden.

Die erforderlichen Mittel für die Verstärkung der neuen Elbbrücke und den Neubau der alten Billhorne Brücke in Höhe von 984 000 R.-M. wurden am 20. Juni 1927 bewilligt, die Arbeiten unmittelbar danach auf dem Verhandlungswege für die Elbbrücke an die Gesellschaft Harkort, die zweite Billhorne Brücke an die Gutehoffnungshütte vergeben. Die Fertigstellung und damit die Inanspruchnahme des gesamten Verkehrsraumes wird sich noch bis in das Jahr 1929 hineinziehen.

Kosten. Die Kosten der Erweiterung — ohne die vorstehend genannten Verstärkungen usw. — haben betragen:

für Elbbrücke:		
Unterbauten usw. rd.	375 000 R.-M.	
Eisenkonstruktion	-	
einschl. aller		
Nebenarbeiten rd.	1 600 000 „	
		zusammen 1 975 000 R.-M.
Billhorne Brücke:		
Unterbauten usw. rd.	276 000 R.-M.	
Eisenkonstruktion „	335 000 „	
		611 000 „
Straßenbauten	625 000 „	
Verschiedenes	106 000 „	
		Insgesamt: 3 317 000 R.-M.

Beteiligte: An der Planung und Ausführung der Arbeiten sind seitens der Bauverwaltung außer dem Verfasser in erster Linie beteiligt gewesen die Herren Baurat Uplegger und Diplomingenieure Horn und Peschges, bei der Bauausführung Herr Dipl.-Ing. Willigerod.

Von den beteiligten Firmen sind in erster Linie und mit besonderer Hervorhebung ihrer Leistungen zu nennen: die Gesellschaft Harkort für die Elbbrücke, die Gutehoffnungshütte für die Billhorne Brücke, ferner für die Eisenbetonarbeiten Wayss & Freytag und Dyckerhoff & Widmann.

Zusammenfassung: Die Hauptgesichtspunkte der Erweiterungsbauten sind nach vorstehenden Ausführungen die folgenden:

1. die Anwendung des vollwandigen Lohseträhgers,
2. die von der Verwaltung und den Brückenbauanstalten bewußt verfolgte geschlossene und schlicht monumentale Gestaltung der Eisenkonstruktionen,
3. die umfassende Anwendung von Modellen zur Klärung der Wirkung und Gestaltung der Gesamtanlagen und der Eisenkonstruktionen im ganzen und in Teilen,
4. die Vermeidung von Sperrungen des Elbstromes und des Oberhafenkanals durch Einschwimmen der Brücken unter Ausnutzung von Ebbe und Flut,
5. die den wirtschaftlichen Verhältnissen entsprechend sparsame Anpassung des wichtigsten Verkehrszuges der Handels- und Hafenstadt Hamburg an die Anforderungen des wachsenden und neuartigen Verkehrs vorerst für die nächste Zukunft.

Konstruktionen für den Umbau 1927/28 des Opernhauses Berlin, Unter den Linden.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Zivilingenieur Dr.-Ing. ehr. O. Leitholf, Berlin.



Georg Wenzeslaus v. Knobelsdorff, nach dem Gemälde von Antoine Pesne.

Nachfolgende Ausführungen beziehen sich vorwiegend auf die neu erstellten Konstruktionen des Hochbaues, während diejenigen des Tiefbaues, die an anderer Stelle bereits ausführlich behandelt sind, sowie die Konstruktionen der Bühnenmaschinerie nur der Vollständigkeit wegen hier kurz erwähnt werden.

Vorausgeschickt wird den rein fachlichen Ausführungen ein kurzer geschichtlicher Abriß der Baugeschichte des sonst viel gepriesenen Hauses, soweit sie für den Ingenieur von Bedeutung ist, ebenso werden die Anlässe genannt, die zu dem in Rede stehenden Umbau geführt haben.

Die Gründe hierfür sind durchaus geklärt; sie finden jedoch auch heute in ihrer Beurteilung — auch bei Fachgenossen — noch oft eine nicht immer zutreffende Auslegung, die in der Regel auf unverantwortliche Berichte vieler Tageszeitungen zurückzuführen ist.

I. Geschichtliches.

1. Vorgeschichte.

Die folgenden Angaben beziehen sich auf den ersten, etwa 100jährigen Zeitabschnitt des Opernhauses. Sie sind vorwiegend dem Werke von B. S. Schneider, Geschichte der Oper und des Königlichen Opernhauses, Berlin 1852, entnommen. Auch die Festschrift, die aus Anlaß der diesjährigen Wiedereröffnung des Opernhauses unter dem Titel „185 Jahre Staatsoper“ (Atlantic-Verlag, Berlin W 50) herausgegeben wurde, enthielt wertvolle geschichtliche Hinweise.

Die Geschichte der Berliner Oper beginnt erst mit dem Jahre 1700, obgleich damals in Deutschland die Städte Hamburg und Dresden schon seit 80 Jahren italienische Singspiele zur Darstellung brachten. Der in Berlin zuerst benutzte Theaterraum lag in dem Königlichen Reitstall in der Breiten Straße. Aber schon nach der Rückkehr Friedrichs I. von seiner Krönungsfeier in Königsberg im Jahre 1701 zeichneten sich die Berliner Aufführungen wenigstens durch die Entfaltung von künstlerischer Pracht gegenüber gleichartigen Operunternehmungen aus.

Auch in den Schlössern Oranienburg und Lützenburg wurden bereits zu jener Zeit schon Opern aufgeführt, und ein weiterer Theaterbau entstand nach dem Entwurf des Architekten Johann v. Heßwig in der Poststraße 5.

Um 1705 bis 1706 setzte der Theaterbetrieb aus und wurde erst gegen Ende 1706 aus Anlaß der Vermählung der Kurprinzen Friedrich Wilhelm (I) wieder aufgenommen.

Während dessen Regierungszeit (1714 bis 1740) ruhte der Opernbetrieb, der dem König ein Greuel war, vollständig. Hingegen hatte sein Sohn, nachmals Friedrich der Große, im Jahre 1728 in Dresden aus Anlaß

eines Besuches bei August II., König von Sachsen und Polen, sehr lebhaft Eindrücke über dort erlebte Opernaufführungen gewonnen. So erteilte daher sogleich nach seinem Regierungsantritt im Jahre 1740 der König seinem Freunde, dem Architekten v. Knobelsdorff, den Auftrag, geeignete Vorschläge für die Erbauung eines Opernhauses in Berlin auszuarbeiten.

Es sollte in Art der bereits früher entstandenen Opernhäuser in Dresden, Braunschweig, Hamburg und Wien ausgeführt werden.

Schwierigkeiten entstanden zunächst bei der Wahl des Bauplatzes, die endlich auf einen Geländeteil am alten Festungsgraben an der jetzigen Straße Unter den Linden fiel. Das jetzt dem Opernhaus benachbarte Prinzessinnenpalais bestand zu jener Zeit noch nicht; das gewählte Gelände war im ungeordneten Zustande.

Bei der Abreise des Königs nach Schlesien aus Anlaß des 1. schlesischen Krieges am 13. Dezember 1740 gab er v. Knobelsdorff in Gemeinschaft mit dem Komponisten und Kapellmeister Graun den Befehl, die Bausache zu fördern.

Demgemäß wurden zunächst die Zurücklegung des Festungsgrabens und die Platzregulierung ausgeführt. Weiterhin machte die Beschaffung der erforderlichen Bauhölzer Schwierigkeiten. Schließlich mußten zwei Fachleute die adeligen Heiden und selbst Sachsen und Polen bereisen, um geeignetes Holz zu beschaffen.

Der Bau wurde sodann tatkräftig aufgenommen, doch fehlte es bald an Geld, besonders bei Begleichung der großen Holzlieferungen im April und Mai 1741. Zwei Legate, die jährlich insgesamt 22 781 Rtl. betrugten und zunächst der Hebung von neumärkischen bezw. pommerschen Städten dienten, wurden deshalb für eine Zeitdauer von 22 Jahren dem Ausbau und der Unterhaltung des Opernhauses überwiesen. Eine weitere Million Reichstaler überwies der Bauherr aus dem hinterlassenen Schatze des Vaters. Gefördert wurde beim Aufbau in erster Linie Bühnen- und Zuschauerhaus, während der Saalbau, die Treppenlaube und sonstige Anbauten zurückblieben.

Nach der angezogenen Quelle wird als erwiesen angesehen, daß die Festlegung des Vorentwurfes vom König selbst herrührt.

Nach entsprechendem Baufortschritt berichtete v. Knobelsdorff noch vor Beginn der Aufführungen u. a., daß sowohl dem Parterre als auch dem Orchesterraum keinerlei Zugluft anhafte. Weiterhin, daß ein gewölbter, neun Fuß hoher Kanal quer unter dem Gebäude verlaufe, der mit Wasser gefüllt sei. Aus ihm werde mittels zweier Wassermaschinen das Grundwasser in Behälter gehoben, die im Dachgeschoß aufgestellt gefunden hatten. Dieses Druckwasser konnte sowohl bühnentechnisch als auch bei Feuergefahr zur Verwendung kommen.

Besonders gerühmt wurde weiterhin die Hellhörigkeit des Theaters, auf Grund deren überall auch die leisesten Töne des Sängers zu hören seien, auch dieser höre seinen Gesang stets in

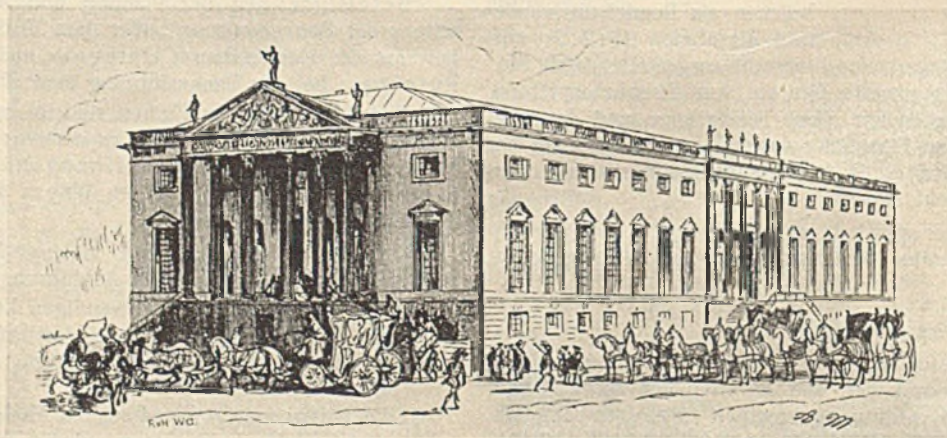
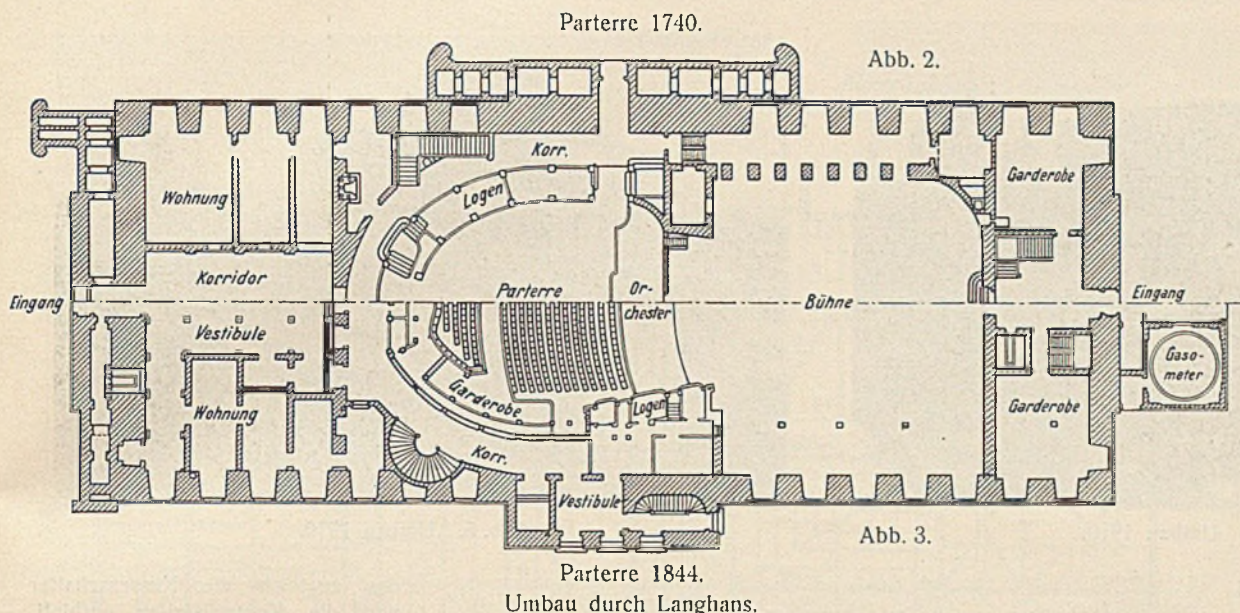


Abb. 1.

unverändertem Wohl laut.

An das Bühnenhaus und den Zuschauerraum reihte sich an der Straße Unter den Linden der jetzt noch in unveränderter Pracht bestehende Festsaal an. Dabei war es möglich, das Podium des Zuschauerraumes durch ein Windenwerk auf gleiche Höhe mit dem Bühnenfußboden zu heben, um beide gemeinsam als Redoutensaal benutzen zu können. Hierzu diente ein unter dem Parterre aufgestelltes Windenwerk, das durch zwölf Schraubenspindeln betätigt wurde.

Die Spielabende fanden übrigens nicht täglich, sondern höchstens zweimal wöchentlich oder auch in etwa 14-tägigen und größeren Abständen und nur vorwiegend in den Wintermonaten statt.



der das ganze Haus bis auf die Umfassungsmauern zerstörte. Bei Aufführung eines Balletts soll ein noch glimmender Gewehrpfeifen in einem Haufen Kleider gefahren sein, der nach Beendigung der Vorstellung brannte. Die im Dach aufgestellten Wasserbehälter konnten angeblich nicht zur Wirkung kommen, da der Schlüssel zu den Behälterkammern bei der bestehenden Aufregung nicht auffindbar war. Das Gebäude brannte vollständig aus, und nur die nackten Umfassungswände allein hielten dem Feuer Stand.

Schon drei Tage später erteilte der König Befehl zum Wiederaufbau nach dem Entwurf C. F. Langhans d. J.

Danach hatten bei der Wiederherstellung auffällige Änderungen an der alten Gestalt zu unterbleiben, und nur ein weiteres Herausziehen der Mittelrisalite an den Seitenfronten und die Weglassung der dort befindlichen Freitreppen wurde genehmigt, um Gelegenheit zur Gewinnung von Foyers für das Publikum zu schaffen (Abb. 3).

Die Errichtung von Schnürbodenaufbauten, die ein ungefaltetes Aufziehen der Hintergründe ermöglichen sollte, wurde nicht zugestanden.

Die Wiedereröffnung fand nach der sehr kurzen Frist von 16 Monaten statt, und zwar am 7. Dezember 1844. Zahlreiche Verbesserungen wurden dabei im Innern des Hauses bezüglich seiner Betriebsicherheit und Raumausnutzung möglich. Für die Ausführung der Maschinerie wurde der Münchener Maschineninspektor Schütz gewonnen. Sie hat bis vor wenigen Jahren, nicht ohne Anbringung von technischen Verbesserungen, wie sie veränderte Zeiten bei weiterbestehender Enge des zur Verfügung stehenden Raumes mit sich brachten, Dienst geleistet.

An Stelle der Beleuchtung durch Kerzen trat jetzt das Gas. Trotz immerhin sehr beengter Raumverhältnisse, die auch jetzt noch im Bühnenhause vorherrschten, waren die Leistungen der Oper zu jener Zeit weit gerühmt.

In diesen Zeitabschnitt fallen die beiden schweren Ereignisse der Theaterbrände, nämlich der Brand des Ringtheaters in Wien 1881 und derjenige des Iraquoio-Theaters in Chicago im Dezember 1903.

In beiden Fällen wurde zur Prüfung der Feuersicherheit das Spiel an der Berliner Oper zeitweise ausgesetzt. Bereits nach dem ersten Unglück wurde ein eiserner Vorhang in Berlin eingebaut. Weiterhin wurden 1903 am Konzertsaal zwei Schachteltreppen für den dritten und vierten Rang eingebaut und durch außen neu errichtete eiserne Galerien und Nottreppen zugänglich gemacht und dadurch die Sicherheit der Besucher weiterhin erhöht.

Endlich wurden in Erwartung der 1910 erlassenen Theaterpolizeiverordnung noch vor ihrer Bekanntgabe weitere Ergänzungsarbeiten am Bühnenhause vorgenommen, bestehend in Errichtung schmaler Seitenflügel nebst Treppen für das Bühnenhaus und einem nicht länger entbehrlichen Schnürboden (Abb. 4 u. 5). Dieser Bau galt als Notbehelf, und es bestand die Absicht, ihn nach Fertigstellung des Neubaus des Opernhauses wieder zu entfernen. Erwähnt sei nämlich, daß in dem Zeitabschnitt 1910 bis noch weit in das erste Jahr des Weltkrieges Vorarbeiten für die Erbauung eines zeitgemäßen königlichen Opernhauses für Berlin eifrig betrieben wurden. Es lag bereits der 1914 genehmigte endgültige Vorentwurf vor, worin als Platz seiner Ausführung das Gelände der Krolloper in Aussicht genommen worden war. Nach dem Versagen eines allgemeinen Wettbewerbes war Geh. Baurat Ludwig Hoffmann in Berlin mit dem zur Ausführung bestimmten Entwurf betraut worden.

3. Behelfmäßiger Umbau des Bühnenhauses oberhalb des Bühnenfußbodens im Sommerhalbjahr 1910.

Aus bereits erwähnten Gründen handelte es sich bei diesem Umbau um die Aufhöhung des alten Bühnenhauses um etwa 12,50 m Höhe unter Neuerrichtung aller erforderlichen technischen Hilfsmittel des Betriebes. Zu dem Zwecke wurde das alte Bühnenhaus ausgeräumt, derart, daß nur seine vier Umfassungswände verblieben. Ihre Aufstockung geschah in Eisenfachwerkbau, der außen durchweg verblendet wurde. Auch zwei Seitenflügel in der bescheidenen Tiefe von je 6,50 m wurden errichtet, die bis zur Dachhöhe des sich anschließenden Zuschauerhauses reichten (Abb. 4, 5 u. 6). Hierdurch wurde Raum geschaffen für eine zeitgemäße Aufhängung entfalteter Kulissen, die für mehrere Spielabende erforderlich waren, und es war nun möglich, in den beiden seitlichen Anbauten spar-

Die vorerwähnte Umstellung des Parkettfußbodens wurde noch bis zum Jahre 1825 durch eine größere Zahl von Arbeitern vorgenommen, die gleichzeitig an den zwölf Winden tätig waren.

Am 7. Dezember 1743, abends 6 Uhr, fand bei heftigem Schneegestöber die Erstaufführung statt. Es wurde die von Graun hierfür komponierte Oper „Cäsar und Kleopatra“ gespielt. Dabei war der Bau nur zum Teil vollendet. Die Baugerüste umstanden das Haus noch vollständig, ja der vordere Teil, der Konzertsaal, war noch nicht einmal im Rohbau vollendet. Die große Freitreppe an der Straße Unter den Linden und die zugehörige Treppenlaube waren überhaupt noch nicht angefangen. Die Malerei war im Innern noch unvollendet; roh gezimmerte Bänke standen statt des Stuhls in den Logen, auch die Gänge waren nur weiß übergetüncht.

Diese Mängel wurden gemildert durch eine glänzende Beleuchtung, über die wie folgt berichtet wird:

Sie bestand aus dicken Wachslichten und kostete an jedem Abend der beiden ersten Spieljahre 2771 Rtl. Vorgesehen war sie sowohl im Zuschauerraum, als auch überall da, wo das Publikum Zutritt hatte. Die Bühne selbst wurde an der Rampe mit Talgkassen erleuchtet, und an jeder Kulisse standen, dem Besucher sichtbar, kleine Kasten auf dem Fußboden, in denen ebenfalls Talgnäpfe brannten.

Das Äußere des vollendeten, wegen seiner Schönheit vielgepriesenen Hauses läßt das Schaubild (Abb. 1) erkennen. Den Parkettgrundriß zeigt Abb. 2.

Eine innere Wandlung erfuhr das Haus zunächst bei einem Umbau unter Friedrich Wilhelm II., der sich hauptsächlich auf das Proszenium bezog, wobei die Bühne weiter in den Zuschauerraum hineingeführt wurde. Die Logen des Proszeniums wurden dabei neu errichtet.

Bis zum großen Brande des Opernhauses 1843 blieb sonst der vorstehend geschilderte Zustand unverändert.

Die unter Friedrich dem Großen zunächst glanzvolle Entwicklung des Opernbetriebes in Berlin, für die große Aufwendungen, insbesondere für die vorwiegend aus Italien und Paris berufenen Künstler, bewilligt wurden, fand eine jähe Unterbrechung mit dem Eintritt des 7jährigen Krieges 1756; die Oper wurde aufgelöst.

Die ungeheuren Sorgen und körperlichen Anstrengungen während des Krieges und die Mühen um Wiederaufrichtung seines verwüsteten Landes nach Friedensschluß waren am Könige, der sehr gealtert war, nicht spurlos vorübergegangen, auch legte er danach keinen großen Nachdruck mehr auf seine frühere Lieblingsunterhaltung, die Oper.

Sein Nachfolger in der Regierung, Friedrich Wilhelm II. (1786 bis 1797), nahm sich der dramatischen Kunstbestrebungen seiner Zeit durch Errichtung einer zweiten Staatsbühne, des Nationaltheaters, an und ordnete, wie bereits erwähnt, innere Umbauten und Erneuerungen im Opernhause an.

Der Ausgang der Schlacht bei Jena hatte eine vollständige Auflösung des Opernbetriebes zur Folge; das prächtige Haus wurde für die gesamte Zeitdauer der französischen Besatzung als Brotmagazin benutzt. Erst nach Beendigung der Freiheitskriege wurde der Opernbetrieb wieder aufgenommen.

2. Brand des Opernhauses 1843 und Wiederaufbau 1843/44.

Vielfache Vorschläge und Entwürfe, die im Laufe der Zeit bis in die vierziger Jahre hinein bei namhaften Architekten entstanden, die eine Besserung mancher unzulänglicher Zustände im Bühnenhause bezweckten, fanden einen vorläufigen Abschluß durch den Brand vom 17. August 1843,

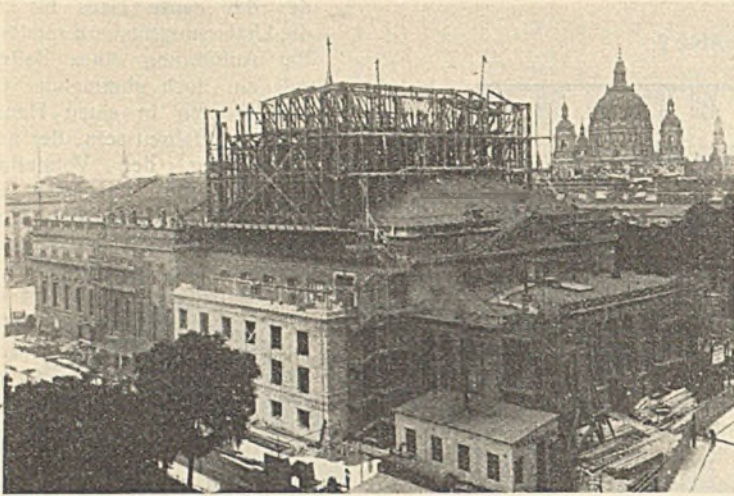


Abb. 4. Umbau 1910.

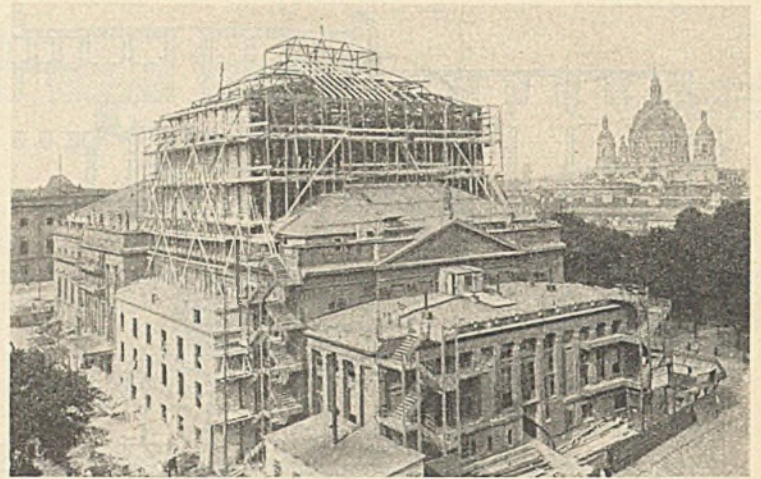


Abb. 5. Umbau 1910.

sam zugemessene Diensträume und Umgänge für die Beamten zu errichten. Der Verkehr im Bühnenhaus wurde hierdurch erleichtert. Eine Befriedigung für längere Dauer konnte dieser Behelfsbau nicht bringen. So fand beispielsweise die aus etwa 120 Künstlern bestehende Kapelle in den Ruhepausen Aufenthalt in einem nur kopfhohen Keller, der unter dem Portierraum lag und keine unmittelbare Zufuhr von Tageslicht und Frischluft aufwies.

Die Forderungen der Baupolizeibehörde auf Beseitigung noch weiterer Mißstände verstummten darum auch weiterhin nicht.

4. Anlässe für den Umbau 1927/28.

Nachfolgendes nimmt in der Hauptsache Bezug auf Ausführungen des Referenten des Ministeriums, des Ministerialdirektors M. Schultz.

Für die Unterhaltung des Gebäudes waren bis zur Staatsumwälzung zwei Behörden zuständig:

Die Staatsbauverwaltung in Dach und Fach, die Hofbauverwaltung für alle durch den Betrieb des Theaters bedingten baulichen Maßnahmen. Die für die Aufgaben beider Behörden maßgebenden Richtlinien wurden alle fünf Jahre neu festgestellt, was aber ein gemeinsames Handeln nicht immer einschloß. Das führte zu mancherlei Überraschungen.

Die vorhandene Überalterung des Opernhauses gab auch bei schon weiter zurückliegenden Anlässen erneut das Recht, wegen mangelnder Sicherheit des Betriebes die Schließung des Hauses anzudrohen. Dem begegnete die Verwaltung durch Maßnahmen, die jedoch die wirklich vorliegenden Grundübel, die das Leben von 2000 Personen an jedem Spielabend bedrohten, nicht zu beseitigen vermochten. Zu diesen Maßnahmen zählten nach dem Theaterbrande in Chicago die an den Straßenwänden außen angeordneten eisernen Galerien und Sicherheitstreppen des Zuschauerhauses, deren Wert jedoch recht umstritten war.

Die Bühnenmaschinerie, die vorwiegend noch in Holz konstruiert und äußerst baufällig war, bestand seit 1813 noch fast unverändert.

