

DIE BAUTECHNIK

Alle Rechte vorbehalten.

Grenzleistung von Heberüberfällen mit großem Gefälle.

Von Ing. Dr. techn. Harald Lauffer, Technische Hochschule Graz.

Der Entwurf von Heberüberfällen mit großem Nutzgefälle wird maßgebend durch die Grenze der Hohlraumbildung beeinflusst, d. h. der Heberschlauch muß so geformt sein, daß für die abgeführte Wassermenge der Wasserdruck an keiner Stelle im Inneren des Hebers unter den Dampfdruck des Wassers sinkt. Ein kleinerer Wasserdruck ist nicht vorstellbar, da an diesen Stellen dampfgefüllte Hohlräume entstehen und daher die Strömung einen ganz anderen Verlauf nehmen würde, als der Rechnung zugrunde liegt.

Ganz besonders muß dabei beachtet werden, daß bei Modellversuchen im verkleinerten Maßstabe diese Erscheinung nicht auftreten kann, wenn nicht der äußere Luftdruck entsprechend dem Längenverhältnis verkleinert wird. Da dies versuchstechnisch nur mit großem Aufwande durchführbar ist, kann aus dem Modellversuch bei normalem Luftdruck erst nach Übertragung der am Modell gemessenen Druckverteilung auf die Großausführung festgestellt werden, ob die gewählte Heberform hohlraumfrei ist und daher die Durchflußmenge des Modellhebers entsprechend dem Froudeschen Modellgesetz umgerechnet werden kann¹⁾.

Ein einfaches Verfahren zur angenäherten Ermittlung dieser Grenze und der zugehörigen Durchflußmenge (Grenzleistung) wird daher zur ersten Untersuchung von Heberentwürfen und zur Kontrolle von Versuchsergebnissen sicher von Nutzen sein.

Bezeichnungen:

- b* Querschnittsbreite in m,
 - d* Höhe des Normalschnitts in m,
 - g* Erdbeschleunigung in m/sek²,
 - h_v* Verlusthöhe in m,
 - p^{*}* Dampfdruck in t/m²,
 - p* Wasserdruck in t/m²,
 - q* Wassermenge je Breiteneltheit in m³/sek · m,
 - q_{gr}* Durchfluß bei der Hohlraumgrenze in m³/sek · m,
 - r* Krümmungshalbmesser der Stromlinien in m,
 - v* Wassergeschwindigkeit in m/sek,
 - v_m* mittlere Wassergeschwindigkeit im Normalschnitt in m/sek,
 - x* Abstand von der inneren Krümmervand in m,
 - B_w* Luftdruck in m Wassersäule,
 - H* Energieleitlinenhöhe in m,
 - H_n* Nutzgefälle des Hebers in m,
 - Q* Wassermenge in m³/sek,
 - α* Geschwindigkeitshöhenausgleichwert,
 - β* Verhältnis des kleinsten Wasserdruckes zur Energieleitlinenhöhe,
 - γ* Einheitsgewicht in t/m³,
 - γ* Winkel des Normalschnitts mit der Lotrechten,
 - ψ* } Krümmungsbeiwerte;
 - x* }
 - ω* }
- Fußzeiger:
- a* äußere Krümmervand,
 - i* innere Krümmervand,
 - o* Einlaufquerschnitt des Hebers,
 - u* Auslaufquerschnitt des Hebers,
 - x* Punkt im Abstände *x* von der inneren Krümmervand.

Bekanntes Rechenverfahren.

Die Nutzleistung eines Hebers von bekannten Ausmaßen errechnet sich aus dem Energieansatz für den Auslaufquerschnitt (Abb. 1):

$$(1) \quad H_n = \alpha \cdot \frac{v_m^2}{2g} + \sum_o h_v$$

Die einzelnen Verlusthöhen *h_v* (für Einlauf, Reibung, Krümmer usw.) können angenähert rechnerisch mit bekannten Formeln oder aus Modellversuchen bestimmt werden, ihre genaue Ermittlung ist jedoch nur durch Messungen an der Großausführung möglich.

Zur Bestimmung der Hohlraumgrenze werden verschiedene Verfahren angegeben, die alle Potentialströmung in senkrechten Ebenen voraussetzen.

¹⁾ A. Hinderks, Strömungsuntersuchungen an selbsttätigen Saugüberfällen, Bautechn. 1929, S. 275, und Ww. 1929, S. 166.

Kammüller²⁾ nimmt im Scheitelquerschnitt des Hebers eine waagerechte Parallelströmung mit gleicher Geschwindigkeit an und erhält als Bedingung, daß im obersten Scheitelpunkte der absolute Druck noch positiv ist:

$$(2) \quad \frac{v_m^2}{2g} < H_i - d$$

Mit

$$(3) \quad v_m = \frac{q}{d}$$

folgt daraus die Grenzleistung

$$(4) \quad q_{gr} = \sqrt{2g(H_i d^2 - d^3)}$$

ganz entsprechend der *q*-Liniengleichung für offene Kanäle. Da jedoch der Heberschlauch bei allen bekannten Heberformen im Scheitel eine starke Krümmung aufweist, ist der tatsächliche Strömungsverlauf und damit die Druckverteilung ganz anders, als Kammüller bei seiner Ableitung voraussetzt (siehe Abb. 9 bis 11). Gl. (4) kann daher nur als ganz grobe Näherung angesprochen werden.

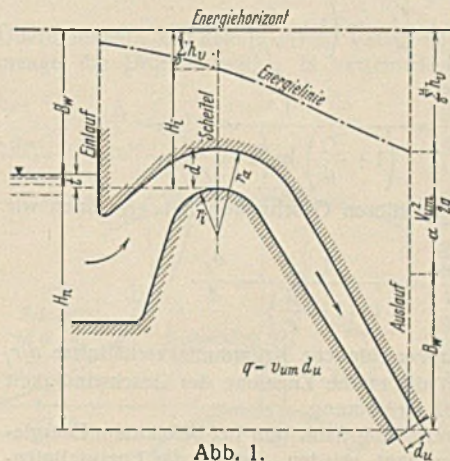


Abb. 1. Systemskizze eines Heberüberfalles.

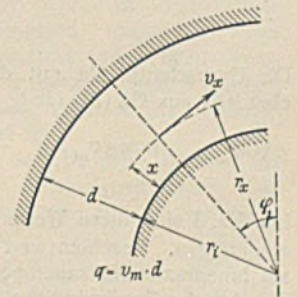


Abb. 2. Rechteckiger Kreiskrümmer.

Dagegen untersucht Hinderks¹⁾ den theoretischen Verlauf einer Potentialströmung mit den Heberwandungen als Strömungsgrenzen und kann so für bestimmte Angaben die Größe des Wasserdruckes an jeder Stelle ermitteln, berücksichtigt also bereits den Einfluß der Stromlinienkrümmung im Heberscheitel. Sein Verfahren ist jedoch etwas umständlich und läßt nicht ohne besondere Untersuchungen den Einfluß der verschiedenen Veränderlichen auf die Hohlraumgrenze erkennen. Hinderks macht schon darauf aufmerksam, daß für die von ihm untersuchten Heberformen der kleinste Wasserdruck immer im tiefsten Punkte des Scheitelquerschnitts auftrat und daher diese Stelle für die Hohlraumgrenze maßgebend ist.

Ganz entsprechend den von P. Böß³⁾ und H. Lauffer⁴⁾ angegebenen Näherungsverfahren für die Strömung in offenen Kanälen mit gekrümmtem Grundriß bzw. mit gekrümmter Sohle denken wir uns im Scheitelquerschnitt des Heberüberfalles eine Potentialströmung mit gleichmittigen Kreisen als Stromlinien. Mit dieser Annahme ist die analytische Behandlung des Problems leicht durchführbar und dürfte in den meisten Fällen eine ausreichende Näherungslösung ergeben.

Potentialströmung in Krümmern mit rechteckigem Querschnitt.

Für eine Potentialströmung mit gleichmittigen Kreisen als Stromlinien ist die Geschwindigkeitsverteilung bekannt⁵⁾; mit den Bezeichnungen nach Abb. 2 ist

$$(5) \quad v_x r_x = \text{konstant} = C$$

²⁾ Kammüller, Wirkungsweise, Berechnung und Konstruktion von Hebern mit großer Saughöhe, Bauing. 1929, S. 191.

³⁾ P. Böß, Anwendung der Potentialtheorie auf die Bewegung des Wassers in gekrümmten Kanal- oder Flußstrecken, Bauing. 1934, S. 251.

⁴⁾ H. Lauffer, Strömung in Kanälen mit gekrümmter Sohle, Wkr. u. Ww. (in Druck).

⁵⁾ W. Kaufmann, Angewandte Hydromechanik, Berlin 1931 u. 1934.

Die Durchflußmenge je Breiten-einheit errechnet sich dann aus

$$(6) \quad q = \int_0^d v_x dx = C \int_0^d \frac{dx}{r_x}$$

mit

$$(7) \quad r_x = r_i + x$$

zu

$$(8) \quad q = C \ln \left(1 + \frac{d}{r_i} \right)$$

Für eine gegebene Wassermenge gilt daher die Geschwindigkeitsverteilung

$$(9) \quad v_x = \frac{q}{r_x \ln \left(1 + \frac{d}{r_i} \right)}$$

oder dimensionsbefeit mit Gl.(3)

$$(10) \quad \frac{v_x}{v_m} = \frac{1}{\left(\frac{r_i}{d} + \frac{x}{d} \right) \ln \left(1 + \frac{d}{r_i} \right)}$$

Insbesondere ist die Geschwindigkeit an der inneren Wand für

$$(11) \quad \frac{x}{d} = 0: \quad \frac{v_i}{v_m} = \frac{1}{\frac{r_i}{d} \cdot \ln \left(1 + \frac{d}{r_i} \right)}$$

und an der äußeren Wand für

$$(12) \quad \frac{x}{d} = 1: \quad \frac{v_a}{v_m} = \frac{1}{\left(1 + \frac{r_i}{d} \right) \ln \left(1 + \frac{d}{r_i} \right)}$$

Die Querschnittsstelle mit der mittleren Geschwindigkeit errechnen wir ebenfalls aus Gl. (10) für

$$(13) \quad v_x = v_m: \quad \frac{x_{vm}}{d} = \frac{1}{\ln \left(1 + \frac{d}{r_i} \right)} - \frac{v_i}{d}$$

In Abb. 3 sind diese Werte für verschiedene Krümmungsverhältnisse d/r_i eingetragen. Beachtenswert ist die rasche Zunahme der Geschwindigkeit am Innenrande für zunehmende Krümmung.

Aus der Geschwindigkeitsverteilung kann nun bei bekanntem Energieinhalt die Druckverteilung gerechnet werden. Ist H_i die Energieleitlinienhöhe für den inneren Rand eines Normalschnitts, der mit der Lotrechten den Winkel φ einschließt, so lautet die Bernoullische Gleichung

$$(14) \quad H_i = x \cdot \cos \varphi + \frac{v_x^2}{2g} + \frac{p_x}{\gamma}$$

Mit Berücksichtigung von Gl. (10) erhalten wir daraus die Gleichung der Druckverteilung im Normalschnitt

$$(15) \quad \frac{p_x}{\gamma} = H_i - x \cdot \cos \varphi - \frac{q^2}{2g \left\{ \ln \left(1 + \frac{d}{r_i} \right) \right\}^2 (r_i + x)^3}$$

In Abb. 4 sind für ein angenommenes Strömungsbeispiel Druck- und Geschwindigkeitsverteilung nach Gl. (15) u. (10) eingetragen.

Beim Vergleich dieser Ableitungen mit den zahlreichen Messungen an verschiedenen Krümmern ist jedoch zu beachten, daß diese meist nach einem längeren Rohrabschnitt angeordnet waren; durch die daher schon beim Eintritt in den Krümmer voll ausgeprägte turbulente Strömung sind naturgemäß größere Abweichungen gegenüber einer Potentialströmung zu erwarten. Beim Heberüberfall liegt dagegen vom Einlauf bis zum Scheitel eine rasch beschleunigte Strömung vor, für die der Einfluß von Wandrauhigkeit und Turbulenz nicht von sehr großer Bedeutung sein kann, wie ähnliche oft untersuchte Vorbilder (Ausfluß und Überfall) zeigen.

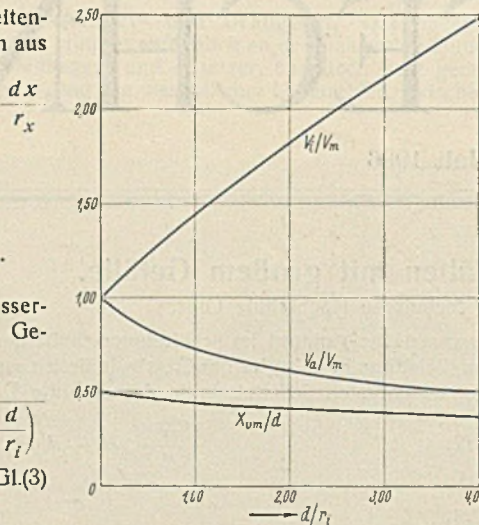


Abb. 3. Geschwindigkeitsverteilung am äußeren und inneren Rande eines Kreiskrümmers mit rechteckigem Querschnitt.

