

DIE BAUTECHNIK

17. Jahrgang

BERLIN, 11. August 1939

Heft 34

Alle Rechte vorbehalten.

Das Gabelungsbauwerk der Reichsautobahn bei Hattenbach in Kurhessen.

Von Reichsbahnrat Immo Zillinger, Kassel.

Allgemeines.

Die Reichsautobahn von Kassel über Fulda nach Würzburg und die von Frankfurt über Gießen nach Eisenach kreuzen sich im Hessischen Berglande westlich von Hersfeld. Wenn sich in diesem Gebiete ein Gelände gefunden hätte, wo man das übliche Kleeblatt und ein annähernd rechtwinkliges Kreuzungsbauwerk hätte erstellen können, würde es sich um einen einfachen Bau handeln, über den zu berichten sich nicht lohnte. Aber die Bodengestaltung ist hier so unregelmäßig, daß es den Raum für eine normale Lösung nicht gibt. Die trassierenden Ingenieure mußten daher die Kreuzung in zwei Gabelungen auflösen. Von der Autobahn Frankfurt—Eisenach zweigen bei Hattenbach die Würzburger Strecke nach Süden und bei Kirchheim die Kasseler Linie nach Norden ab. Die Autobahnen Frankfurt—Eisenach und Kassel—Würzburg

bergigen Gegend anzuordnen. Am Kreuzungsbauwerk liegt die obere Autobahn in einem Bogen von 800 m Halbmesser und in einer Steigung von 1:32, die untere in der Geraden und in einer Steigung von 1:100. Der Schnittwinkel zwischen der Mittellinie der unteren Autobahn und der Tangente an die Achse der oberen beträgt 24° 7' 8".

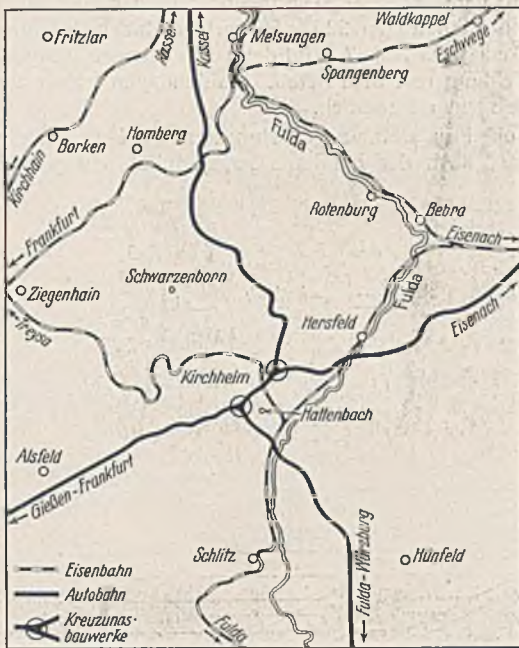


Abb. 1. Übersichtsplan.

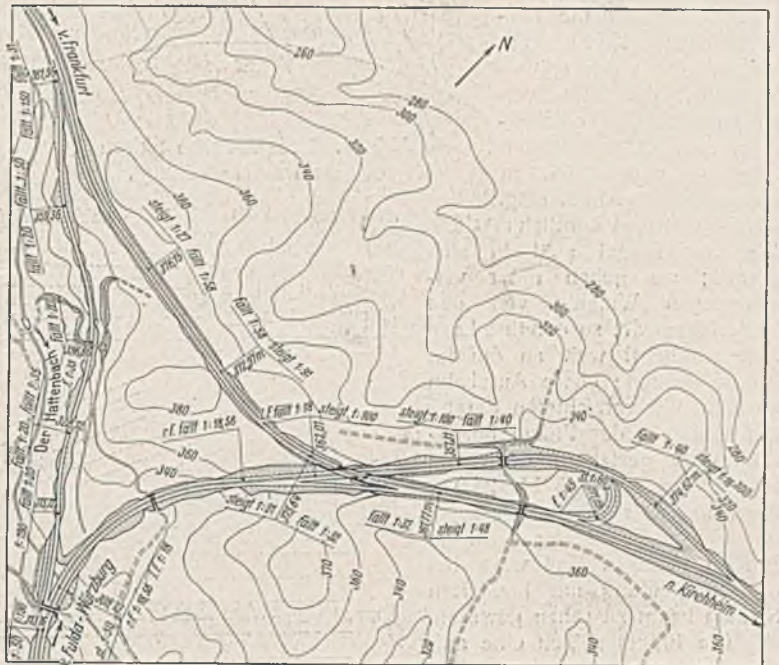


Abb. 2. Anlage der Abzweigung.

fallen also, wie Abb. 1 zeigt, auf dem etwa 4 km langen Stück zwischen Hattenbach und Kirchheim zusammen.

Es galt nun, die zwei Gabelungen in das Gelände einzupassen. Dabei ergaben sich an beiden Punkten spitzwinklige Abzweigungsbauwerke, in denen die obere und die untere Autobahn in der Neigung liegen und in denen außerdem die obere Autobahn in der Krümmung verläuft.

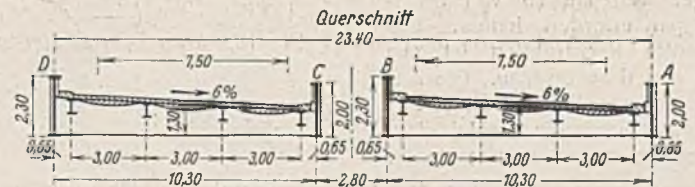


Abb. 3a. Querschnitt zum Ausführungsentswurf.

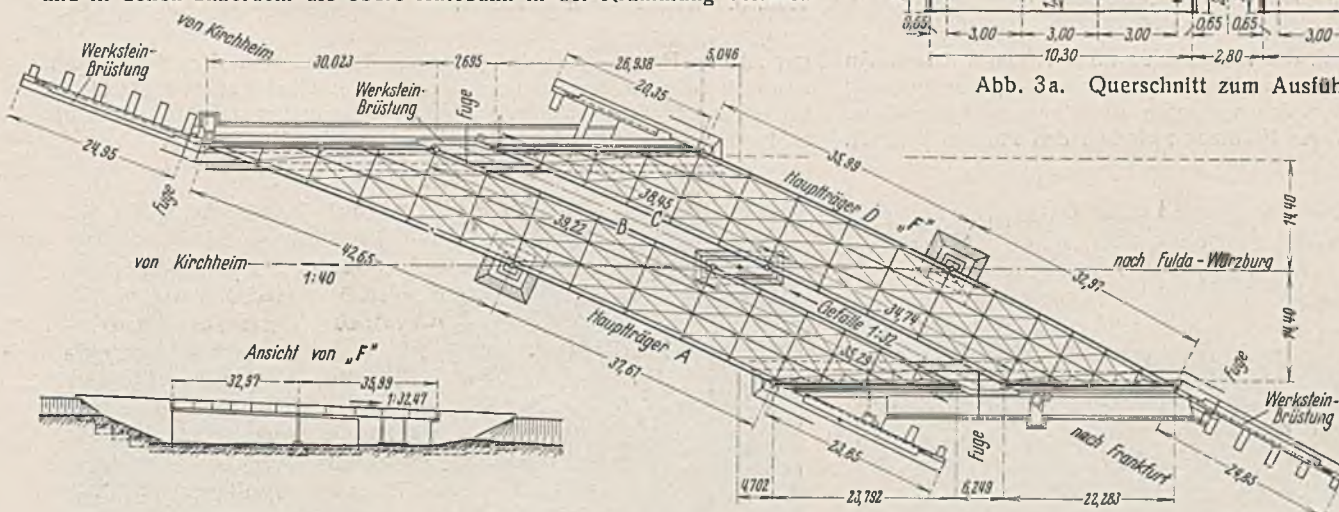


Abb. 3. Ausführungsentswurf.

Die Bauwerke sind also recht kompliziert, das bei Hattenbach ist es noch mehr als das bei Kirchheim. Die Hattenbacher Abzweigung soll daher im folgenden beschrieben werden.

Die Anlage der Gabelung bei Hattenbach ist in Abb. 2 veranschaulicht. Man erkennt aus der Skizze, daß erhebliche Erdarbeiten notwendig waren, um die drei Fahrtrichtungen Kirchheim—Würzburg, Kirchheim—Frankfurt und Frankfurt—Würzburg und die drei entgegengesetzten Fahrten in der

wurde eine Deckbrücke mit acht gleich hohen Hauptträgern geplant. Eine Deckbrücke gestattet dem Fahrer den freien Blick durch das Stahlgerüster über die Umgebung und erfüllt somit eine für alle Reichsautobahnbrücken geltende Forderung. Aber die große Zahl der Querträgeranschlüsse an die gekrümmten Hauptträger wäre bei dem schiefen Bauwerk sehr umständlich gewesen. Wegen des spitzen Kreuzungswinkels hätte sich auch der Übergang der Konsolen der Stahlkonstruktion zu den

Der Entwurf.

Die Bauhöhe mußte mit Rücksicht auf die Erdarbeiten so niedrig wie möglich gehalten werden. Die große Gesamtstützweite, die aus der Schiefe und aus der Krümmung folgt, wurde daher durch Mittelstützen unterteilt. Dabei ergaben sich Stützweiten von 32,97 m bis 42,65 m für die Öffnungen. Es kam also nur ein Stahlbauwerk in Frage. Zunächst

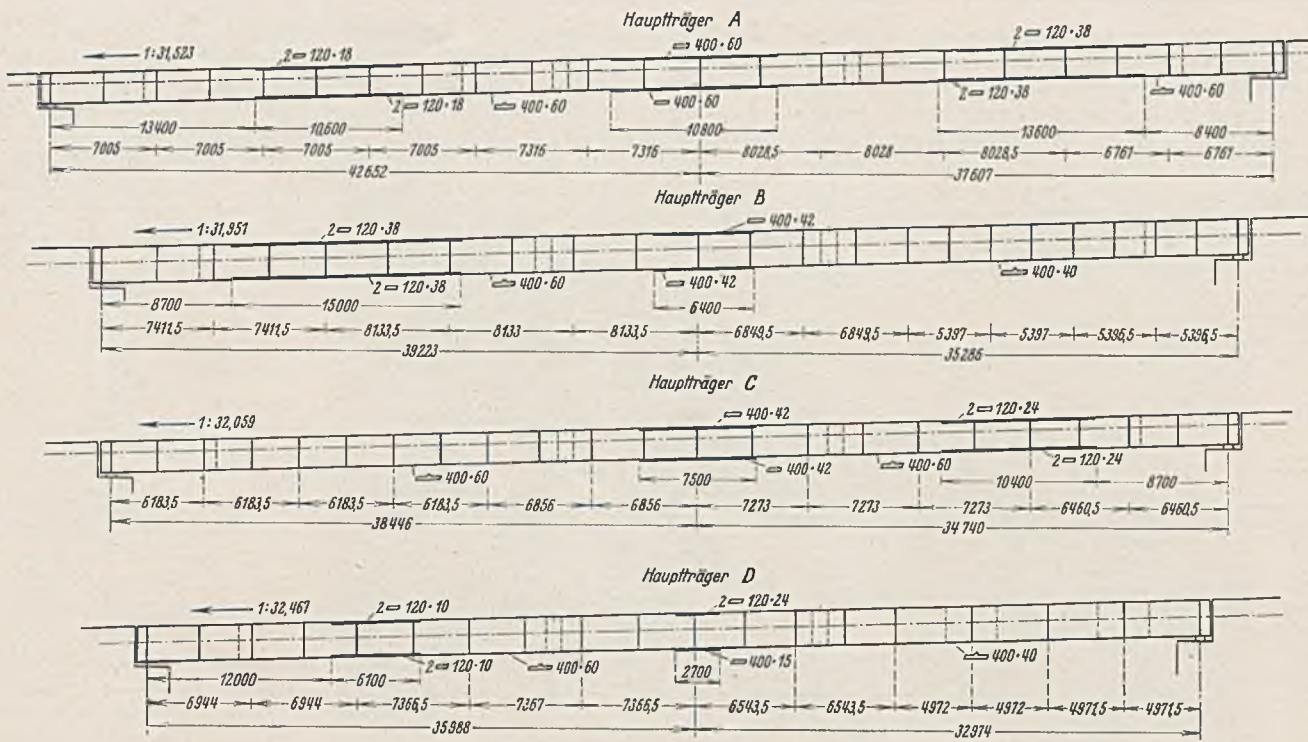


Abb. 8. Übersicht der Hauptträger.

In den Beton wurden Einlagesteine verlegt, wie auf Abb. 7 zu sehen ist. Sie schaffen in den Arbeitsfugen, die beim schichtenweisen Betonieren hinter Verblendmauerwerk nicht zu vermeiden sind, im Beton eine erwünschte Verzahnung, außerdem sparen sie Zement und Zuschlagstoffe.