Für die Stapelung der an einem Spielabend erforderlichen Requisiten fehlte es an geeignetem Raum; sie verstopften die für den Verkehr bestimmten Wege. Auch die Betriebskosten waren bei großen Opern darum sehr beträchtlich, wofür als Beispiel die Oper „Der Prophet“ hier angeführt wird, die am Spielabend die gleichzeitige Tätigkeit von etwa 80 Zimmerleuten und sonstigen Handwerkern erforderte.

Die Höhe des Bühnenkellers, die nach unten durch den Grundwasserstand bedingt war, betrug nur 4,50 m. Die Dekorationen mußten dabei teilweise auch während der Spielzeit über eine schmale Rampe, die sogenannte Pferderampe, bei offen stehendem Tor in das Bühnenhaus geschafft werden, wobei Zugluft entstand, die bei einem entstehenden Brande zu einer unausdenkbaren Katastrophe führen konnte. Die für einen zeitgemäßen Betrieb erforderlichen Seitenbühnen fehlten ganz.

Große Gefahrenquellen bestanden auch im Zuschauerhause, in dem alle vier Ränge von nur zwei gewendelten Haupttreppen aus erreicht werden konnten. Sie waren an sich bloß unter größter Vorsicht begehbar und zudem infolge des bei Beginn und Schluß entstehenden Gedränges bei den Podesten und den Hauptgarderoben verstopft. Auch das Vestibül,



Abb. 6. Fertigstellung 1910. Ostseite.

das zugleich die Kassenschalter und die Kontrollstellen enthielt, war zu eng und bei einem Brande sehr gefährvoll. Auch die Seitenausgänge waren gleichfalls schwer zugänglich.

5. Entwurf.

Wenn auch die Hoffmannschen Pläne, soweit das Bühnenhaus in Frage kam, noch im ersten Kriegsjahr wenigstens in konstruktiver Beziehung unter Mitwirkung des Verfassers weiter gefördert wurden, so verbot nach Beendigung des Krieges die wirtschaftliche Notlage eine Weiterverfolgung dieses Planes, der auch wegen seiner hohen

Kosten für eine lange Reihe von Jahren als nicht durchführbar galt.

Erst 1926 wurde im Ministerium wieder ein erster Bauplan für einen Umbau des alten Opernhauses bearbeitet, der die von der Baupolizeibehörde geforderten 3 m breiten Bühnenumgänge, zwei für einen zeitgemäßen Bühnenbetrieb unerläßliche Seitenbühnen, weiterhin die Beseitigung der Pferderampe und den Einbau einer neuen Bühnenmaschinerie vorsah.

Dieser Plan fand vielfachen Widerspruch. Einerseits wurde gefordert, daß der ursprüngliche Saalbau soweit als möglich wieder hergestellt werde, andererseits wurde der überhaupt zur Verfügung stehende Raum für einen neuzeitlichen Theaterbetrieb als unzureichend bezeichnet. Auch die Vertreter der benachbarten Hedwigkirche hielten einen umfanglicheren Seitenbau an der Westseite des Bühnenhauses für unzulässig.

In der Tagung des Hauptausschusses des Landtages im Juni 1926 sprach sich deshalb eine größere Anzahl von Interessenten und Architekten für einen umfassenden Ausbau nur an der Ostseite aus. Dieser Anregung wurde trotz der mit ihr verbundenen erheblichen Schädigung des Theaterbetriebes durch Ausarbeitung eines neuen Entwurfs Rechnung getragen. Er scheiterte jedoch an dem Widerspruch des Magistrats und des Polizeipräsidenten von Berlin, die die Einziehung der an der Ostseite befindlichen Straße als unzulässig bezeichneten.

Nach langwierigen Verhandlungen legte die Bauverwaltung einen neuen umfanglichen Entwurf für den Umbau vor, bei dem auf die vielseitig gewünschte Erhaltung des Knobelsdorffschen Saalbaues in seiner ursprünglichen Form endgültig verzichtet wurde. Die Einschränkung der Bautiefe auf jeder Seite des Langschiffes — mit Ausnahme der Seitenbühnen, an deren Giebel die Langhansschen Risalite versetzt wurden — verbesserte die Sicht auf die Hedwigkirche wesentlich.

Ausreichende Räume für die Unterbringung von Dekorationen und Requisiten wurden durch Erbauung von Tiefkellern geschaffen, die sich über die Hauptbühne, Hinterbühne und Nebenbühnen erstreckten.

II. Eisenkonstruktionen der Bühnenhäuser.¹⁾

Schnürbodenaufbau 1910.²⁾

Dieser in Eisengefachen erbaute Schnürbodenaufbau konnte beim letzten Umbau beibehalten werden, wengleich Verstärkungs- und Zusatz-

¹⁾ In den Abbildungen sind alte Teile gegenüber den neu eingebauten Teilen in geringerer Strichstärke dargestellt.

²⁾ Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1912, Nr. 73: Die Eisenbauten des umgebauten Bühnenhauses vom Königlichen Opernhaus in Berlin.

die hohen Portalbinder der Bühnengiebelwände und weiterhin in deren Fundamente geleitet wurden. In der Längsrichtung des Bühnenhauses auffallender Wind wird in die großen Windkreuze übertragen, die in der Höhe der lotrechten Wandteile der Seitenwände des Aufbaues liegen (Abb. 13).

Während die Galerie II als Arbeitsgalerie bezeichnet wurde, hieß diejenige bei III kurz „Windgalerie“ (Abb. 12).

Die Lüftung des Bühnenhauses und die Abführung etwaiger im Falle eines Feuers sich bildender Rauchgase ins Freie geschah mittels einer im Schnürboden angeordneten Rauchklappe, weiterhin durch Jalousieklappen des Laternenaufbaues und durch Fenster in den vier Außenwänden des Schnürbodens.

Neue Konstruktionen von 1927/28 (Abb. 7 bis 10 und 11 bis 30).

Der Kern des Bauwerkes, das Hauptbühnhaus, wurde, wie erwähnt, vor diesem Umbau von vier 2,50 m starken Wänden umschlossen.

Während die Seitenwände wegen Fehlens der Seitenbühnen früher voll durchgeführt waren (Abbild. 29), enthielten die beiden Giebelwände auch schon früher die weiten Mittelöffnungen nach dem Zuschauerhaus und nach der Hinterbühne hin.

Nummehr mußten mit Rücksicht auf die zu schaffenden Seitenbühnen die Seitenwände und wegen Erbauung einer geräumigen Hinterbühne auch die noch vorhandenen Seitenteile der Giebelwände der Hinterbühne, die dem Bühnenshaus bislang gleichfalls Halt gaben, entfernt werden (Abb. 11). Als Ersatz hierfür kamen für alle drei Seiten Eisenkonstruktionen zur Verwendung, die aus je einem gitterförmigen Sturzträger mit zwei an den Trägerendigungen liegenden Stützen gebildet werden (Abb. 9, 12, 13 u. 19). Dazu traten weiterhin mit aussteifender Wirkung die neu zu errichtenden Seitenbühnen und die Hinterbühne selbst, während die verbleibende innere Giebelwand, am Zuschauerhaus, noch durch letzteres versteift wird. Die beiden Stützen jeder Seite sind von verschiedener Art. Diejenigen nächst der Hinterbühne sind nämlich als räumliche Gitterständer mit fester Fußspannung ausgebildet worden, was sie zur Aufnahme und Übertragung auch wagerechter Lasten befähigt. Darum fanden auch die seitlichen Sturzträger hier ein festes Auflager. Hingegen sind die beiden Hauptstützen nächst dem Zuschauerhaus nur zur Aufnahme lotrechter Lasten geeignet; hier ruhen die Sturzträger auf Rollenlagern. Diese bestehen aus zwei Stahlwalzen von 120 cm Länge und 28 cm Durchm. (Abb. 13, 20 bis 24).

Die Stützen der ersten Art sind Fachwerkständer von vierseitig prismatischer Form. In ihrem 10,23 m hohen Oberteil sind die Seitenflächen lotrecht gestellt bei 2,66 m Breite und 1,21 m Tiefe

Dachboden Ord. +16,60

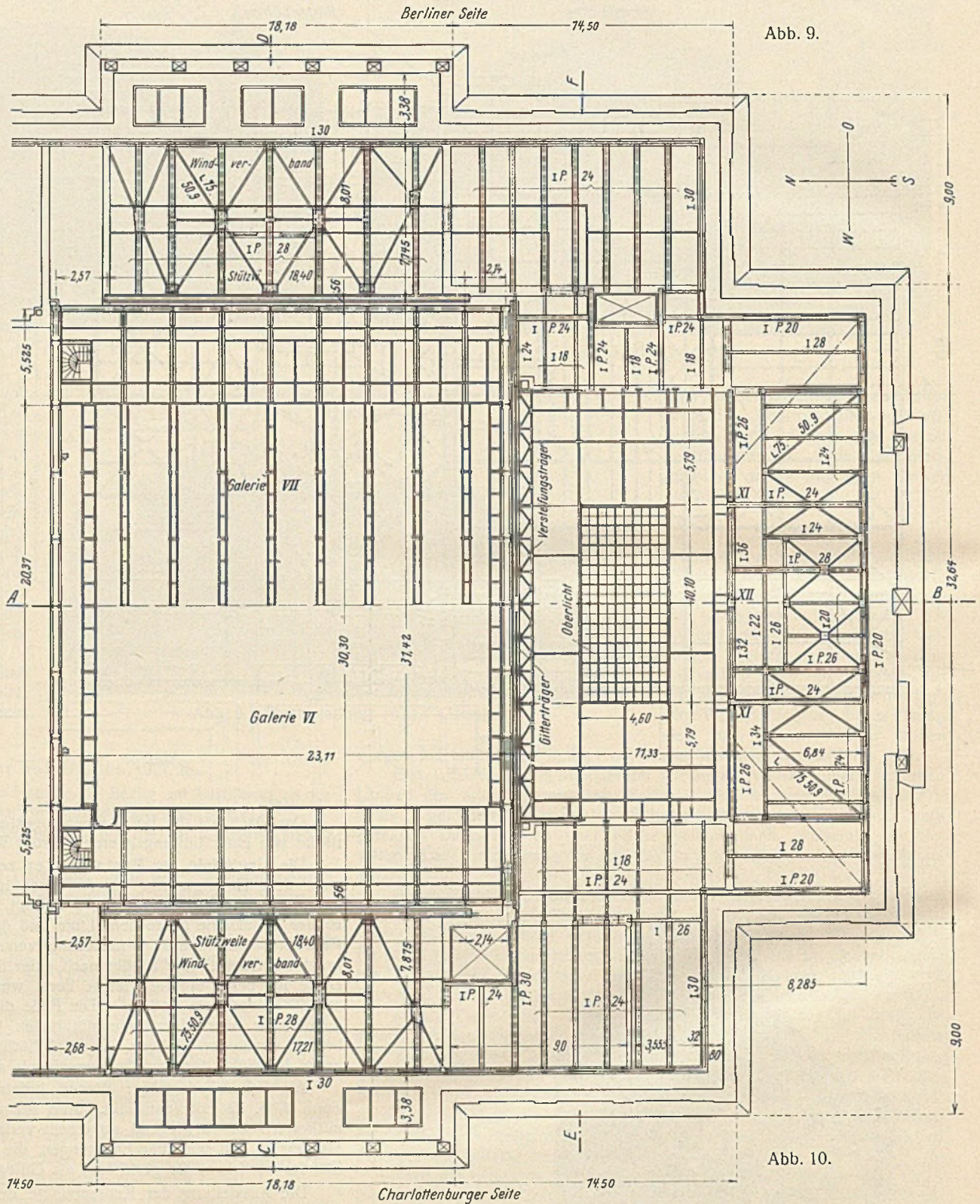


Abb. 9.

Abb. 10.

des Konstruktionsrisses (Abb. 20, 21 u. 24). Zur Erhöhung der Standfähigkeit konnte der Teil unterhalb des Bühnenfußbodens hingegen in der Längsrichtung von 2,66 m bei 10,00 m Höhe auf 3,848 m auf der Westseite und bei 13,25 m Höhe auf der Ostseite auf 4,238 m einseitig nach innen ohne Schädigung des Bühnenkellers verbreitert werden, während die Tiefe wieder in ganzer Höhe mit 1,21 m beibehalten wurde. Die Gesamthöhen der Stützen betragen somit oberhalb der Fundamente 20,23 m bei der Westseite und 23,43 m bei der Ostseite. Hierzu tritt als Höhe des eisernen Schwellenrostes noch rd. 0,78 m (Abb. 20 u. 21).

Die Eckstiele dieser Stützen erhielten verschiedene, ihrer Belastung entsprechende Querschnitte. Die nächst den Seitenbühnen liegenden Innenstiele tragen die schweren Sturzträger unmittelbar. Beide Stielpaare erhalten einen durchlaufenden Diagonalverband. Die Schrägstellung der nach dem Zuschauerhaus liegenden Stiele und die damit am Fuße vergrößerte Breite ergab nennenswerte Ersparnisse bei den Stützenquerschnitten und den Fundamenten. Die Hauptunterzüge der Hinterbühne liegen auf

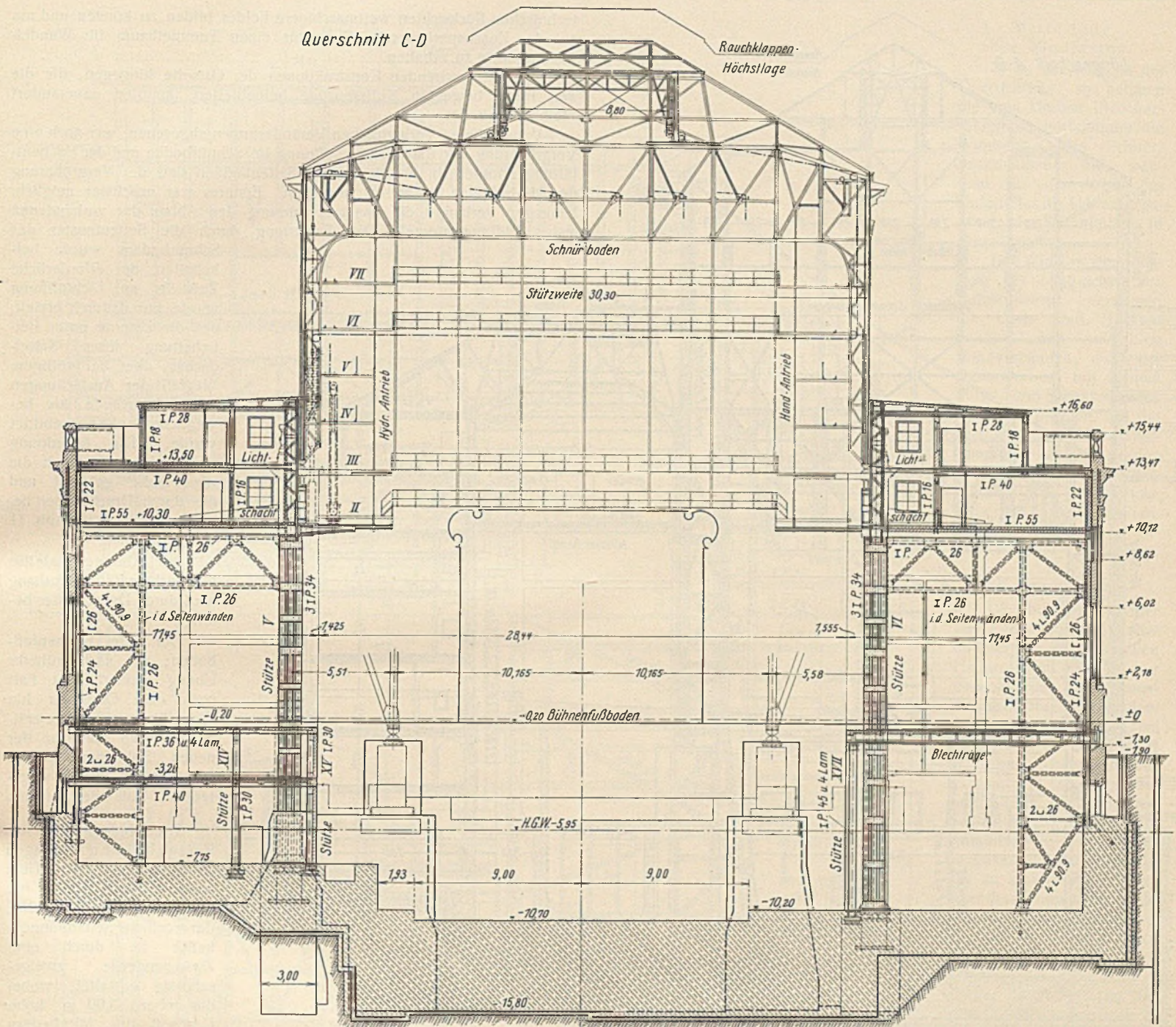


Abb. 12.

der Mitte des Stützenkopfwechsels, der die beiden äußersten Stütze paare unmittelbar miteinander verbindet (Abb. 19, 25 bis 27).

Von der Verteilung der Eigengewichts- und Windlasten für diese Stützen wird weiter unten gesprochen werden.

Die Hauptstützen nächst dem Zuschauerhause bestehen aus drei quergestellten I-Walzträgern. Sie sind in allen Deckenhöhen der Bühnenhausgeschosse mit den benachbarten Wandteilen und Decken in sicherer Weise verankert. Die Gesamthöhe der Stütze auf der Westseite beträgt 17,40, die der Ostseite 19,65 m (Abb. 13, 20, 23).

Ergänzt werden die vier Stützen hierbei in ihrer Knick- und Standfähigkeit durch die Umfassungswände und Scheidewände der drei Bühnenhausbauten, wobei besonders noch die Frontwände durch eiserne Gefache und die Seitenwände durch eiserne Steifrahmen verstärkt wurden. Kräftige Windverbände, die in der Deckenhöhe der Seitenbühnen, Ordinate + 10,30, liegen, fassen die Seitenbühnen zum widerstandsfähigen Ganzen zusammen (Abb. 12, 16). Auch die Dachflächen ihrer Mansardgeschosse weisen solche Verbände auf (Abb. 9, 10).

Die Achsteilungen der Stützenpaare in der Längsachse und somit auch die Stützweiten der dort liegenden schweren Sturzträger betragen 18,40 m. Die Konstruktionshöhe der Sturzträger beträgt 6,31 m. Der Abstand der Mittelebenen der Stützenpaare in der Querrichtung beträgt 30,21 m, was zugleich die Spannweite des Hauptträgers der Hinterbühne ist, der eine Konstruktionshöhe von 5,955 m hat. Sein Untergurt liegt dabei in der Decke der Hinterbühne, und der Obergurt in Deckenhöhe des Mansardgeschosses (Abb. 13, 19, 25 bis 27).

Die vier Hauptstützen und ebenso die Sturzträger der Längswände sind doppelwandig ausgebildet worden. Näheren Aufschluß geben die Darstellungen ihrer Einzelheiten, Abb. 21 bis 24. Zurückzukommen ist noch auf die Art der Übertragung der Lasten, die vom Bühnenhochbau und den Seitenbühnen auf die Längssturzträger entfallen, und die Erzielung knick-sicherer Aussteifung ihrer Gurtungen. Hierbei sind von Bedeutung die schweren Deckenträger IP 55 der Seitenbühnen, die die Knotenpunkte der Untergurte bei gleicher Teilung mit letzteren unterschneiden und zudem noch in das Bühnenhaus überkragen. Auf diesen inneren Freitragern ruhen vermöge hinzugefügter Ständer die vorwiegend von den Schnürbodenbindern kommenden Bühnenhauslasten und ebenso an besonders angeschuhten Freitragern die nennenswerten Belastungen, die von der Arbeitsgalerie II herrühren (Abb. 12). Dabei ist zu erkennen, daß statt des Handbetriebes, der auf der Ostseite in einer gegen früher verbesserten Form beibehalten wurde, die Arbeitsgalerie II der Westseite maschinell durch Druckwasser bedient wird. Diese von der Hauptbühne kommenden Lasten und ebenso die erheblichen Lasten der beiden Obergeschosse der Seitenbühnen, die vorwiegend auf diese Deckenträger entfallen, kommen nur zum geringeren Teil auf die Außenwände, in der Hauptsache aber auf die innen liegende Unterstüzung der IP 55, die erreicht wird durch Ausbildung der am Untergurt der Sturzträger sicher angeschlossenen Schlaufen (Abb. 21, 22).

Die Obergurte der beiden seitlichen Sturzträger und ihre Wandstäbe sind nach der Bühnenhausseite hin frei, wodurch ein freies Spiel der Spannungen eintritt. Eine seitliche Ausknickung der Obergurte verhindert

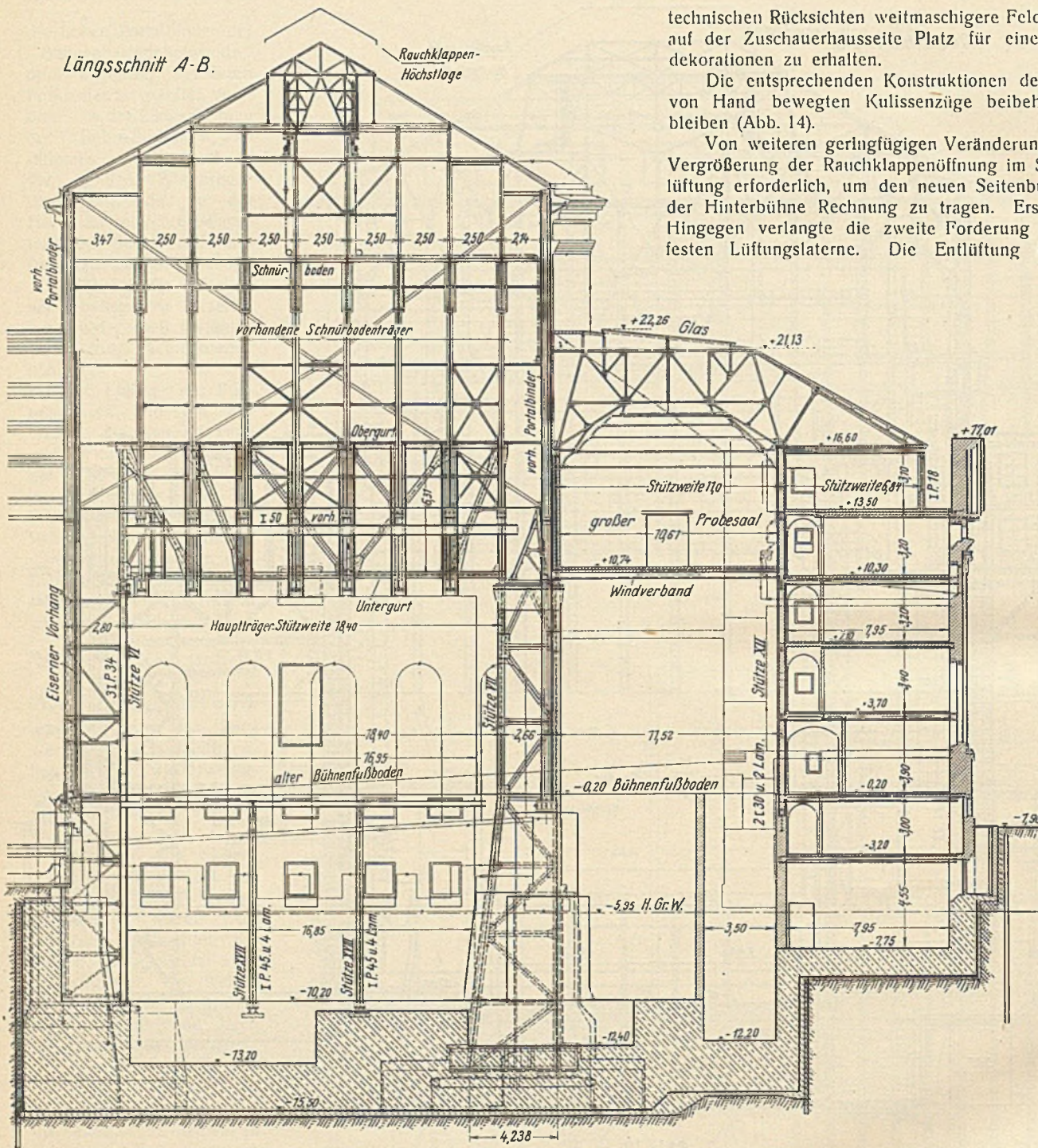


Abb. 14. Decke Ord. + 13,50.

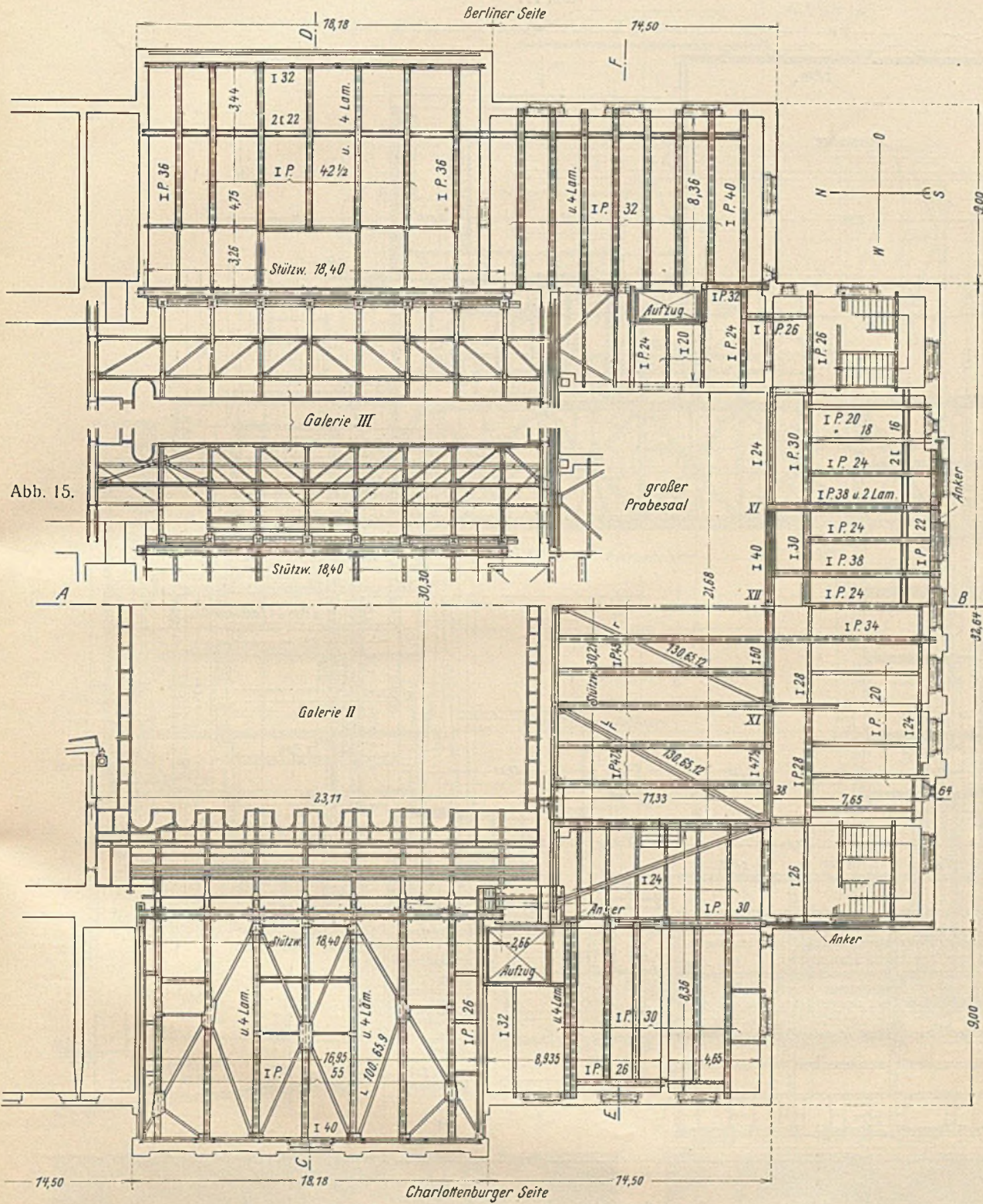


Abb. 16. Decke Ord. + 10,30.

stützen lagert. Weiterhin liegt in der Decke der Hinterbühne ein gleich weit gespannter Kreuzverband, dessen Breite gleich derjenigen des Probesaales ist.