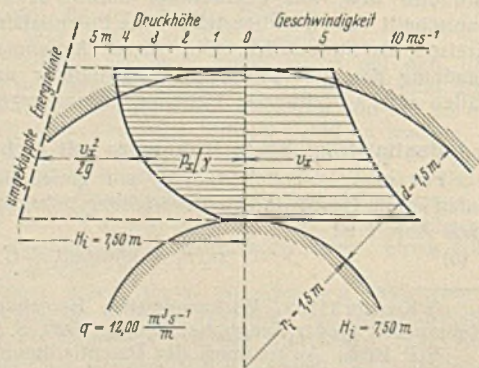


Abb. 4. Druck- und Geschwindigkeitsverteilung für Potentialströmung in einem Kreiskrümmer mit rechteckigem Querschnitt.

Grenzleistung bei Berücksichtigung der Stromlinienkrümmung.

Bei der theoretischen Hohlraumgrenze ist der kleinste Wasserdruck gleich dem Druck p^* von gesättigtem Wasserdampf (Zahlentafel 1)

$$(16) \quad \min p = p^*$$

Zahlentafel 1. Dampfdruck von gesättigtem Wasserdampf.

Temperatur in °C	0	5	10	15	20	25	30
p^* in t/m ²	0,06	0,09	0,13	0,17	0,22	0,32	0,43

Praktisch dürften sich schon früher Ablösungserscheinungen einstellen. Außer von Heberform und Durchflußmenge wird der Wasserdruck im Heberinnern maßgebend vom äußeren Luftdruck beeinflusst. Die in der Druckgleichung (15) auftretende Energieleitlinienhöhe H_i ist nach Abb. 1

$$(17) \quad H_i = B_w + t - \sum_o^s h_v$$

unmittelbar vom äußeren Luftdruck abhängig, dessen Veränderlichkeit mit Seehöhe und Wellenlage daher ebenfalls berücksichtigt werden muß (Zahlentafel 2).

Zahlentafel 2. Luftdruck in verschiedener Seehöhe für mittleren (760 mm Hg) und niederen (720 mm Hg) Barometerstand.

Seehöhe in m	0	500	1000	1500	2000	2500	3000
B_w mittel in m WS	10,33	9,74	9,17	8,64	8,13	7,55	7,20
B_w min in m WS	9,79	9,20	8,63	8,10	7,59	7,01	6,66

Nehmen wir nun im Scheitelquerschnitt eine Potentialströmung mit gleichmäßigen Kreisen als Stromlinien an, so zeigt Gl. (16) wie auch Abb. 4, daß die Druckverteilungslinie kein Minimum hat. Wir erhalten an den Wandungen zwei Kleinstwerte, die getrennt untersucht werden müssen.

Zur Berücksichtigung des Dampfdruckes und eines gegebenenfalls zur Sicherheit vorgeschriebenen Restdruckes setzen wir

$$(18) \quad \min p = \beta H_i$$

Für den höchsten Punkt des Scheitelquerschnitts gibt dann Gl. (15) mit

$$(19) \quad \varphi = 0 \quad x = d \quad \frac{p_a}{\gamma} = H_i - d - \frac{q^2}{2g \left\{ \ln \left(1 + \frac{d}{r_i} \right) \right\}^2 (r_i + d)^2}$$

und daher für $p_a/\gamma = \beta H_i$

$$(20) \quad q_{gr}^2 = 2g [H_i (1 - \beta) - d] \left\{ \ln \left(1 + \frac{d}{r_i} \right) \right\}^2 (r_i + d)^2$$

Nach Division durch H_i^3 wird Gl. (20) dimensionslos und ergibt mit Einführung des Krümmungsbewertes

$$(21) \quad \kappa = \left(1 + \frac{r_i}{d} \right) \ln \left(1 + \frac{d}{r_i} \right)$$

schließlich die Grenzleistung

$$(22) \quad \frac{q_{gr}}{\sqrt{2g H_i^{3/2}}} = \kappa \left(\frac{d}{r_i} \right) \frac{d}{H_i} \sqrt{1 - \beta - \frac{d}{H_i}}$$

Ebenso erhalten wir für den tiefsten Scheitelpunkt mit

$$(23) \quad \varphi = 0 \quad x = 0 \quad \frac{p_i}{\gamma} = H_i - \frac{q^2}{2g \left\{ \ln \left(1 + \frac{d}{r_i} \right) \right\}^2 r_i^2}$$

Daraus für $p_i/\gamma = \beta H_i$

$$(24) \quad q_{gr}^2 = 2g H_i (1 - \beta) \left\{ \ln \left(1 + \frac{d}{r_i} \right) \right\}^2 r_i^2$$

und wieder dimensionsbefeit mit

$$(25) \quad \omega = \frac{r_i}{d} \ln \left(1 + \frac{d}{r_i} \right)$$

die Grenzleistung

$$(26) \quad \frac{q_{gr}}{\sqrt{2g H_i^{3/2}}} = \omega \left(\frac{d}{r_i} \right) \frac{d}{H_i} \sqrt{1 - \beta}$$

Für die Grenze der Gültigkeitsbereiche der beiden q_{gr} -Gleichungen ist der Wasserdruck am inneren und äußeren Rand gleich groß. Dann müssen auch die Grenzleistungen nach Gl. (22) und (26) übereinstimmen und ihre Gleichsetzung ergibt den Übergangswert

$$(27) \quad \left(\frac{d}{H_i} \right)_{p_i = p_a} = (1 - \beta) \left\{ 1 - \frac{1}{\left(1 + \frac{d}{r_i} \right)^2} \right\} = (1 - \beta) \psi \left(\frac{d}{r_i} \right)$$

Für konstante β -Werte geben Gl. (22) und (26) eine Kurvenschar mit d/r_i als Parameter, die mit Hilfe der Krümmungsbeiwerte κ , ω und ψ nach Abb. 5 leicht konstruiert werden kann. Für kleine d/H_i -Werte [$< \text{Gl. (27)}$] erhalten wir nach Gl. (26) eine Geradenschar durch den Ursprung, während für den restlichen Bereich

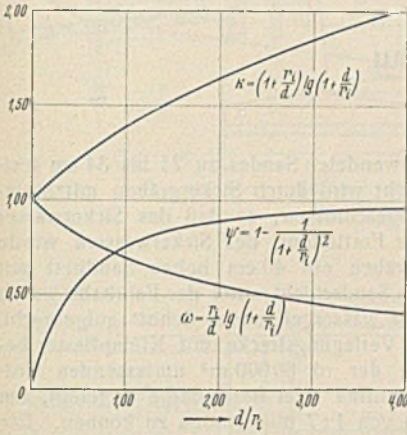


Abb. 5. Krümmungsbeiwerte.

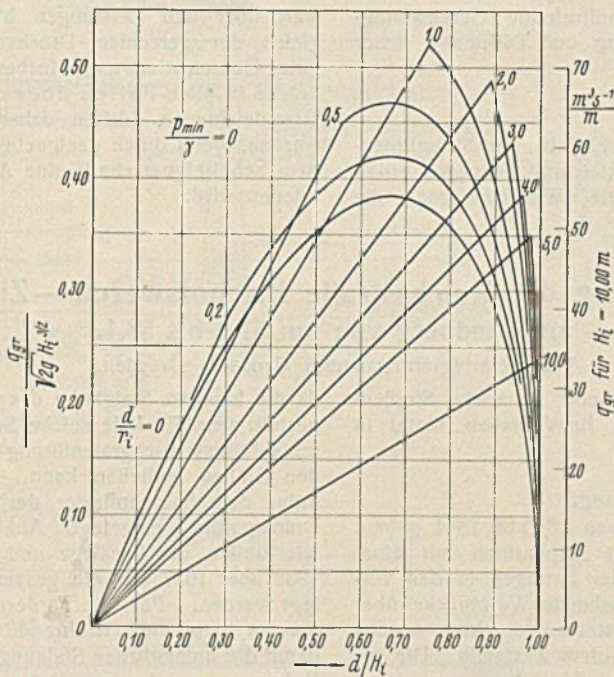


Abb. 6. Wassermenge von Heberüberfällen bei der Hohlraumgrenze ($\beta = 0$).

Vergleich mit Messungen. Die unseren Ableitungen zugrunde liegende Annahme erfordert unbedingt die Nachprüfung durch den Vergleich mit Messungen. Herangezogen wurden die Beobachtungen von Stevens⁶⁾ an drei

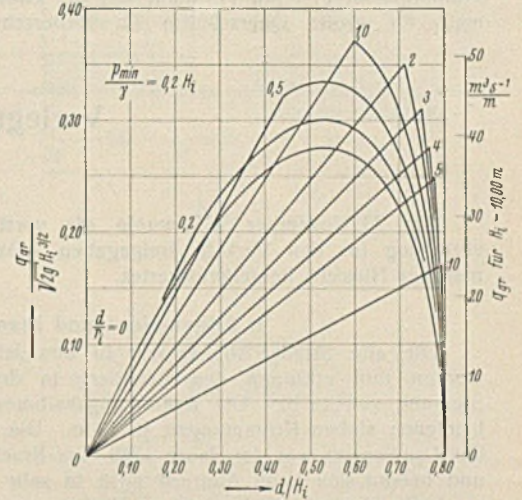


Abb. 7. Grenzleistung von Heberüberfällen für $\beta = 0,2$.

[$d/H_i > \text{Gl. (27)}$] die Kurvenschar nach Gl. (22) durch Verzerrung der q_{gr} -Linie für $d/r_i = 0$ entsteht.

Unter Vernachlässigung des Dampfdruckes, also für $\min p = 0$ sind in Abb. 6 die so errechneten q_{gr} -Linien eingetragen und stellen daher die Größtwerte des theoretisch erreichbaren Durchflusses dar. Entsprechend der üblichen Bedingung eines positiven Restdruckes von mindestens 2 m WS sind in Abb. 7 noch einmal die Grenzleistungen für $\beta = 0,2$ eingezeichnet.

Wie beide Darstellungen zeigen, ergibt der Einfluß der Stromlinienkrümmung für die praktisch vorkommenden d/H_i -Werte eine sehr bedeutende Verminderung des Durchflusses bei der Hohlraumgrenze, während für große d/H_i -Werte eine beträchtliche Zunahme gegenüber der q_{gr} -Linie für geradlinige Strömung feststellbar ist. Um einen Anhaltspunkt für die vorkommenden Absolutwerte zu geben, ist neben der Ordinatenteilung für $q_{gr} / \sqrt{2g} H_i^{3/2}$ ein Durchflußmaßstab in $\text{m}^3/\text{sek} \cdot \text{m}$ eingetragen, der jedoch nur für die besondere Annahme einer Energiehöhenhöhe von $H_i = 10 \text{ m}$ gilt.

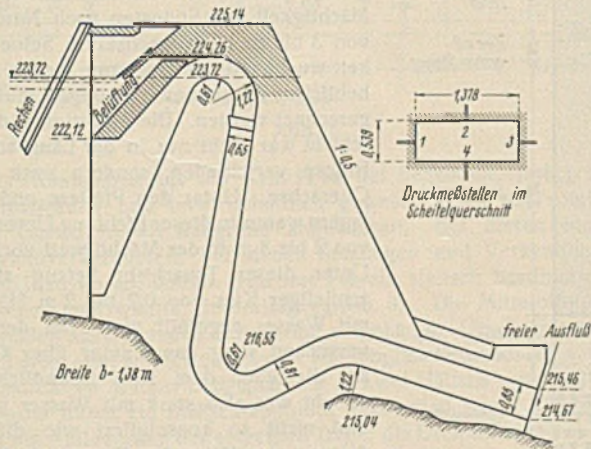


Abb. 8. Heberüberfall „Leaburg Nr. 6“.

Zahlentafel 3. Heberüberfälle „Leaburg“.

Heber Nr.		5	6	7
Scheitelquerschnitt	b	1,84	1,38	0,82
	d	0,84	0,54	0,38
	m			
	r_i	0,61	0,61	0,61
H_n in m		8,47	8,66	8,81
Q in m^3/sek		13,29	7,07	3,37

Überfallhebern in Leaburg (Ore., VStA), bei denen außer der Durchflußmenge die Druckverteilung in verschiedenen Querschnitten festgestellt wurde.

Die untersuchten Heber sind bei nahezu gleichem Gefälle für verschiedene Leistungen entworfen und abgesehen von den Querschnittsgrößen ganz ähnlich gebaut (Abb. 8 und Zahlentafel 3).