Hauptträger A	788,30 m	Halbmesser
B	798,60	"
C	801,40	"
und D	811,70	"

Die stählernen Überbauten. Die Überbauten bestehen aus St 37, sie sind vollständig geschweißt. Jede der beiden Trogbrücken hat zwei Hauptträger mit einem senkrecht gemessenen Abstände von 10,30 m. Die inneren Hauptträger B und C des ganzen Bauwerks liegen 2,80 m auseinander. Alle vier Hauptträger sind im Grundriß kreisförmig gekrümmt. Die Kreise laufen konzentrisch zu dem von der Achse der oberen Autobahn gebildeten Bogen von 800 m Halbmesser. Entsprechend dem Abstände der Hauptträger von der Achse haben

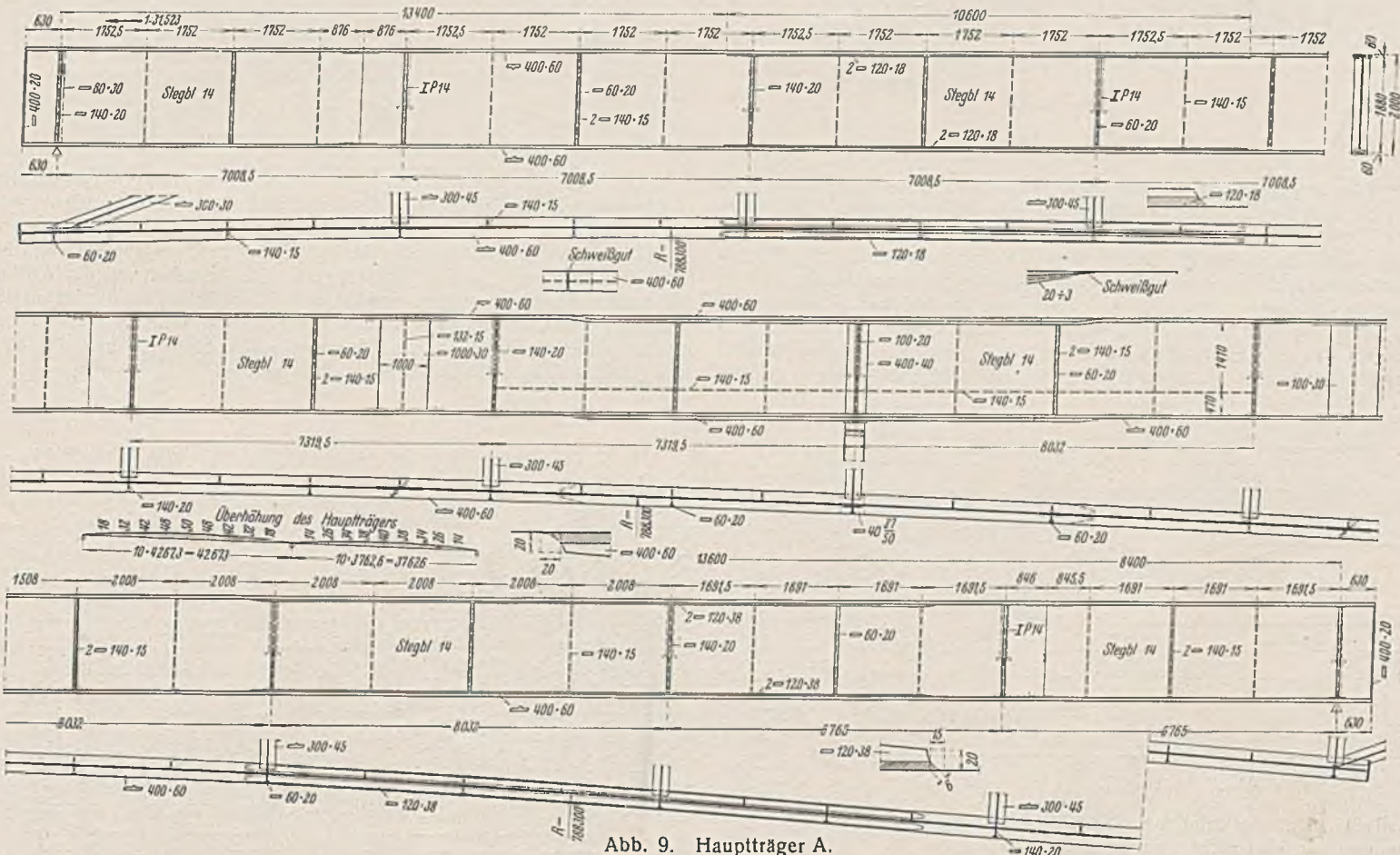


Abb. 9. Hauptträger A.

Eine scharfe Bauaufsicht sorgte dafür, daß die Steine vor dem Einbau gründlich gereinigt wurden und daß unter ausspringenden Ecken der Steine keine Hohlräume im Beton blieben. Als Einlagesteine verwenden wir unregelmäßig geformte Steine, die in den Brüchen bei der Anfertigung der Werksteine in großer Menge anfallen und vielfach als unverwendbar auf die Halden geworfen werden. Die Steinbrüche sind froh, wenn diese Steine ihnen nicht mehr den Platz wegnehmen, und geben sie billig ab. Wir bezahlen im Durchschnitt 3,50 RM/t ab Bruch.

Die obere Autobahn steigt in ihrer Achse im Verhältnis 1:32. In den Linien der Hauptträger müssen dieselben Höhenunterschiede erreicht werden, wie in der Autobahnachse, jedoch gemäß den Halbmessern der Hauptträger in einer geringeren oder größeren Längenentwicklung. Daher liegt jeder Hauptträger in einer anderen Neigung, und zwar:

Hauptträger A	in 1:31,523
B	1:31,951
C	1:32,059
und D	1:32,467.

Wegen des Bogens hat die Fahrbahn 6% Querneigung. Wir haben es vermieden, diese durch eine Staffelung gleichhoher Hauptträger zu schaffen, denn dabei hätten sich abgetreppte Auflagerbänke auf den Widerlagern ergeben. Vielmehr liegen die Auflagerbänke in durchgehender Neigung, und die Untergurte der Hauptträger erscheinen in einer Ebene, so daß sich dem Fahrer auf der unteren Autobahn ein gutes Bild bietet. Die Querneigung wird durch die Trapezform der Querträger und durch die verschiedene Höhe der Hauptträger hergestellt. Die im Kreis außenliegenden Hauptträger der beiden Überbauten, die Hauptträger B und C, sind 2300 mm hoch, die inneren Hauptträger A und D sind 2000 mm hoch (Abb. 3a).

Zeichnung des Hauptträgers A (Abb. 9) dargestellt. Das Wulstprofil des Obergurtes ist nach unten verkröpft, so daß die Lamelle in der entstandenen Einsenkung Platz findet. Auf diese Weise blieb die Oberfläche des Obergurtes völlig eben. Darauf legten wir Wert, weil das Auge des Autofahrers hier jeden Absatz als störend empfinden würde.

Im Untergurt schien es zweckmäßiger, die über der Stütze erforderliche Zusatzlamelle von unten an den Untergurt anzuschweißen. Sie wirkt für den Beschauer wie das Sattelholz einer Holzkonstruktion, und statisch hat diese Lage der Zusatzlamelle den Vorteil, daß sie ein größeres Trägheitsmoment bringt, als wenn man eine Verkröpfung wie im Obergurt ausgeführt hätte.

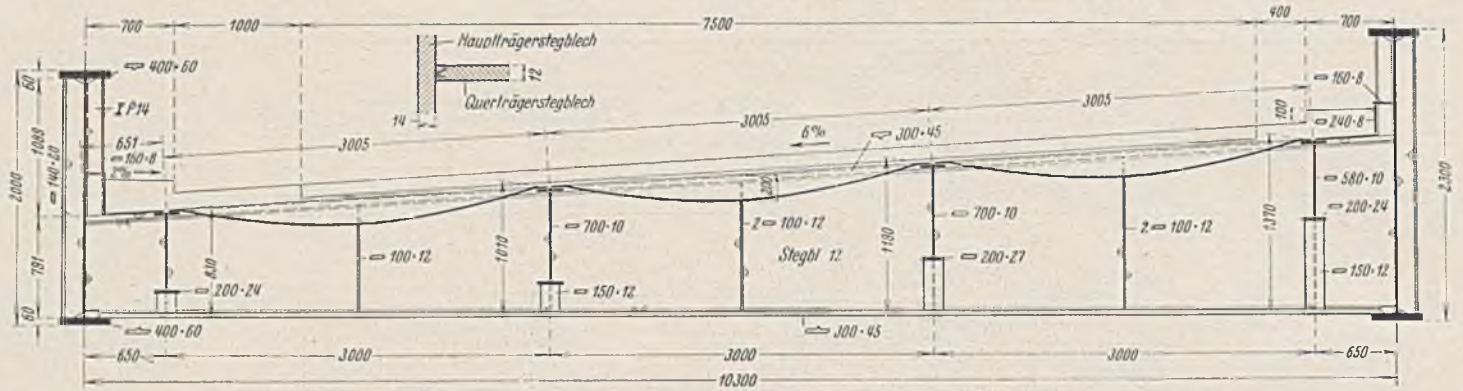


Abb. 10. Querträger.

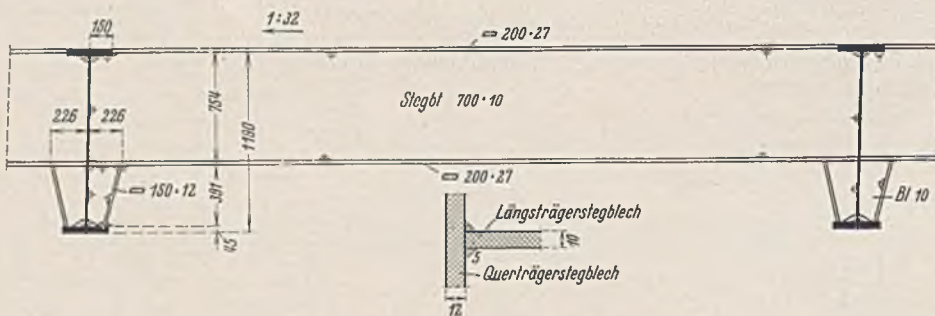


Abb. 11. Längsträger.

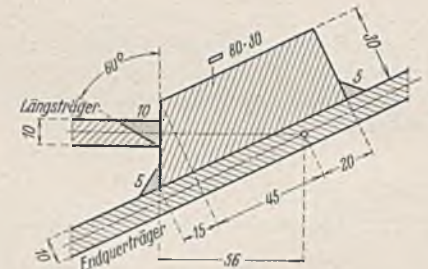


Abb. 12. Anschluß des Längsträgers an den Endquerträger.

Das Stegblech ist 14 mm dick. Der Grundquerschnitt der Gurte besteht aus Dornischen Wulstprofilen von 400 mm Breite. Die Dicke der Wulstprofile wechselt zwischen 40 und 60 mm. Der Übergang von dem einen zum anderen Profil liegt im Baustellenstoß. Der Grundquerschnitt genügt nicht zur Aufnahme der Stützenmomente und in einigen Öffnungen auch nicht zur Aufnahme der größten Feldmomente. Es hätte zwar gut ausgesehen, wenn wir jeden Querschnittwechsel vermieden und die Gurtplatten über das ganze Bauwerk in einer überall ausreichenden, gleichmäßigen Dicke durchgeführt hätten. Einen so großen,

Der Obergurt und der Untergurt sind des Aussehens wegen an den Trägerecken durch Breitflächstähe verbunden, die ebenso breit sind wie die Gurte.

Die Aussteifungen der Stegbleche stehen im Raum lotrecht und im Grundriß senkrecht zu den Hauptträgern. Sie bestehen auf der Außenseite aus T-förmig zusammengeschweißten Flachstählen, auf der Innenseite zwischen den Querträgeranschlüssen nur aus Flachstählen. In der Nähe der Zwischenstütze ist auf der Innenseite des Hauptträgers noch eine waagerechte Stegblechaussteifung vorhanden.

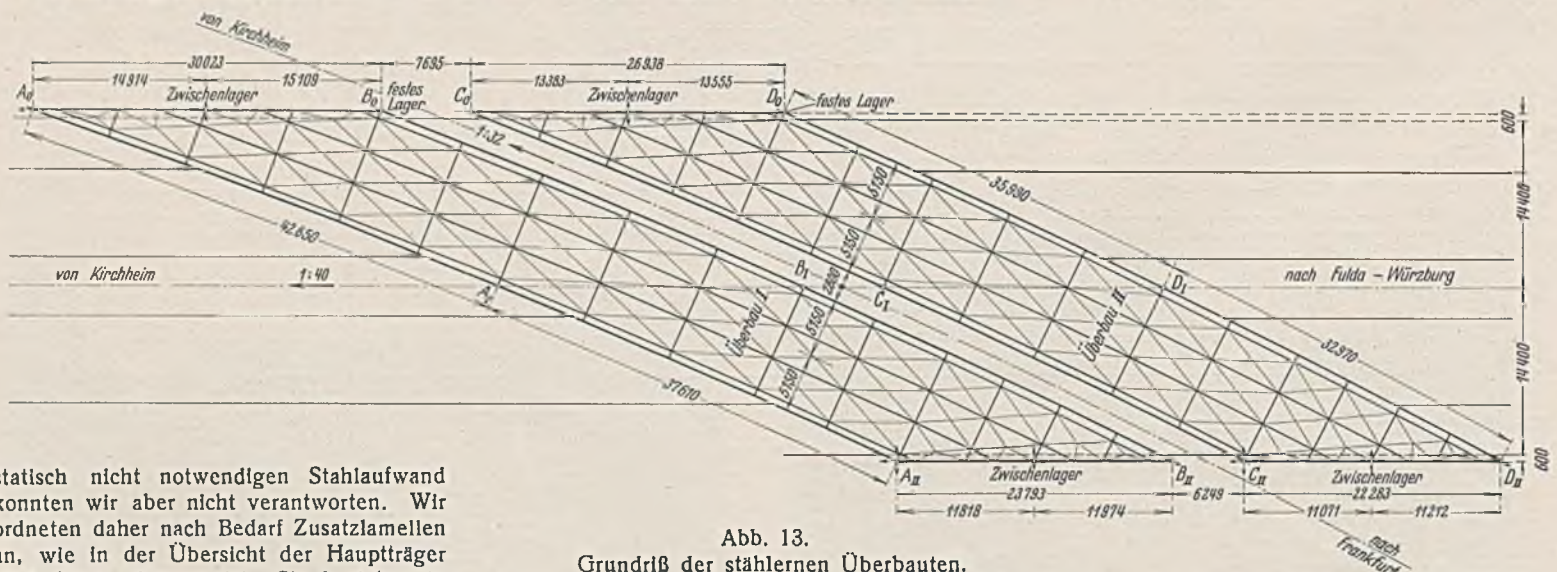


Abb. 13. Grundriß der stählernen Überbauten.

statisch nicht notwendigen Stahlaufwand konnten wir aber nicht verantworten. Wir ordneten daher nach Bedarf Zusatzlamellen an, wie in der Übersicht der Hauptträger (Abb. 8) zu erkennen ist. Sie bestehen in Feldmitte aus je zwei Flachstählen, die im Obergurt unten und im Untergurt oben auf das Wulstprofil rechts und links vom Wulst aufgeschweißt wurden.

Für die Zusatzlamellen, die über den Stützen notwendig waren, konnten wir nicht dieselbe Lösung anwenden. Hier wären die Flachstähe zu dick geworden; eine solche Anordnung konnte weder konstruktiv noch ästhetisch befriedigen. Die von uns gewählte Bauweise ist in der

Jeder Hauptträger weist zwei Baustellenstöbe in der Nähe der Momentennullpunkte auf. Dabei wurden die Gurtplatten schräg geschnitten. Die Stegbleche sind an den Stößen auf 30 mm Dicke verstärkt. Durch die damit erreichte Vergrößerung des Widerstandsmoments sollte die Beanspruchung der Gurte an dieser Stelle vermindert werden. Die verstärkten Stegbleche hat man an ihren Enden so langsam auf die normale Stegblechdicke beigezogen, daß der ruhige Krafftluß nicht gestört wird.