Das Dach des Probesaales ist als Pultdach in Kupferdeckung ausgeführt und ruht auf drei Dachbindern. Zwischen diesen liegt ein großes Oberlicht. Am Untergurt hängt die gewölbte Saaldecke, die in ihrem Spiegel gleichfalls eine Glasdecke trägt.

In der äußeren Wand, die in den fünf oberen Stockwerken von 16,80 m Gesamthöhe 51 cm, in den beiden Kellergeschossen bei 4,55 m Höhe 64 cm stark ist, nehmen eiserne Stützen und Unterzüge die Dach- und Deckenlasten auf. Zwischen dieser Wand und der Frontwand liegen die Korridore und die Aufenthaltsräume der Angestellten.

Die in den Seitenfluchten der Hinterbühne liegenden Bauteile, die aus dem Längsschnitt Abb. 13 und dem Querschnitt Abb. 19 ersichtlich sind, ebenso die neben den Seitenbühnen nach dem Zuschauerhause hin gelegenen, geben zu besonderen Bemerkungen keinen Anlaß.

Stützen des Bühnenhauses mußten vorher, um Platz zu schaffen, die alten starken Seitenwände des Bühnenhauses entfernt werden. Da nun bislang die schweren Gitterträger auf diesen Wänden lagerten, mußte für sie ein behelfmäßiger Ersatz geschaffen werden. Er wurde bewirkt durch eiserne gespreizte Böcke, auf deren Riegeln die Untergurte der Gitterträger auflagerten, während die Fußpunkte der ersteren auf besonderen behelfmäßigen Fundamentplatten standen, die ihrerseits durch Zementbohrpfähle getragen wurden (Abb. 29).

Die Abmessungen des Bühnenkellers des Hauptbühnenhauses ergeben sich aus Abb. 12 u. 13 zu 28,44 m Weite und 16,85 m Länge bei 12,20 m größter Tiefenlage unter dem Bühnenfußboden. Die Kellersohlplatte hat dort als geringste Stärke 3,15 m, während ihre Grundwasserdichtungsschicht 15,35 m unter Bühnenfußboden und 9,60 m unter dem höchsten Grundwasserstand liegt.

Bühnenmaschinerie.
 Sie umfaßt die nachfolgend angeführte Hauptmaschinerie und Einzelteile:

Verteilung der Windlasten.
 Wirkt der Wind in der Querrichtung, so nehmen die vom Umbau 1910 herrührenden Portalbinder die Windlasten des Schnürbodenaufbaues auf, während für den Wind des Unterteiles die Umfassungswände der Seitenbühnen in Frage kommen.

Bei Wind in der Richtung der Längsachse des Bühnenhauses vermögen die Dach- und Deckenkonstruktionen mit ihren Windverbänden, dazu der Giebelvorbau mit seinen Mittel- und Scheidewänden (s. Abb. 17), einen Teil der Windlast unmittelbar aufzunehmen und neben den beiden hohen Fachwerkständen die erforderliche Sicherheit zu schaffen. Letztere sind in ihrer gesamten Höhe einbetoniert.

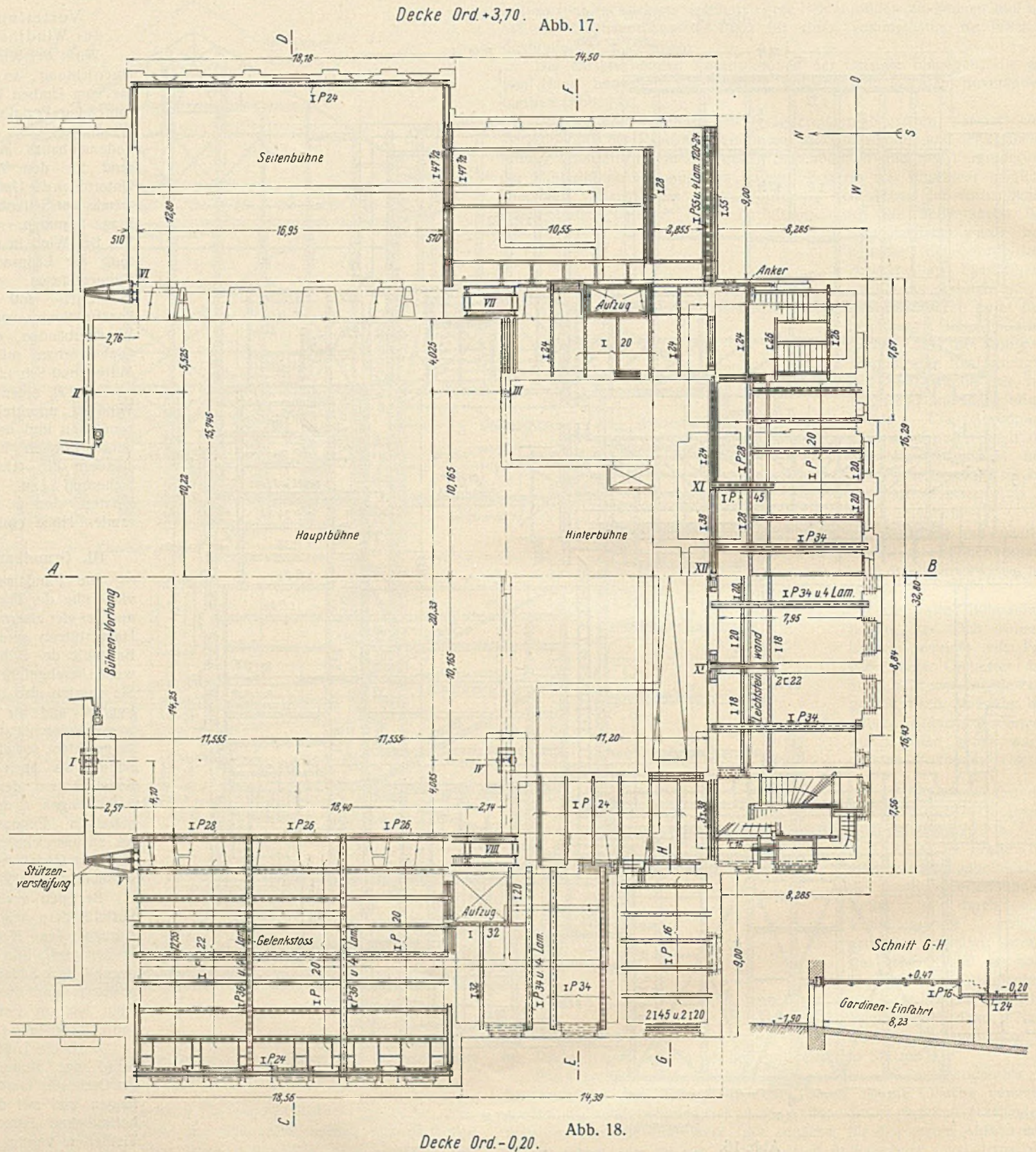
III. Grundbauten.

Die Fundamente der vier Füße der Portalbinder und der vier eisernen neuen Hauptstützen sind bis zur Bausohle der Bühnenhauswanne herabgeführt worden. Sie wurden also besonders fundiert und für sich mit wasserundurchlässiger Dichtungsschicht sowohl an der Sohle, als auch an den Seitenflächen der Betonumhüllungen und der massiven Fundamenteile bis zu ausreichender Höhe über dem Grundwasserstand versehen (Abb. 12).

Bei den vorhandenen Portalbindern wurde beim Umbau der Kopf ihrer Pfeiler durch Spreizen, die geneigt nach außen wirken, gesichert und dieser Kopf dann bis zur Fundamentsohle unterfahren (Abb. 28).

Auch die Umfassungswand des Bühnenhauses am Orchester wurde unterfangen und mit dem dort befindlichen Bankett des Tiefkellers vereinigt.

Bei Ausführung der Fundamente der vier neuen



Die Untermaschinerie ist eingeteilt in sieben Gassen, die nachfolgende Versenkungspodien enthalten:

Drei erste Doppelpodien von 16 m Länge und 3 m Tiefe; sie können 10 m über den Bühnenfußboden hinaus gehoben werden,

drei einfache Podien für die Gassen 4, 5, 6, die 18 m lang und je 2,50 m tief sind und die je 3 m unter Bühnenfußboden versenkt und um den gleichen Betrag über den Fußboden gehoben werden können,

die 7. Gasse enthält ein großes Versenkungspodium, das 16 m lang, 8 m tief ist und 10 m über Bühnenfußboden gehoben werden kann.

Diese Podien werden durch Druckwasser, und zwar mit 100 at Betriebsdruck bewegt.

Weiterhin sind drei verschiebbare, elektrisch angetriebene Versenkungen in der Unterbühne untergebracht, die je rd. 12 m lang und 1,1 m tief sind.

Es sind weiterhin etwa 80 Prospekt-, Soffitten- und Beleuchtungszüge eingebaut, davon sind etwa 50 Stück durch Druckwasser bewegbar,

während die übrigen 30 Stück Handbetrieb aufweisen. Durch Druckwasser bewegbar sind auch noch mehrere Gitterträger, die zur Aufnahme besonderer Beleuchtungskörper dienen.

Die gesamte Bühnenwagenanlage ist in wagerechter und senkrechter Ebene beweglich.

Der eiserne Bühnenvorhang, der 14,50 m breit und 11 m hoch ist, wird mittels hydraulisch betriebener Stempel gehoben und gesenkt.

Hierzu kommt die gesamte Druckwasser-Kraftanlage, die für die Bewegung der vorgenannten Hebeapparate, Versenkungen, Versenkungspodien, Bühnenwagen, der Prospektzüge, des eisernen Vorhanges und der als Rauchklappe gebildeten Dachhaube dient.

Sie ist für einen Betriebsdruck von 80 bis 120 at berechnet und errichtet worden, und besteht aus zwei großen Luftkesseln von je 8 m Höhe und 1,50 m Durchm. und einem Luftakkumulator von gleichem Durchmesser und etwa 7 m Höhe. Die Kessel sind für 240 at Überdruck abgeprüft worden. Den Betriebsdruck erzeugen drei große Preßpumpen und ein Kompressor mit elektromotorischem Antrieb.

Abb. 21.

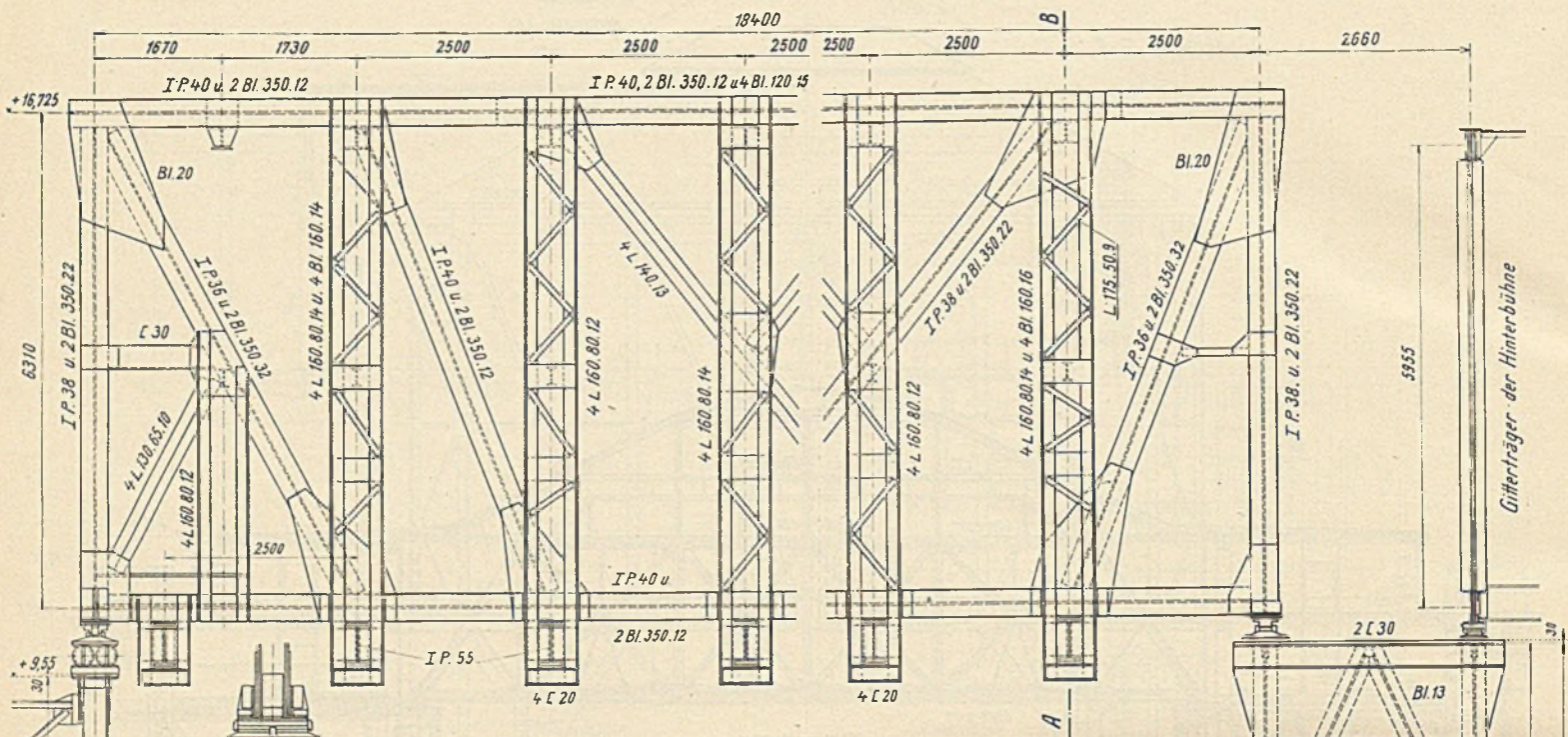
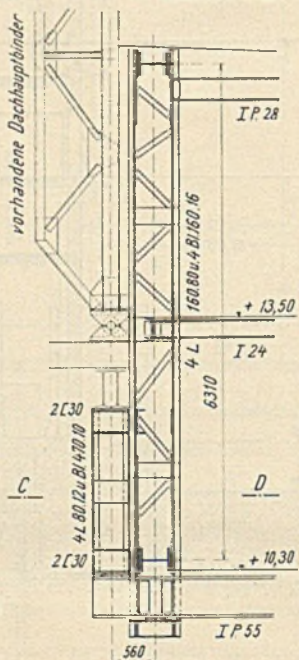
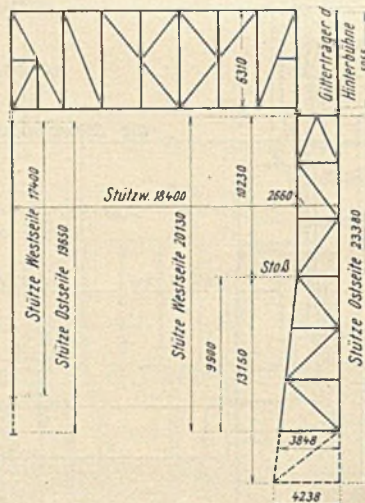


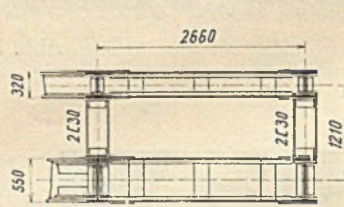
Abb. 22. Schnitt A-B.



Syst. Abb. 20.



Schnitt E-F.



Schnitt G-H.

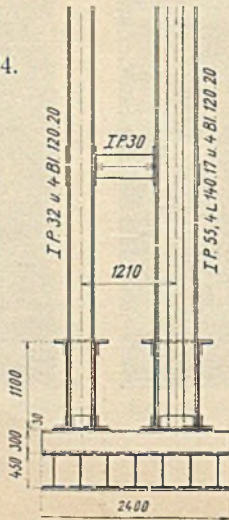


Abb. 24.

Schnitt J-K.

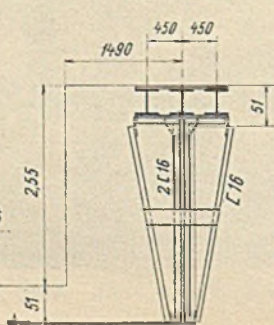
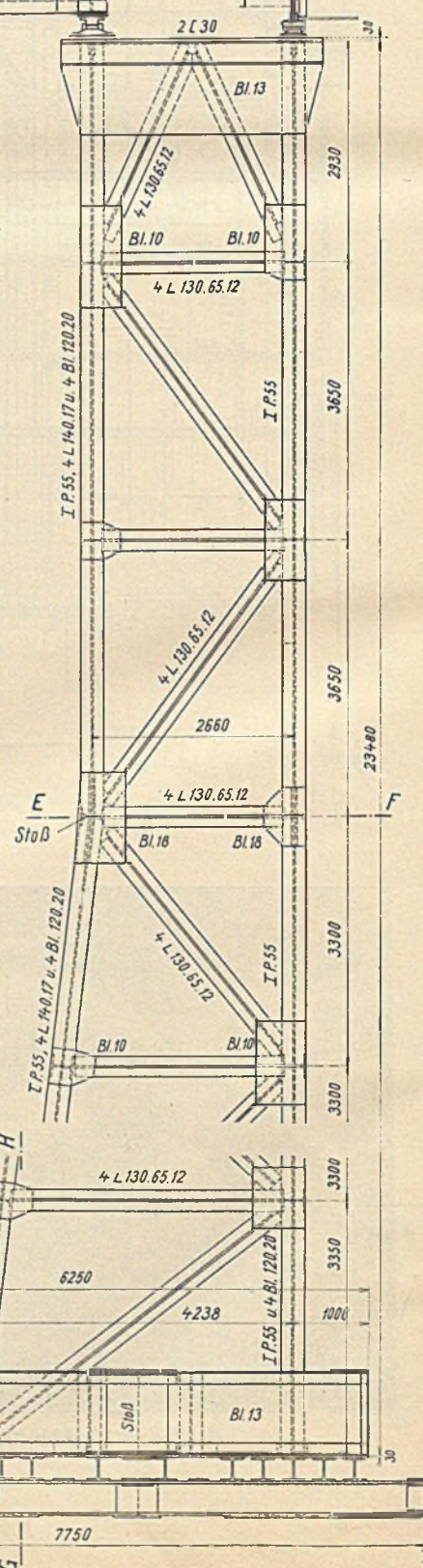
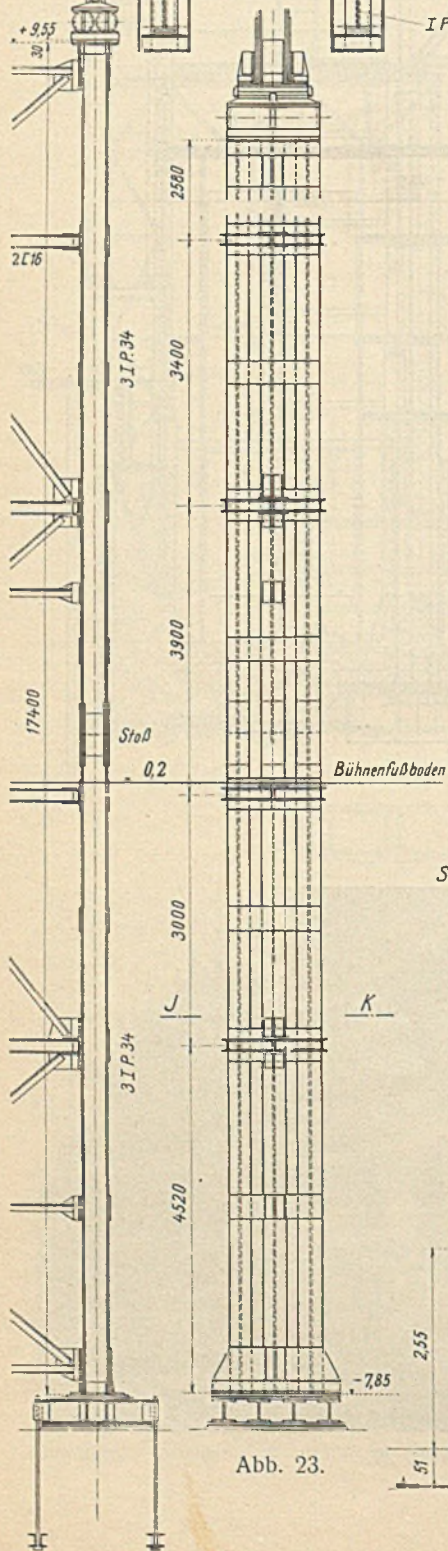
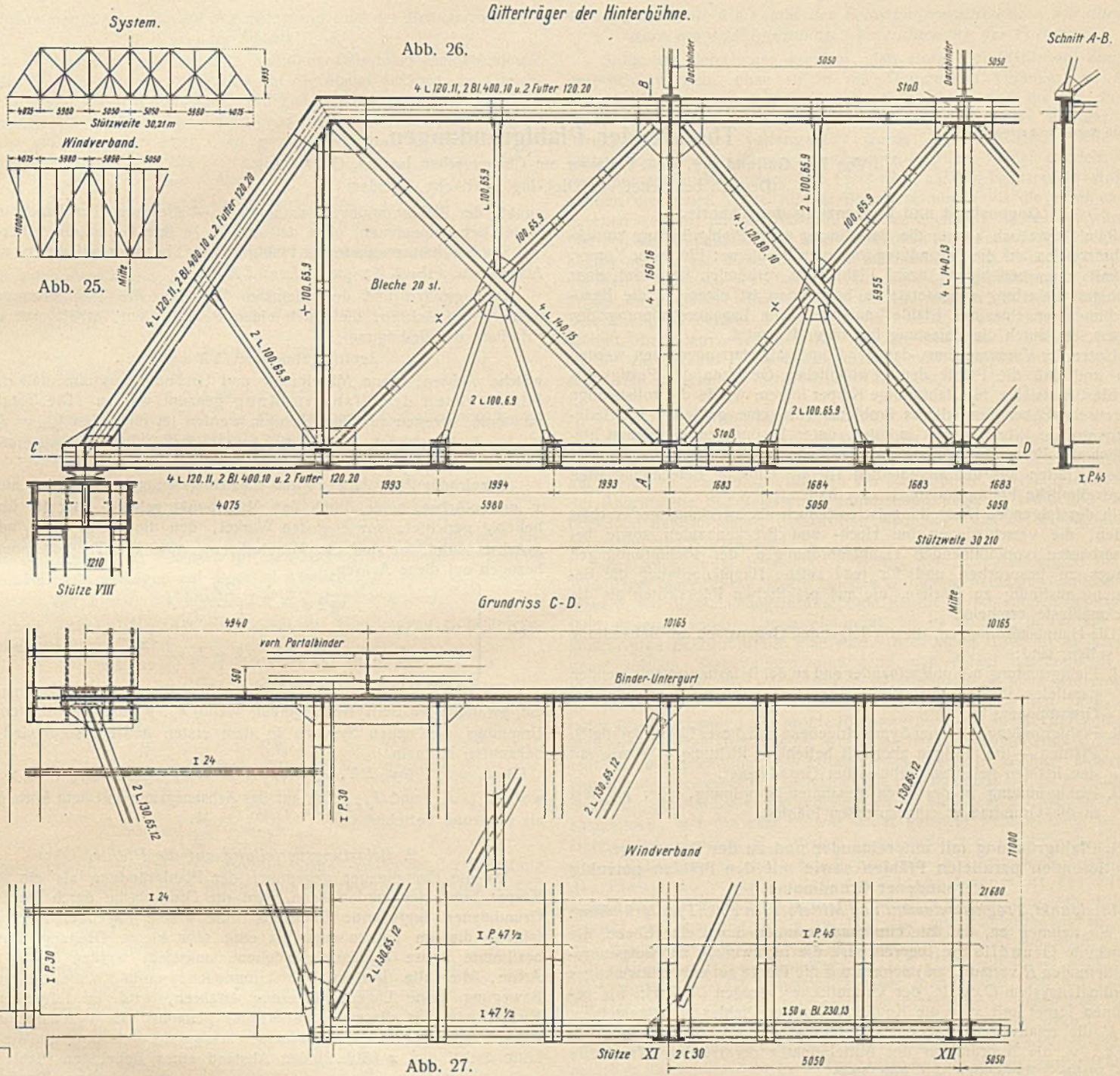


Abb. 23.





Ist durch den Verbrauch der Bewegungsmaschinen der Betriebsdruck auf 80 at gesunken, so schalten sich die drei Pumpen selbsttätig ein und wieder aus, wenn der Druck von 120 at wieder erreicht ist.

Endlich sind zu erwähnen:

- 1 großer Prospektzug 20,0·3,0 m mit mittelbarem Druckwasserantrieb, und
- 2 elektrische Aufzüge für den Transport von Dekorationen.

Die beim Umbau des Zuschauerhauses gewonnenen Erfahrungen werden in einem späteren Aufsatz gewürdigt werden.

Mit der Entwurfsverfassung und Oberleitung des Umbaus waren Geh. Oberbaurat Dr. h. c. Fürstenau und Reg.-Baurat Tietze, Berlin, betraut; Entwurf,

Einzelbearbeitung und Bauleitung der Hochbaukonstruktionen und ihrer Fundierungen besorgte der Verfasser, der auch bereits bei dem Umbau im Jahre 1910 die Eisenkonstruktionen entworfen und berechnet hatte.

Die Eisenkonstruktionen des Bühnenhauses nebst Anbauten führte die Firma C. H. Jucho, Dortmund, die der Hinterbühne nebst Zubehör die Firma H. Gossen, Berlin-Reinickendorf, aus.

Die bühnentechnischen Einrichtungen wurden nach den Entwürfen des Dr.-Ing. Georg Linnebach, Maschinendirektor der Staatstheater Berlin, von der Fa. Kölle & Hensel, Berlin-Wittenau, ausgeführt. Die Ausführung der Erdarbeiten und des Grundbaues bewirkte die Firma G. Tesch, während die Grundwassersenkung von der Firma Siemens-Bauunion übernommen wurde.

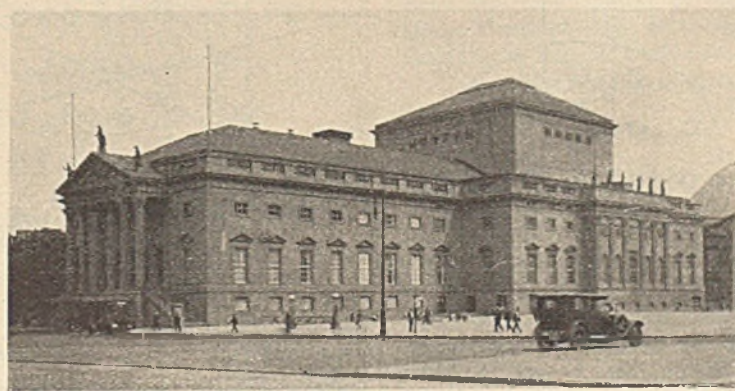


Abb. 30. Fertiger Umbau 1927/28. Westseite.