In Abb. 9 bis 11 sind für die Scheitelquerschnitte den gemessenen Druckverteilungen (bzw. Differenzen zwischen Wasserdruck und äußerem Luftdruck) die nach Gl. (15) errechneten gegenübergestellt, wobei auf die Energiehöhenverluste bis zum Scheitelquerschnitt keine Rücksicht genommen wurde. Es ist dann für $t = 0$ und $\sum_0^s h_v = 0$, $H_i = B_w$, und wir erhalten die aufgetragene Druckdifferenz zu

$$(28) \quad \frac{P_x - B_w}{\gamma} = \frac{q^2}{2g \left\{ \ln \left(1 + \frac{d}{r_i} \right) \right\}^2 (r_i + x)^2}$$

Bei den größeren Hebern, Nr. 5 und 6, ist die Übereinstimmung im allgemeinen recht gut, während für den kleinsten Heber Nr. 7 die Rechnung etwas zu große Drücke liefert, wahrscheinlich infolge der vernachlässigten Energieverluste, die sich für einen kleineren „hydraulischen Radius“ stärker auswirken müssen. Alle drei Heber zeigen am Innenrande einen etwas größeren Druck, als nach der Rechnung und den anderen Meßstellen

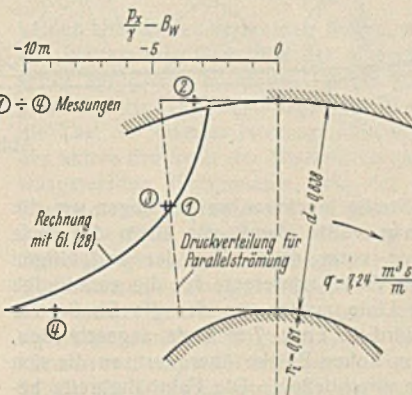


Abb. 9. Heberüberfall „Leaburg Nr. 5“.

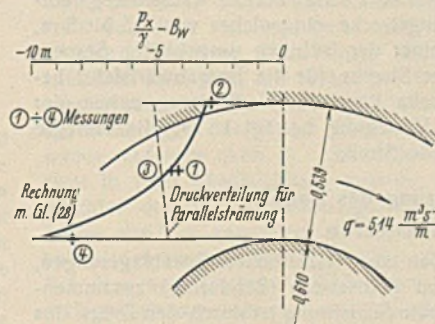


Abb. 10. Heberüberfall „Leaburg Nr. 6“.

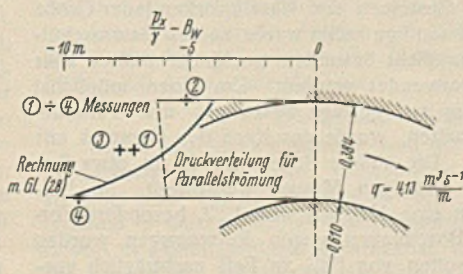


Abb. 11. Heberüberfall „Leaburg Nr. 7“.
Abb. 9 bis 11. Druckverteilung im Scheitelquerschnitt von drei ausgeführten Hebern nach Rechnung und nach Messungen von Stevens.

⁶⁾ J. C. Stevens, On the Behavior of Siphons, Proceedings 1933, S. 925.

zu erwarten wäre, da die hier theoretisch auftretende Geschwindigkeitsspitze durch den Einfluß von Wandreibung und Turbulenz sicher etwas abgemindert wird.

Zusammenfassung.

Für kleine Querschnittshöhen ergibt der Einfluß der Stromlinienkrümmung eine starke Verminderung der Grenzleistung; dagegen erhält man für große Querschnitte im Heberscheitel Wassermengen, die

weit über den Leistungen bisheriger Entwürfe liegen. — Der Vergleich der gerechten Druckverteilungen mit Messungen ergibt recht gute Übereinstimmung, insbesondere liegen die gemessenen Kleinstdrücke in allen Fällen über den gerechneten Werten. Die abgeleiteten Grenzleistungen dürften daher in Wirklichkeit noch etwas überschritten werden, wenn durch geeignete Gestaltung des Heberschlauches auch nach dem Scheitelquerschnitt eine Ablösung der Strömung mit Sicherheit vermieden wird.

Alle Rechte vorbehalten.

**Verlegung der Reichsstraße Bischofswerda — Zittau
am Landberg von km 51,9 bis 53,1.**

Von Oberregierungsbaurat Grosser, Dresden.

Am 23. November 1935 wurde die vorstehend genannte Straßenverlegung für den Verkehr freigegeben. Das Bauvorhaben bietet in mancher Hinsicht Bemerkenswertes.

I. Allgemeines und Planung.

Die alte Straße (Abb. 1) war in den Jahren 1840 bis 1844 gebaut worden und erklimm den Landberg in drei Serpentin mit einer Steigung von 1:16. Die Krümmungshalbmesser betragen in den vorhandenen sieben Krümmungen je 30 m. Die schmale Wölbrücke über das Landwasser war im Jahre 1789 aus Bruchsteinen errichtet worden und befand sich beim Abbruch noch in sehr gutem Zustande. Die gesamte Strecke war für den jetzigen Kraftwagenverkehr nicht mehr geeignet und namentlich bei Schnee und Glätte äußerst verkehrgefährlich. Für die Verbesserung dieser Strecke lag daher ein dringendes Bedürfnis vor.

da die kapillare Steighöhe des verwendeten Sandes zu 24 bis 34 cm festgestellt wurde. Jede solche Schicht wird durch Sickergräben mit Stein-schlagfüllung fischgrätenförmig abgeschlossen, so daß das Sickerwasser den Gräben zufließen kann. Zur Fortleitung des Sickerwassers wurde unter dem Sohlenpflaster der Gräben ein 40 cm hohes Sandbett mit Dränageröhren eingelegt. Auf die Sandschicht unter der Fahrbahn wurde wie üblich die Packlage und der wassergebundene Schutt aufgebracht. 1936 oder 1937 soll die gesamte Verlegungstrecke mit Kleinpflaster belegt werden. Für die Förderung der rd. 60000 m³ umfassenden Erdmassen hatte die ausführende Baufirma zwei Bremsberge angelegt, um damit die anfänglichen Steigungen von 1:7 überwinden zu können. Die Erdmassen wurden mit Delmag-Fröschen von 500 und 125 kg Gewicht festgerammt; zeitweise war außerdem eine 6-t-Tandemwalze zur Dichtung der Massen in Betrieb.

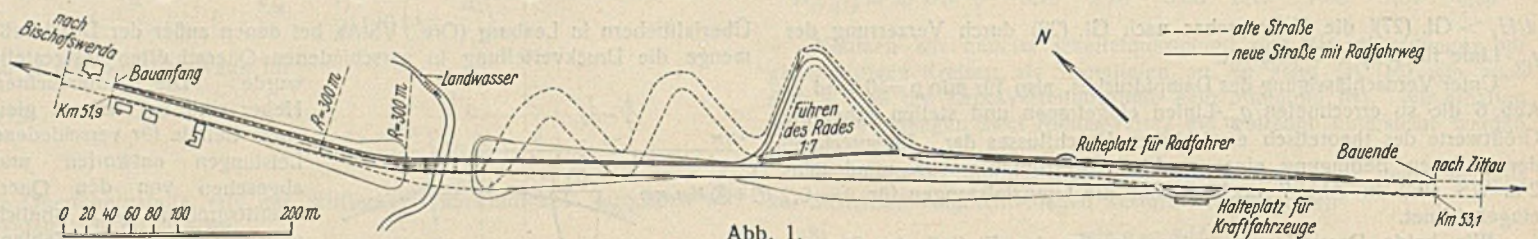


Abb. 1.

Ursprünglich plante man, die Straße in einem weiten Bogen um die jetzige Strecke herumzuführen; man wollte damit vor allem das tiefe Ausschneiden des tonigen Bodens vermeiden. Bei der endgültigen Lösung entschloß man sich aber im Verkehrsinteresse für die geradlinige Führung und kam damit auf die Linie zurück, in der die Straße vor 1840 gelegen hatte. Der Hang wird in etwa 7 m Tiefe angeschnitten, das Landwasser wird mit einer 12 m hohen Brücke überquert, an die sich Dämme von rd. 13 m größter Höhe anschließen. Die Fahrbahnbreite beträgt auf der Brücke zwischen den Bordsteinen 7,5 m, auf der freien Strecke 9 m. Auf der Brücke ist ein 2,35 m breiter Radfahrweg vorgesehen, auf der übrigen Verlegungstrecke ein solcher von 2,5 bis 3 m, der nach Zittau zu teilweise auf einer der früheren umgebauten Serpentin verlegt wurde und auf dieser Strecke für die Bergabwärtsfahrt bestimmt ist. Auf der übrigen Strecke liegt der Radfahrweg neben der Straße. Die größte Steigung der Verlegung beträgt 1:18; die verlegte Strecke ist 210 m kürzer als die alte Straße.

II. Durchführung des Baues.

a) Erdarbeiten.

Die Einschnittmassen bestanden aus eiszeitlichen Seeablagerungen, die sich aus Tonen, Schluffen und Feinsanden (Bänderton) zusammensetzen. Die ursprünglich waagerechte Schichtung ist durch den Druck des nach Süden vorrückenden nordischen Inlandsees verschoben worden; das Eis selbst lagerte darüber seine Grundmoräne ab, einen sandigen Lehm, der Geschiebe von skandinavischen Gesteinen und Basaltblöcken jeder Größe enthält. Der Bänderton und der sandige Lehm waren zu den Dammschüttungen wegen ihrer Rutschgefahr nicht besonders geeignet, mußten aber aus wirtschaftlichen Gründen verwendet werden. Um einen möglichst einwandfreien Damm, der später nur geringe Setzungen und Veränderungen aufweisen würde, zu erhalten, wurde der Kern des Dammes mit den tonigen Massen geschüttet. Die äußere Schale wurde in etwa 3 m Mächtigkeit aus sandigen und lehmigen Massen hergestellt. Im Einschnitt erhielten die Böschungen eine Neigung von 1:2, besondere Vorrichtungen zur Sicherung der Böschungen gegen Rutschungen wurden zunächst nicht getroffen; sie sollen von Fall zu Fall nachträglich vorgenommen werden, wenn sie nötig sein sollten. Im Einschnitt stieß man auf wasserführende Schichten, die auch auf den Untergrund der späteren Fahrbahnbefestigung übergriffen. Zur Sicherung und Entwässerung des Unterbaues wurde deshalb eine Kiesschicht von 20 bis 40 cm Höhe eingebaut, die im Längsschnitt sägeblattförmig verläuft. Diese Höhe genügte,

b) Gründungen und System der Brücke.

Für die Wahl des Brückensystems war der Untergrund maßgebend. Zu überbrücken war eine Öffnung von rd. 65 m Weite und 12 m Höhe.

Der Untergrund (Abb. 2) war für Gründungen äußerst ungünstig. Unter einer 2 bis 3 m mächtigen Schicht von Gehängelehm befand sich eine Schicht von 0,5 bis 1,5 m Höhe aus Kies und Steinen; unter dieser stand schwarzgrauer plastischer Ton an, der in seiner Mächtigkeit von Südosten nach Nordwesten von 3 bis zu 12 m wechselte. Seine Festigkeit wuchs mit der Tiefe nur wenig, mit erheblichen Zusammendrückungen mußte also gerechnet werden. Die Mächtigkeit der Tonschicht war nicht nur in der Längsachse der Brücke verschieden, sondern auch in der Querachse. Unter den Pfeilern und Widerlagern waren in dieser Richtung Unterschiede von 2 bis 3 m in der Mächtigkeit vorhanden. Unter dieser Tonschicht befand sich eine schluffige Kies von 0,2 bis 2 m Höhe, der mit Wasser angefüllt war. Bei den Bohrversuchen stieg das Wasser über Gelände an, die über dem Kies befindliche Tonschicht war also stark mit Wasser gesättigt und nicht so konsolidiert wie die unter dieser wasserführenden Kiesschicht liegende Tonschicht. Diese unterste Tonschicht bestand aus steifem Ton von wechselnder Farbe mit Braunkohleneinlagerungen und war 3 bis 7 m mächtig. Unter dieser Tonschicht befand sich verwitterter Basaltuff.

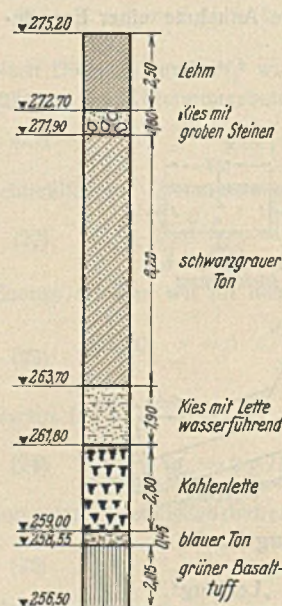


Abb. 2.