Die Querträger stehen im Grundriß senkrecht zu den Hauptträgern. Wenn sie entsprechend einer zuweilen erhobenen Forderung in der Richtung der unteren Autobahn liefen, wären sie wegen der Schiefe des Bauwerks viel zu lang geworden. Die Einteilung der Querträger mußte sich nach den Lager- und Stützpunkten der Überbauten richten. Hieraus folgten verschieden große Querträgerabstände, die aber, wie der Augenschein zeigt, das Bild des Bauwerks nicht stören. Der größte Querträgerabstand ist 8,13 m. Die Stegbleche der Querträger sind 12 mm dick, sie stehen lotrecht im Raum und schließen mit dem Untergurt jedes Hauptträgers einen anderen Winkel ein, entsprechend der verschiedenen Neigung der Hauptträger. Die Gurte der Querträger sind aus Dörnschen Wulstprofilen von 300 mm Breite und 45 mm Dicke gebildet. Die Untergurte legen sich auf die Untergurte der Hauptträger auf. Die Obergurte folgen in ihrer Längsrichtung der 6%igen Querneigung der Autobahn. In ihrer Querrichtung stehen sie nicht senkrecht zu den Stegblechen der Querträger, sondern sie sind so geneigt,

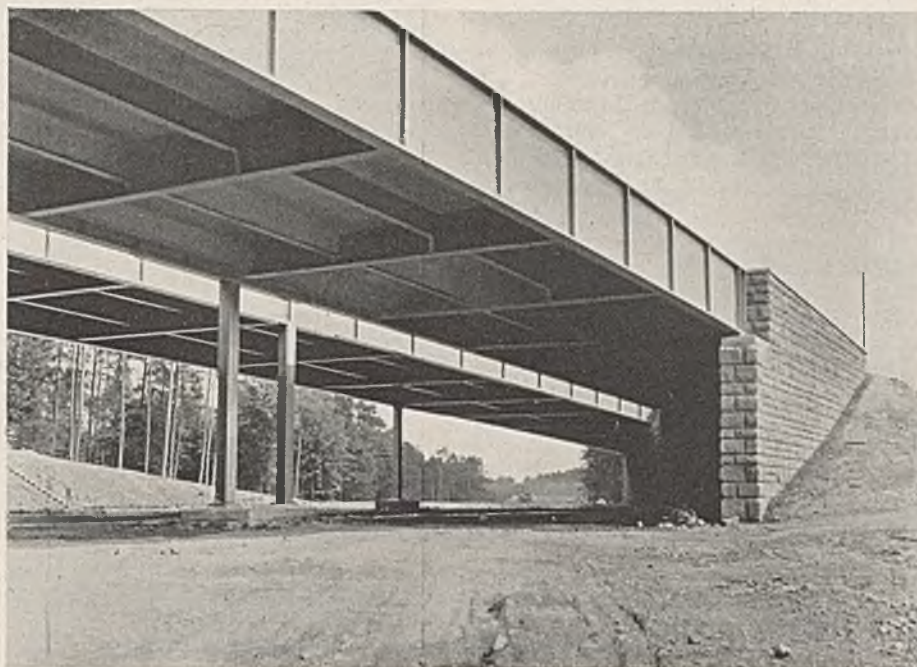


Abb. 14. Blick auf die Überbauten von der unteren Autobahn aus.

wie es das Längsgefälle der Autobahn bedingt. Gegen die Obergurte der Hauptträger sind die Querträger durch IP 14 ausgesteift. Einen normalen Querträger zeigt Abb. 10.

Jeder Überbau besitzt vier Längsträger, die je 3 m Abstand voneinander haben. Es sind aus Breitflachstählen geschweißte Blechträger, sie stehen lotrecht im Raum. Im Grundriß sind sie konzentrisch zu den Hauptträgern gekrümmt. Die Gurte folgen in ihrer Längsrichtung dem Längsgefälle der Autobahn; wegen der lotrechten Querträger mußten also die Stegbleche der Längsträger als Parallelogramme zugeschnitten werden.

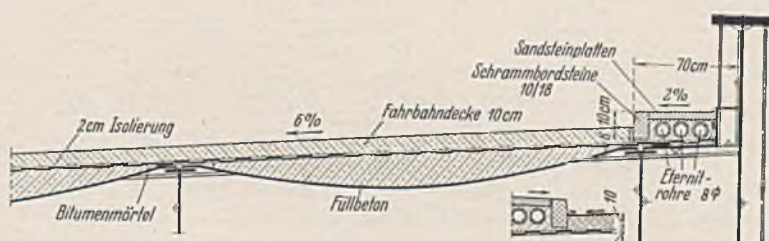


Abb. 15. Fahrbahnquerschnitt mit Dichtung.

In der Querrichtung sind die Obergurte gegen die Stegbleche unter 6% geneigt. Die Obergurte der Längsträger stoßen stumpf gegen die der Querträger, sie sind hier durch V-Nähte angeschlossen, wie in Abb. 11 zu erkennen ist. Die Untergurte sind durch Konsole auf die schiefen Endquerträger geständert. Die Anschlüsse der Längsträger an die schiefen Endquerträger sind ungemein spitz. Um sie schweißen zu können, wurden die in Abb. 12 dargestellten Zwischenstücke eingelegt.

Die Obergurte der Längsträger bilden mit denen der Querträger zusammen einen Rost, auf den die 8 mm dicken Buckelbleche bequem aufgeschweißt werden konnten. Freilich ergab sich eine beträchtliche Anzahl verschiedener Buckelbleche, in der Mitte der Überbauten viereckige und an den Enden fünfeckige und dreieckige, wie auf Abb. 13 zu sehen ist. Auch die Felder der viereckigen Buckelbleche sind nicht rechteckig, weil die Längsträger gekrümmt sind und die Querträger radial zu ihnen stehen. Abb. 14 gibt den Blick auf die stählernen Überbauten von der unteren Autobahn aus wieder. Das Gerippe der Fahrbahnträger tritt klar hervor.

Die mit Beton ausgefüllten Buckelbleche genügen als Horizontalverband, wir ordneten daher keinen Windverband an.

Auf eine sorgfältige Dichtung legen wir großen Wert. Bei anderen Bauwerken, wo wir auf eine besondere Dichtungsschicht verzichtet haben und der Fahrbahndecke selbst die Aufgabe der Dichtung zuwiesen, haben wir kein voll befriedigendes Ergebnis erzielt. Sowohl Betondecken wie Schwarzdecken lassen allen Bemühungen zum Trotz etwas Wasser durch.

Bei unserem Gabelungsbauwerk durfte aber keinesfalls Wasser aus den Buckelblechen auf die untere Autobahn abtropfen. Die auf den Füllbeton der Buckelbleche aufgebrachte Dichtung besteht aus folgenden Schichten: aus einem kalten Voranstrich, einer 5 mm dicken Schicht von Inhärit I mit 40 bis 50% Bitumengehalt, einer 500er Dichtungsbahn, darauf aus einer 625er ungetränkten Wollfilzplatte und schließlich einer 15 mm dicken Schicht von Inhärit II mit 17 bis 18% Bitumengehalt. Diese letzte Schicht dient als Schutzschicht. Auf sie folgt unmittelbar der 10 cm dicke Fahrbahnbeton, wie Abb. 15 zeigt. Die Dichtung hat sich bisher, d. h. seit dem Sommer 1938, gut bewährt.

Die Mitte der Fahrbahn jedes Überbaues liegt

85 cm unter der Verbindungslinie der beiden Hauptträgerobergurte. Der Fahrer hat also nicht das Gefühl, zwischen den Wänden der Trogbücke eingeschlossen zu sein, sondern er kann frei über die Hauptträger hinwegsehen und die schöne Waldlandschaft genießen.

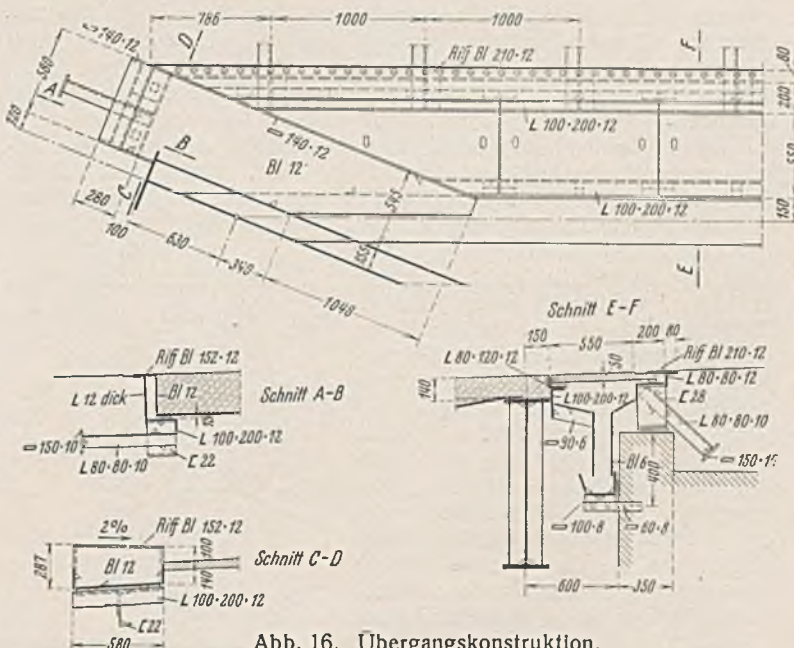


Abb. 16. Übergangskonstruktion.

Für die Fahrbahnübergänge verwendeten wir wegen des spitzen Kreuzungswinkels keine Fingerkonstruktion, sondern Gleitbleche. Auch auf der Seite des festen Lagers mußte ein beweglicher Übergang vorgesehen werden, weil hier die Längenänderungen des Endquerträgers zu berücksichtigen waren. Die Gleitbleche sind also an beiden Enden der Überbauten vorhanden. Die Anordnung ist in Abb. 16 dargestellt. Die geriffelten Stahlgußplatten sind 50 mm dick, sie sind in Abschnitte von 1000 mm Länge aufgeteilt. Ihre Befestigung ist aus Abb. 16 zu erkennen. Die Fahrbahnübergänge bewähren sich gut, sie klappern nicht beim Befahren. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Beitrag zur Berechnung der Erddruckverteilung.

Von Dr.-Ing. Hellmut Homberg, Wuppertal.

Nachdem jahrzehntelang mit einer dreieckförmigen Spannungsverteilung der Erddruckkräfte gerechnet worden ist, sind durch die Untersuchungen von v. Terzaghi¹⁾, Spilker²⁾, Preß³⁾ und Ohde⁴⁾ neue Erkenntnisse über die Erddruckverteilung gewonnen worden. Diese Ergebnisse weichen besonders stark bei der Ermittlung der Erddruckverteilung der Baugrubenaussteifungen von den bisher üblichen Annahmen ab.

Für den Konstrukteur ist es wichtig, die möglichen Grenzfälle der Belastungen bestimmen zu können. Ohne auf die von Terzaghi und Ohde abgeleiteten Gleichungen einzugehen, soll gezeigt werden, daß auf Grund einfacher statischer Bedingungen die obere Grenzlage der Spannungsverteilung der Erddruckkräfte gefunden werden kann.

Während die klassische Erddrucktheorie den Gleichgewichtszustand des Erdkörpers erst nach seiner vollständigen Zerstörung betrachtet, wird gezeigt, daß auch der Zustand vor dem Zusammenbrechen des abgleitenden Erdkörpers untersucht werden kann.

Bei Baugrubenaussteifungen handelt es sich z. B. um ganz geringe, elastische Parallelbewegungen δ der Stützwände. Aus Abb. 1 erkennt man, daß dabei der Erdkörper ABC auf der Gleitfläche AC abgerutscht ist. Es hat sich nur die Gleitfläche AC gebildet⁵⁾. Der abrutschende Erdkörper ABC hat keinerlei Formänderungen, einschließlich Gleitungen, erfahren, da es sich nur um eine Parallelverschiebung des Erdkeils handelt.

Die Frage: In welchem Gleichgewichtszustande befindet sich der Erdkeil ABC , läßt sich sofort beantworten. Der vorliegende Körper, der aus körnigem Material besteht, kann nur Druck- und Reibungskräfte zur Herstellung des Gleichgewichtszustandes heranziehen.

Der Erdkörper ist den drei Gleichgewichtsbedingungen $\Sigma V = 0$, $\Sigma H = 0$ und $\Sigma M = 0$ unterworfen. Da der Körper keinerlei Formänderungen erfahren hat, kann der Gleichgewichtszustand des Körpers aus den drei statischen Grundgleichungen ermittelt werden. Deutet man diese Gleichungen graphisch, so muß erstens das Kräfteck geschlossen sein, und zweitens müssen sich die Stützkkräfte im Schwerpunkte des Erdkörpers schneiden.

Die letzte Forderung stellt eine Erweiterung der bisherigen Anschauungen dar. Die klassische Erddrucktheorie fordert, daß sich die Stützkkräfte nur auf der Wirkungslinie des Eigengewichts des Erdkörpers in einem Punkte J schneiden⁶⁾ (Abb. 2). Der Erdkörper befindet sich bei dieser Lage der Stützkkräfte nicht in einem stabilen, sondern in einem labilen Gleichgewichtszustande, da der Unterstützungspunkt J tiefer als der Schwerpunkt des Erdkeils liegt und der Körper keinerlei Zug- und Schubfestigkeit besitzt. Der Erdkörper ABC muß daher zusammenbrechen, es bilden sich unendlich viele parallele Gleitflächen. Der endgültige Gleichgewichtszustand wird erst erreicht, nachdem sämtliche Erdteilchen von der Dicke Δt die seitliche Unterstützung an der um den Punkt A nachgegebenen Wand gefunden haben.

Der Gleichgewichtszustand wird daher erst nach dem Zusammenbruch des Gleitkeils erreicht. Im Gegensatz dazu erreicht der Erdkörper Abb. 1 u. 3 schon nach Ausbildung einer einzigen Gleitfläche seinen

Ruhezustand und damit das Gleichgewicht. Zwangsläufig müssen sich daher bei dem körnigen Material die drei Kräfte G , E und Q im Schwerpunkte S schneiden. Dieser Körper befindet sich im stabilen Gleichgewicht, da jede Bewegungsmöglichkeit verhindert und auch keine Drehbewegung möglich ist.

Bei der geringen Parallelbewegung der Stützwand erhält man daher eine völlig andere Spannungsverteilung der Erddruckkräfte als nach der klassischen Theorie. Diese neue Spannungsverteilung soll als obere Grenzlage der Spannungen bezeichnet werden. Wie erfahrungsmäßig festgestellt wurde, tritt sie bei Baugrubenaussteifungen usw. auf.