Alle Rechte vorbehalten.

Theorie der Pfahlgründungen.

Von Per Gullander †, weil. Professor am Chalmerschen Institut, Gothenburg.
(Deutsch bearbeitet von Dipl.-Ing. Habicht, Potsdam.)

Gegenstand und Begrenzung der Theorie.

Rein theoretisch könnte die Berechnung einer Pfahlgründung zurückgeführt werden auf die Behandlung folgender Probleme: Ein fester Körper, der mit einer beliebigen Anzahl Pfähle fest verbunden ist, wird einer beliebigen Belastung ausgesetzt; zu bestimmen ist einerseits die Beanspruchung der einzelnen Pfähle, andererseits die Lagenveränderung des Körpers, die durch die Belastung hervorgerufen wird.

Unter der Voraussetzung, daß der Körper als starr angesehen werden kann und daß die Pfähle den gewöhnlichen Gesetzen der Festigkeits- und Elastizitätslehre für stabförmige Körper folgen, würde die vollständige theoretische Behandlung dieses Problems auf keine größeren Schwierigkeiten stoßen. Somit ist es möglich, unter besonderen Annahmen hinsichtlich der Form des Körpers und der Lage der Pfähle zueinander und zu den Kräften aus der allgemeinen Theorie einfache Berechnungsarten für gewöhnliche Pfahlgründungen zu erhalten.

In der folgenden Darstellung ist es jedoch als zweckmäßiger erachtet worden, die verschiedenen bei Hoch- und Brückenbauten sowie bei Wasserbauten vorkommenden Hauptanordnungen der Pfahlgründungen genauer zu besprechen und für jede solche Hauptanordnung die Berechnung ausfindig zu machen, die aus praktischen Rücksichten als die zweckmäßigste erscheint.

Die Hauptanordnungen, die im folgenden Gegenstand der Behandlung sein sollen, sind:

- I. Pfahlgründung mit untereinander und zu der Belastungsergebenden parallelen Pfählen sowie mit den Pfählen gelenkig verbundener Grundmauer.
- II. Pfahlgründung mit einer Symmetrieebene und dieser Ebene parallelen Pfählen — im übrigen aber mit beliebiger Richtung — sowie mit den Pfählen gelenkig verbundener Grundmauer.
- III. Pfahlgründung in der eben genannten Anordnung, aber mit fest in die Grundmauer eingespannten Pfählen.

I. Pfahlgründung mit untereinander und zu der Belastungsergebenden parallelen Pfählen sowie mit den Pfählen gelenkig verbundener Grundmauer.^{1) 2)}

1. Mittelpunkt, Trägheitsmoment und Mittelachsen einer Pfahlgründung.

Wir nehmen an, daß die Grundmauer unten durch eine Ebene, die sogenannte Grundfläche, begrenzt ist, die rechtwinklig zur Belastungsergebenden R verläuft, und denken uns die Pfähle auf ein rechtwinkliges Koordinatensystem Oxy in der Grundfläche bezogen (Abb. 1); wir bezeichnen ferner mit x, y die Koordinaten eines Pfahles im allgemeinen, mit k' die relative Tragkraft eines Pfahles in seiner Längsrichtung sowie mit x_0, y_0 die Koordinaten des Mittelpunktes der relativen Tragkräfte aller Pfähle. Betrachten wir nun diese Tragkräfte als ein System von parallelen und gleichgerichteten Kräften, die an den Pfahlköpfen angreifen, so ist nach dem Satze vom Mittelpunkte paralleler Kräfte

$$(1) \begin{cases} x_0 \Sigma k' = \Sigma k' x \\ y_0 \Sigma k' = \Sigma k' y. \end{cases}$$

Angenommen, daß der Ursprung des Koordinatensystems mit dem Mittelpunkte der Tragkräfte zusammenfällt, so ist, da in diesem Falle $x_0 = 0, y_0 = 0$ ist,

$$(1a) \quad \Sigma k' x = 0, \quad \Sigma k' y = 0.$$

Dieser Punkt, dessen Lage durch diese Gleichung bestimmt wird, wird im folgenden der Mittelpunkt der Pfahlgründung genannt.

Da die Lage des Mittelpunktes unabhängig von den Achsenrichtungen ist, kann die Richtung der x -Achse in der Grundebene beliebig angenommen werden, oder mit anderen Worten, die x - und y -Achsen können — unter der Voraussetzung, daß der Ursprung mit dem Mittel-

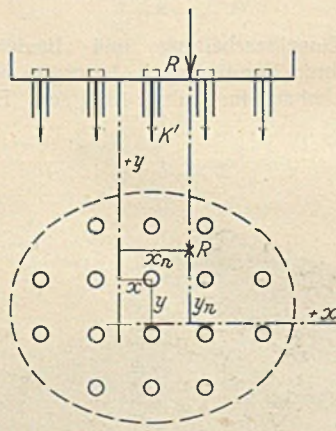


Abb. 1.

punkte der Pfahlgründung zusammenfällt — alle möglichen Lagen in der Grundfläche einnehmen, ohne daß die Gl. 1a ihre Gültigkeit verlieren.

Die Trägheitsmomente der Pfahlgründung, bezogen auf die x - und y -Achse, sind $J_x = \Sigma k' y^2$ und $J_y = \Sigma k' x^2$.

Den größten und den kleinsten Wert für die Trägheitsmomente, bezogen auf Achsen, die durch einen Punkt gehen, erhält man durch Erfüllung der Bedingung

$$\text{Zentrifugalmoment } \Sigma k' xy = 0,$$

welche Achsen, wenn Mittelpunkt und Ursprung zusammenfallen, die Mittelachsen der Pfahlgründung genannt werden. Die Trägheitsmomente, bezogen auf diese Achsen, werden im folgenden $J_{\max} = J_I$ und $J_{\min} = J_{II}$ bezeichnet, wobei die Achsen für J_I und J_{II} auch erste und zweite Hauptachse der Pfahlgründung genannt werden.

Bezeichnet $J_{xy} = \Sigma k' xy$ das Zentrifugalmoment, bezogen auf die x - und y -Achse, beide durch den Mittelpunkt gehend, aber im übrigen beliebig gerichtet, sowie φ den Winkel, den die Achse für J_I mit der x -Achse bildet, so sind die Mittelachsen, sowie die Trägheitsmomente, bezogen auf diese Achsen,

$$(2) \begin{cases} \text{tg } 2\varphi = -\frac{2J_{xy}}{J_x - J_y}, \\ J_I + J_{II} = J_x + J_y, \quad J_I - J_{II} = \frac{J_x - J_y}{\cos 2\varphi}. \end{cases}$$

Für die Trägheitsmomente und das Zentrifugalmoment, bezogen auf ein paralleles Achsensystem, gelten, wenn x_0, y_0 die Koordinaten des Ursprungs des neuen Systems in dem ersten Achsensystem sind, die bekannten Formeln

(3) $J_x = J_{0x} + y_0^2 \Sigma k', \quad J_y = J_{0y} + x_0^2 \Sigma k', \quad J_{xy} = J_{0xy} + x_0 y_0 \Sigma k'$,
worin J_{0x}, J_{0y} und J_{0xy} sich auf das Achsensystem mit dem Mittelpunkt als Ursprung beziehen.

2. Belastungsverteilung auf die Pfähle.

Da die Grundmauer gegenüber der Pfahlgründung als ein starrer Körper betrachtet werden kann, wird die Grundfläche durch die an der Grundmauer angreifende Belastung eine kleine Lagenveränderung erfahren, die im allgemeinen als eine sehr kleine Drehung um eine bestimmte Achse in der Grundebene aufgefaßt werden darf. Diese Achse, die alle Punkte der Grundebene enthält, die bei dieser Bewegung keine Lagenveränderung erfahren, wird im folgenden die Null-Linie für diesen Belastungsfall genannt. Es bezeichne σ den Winkel, um den sich die Grundmauer infolge der Belastung um die Null-Linie dreht, und z (Abb. 2) den Abstand eines beliebigen Pfahles mit der relativen Tragkraft k' von dieser Linie.

Die Beanspruchung S eines Pfahles in seiner Längsrichtung ist, da für kleine Werte σ , wie hier, $\text{tg } \sigma = \sigma$ gesetzt werden kann,

$$S = k' s = k' z \sigma.$$

Denken wir uns eine Achse AB durch den Mittelpunkt O der Pfahlgründung parallel zur Null-Linie und bezeichnen mit z' den Abstand eines Pfahles von dieser Achse, sowie mit z_0 den Abstand des Mittelpunktes von der Null-Linie, so kann die letzte Formel auch geschrieben werden:

$$(4) \quad S = k' (z' + z_0) \sigma,$$

woraus hervorgeht, daß die Beanspruchung eines Pfahles in seiner Längsrichtung ausgedrückt werden kann als eine lineare Funktion des Abstandes des Pfahles von einer Geraden durch den Mittelpunkt der Pfahlgründung.

Die Beanspruchung in der Querrichtung des Pfahles ist im vorliegenden Falle immer gleich Null, da eine seitliche Verschiebung des Pfahlkopfes in diesem Falle nicht auftritt.

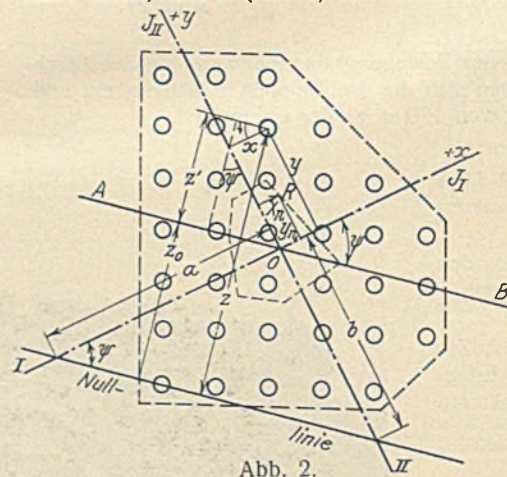


Abb. 2.

¹⁾ Vergl. E. Jacoby, Zur Berechnung von Pfahlrostgründungen. Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst, Jahrgang XV, 1909, S. 340 u. 1909.

²⁾ O. Colberg, Bestimmung der Einzelpfahllasten bei einseitiger Belastung von Gründungsplatten. Der Bauingenieur 1925, Heft 1, S. 25.

3. Zusammenhang zwischen der Belastung und der Beanspruchung der Pfähle.

Die Grundmauer muß unter dem Einfluß der Belastungsergebnisse R und der Widerstände, die die Pfähle auf die Mauer ausüben, im Gleichgewicht sein. Diese Widerstände sind gleich den entsprechenden Beanspruchungen der Pfähle, aber diesen genau entgegengesetzt. Man erhält daher gemäß den allgemeinen Gleichgewichtsbedingungen, bezüglich der den Pfählen parallelen Kräfte

$$R = \Sigma S,$$

sowie mit der x - und y -Achse als Momentenachse

$$Ry_r = \Sigma Sy, \quad Rx_r = \Sigma Sx,$$

worin x_r und y_r die Koordinaten der Belastungsergebnisse und x und y die Koordinaten der Pfähle, bezogen auf das in der Grundebene gelegene Achsensystem Oxy , bedeuten.

ψ bezeichne den Winkel, den die Null-Linie mit der x -Achse bildet. Aus Abb. 2 folgt

$$z' = x \sin \psi + y \cos \psi,$$

sowie nach Einsetzen in (4):

$$(5) \quad S = k' \sigma (x \sin \psi + y \cos \psi + z_0).$$

Wird dieser Ausdruck für S in die Gleichgewichtsbedingungen eingesetzt, so können diese geschrieben werden:

$$\begin{aligned} R &= z_0 \sigma \Sigma k' + \sigma \sin \psi \Sigma k' x + \sigma \cos \psi \Sigma k' y, \\ Ry_r &= z_0 \sigma \Sigma k' y + \sigma \sin \psi \Sigma k' xy + \sigma \cos \psi \Sigma k' y^2, \\ Rx_r &= z_0 \sigma \Sigma k' x + \sigma \sin \psi \Sigma k' x^2 + \sigma \cos \psi \Sigma k' xy. \end{aligned}$$

Diese Gleichungen werden bedeutend vereinfacht, wenn man annimmt, daß die x - und y -Achsen mit den Mittelachsen der Pfahlgründung zusammenfallen. Bezogen auf diese ist nämlich:

$$\Sigma k' x = 0, \quad \Sigma k' y = 0, \quad \Sigma k' y^2 = J_1, \quad \Sigma k' x^2 = J_{II};$$

setzt man weiter $\Sigma k' = K'$, so können die Gleichungen einfacher geschrieben werden:

$$(6) \quad \begin{cases} R = z_0 \sigma K' \\ Ry_r = \sigma \cos \psi J_1 \\ Rx_r = \sigma \sin \psi J_{II}. \end{cases}$$

Hieraus ergibt sich:

$$z_0 = \frac{R}{\sigma K'}, \quad \cos \psi = \frac{Ry_r}{\sigma J_1}, \quad \sin \psi = \frac{Rx_r}{\sigma J_{II}},$$

sowie nach Einsetzen in (5)

$$(7) \quad S = k' \left(\frac{R}{K'} + \frac{Ry_r y}{J_1} + \frac{Rx_r x}{J_{II}} \right).$$

Diese Gleichung gibt den Zusammenhang zwischen der Belastung und der Beanspruchung eines Pfahles mit der relativen Tragkraft k' und den Koordinaten x und y , bezogen auf die Hauptachsen der Pfahlgründung. Sie hat denselben Aufbau wie die bekannte Gleichung für die Spannungsverteilung in einem gegen Zug und Druck widerstandsfähigen Baustoff. Infolgedessen gelten bezüglich der Lage der Null-Linie und der Belastungsergebnisse zueinander dieselben Gleichungen, nach denen auch der Begriff der Kernfläche sinngemäß auf eine Pfahlgründung angewandt werden kann. Für den besonderen Fall, daß die Pfahlgründung eine Symmetrieebene hat und die Belastungsergebnisse in dieser Ebene liegt, vereinfacht sich die angegebene Gl. 7 und geht über in

$$(8) \quad S = k' \left(\frac{R}{K'} + \frac{Rx_r x_r}{J} \right).$$

Sind insbesondere die Pfähle rechtwinklig zu der Symmetrieebene angeordnet, so findet man die entsprechenden Beanspruchungen aus den Gleichungen

$$(9) \quad S_{\max} = \frac{R}{n} + \frac{Rx_r e_1}{J} \quad \text{und} \quad S_{\min} = \frac{R}{n} - \frac{Rx_r e_2}{J}.$$

Hierbei bedeuten e_1 und e_2 jeweils die Entfernung der äußersten Pfahlreihen von der Null-Linie (Abb. 3).

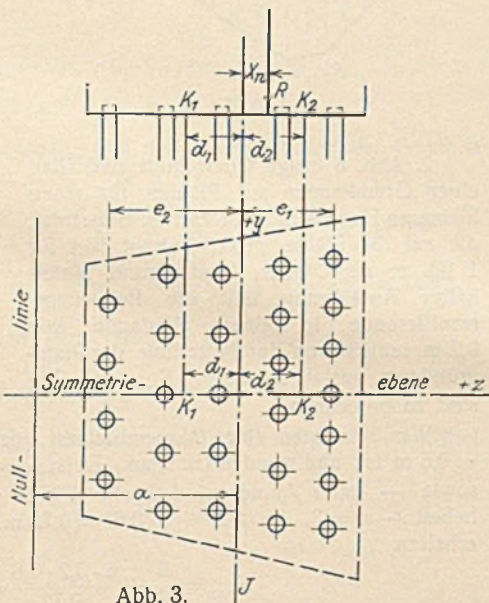


Abb. 3.

4. Lage der Null-Linie und der Belastungsergebnisse zueinander. Kern der Pfahlgründung. Vereinfachung der Formeln.

Sollte die Berechnung ergeben, daß einige der Pfähle auf Zug beansprucht werden, ohne so in der Grundmauer verankert zu sein, daß sie Zugspannungen übertragen können, dann muß die Berechnung unter Fortlassung dieser Pfähle wiederholt werden, da bei der Ableitung der Formel vorausgesetzt wurde, daß sämtliche Pfähle zur Übertragung der Belastung herangezogen werden. Zeigt es sich, daß nach der neuen Berechnung kein Pfahl mehr auf Zug beansprucht wird, so können die neuen Werte für die Beanspruchungen als die richtigen angesehen werden; im anderen Fall muß die Rechnung wiederholt werden, bis man für zwei aufeinander folgende Berechnungen ausschließlich Druckbeanspruchung für dieselben Pfähle bekommt. Auch in dem Falle, wo die Pfähle, die nach der ersten Berechnung Zugbeanspruchungen erhalten, in der Grundmauer verankert sein sollten, muß in gewissen Fällen die Berechnung wiederholt werden, nämlich dann, wenn, wie es oft vorkommt, die relative Tragkraft der auf Zug beanspruchten Pfähle kleiner ist als die der auf Druck beanspruchten, und man diesen Umstand bei der ersten Berechnung nicht berücksichtigt hat.

5. Vorteilhafteste Anordnung einer Pfahlgründung.

Unter der Annahme, daß alle Pfähle die gleiche Tragfähigkeit haben, ergibt sich aus dem Vorhergehenden, daß die Anordnung der Pfähle dann am besten so ausgeführt wird, daß der Schwerpunkt der Pfahlgründung in der Angriffslinie der Belastungsergebnisse liegt, da dann alle Pfähle derselben Beanspruchung unterworfen sind, d. h. daß die Pfahlgründung sozusagen gleich stark wird.

Bei wechselnder Belastung, z. B. bei den Pfahlgründungen für die Widerlager einer Brücke, sowie bei den Gründungen für gewöhnliche Kai-mauern, wo die Belastungsergebnisse für die verschiedenen Belastungsfälle dauernd andere Lagen einnimmt, ist es unmöglich, für alle vorkommenden Belastungsfälle eine solche Anordnung zustande zu bringen; unter solchen Verhältnissen muß man sich darauf beschränken, die Pfahlgründung für den ungünstigsten Belastungsfall so stark wie möglich zu machen, wobei man selbstverständlich darauf achten muß, daß unter allen Umständen die größte Beanspruchung der Pfähle das zulässige Maß nicht überschreitet. Wenn, wie es oft bei Brückenpfeilern und Fabrik-schornsteinen vorkommt, die Belastungsergebnisse in ihren äußersten, gerade entgegengesetzten Grenzlagen die gleiche Größe hat, ist es natürlich das Beste, die Pfahlgründung symmetrisch zur Mittellage der Resultierenden anzuordnen, und das einzige, was dabei gemacht werden kann, ist den Unterschied zwischen S_{\max} und S_{\min} so klein wie möglich zu halten. Für dieselbe Anzahl Pfähle erzielt man dies im allgemeinen, wenn man die Pfähle so verteilt, daß das Trägheitsmoment der Pfahlgründung so groß wie möglich wird, was man praktisch dadurch erreicht, daß man die Pfähle am Umkreise der Pfahlgründung so dicht wie möglich anbringt, während man die Pfähle näher am Mittelpunkt entsprechend weiter auseinanderstellt. Die Richtigkeit dieser Regel geht ohne weiteres aus Gl. 8 hervor, aus der man ersieht, daß der Einfluß der Exzentrizität auf die Beanspruchung der Pfähle in demselben Grade kleiner wird, wie das Trägheitsmoment der Pfahlgründung wächst.

Werden Pfähle von verschiedener Tragfähigkeit verwendet, so müssen natürlich die stärkeren in größerem Abstände vom Mittelpunkt angebracht werden als die schwächeren, denn dies trägt ebenfalls dazu bei, daß das Trägheitsmoment seine größten Werte erhält.

6. Verschiebungen der Grundmauer.

In dem vorliegenden Falle, wo die Pfähle untereinander und zur Belastungsergebnisse parallel sind, können von der Belastung nur solche Verschiebungen hervorgerufen werden, die durch die Drehung der Grundfläche um die Null-Linie bedingt sind.

Aus dem Gleichungssystem 6 erhält man

$$\sigma \cos \psi = \frac{Ry_r}{J_1}, \quad \sigma \sin \psi = \frac{Rx_r}{J_{II}}$$

oder, nach Quadrieren und Addieren sowie unter Berücksichtigung, daß $\sin^2 \psi + \cos^2 \psi = 1$ ist,

$$(10) \quad \sigma = R \sqrt{\left(\frac{x_r}{J_{II}} \right)^2 + \left(\frac{y_r}{J_1} \right)^2}.$$

Würde im besonderen Falle $J_1 = J_{II} = J$, vereinfacht sich der Ausdruck für

$$\sigma = \frac{R}{J} \sqrt{(x_r)^2 + (y_r)^2},$$

oder, wenn der Abstand der Resultierenden vom Mittelpunkt mit r bezeichnet wird, wobei $r^2 = x_r^2 + y_r^2$ ist,

$$(10a) \quad \sigma = \frac{Rr}{J}.$$

Die Lage der Null-Linie bestimmt sich nach den bekannten Gleichungen, ihr Abstand vom Mittelpunkte der Pfahlgründung nach der obersten Gleichung in 6, wonach ist

$$z_0 = \frac{R}{\sigma K'}$$

oder, wenn der Wert für σ eingesetzt wird, und $J_I = J_{II} = J$ ist,

$$(11) \quad z_0 = \frac{J}{K' r}$$

Da die Bewegung der Grundmauer durch den Drehwinkel σ und die Drehachse, d. h. die Null-Linie bestimmt ist, ist es nicht schwierig, die Verschiebungen einzelner Punkte näher zu berechnen.

7. Beispiele.

1. Bei der in Abb. 4 angegebenen Pfahlgründung ABCDEF ist der Pfahlabstand konstant $c = 0,8$ m, und die relativen Tragfähigkeiten für alle Pfähle sind gleich. Die Belastungserresultierende R beläuft sich auf 200 t und wirkt in einer ihrer unvorteilhaftesten Lagen im Abstände $2c = 1,6$ m und $4c = 3,2$ m von den Mittellinien für die Pfahlreihen AB und AF, die als rechtwinklig zueinander angenommen werden. Es sind für diesen Fall die Beanspruchungen der Eckpfähle A, B, ..., F zu bestimmen.

Zuerst stellen wir den Mittelpunkt und die Hauptachse der Pfahlgründung fest.

Setzt man die relative Tragkraft der Pfähle gleich 1, legt den Ursprung des Koordinatensystems zunächst in den Mittelpunkt des Eckpfahles A und wählt als Achsen die Mittellinien der Pfahlreihe AB und AF, so hat man für die Bestimmung des Mittelpunktes der Pfahlgründung im Achsensystem $A\xi\eta$ (2):

$$\Sigma k' = 35 = \text{Anzahl der Pfähle}$$

$$(I) \quad \begin{cases} \xi_0 = \frac{\Sigma k' \xi}{\Sigma k'} = \frac{7c + 7 \cdot 2c + 6 \cdot 3c + 5 \cdot 4c + 3 \cdot 5c}{35} = 2,11c, \\ \eta_0 = \frac{\Sigma k' \eta}{\Sigma k'} = \frac{6c + 6 \cdot 2c + 6 \cdot 3c + 5 \cdot 4c + 4 \cdot 5c + 3 \cdot 6c}{35} = 2,69c. \end{cases}$$

Weiter haben wir die Trägheitsmomente, bezogen auf die Koordinatenachsen:

$$(II) \quad \begin{cases} J_\eta = \Sigma k' \xi^2 = 7c^2 + 7(2c)^2 + 6(3c)^2 + 5(4c)^2 + 3(5c)^2 = 244c^2, \\ J_\xi = \Sigma k' \eta^2 = 6c^2 + 6(2c)^2 + 6(3c)^2 + 5(4c)^2 + 4(5c)^2 + 3(6c)^2 = 372c^2, \end{cases}$$

sowie das Zentrifugalmoment — wobei die einzelnen Glieder die Momente für die einzelnen der η -Achse parallelen Pfahlreihen bedeuten —

$$C' \xi \eta = 7 \cdot c \cdot 3c + 7 \cdot 2c \cdot 3c + 6 \cdot 3c \cdot 2,5c + 5 \cdot 4c \cdot 2c + 3 \cdot 5c \cdot 2c = 178c^2.$$

Wir denken uns nun das Achsensystem parallel mit sich selbst verschoben, so daß der Ursprung mit dem Mittelpunkte der Pfahlgründung zusammenfällt, und berechnen die Trägheitsmomente und das Zentrifugalmoment, bezogen auf die Achsen in dieser neuen Lage. Nach (3) erhalten wir, bezogen auf das Achsensystem $Ox'y'$:

$$\begin{aligned} J'y &= J_\eta - \xi_0 \Sigma k' = 244c^2 - 35(2,11c)^2 = 88,18c^2, \\ J'x &= J_\xi - \eta_0 \Sigma k' = 372c^2 - 36(2,69c)^2 = 118,74c^2, \\ C'xy &= C\xi\eta - \xi_0\eta_0 \Sigma k' = 178c^2 - 2,11c \cdot 2,69c \cdot 35 = -20,66c^2. \end{aligned}$$

Die Lage der Mittelachsen wird bestimmt durch den Winkel φ , den die erste Hauptachse mit der x' -Achse bildet. Es ist nach (2):

$$\text{tg } 2\varphi = \frac{2C'xy}{J'_x - J'_y} = \frac{-2 \cdot 20,66c^2}{118,74c^2 - 88,18c^2} = +1,352.$$

Der kleinste Wert für 2φ ist

$$2\varphi = 53^\circ 32', \text{ folglich } = 26^\circ 46'.$$

Zur Bestimmung der Trägheitsmomente, bezogen auf die Hauptachsen, hat man lt. (3):

$$\begin{aligned} J_I + J_{II} &= \frac{J'_x + J'_y}{\cos 2\varphi} = \frac{118,74c^2 + 88,18c^2}{0,5946} = 206,92c^2, \\ J_I - J_{II} &= \frac{J'_x - J'_y}{\cos 2\varphi} = \frac{118,74c^2 - 88,18c^2}{0,5946} = 51,40c^2, \\ J_I &= \frac{206,92 + 51,40}{2} c^2 = 129,16c^2, \\ J_{II} &= \frac{206,92 - 51,40}{2} c^2 = 77,76c^2. \end{aligned}$$

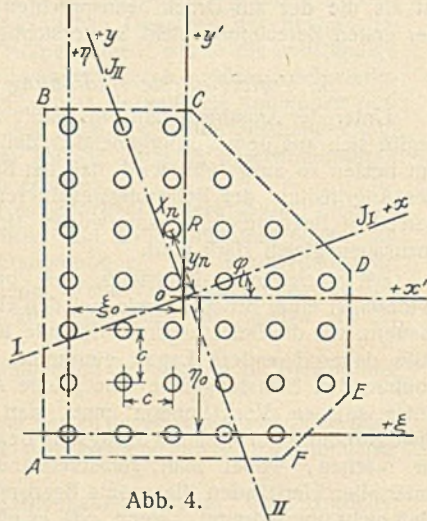


Abb. 4.