Bei der Wahl der Gründungen waren folgende Gesichtspunkte maßgebend. Bei dem tonigen Untergrunde lag es nahe, die oberste Kiesschicht zum Übertragen der Bauwerkslasten zu benutzen; davon mußte aber abgesehen werden, weil die Kiesschicht stellenweise nicht mächtig genug und damit nicht tragfähig war, und weil außerdem bei Hochwasser die Gefahr der Auskolkung bestand. Man mußte also mit der Gründung unter die Sohle dieser Schicht gehen. Eine Verdichtung des Tonbodens durch Pfähle war nicht zu erreichen, da Eisenbetonprobepfähle mit zwei Schlägen 4 m tief einsanken und auch durch das Schlagen der Pfähle

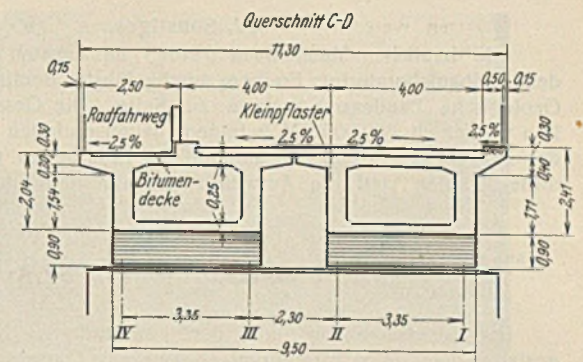
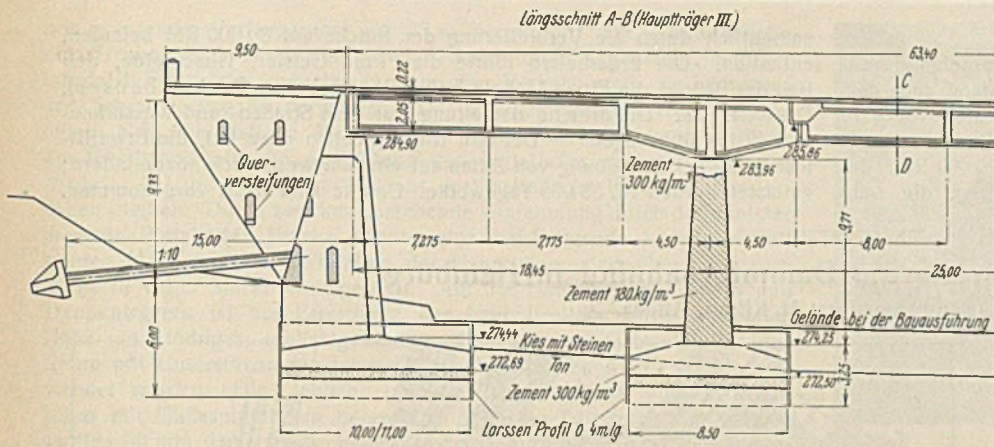


Abb. 4.

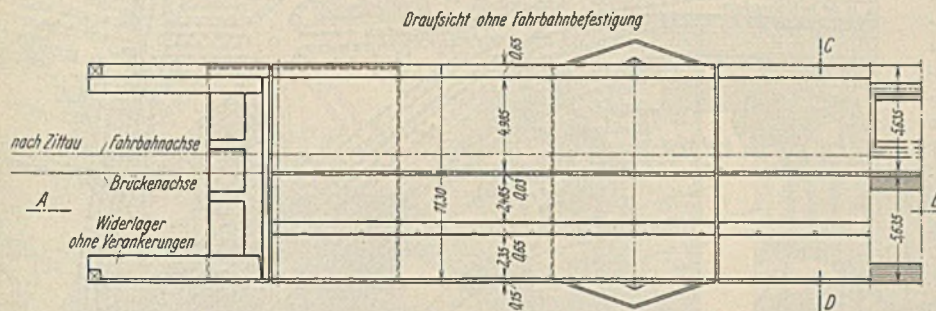


Abb. 3.

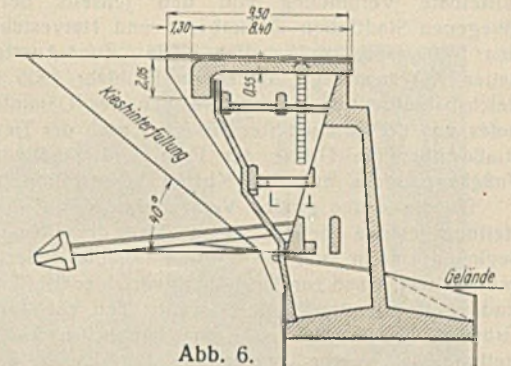


Abb. 6.

die Struktur des Bodens gestört worden wäre. Man entschloß sich deshalb, die Auflagerflächen der Pfeiler und Widerlager durch eisenbewehrte Platten zu verbreitern und den Druck durch eine 50 cm hohe, besonders sorgfältig eingerammte Kiesschicht auf den tonigen Boden zu übertragen. Der Bodendruck beträgt im Mittel bei den Pfeilern 1,6 und bei den Widerlagern 2,0 kg/cm². Zur Sicherheit gegen Abgleiten der Sohlfläche wurden bei den Widerlagern Anker eingebaut, die untereinander durch eine Eisenbetondecke verbunden sind. Nicht tief eingerammte Larssenpundwände umschlossen die Baugruben. Mit dem Betonieren der Pfeiler und Widerlager wurde im Oktober 1934 begonnen.

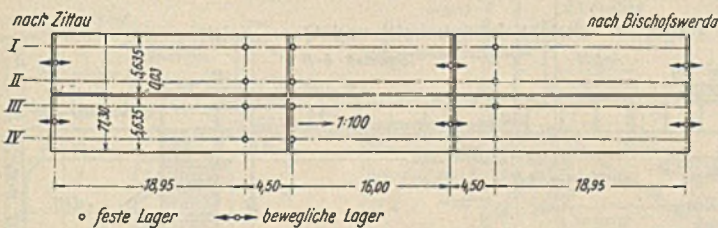


Abb. 5.

Ein Herabgehen bis auf den 17 m tief liegenden, festen Baugrund wäre kostspielig und unwirtschaftlich gewesen, man war somit auf die oberste Tonschicht als Baugrund angewiesen. Bei diesen ungünstigen Untergrundverhältnissen, bei denen Setzungen und Verkantungen nicht zu vermeiden waren, konnte man nur auf ein statisch bestimmtes System zukommen; man wählte Gerberträger (Abb. 3). Die Mittelöffnung wurde in die beiden auskragenden Seitenarme eingehängt. Um Zusatzspannungen auszuschalten oder wenigstens soweit wie möglich herabzusetzen, wurde die Tragkonstruktion in ihrer Längsrichtung in zwei Hälften geteilt (Abb. 4), die miteinander durch ein Zinkschleppblech verbunden waren. Ferner wählte man für die Auflagerung der einzelnen Träger die Dreipunktlagerung (Abb. 5). Diese Lagerung ist in Deutschland bereits einmal ausgeführt worden, und zwar 1917 beim Bau der Raffelbergbrücke in Mülheim (Ruhr). Dort waren die Träger als unten offene Eisenbetonbalken mit waagerechter Decke durchgebildet. Der Endquerträger war besonders versteift. Anfragen bei der Stadt ergaben, daß sich die Konstruktion gut bewährt hatte und daß sich an dem Bauwerk bisher keinerlei Nachteile gezeigt hatten. Bei der Landbergbrücke legte man zur Verminderung der Zusatzspannungen infolge Verdrehung für die Träger einen kastenförmigen Querschnitt aus Eisenbeton zugrunde¹⁾.

c) Maßnahmen während des Brückenbaues.

Das Erdbaulaboratorium Freiberg (Prof. Dr.-Ing. Kögler) hatte nach der Untersuchung des Bodens festgestellt, daß sich Senkungen unter

¹⁾ Über Versuche mit Eisenbetonträgern auf drei Auflagern vgl. Handb. f. Eisenbetonbau, Bd. I, 4. Aufl., S. 224.

keinen Umständen vermeiden ließen, und hatte die endgültigen Setzungen der Pfeiler auf 15 cm und der Widerlager bachseitig auf 20 und dammsseitig auf 37 cm berechnet. Diese Senkungen sind auch teilweise eingetreten; die Widerlager lagen im Bereich der Setzungsmulden, die durch die Last der Dämme hervorgerufen wurden. Bei den Widerlagern wirkte der aktive Erddruck der Hinterfüllungsmassen nicht in dem Maße mit der waagerechten Komponente, wie der Berechnung zugrunde gelegt war. Die Hinterfüllung belastete vielmehr die dammsseitige Fußplatte nur mit ihrem Gewicht. Besonders war dies der Fall bei dem südöstlichen nach Zittau gelegenen Widerlager, bei dem man deshalb zu besonderen Vorsichtsmaßnahmen griff. Dieses Widerlager hatte sich nach der Dammsseite stärker gesetzt als nach der Bachseite zu. Um es in die beabsichtigte Lage zurückzubringen und um die Einwirkungen der Setzungsmulde abzuschwächen, schüttete man in der Nähe des Widerlagers auf beiden Seiten des Damms und zwischen Pfeiler und Widerlager 3 bis 5 m hohe Druckbänke an. Außerdem versuchte man, das Widerlager durch Hebetöpfe, die unter den Flügelwänden angesetzt wurden, und die eine Hubkraft von 50 t auf jede Seite ausübten, in die vorgesehene Lage zu bringen. Da diese Maßnahmen nicht den gewünschten Erfolg hatten, entschloß man sich, die senkrechte Belastung der Fußplatte dadurch auszuschließen, daß das Widerlager hohl gelassen wurde, und schloß dazu das Widerlager durch eine Eisenbetondecke ab, die sich an die Flügelwände anlehnte (Abb. 6). Zur Überbrückung des Hohlkörpers wurden zwei in ihrer Längsrichtung geteilte, je 8,4 m lange Eisenbetonbrücken errichtet, die auf dem Widerlager und dem Damm, der hinter dem Hohlkörper aus Kies geschüttet wurde, aufliegen. Diese Vorsichtsmaßnahmen haben das weitere ungleichmäßige Setzen des Widerlagers verhindert. Bei dem nordwestlichen Widerlager zeigten sich zwar auch ungleichmäßige Setzungen, besondere Vorsichtsmaßnahmen wurden hier aber nicht für nötig gehalten; an die Hauptrippe schließt also hier unmittelbar der Damm an. Bei diesem Widerlager werden die Setzungen am längsten anhalten, da dort die Tonschicht am mächtigsten ist.

Die Setzungen der Pfeiler und Widerlager, die nach den Angaben des Erdbaulaboratoriums weiter beobachtet werden, werden erst nach 50 bis 100 Jahren beendet sein.

III. Landschaftsgestaltung.

Durch den tiefen Einschnitt und die hohen Dämme ist das anmutige Landschaftsbild der Lausitz vollkommen verändert worden. Unter Hinzuziehung eines Landschaftsberaters wird versucht werden, den Bau harmonisch in die Landschaft einzugliedern. Dazu sind Anpflanzungen von Busch- und Baumgruppen benachbarter und heimischer Arten vorgesehen. Die Kanten der Böschungen im Einschnitt wurden schon beim Bau abgerundet. Auf der Kuppe sind besondere Halte- und Ruheplätze für Kraftwagenfahrer und Radfahrer hergerichtet worden. Zur Trennung von Fahrbahn- und Radfahrwegen und an der Straßenkrone sind Hainbuchenhecken gepflanzt worden; zur Sicherung des Verkehrs mußten aber an diesen Stellen vorläufig Geländer aufgestellt werden.

IV. Sonstiges.

Alle baulichen Maßnahmen wurden im engsten Einvernehmen mit dem Erdbaulaboratorium Freiberg durchgeführt. Beratend stand auch das Geologische Landesamt Sachsen zur Seite. Die Gesamtkosten für den Bau werden rd. 660 000 RM betragen; davon entfallen auf die Herstellung der Brücke rd. 280 000 RM und auf die Erdarbeiten rd. 320 000 RM. In diesen Zahlen sind die Aufwendungen für den Radfahrweg, die sich

namentlich durch die Verbreiterung der Brücke auf 80 000 RM belaufen, enthalten. Die Erdarbeiten führte die Firma Geisler, Hirschfelde, den Bau der Brücke die Firma Liebold & Co. (Oberingenieur Dr.-Ing. Bansen), Dresden, aus. Die örtliche Bauleitung war dem Straßen- und Wasserbauamt Zittau übertragen. — Der Bau trug erheblich dazu bei, die Erwerbslosenziffer der Umgebung von Zittau auf ein Jahr wesentlich abzumindern; geleistet wurden rd. 38 000 Tagewerke. Unfälle sind nicht vorgekommen.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Fußwegüberführung am Dammtorbahnhof in Hamburg.

Von Reichsbahnoberrat H. Kilian, Altona.