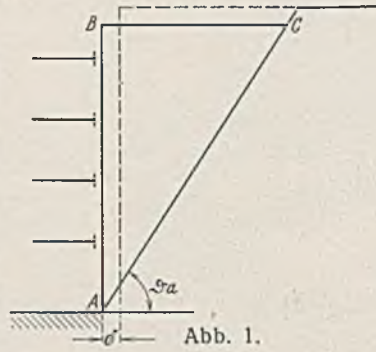


Abb. 1.

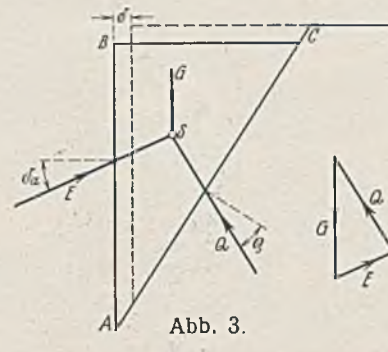


Abb. 3.

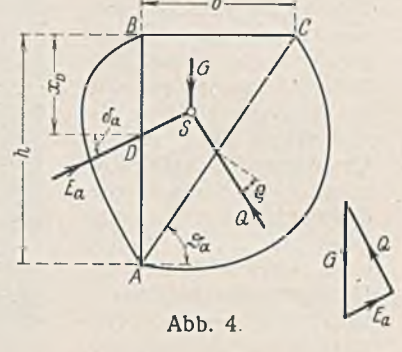


Abb. 4.

Ableitung der Gleichung für die Erddruckverteilung.

Aus Abb. 4 ist bekannt:

1. die Größe des Erddrucks E_a aus dem Kräfteck.
2. Der Angriffspunkt D der Erddruckkraft ist durch die Größe der Wandreibung und die Lage des Schwerpunktes S des Erdkörpers bestimmt.
3. An der Erdoberfläche im Punkte B muß die Erddruckverteilung mit dem Werte Null beginnen.
4. Setzt man die drei Gleichgewichtsbedingungen für ein unendlich kleines Erdprisma im Punkte A an, so erkennt man, daß in A die Flächenpressung zu Null werden muß.
5. Zugspannungen können nicht auftreten.

Zur Bestimmung der Gleichung der Erddruckverteilungslinie können daher die fünf Bedingungen angeschrieben werden.

1. $F = \int_0^h e_a dx = E_a$ Gleichung des Flächeninhalts.
2. $S = \int_0^h e_a x dx = E_a x_D$ Gleichung des statischen Moments.
3. $x = 0 \quad e_a = 0$
4. $x = h \quad e_a = 0$
5. $e_a \geq 0$.

Da der Angriffspunkt der Erddruckkraft im vorliegenden Grenzfalle immer höher als die Wandmitte $h/2$ liegt, so lautet die einfachste Gleichung zur Erfüllung obiger Bedingungen:

$$(1) \quad y = e_a = x - x^n = (1 - x^{n-1})x.$$

$$F = E_a = \int_0^1 e_a dx = \frac{n-1}{2(n+1)}; \quad 0 \leq x \leq 1$$

$$S = E_a x_D = \int_0^1 (1-x)e_a dx = \frac{1}{6} - \frac{1}{(n+1)(n+2)}$$

$$(1a) \quad x_D = \frac{S}{F} = \frac{1}{3} \cdot \frac{(n+1)(n+2) - 6}{(n-1)(n-2)}$$

Da E_a und x_D bekannt sind, erhält man durch Auswertung der Gl. (1a) sofort einen Anhaltspunkt für die Größe des unbekanntes Exponenten n , Tabelle 1.

Tabelle 1 zur ungefähren Bestimmung von n .

$n =$	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$x_D =$	0,500	0,467	0,445	0,428	0,417	0,408	0,400	0,393	0,389

Diese Form der Gleichungen ist für die Praxis nicht angenehm, da auch gebrochene Exponenten n auftreten können. Als Koordinatenanfangspunkt der Kurve muß der Fußpunkt der Abstützung eingesetzt werden. Außerdem ist diese Art von Kurven sehr stark ausgebaucht, was kaum der wirklichen Spannungsverteilung entsprechen wird.

Es wird daher als Näherungslösung die Gleichung einer Parabel 2. Ordnung angesetzt (Abb. 5), die gut brauchbar ist. Der dabei gemachte Fehler wird größenordnungsmäßig festgestellt und abgewogen.

¹⁾ K. v. Terzaghi, Relation between lateral yield of support and the lateral pressure on the support. Proceedings of the international conference on soil mechanics and foundation engineering. Cambridge, Mass., 1936.

²⁾ A. Spilker, Mitteilungen über die Messung der Kräfte in einer Baugrubensteifung. Bautechn. 1937, Heft 1, S. 16.

³⁾ H. Preß, Steifendrucke und ihre Veränderung mit dem Baufortschritt. Bautechn. 1938, Heft 29, S. 383.

⁴⁾ J. Ohde, Zur Theorie des Erddrucks unter besonderer Berücksichtigung der Erddruckverteilung. Bautechn. 1938, Heft 10/11, S. 150ff.

⁵⁾ L. Rendulic, Der Erddruck im Straßen- und Brückenbau. Berlin 1938, S. 33.

⁶⁾ H. Homberg, Graphische Untersuchung von Fangedämmen und Ankerwänden. Mitt. aus dem Gebiete des Wasserbaues und der Baugrundforschung, Heft 8. Berlin 1938, Wilhelm Ernst & Sohn.

Bestimmung der Gleichung der Parabel.

Es ist:

$$(2) \quad y = e_a = a_0 + a_1 x + a_2 x^2.$$

Bedingungsgleichungen:

1. $E_a = F = \int_0^h c_a dx.$
2. $E_a x_D = S = \int_0^h e_a x dx.$
3. $x = h \quad e_a = 0 \quad a_0 = -a_1 h - a_2 h^2.$
 $e_a = -a_1 h - a_2 h^2 + a_1 x + a_2 x^2.$

$$E_a = \int_0^h e_a dx = \int_0^h (a_1 h - a_2 h^2 + a_1 x + a_2 x^2) dx$$

$$E_a = \left[-a_1 h x - a_2 h^2 x + a_1 \cdot \frac{x^2}{2} + a_2 \cdot \frac{x^3}{3} \right]_{x=0}^{x=h}$$

$$E_a = -a_1 h^2 - a_2 h^3 + a_1 \cdot \frac{h^2}{2} + a_2 \cdot \frac{h^3}{3}$$

$$E_a = -\frac{a_1 h^2}{2} - \frac{2 a_2 h^3}{3}$$

$$E_a x_D = \int_0^h e_a x dx = \int_0^h (-a_1 h - a_2 h^2 + a_1 x + a_2 x^2) x dx$$

$$E_a x_D = \left[-a_1 h \cdot \frac{x^2}{2} - a_2 h^2 \cdot \frac{x^2}{2} + a_1 \cdot \frac{x^3}{3} + a_2 \cdot \frac{x^4}{4} \right]_{x=0}^{x=h}$$

$$E_a x_D = -a_1 \cdot \frac{h^3}{2} - a_2 \cdot \frac{h^4}{2} + a_1 \cdot \frac{h^3}{3} + a_2 \cdot \frac{h^4}{4}$$

$$E_a x_D = -a_1 \cdot \frac{h^3}{6} - a_2 \cdot \frac{h^4}{4} \quad x_D = c \cdot h.$$

Die Bedingungsgleichungen sind:

$$\frac{h^2}{2} \cdot a_1 + \frac{2 h^3}{3} \cdot a_2 = -E_a$$

$$\frac{h^3}{6} \cdot a_1 + \frac{h^4}{4} \cdot a_2 = -E_a x_D$$

Nach Zwischenrechnung erhält man:

$$a_1 = \frac{6 E_a (3 - 8 c)}{12 E_a (1 - 3 c) h^2}$$

$$a_2 = \frac{6 E_a (1 - 2 c)}{12 E_a (1 - 3 c) h^3}$$

$$a_0 = \frac{6 E_a (1 - 2 c)}{h}$$

$$(2) \quad e_a = a_0 + a_1 x + a_2 x^2.$$

Die gefundene Gleichung der Erddruckverteilung lautet dann:

$$(3) \quad e_a = \frac{6 E_a (1 - 2 c)}{h} - \frac{6 E_a (3 - 8 c)}{h^2} \cdot x + \frac{12 E_a (1 - 3 c)}{h^3} \cdot x^2,$$

darin ist $c = \frac{x_D}{h}$.

x_D kann graphisch oder nach der Gleichung für Angriffspunkt D

$$(4) \quad x_D = \frac{h \operatorname{ctg} \delta_a + \operatorname{ctg} \vartheta_a}{3 \operatorname{ctg} \delta_a}$$

bestimmt werden.

Die erhaltene Kurve der Spannungsverteilung der Erddruckkräfte beginnt an der Erdoberfläche mit dem Werte $e_a = a_0$. Das widerspricht den bisher üblichen Annahmen, daß an der Erdoberfläche der Erddruck mit dem Werte Null beginnt. Aus Abb. 5 u. 8 erkennt man, daß die gewählte Spannungsverteilung nur sehr wenig von dem möglichen Grenzwerte des Gleichgewichts der Erdteilchen, dem Erdwiderstand, abweicht. Der Erdwiderstand ist ein Minimalwert. Die Erdteilchen an der Erdoberfläche können erst ausweichen, wenn der Erdwiderstand überschritten ist. Der Erdwiderstand beträgt aber größenordnungsmaßig ein Vielfaches des Erddrucks. Die Möglichkeit des Ausweichens der Erdteilchen besteht daher nur unmittelbar an der Erdoberfläche. In ganz geringer Tiefe darunter hat der Erdwiderstand schon eine derartige Größe erreicht, daß ein Herausquetschen bei den angegebenen Pressungen unmöglich ist.

Weiter wird die angesetzte Spannungsverteilung gestützt durch die übliche Annahme, bei der Berechnung der Bodenpressungen von körnigen Böden mit einer Kantenpressung zu rechnen, die größer als Null ist. Da auch hier die Erdteilchen unmittelbar an der Fundamentkante ausweichen können, ergibt sich theoretisch, daß an der Kante die Bodenpressung Null sein muß und erst unter dem Baukörper schnell ansteigen wird.

Die angesetzte parabolische Spannungsverteilung der Erddruckkräfte (Gl. 3) entspricht daher den üblichen Annahmen und darf, da der Fehler klein ist, als zulässig bezeichnet werden.

Es soll nunmehr durch Nachrechnung der Spilkerschen Messungen nachgewiesen werden, daß der obere Grenzwert der Spannung wirklich auftritt.

Nachrechnung der Spilkerschen Messungen an Baugrubenaussteifungen.

Aus den angegebenen Steifendrücken (Abb. 6) lassen sich die Größe der Erddruckkraft E_a und ihr Angriffspunkt bestimmen.

Allgemeine Angaben.

Die Tiefe der Baugrube beträgt 11,75 m, der Steifenabstand 2,0 m. Das Raumgewicht des Bodens beträgt $\gamma = 1,7 \text{ t/m}^3$, die Reibungswinkel $\varrho = 37^\circ$ und $\delta_a = 26^\circ$.

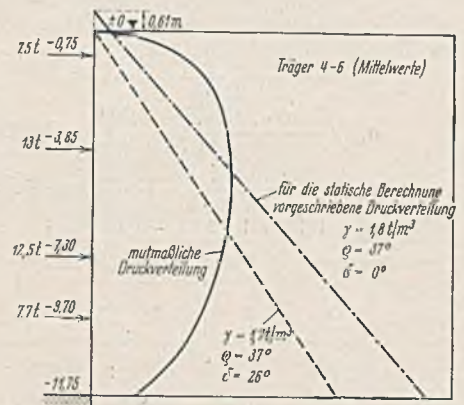


Abb. 6.

Berechnung der Größe und des Angriffspunktes der Erddruckkraft.

Steifendruck	Abstand	Moment
7,50 t	0,75 m	= 5,60 tm
13,00 t	3,85 "	= 50,00 "
12,50 t	7,30 "	= 91,20 "
7,70 t	9,70 "	= 74,70 "
$E_a' = 40,70 \text{ t}$		$M = 221,50 \text{ tm}$
	$x_D = \frac{221,50}{40,70} = 5,44 \text{ m}$	

Die Erddruckkraft greift in 5,44 m Abstand von der Erdoberfläche an. Die Erddruckkraft für 1 lfdm beträgt $E_a' = 20,35 \text{ t}$.

Das entspricht einem λ_a -Werte von

$$\lambda_a = \frac{2 E_a'}{\gamma h^2 \cdot \cos \delta_a} = 0,193;$$

nach Krey würde sich für $\varrho = 37^\circ$ und $\delta_a = 26^\circ$, $\lambda_a = 0,227$ ergeben.

Der aufgetretene Erddruck ist geringer als der nach der Erddrucktheorie errechnete Höchstwert. Diese Erscheinung liegt im Wesen des Erddrucks begründet. Es wird sich in diesem Falle nicht die ungünstigste Gleitfläche unter dem Winkel ϑ_a ausgebildet haben, sondern eine andere benachbarte Gleitfläche, die aber einen geringeren Erddruck ergibt.

Mit Hilfe der Culmannschen E_a -Linie wird diese aufgetretene Gleitfläche festgestellt und der zugehörige Angriffspunkt der Erddruckkraft ermittelt.

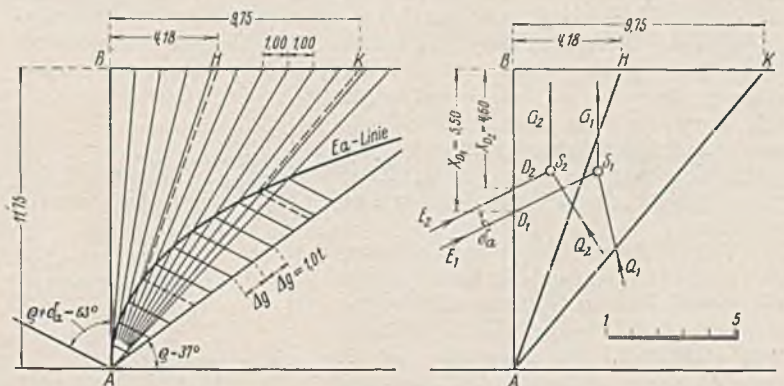


Abb. 7a u. b.