Um die Beanspruchung der Pfähle berechnen zu können, muß man auch die Koordinaten der Pfähle und die der Belastungserresultierenden, bezogen auf die Hauptachsen, kennen. Bei der praktischen Berechnung erhält man diese Koordinaten am einfachsten durch Abgreifen aus der Zeichnung, nachdem man die Hauptachsen dort eingetragen hat. Rein analytisch kann man ohne Schwierigkeit auch die Koordinaten mit Hilfe der gewöhnlichen Formeln für Koordinatentransformation erhalten:

$$\begin{aligned} x' &= \xi - \xi_0, \quad y' = \eta - \eta_0; \\ x &= x' \cos \varphi + y' \sin \varphi, \quad y = y' \cos \varphi - x' \sin \varphi. \end{aligned}$$

Die Berechnung der Beanspruchungen der Eckpfähle geschieht hierauf mittels der Formel 7

$$S = \frac{R}{n} + \frac{R x_r x}{J_{II}} + \frac{R y_r y}{J_I}$$

Die Ergebnisse sind in der folgenden Tabelle niedergelegt.

Tabelle der Koordinaten und Beanspruchungen der Eckpfähle.

	Koordinaten						Beanspruchungen
	ξ	η	x'	y'	x	y	
A . . .	0	0	-2,11	-2,69	-3,09	-1,45	- 0,8
B . . .	0	+6	-2,11	-3,31	-0,39	+3,91	+ 12,3
C . . .	+2	+6	-0,11	+3,31	+1,39	+3,01	+ 12,9
D . . .	+5	+3	+2,89	+0,31	+2,72	-1,02	+ 7,3
E . . .	+5	+1	+2,89	-1,69	+1,82	-2,81	+ 2,9
F . . .	+4	0	+1,89	-2,69	+0,48	-3,25	+ 0,4
R . . .	+2	+4	-0,11	+1,31	+0,49	+1,17	—
	c	c	c	c	c	c	t

Nach Ermittlung der Beanspruchungen der Eckpfähle können auch die Beanspruchungen der übrigen Pfähle am Umfange der Pfahlgründung als bekannt angesehen werden, da die Beanspruchung dieser Pfähle nach (4) und (5) als eine lineare Funktion der Pfahlkoordinaten betrachtet werden kann.

Die Abb. 5, bei der die Mittellinien der Pfähle in derselben Ebene liegend gedacht sind, zeigt, wie für den gegebenen Belastungsfall die Beanspruchungen sich zwischen $S_{\min} = -0,8$ t für Pfahl A und $S_{\max} = 12,9$ t für Pfahl C verändern.

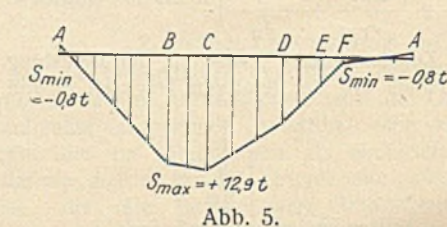


Abb. 5.

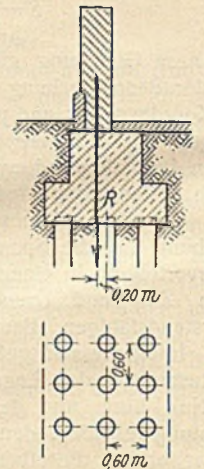


Abb. 6.

2. Abb. 6 zeigt Querschnitt und Plan einer Grundmauer auf Pfählen für einen kleineren Hausbau. Die lotrechte Belastung, die auf die Pfähle wirkt, beträgt 10 t für 1 lfd. m der Mauer. Auf Grund fehlerhafter Ausführung fällt die Belastungserresultierende in einem Abstände von 0,2 m seitlich von der Mittellinie der Pfahlgründung, anstatt in diese. S_{\max} und S_{\min} sind zu berechnen.

Wir betrachten einen Mauerabschnitt, der gleich dem Pfahlabstande $= 0,6$ m ist, und wenden Gl. 9 an. Es ist $R = 0,6 \cdot 10 = 6$ t, $x_r = 0,2$ m, sowie — unter Annahme, daß alle Pfähle dieselbe relative Tragkraft haben — $n = 3$, $J = \Sigma x^2 = 2 \cdot 0,6^2 = 0,72$ m, $e_1 = e_2 = 0,6$ m, und wir erhalten

$$\begin{aligned} S_{\max} &= \frac{6}{3} + \frac{6 \cdot 0,2 \cdot 0,6}{0,72} = 3 \text{ t}, \\ S_{\min} &= \frac{6}{3} - \frac{6 \cdot 0,2 \cdot 0,6}{0,72} = 1 \text{ t}, \end{aligned}$$

während die mittlere Pfahlbelastung gleich $6/3 = 2$ t ist.

3. Bei einer Stützmauer auf Pfählen (Abb. 7) hat die Belastungserresultierende sowohl vor als auch nach der Aufschüttung der Erde hinter der Mauer die in der Zeichnung angegebene Lage. Anstatt die Pfähle, wie gewöhnlich, in gleichem Abstände zu verlegen, Fall I, wird vorgeschlagen, die Pfahlgründung mit verschiedenen Abständen, Fall II, auszuführen, um die Pfahlgründung möglichst gleich stark zu machen. Für die fertige Mauer beträgt $R = 33$ t für 1 m der Mauerlänge und, solange die Erdauffüllung noch nicht angebracht ist, 25 t/m. Man berechne

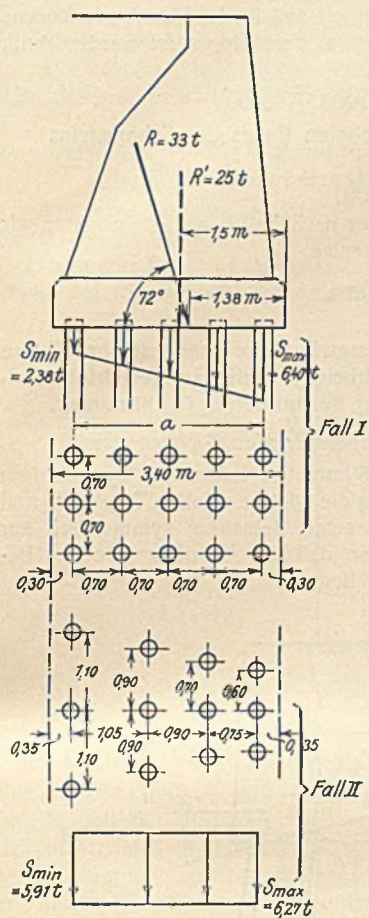


Abb. 7.

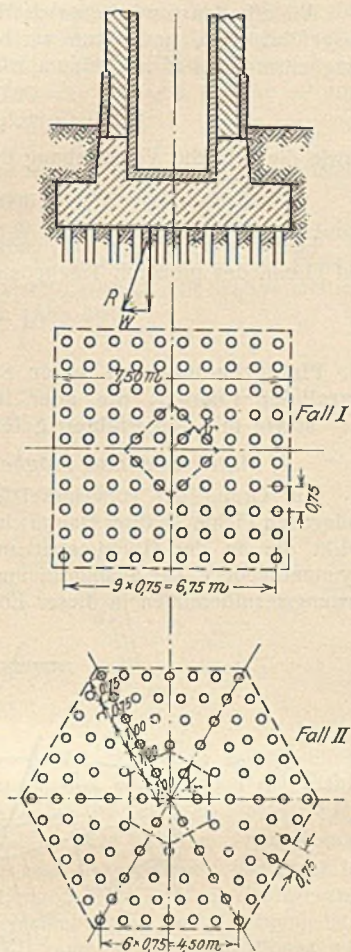


Abb. 8.

S_{max} und S_{min} für beide Fälle unter der Annahme, daß alle Pfähle dieselbe relative Tragfähigkeit haben, und gebe die Ersparnis an Pfählen an, die nach Ausführung der Pfahlgründung nach Fall II erzielt wird.

Für Fall I ist die Anzahl der Pfähle auf die Längeneinheit der Mauer:

$$n = \frac{5}{0,7} = 7,14 \text{ St.},$$

das Trägheitsmoment

$$J = \frac{1}{0,7} \cdot 2 [0,7^2 + (2 \cdot 0,7)^2] = 7,0 \text{ m}^2,$$

$$e_1 = e_2 = 2 \cdot 0,7 = 1,4 \text{ m}, \quad x_r = 0,32 \text{ m}.$$

Für die fertige Mauer erhält man die Beanspruchung der Pfähle in der Längsrichtung nach (9):

$$S_{max} = \frac{33 \cdot \sin 72^\circ}{7,14} + \frac{33 \cdot \sin 72^\circ \cdot 0,32 \cdot 1,4}{7} = 4,39 + 2,01 = 6,40 \text{ t},$$

$$S_{min} = \frac{33 \cdot \sin 72^\circ}{7,14} - \frac{33 \cdot \sin 72^\circ \cdot 0,32 \cdot 1,4}{7} = 4,39 - 2,01 = 2,38 \text{ t}.$$

Für Fall II ist die Anzahl der Pfähle für die fertige Mauer

$$n = \frac{1}{0,6} + \frac{1}{0,7} + \frac{1}{0,9} + \frac{1}{1,1} = 5,12 \text{ St.}$$

Zur Bestimmung der Lage des Mittelpunktes, bezogen auf die Mittellinie der äußersten rechten Pfahlreihe, ist

$$5,12 \cdot x_o = \frac{0,75}{0,7} + \frac{1,65}{0,9} + \frac{2,7}{1,1},$$

woraus man erhält

$$x_o = 1,05 \text{ m}.$$

Das Trägheitsmoment, bezogen auf dieselbe Linie, ist

$$J' = \frac{0,75^2}{0,7} + \frac{1,65^2}{0,9} + \frac{2,7^2}{1,1} = 10,45 \text{ m}^2.$$

Das Trägheitsmoment, bezogen auf die Parallele zu dieser Linie durch den Mittelpunkt, ist

$$J = J' - n x_o^2 = 10,456 - 5,12 \cdot 1,05^2 = 4,81 \text{ m}^2;$$

$$e_1 = x_o = 1,05 \text{ m}, \quad e_2 = 2,7 - 1,05 = 1,65 \text{ m};$$

$$x_r = 1,05 - (1,38 - 0,35) = 0,02 \text{ m}.$$

Nach Einsetzen in (9) erhält man für die zu den Pfählen parallele Komponente von R

$$S_{max} = \frac{33 \cdot \sin 72^\circ}{5,12} + \frac{33 \cdot \sin 72^\circ \cdot 0,02 \cdot 1,05}{4,81} = 6,13 + 0,14 = 6,27 \text{ t}$$

$$S_{min} = \frac{33 \cdot \sin 72^\circ}{5,12} - \frac{33 \cdot \sin 72^\circ \cdot 0,02 \cdot 1,65}{4,81} = 6,13 - 0,22 = 5,91 \text{ t}.$$

Für die Mauer hat man, bevor die Erdauffüllung hinter der Mauer angebracht ist, da in diesem Falle $x_r = -0,1$ ist, wobei die Resultierende auf die andere Seite des Mittelpunktes fällt als bei der fertigen Mauer,

$$S_{max} = \frac{25}{5,12} + \frac{25 \cdot 0,1 \cdot 1,65}{4,81} = 4,88 + 0,86 = 5,74 \text{ t}$$

$$S_{min} = \frac{25}{5,12} - \frac{25 \cdot 0,1 \cdot 1,05}{4,81} = 4,88 - 0,55 = 4,33 \text{ t}.$$

Um die genauere Verteilung der lotrechten Belastung auf die Pfähle zu veranschaulichen, sind diese im Diagramm in Abb. 7 aufgezeichnet, woraus zu ersehen ist, daß im Falle II die Pfahlgründung als annähernd gleich stark betrachtet werden kann. — Die Ersparnisse an Pfählen für den Fall II, ausgedrückt in Prozenten der Pfahlzahl für Fall I, betragen: $\frac{7,14 - 5,12}{7,14} \cdot 100 = 28,3\%$, d. h. man kann bei gleich starker Ausführung der Pfahlgründung 28% der Pfähle sparen, die bei der gewöhnlichen Ausführung mit gleichem Pfahlabstand erforderlich sind.

Im vorhergehenden haben wir nur die lotrechten Komponenten der Belastung berücksichtigt. Die wagerechten Komponenten betragen für die fertige Mauer $33 \cdot \cos 72^\circ = 10,2 \text{ t}$ und verteilen sich — da wir angenommen haben, daß die Pfähle senkrecht stehen — gleichmäßig auf die Pfähle in der Querrichtung. Um zu vermeiden, daß die Pfähle eine beträchtliche Beanspruchung in der Seitenrichtung erfahren, können diese bei der Ausführung der Pfahlgründung zweckmäßig gegen die Senkrechte ein wenig geneigt werden, so daß nach Fertigstellung der Mauer die Belastungserresultierende mit den Mittellinien der Pfähle parallel verläuft. — Auf die Berechnung der Beanspruchungen der Pfähle für den Fall, daß diese, um die Seitenkomponente von R besser aufnehmen zu können, schräg gestellt werden, wird im folgendem noch hingewiesen.

4. Wie groß ist die Kernbreite b für eine Pfahlgründung, die, wie im Falle I der vorhergehenden Aufgabe, mit 2, 3, 4 usw. Pfahlreihen ausgeführt ist, ausgedrückt durch den Abstand a der äußersten Pfahlreihen der Pfahlgründung?

Für eine Pfahlgründung mit nur zwei Reihen ist selbstverständlich $b = a$.

Für eine Pfahlgründung mit drei Reihen Pfähle erhält man an Hand von Abb. 6 für einen Abschnitt der Pfahlgründung, der gleich dem Pfahlabstand ist, die Anzahl der Pfähle $n = 3$, das Trägheitsmoment $J = 2 \left(\frac{a}{2} \right)^2 = \frac{a^2}{2}$, $e = e_1 = e_2 = \frac{1}{2} a$. Man erhält somit nach (12) für b den doppelten Kernpunktabstand, vom Mittelpunkte aus gerechnet

$$b = 2 \frac{J}{n e} = \frac{2 \cdot a^2 \cdot 2}{2 \cdot 3 \cdot a} ; \text{ also } b = \frac{2}{3} a.$$

Für eine Pfahlgründung mit vier Reihen erhält man in derselben Weise:

$$n = 4, \quad J = 2 \left[\left(\frac{a}{6} \right)^2 + \left(\frac{3a}{6} \right)^2 \right] = \frac{2a^2}{36} (1 + 9) = \frac{5}{9} a^2, \quad e = \frac{a}{2},$$

also

$$b = 2 \frac{J}{n e} = \frac{2 \cdot 5 a^2 \cdot 2}{9 \cdot 4 \cdot a} = \frac{5}{9} a;$$

für $n = 5$, Fall I, ist

$$J = 2 \left[\left(\frac{a}{4} \right)^2 + \left(\frac{2a}{4} \right)^2 \right] = \frac{2a^2}{16} (1 + 4) = \frac{5}{8} a^2,$$

folglich

$$b = 2 \frac{J}{n e} = \frac{2 \cdot 5 a^2 \cdot 2}{8 \cdot 5 \cdot a} = \frac{1}{2} a;$$

für $n = 6$

$$J = 2 \left[\left(\frac{a}{10} \right)^2 + \left(\frac{3a}{10} \right)^2 + \left(\frac{5a}{10} \right)^2 \right] = \frac{2a^2}{100} (1 + 9 + 25) = \frac{7}{10} a^2,$$

also

$$b = 2 \frac{J}{n e} = \frac{2 \cdot 7 a^2 \cdot 2}{10 \cdot 6 \cdot a} = \frac{7}{15} a.$$

Eine Zusammenstellung der erhaltenen Werte für b , für verschiedene Werte für n bis $n = 10$, gibt folgende Tabelle:

$n =$	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$b =$	a	$\frac{2}{3} a$	$\frac{5}{9} a$	$\frac{1}{2} a$	$\frac{7}{15} a$	$\frac{4}{9} a$	$\frac{3}{7} a$	$\frac{5}{12} a$	$\frac{11}{27} a$

Wie man leicht einsehen kann, vermindert sich b im Verhältnis zu a und nähert sich bei wachsendem n dem Wert $\frac{1}{3} a$.

5. Abb. 8 zeigt verschiedene Anordnungen (Fall I u. II) einer Pfahlgründung für das Fundament eines Fabrikschornsteines.

Durch Winddruck wird eine seitliche Verschiebung des Angriffspunktes der Belastung von der Mittellinie von höchstens 0,6 m hervorgerufen.

Die lotrechte Belastung beträgt 650 t. Es ist S_{\max} und S_{\min} für die Pfähle zu berechnen, ferner sind die Kernlinien für die verschiedenen Anordnungen der Pfahlgründung zu bestimmen.

Infolge der regelmäßigen Verteilung der Pfähle sind die Hauptträgheitsmomente, bezogen auf den Mittelpunkt der Pfahlgründung, gleich groß, daher ist auch das Trägheitsmoment für alle Achsen, die durch den Mittelpunkt gehen, konstant. Eine Folge hiervon ist, daß S_{\max} und S_{\min} bei den Pfählen auftreten, die im größten Abstände vom Mittelpunkt und auf derselben Geraden durch den Mittelpunkt gelegen sind, wobei der Angriffspunkt der Resultierenden auf dieser Geraden und im größten Abstände vom Mittelpunkt sich befindet.

Für eine Pfahlgründung nach Fall I, deren Grundfläche ein Quadrat ist, ist die Anzahl der Pfähle $n = 100$, das Trägheitsmoment

$$J = 4 \cdot 5 \left[\left(\frac{0,75}{2} \right)^2 + \left(3 \cdot \frac{0,75}{2} \right)^2 + \left(5 \cdot \frac{0,75}{2} \right)^2 + \left(7 \cdot \frac{0,75}{2} \right)^2 + \left(9 \cdot \frac{0,75}{2} \right)^2 \right] \\ = 5 \cdot \frac{9}{16} (1 + 9 + 25 + 49 + 81) = \frac{45}{16} 165 = 464 \text{ m}^2, \\ e_1 = e_2 = \frac{9 \cdot 0,75}{2} \sqrt{2} = 4,77 \text{ m}.$$

Hiernach erhält man $R = 650 \text{ t}$ und $x_r = 0,6 \text{ m}$ nach (9):

$$S_{\max} = \frac{650}{100} + \frac{650 \cdot 0,6 \cdot 4,77}{464} = 6,5 + 4,0 = 10,5 \text{ t} \\ S_{\min} = \frac{650}{100} - \frac{650 \cdot 0,6 \cdot 4,77}{464} = 6,5 - 4,0 = 2,5 \text{ t}.$$

Für eine Pfahlgründung nach Fall II, deren Grundfläche ein regelmäßiges Sechseck ist, ist die Anzahl der Pfähle $n = 102$, das Trägheitsmoment

$$J = 4 \cdot \sin^2 60^\circ (2 \cdot 0,75^2 + 2 \cdot 4 \cdot 0,75^2 + 2 \cdot 9 \cdot 0,75^2 + 2 \cdot 16 \cdot 0,75^2 \\ + 2 \cdot 25 \cdot 0,75^2 + 36 \cdot 0,75^2 + 3 \cdot 1,0^2 + 2 \cdot 4 \cdot 1,0^2 + 9 \cdot 1,0^2) \\ + 2 \sin^2 60^\circ (4 \cdot 1,0^2 + 2 \cdot 9 \cdot 1,0^2 + 4 \cdot 3,75^2 + 5 \cdot 4,5^2) = 575,65 \text{ m}^2, \\ e_1 = e_2 = 4,5 \text{ m},$$

woraus man für dieselben Werte von R und x_r wie vorher erhält

$$S_{\max} = \frac{650}{102} + \frac{650 \cdot 0,6 \cdot 4,5}{575,65} = 6,4 + 3,1 = 9,5 \text{ t} \\ S_{\min} = \frac{650}{102} - \frac{650 \cdot 0,6 \cdot 4,5}{575,65} = 6,4 - 3,1 = 3,3 \text{ t}.$$

Daß man in Fall II ein nicht unwesentlich besseres Ergebnis als in Fall I erhält, beruht offenbar in erster Linie auf dem größeren Trägheitsmoment, das man im erstgenannten Fall erhält, da dort die Pfähle am Umfange dichter liegen als in der Mitte.

Zur Bestimmung der Kernlinie (in Abb. 8 mit punktierten Linien eingezeichnet) können wir uns am einfachsten der Gl. 11 bedienen:

$$x_r = \frac{J}{n a},$$

worin x_r den kleinsten Abstand der Kernlinie vom Mittelpunkte und a den der Eckpfähle vom gleichen Punkte bezeichnen.

Man erhält

$$\text{für Fall I } x_r = \frac{464}{100 \cdot 4,77} = 0,97 \text{ m}, \\ \text{„ „ II } x_r = \frac{575,65}{102 \cdot 4,5} = 1,25 \text{ m},$$

woraus hervorgeht, daß der Kernpunktabstand für die Pfahlgründung nach Fall II um rd. 30% größer ist als für die nach Fall I ausgeführte.

Anstatt die Pfahlgründung in Form eines regelmäßigen Sechsecks auszuführen, kann man natürlich mit ungefähr dem gleichen Ergebnis die kreisrunde Form anwenden, obgleich man dann die Pfähle nicht ebenso regelmäßig anordnen kann, wie im Quadrat und im Sechseck. Jedenfalls kommt es weniger auf die Form an, die man für die Grundfläche wählt, als vielmehr darauf, daß man das Trägheitsmoment der Pfahlgründung vergrößert, indem man die Pfähle soweit wie möglich vom Mittelpunkte entfernt verlegt.

6. Für die Annahme, daß die Pfahlgründung des obenerwähnten Fabrikschornsteins mit 12 m langen Pfählen von 20 cm mittlerem Durchmesser ausgeführt wird, die durch losen Boden bis auf festen Boden reichen, ist die Seitenverschiebung zu berechnen, die das obere Ende des Schornsteins durch den Winddruck und auf Grund der elastischen Nachgiebigkeit der Pfahlgründung erfährt, wenn die Höhe des Schornsteins 15 m beträgt. — Das Elastizitätsmaß des Pfahlholzes sei $E = 100\,000 \text{ kg/cm}^2$. Dann ist die relative Tragkraft der Pfähle in ihrer Längsrichtung

$$k' = \frac{EF}{L} = \frac{100\,000 \cdot \pi \cdot 20^2}{4 \cdot 1200} = 26\,167 \text{ kg/cm} = 26,167 \text{ t/cm}$$

sowie nach Formel 10a der Drehwinkel für die Grundmauer $\text{tg } \sigma = Rr/J$, wo $Rr = 650 \cdot 0,6 \text{ t/m} = 39\,000 \text{ t/cm}$ ist, und unter der Voraussetzung, daß $k' = l$ ist, im Falle I, $J = 464 \text{ m}^2 = 4\,640\,000 \text{ cm}^2$.

Wir erhalten somit, wenn das Fundament des Schornsteins nach Fall I ausgeführt wird, und wenn wir beachten, daß in den Ausdruck für das Trägheitsmoment k' mit seinem wirklichen Wert eingesetzt werden muß,

$$\sigma = \frac{39\,000}{26\,167 \cdot 4\,640\,000} \approx \frac{1}{3000}$$

sowie die seitliche Verschiebung des oberen Endes des Schornsteins

$$\delta_I \approx 15\,000 \cdot \frac{1}{3000} \approx 5 \text{ mm}.$$

Führen wir dagegen das Fundament nach Fall II aus, so erhalten wir auf Grund des größeren Trägheitsmomentes

$$\delta_{II} \approx 4 \text{ mm}.$$

II. Pfahlgründung mit einer Symmetrieebene und dieser Ebene parallelen Pfählen, die aber im übrigen beliebig gerichtet sind, sowie mit den Pfählen gelenkig verbundener Grundmauer.

1. Mittelpunkt und Trägheitsmoment; Hauptachsen usw.

Auf Grund der vorausgesetzten Symmetrie haben die symmetrisch gelegenen Pfähle in ihrer Haupttrichtung die gleiche relative Tragkraft, und wirkt die an der Grundmauer angebrachte Belastung symmetrisch zur Symmetrieebene der Pfahlgründung, so daß die Angriffsgerade der Belastungsergebnisierenden in dieser Ebene liegt.

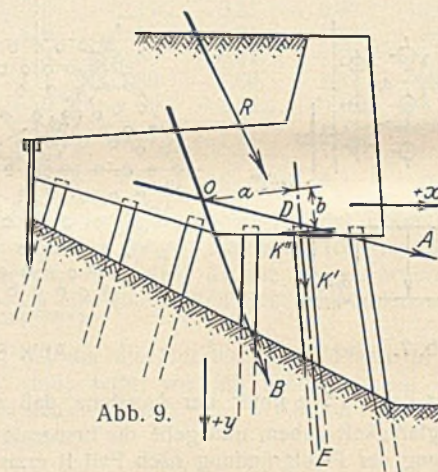


Abb. 9.

Es seien OA und OB in Abb. 9 die Lagen, die die Belastungsergebnisierende einnehmen muß, damit die Pfahlgründung durch ihre Einwirkung parallel mit sich selbst längs zweier rechtwinkligen, aber im übrigen beliebigen Richtungen, der x - und y -Richtungen, verschoben wird, die parallel zur Symmetrieebene der Pfahlgründung angenommen werden. Der Schnittpunkt von OA und OB sei O . Der Punkt O , der ebenso wie OA und OB in die Symmetrieebene fallen muß, hat dann die Eigenschaft, daß jede Kraft, die an der Mauer angebracht wird, und deren Angriffsgerade durch O geht, eine Parallelbewegung der Mauer hervorruft.

Eine solche Kraft kann nämlich jederzeit in zwei Komponenten zerlegt werden, die längs OA und OB wirken, und diese Komponenten rufen jede für sich eine Parallelbewegung hervor, die zusammengesetzt der Anlaß einer Parallelbewegung sind.

Der Schnittpunkt O von OA und OB , dessen Lage unabhängig von der x - und y -Richtung ist und nur von der Beschaffenheit der Pfahlgründung abhängt, wird der Mittelpunkt der Pfahlgründung genannt. Für den Sonderfall, daß die Pfähle untereinander parallel sind und die Grundfläche eben ist und senkrecht zu den Pfählen liegt, fällt dieser Punkt offensichtlich mit dem zusammen, den wir in diesem Falle den Mittelpunkt der Pfahlgründung genannt haben.

Es bezeichnen k' und k'' die relativen Tragkräfte für einen Pfahl DE im allgemeinen, bezogen auf die Haupttrichtung des Pfahles (Abb. 9), und a und b die Hebelarme dieser Kräfte, bezogen auf eine Achse, die z -Achse, die in O senkrecht auf der Symmetrieebene der Pfahlgründung steht.

Die Hilfsgröße $J = \sum k' a^2 + \sum k'' b^2$ wird das Trägheitsmoment der Pfahlgründung, bezogen auf diese Achse oder den Punkt O , genannt.