Im Zusammenhang mit der vollständigen Neugestaltung des alten Hamburger Zoologischen Gartens am Dammtorbahnhof in ein zeitgemäßes Ausstellungsgelände war es zur besseren Abwicklung der zu erwartenden erheblichen Verkehrssteigerungen notwendig, eine unmittelbare Verbindung von den jenseits der Bahn gelegenen Stadtteilen Rotherbaum und Harvestehude zu den Neuanlagen zu schaffen. Die „Zoo“-Ausstellungshallen AG beantragte daher im Frühjahr 1935 bei der Reichsbahndirektion Altona, westlich des Dammtorbahnhofes von der Edmund-Stemers-Allee nach der Tiergartenstraße über die Gleise der Fern- und Stadtbahn eine Fußgängerbrücke auf ihre Kosten herzustellen (Abb. 1).

Da die ersten großen Veranstaltungen auf dem Ausstellungsgelände bereits Mitte Mai desselben Jahres beginnen sollten und aus diesem Grunde äußerste Eile geboten war, stand zur Aufstellung verschiedener Lösungen und vergleichender Entwürfe wenig Zeit zur Verfügung. Größter Wert mußte auf eine möglichst kurze Herstellungsfrist, rasche Beschaffung der Baustoffe, sowie einfache und schnelle Aufstellung ohne Störung des Betriebes auf den stark befahrenen Gleisen der Fern- und Stadtbahn gelegt werden. Die Wahl fiel auf ein Überführungsbauwerk in Stahl (St 37). Bezüglich des Überbaues selbst und der zugehörigen Treppenanlage wurden neben Wirtschaftlichkeit ein gefälliges Aussehen, leichte Zugänglichkeit und ein Mindestmaß an späteren Unterhaltungskosten gefordert. Auf Grund dieser Bedingungen ergab sich zwangsläufig eine vollwandige Balkenbrücke, gestützt auf stählerne Portale, hieran zu beiden Seiten anschließende, ebenfalls in Stahl auszuführende Treppenanlagen mit vollwandigen Treppenträgern (Abb. 2 bis 4).

Veranlassung, dieses Bauwerk zu veröffentlichen, boten weniger technische Besonderheiten als die in künstlerisch maßgebenden Kreisen beifällig aufgenommene Beurteilung des Gesamteindrucks innerhalb der Umgebung.

Die Frage, warum dieses gewiß einfache Bauwerk dem architektonisch geschulten Beobachter und dem Brückeningenieur gefällt, dürfte nicht schwer zu beantworten sein. Der befriedigende Eindruck beruht wohl in erster Linie auf der einfachen, geraden und straffen Linienerführung des Überbaues und der Treppenanlagen, die der heutigen Geschmacksrichtung auch im Brückenbau entspricht. Die gerade, waagrechte Linie wird bevorzugt, gewissermaßen gefühlsmäßig das Zeitalter der Geschwindigkeit betonend, während die früher so beliebten Brückenbogen stark in den Hintergrund zurückgetreten sind. Die Einfachheit und Schlichtheit des Bauwerks wird noch dadurch gesteigert, daß sämtliche Teile geschweißt sind und dadurch alle Gurt- und Stehblechwinkel, Stoßlaschen sowie Nietköpfe wegfallen konnten. Hierdurch erhöhte sich auch die Flächenwirkung. Der Baustoff Stahl tritt in allen Teilen klar und gebieterisch in den Vordergrund. Die rein technische Zweckmäßigkeit verleiht dem Stahl einen kraftvollen Ausdruck. Ein Lobspruch auf dieses Bauwerk ist besonders für den Ingenieur eine erfreuliche und ermutigende Anregung und zugleich ein Beweis dafür, daß auch ein reiner Zweckbau bei einfacher harmonischer Führung der Linien und bei reizvoller Herausstellung des Baustoffes stimmungsvoll und künstlerisch bestechend wirken muß. Abb. 2 bis 4 dürften wohl den befriedigenden Eindruck des Bauwerks zur Genüge bestätigen.

Die allgemeine technische Anordnung geht aus Abb. 5 u. 6 hervor. Die Stützweite des Überbaues beträgt 22 m; er ist aber für eine etwa später erforder-

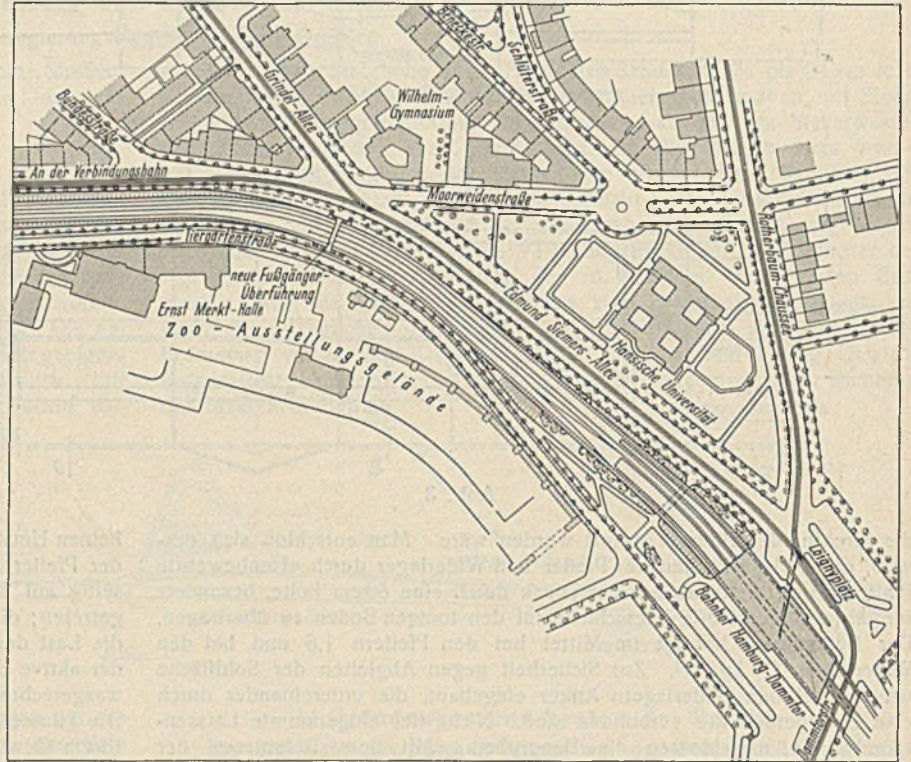


Abb. 1. Lageplan.

Abb. 5. Ansicht, Längsschnitt und Querschnitt.

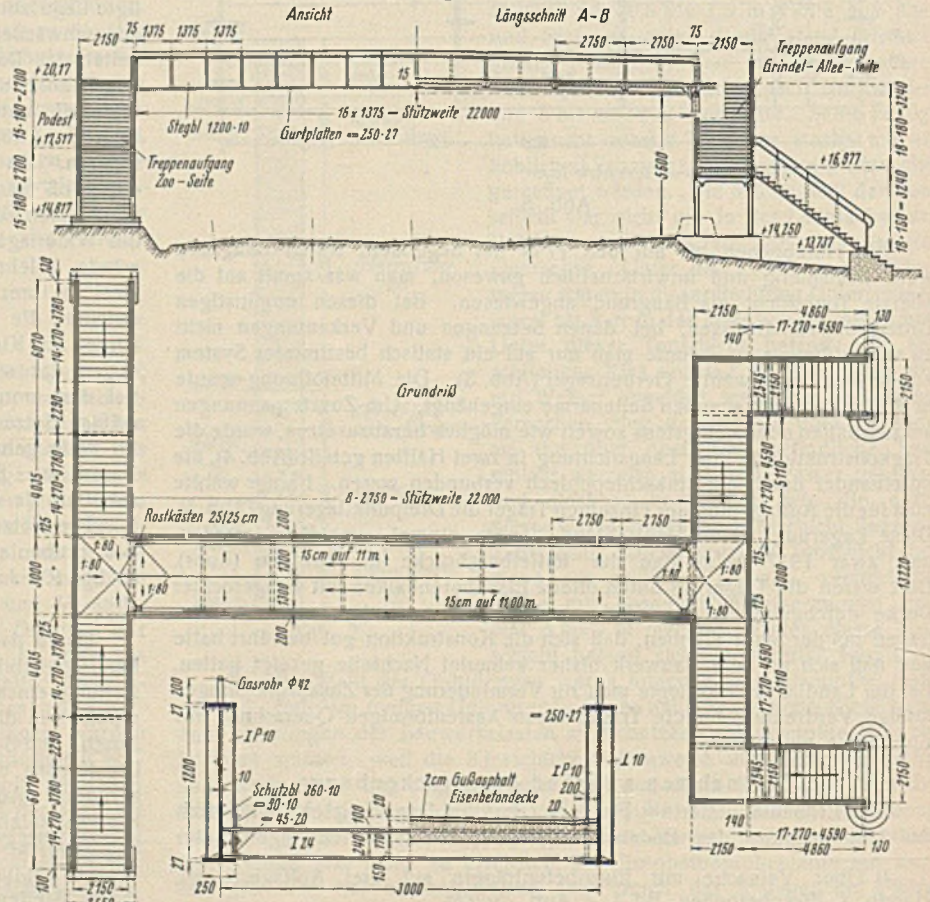


Abb. 6. Querschnitt.

lich werdende Verlängerung auf 25 m berechnet. Die Aussteifungen der Treppenträger sind nur an den Außenseiten angebracht, auf der Innenseite sind sie weggelassen, um den Verkehr nicht zu behindern und Schmutzkecken zu vermeiden. Der Überbau und die Treppenträger ruhen auf zwei-stieligen Portalrahmen (Abb. 7). Das obere Auflager des Überbaues und die Ausbildung des Portalfußes geben Abb. 8 u. 9 wieder. Auf der Ostseite mußte eine dort befindliche Brunnenanlage erhalten bleiben. Durch zweckentsprechende Umräumung durch das dahinter liegende Portal der Brücke konnte eine befriedigende Lösung erzielt werden (Abb. 3). Die Gurtplatten der Hauptträger sind über die ganze Länge in voller Stärke durchgeführt. Auf den Hauptträgern, Podest- und Treppenträgern ist zur Erreichung der baupollzeilich vorgeschriebenen Höhe ein niedriges, schlichtgehaltenes Geländer aufgeschweißt, für das Rohre mit Unterstützungen jeweils über den äußeren Aussteifungen verwendet wurden. Die Gehbahn und die Treppenpodeste sind in Eisenbeton mit Gußasphaltbelag hergestellt. Für die Trittstufen der Treppen wurden 30 mm dicke gleitsichere Diamant-Granit-Beläge der Firma Beton-

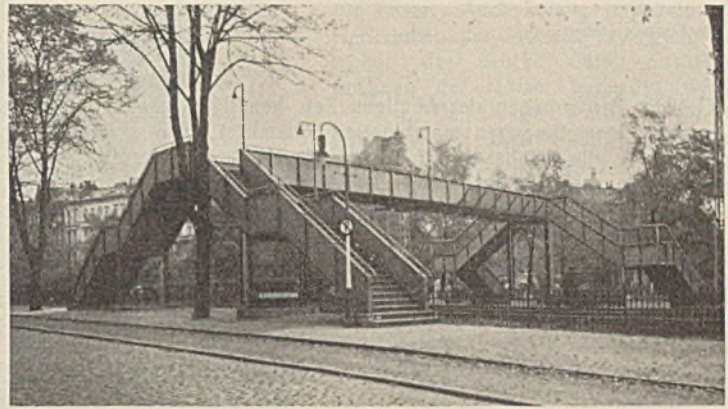


Abb. 2. Gesamtansicht des Bauwerks.



Abb. 3. Ansicht von der Stirnseite.



Abb. 4. Blick auf den Treppenlauf.

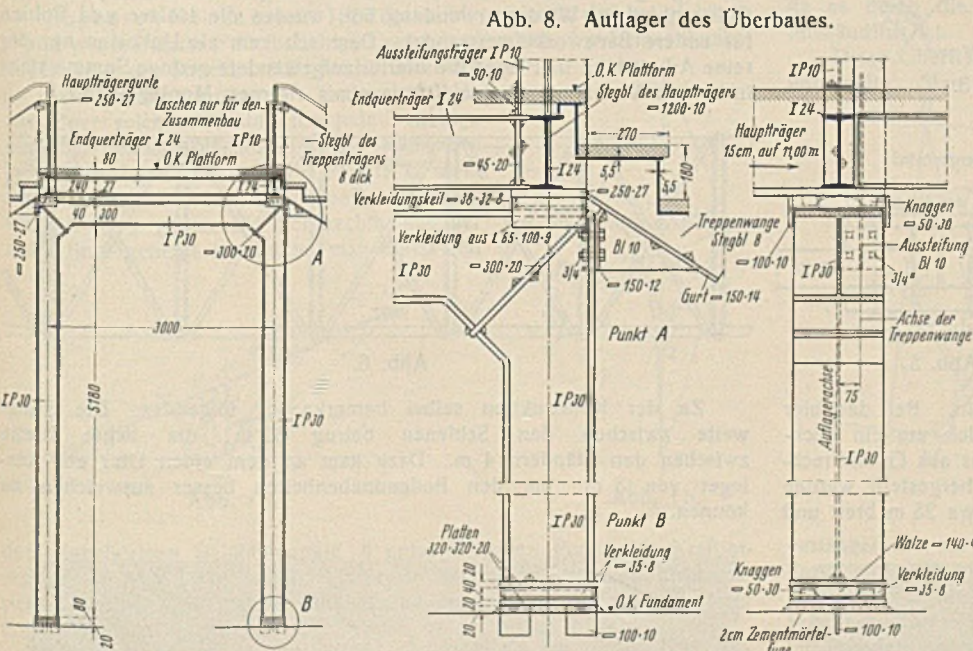


Abb. 7. Brückenstützrahmen.