In Abb. 7a sind die beiden Gleitflächen AH und AK eingetragen, die einen Erddruck $E_a' = 20,35 \text{ t}$ erzeugen. Abb. 7b zeigt die beiden möglichen Gleitkette ABH und ABK, ihre Schwerpunkte S_1 und S_2 , die Angriffspunkte D_1 und D_2 der Erddruckkräfte. Es ist $x_{D1} = 5,50 \text{ m}$ und $x_{D2} = 4,60 \text{ m}$. Nach den Messungen von Spilker ergab sich ein Wert von $x_D = 5,44 \text{ m}$, der sehr gut mit x_{D1} übereinstimmt. Der Unterschied zwischen dem gemessenen Wert $x_D = 5,44 \text{ m}$ und dem nach vorstehenden Ausführungen ermittelten Wert $x_{D1} = 5,50 \text{ m}$ beträgt nur 1%.

Es ist daher anzunehmen, daß sich in Wirklichkeit auch die Gleitfläche AK ausgebildet hat und der obere Grenzwert der Spannungsverteilung vorliegt.

Berechnung der Spannungsverteilungskurve der Erddruckkräfte e_a .

$E_a' = 20,35 \text{ t}$ $x_D = 5,44 \text{ m}$ $h = 11,75 \text{ m}$

$c = \frac{x_D}{h} = 0,463$ $e_a = a_0 + a_1 x + a_2 x^2$

(3) $e_a = \frac{6 E_a' (1 - 2c)}{h} - \frac{6 E_a' (3 - 8c)}{h^2} \cdot x + \frac{12 E_a' (1 - 3c)}{h^3} \cdot x^2$

$a_0 = \frac{6 \cdot 20,35 (1 - 0,926)}{11,75} = 0,77$

$a_1 = -\frac{6 \cdot 20,35 (3 - 3,704)}{11,75^2} = 0,623$

$a_2 = \frac{12 \cdot 20,35 (1 - 1,389)}{11,75^3} = -0,0587$

(3a) $e_a = 0,77 + 0,623 x - 0,0587 x^2$.

Punkt $x =$	0	2	4	6	8	10	11,75 m
$a_0 =$	0,770	0,770	0,770	0,770	0,770	0,770	0,770 t/m
$a_1 x =$	—	1,246	2,495	3,740	4,980	6,230	7,330 t/m
$a_2 x^2 =$	—	-0,235	-0,940	-2,110	-3,760	-5,870	-8,100 t/m
$e_a =$	0,770	1,781	2,325	2,400	1,990	1,130	0,00 t/m

Die ermittelte Spannungsverteilung im Vergleich zu den Ergebnissen von Spilker und der klassischen Erddrucktheorie zeigt Abb. 8.

Der obere Grenzwert der Spannungsverteilung stimmt gut mit den Messungen von Spilker überein.

Vorschlag für den Rechnungsgang zur Ermittlung des oberen Grenzwertes der Spannungsverteilung der Erddruckkräfte.

1. Bestimmung der Bodenkonstanten usw.;
2. Ermittlung der Größe des Erddrucks E_a und der ungünstigsten Gleitfläche φ_a (nach Krey);

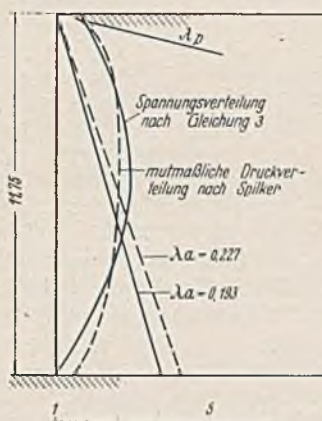


Abb. 8.

3. Ermittlung des Angriffspunktes D der Erddruckkraft E_a , graphisch oder nach Gl. (4);
4. Auswertung der Gl. (3) und Aufzeichnung der Spannungsverteilungskurve;
5. Berechnung der Steifendrucke.

Selbstverständlich muß unter 3. der Größtwert des Erddrucks E_a eingesetzt werden. Wie bei allen Erddruckberechnungen ist in diesem Werte noch eine gewisse Sicherheit vorhanden⁷⁾.

Es besteht durchaus die Möglichkeit, daß der abgeleitete obere Grenzwert der Spannungsverteilung auch bei anderen Stützwerken auftreten kann.

Vergleicht man dieses Ergebnis mit den zur Zeit vorgeschlagenen, neueren Verfahren zur Bemessung der Flügelmauern von Brücken, so kann man folgende Übereinstimmungen bzw. Unterschiede feststellen. Bei der Berechnung der Flügelmauern soll ein doppelt so großer Erddruck⁸⁾ angesetzt werden, als er sich nach der Coulombschen Theorie ergibt. Die Spannungsverteilung wird dreieckförmig beibehalten. Horizontalkraft und Erddruckmoment um die Bodenfuge sind daher doppelt so groß wie früher.

Auch bei der Ermittlung des Erddruckmomentes mit dem abgeleiteten oberen Grenzwerte der Spannungen erhält man Werte, die fast doppelt so groß wie die nach der klassischen Erddrucktheorie berechneten Momente sind. Die Spannungsverteilung ist jedoch parabolisch angesetzt, die Erddruckkraft hat dieselbe Größe wie bei der bisher üblichen Berechnungsart.

Die vorgeschlagenen Werte des Erddrucks⁹⁾ sollen angewendet werden, um Kippbewegungen der Stützmauern zu vermeiden. Sie sind für starr gestützte Konstruktionen ermittelt worden. Da der Baugrund unter den Flügelmauern meist nicht starr ist, werden auch geringe elastische Verschiebungen der Stützwerke auftreten. Es ist daher m. E. nicht erforderlich, mit dem doppelten Erddruck zu rechnen, sondern es genügt, den oberen Grenzwert der Spannungen in die Berechnung einzuführen. Es sind dann gegenüber der Berechnung als unnachgiebige Stützwerke Ersparnisse in den Abmessungen zu erzielen, da die aufzunehmenden waagerechten Kräfte nicht so groß sind. Kippbewegungen der Flügelwände sind auch bei dieser Berechnungsart nicht zu erwarten.

⁷⁾ A. Agatz, Der Kampf des Ingenieurs, S. 273. Berlin 1936.

⁸⁾ L. Casagrande, Die Hinterfüllung der Bauwerke. Die Straße 1938, Heft 20.

⁹⁾ P. Müller, Erddruck, neueste Erkenntnisse und Folgerungen. B. u. E. 1939, Heft 10.

Alle Rechte vorbehalten.

Die perspektivische Zeichnung.

Von Stud.-Rat Dipl.-Ing. Friedrich Geiger, Erfurt.

Auf allen Gebieten des Ingenieurbaus ist ein perspektivisches Bild für die Entscheidung zur Ausführung eines Entwurfs von großer Bedeutung. Gerade dieses Bild zeigt auch dem sonst so gut geschulten räumlich denkenden Ingenieur noch so vieles, was er nicht immer voraussehen kann. Die großen Bauwerke unserer Zeit verlangen in geschmacklicher Richtung eine Sauberkeit und Reinheit ihrer Form- und Linienführung, die uns erst das perspektivische Bild vermitteln kann. Neben dem Modellbau und den wirklichkeitsgroßen Atrappen großer Bauwerke steht das Bild der Zeichnung, die Sprache des gestaltenden Konstrukteurs.

Viele bildliche Darstellungen entstehen der Freihandzeichnung des Künstlers, der aus den gebundenen Ansichten und Schnitten einer Entwurfzeichnung das entstehende Bild entwickelt. Es seien nur an die mannigfaltigsten Beispiele des Hoch- und Brückenbaues erinnert.

Der vorliegende Aufsatz zeigt an einigen Beispielen die Anwendung der perspektivischen Projektion, die aus dem maßstäblichen Auf-, Grund- und Seitenriß eines Entwurfs entsteht und sehr schnell ein räumliches Bild des gesuchten Gegenstandes gibt.

Theoretische Unterlagen.

Von den vielen Arten der Perspektive soll für die vorliegende Arbeit die Eckperspektive mit Teilpunkten herausgegriffen werden. Während beim Projektionszeichnen

sämtliche Projektionslinien senkrecht zur entsprechenden Projektionsebene laufen und untereinander parallel sind, laufen in der Perspektive die Sehstrahlen nach einem Punkte, dem Augenpunkte. Statt verschiedener Projektionsebenen in der Parallelprojektion haben wir in der Perspektive — auch Zentralprojektion genannt — nur eine Ebene, die Bildebene.

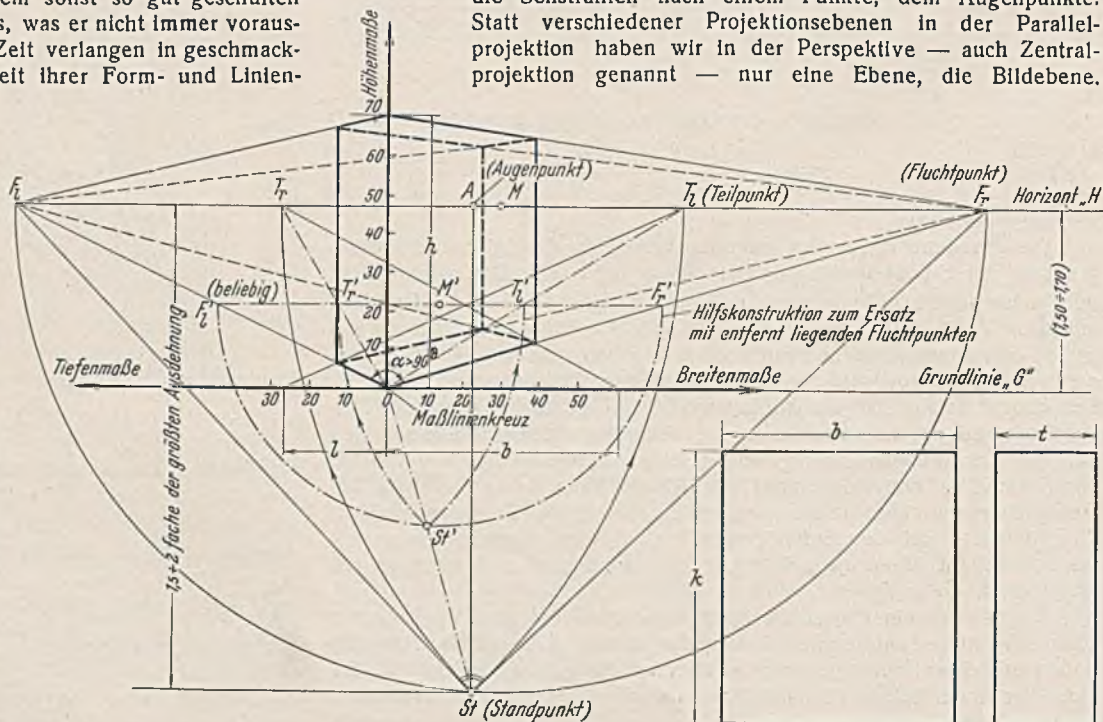


Abb. 1.

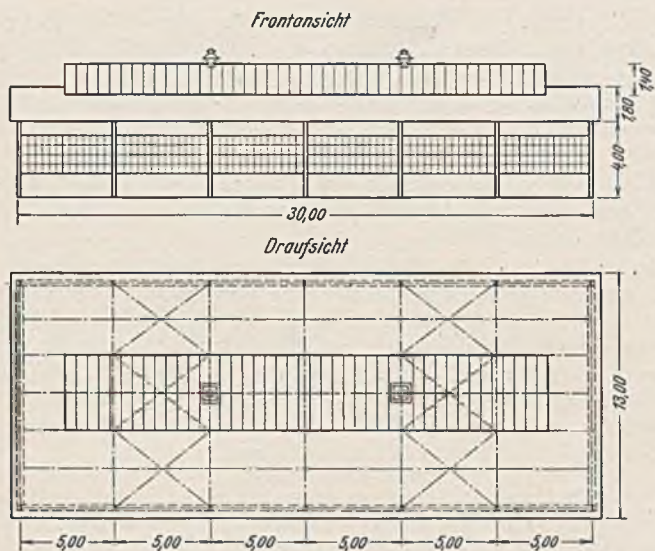


Abb. 2.

Sie liegt zwischen Auge und Gegenstand. Verlaufen Körperkanten schiefwinklig zur Bildebene, so wendet man mit Vorteil die Eckperspektive mit Teilpunkten an.

Um hierbei von der Grundlinie die Maße nach der perspektivischen Darstellung übertragen zu können, bedient man sich der Teilpunkte. Die wirklichen Maße werden also mit den Teilpunkten perspektivisch verkürzt. In Abb. 1 ist der Konstruktionsgang der Eckperspektive an einem einfachen Prisma zeichnerisch dargestellt. Man beginnt mit dem maßstäblichen Auftragen der Grundlinie und des Horizontes. Die Ent-

Schenkel den Standpunkt. Da in jedem Halbkreis jeder eingezzeichnete \sphericalangle ein rechter ist, so beschreibt man also über F_l und F_r einen Halbkreis, und jeder Punkt auf dem Kreisbogen ist der Scheitelpunkt eines rechten Winkels. Jeder beliebige Punkt auf der Halbkreislinie kann dann als Standpunkt angenommen werden. Bei Bestimmung des Standpunktes achte man auf die Entfernung $H-St$, die bei dieser Konstruktion von der Horizontlinie aus gemessen wird. Diese Entfernung soll

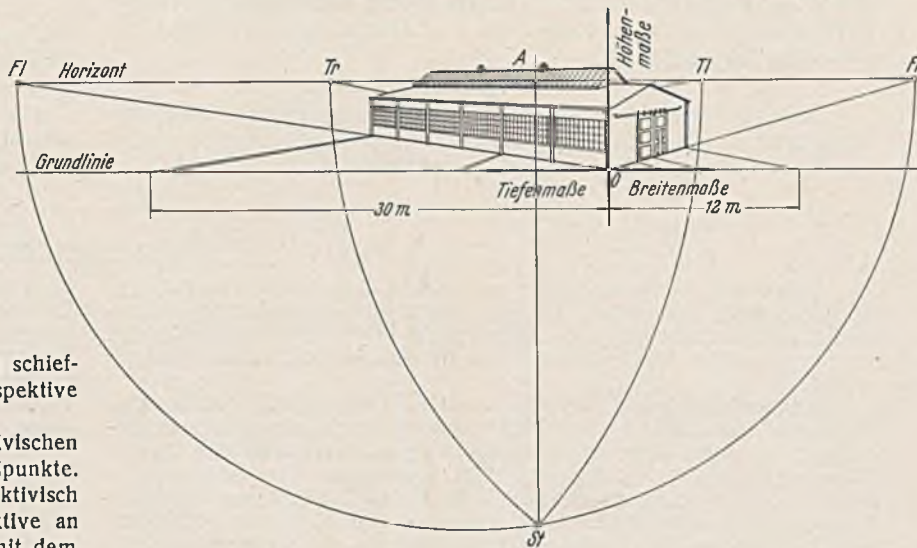


Abb. 3.

mindestens also das 1,5- bis 2fache der größten Ausdehnung am darzustellenden Körper sein. Weiterhin vermeide man, den Standpunkt zu sehr nach der Schmalseite des Körpers hin zu nehmen, da sonst die Verzerrung der Breitenseite sehr groß wird. Eine günstige Körperbildung ist immer abhängig von der Wahl des Standpunktes.