Wir nehmen an, daß die x - und y -Richtungen zwar rechtwinklig aufeinander stehen, aber im übrigen beliebig gerichtet sind; im allgemeinen fallen also die Richtungen von OA und OB nicht mit diesen Richtungen zusammen. Im folgenden soll jedoch bewiesen werden, daß die x - und y -Richtungen jederzeit so gewählt werden können, daß OA und OB in ihren Richtungen mit jenen übereinstimmen; OA und OB werden in diesem Falle die Hauptachsen der Pfahlgründung genannt. Als eine dritte Hauptachse kann die durch O senkrecht zur Symmetrieebene der Pfahlgründung gehende Gerade betrachtet werden.

Unter der relativen Tragkraft einer Pfahlgründung, bezogen auf eine Richtung, verstehen wir die Kraft, mit der die Belastungsergebnisierende in

Größe, Richtung und Angriffspunkt übereinstimmen muß, damit die Grundmauer durch ihre Einwirkung eine Parallelverschiebung in der betreffenden Richtung erfährt, die gleich der Längeneinheit ist.

Die relative Tragkraft der Pfahlgründung, bezogen auf die x - und y -Richtungen, bezeichnen wir mit R_a und R_b .

2. Analytische Berechnung von R_a und R_b und Bestimmung des Mittelpunktes und der Hauptachsen der Pfahlgründung.

Für die Berechnung von R_a und R_b setzen wir die Pfahlgründung in Beziehung zu einem rechtwinkligen Achsensystem $O-xyz$, dessen Ursprung eine beliebige Lage hat, und dessen xy -Ebene mit der Symmetrieebene der Pfahlgründung zusammenfällt (Abb. 10).

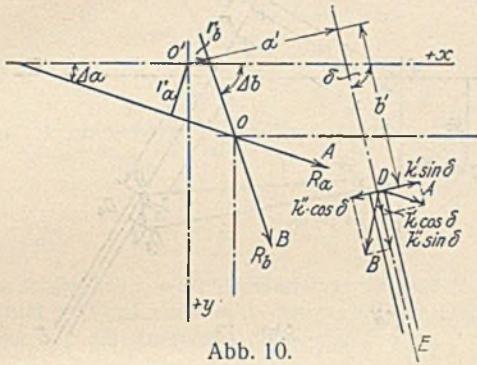


Abb. 10.

Es bezeichnen k' und k'' wie oben die relative Tragkraft eines Pfahles DE in seinen Hauptrichtungen, δ den Winkel, den die Pfahlrichtung DE , und α_a und α_b die Winkel, die die relativen Tragkräfte R_a und R_b mit der positiven x -Richtung bilden. Da für eine Verschiebung des Pfahlkopfes in der x -Richtung um eine Längeneinheit der Pfahl in seinen Hauptrichtungen den Beanspruchungen $k' \cos \delta$, $k'' \sin \delta$ ausgesetzt ist, sowie bei einer ebenso großen Verschiebung in der y -Richtung den Beanspruchungen $k' \sin \delta$, $k'' \cos \delta$, erhält man für die Projektionen auf die x -Achse

$$R_a \cos \alpha_a = \sum k' \cos^2 \delta + \sum k'' \sin^2 \delta = R_{ax},$$

$$R_b \cos \alpha_b = \sum k' \sin \delta \cos \delta - \sum k'' \cos \delta \sin \delta = R_{bx},$$

für die Projektionen auf die y -Achse

$$R_a \sin \alpha_a = \sum k' \cos \delta \sin \delta - \sum k'' \sin \delta \cos \delta = R_{ay},$$

$$R_b \sin \alpha_b = \sum k' \sin^2 \delta + \sum k'' \cos^2 \delta = R_{by}.$$

Daraus folgt

$$R_a = \sqrt{R_{ax}^2 + R_{ay}^2}, \quad R_b = \sqrt{R_{bx}^2 + R_{by}^2}$$

sowie zur Bestimmung von R_a und R_b

$$\cos \alpha_a = \frac{R_{ax}}{R_a}, \quad \sin \alpha_a = \frac{R_{ay}}{R_a} \quad \text{und} \quad \cos \alpha_b = \frac{R_{bx}}{R_b}, \quad \sin \alpha_b = \frac{R_{by}}{R_b}.$$

Die Angriffsgeraden OA und OB für R_a und R_b und damit auch deren Schnittpunkt, d. h. der Mittelpunkt O der Pfahlgründung, werden ihrer Lage nach mittels zweier Momentengleichungen um O' bestimmt. Man erhält mit den Bezeichnungen der Hebelarme, die aus Abb. 10 hervorgehen,

$$R_a r_a = -\sum k' a' \cos \delta + \sum k'' b' \sin \delta$$

$$R_b r_b = \sum k' a' \sin \delta + \sum k'' b' \cos \delta,$$

woraus folgt

$$r_a = -\frac{\sum k' a' \cos \delta - \sum k'' b' \sin \delta}{R_a}; \quad r_b = \frac{\sum k' a' \sin \delta + \sum k'' b' \cos \delta}{R_b}.$$

Die Bedingungen dafür, daß R_a und R_b in ihren Richtungen mit der x - und y -Achse übereinstimmen, erhält man, wenn man setzt

$$R_a \sin \alpha_a = R_b \cos \alpha_b = 0, \quad \text{d. h.} \quad \sum k' \sin \delta \cos \delta = \sum k'' \sin \delta \cos \delta,$$

woraus die Bedingungsgleichung hervorgeht

$$(12) \quad R_{ay} = R_{bx} = \sum (k' - k'') \sin 2\delta = 0.$$

Für die nähere Bestimmung der entsprechenden Lage im Achsensystem setzen wir $\delta = \epsilon - \omega$, wo ϵ den Winkel bezeichnet, den ein Pfahl im allgemeinen mit der beliebig gewählten Ausgangsrichtung für die x -Achse sowie ω den Winkel, den diese Richtung mit der x -Achse in der gesuchten Lage bildet. Man erhält dann

$$\sum (k' - k'') \sin (2\epsilon - 2\omega) = \sum (k' - k'') \sin 2\epsilon \cos 2\omega - \sum (k' - k'') \cos 2\epsilon \sin 2\omega = 0$$

oder nach Division mit $\cos 2\omega$

$$(13) \quad \operatorname{tg} 2\omega = \frac{\sum (k' - k'') \sin 2\epsilon}{\sum (k' - k'') \cos 2\epsilon}.$$

Diese Gleichung gibt im allgemeinen zwei Werte für ω , die kleiner als 360° sind. Da jedoch, wenn man annimmt, daß $\omega_2 > \omega_1$,

$2\omega_2 = 180^\circ + 2\omega_1$, so muß $\omega_2 = 90^\circ + \omega_1$ sein, woraus hervorgeht, daß die Hauptachsen der Pfahlgründung in ihren Richtungen eindeutig durch (13) bestimmt werden, worin ω_1 und ω_2 die Winkel sind, die diese Achsen mit den angenommenen Ausgangsrichtungen bilden.

3. Graphostatisches Verfahren zur Bestimmung von R_a und R_b und des Mittelpunktes der Pfahlgründung.

Am einfachsten gestaltet sich die Berechnung einer Pfahlgründung mittels rein graphischer Ausführung.

Abb. 11 zeigt eine Pfahlgründung, die der Einfachheit halber aus nur vier Pfählen bestehend gedacht wird, die alle in derselben Ebene liegen. Die wagerechte und lotrechte Richtung werden als x - und y -Richtung gewählt. Zuerst werden die resultierenden Beanspruchungen A und B (Abb. 10) für die einzelnen Pfähle gesucht, die den Parallelverschiebungen $\Delta x = 1$ und $\Delta y = 1$ längs der Achsen entsprechen. Hierbei kann man sich mit Vorteil der Hilfskonstruktion bedienen, die für die äußersten

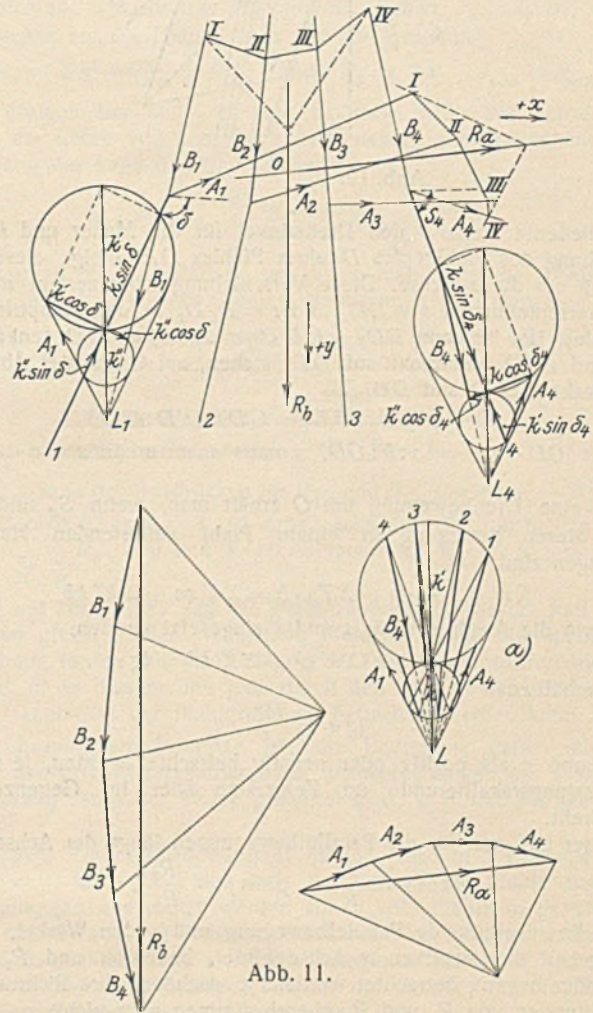


Abb. 11.

Pfähle (1 und 4) besonders angegeben ist, wobei die lotrecht gestellten Durchmesser der einander auf den Richtungslinien der Pfähle berührenden Kreise die relativen Tragkräfte, in einem bestimmten Maßstabe gezeichnet, und L_1 und L_4 die äußeren Ähnlichkeitspunkte der Kreise darstellen. Z. B. für den Pfahl 1 ist A_1 die Resultierende aus $k' \cos \delta$, und $k'' \sin \delta$, und B_1 die Resultierende aus $k' \sin \delta$ und $k'' \cos \delta$, wobei doch A_1 , wie aus der Hilfskonstruktion hervorgeht, um 90° gedreht werden muß, um seine richtige Richtung zu erhalten. Sollten für alle Pfähle k' und k'' gleich groß sein, so können alle Hilfskonstruktionen zu einer zusammenfallen, wie in Abb. 11a angegeben ist.

Zu den Kräften A und B werden hierauf zwei Kräftepolygone gezeichnet, aus denen man die gesuchten relativen Tragkräfte R_a und R_b nach Größe und Richtung erhält, wie in Abb. 11 dargestellt. Um wiederum die Angriffsgeraden dieser Kräfte zu erhalten, bringen wir die Kräfte an den entsprechenden Pfahlköpfen an und zeichnen zu ihnen zwei Seilpolygone, wie in derselben Abbildung ausgeführt ist; der Schnittpunkt O der Angriffsgeraden von R_a und R_b ist der gesuchte Mittelpunkt.

4. Bestimmung der Verschiebung der Grundmauer.

Es bezeichnen, wie vorher, in Abb. 12 R die Belastungsergebnisse und r ihren Hebelarm bezüglich des Mittelpunktes O der Pfahlgründung. Verschiebe R parallel mit sich selbst nach O und füge das Kräftepaar R, r hinzu; hierauf zerlege R in die Komponenten R_1 und R_2 längs der

Angriffsgeraden OA und OB von R_a und R_b . Das Kräftepaar R_r ruft eine Drehbewegung der Mauer um die z -Achse hervor, die Kräfte R_1 und R_2 verursachen Parallelbewegungen längs der x - und y -Achse, die zu einer resultierenden Parallelbewegung zusammengesetzt werden können.

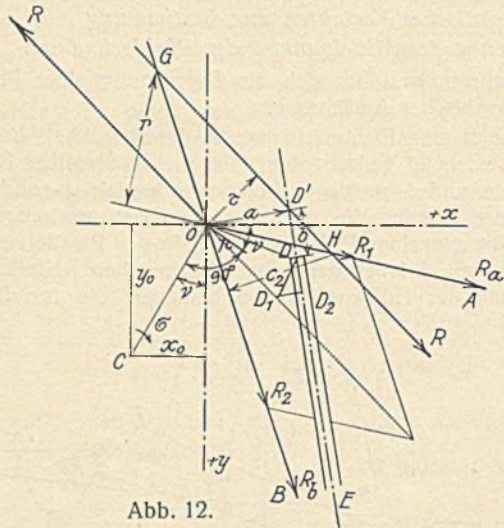


Abb. 12.

Es bedeute weiter σ den Drehwinkel für die Mauer und DD_1 die Verschiebung des Pfahlkopfes D eines Pfahles DE infolge dieser Drehbewegung um die z -Achse. Diese Verschiebung kann zerlegt werden in die Teilverschiebungen $s = DD_2$ und $t = D_1D_2$ in den Hauptrichtungen des Pfahles. Es ist dann $DD_1 = OD \cdot \text{tg } \sigma$ sowie, da OD senkrecht auf DD_1 , und D_1D_2 senkrecht auf DD_2 stehen, auf Grund der Ähnlichkeit der Dreiecke $OD'D$ und DD_1D_2

$$DD_2 : D_1D_2 : DD_1 = OD' : D'D : OD$$

oder $s : t : OD \cdot \text{tg } \sigma = a : b : OD$, woraus man erhält $s = a \cdot \text{tg } \sigma$ und $t = b \cdot \text{tg } \sigma$.

Für eine Drehbewegung um O erhält man, wenn S_σ und T_σ die infolge dieser Bewegung in einem Pfahl auftretenden Hauptbeanspruchungen sind,

$$Rr = \Sigma S_\sigma \cdot a + \Sigma T_\sigma \cdot b = \Sigma k' sa + \Sigma k'' tb$$

oder, wenn die Ausdrücke für s und t eingesetzt werden,

$$Rr = \text{tg } \sigma (\Sigma k' a^2 + \Sigma k'' b^2) = \text{tg } \sigma J;$$

hieraus erhält man

$$(14) \quad \text{tg } \sigma = \frac{Rr}{J},$$

worin σ und r als positiv oder negativ betrachtet werden, je nachdem die Belastungsergebnisse im Zeigersinn oder im Gegenzeigersinn um O dreht.

Weiter hat man für die Parallelbewegungen längs der Achsen

$$p \cos \gamma = \frac{R_1}{R_a}, \quad p \sin \gamma = \frac{R_2}{R_b},$$

worin t die resultierende Parallelbewegung und γ den Winkel, den ihre Richtung mit der positiven x -Achse bildet, bedeuten und R_1 und R_2 positiv oder negativ betrachtet werden, je nachdem ihre Richtungen mit den Richtungen von R_a und R_b übereinstimmen oder nicht.

Nach der geometrischen Bewegungslehre kann eine Parallelbewegung jederzeit mit einer Drehbewegung zusammengesetzt werden, sobald — wie in diesem Falle — die Richtung der Parallelbewegung rechtwinklig zur Drehachse liegt; die resultierende Bewegung wird eine Drehbewegung von demselben Winkel σ der ursprünglichen Drehbewegung um eine Achse C , die parallel mit der Achse jener Bewegung ist, aber eine andere Lage hat.

Zur Bestimmung der Koordinaten x_o und y_o ist, auf Grund der Regel für die Zusammensetzung von Drehbewegungen an Hand von Abb. 12,

$$\text{tg } \sigma CO = p$$

oder mit Zuhilfenahme von (20) und der Ausdrücke für $p \cos \gamma$ und $p \sin \gamma$, da $x_o = -CO \sin \gamma$ und $y_o = CO \cos \gamma$,

$$(15) \quad x_o = -\frac{R_2 J}{R_b R r}, \quad y_o = \frac{R_1 J}{R_a R r}.$$

Es bezeichnen G und H die Punkte, in denen die Angriffsgerade von R die Angriffsgeraden von R_b und R_a schneidet, und r_1 und r_2 die zu R_1 und R_2 gehörigen Hebelarme, bezogen auf diesen Punkt. Da R_1 und R_2 die Komponenten der in dem Punkt O verschobenen Kraft R sind, ist $Rr = R_1 r_1 = R_2 r_2$; der obenstehende Ausdruck für die Koordinaten der Drehachse C kann also einfacher geschrieben werden

$$(15a) \quad x_o = -\frac{J}{R_b r_2}, \quad y_o = \frac{J}{R_a r_1}.$$

In diesen Ausdrücken für x_o und y_o , sowie in dem Ausdruck (14) für $\text{tg } \sigma$ ändert sich mit der Lage der Belastungsergebnisse nur r_1 , r_2 und r , weshalb es leicht ist, für verschiedene Belastungsfälle die Lage der Drehachse und den Drehwinkel zu finden, da R_a , R_b und J ein für allemal bestimmt bleiben. Die Hauptbeanspruchungen für die einzelnen Pfähle können hierauf ohne Schwierigkeit bestimmt werden.

5. Berechnung der Hauptbeanspruchungen der Pfähle.

Für einen Pfahl DE (Abb. 13), wo C die Achse der resultierenden Drehbewegung der Grundmauer, FD die Mittellinie des Pfahles ist, und wo CF senkrecht auf FD steht, bezeichnen u und v die Abstände CF und DF .

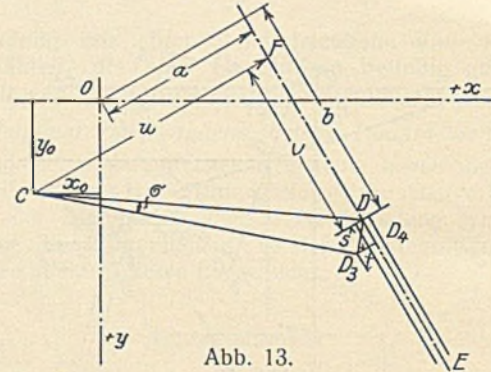


Abb. 13.

Da die Mauer infolge der Belastung sich um C um den Winkel σ dreht, erfährt der Pfahlkopf D eine entsprechende Verschiebung $DD_3 = CD \text{ tg } \sigma$, die rechtwinklig zum Dreharm CD ist; diese Verschiebung kann in die Verschiebung $DD_4 = s$ in der Längsrichtung und die Verschiebung $D_3D_4 = t$ in der Querrichtung des Pfahles zerlegt werden. Auf Grund der Ähnlichkeit der Dreiecke DD_3D_4 und DCF ist

$$s : t : CD \text{ tg } \sigma = u : v : CD,$$

woraus man erhält

$$s = u \text{ tg } \sigma \quad \text{und} \quad t = v \text{ tg } \sigma.$$

Die Hauptbeanspruchungen eines Pfahles können somit ausgedrückt werden

$$(16) \quad S = k' u \text{ tg } \sigma \quad \text{und} \quad T = k'' v \text{ tg } \sigma.$$

Diese Art, die Hauptbeanspruchungen zu bestimmen, ist sehr einfach und bequem, da die Berechnung graphisch ausgeführt wird und man nicht zu große Werte für x_o und y_o erhält, was der Fall wäre, wenn die Belastungsergebnisse nicht in die Nähe des Mittelpunktes der Pfahlgründung fällt.

Bei analytischer Berechnung, die der graphischen in dem Falle vorzuziehen ist, wenn die Belastungsergebnisse dem Mittelpunkte der Pfahlgründung sehr nahe liegt, ist für einen Pfahl DE (Abb. 12).

$$S = S_\sigma + S_x + S_y \quad \text{und} \quad T = T_\sigma + T_x + T_y,$$

worin die einzelnen Ausdrücke rechts des Gleichheitszeichens die Beanspruchungen bezeichnen, die der Drehbewegung um die z -Achse und den Parallelbewegungen längs der x - und y -Achsen entsprechen.

An Hand von Abb. 12 u. 13 ist nach der vorhergehenden Gleichung

$$S_\sigma = k' a \sigma = k' \frac{R r a}{J}, \quad S_x = k' \frac{R_1}{R_a} \cos \delta, \quad S_y = k' \frac{R_2}{R_b} \sin \delta;$$

$$T_\sigma = k'' b \sigma = k'' \frac{R r b}{J}, \quad T_x = k'' \frac{R_1}{R_a} \sin \delta, \quad T_y = k'' \frac{R_2}{R_b} \cos \delta,$$

worin a und r das gleiche oder entgegengesetzte Zeichen haben, je nachdem der Pfahl bei der Drehbewegung um die z -Achse Druck oder Zug erfährt, und worin b als positiv oder negativ angesehen wird, je nachdem b oberhalb oder unterhalb der durch O gehenden Normalebene des Pfahles liegt. Man erhält folglich:

$$(17) \quad \left\{ \begin{array}{l} S = k' \left(\frac{R r a}{J} + \frac{R_1}{R_a} \cos \delta + \frac{R_2}{R_b} \sin \delta \right), \\ T = k'' \left(\frac{R r b}{J} + \frac{R_1}{R_a} \sin \delta - \frac{R_2}{R_b} \cos \delta \right), \end{array} \right.$$

wobei S als Druck oder Zug angesehen wird, je nachdem die Klammer einen positiven oder negativen Wert hat, und worin T den Winkel δ vergrößert oder verkleinert, je nachdem der Wert für T positiv oder negativ ist.

Setzt man in diesen Formeln $\delta = 90^\circ$ und nimmt man an, daß alle Pfahlköpfe in der z -Ebene liegen (Abb. 14), vereinfachen sich diese — da $b = 0$ wird — zu

$$S = k' \left(\frac{R r b}{J} + \frac{R_2}{R_b} \right), \\ T = k'' \frac{R_1}{R_a}.$$

Bezeichnet τ den Winkel, den die Belastungsergebnisse mit der positiven x -Richtung bildet, und x_r den Abstand des Mittelpunktes der Pfahlgründung von dem Punkte, in dem die Resultierende die Grundebene trifft, so hat man

$$R_1 = R \cos \tau, R_2 = R \sin \tau, R_a = \sum k'' = K'', R_b = \sum k' = K' r = x_r \sin \tau$$

und man erhält

$$S = k' \left(\frac{R x_r \sin \tau \cdot a}{J} + \frac{R \sin \tau}{K'} \right),$$

$$T = k'' \frac{R \cos \tau}{K''}.$$

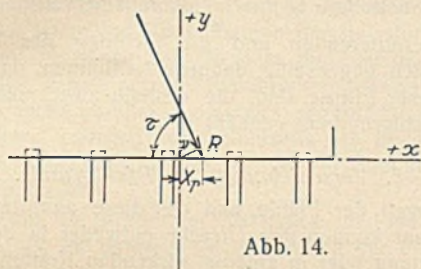


Abb. 14.

Setzt man schließlich $\tau = 90^\circ$, nimmt man an, daß R parallel zu den Pfählen gerichtet ist, und vertauscht man a mit der Pfahlkoordinaten x , so vereinfachen sich die Ausdrücke für S und T zu

$$S = k' \left(\frac{R x_r x}{J} + \frac{R}{K'} \right),$$

$$T = 0,$$

was mit dem für diesen Fall vorher gefundenen Ergebnis übereinstimmt.

6. Diskussion.

Um eine klarere Vorstellung davon zu erhalten, wie sich der Widerstand der Pfahlgründung mit den verschiedenen Lagen der Belastungsergebnisse ändert, werden wir die relativen Tragkräfte der Pfahlgründung R_a und R_b , bezogen auf die Koordinatenachse oder besser, die Komponenten dieser Kräfte in Richtung der Achsen R_{ax} , R_{ay} und R_{bx} , R_{by} etwas näher betrachten.

Nach Abschnitt 2 ist

$$R_{ax} = \sum k' \cos^2 \delta + \sum k'' \sin^2 \delta, R_{by} = \sum k' \sin^2 \delta + \sum k'' \cos^2 \delta$$

$$R_{bx} = R_{ay} = \sum k' \sin \delta \cos \delta - \sum k'' \sin \delta \cos \delta = \sum (k' - k'') \sin \delta \cos \delta.$$

Ersetzt man in dem Ausdruck für R_{ax} $\cos^2 \delta$ durch $1 - \sin^2 \delta$ und in dem Ausdruck für R_{by} $\sin^2 \delta$ durch $1 - \cos^2 \delta$, und bezeichnet man $k' - k''$ mit m , so erhält man

$$(18) \begin{cases} R_{ax} = \sum k' - \sum m \sin^2 \delta, R_{by} = \sum k' - \sum m \cos^2 \delta \text{ samt} \\ R_{bx} = R_{ay} = \sum m \sin \delta \cos \delta. \end{cases}$$

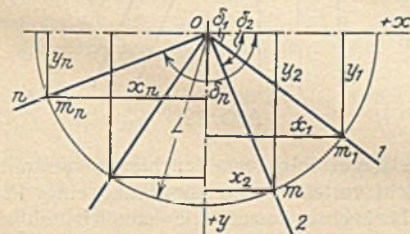


Abb. 15.

Um die innere Abhängigkeit dieser Größen voneinander zu veranschaulichen, denken wir uns alle Pfähle (1, 2 ... n) parallel zu sich selbst in den Mittelpunkt O der Pfahlgründung verschoben (Abb. 15), um diesen Punkt einen Kreis mit dem Halbmesser $l = 1$ beschrieben und in den Schnittpunkten des Kreises mit den Mittellinien der Pfähle das Punktsystem $m_1, m_2 \dots m_n$ angebracht, wobei für einen Pfahl im allgemeinen nach Obenstehendem $m = k' - k''$ ist. Bezeichnet man die Koordinaten der Punkte mit x und y , so folgt aus der Abbildung $\cos \delta = x$, $\sin \delta = y$, und die vorhergehenden Ausdrücke können geschrieben werden

$$R_{ax} = \sum k' - \sum m y^2, R_{by} = \sum k' - \sum m x^2, R_{bx} = R_{ay} = \sum m x y$$

oder, da $\sum m y^2$ und $\sum m x^2$ als die Trägheitsmomente J_x und J_y des Punktsystems, bezogen auf die Koordinatenachsen und $\sum m x y$ als das Zentrifugalmoment J_{xy} dieses Systems, bezogen auf dieselben Achsen, betrachtet werden können,

$$R_{ax} = \sum k' - J_x, R_{by} = \sum k' - J_y, R_{bx} = R_{ay} = J_{xy}$$

Hieraus geht hervor, daß die Änderungen der relativen Tragkraft einer Pfahlgründung in Abhängigkeit der verschiedenen Richtungen mit Hilfe der Sätze über das Trägheitsmoment eines ebenen Punktsystems näher bestimmt werden können.

Da für eine bestimmte Lage des Achsensystems $J_{xy} = 0$ wird, so kann man folglich auch — wie schon in anderer Weise gezeigt wurde — die Achsen sich so gewählt denken, daß $R_{bx} = R_{ay} = 0$ wird, was zur Folge hat, daß, wenn die Belastungsergebnisse längs einer von den Achsen wirkt, die in diesem Falle mit den Hauptachsen der Pfahlgründung zusammenfallen, die entsprechende Verschiebung hinsichtlich der Richtung mit der Resultierenden übereinstimmt. Da ferner für die fragliche Lage des Achsensystems das Trägheitsmoment J des Punktsystems, bezogen auf die eine der Achsen J_{max} und bezogen auf die andere J_{min} ist, so geht hervor, daß die relativen Tragkräfte der Pfahlgründung, bezüglich der Hauptachsen, einmal ein Maximum und das andere Mal ein Minimum werden.