Abb. 9. Portalfuß.

Das im Werk fertiggestellte Bauwerk wurde in der Weise an Ort und Stelle zusammengebaut, daß zunächst in einer nur dreistündigen nächtlichen Betriebspause die Seitentreppebauten mit den Portalen errichtet wurden und alsdann in einer weiteren Nacht die Auflegung des Überbaues mittels eines Kranes folgte. Nach einer Belastungsprobe durch 206 Arbeits-

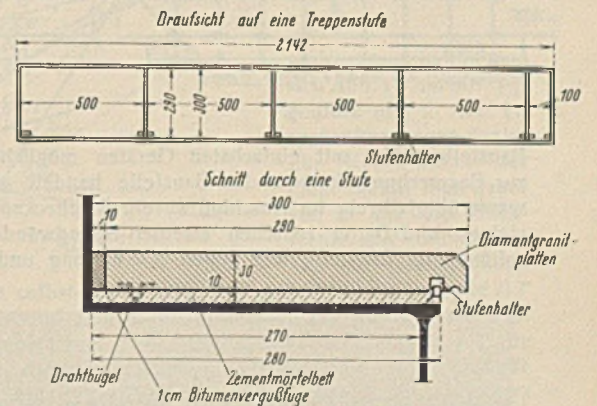


Abb. 10. Ausbildung der Stufen.

werkstein G. m. b. H., Hamburg, gewählt. Sie sind im Werk aus Beton und einer aufgepreßten Deckschicht von rd. 12 mm, bestehend aus Granitgestein und einem Härtemittel Siliciumcarbid, das im elektrischen Flammenbogen aus Silicium und Kohlenstoff niedergeschmolzen wird, hergestellt worden. Die Platten sind im Zementmörtelbett verlegt und werden vorn durch einen Stufenhalter, hinten durch besondere Bügel festgehalten (Abb. 10).

dienstmänner, die eine größte federnde Durchbiegung von 5,1 mm ergab, wurde das Bauwerk am 15. Mai 1935 dem Verkehr übergeben.

Den stählernen Überbau einschließlich der Treppenanlagen, zusammen 36,25 t St 37 enthaltend, lieferte die Brückenbauanstalt H. C. E. Eggers & Co., Hamburg, die Fundament- und Betonarbeiten führte die Beton- und Monierbau AG, Hamburg, aus. Die Kosten des Bauwerks betragen einschließlich Gründung 43 000 RM.

Alle Rechte vorbehalten.

Hölzerne Montagebrücke.

Von Baumeister R. Heinze, Trebnitz i. Schles.

Größere Bauvorhaben der heutigen Zeit benötigen zur Bewältigung der großen Baustoffmengen maschineller Hilfsmittel. Die bekanntesten sind die Krane, die drehbar sind und, mit weiten Auslegern versehen, große Arbeitsflächen bestreichen können. Wenn sie auf Schienen laufen, so wird der Wirkungskreis noch bedeutend vergrößert. Aber mit der

verlief in gebogener Form. Das Material wurde mittels Kleinbahn herangeschafft und konnte nur an einem Ufer gestapelt werden. Die Baugrubensohle lag etwa 3 bis 4 m tiefer als das Ufer. Das jenseitige Ufer war über 1 m tiefer als das diesseitige. Ein Heben und Aufbau der Baustoffe kam also nicht in Frage.

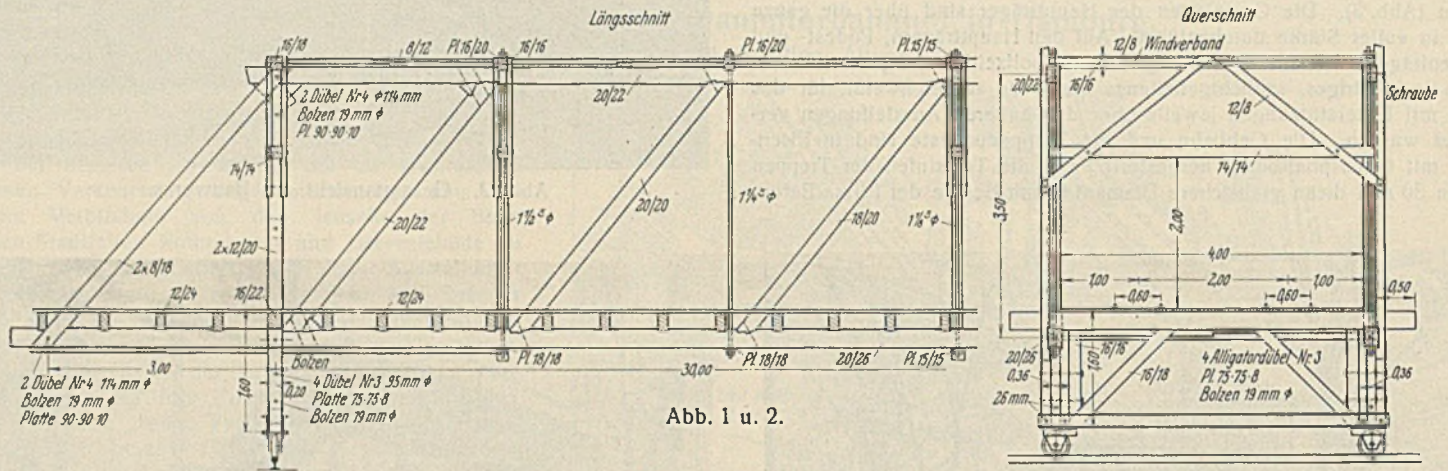


Abb. 1 u. 2.

Größe der Konstruktion wachsen auch die Anschaffungskosten der Geräte, und sie sind wirtschaftlich nur tragbar, wenn dauernd große Baustellen zur Verfügung stehen. Leider sind diese aber hier im Osten selten genug. Der Bauausführende, der zum erstenmal eine größere Arbeit in Auftrag bekommt, wird also sich sehr genau überlegen müssen, welches Fördermittel für seinen Fall am wirtschaftlichsten ist. Gerade im Eisenbeton, und zwar hauptsächlich im Tiefbau, spielt die Beförderungsfrage von umfangreichen und schweren Baustoffen die wichtigste Rolle, und nur der Unternehmer, der diese Frage richtig löst, wird gewinnbringend arbeiten. Kommt noch hinzu, daß, wie bei Notstandsarbeiten, Erwerbslose aller Berufe beschäftigt werden müssen, so muß die Bewegung der Baustoffe vom Lagerplatz bis zur

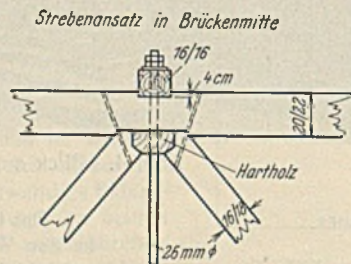


Abb. 3.

Es galt nun, ein Fördermittel zu finden, das allen Anforderungen gerecht wurde. Nur mehrere Krane hätten die bedeutenden Entfernungen überbrücken können; oder die Baustoffe mußten mit Loren an die Krane herangebracht und unter Umständen umgeladen werden.

Man entschloß sich daher, eine Montagebrücke zu bauen, und zwar aus Holz, die die Baustelle überspannte. In der Längsrichtung der Baustelle wurde die Brücke fahrbar gemacht und konnte so mit dem Fortschreiten der Arbeiten weitergeschoben werden. In den Bohlenbelag wurden Trichter eingebaut und die Baustoffe hineingeschüttet. Die Brücke war zweigleisig, so daß ohne Stockung gearbeitet werden konnte. Viele Monate hat die Brücke ihren Dienst getan, allen Witterungseinflüssen standgehalten und keinen Pfennig Stromkosten verursacht. Nach Beendigung der Arbeiten wurde sie auseinandergenommen. Da sich keine Gelegenheit zur Wiederverwendung bot, wurden die Hölzer und Bohlen für andere Bauzwecke verwendet. Demnach kam als Unkosten nur der reine Arbeitslohn in Frage; die hierfür aufgewendete geringe Summe steht in keinem Verhältnis zu den Kosten eines eisernen Montagekrans.

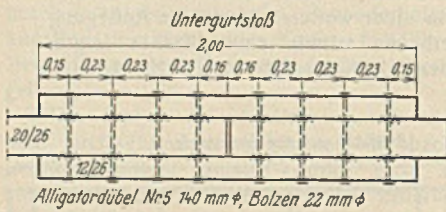


Abb. 4.

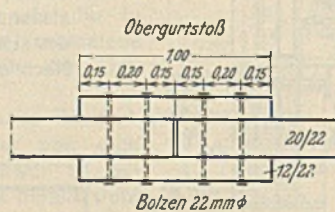


Abb. 5.

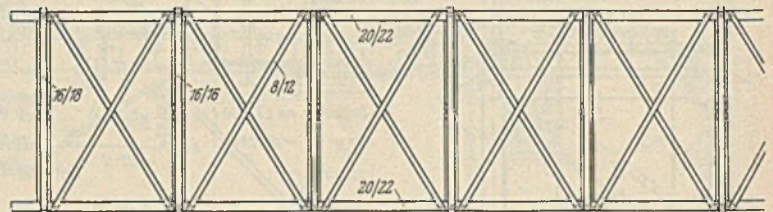


Abb. 6.

Baustelle selbst mit einfachsten Geräten möglich sein. Bei der hier zur Besprechung kommenden Baustelle handelt es sich um ein Hochwasserüberfallwehr im Anschluß an ein Staubecken, das aus Granitbruchsteinen und Beton zwischen eisernen Spundwänden hergestellt werden sollte. Die Baustelle war gegen 300 m lang und etwa 25 m breit und

Zu der Konstruktion selbst bemerke ich folgendes: Die Stützweite zwischen den Schienen betrug 30 m, die lichte Breite zwischen den Ständern 4 m. Dazu kam an dem einen Ufer ein Ausleger von 3 m, um den Bodenunebenheiten besser ausweichen zu können.



Abb. 7.

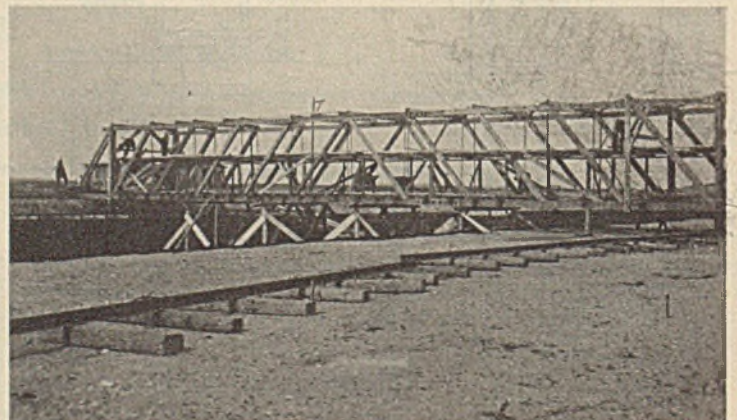


Abb. 8.

Die Brücke ist ein Parallelfachwerkträger mit Druckstreben und Zugstäben (Abb. 1 u. 2.) Die Systemhöhe von Mitte Untergurt bis Mitte Obergurt beträgt 3,50 m. $h:l \approx 1/12$.

Sämtliches Holz ist nur einstielig, also Ganzholz. Bei Konstruktionen, die ungeschützt der Witterung preisgegeben sind, bieten mehrteilige Gurtstäbe gewisse Gefahren durch Eindringen von Feuchtigkeit. Die große Stützweite war von Hölzern in einem Stück nicht zu bewältigen. Auch kam Bahntransport und Umladen auf Feldbahn mit engen Kurven in Frage, und so wurden die Gurthölzer zweimal gestoßen, wie aus den Abb. 4 u. 5 deutlich zu ersehen ist. Der Windverband (Abb. 6) wurde in den Obergurt verlegt und beide Brückenträger durch Quer- und Diagonalhölzer gegenseitig gut ausgesteift. Die Stirnansicht der Brücke (Abb. 9) gibt das interessante Bild der Aussteifung.



Abb. 9.

Mit Rücksicht auf die zusätzlichen Spannungen bei dem Verschieben der Brücke wurden auch in der Untergurtebene Diagonalverstreben an beiden Auflagern eingebaut. Die Zugstangen sind aus Schmiedeseisen, sie haben an beiden Enden Gewinde und Doppelmutter. Genügend große Platten verhindern das Einpressen und Zusammendrücken des Holzes quer

zur Faser. Auch konnte jederzeit durch Nachziehen der Muttern etwaigem Nachsacken der Brücke durch Zusammen-trocknen der Hölzer begegnet werden.