Nunmehr werden von F_l mit dem Halbmesser F_l-St und von F_r mit dem Halbmesser F_r-St die Teilpunkte T_l und T_r auf der Horizontlinie ermittelt. Man nimmt also die Strecke F_l-St in den Zirkel und beschreibt damit einen Kreisbogen, der die Horizontlinie in T_l schneidet. Genau so verfähre man mit der Bestimmung des Teilpunktes T_r . In „O“ der Grundlinie wird eine Senkrechte errichtet, die als Höhenmaßlinie gilt. Damit ist das Achsenkreuz der Maßantragung festgelegt. Auf der Grundlinie der Abszissen trägt man von „O“ aus nach links die Tiefenmaße und nach rechts die Breitenmaße an. Die so gefundenen Maßpunkte werden mit den entsprechenden Teilpunkten verbunden.

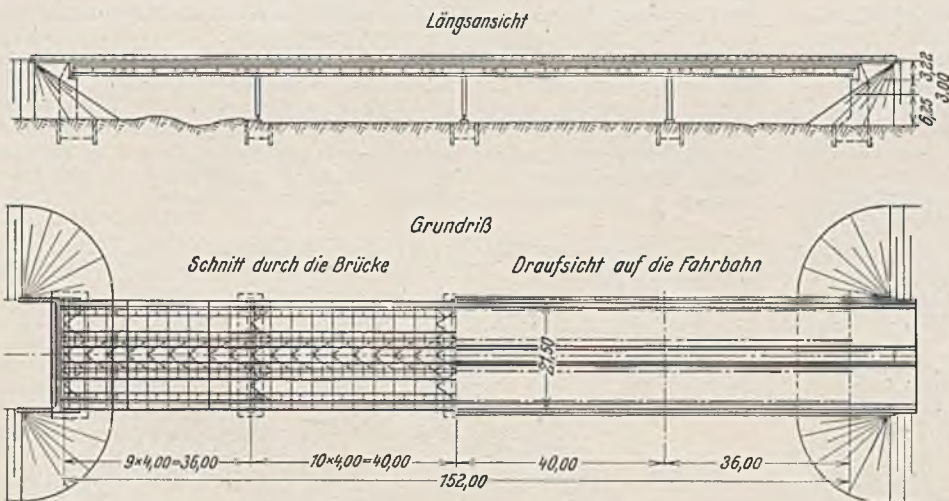


Abb. 4.

fernung der Horizontlinie von der Grundlinie ist abhängig von der Bildwirkung. Zu tiefe Lage des Horizontes, also Auge, ergibt „Froschperspektiven“. Hohe Lage „Vogelperspektiven“. Die Normalaugenhöhe liegt bei 1,65 m.

Zwischen der Grundlinie und der Horizontlinie zeichnet man einen stumpfen Winkel, der mit dem Scheitelpunkt „O“ auf der Grundlinie aufliegt, ein. Man vermeide, die beiden Schenkel des Winkels gleichlang anzulegen, da dadurch ein langweiliges Bild entstehen würde. Gleichgültig ist es, ob der längere Winkelschenkel nach rechts oder nach links verläuft. Die Schnittpunkte der Winkelschenkel mit der Horizontlinie ergeben die Fluchpunkte F_l und F_r . Damit hat man den perspektivischen Verlauf der vorderen Körperkanten festgelegt. Will man jetzt den Standpunkt bestimmen, so ziehe man zu zwei rechtwinklig zueinander stehenden Körperkanten Parallelen, die im Standpunkte als rechter Winkel zusammenstoßen. F_l und F_r sind die Fluchpunkte zweier rechtwinklig zueinander stehenden Körperkanten. Man errichtet also über F_l und F_r ein rechtwinkliges Dreieck und findet im Schnittpunkte der beiden

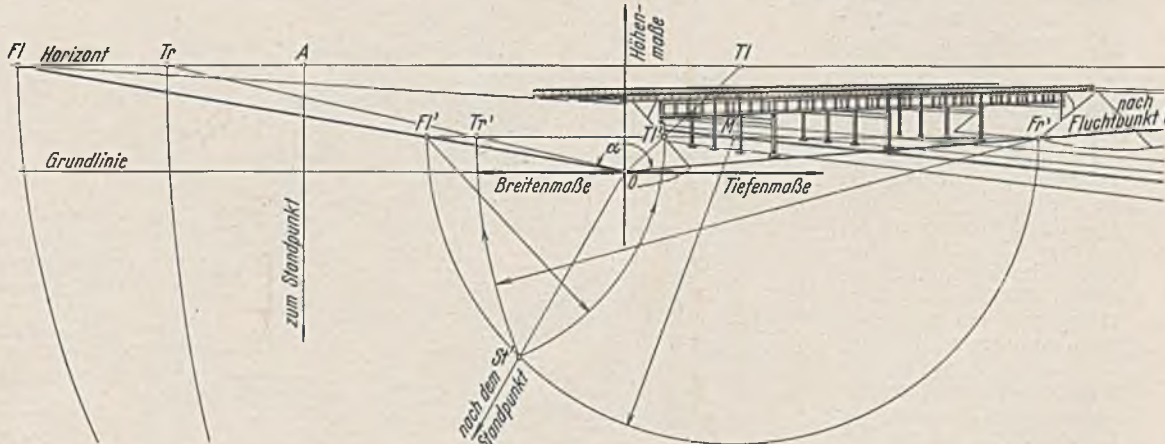


Abb. 5.

Also Breitenmaße mit T_r und Tiefenmaße mit T_l . Auf den perspektivischen Körperkanten $O-F_r$ und $O-F_l$ erhält man damit die perspektivischen Breiten- bzw. Tiefenmaße. In den gefundenen Punkten werden Parallelen zur Höhenmaßlinie gezogen. Die in der Höhenmaßlinie angetragenen Höhen werden mit den Fluchpunkten F_l und F_r verbunden, und man erhält in den Schnittpunkten dieser Linien mit den Parallelen die per-

spektivischen Körperecken. Die senkrechte Linie vom Standpunkt zur Horizontlinie liefert den Augenpunkt „A“. Für den Fall, daß die Fluchtpunkte weit außerhalb der Zeichenebene fallen, ist in Abb. 1 eine Hilfskonstruktion eingetragen worden, die es immer erlaubt, die Teilpunkte zu ermitteln. Man zieht in dem stumpfen perspektivischen Winkel zur Grundlinie eine Parallele und zeichnet über diese einen Halbkreis. Der Hilfsstandpunkt St' liegt dann auf der Verbindungslinie vom Nullpunkte O des Achsenkreuzes mit dem wirklichen Standpunkt auf diesem Halbkreis. Die Hilfsteilpunkte T'_l und T'_r erhält man durch die Kreisbogen $F'_l - St'$ und $F'_r - St'$ um F'_l bzw. F'_r . Die verlängerte Verbindungslinie dieser Hilfsteilpunkte mit dem Nullpunkte des Maßlinienkreuzes liefert die gesuchten Teilpunkte.

Anwendungsbeispiele.

Das erste Beispiel wird dem Stahlhochbau entnommen. Von einer Werkstatthalle wie diese in den Hauptansichten in Abb. 2 aufgezeichnet wurde, ist ein perspektivisches Bild zu zeichnen.

In Abb. 3 wurde die Eckperspektive in der vorausbesprochenen Weise durchgeführt. Das Maßlinienkreuz wurde in die vorderste Gebäudekante gelegt. Die Entfernung der Horizontlinie von der Grundlinie wurde so groß angenommen, daß als Gesamtbild eine Perspektive entstand, die über alle Baueinheiten ausreichend Aufschluß gibt.

Als zweites Beispiel wird die in Abb. 4 dargestellte Reichsautobahnbrücke aus dem gegebenen Längsriß und Grundriß perspektivisch aufgezeichnet (Abb. 5).

Ergebnis: Die beiden Beispiele des Hoch- und Brückenbaues zeigen die leichte Anwendung einer perspektivischen Konstruktion. Sie geben gute Bilder der Wirklichkeit und lassen sich auch von weniger im Freihandzeichnen geübten Konstrukteuren sauber zeichnen. Dies sollte das Ziel dieses Aufsatzes sein. Der Konstrukteur am Reißbrett soll mit seinem üblichen Zeichengerät in der Lage sein, von jedem Entwurf ein Bild zu zeichnen, so wie es der Beschauer sieht.

Vermischtes.

Ernennung. Oberregierungs- und -baurat Gaye, unser langjähriger hochgeschätzter Mitarbeiter, ist zum Ministerialrat im Reichsverkehrsministerium ernannt worden. Ministerialrat Gaye verwaltet ein Referat für bautechnische Angelegenheiten der Reichswasserstraßenverwaltung.

Schneeräumtagung in Berlin. Auf Grund des vom Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen 1938 erlassenen Preisausschreibens zur Erlangung leistungsfähiger Schneeräumgeräte¹⁾ haben verschiedene Firmen Räumgeräte für die wettbewerbsmäßige Prüfung zur Verfügung gestellt. Wenn auch der verspätete Schneefall im Winter 1938/39 den Einsatz der Geräte nicht in dem gewünschten Umfange zuließ, so wurden doch durch das Preisausschreiben nützliche Erkenntnisse für die Weiterentwicklung der Schneeräumgeräte erzielt. Diese Erfahrungen zu verwerten und neue Anregungen zu sammeln, war der Zweck der Arbeitstagung, die am 14. Juli im VDI-Haus in Berlin unter Leitung des Sachbearbeiters beim Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen, Ministerialrat Auberlen, stattfand. Dieser teilte die Ergebnisse des Preisausschreibens mit und wies darauf hin, daß das Jahr 1938 zwar beachtliche Fortschritte in der Entwicklung der Schneeräumgeräte gebracht habe, daß aber die günstigste Endentwicklung noch nicht erreicht sei. Der Generalinspektor Dr. Todt habe sich daher entschlossen, ein neues Preisausschreiben für das Jahr 1939/40 herauszugeben.

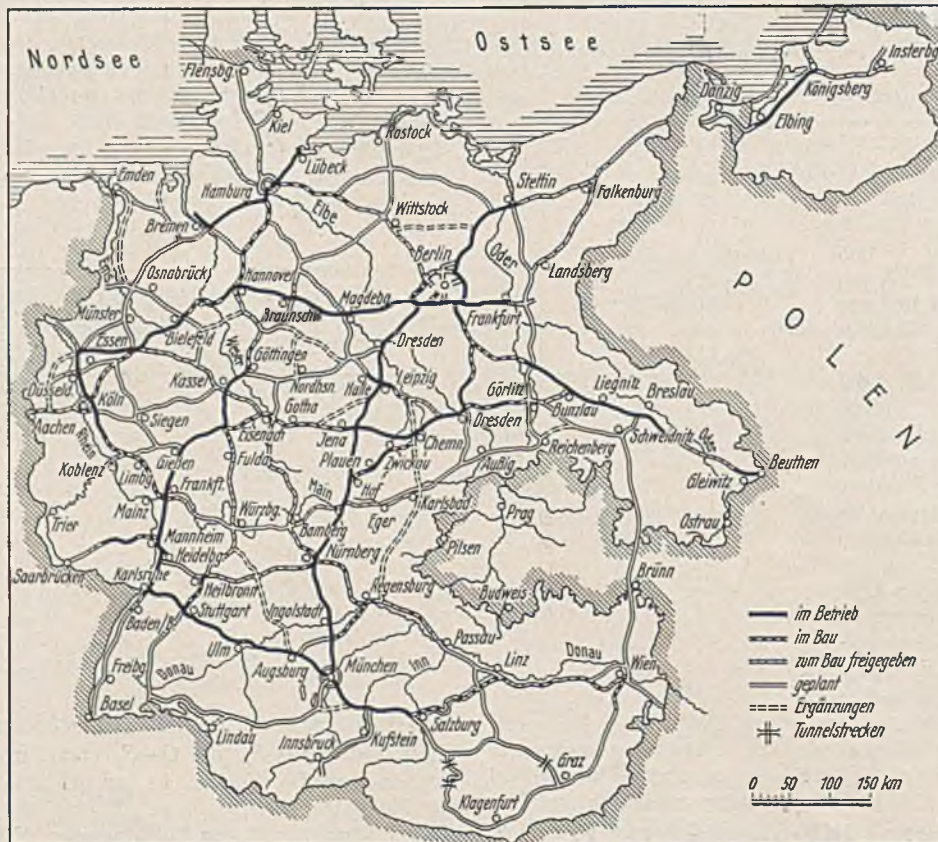
Einen Einblick in die Aufgaben der Schneeräumung gab der Vortrag des Oberingenieurs Croce vom Bayerischen Revisionsverein in München. Die Kosten der Schneeräumung sind hoch; bei den Reichsautobahnen entfielen im Jahre 1938/39 auf den Winterdienst, also auf Schneeräumung und Sandstreuen, mehr als 20% der gesamten Betriebsausgaben. In Bayern kostete die Wegschaffung der dort gefallenen 160 Mill. m³ Schnee rd. 2,4 Mill. RM. Die Herstellung leistungsfähiger und wirtschaftlicher Schneeräumgeräte ist daher besonders von wirtschaftspolitischer Bedeutung. — Oberstleutnant Schanze vom Heereswaffenamt sprach über die Eigenschaften, die für Schneeräumung geeignete Schubfahrzeuge haben müssen. Kräftige Motoren, starke Kupplungen, stark bemessene Getriebe mit zahlreichen Getriebestufen seien notwendig für derartige Fahrzeuge, weil bei der Schneeräumung große Stoßarbeit zu leisten sei und die schwerste Arbeit sich bei geringer Geschwindigkeit abspiele. 1938 ist die Schneeräumung in ein neues Stadium getreten, weil zu den bisherigen, im allgemeinen weniger schneereichen Gebieten des Altreiches nun Schneegebiete wie die Ostmark, das Sudetenland und das Protektorat Böhmen und Mähren hinzugekommen sind. Damit hat auch die Frage der Schneeräumung auf den Straßen noch an

Wichtigkeit gewonnen. Als Schubfahrzeuge kämen vor allem die normalen Lastkraftwagen in Frage. Sonderfahrzeuge seien im allgemeinen abzulehnen, weil sie während des Jahres nur wenig ausgenutzt würden; sie sind nur für wirkliche Ausnahmefälle berechtigt, also für Alpenstraßen, für das Öffnen von Alpenpässen, auf keinen Fall aber für das Mittelgebirge und Flachland. Ein Haupt Gesichtspunkt bei der Entwicklung von Schneeräumgeräten muß daher sein, daß das dazu erforderliche Schubfahrzeug aus dem Bestande der Kraftfahrzeugwirtschaft entnommen werden kann.