Wenn nun, wie wir hier angenommen haben, $J_x > J_y$ ist, so erhält man, bezogen auf die Hauptachsen der Pfahlgründung

$$R_a = \sum k' - J_{max} = R_{min} \text{ und } R_b = \sum k' - J_{min} = R_{max}.$$

Im übrigen hat man für eine beliebige Lage des Achsensystems — nach der Lehre von den Trägheitsmomenten ebener Systeme — zur Bestimmung der Lage der Hauptachsen

$$\text{tg } 2\varphi = - \frac{2 J_{xy}}{J_x - J_y} = - \frac{2 R_{bx}}{R_{by} - R_{ax}},$$

welche Formel mit φ anstatt ω , und wenn man darin die Ausdrücke für R_{bx} , R_{by} und R_{ax} einsetzt, übereinstimmt mit (13), sowie, da

$R_{ax} + R_{by} = 2 \sum k' - (\sum m x^2 + \sum m y^2)$, $m = k' - k''$ und $x^2 + y^2 = l$ zur Berechnung von R_{max} und R_{min}

$$(19) \begin{cases} R_{ax} + R_{by} = \sum k' + \sum k'' = R_{max} + R_{min} \\ R_{by} - R_{ax} = (R_{max} - R_{min}) \cos^2 \varphi. \end{cases}$$

Setzt man in den Ausdrücken für R_{ax} und R_{ay} sowie $R_{ay} - R_{bx} m = 0$, d. h. setzt man $k'' = k' = k$, so erhält man für alle Lagen des Achsensystems $R_{ay} = R_{bx} = 0$ und $J = 0$, woraus folgt $R_{ax} = R_{by} = R_a = R_b = \text{konst.} = \sum k$.

Dies hat zur Folge, daß die Pfahlgründung in diesem Fall in allen Richtungen gleich großen Widerstand bietet, und daß die Richtung der Verschiebung immer mit der Richtung der Belastungsergebnisse übereinstimmt, da in diesem Fall jede durch den Mittelpunkt gehende Achse als eine Hauptachse der Pfahlgründung betrachtet werden kann.

Von besonderem Interesse ist, die Bedingung dafür näher klarzulegen, daß sämtliche resultierenden Beanspruchungen der Pfähle einer Pfahlgründung längs der Pfähle gerichtet sind, d. h. daß für jeden Pfahl $T = 0$ ist.

Aus dem Vorhergehenden geht hervor, daß im allgemeinen $T = 0$ ist für $v = 0$, was zur Folge hat, daß, wenn die Pfähle nur Längsbeanspruchungen ausgesetzt werden sollen, die Pfähle so gerichtet sein müssen, daß die von den Pfahlköpfen senkrecht zur Längsachse der Grundmauer (d. h. senkrecht zur z -Achse) gezogenen Normalen sämtlich ein und dieselbe Gerade schneiden, nämlich die Gerade, die die Drehachse für den betreffenden Belastungsfall darstellt.

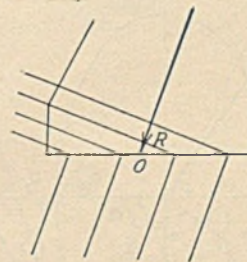


Abb. 16.

Nehmen wir an, bei einer Pfahlgründung seien alle Pfähle parallel zueinander und schräg zur Grundfläche gestellt (Abb. 16). Die genannten Normalen zu den Pfählen können dann als zusammenlaufend in einer unendlich fernen Linie einer Ebene angesehen werden, die rechtwinklig zu den Pfählen verläuft; diese Linie kann in diesem Falle als die Drehachse angesehen werden, wenn die Pfähle nur Längsbeanspruchungen ausgesetzt werden sollen. Da jedoch die Bewegung der Grundmauer nur eine Parallelbewegung sein kann, muß die Belastungsergebnisse — damit keine Beanspruchungen in der Querrichtung der Pfähle entstehen sollen — in diesem Falle durch den Mittelpunkt der Pfahlgründung gehen und parallel zu den Pfählen gerichtet sein.

Sind dagegen die Pfähle untereinander parallel, stehen aber senkrecht auf der Grundebene, so schneiden sich die Normalen zu den Pfählen in den Pfahlköpfen in der Grundebene; in diesem Falle kann die entsprechende Verschiebung der Grundmauer entweder eine Parallelverschiebung längs der Pfähle oder eine Drehung um eine Achse in der Grundebene sein, und die Belastungsergebnisse können in diesem Falle — ohne daß eine Seitenbeanspruchung für die Pfähle auftritt — eine beliebige zur Grundebene senkrechte Lage einnehmen.

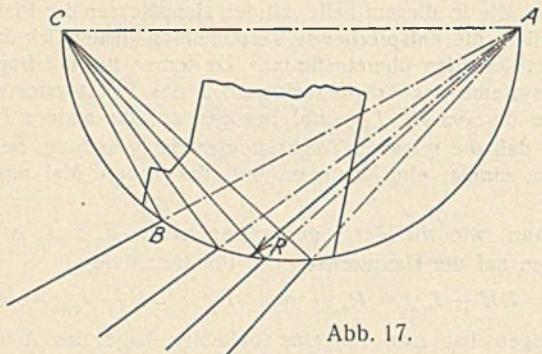


Abb. 17.

Wenn, um ein anderes Beispiel zu wählen, die Pfähle einer Pfahlgründung (Abb. 17), eine solche Lage einnehmen, daß ihre Richtungen in der Geraden A zusammenlaufen, die parallel zur Längsrichtung der Mauer verläuft, so ist klar, daß, wenn keine Querbeanspruchung in den Pfählen auftreten soll, in erster Linie die Angriffserade der Belastungsergebnisse durch diesen Punkt A gehen muß, und außerdem die von den Pfahlköpfen senkrecht zur Längsrichtung der Mauer gezogenen Normalen zu den Pfählen sich in der Geraden C treffen müssen, die senkrecht auf der Ebene der Pfähle steht und als Drehachse für die Verschiebung betrachtet werden kann, die die Belastung bei der Mauer hervorruft. An Hand von Abb. 17 findet man, daß die Pfahlköpfe für den Fall, daß keine Querbeanspruchung der Pfähle entsteht, auf der Fläche eines Zylinders liegen müssen, der AC zum Durchmesser hat, und dessen Längsrichtung senkrecht auf der Ebene der Pfähle steht, da, wenn B die Lage eines Pfahlkopfes im allgemeinen ist, der Winkel ABC ein rechter ist. Hieraus geht hervor, daß nur bei ganz besonderen Anordnungen der Pfähle in einer Pfahlgründung und für einige bestimmte Lagen der Belastungsergebnisse zur Pfahlgründung die resultierende Beanspruchung der Pfähle längs der Pfähle gerichtet ist, und daß das Gleichgewicht sogar in vielen Fällen undenkbar ist, wenn man nicht berücksichtigt, daß die Pfähle im allgemeinen eine, wenn auch geringe Belastung in der Seitenrichtung aufzunehmen vermögen.

Z. B. in der Anordnung, die in Abb. 17 gegeben ist, wäre Gleichgewicht nicht möglich, wenn die Angriffserade der Belastungsergebnisse ein wenig seitwärts von A verlief, und die Pfähle nicht imstande wären, eine seitliche Beanspruchung aufzunehmen.

Was im übrigen die Richtung der Belastungsergebnisse im Verhältnis zur Lage der Drehachse C betrifft, so wollen wir besonders die Ausdrücke (15) für die Koordinaten von C

$$x_0 = -\frac{R_2 J}{R_b R r}, \quad y_0 = \frac{R_1 J}{R_a R r},$$

näher betrachten.

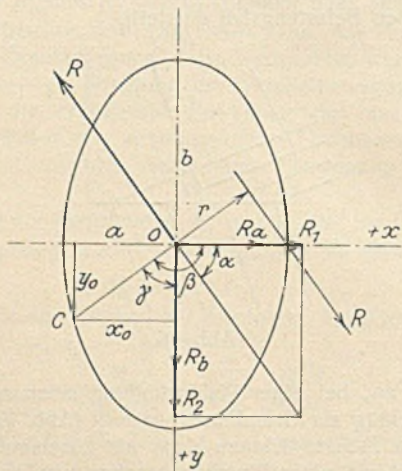


Abb. 18.

Am einfachsten lassen sich diese Ausdrücke geometrisch deuten, wenn die x- und y-Achsen in die Hauptachsen der Pfahlgründung verlegt werden (Abb. 18).

Es fallen dann nämlich die Komponenten R_1 und R_2 der Belastungsergebnisse R — nachdem diese in den Mittelpunkt verschoben ist —

mit der x- und y-Achse zusammen, und man erhält mit den Bezeichnungen, die aus der Abbildung hervorgehen,

$$\operatorname{tg} \gamma = \frac{x_0}{y_0} = -\frac{R_a R_2}{R_b R_1} = -\frac{R_a}{R_b} \operatorname{tg} \alpha$$

oder wegen

$$\operatorname{tg} \gamma = -\operatorname{ctg} \beta = -\frac{1}{\operatorname{tg} \beta},$$

$$(20) \quad \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta = \frac{R_b}{R_a}.$$

Denken wir uns eine Ellipse mit O als Mittelpunkt und mit den Halbachsen a und b gezeichnet, die so gewählt werden, daß $a : b = \sqrt{R_a} : \sqrt{R_b}$, so ist $\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta = \frac{b^2}{a^2}$, woraus hervorgeht, daß die Richtung der Belastungsergebnisse und die Richtung des Radiusvektor OC zur Drehachse sich gegenseitig dadurch bestimmen, daß sie konjugierte Durchmesser dieser Ellipse sind, die deshalb zweckmäßig die Zentral-Ellipse der Pfahlgründung genannt wird.

7. Verschiebungen im Pfahlgrunde.

Verschiebungen der Pfähle und des diese unmittelbar umgebenden natürlichen Bodens können ihre Ursache entweder in der auf die Mauer wirkenden Belastung oder in zufällig wirkenden Kräften haben, wie Erd- druck des die Pfahlgründung umgebenden Bodens, zufällige Belastung der Erdoberfläche in der Nähe der Grundmauer usw. Nur Verschiebungen, die hervorgerufen werden von der ständigen Belastung der Mauer und die gleichgestellt werden können mit den elastischen Formänderungen tragender Konstruktionen im allgemeinen, können in der Regel rechnerisch erfaßt werden.

Nach der hier aufgestellten Theorie lassen sich die elastischen Formänderungen der Pfahlköpfe ohne Schwierigkeit bestimmen, sobald man die Lage der Drehachse und den Drehwinkel σ kennt, um den sich die Grundmauer infolge der Belastung dreht.

Am einfachsten geschieht diese Bestimmung rein graphisch, indem man für die einzelnen Pfahlköpfe ihre Verschiebungen $p = r \cdot \operatorname{tg} \sigma$ senkrecht zu den entsprechenden Dreharmen r aufträgt.

Da es von Bedeutung ist, daß die Verschiebungen nicht zu groß oder ungleich werden, muß bei Bestimmung der Stellung der Pfähle in Grund- und Aufriß Rücksicht darauf genommen werden, daß die Pfähle im Verhältnis zueinander und zur Grundmauer Lagen erhalten, die den kleinsten und in der Richtung vorteilhaftesten Verschiebungen entsprechen.

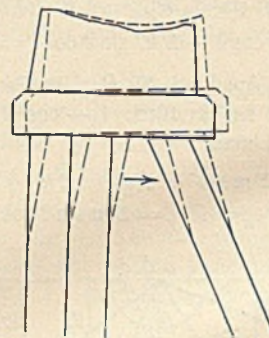


Abb. 19.

Als allgemeine Regel folgt aus der hier dargestellten Theorie, daß die in dieser Hinsicht vorteilhafteste Anordnung einer Pfahlgründung die ist, bei der die Drehachse soweit wie möglich seitlich fällt und der Drehwinkel so klein wie möglich bleibt. Dies wiederum erreicht man dadurch, daß man die Pfähle auf der Seite der Pfahlgründung, auf der die Belastungsergebnisse liegen, enger stellt und den Pfählen eine solche Richtung gibt, die die kleinstmöglichen Beanspruchungen der Pfähle in der Seitenrichtung zur Folge hat.

Mit Rücksicht auf die Verschiebungen, die ihren Grund in mehr zufällig wirkenden Kräften haben, besonders in dem Erddruck des die Pfahlgründung umgebenden Bodens, ist hervorzuheben, daß den Pfählen am besten eine solche Stellung zueinander gegeben werden muß, daß bei eintretenden kleineren Verschiebungen im Boden die beabsichtigte gleichmäßige Verteilung der Belastung auf die Pfähle nicht unmöglich gemacht wird. In dieser Hinsicht ist z. B. die Anordnung der Pfähle, wie sie Abb. 17 zeigt, bei der die Pfähle im Querschnitt sich in einem Punkte treffen — gleichgültig, ob die Grundfläche eben oder gewölbt ist —, entschieden besser als z. B. die Anordnung in Abb. 19, wo die Pfähle in den beiden am weitesten rechts befindlichen Reihen eine schräge Stellung erhalten, während alle übrigen Pfähle lotrecht stehen. Bei einer kleinen Verschiebung des Bodens in der durch den Pfeil angedeuteten Richtung liegt bei der letztgenannten Anordnung die Grundmauer nachher nur auf den Pfählen der äußeren Reihen auf, so daß für die Pfähle dieser Reihen

eine Drucksteigerung auftritt, gleichzeitig mit einer Entlastung der inneren Pfähle, während in der Anordnung nach Abb. 17 bei einer gleichen Seitenverschiebung die Grundmauer nachher im wesentlichen auf den Pfählen genau so aufliegt wie vorher. Auch in einer anderen Hinsicht dürfte die Anordnung nach Abb. 17 der nach Abb. 19 vorzuziehen sein, nämlich in Hinsicht auf die gleichmäßigere Übertragung der Belastung auf das Innere des natürlichen Bodens durch die Pfähle.

8. Beispiele.

1. Bei der auf S. 821 als Beispiel 3 (Abb. 7) angegebenen Stützmauer ist angenommen worden, daß die Pfähle lotrecht stehen, und die Berechnung der Beanspruchungen der Pfähle wurde durchgeführt unter Berücksichtigung nur der lotrechten Komponenten der Belastungsergebenden. Ein erstes Beispiel für einen Fall, in dem die hier dargestellte Theorie Anwendung finden kann, sei die Pfahlgründung derselben Stützmauer, wenn die Pfähle nicht parallel zueinander angebracht werden, sondern eine solche Stellung erhalten, daß einerseits die Beanspruchungen der Pfähle in der Seitenrichtung, andererseits die Verschiebung der Mauer so klein wie möglich bleiben.

Wir denken uns die Verteilung der Pfähle im Plan nach Fall II beibehalten und suchen im übrigen die Anordnung der Pfahlgründung, die die Forderung der Theorie erfüllt. Die vorteilhafteste Anordnung der Pfähle in dieser Hinsicht wird dadurch gekennzeichnet, daß die eine der Hauptachsen der Pfahlgründung der Angriffsgeraden der Belastungsergebenden so nahe wie möglich liegt, oder daß nach S. 823 die Richtungswinkel der Pfähle der Bedingungsgleichung 12 genügen,

$$\sum (k' - k'') \sin 2\delta = 0,$$

wobei die y -Achse parallel zur Angriffsgeraden der Belastungsergebenden und die x -Achse senkrecht dazu angenommen wird.

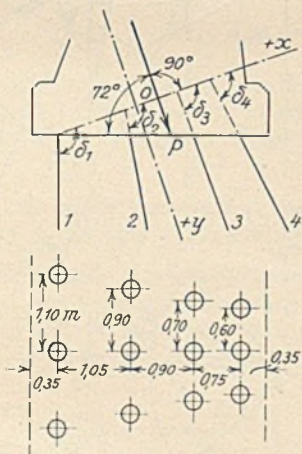


Abb. 20.

Mit den Bezeichnungen und den Werten für die Pfahlabstände, wie sie in Abb. 20 angegeben sind, und da k' und k'' als konstant angesehen werden, haben wir demnach zur Bestimmung der Richtungswinkel der Pfähle

$$\frac{\sin 2\delta_1}{1,1} + \frac{\sin 2\delta_2}{0,9} + \frac{\sin 2\delta_3}{0,7} + \frac{\sin 2\delta_4}{0,6} = 0.$$

Da diese Gleichung allein nicht zu bestimmten Werten für die Winkel δ führt, steht es frei, sich außerdem noch anderer Annahmen zu bedienen. Der Einfachheit halber können die Pfähle in der ersten Reihe ihre senkrechte Lage beibehalten, und für die anderen Pfähle können die Winkel so gewählt werden, daß einerseits je zwei Glieder der Gleichung sich möglichst gegenseitig aufheben, und andererseits die Winkelwerte nacheinander eine Reihe mit gleichförmig zu- oder abnehmenden Differenzen zwischen den Gliedern bilden.

Wird also $\delta_1 = 108^\circ$ angenommen, so erhält man infolgedessen zur Bestimmung von δ_4 die Gleichung

$$\frac{\sin(2 \cdot 108^\circ)}{1,1} + \frac{\sin 2\delta_4}{0,6} = 0$$

und Berechnung von δ_2 und δ_3

$$\frac{\sin 2\delta_2}{0,9} + \frac{\sin 2\delta_3}{0,7} = 0,$$

wobei gleichzeitig angenommen wird, daß die Differenzen $\delta_1 - \delta_2$, $\delta_2 - \delta_3$ und $\delta_3 - \delta_4$ eine möglichst gleichmäßig abnehmende Reihe bilden.

Nach einigen Versuchen findet man die Werte

$$\delta_1 = 108^\circ, \delta_2 = 95^\circ, \delta_3 = 86^\circ 5', \delta_4 = 80^\circ 40',$$

die, in die obenstehende Bedingungsgleichung eingesetzt, dieser hinreichend genügen.

Die folgende Berechnung wird unter der Voraussetzung vorgenommen, daß $k'' = \frac{1}{10} k'$.

Nach S. 823 und da $R_{ay} = R_{bx} = \sum (k' - k'') \sin 2\delta = 0$ ist, hat man zur Berechnung der relativen Tragkräfte der Pfahlgründung, bezogen auf die Hauptachse,

$$R_a = \sum k' - \sum (k' - k'') \sin^2 \delta, \quad R_b = \sum k' - \sum (k' - k'') \cos^2 \delta;$$

nach Einsetzen der Werte für k' , k'' und δ erhält man für 1 m Mauerlänge

$$R_a = 0,65 k', \quad R_b = 4,98 k'.$$

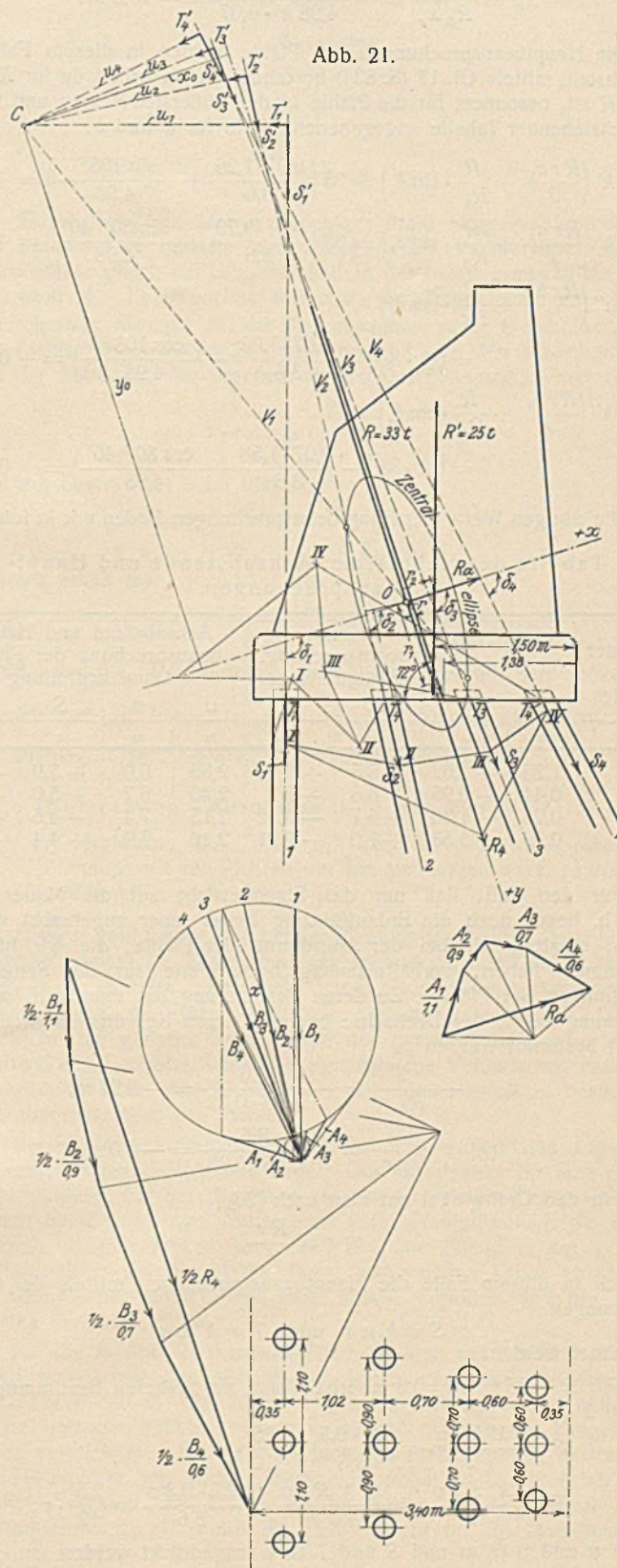


Abb. 21.

Die Bestimmung des Mittelpunktes der Pfahlgründung ist graphisch ausgeführt worden, und die Konstruktion hierfür zeigt Abb. 21. Aus ihr erhält man teils eine Kontrolle der Richtigkeit der Werte R_a und R_b , teils die Bestätigung dafür, daß für die angenommene Lage des Achsensystems sowohl R_a und R_b senkrecht aufeinander stehen, als auch daß R_b parallel zur Belastungsergebenden R ist.

Nach Abgreifen der Hebelarme für k' und k'' , bezogen auf den Mittelpunkt, aus der Zeichnung erhält man das Trägheitsmoment der Pfahlgründung für 1 m Mauerlänge:

$$J = k' a^2 + k'' b^2 = 3,6 k' m^2.$$

Der Hebelarm der Belastungsergebnenden, bezogen auf den Mittelpunkt O wurde $x_r = 0,07$ m gefunden.

Da R parallel zur y -Achse ist, fällt die Drehachse der Mauer auf die x -Achse, und zwar in einem Abstände von O , der nach (15a) ist

$$x_o = \frac{J}{R_b x_r} = - \frac{3,6 k'}{4,98 k' \cdot 0,07} = - 10,3 \text{ m.}$$

Die Hauptbeanspruchungen der Pfähle werden in diesem Falle am einfachsten mittels Gl. 17 (S. 824) berechnet. Man erhält da für $R_1 = 0$, $R_2 = R$ ist, besonders für die Pfähle in den äußersten Reihen und für die in nachstehender Tabelle angegebenen Werte für a und b :

$$S_1 = k' \left(\frac{R r a_1}{J} + \frac{R}{R_b} \cdot \sin \delta_1 \right) = 33 \left(\frac{0,07 \cdot 1,26}{3,6} + \frac{\sin 108^\circ}{4,98} \right) = + 5,5 \text{ t,}$$

$$S_4 = k' \left(\frac{R r a_4}{J} + \frac{R}{R_b} \cdot \sin \delta_4 \right) = 33 \left(\frac{0,07 \cdot 0,79}{3,6} + \frac{\sin 80^\circ 40'}{4,98} \right) = + 7,0 \text{ t,}$$

$$T_1 = k'' \left(\frac{R r b_1}{J} + \frac{R}{R_b} \cdot \cos \delta_1 \right) = 0,1 \cdot 33 \left(- \frac{0,07 \cdot 1,03}{3,6} - \frac{\cos 108^\circ}{4,98} \right) = + 0,14 \text{ t,}$$

$$T_4 = k'' \left(\frac{R r b_4}{J} + \frac{R}{R_b} \cdot \cos \delta_4 \right) = 0,1 \cdot 33 \left(- \frac{0,07 \cdot 1,58}{3,6} - \frac{\cos 80^\circ 40'}{4,98} \right) = 0,21 \text{ t.}$$

Die übrigen Werte der Hauptbeanspruchungen finden wir in folgender

Tabelle der Hebelarme, Achsabstände und Hauptbeanspruchungen.

Nummer des Pfahles	Hebelarme für k' und k''		Hauptbeanspruchung Fertige Mauer		Achsabstand und Hauptbeanspruchung der Pfähle. Ohne Erdfüllung			
	a m	b m	S t	T t	u m	v m	S t	T t
1	1,26	-1,02	+ 5,5	+ 0,14	2,80	6,0	+ 5,9	- 1,3
2	0,44	-0,95	+ 6,3	+ 0	2,40	6,7	+ 5,0	- 1,4
3	0,25	-1,20	+ 6,7	- 0,12	2,15	7,4	+ 4,5	- 1,5
4	0,79	-1,58	+ 7,0	- 0,21	2,10	7,9	+ 4,4	- 1,7

Für den Fall, daß nur das Eigengewicht auf die Mauer wirkt — d. h. bevor noch die Erdaufführung hinter jener angebracht worden ist —, erhalten wir bei der Anordnung der Pfähle, die wir hier angenommen haben, verhältnismäßig hohe Werte für die Seitenbeanspruchungen der Pfähle. Zu deren Bestimmung hat man sich, wie die Zeichnung zeigt, der Drehachse bedient, deren Koordinaten nach (15a), S. 824 bestimmt wurden zu

$$x_o = - \frac{J}{R_b r_2} = - \frac{3,6}{4,98 \cdot 0,32} = - 2,27 \text{ m,}$$

$$y_o = \frac{J}{R_a r_1} = - \frac{3,6}{0,65 \cdot 0,93} = - 6,0 \text{ m.}$$

Für den Drehwinkel hat man nach (20)

$$\text{tg } \sigma = \frac{R r}{J},$$

wonach in diesem Falle die Hauptbeanspruchungen mittels der Grundgleichungen

$$S = k' u \sigma \text{ und } T = k'' v \sigma$$

berechnet werden.

Für $R = 25$ t, $r = 0,3$ m erhält man zur näheren Bestimmung von S und T

$$S = \frac{k' R r u}{J} = \frac{25 \cdot 0,3}{3,6} = \frac{25}{12} \cdot u,$$

$$T = \frac{k'' R r v}{J} = \frac{0,1 k'' R r v}{J} = \frac{2,5 \cdot 0,3 v}{3,6} = \frac{2,5}{12} \cdot v,$$

worin u und v in m und S und T in t ausgedrückt werden.

Nach Einsetzen der in der Tabelle angegebenen Werte für u und v erhält man die in derselben Tabelle eingetragenen Werte für S und T für den fraglichen Belastungsfall. In der Zeichnung finden wir der Vollständigkeit halber die Zentralellipse der Pfahlgründung nach S. 826 eingezeichnet.

2. Als ein zweites Beispiel einer Pfahlgründung, in der die Pfähle wesentlich verschiedene Richtungen einnehmen, wählen wir die in der

Zeichnung Abb. 22 schematisch wiedergegebene Pfahlgründung einer Kaimauer, für die die Belastungsergebnende, die in ihrer unvorteilhaftesten Lage angebracht gedacht ist, auf $R = 44$ t für 1 m der Längsrichtung der Mauer geschätzt ist. Der Pfahlabstand wird als konstant mit 1 m in beiden Richtungen angenommen.