Die Balkenlage wurde 3 cm eingekämmt auf dem Untergurt und trägt so viel zur Aussteifung bei. Die Gurtstöße wurden durch Alligator-Zahnringdübel gesichert.

Alles Nähere ist aus den Abbildungen zu ersehen. Erwähnt sei noch, daß ein Modell der Brücke von Zimmerleuten während der Erwerbslosenzeit durch die zusätzliche Berufsschule angefertigt wurde. Das Aufstellen der Brücke dauerte knapp vier Tage. Das Ganze ist gewiß ein Zeichen guter handwerklicher Arbeit, deren Bedeutung heute wieder zunimmt.

Zu den Lichtbildern ist folgendes zu bemerken: Abb. 3 zeigt den Strebenansatz in Brückenmitte. — Abb. 7. Die Brücke wird zusammengesetzt. — Abb. 8. Brücke fertig bis auf die senkrechten Hölzer und

die Aussteifung. Sehr deutlich die Gurstöße erkennbar; die Schienen für die Längsverschiebung sind ausgelegt. Abb. 9 zeigt den interessanten Durchblick mit Aussteifung. — Die Untergurte liegen auf einem Ufer unmittelbar auf dem Fahrbahnträger.

Alle Rechte vorbehalten.

Beitrag zur geometrischen Erddrucktheorie von Engeßer.

Von Dipl.-Ing. Otto Mund, Mannheim.

Abb. 1a sei der Querschnitt durch einen Erdkörper, und zwar AB die Mauerlinie, AC die Geländelinie und BD die maßgebende Gleitlinie. Dann ist das Gewicht des Gleitkeils ABD gleich $AD \cdot r \cdot \gamma_e / 2$. Trägt man also in Abb. 1b auf einer Lotrechten die Strecke AD an und zieht durch A die Gleichlaufende AF zur Erddruckrichtung E und durch D die Gleichlaufende DF zum Gegendruck Q , der unter dem Winkel $90^\circ - \rho$ gegen die Gleitlinie BD geneigt ist, so ist das Dreieck AFD gleich dem Coulombschen Kraffteck im Maßstabe $2:r \cdot \gamma_e$.

Engeßer¹⁾ hat nun bereits 1880 darauf hingewiesen, daß bei gleichem ρ und β die Punkte F für beliebige Lagen des Punktes A auf einer Parabel liegen und die Strecken FD die Berührenden an diese Parabel darstellen. Man erhält also aus einer solchen Parabel für jede beliebige durch B gehende Mauerlinie die Größe des auf diese Mauerlinie bis zum Punkte B wirksamen Erddrucks, der unter einem beliebigen Winkel $\delta \leq \rho$ gegen die Senkrechte auf der Mauerlinie geneigt ist, indem man durch den

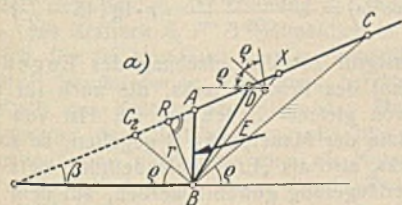


Abb. 1a.

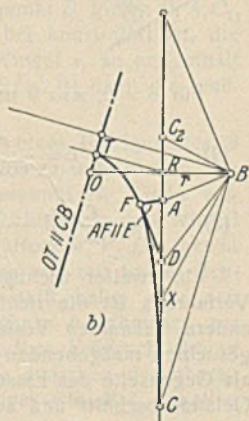


Abb. 1b.

bis zu den Punkten O und B an, so ist die Gleichlaufende durch O zu BC die Achse der Parabel, und die von R und B auf diese Achse gefällten Senkrechten sind die Scheitelberührende bzw. die Leitlinie der Parabel.

Das Verfahren hat vor den bekannten Konstruktionen den Vorzug, daß es sowohl von der Mauerneigung wie von der Größe des Winkels δ zwischen der Erddruckrichtung und der Senkrechten auf der Mauerlinie unabhängig ist. Trotzdem hat es sich bisher nur wenig einbürgern können, da es durch die vielen Maßübertragungen in eine Nebenfigur etwas umständlich ist.

Diese Übertragungen waren zur Entwicklung der Theorie zweifellos notwendig. Man kann aber, wie in Abb. 2 gezeigt ist, auch ohne sie

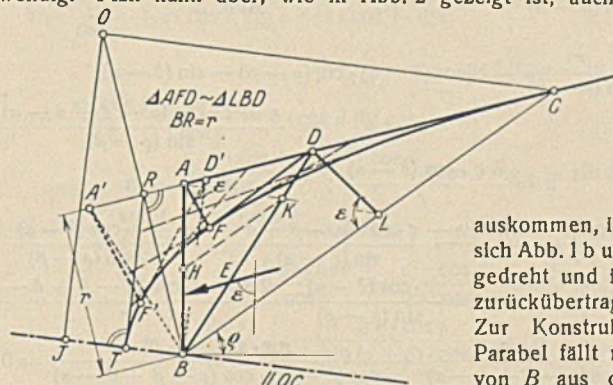


Abb. 2.

auskommen, indem man sich Abb. 1b um $90^\circ + \beta$ gedreht und in Abb. 1a zurückübertragen denkt. Zur Konstruktion der Parabel fällt man daher von B aus die Senkrechte BR unmittelbar auf die Geländelinie,

dem zugehörigen Geländepunkte A entsprechenden Punkt der Kraftlotrechten in Abb. 1b eine Gleichlaufende zu der betreffenden Erddruckrichtung zieht. Die von der Parabel und der Erddruckrichtung auf dieser Gleichlaufenden abgeschnittene Strecke AF ist gleich $2E/r \cdot \gamma_e$.

Die Parabel selbst erhält man, indem man durch beliebig viele Punkte der aus Abb. 1a in die lotrechte Richtung der Abb. 1b gedrehten Geländelinie eine Gerade zieht, die gegen die Senkrechte auf der entsprechenden Gleitlinie der Abb. 1a unter dem Winkel ρ geneigt ist. Diese Geraden umhüllen die Parabel. Eine zweite Parabel ergibt sich aus den entsprechenden Geraden, die gegen die gleichen Senkrechten um den Winkel $-\rho$ geneigt sind. Diese zweite Parabel dient zur Feststellung des Erdwiderstandes. Sie soll hier außer Betracht bleiben.

Auf der Böschungslinie erhält man die entsprechende Gerade als Lotrechte, d. h. also, die Parabel berührt die Kraftlotrechte der Abb. 1b in dem dieser Böschungslinie zugehörigen Punkte C . Trägt man auf der Waagerechten durch Punkt R in Abb. 1b die Strecke r nach beiden Seiten

verlängert sie um sich selbst bis O , zieht OC und die Gleichlaufende BT dazu, und fällt von O und R aus die Lotrechten OJ und RT auf TB . Dann ist TB die Parabelachse, B der Brennpunkt der Parabel, RT die Scheitelberührende, OJ die Leitlinie und die Geländelinie die Berührende im Punkte C der Parabel. Die Parabel läßt sich damit ohne weiteres aufzeichnen. Die Richtung AF , die bei Engeßer gleichlaufend zur wirklichen Erddruckrichtung E ist, muß jetzt um $90^\circ + \beta$ gedreht werden. Man erhält sie am einfachsten, indem man den Winkel ϵ zwischen der Richtung von E und der Lotrechten an die Geländelinie im Punkte A anträgt. Die Berührende in F an der Parabel gibt den Schnittpunkt D der maßgebenden Böschungslinie BD und damit auch das Erddruckmaß $DL = c$. Die beiden Dreiecke AFD und BDL sind einander ähnlich. Beides sind Krafftecke nach Coulomb, aus denen der Erddruck E zu entnehmen ist, und zwar aus $\triangle AFD$ im Maßstabe $2:r \cdot \gamma_e$ und aus $\triangle BDL$ im Maßstabe $2:c \cdot \cos(\delta - \alpha) \cdot \gamma_e$.

Ist eine Auflast P vorhanden, so trägt man sie in üblicher Weise, in Flächenmaß verwandelt, als $\triangle AA'B = P:\gamma_e$ an der Mauerlinie AB an, wobei AA' die Verlängerung von AC bildet. Dann liefert die Gleich-

¹⁾ Engeßer, Geometrische Erddrucktheorie. Z. f. Bauwes. 1880.

laufende $A'F'$ zu AF den Erddruck auf AB einschließend des Einflusses von P zu $E_p = A'F' \cdot r \cdot \gamma_c / 2$ und die Berührende $F'D'$ die jetzt gültige Gleitlinie $D'B$. Die Last P kann also nur zwischen A und D' stehen, wenn ihr Einfluß bis B voll zur Wirkung kommen soll. Umgekehrt kann man zu einer gegebenen Gleitlinie BD' die zugehörige Last P bestimmen, indem man von D' aus die Berührende an die Parabel und durch den Berührungspunkt F' die Gleichlaufende zu AF' zieht, die uns den Punkt A' liefert.

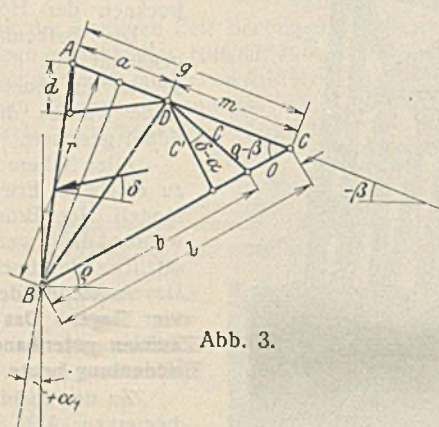


Abb. 3.

Dadurch, daß die beiden Krafftecke AFD und LBD in einem Punkte zusammenstoßen, hat man gemäß Abb. 3 die Möglichkeit, für das Erddruckmaß c eine verhältnismäßig einfache Gleichung abzuleiten, deren Entwicklung untenstehend gegeben ist. Man erhält mit Abb. 3 und mit den Bezeichnungen von Krey in seinen Erddrucktabellen²⁾

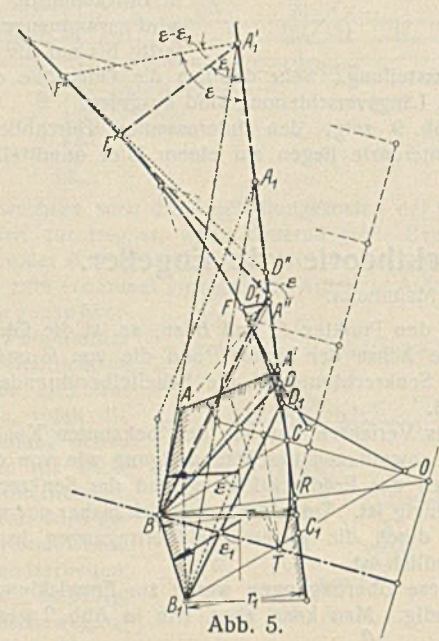


Abb. 5.

$$c' = c \cdot \cos(\delta - \alpha);$$

$$m = \frac{c \cdot \cos(\delta + \alpha)}{\sin(\varrho - \beta)};$$

$$l = \frac{r}{\sin(\varrho - \beta)}$$

$$b = \frac{r}{\sin(\varrho - \beta)} - c [\cos(\delta - \alpha) \cdot \operatorname{ctg}(\varrho - \beta) - \sin(\delta - \alpha)]$$

$$= \frac{r - c \cdot \cos(\varrho - \beta + \delta - \alpha)}{\sin(\varrho - \beta)}$$

$$a = \frac{b \cdot c \cdot \cos(\delta - \alpha)}{r}; \quad g = a + m$$

$$g = \frac{c \cdot \cos(\delta - \alpha)}{r} \cdot \frac{r - c \cdot \cos(\varrho - \beta + \delta - \alpha)}{\sin(\varrho - \beta)} + \frac{c \cdot \cos(\delta - \alpha)}{\sin(\varrho - \beta)}$$

$$= \frac{c \cdot \cos(\delta - \alpha)}{\sin(\varrho - \beta)} \cdot \frac{2r - c \cdot \cos(\varrho - \beta + \delta - \alpha)}{r}$$

$$c^2 - \frac{2rc}{\cos(\varrho - \beta + \delta - \alpha)} + \frac{gr \cdot \sin(\varrho - \beta)}{\cos(\delta - \alpha) \cdot \cos(\varrho - \beta + \delta - \alpha)} = 0$$

$$(1) \quad c = \frac{r}{\cos(\varrho - \beta + \delta - \alpha)} \pm \sqrt{\frac{r^2}{\cos^2(\varrho - \beta + \delta - \alpha)} - \frac{gr \cdot \sin(\varrho - \beta)}{\cos(\delta - \alpha) \cdot \cos(\varrho - \beta + \delta - \alpha)}}$$