Italiens Industrie der Steine und Erden. Die Deutsche Arbeitsfront veranstaltet in der Zeit vom 15. bis 27. Oktober 1939 eine Wirtschaftskundliche Studienfahrt, die die Teilnehmer u. a. mit der Gewinnung und Bearbeitung des Marmors und Porphyrs sowie mit den Materialprüfungsanlagen und Ämtern, mit den neu geschaffenen Siedlungen und Städten in den trockengelegten ehemaligen Pontinischen Sümpfen bekannt macht. Die Fahrt beginnt und endet in München; sie gliedert sich in vier Abschnitte: 1. Porphyry in der Umgebung Mailands; 2. Marmorbrüche und Marmorwerke bei Carrara; 3. Alte und neue Bauten im „Ewigen Rom“; 4. Venedig, Stadt der Brücken und Kanäle. Die Reise kostet 295 RM. Ein genauer Fahrtenplan kann bei der Deutschen Arbeitsfront, Amt für Berufserziehung und Betriebsführung, Wirtschaftskundliche Studienfahrten, Berlin-Zehlendorf, Teitower Damm 87 bis 91, und bei den Gauverwaltungen der Deutschen Arbeitsfront abgefordert werden.

Aus dem Geschäftsbericht der Reichsautobahnen über das 6. Geschäftsjahr 1938¹⁾. Die Schaffung des Großdeutschen Reiches durch den Führer im Jahre 1938 brachte den Reichsautobahnen eine erhebliche Vergrößerung des geplanten Netzes und die beschleunigte Inangriffnahme neuer Strecken. Schon am 7. April 1938 fand (bei Salzburg) der erste Spatenstich zum Bau der Reichsautobahnen in der Ostmark statt, und am 1. Dezember folgte (bei Eger) der erste Spatenstich zum Bau im Sudetenlande. Durch die am 20. Mai 1938 neu errichteten Obersten Bauleitungen Linz und Wien hat sich die Zahl der OBL von 15 auf 17 erhöht. Die Zahl der Bauabteilungen ist 1938 von 92 auf 107 gestiegen, darunter sind die Bauabteilungen Köln 3 (Rheinbrücke) und Frankenthal; 10 Bauabteilungen wurden aufgelöst. Zur Vorbereitung des Baues neuer Strecken in der Ostmark wurde eine Planungsstelle in Villach eingerichtet und der OBL München unterstellt.

Am 15. Dezember wurde der 3000. Kilometer feierlich dem Verkehr übergeben; am Jahresende standen 3065 km Streckenlänge dem Verkehr zur Verfügung, 1051 km sind 1938 fertiggestellt worden. Von den



Netz der Reichsautobahnen am 31. 12. 1938.

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1938, Heft 18, S. 234; Heft 38, S. 500.

¹⁾ Über den Geschäftsbericht 1937 siehe Bautechn. 1938, Heft 28, S. 371.

42 neu in Betrieb gesetzten Teilstrecken seien erwähnt: Sagan—Forst-Ost (Hauptstrecke Breslau—Berlin) mit 37 km, Treuen—Pirk (Hauptstrecke Chemnitz—Hof) mit 21 km, Potsdam/Beelitz—Rangsdorf/Hallesches Tor (Hauptstrecke Berliner Ring/Südtangente) mit 29 km, Nürnberg—Bratzhof (Hauptstrecke Berlin—München) mit 101 km, Bratzhof—Dirnismaning mit 42 km und Berlin—Schkeuditz mit 117 km, Recklinghausen—Brackwede—Herford (Hauptstrecke Ruhrgebiet—Hannover) mit 131 km, Dresden—Ruhland (Hauptstrecke Dresden—Berlin) mit 44 km, Limbach—München (Hauptstrecke Stuttgart—München) mit 93 km und Breslau—Brieg (Hauptstrecke Breslau—Gleiwitz) mit 41 km und Gleiwitz—Bischofstal mit 20 km. Außerdem waren Ende 1938 1383 km im Bau und 2449 km in der Bauvorbereitung.

Das vorläufige Netz nach dem Stande vom 31. Dezember 1938 zeigt die Abbildung.

Beim Bau wurden 62,9 Mill. m³ Erdarbeiten ausgeführt und 13,98 Mill. m² Fahrbahndecken hergestellt; von letzteren entfallen auf Betondecken 12,23 Mill. m², auf bituminöse Decken 1,3 Mill. m² und auf Pflasterdecken 0,45 Mill. m².

Der bisherige Regelquerschnitt der Autobahnen mit 24 m Breite hat sich als zu schmal erwiesen. Auf den Hauptstrecken wurde daher, soweit der Bauzustand es noch gestattete, die Breite der äußeren befestigten Randstreifen von 1 m auf 2,25 m, die Gesamtkronenbreite somit auf 26,50 m umgestellt.

Die Zahl der fertiggestellten Brücken (und Durchlässe über 2 m Lichtweite) wurde um 1130 auf rd. 4500 erhöht. Rund 600 Bauwerke waren am Jahreschluß noch im Bau. Von den insgesamt 5100 Bauwerken sind 890 Stahlbrücken, 3650 Eisenbetonbrücken, 50 Holzbrücken (Jagdsteige) und 510 gewölbte Brücken (aus Naturstein-, Klinkermauerwerk oder Stampfbeton). Zur Ersparung von Gußstahl wurden vielfach Eisenbeton- oder Granitlager eingebaut. Als wichtigste Brücken seien erwähnt: Talübergang Wildau, Dahmebrücke; Brücke bei Burg Rabenstein; Triebtalbrücke, Göltzschtalbrücke; Brücke über die Schwarze Elster; Brücken über den Dortmund-Ems-Zweikanal und den Lippe-Seitenkanal; Elbebrücke bei Dessau; Aulatalbrücke; Talbrücken Hollenbach, Bruchermühle, Einstedelstein; Talbrücke Logebach; Brücke über den Elbingfluß; Holledaubrücke; Saalachbrücke; Brücke über den Donau-Main-Ludwigskanal; Reichsstraßenbrücke über die Enz.

Die Auftragsumme betrug bei rd. 200 Brücken je über 500 000 RM, bei rd. 1020 je 100 000 bis 500 000 RM und bei rd. 3880 Brücken je unter 100 000 RM. Seit Beginn der Bauarbeiten sind eingebaut: rd. 5 600 000 m³ Stampfbeton, rd. 2 000 000 m³ Eisenbeton, rd. 260 000 t Stahl und rd. 700 000 m³ Naturstein.

8 Tankstellen wurden neu in Betrieb genommen, 1 Tankstelle doppelseitig ausgebaut und 2 Behelfsanlagen durch ortsfeste ersetzt; Ende 1938 waren 49 Tankanlagen vorhanden, 21 weitere Anlagen waren im Bau. An den fertigen Strecken sind im Berichtsjahre etwa 850 Rast- und Parkplätze (mit Raum für 10 000 Personenkraftwagen) angelegt, 300 sind noch im Bau. Für den Fernlastverkehr wurde der Rasthof Magdeburger Börde mit 48 Betten an der Strecke Berlin—Hannover in Betrieb genommen, der Bau des Rasthofes Hermsdorf (Strecke Berlin—München) wurde begonnen. Außerdem sind die fertigen Rasthäuser Chiemsee (München—Salzburg) und Hollledau (München—Ingolstadt) zu erwähnen; im Bau war am Jahreschluß das Rasthaus Siegburg (Köln—Frankfurt). Für die 64 eingerichteten Straßenmeistereien sind bereits 10 Straßenmeistereigehöfte fertiggestellt und weitere 41 in Angriff genommen worden.

Der Personalstand bei den Geschäftsstellen der Reichsautobahnen hat sich von 10 300 Köpfen Ende 1937 auf 12 290 Köpfe Ende 1938 erhöht; durchschnittlich betrug er 11 347 Köpfe, und zwar 1563 Beamte, 5504 Angestellte und 4280 Arbeiter. Durch die Fertigstellung neuer Strecken war eine Vermehrung des im Straßenunterhaltungs- und -bewachungsdienst tätigen Personals um fast 400 auf 976 Köpfe erforderlich.

Obwohl sich bei den Unternehmer-Arbeitern der Beschäftigungsstand gegen 1937 im Jahresdurchschnitt um rd. 16 000 (von 81 750 auf 97 838) erhöhte, konnten die Arbeiten wegen Mangels an Arbeitern auf vielen Strecken nicht in dem gewünschten Umfange weitergeführt werden. Auf einer Reihe von nichtdringlichen Strecken mußten die Arbeiten vorübergehend eingestellt werden, damit Kräfte für die dringlichen Strecken aus den eigenen Reihen genommen werden konnten. Ende 1938 waren bei den Reichsautobahnen 260 Wohnlager vorhanden; 40 weitere waren im Aufbau.

Das für den Bau von Reichsautobahnen eingesetzte Unternehmergerät umfaßte Ende 1938: 2429 Baulokomotiven, 39 046 Rollwagen, 831 Betonmischmaschinen, 632 Bagger, 790 Verdichtungsmaschinen, 96 Straßenfertiger sowie 2646 km Baugleis.

Erneuerungsarbeiten im Hafen von Watchet, Somerset. In Dock Harbour, 1938, Oktoberheft, S. 369, wird über beachtenswerte Erneuerungsarbeiten berichtet. Der überaus alte, schon von den Sachsen benutzte Hafen liegt 64 km unterhalb Bristol. Der Unterschied zwischen HW und NW beträgt durchschnittlich 10,4 m. Die Hafeneinfahrt liegt bei Ebbe etwa fünf

Stunden trocken, und die Wassertiefe in der Einfahrt schwankt bei Flut, Springflut oder Kippflut zwischen 6,4 m und 3,7 m. Die Einfahrt zwischen Ostkaai und westlichem Wellenbrecher ist 40 m breit. Nachdem die alten Bauten stark erneuerungsbedürftig geworden waren, wurde zunächst im Jahre 1902 ein neuer Wellenbrecher an der Westseite errichtet (Abb. 1). Der 152 m lange Bau besteht aus je einer inneren und äußeren, aus aufeinandergesetzten Betonblöcken errichteten Mauer (Abb. 2). Die Mauern sind durch drei 1,8 m dicke, aus Quadern bestehende, von oben etwa bis zur halben Höhe reichende Quermauern verbunden, die Zwischenräume sind mit Beton gefüllt. Die vorstehende Sohle des alten Bauwerks wurde gleichzeitig entfernt und am alten Ostkaai im Anschluß an den alten, nicht zerstörten Teil ein neuer Molenkopf aus Holz errichtet.

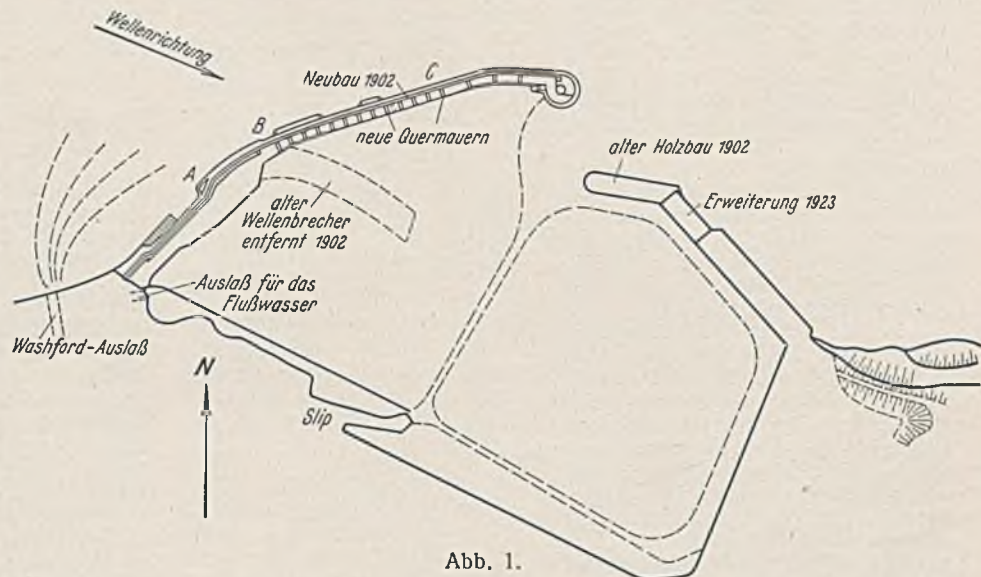


Abb. 1.

Bald wurden im westlichen Wellenbrecher Brüche in den waagerechten Flächen und Risse im Gehweg festgestellt. Weitere Untersuchungen durch Probeentnahmen aus dem Kern ergaben, daß sich der Beton zersetzt hatte. Im Jahre 1937 wurde deshalb eine eingehende Ausbesserung beschlossen. Um der starken Beanspruchung des westlichen Wellenbrechers durch den hohen Wellengang zu begegnen, wird im Punkte A (Abb. 1) die vorspringende Ecke abgeschragt. Die Zerstörungen bestanden über eine Länge von 80 m darin, daß sich die innere Mauer vom Kern gelöst hatte, der dabei entstandene Spalt war bis zu 56 cm breit. An den Enden des Spalts war der Mauerteil von den übrigen unberührten Teilen abgebrochen und stand in einem Winkel von 45° zum Kern nahezu senkrecht, statt mit einer Neigung von 1:14 nach dem Kern zu. Auch die Außenmauer war an derselben Stelle und in gleicher Länge losgebrochen, jedoch nicht wie die Innenmauer um die Sohle nach außen gekippt, sondern nahe ihrer Sohle nach außen gerutscht, so daß ein von oben nach unten durchgehender, bis zu 30 cm breiter Spalt entstanden war. Diese Zerstörungen

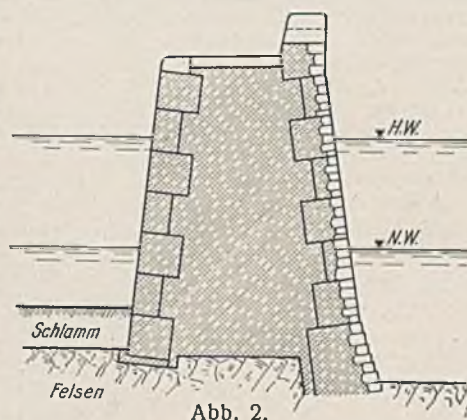


Abb. 2.