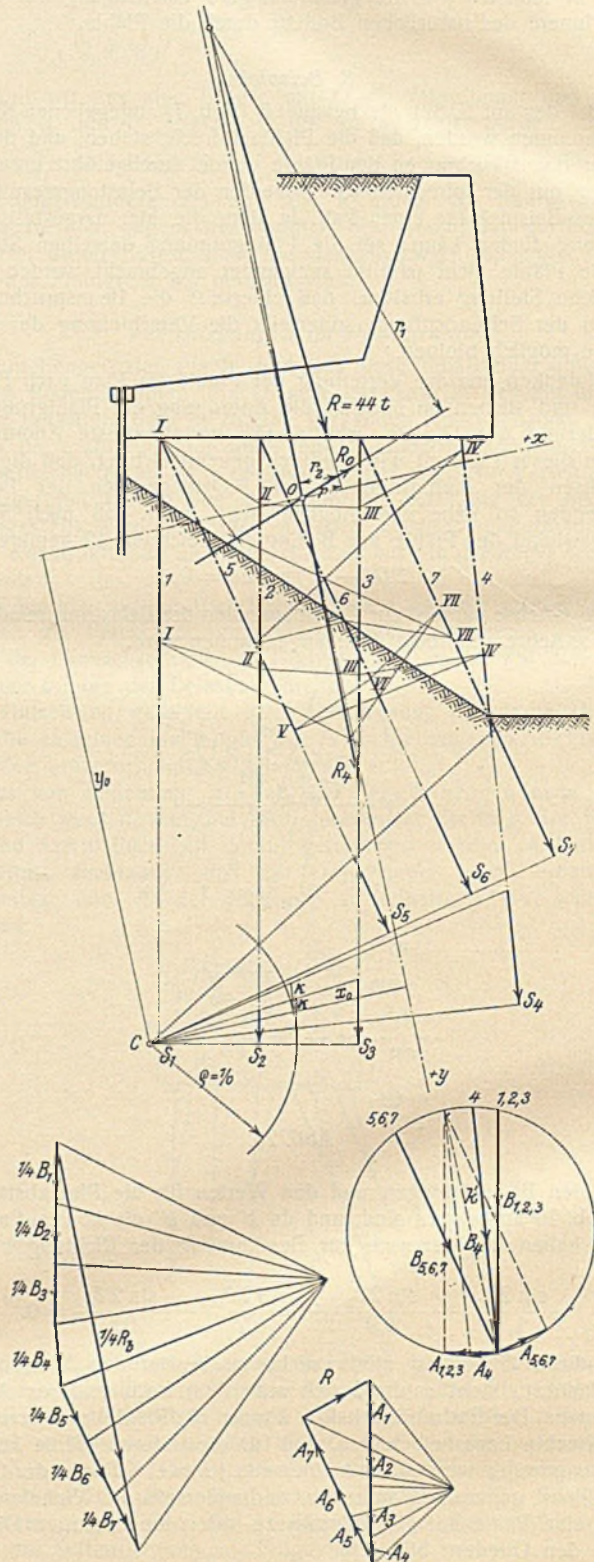


Abb. 22.

Es wird vorausgesetzt, daß alle Pfähle in der Längsrichtung die gleiche relative Tragkraft k' haben. Da das Tragvermögen k'' der Pfähle in der Seitenrichtung infolge der Stellung der Pfähle nur von untergeordneter Bedeutung ist, wird es vernachlässigt, d. h. wir setzen für alle Pfähle $k'' = 0$.

Die Berechnung von R_a und R_b sowie die Bestimmung des Mittelpunktes der Pfahlgründung wurde, wie aus der Zeichnung hervorgeht, graphisch unter Anwendung zweier Kräftepolygone und zweier Seilpolygone ausgeführt, wobei sich für 1 m in der Längsrichtung der Mauer $R_a = 0,31 k'$ und $R_b = 6,7 k'$ ergab. Die Hebelarme r , r_1 und r_2 werden nach S. 823 u. f. gemessen:

$$r = 0,4 \text{ m, } r_1 = 4,48 \text{ m, } r_2 = 0,39 \text{ m.}$$

Das Trägheitsmoment wird in diesem Falle ausgedrückt durch $J = \Sigma k' a^2 = k' \Sigma a^2$, wobei Σa^2 nach nachstehender Tabelle gefunden wurde zu $\Sigma a^2 = 6,89 \text{ m}^2$; man erhält folglich die Koordinaten der Drehachse nach (21a) zu

$$x_o = -\frac{J}{R_b r_2} = -\frac{6,89}{6,7 \cdot 0,39} = -2,64 \text{ m},$$

$$y_o = -\frac{J}{R_a r_1} = -\frac{6,89}{0,31 \cdot 4,48} = 4,96 \text{ m},$$

den Drehwinkel

$$\sigma = \frac{R r}{J} = \frac{R r}{k' \Sigma a^2},$$

sowie die Beanspruchung der Längsrichtung der Pfähle

$$S = k' u \sigma = \frac{B r u}{\Sigma a^2} = \frac{44 \cdot 0,4}{6,89} \cdot u = 2,55 u,$$

worin u den in m ausgedrückten Achsabstand der einzelnen Pfähle bezeichnet und S in derselben Einheit wie R , d. h. in t ausgedrückt ist.

Die erhaltenen Werte für S sind in die folgende Tabelle eingesetzt, die auch die Werte für a und u enthält.

Tabelle der Hebelarme, Achsabstände usw.

Pfahl-Nummer	a in m	a^2	u in m	S in t
1	1,42	2,0164	0,10	0,26
2	0,42	0,1764	1,10	2,80
3	0,58	0,3364	2,10	5,36
4	1,64	2,6896	3,72	9,49
5	1,03	1,0609	2,64	6,73
6	0,13	0,0169	3,55	9,05
7	0,77	0,5929	4,46	11,37

$$\Sigma a^2 = 6,8895 \approx 6,89 \text{ m}^2.$$

Vergleiche die graphische Ermittlung der Beanspruchungen der Pfähle in Abb. 22, die auch eine rein geometrische Konstruktion zur Bestimmung der Beanspruchungen zeigt, da man den Drehwinkel σ kennt.

III. Pfahlgründung mit einer Symmetrieebene und mit dieser Ebene parallelen, fest in die Grundmauer eingespannten Pfählen.

1. Voraussetzungen und grundsätzliche Annahmen.

Es wird angenommen, daß die Pfähle mit einem wesentlichen Teil ihrer Länge aus dem Boden ragen (Abb. 23), sowie mit ihrem oberen Ende vollkommen in die Grundmauer eingespannt sind.

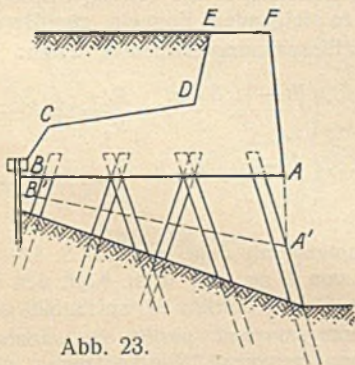


Abb. 23.

Unter der Annahme, daß die Pfähle nahe der Erdoberfläche auch als in den natürlichen Boden eingespannt betrachtet werden können, sowie unter der Voraussetzung, daß die Pfähle konstanten Querschnitt haben und den gewöhnlichen Gesetzen der Festigkeit und Elastizität stabförmiger Körper unterliegen, sollen einerseits die Verschiebung, die eine gegebene Belastung bei der Mauer hervorruft, andererseits die Beanspruchungen, die die Belastung in den Pfählen hervorruft, bestimmt werden; diese bestehen aus den Kräften S und T in den Hauptrichtungen der Pfähle sowie dem Spannungsmoment M_i am oberen Pfahlende.

2. Mittelpunkt der Pfahlgründung und seine Bestimmung.

Dadurch, daß man in entsprechender Weise wie in dem Fall, in dem die Grundmauer als frei verbunden mit den Pfählen angenommen wurde, die Lagen sucht, die die Belastungsergebnisse einnehmen muß, damit die Grundmauer unter ihrer Einwirkung parallel mit sich selbst verschoben wird, sowie dadurch, daß man den Schnittpunkt der Angriffsgerechten der Resultierenden in diesen Lagen bestimmt, erhält man auch hier einen Punkt, den man folglich als den Mittelpunkt der Pfahlgründung bezeichnen kann, da jede Kraft, die an der Grundmauer angreift und durch diesen

Punkt geht, eine Parallelverschiebung der Grundmauer hervorruft. Die Art der Bestimmung dieses Punktes ist im vorliegenden Falle etwas verschieden von der, die im vorhergehenden Fall angewendet wurde, und zwar infolge des Auftretens des Spannungsmomentes.

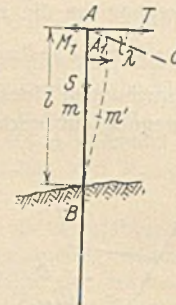


Abb. 24.

Es sei AB (Abb. 24) ein beliebiger Pfahl einer Pfahlgründung, und der Pfahlkopf A bewege sich infolge einer Parallelverschiebung der Grundmauer gleich der Längeneinheit in der beliebig gewählten Richtung AC nach A_1 . Es bezeichne weiter J_p das Trägheitsmoment des Pfahlquerschnittes, bezogen auf die Biegungsachse, sowie E das Elastizitätsmaß des Pfahlstoffes; nach der Biegungslehre und nach den Bezeichnungen, die aus der Abbildung hervorgehen, ist die Durchbiegung normal zum Pfahl

$$1 \cdot \cos \lambda = \frac{T l^3}{3 J_p E} - \frac{M_i l^2}{2 J_p E}$$

und der Drehwinkel beim Pfahlkopf

$$\frac{T l^2}{2 J_p E} - \frac{M_i l}{J_p E} = 0.$$

Hieraus erhält man

$$M_i = \frac{1}{2} T l, \quad T = \frac{12 J_p E \cos \lambda}{l^3} = k''' \cos \lambda,$$

worin, da die Verschiebung des Pfahlkopfes in der Seitenrichtung $1 \cdot \cos \lambda$ beträgt, $k''' = \frac{12 J_p E}{l^3}$ in diesem Falle als die relative Tragkraft des Pfahles in der Seitenrichtung betrachtet werden kann.

(Anmerkung: Wenn man k''' mit dem Wert $k'' = \frac{3 J_p E}{l^3}$ vergleicht, den man erhalten würde, wenn die Grundmauer mit den Pfählen nur frei verbunden wäre, so findet man, daß $k''' = 4 k''$ ist.)

Hieraus geht hervor, daß bei der Biegung des Pfahles das resultierende Biegemoment im Mittelpunkte m der freistehenden Länge des Pfahles $T \cdot \frac{1}{2} l - M_i = 0$ ist. Der Pfahl kann also, da man von der Mauer annimmt, daß sie einer Parallelverschiebung unterworfen wird, in m durchschnitten gedacht werden, und der Zusammenhang wird durch die Kräfte S und T ersetzt, ohne daß irgendwelche Veränderung entsteht, sei es bezüglich der Verschiebung der Grundmauer, sei es bezüglich des Spannungszustandes des Pfahles.

Betreffs des Mittelpunktes gilt daher — unter den angegebenen Voraussetzungen — folgende Regel: Der Mittelpunkt für eine gegebene Pfahlgründung, bei der die Pfähle in die Grundmauer eingespannt sind, stimmt überein mit dem Mittelpunkt einer Pfahlgründung, die man sich dadurch erhalten denken kann, daß man die Pfähle in der gegebenen Pfahlgründung um die Hälfte ihrer freistehenden Länge verkürzt, und die Grundmauer entsprechend nach unten vergrößert und frei mit den Pfählen verbindet.

Für die in Abb. 23 skizzierte Pfahlgründung mit der Grundfläche AB erhält man somit den Mittelpunkt, indem man sich die Grundmauer $ABCDEF$ durch die Mauer $A_1 B_1 C D E F$ ersetzt denkt. Diese ist frei mit den Pfählen verbunden, deren freistehende Länge um die Hälfte verkürzt ist. Zu der so erhaltenen Pfahlgründung bestimmt man den Mittelpunkt, wie vorher angegeben, wobei zu beachten ist, daß die relative Tragkraft der Pfähle in der Seitenrichtung viermal so groß genommen wird, als wenn die Pfähle nicht in die Grundmauer eingespannt wären.

3. Bestimmung der Verschiebung der Grundmauer.

In derselben Weise wie im vorhergehenden Fall findet man, daß, wenn die Pfähle in die Mauer eingespannt sind, die Verschiebung der Mauer infolge der Belastung im allgemeinen als eine sehr kleine Drehung um eine Achse aufgefaßt werden kann, die parallel zur Längsrichtung der Mauer ist.

nehmen vermögen, wenn dies nur bei der Annahme der Werte für die Koeffizienten k' , k'' und k''' berücksichtigt wird. In dem gewählten Beispiel können wir also die Versteifung als einen wagrecht gerichteten Pfahl betrachten, der zwar fest in der Mauer verankert ist, für den aber $k'' = 0$ ist.

Bei der Berechnung der Pfähle, die teilweise — wie Abb. 26 zeigt — graphisch, teils analytisch ausgeführt wird, wird für die Pfähle angenommen $k'_1 = k'_2 = k'_3 = 80$ t/cm, $k''_1 = 32,0$, $k''_2 = 8,4$, $k''_3 = 4,0$ t/cm, sowie für die Versteifung $k'_0 = 4,0$ t/cm und $k''_0 = 0$.

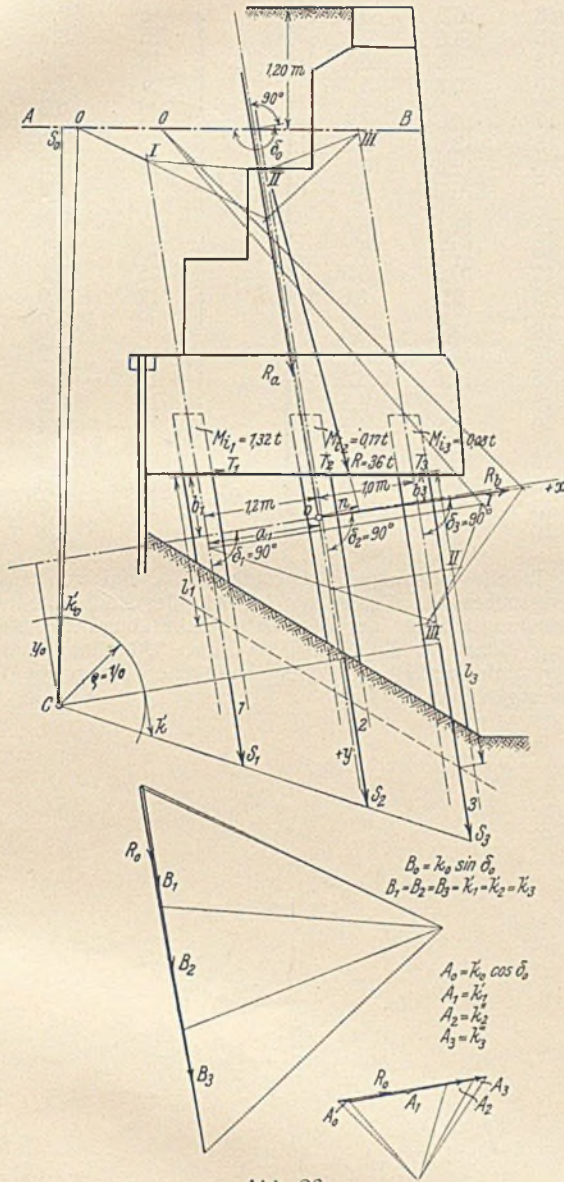


Abb. 26.

Die große Verschiedenheit der Werte für k''' rührt daher, daß nach der Theorie dieser Koeffizient als umgekehrt proportional dem Kubus der freistehenden Länge der Pfähle anzunehmen ist, wobei vorausgesetzt ist, daß die Pfähle etwa 0,5 m unter der Erdoberfläche als fest in den Boden eingespannt betrachtet werden können. Das Achsensystem ist so angenommen, daß die x -Achse senkrecht, die y -Achse parallel zu den Pfählen verläuft, die eine Neigung von 1:6 gegen die Lotrechte haben.

Die Hebelarme a und b , bezogen auf den Mittelpunkt, sind unmittelbar aus der Zeichnung abgegriffen; ihre Werte, ebenso wie die Werte der übrigen Größen, die bei der Berechnung vorkommen, und die von der auf die Mauer wirkenden Belastung unabhängig sind, finden sich in folgender

Tabelle.

Nr.	δ	k' t/cm	k''' t/cm	a m	a^2 m ²	b m	b^2 m ²	l m	l^2 m ²	bl m ²	$b^2 + \frac{1}{3}l^2 - bl$ m ²
0	189 30'	4,0	0	-3,90	15,2100	—	—	—	—	—	—
1	90°	80,0	32,0	-1,17	1,3689	+ 0,61	0,3721	1,50	2,2500	0,9150	0,2071
2	90°	80,0	8,4	+ 0,03	0,0009	+ 0,43	0,1849	2,32	5,3824	0,9976	0,9814
3	90°	80,0	4,0	+ 1,03	1,0609	+ 0,27	0,0729	3,00	9,0000	0,8100	2,2629

An Hand der Tabelle erhält man für 1 m Länge der Kaimauer das Trägheitsmoment $J' = k' a^2 + k''' (b^2 + \frac{1}{3} l^2 - b l) = 4 \cdot 100 \cdot 15,21 + 80 \cdot 100 (1,3689 + 0,0009 + 1,0609) + 32 \cdot 100 \cdot 0,2071 + 8,4 \cdot 100 \cdot 0,9814 + 4,0 \cdot 100 \cdot 2,2629 = 27 922 \approx 28 000$ tm,

wobei man aus der graphostatischen Berechnung erhält

$$R_a = 48 \text{ t/cm} = 4800 \text{ t/m}, R_b = 240 \text{ t/cm} = 24 000 \text{ t/m}.$$

Die Berechnung der Beanspruchung der Pfähle ist für eine äußerste Lage der Belastungsergebenden durchgeführt; diese ist auf $R = 36$ t für 1 m Mauerlänge mit einem Hebelarm, bezogen auf den Mittelpunkt der Pfahlgründung, von $r = 0,4$ m geschätzt worden. Die Komponenten von R längs der Angriffsgeraden von R_a und R_b sind zu $R_1 = 3,6$ t, $R_2 = 35,8$ t gemessen worden.

Auf Grund dessen sind die Hauptbeanspruchungen der Versteifung und der Pfähle und die Einspannungsmomente der letzteren berechnet worden, teils analytisch mit Hilfe der Formeln 25 und 26, teils graphisch, die Längsbeanspruchung S mittels der Grundgleichung $S = k' \tan \sigma u$, wie die Tafel zeigt.

Das Ergebnis der Berechnung geht hervor aus folgender

Tabelle der Hauptbeanspruchungen und Einspannungsmomente.

	S t	T t	M_i tm
Versteifung A—B	- 1,2	—	—
Pfahl Nr. 1	+ 7,2	+ 2,2	+ 1,32
" " 2	+ 12,1	+ 0,3	+ 0,17
" " 3	+ 16,3	+ 0,04	- 0,08

In der Tabelle bedeutet für S + Druck, — Zug; für T +, daß die Beanspruchung den Winkel δ vergrößert, und für M_i +, daß das Moment den Winkel δ verkleinert, — es ihn vergrößert.

Die Koordinaten der Drehachse der Mauer in dem angenommenen Achsensystem werden mittels der Formel 24 berechnet zu

$$x_o = \frac{35,8 \cdot 28 000}{24 000 \cdot 36 \cdot 0,4} = -2,90 \text{ m},$$

$$y_o = \frac{3,6 \cdot 28 000}{4800 \cdot 36 \cdot 0,4} = 1,46 \text{ m};$$

der Drehwinkel mittels (23) zu

$$\sigma = \frac{R_1}{J'} = \frac{36 \cdot 0,4}{28 000} = 0,000 51.$$

Infolge der Einspannung der Pfähle in die Mauer sind die Biegungsspannungen in ihnen im allgemeinen wesentlich kleiner als in dem Falle, wo die Kaimauer frei mit den Pfählen verbunden ist. Andererseits trägt die Verankerung der Mauer durch die Versteifung AB wesentlich dazu bei, die Beanspruchungen der Pfähle in ihren Längsrichtungen auszugleichen; diese Beanspruchungen hätten für den Fall, daß die Pfähle in die Mauer eingespannt wären, aber diese nicht verankert wäre, viel unvorteilhaftere Werte angenommen, als man unter den hier gemachten Annahmen erhielt.

Schlußwort.

Die Gültigkeit der im vorhergehenden dargestellten Theorie ist, auf Grund der anfangs gemachten Annahmen, hauptsächlich in zwei verschiedenen Richtungen begrenzt. Zuerst wurde vorausgesetzt, daß entweder die Pfähle untereinander parallel sein sollten oder, wenn dies nicht der Fall ist, daß die Pfahlgründung wenigstens eine Symmetrieebene haben soll, zu der die Pfähle parallel sein sollen, sowie daß die belastenden Kräfte, die auf die Grundmauer wirken, sich zusammensetzen lassen zu einer Resultierenden, deren Angriffsgerade in der Symmetrieebene liegt.

Die Theorie kann jedoch ohne Schwierigkeit auch in gewissen anderen einfacheren Fällen Anwendung finden, z. B. in dem, wo die Pfahlgründung wohl eine Symmetrieebene hat, in der die Belastungsergebende liegt, wobei die Pfähle aber nicht parallel zu dieser Ebene sind,

Man denkt sich nämlich in einem solchen Falle zuerst die symmetrisch gelegenen Pfähle je zwei und zwei ersetzt durch einen angenommenen Pfahl, der in der Schnittgeraden der Symmetrieebene und der Ebene liegt, die durch die erstgenannten beiden Pfähle bestimmt ist, und sucht nach der Theorie die Beanspruchungen für diesen angenommenen Pfahl; die Beanspruchungen für die wirklichen Pfähle erhält man dann durch Zerlegen der Beanspruchungen des angenommenen Pfahles in Komponenten.

Weiter wurde angenommen, daß die Grundmauer im Verhältnis zur Pfahlgründung als ein starrer Körper betrachtet werden kann, d. h., daß die Formänderung der Grundmauer vernachlässigt werden kann. In den meisten Fällen dürfte diese Annahme mit genügender Genauigkeit den wirklichen Verhältnissen entsprechen, in gewissen Fällen jedoch, z. B. bei

neuzeitlichen Kaikonstruktionen, bei denen die Mauerstärke auf das kleinstmögliche Maß beschränkt ist, ist es fraglich, ob eine solche Annahme gerechtfertigt ist. Jedoch dürfte in solchen Fällen bei der ersten Berechnung die Theorie mit Vorteil anzuwenden sein; eine nachträgliche Korrektur der Ergebnisse ist jedoch erwünscht.

Diese kann am einfachsten dadurch ausgeführt werden, daß man für die nachgiebigsten Teile der Grundmauer die Formänderung im Verhältnis zu dem festeren Teil der Grundmauer unter Berücksichtigung der nach der Theorie gefundenen Werte der Pfahlwiderstände bestimmt und dann für die Pfähle, die mit den fraglichen Teilen der Grundmauer in Verbindung stehen, zuerst die Verschiebungen und dann die Beanspruchungen errechnet. Hierbei ist natürlich zu beachten, daß die neuen Werte der Beanspruchungen im allgemeinen etwas zu klein werden, weswegen man die gesuchten Werte nur innerhalb gewisser Grenzen erhält, die um so enger sind, je kleiner die Formänderung der Grundmauer ist.

Schließlich sei noch bemerkt, daß die Annahme der Proportionalität zwischen den Verschiebungen und den entsprechenden Beanspruchungen der Pfähle in gewissen Fällen, z. B., wenn die Pfähle in Eisenbeton ausgeführt sind, nicht völlig der Wirklichkeit entspricht; in solchen Fällen muß jedoch die Theorie, unter der Voraussetzung, daß für die Koeffizienten k' und k'' passende Werte angenommen werden, praktisch brauchbare Ergebnisse liefern, die ebenso gut sind wie diejenigen, die man erhält, wenn man die gewöhnliche Biegungstheorie zur Berechnung von Eisenbetonkonstruktionen für andere Zwecke anwendet.

Tabelle. Tragvermögen von Reibungspfählen für Haus- und Kaibauten in Gotenburg.¹⁾

Pfahl-länge	Oberer Durchmesser des Pfahles	Fläche	Zulässige Längsbeanspruchung bei 3,5 facher Sicherheit	Pfahl-länge	Oberer Durchmesser des Pfahles	Fläche	Zulässige Längsbeanspruchung bei 3,5 facher Sicherheit
m	cm	m ²	t	m	cm	m ²	t
23	13	17,8	9,0	21	16	17,4	8,7
	10	15,6	7,7		13	15,5	7,7
22	15	18,0	9,0		10	13,5	6,7
	12	15,8	8,0				
	9	13,8	6,9				

Pfahl-länge	Oberer Durchmesser des Pfahles	Fläche	Zulässige Längsbeanspruchung bei 3,5 facher Sicherheit	Pfahl-länge	Oberer Durchmesser des Pfahles	Fläche	Zulässige Längsbeanspruchung bei 3,5 facher Sicherheit
m	cm	m ²	t	m	cm	m ²	t
20	19	18,0	9,0	14	19	11,4	5,2
	17	17,0	8,4		17	10,5	4,9
	15	15,7	7,8		15	9,7	4,5
	13	14,4	7,1		13	8,8	4,1
	10	12,5	6,2		10	7,5	3,5
19	18	16,3	8,0	13	18	10,0	4,5
	15	14,6	7,2		15	8,7	4,0
	13	13,5	6,6		13	8,0	3,7
	10	10,8	5,7		11	7,1	3,3
					9	6,3	3,0
18	17	14,6	7,1	12	18	9,0	4,0
	15	13,6	6,6		15	7,9	3,6
	13	12,4	6,1		12	6,8	3,1
	9	10,2	5,0		10	6,0	2,8
17	18	14,1	6,8	11	18	8,1	3,6
	15	12,6	6,1		15	7,1	3,1
	12	10,9	5,3		12	6,0	2,7
	9	9,3	4,6		9	5,0	2,3
16	19	13,6	6,4	10	18	7,2	3,1
	17	12,5	6,0		15	6,3	2,7
	15	11,6	5,5		13	5,6	2,5
	11	9,5	4,6		9	4,4	2,0
15	18	12,6	5,6	9	18	6,4	2,6
	15	10,6	5,0		15	5,5	2,3
	13	9,7	4,6		12	4,7	2,0
	10	8,2	4,0		9	3,8	1,7

¹⁾ Die Tabelle ist aufgestellt worden an Hand von ausgeführten Belastungsversuchen bei allgemeinen Arbeiten der Stadt Gotenburg sowie bei den Gründungsarbeiten der Bohusbahnbrücke über den Götafluß nach Angaben von Leutnant Knut E. Petterson, Abteilungschef bei der Gotenburger Hafenverwaltung. Der natürliche Boden in Gotenburg besteht aus sogen. blauem Ton.