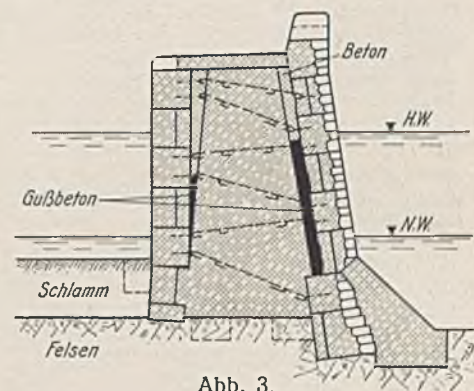


Abb. 3.

wurden auf die Beanspruchung des Mauerwerks durch die Stöße der Wellen im Winkel bei Punkt A (Abb. 1) zurückgeführt.

Zunächst wurden die beiden abgebrochenen Mauerteile an der Krone am Kern durch viele Drahtseile verankert. Diese wurden um die vorhandenen Poller an der Innenmauer gelegt, durch vorhandene Ringe an der Schutzmauer der Krone bzw. an dieser besonders angebrachte Augenbolzen gezogen. Die Drahtseile wurden durch Drillen gespannt, und an den Stellen, wo die Drahtseile angeordnet waren, wurden Holzbohlen in den Rissen vorgesehen. Nach diesen Arbeiten schienen die abgebrochenen Mauerteile zunächst genügend gesichert, und es wurden, bedingt durch die Dehnbarkeit der Drahtseile, nur noch ganz geringfügige Bewegungen festgestellt. Diese Bewegungen hörten auf, nachdem an den Stellen, die in Abb. 3 angegeben sind, die Mauerteile durch die in Gußbeton mit einem Mischungsverhältnis von 5:2, 5:1 ausgeführten neuen Mauersohlen abgestützt waren (Abb. 3). Diese neuen Teile wurden durch 7/8" (22 mm) dicke Anker mit dem Mauerteil verbunden. Die Anker waren an einem

Ende mit Haken versehen, das andere Ende war ausgezackt und wurde in Locher einzementiert, die in den Zementkern gebohrt waren. Die neue schräge Ausfüllung der Ecke bei A (Abb. 1) wurde in Beton aus Portlandzement mit einem Mischungsverhältnis von 6:3:1 ausgeführt, an der Oberfläche mit Streckmetall bewehrt und auf die gleiche Art wie die neuen Mauersohlen durch Anker von 20 mm Durchm. mit dem alten Mauerwerk verbunden. Ferner wurden die schon vorhandenen, früher nur bis zur halben Höhe reichenden Quermauern erneuert, bis zum Felsuntergrund heruntergeführt und, wie Abb. 1 zeigt, eine Reihe neuer Quermauern eingebaut. Die Außen- und Innenmauern wurden, wie Abb. 3 erkennen läßt, durch 1 1/4" (32 mm) dicke Zugstangen miteinander verbunden, die in den Bindern der Mauern verankert wurden. Dann wurde die an der Hafenseite vorgesehene Verblendmauer erneuert. Während die alten aus Beton bestehenden Läufer und Binder beide 1980 x 1220 x 1220 mm maßen, wurden für die neue Mauer Läufersteine von 1980 x 1220 x 762 mm und Bindersteine 1220 x 1220 x 1220 mm verwendet; beide ebenfalls aus Beton und in holländischem Verbandsmauerwerk. Schließlich wurden die Spalte mit erbsengroßem Kies gefüllt, von dem 95% durch ein Sieb mit 9,5 mm Maschenweite ging.

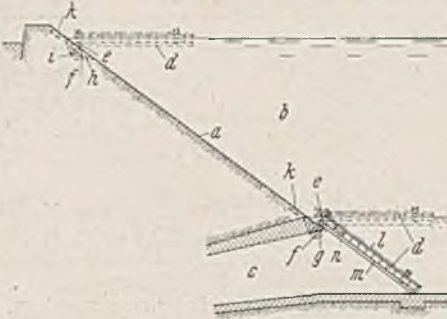
In die eingefüllte Kiesmasse wurde dann Zementbrei eingepreßt, der aus gleichen Teilen Portlandzement und Tonerdezement bestand, diese Mischung war nach vorhergegangenen Versuchen bestimmt worden. Der Zementbrei wurde von unten nach oben durch Löcher eingepreßt, die durch die Fugen der Mauerblöcke im Abstände von 1,2 m gebohrt waren. Versuchsbohrungen nach der Fertigstellung ergaben eine ausreichende Dichte. Die alte Schutzmauer für den Gehweg war aus durch Kalkmörtel verbundenen Quadersteinen errichtet und westlich von Punkt A (Abb. 1) so zerstört, daß sie niedergelegt werden mußte. Dabei wurde festgestellt, daß die Verblendmauer sich vom Betonkern gelöst hatte und ein 38 mm breiter Spalt entstanden war. Dieser Spalt wurde mit Zementbrei gefüllt und die Verblendmauer durch 1,8 m lange Anker von 1" (25,4 mm) und 1 1/8" (28,6 mm) Durchm. mit dem Betonkern verbunden (Abb. 3). Diese Anker waren am inneren Ende aufgeraut und hatten am anderen Ende Köpfe, die in Ausrahmungen der Verblendsteine eingesetzt und mit Zement nach außen abgedeckt wurden. Die Schutzmauer wurde dann, wie in Abb. 4 dargestellt, aus Eisenbeton errichtet. Die Bewehrungen bestehen aus 1" (25 mm) dicken Rundeseisen.



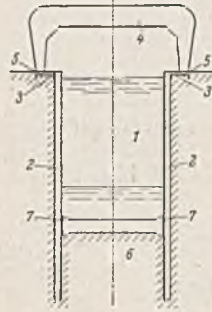
Abb. 4.

Patentschau.

Verfahren und Einrichtung zum Abschluß der Stollenmündungen bei Stauanlagen mittels eines absenkenden Notverschlusses. (Kl. 84a, Nr. 630 502, vom 30. 12. 1932, von Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg AG in Nürnberg.) Am Fuße der schräg aufsteigenden Beckenwand a mündet in das Wasserbecken b der Stollen c, der durch einen floßartigen Verschlusskörper d verschlossen wird, der an den Enden einer Längsseite mit vorspringenden Stützen e versehen ist, die als Lagerstützen für Rollen f ausgebildet sind. In der Beckenwand a sind Pfannen g vorgesehen, deren Abstand voneinander dem Abstände der Rollenstützen e bzw. der Rollen f entspricht. In den Nischen h sind Ankerhaken i angeordnet, mit deren Hilfe der Floßkörper in seiner Höchstlage verankert werden kann. Zur Lenkung des Verschlusskörpers d dienen Floßhaken, die in Ankerösen k aufgehängt werden. Eine obere und eine untere Blechhaut l bzw. m dienen als Ober- und Untergurt der Hauptträger, deren Stege n den Schwimmkörper in mehrere gegeneinander abgedichtete Abteilungen unterteilen, die durch Mannlöcher zugänglich sind. Zum Einfahren des Verschlusskörpers in die Schließlage wird er von zwei Bedienungsleuten mittels der Floßhaken über die betreffende Stollenmündung geleitet, während das Wasser abgelassen wird. Ist das Floß bis zur Höhe der Pfannen g gesunken, werden die Rollenstützen e mit den Rollen f in die Pfannen g gelenkt. Nachdem die Bedienungsleute den Floßkörper verlassen haben, wird durch weiteres Absenken des Wasserspiegels der Verschlusskörper zum Niederklappen gebracht, so daß er sich um die Lenkrollen in den Pfannen dreht und vor die Stollenmündung legt und nach Entleerung des Beckens abgedichtet wird. Nach Abdichtung wird der Speicherbetrieb wieder aufgenommen und inzwischen der verschlossene Stollen ausgebessert.



Kammerschleuse mit aus Spundbohlen hergestellten Wänden. (Kl. 84b, Nr. 641 150, vom 16. 11. 1933, von Ilse der Hütte in Peine.) Um den Abstand der Wand auch bei etwa eintretenden Bergsenkungen zu wahren und eine Überbeanspruchung der Spreizen zu verhindern, und um Ausbesserungen ohne Aufgrabungen von Anker und Ankerwänden vornehmen zu können, werden die Spundwände 2 der Schleusenammer 1 nicht durch eine rückwärtige Verankerung gehalten, sondern durch gelenkig gelagerte, in Höhe des Geländers und der Schleusensole angreifende Aussteifungsglieder gegeneinander abgestützt. Die oberen Aussteifungsglieder bestehen aus biegeunflexiblen, portalartigen, gelenkig gelagerten Rahmen 4, die in den Punkten 5 gelagert sind, die unteren Aussteifungsglieder dagegen aus Spreizen 6 mit gewölbten Kopfflächen 7, so daß sich diese an den Spundwänden abwälzen können.



Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Deutsche Reichsbahn. a) Reichs- und Preußisches Verkehrsministerium, Eisenbahnabteilungen. Ernannt: zum Oberregierungsbaurat: Regierungsbaurat Marschner.
b) Betriebsverwaltung. Ernannt: zum Abteilungspräsidenten: Hofrat Truschka, Abteilungsleiter und Dezernent bei der RBD Wien; — zum Reichsbahndirektor: Oberreichsbahnrat Heinrich Müller, Dezernent der RBD Kassel; — zum Oberreichsbahnrat: die Reichsbahnrate Mengelein, Dezernent der RBD Mainz, Karl Reinhard, Dezernent der RBD Berlin, Heinrich Brand in Berlin; — zum Reichsbahnrat: die Reichsbahnbaussessoren Sabarth, Vorstand der Bauabteilung Soltau der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen Hamburg, Leberecht, Vorstand des Betriebsamts Zweibrücken, Paeschke, Vorstand des Betriebsamts Duisburg 2, Morgenstern, Vorstand des Neubauamts München 12, Volkmann beim Betriebsamt Chemnitz 1; — zum Reichsbahnmann: die technischen Reichsbahnoberinspektoren Helfers und Steinmann in Berlin, Wilhelm Lehmann in Mannheim, Kesenbacher in München.
Versetzt: Reichsbahndirektor Andrae, Dezernent der RBD Köln, als Abteilungsleiter und Dezernent zur RBD Hamburg; — Oberreichsbahnrat Rath bei der RBD Wien als Vorstand zum Betriebsamt Altena (Westf.); — die Reichsbahnrate Inführ bei der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen Linz als Vorstand zum Betriebsamt Ansbach, Dr.-Ing. Weigl, Vorstand des Betriebsamts Eisenstadt, als Dezernent zur Obersten Bauleitung für Elektrisierungen Salzburg, Mrkwitschka beim Betriebsamt Villach als Vorstand zum Betriebsamt Essen 2, Zanoskar beim Betriebsamt Saalfelden als Vorstand zum Betriebsamt Gerolstein, Wehrmeister bei der RBD Essen als Vorstand zum Betriebsamt Glogau 2, Balbig, Vorstand des Betriebsamts Lichtenfels, als Dezernent zur RBD Stettin, Gummich, Vorstand des Betriebsamts Glogau 2, als Vorstand zum Betriebsamt Hirschberg (Riesengeb.), Ernst Kampf, Vorstand des Betriebsamts Görlitz 1, als Dezernent zur RBD Köln, Fübby beim Betriebsamt Wien 3 als Vorstand zum Betriebsamt Seesen, Barkhof bei der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen Hannover als Vorstand zum Neubauamt Amberg, Fritz Stüwe, Vorstand des Betriebsamts Essen 2, als Vorstand zum Betriebsamt Görlitz 1, Schweinitz, Vorstand des Betriebsamts Gerolstein, als Vorstand zum Betriebsamt St. Wendel, Karl Schwarz, Vorstand des Betriebsamts Arnstadt, als Vorstand zum Betriebsamt Komotau, Dr.-Ing. Chaussette bei der RBD Berlin als Vorstand zum Betriebsamt Essen 3, Kober, Vorstand des Betriebsamts Osnabrück 2, als Vorstand zum Betriebsamt Leipzig 3, Lasch, Vorstand des Neubauamts Zwickau (Sachs.), als Vorstand zum Betriebsamt Betzdorf; — die Reichsbahnbaussessoren Pottgießer bei der RBD Essen als Vorstand zum Betriebsamt Braunschweig 2, Riedel beim Betriebsamt Hamburg als Vorstand zum Betriebsamt Altenburg, Rohrberg beim Betriebsamt Gerolstein zur RBD Münster (Westf.).
Überwiesen: Reichsbahnrat Haid bei der RBD München zur Reichsbahnbauabteilung München; die Reichsbahnbaussessoren Hornscheidt bei der Reichsbahnbauabteilung Berlin als Vorstand zum Neubauamt Berlin-Moabit, Ebersbach beim Betriebsamt Hannover 1 zur RBD Hannover, v. Korff-Schmiesing bei der Reichsbahnbauabteilung Berlin als Vorstand zum hochbautechnischen Neubauamt Berlin-Mariefelde.
In den Ruhestand getreten: Oberreichsbahnrat Brückmann, Dezernent der RBD Wuppertal; — die Reichsbahnrate Hitzer, Vorstand des Betriebsamts Stralsund 2, Hugo Müller beim Betriebsamt Hamburg, Jungfer bei der RBD Essen; — Reichsbahnmann Scharlach in Mainz.
Gestorben: Reichsbahndirektor Pietz, Dezernent der RBD Frankfurt (Main); — Oberreichsbahnrat Prang, Dezernent der RBD Essen.
Im Ruhestand verstorben: die Oberregierungsbauräte a. D. Vater in Erfurt, zuletzt Dezernent der RBD Erfurt, Heinrich Hofmann in Bielefeld, zuletzt Vorstand des Betriebsamts Bielefeld, Hafner in Großhesselohe, zuletzt Vorstand der ehemaligen Bauinspektion II München; — Oberreichsbahnrat a. D. Ackermann in Reutlingen, zuletzt Vorstand des Betriebsamts Reutlingen.

INHALT: Das Gabelungsbauwerk der Reichsautobahn bei Hottenbach in Kurhessen. — Beitrag zur Berechnung der Erddruckverteilung. — Die perspektivische Zeichnung. — Vermischtes: Ernennung. — Schaeeräumtagung in Berlin. — Itallens Industrie der Steine und Erden. — Aus dem Geschäftsbericht der Reichsautobahnen über das 6. Geschäftsjahr 1938. — Erneuerungsarbeiten im Hafen von Watchet, Somerset. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Verantwortlich für den Inhalt: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedensau. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin. Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.