Der Wurzelwert ist in der Regel negativ. Der Wert g kann aus der Zeichnung abgegriffen oder nach der Formel

$$(2) \quad g = r [\operatorname{ctg}(\varrho - \beta) - \operatorname{tg}(\alpha_1 + \beta)]$$

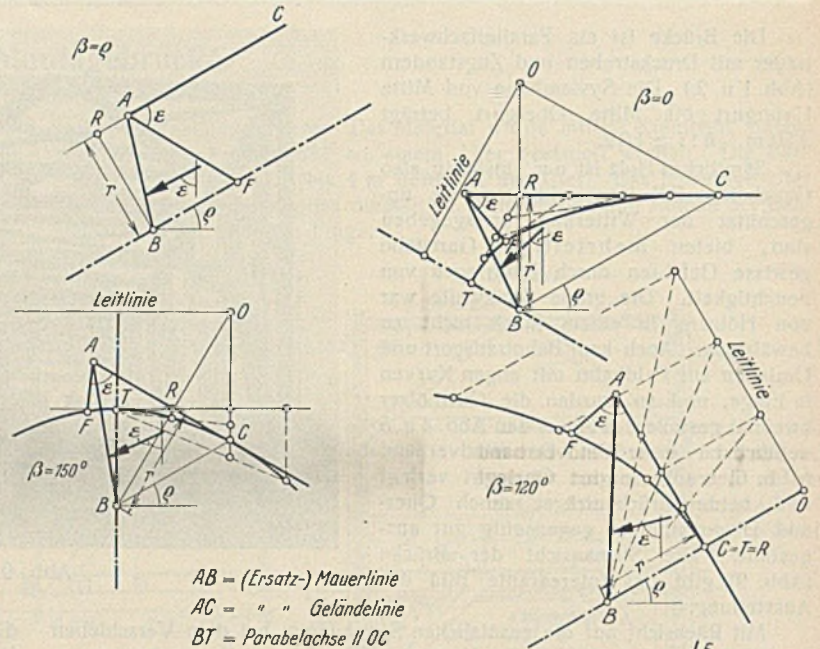
berechnet werden. α ist der Winkel zwischen der Lotrechten und der wirklichen Mauerlinie, α_1 der Winkel zwischen der Lotrechten und der Ersatzmauerlinie.

Den Übergang zu den Erddrucktabellen vermittelt die Gleichung

$$(3) \quad \lambda_a = \frac{c^2 \cdot \cos(\delta - \alpha) \cdot \cos(\alpha_1 + \beta)}{r \cdot \cos \alpha_1}$$

Sie gilt nur für $\alpha = \alpha_1$, also nicht für Ersatzdreiecke, da bei diesen die Druckverteilung keine einfach geradlinige mehr ist.

²⁾ Krey, Erddruck, Erdwiderstand, 5. Aufl., S. 297, Abb. 155 u. 156. Berlin 1936, Wilh. Ernst & Sohn.



$AB =$ (Ersatz-)Mauerlinie
 $AC =$ " " Geländelinie
 $BT =$ Parabelachse $\parallel OC$
 $BR = r \quad BR \perp RO \perp AC$

$$AF = \frac{2E}{r \cdot \gamma_c}$$

$$\varrho = 30^\circ; \delta = 15^\circ$$

Abb. 4.

Für $\delta = 0, \alpha = 0$ und $\beta = 0$ geht Gl. (1) über in

$$(4) \quad c = \frac{r}{\cos \varrho} - \sqrt{\frac{r^2}{\cos^2 \varrho} - gr \cdot \operatorname{tg} \varrho}, \quad \text{oder}$$

$$(5) \quad c = \frac{r}{\cos \varrho} (1 - \sqrt{1 - \cos^2 \varrho}) = \frac{r(1 - \sin \varrho)}{\cos \varrho} = r \cdot \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\varrho}{2} \right).$$

Ein zweiter wichtiger Kunstgriff zur Vereinfachung des Engeßer-Verfahrens ist die richtige Wahl des Ersatzdreiecks, die auch für alle andern bekannten Verfahren von gleicher Bedeutung ist. Ist von der gesuchten maßgebenden Gleitlinie der Mauerpunkt B gegeben, so sollte als Gegenseite des Ersatzdreiecks, also als „Ersatzgeländelinie“ stets der Geländeabschnitt und seine Verlängerung gewählt werden, auf dem das Auftreffen der Gleitlinie zu erwarten ist und den wir deshalb als den „maßgebenden“ bezeichnen wollen. Man ist sonst, wenn z. B. der anschließende Abschnitt mit einem Abstände r_1 von B als Begrenzung gewählt wird, gezwungen, die Abschnitte auf dem „maßgebenden“ Abschnitt im Verhältnis $r : r_1$ umzuformen und später zur Festlegung der maßgebenden Gleitlinie abermals eine Umformung vorzunehmen. Dabei verwandelt sich, wie Dörr³⁾ gezeigt hat, auch die Parabel gerade im Bereich des maßgebenden Geländeabschnitts in eine Kurve höherer Ordnung, die naturgemäß nicht so einfach darzustellen ist wie die Grundparabel.

Die Ersatzgeländelinie kann, da auch die Fälle zweiseitig begrenzter Erdkörper eingeschlossen werden müssen, die verschiedensten Lagen annehmen. Für jede Lage ist die gleiche Parabelkonstruktion durchzuführen, wie ich dies in Abb. 4 mit $\varrho = 30^\circ$ für verschiedene, jeweils um 30° voneinander abweichende Werte von β gezeigt habe. Die Parabel schrumpft in eine Gerade zusammen, wenn $\beta = \varrho$ ist, d. h. wenn die Geländelinie gleichlaufend zur Böschungslinie ist. Sie hat ihre größte Weite für $\beta - \varrho = 90^\circ$. (In der Abbildung für $\beta = 60^\circ$ ist versehentlich $\sphericalangle FAB = \varepsilon$ bezeichnet statt $\sphericalangle FAC$.)

³⁾ Dörr, Silos, Handb. f. Eisenbetonbau, 3. Aufl., Bd. XIV, S. 13 u. 16, Abb. 19.

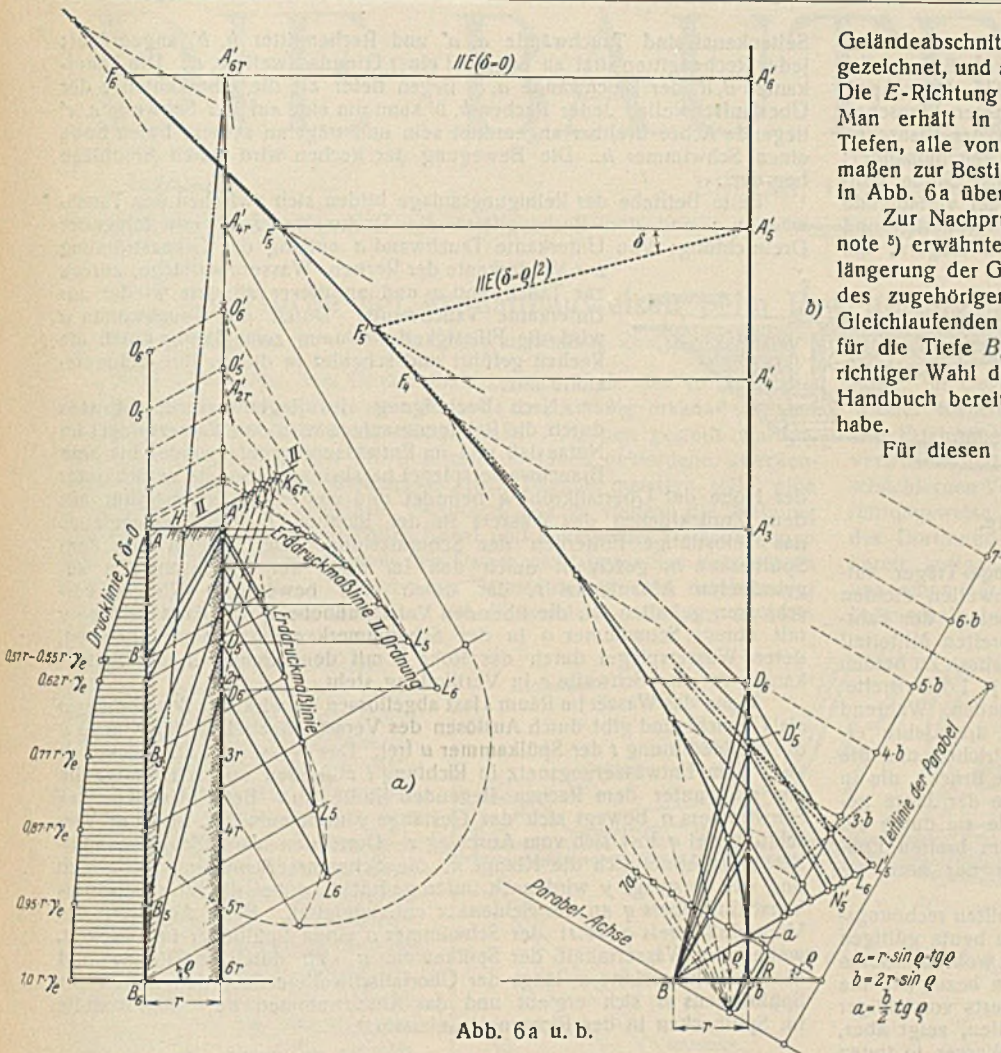


Abb. 6a u. b.

Geländeabschnittes AA' . In Abb. 6b ist die Parabel für $r=BR$ aufgezogen, und alle Ersatzdreiecke sind über BR als Grundlinie angetragen. Die E -Richtung ist in diesem Sonderfall in Abb. 6a und 6b die gleiche. Man erhält in Abb. 6b die Gleitlinienrichtungen für die verschiedenen Tiefen, alle von B ausgehend, die von dort mit den zugehörigen Erddruckmaßen zur Bestimmung der Drucklinie mit Hilfe der „Erddruckmaßlinie“⁶⁾ in Abb. 6a übertragen wurden.

Zur Nachprüfung der Richtigkeit der Konstruktion wurde das in Fußnote⁵⁾ erwähnte Verfahren benutzt. Nach diesem müssen sich die Verlängerung der Gleitlinie und die Verbindungslinie des anderen Endpunktes des zugehörigen Erddruckmaßes auf der Bestimmungslinie $II-II'$, der Gleichlaufenden zur Böschungslinie durch H , schneiden. In Abb. 6a ist für die Tiefe B_1 auch gezeigt, daß das Verfahren von Poncelet bei richtiger Wahl des Ersatzdreiecks ebenso zum Ziele führt, wie ich dies im Handbuch bereits für Culmann und das „neue Verfahren“ nachgewiesen habe.

Für diesen Sonderfall ergibt sich gemäß Abb. 6c:

$$E = c^2 \cdot \cos \delta \cdot \gamma_e / 2 = d \cdot r \cdot \gamma_e / 2$$

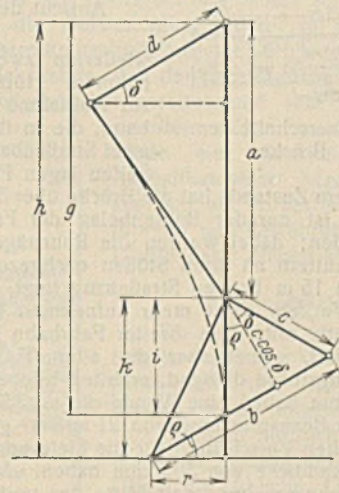


Abb. 6c.

Solange die Neigung der Ersatzgeländelinie unverändert bleibt, kann ein und dieselbe Parabel für beliebige Abstände r verwendet werden. Ist z. B. in Abb. 5 das Ersatzdreieck für den Mauerpunkt B_1 gleich $B_1 A_1 C_1$, so ziehe man durch Punkt B , für den die Parabel konstruiert ist, die Gleichlaufende BA_1' zu $B_1 A_1$, trage an A_1' den Winkel ε_1 an und erhält damit F_1' und D_1' . Die Gleichlaufende $D_1 B_1$ zu BD_1' ist dann die maßgebende Gleitlinie durch Punkt B_1 .

Abb. 5 bietet auch Gelegenheit, den Einfluß eines Brechpunktes B in der Mauerlinie auf die Coulombschen Kraftecke zu untersuchen. Es sei jetzt $BA_1' C$ das Ersatzdreieck für den Mauerpunkt B . Dann verwandelt sich infolge der Drehung der Erddruckrichtung um den Winkel $\varepsilon - \varepsilon_1$ das Krafteck $A_1' F'' D''$ allmählich in das Krafteck $A_1' F_1' D_1'$, genau wie ich dies im Handbuch⁴⁾ unter Anwendung des von mir in der Bautechnik⁵⁾ beschriebenen Verfahrens bereits dargestellt habe. Für den unterhalb des Knickpunktes liegenden Mauerabschnitt ist demnach zur Bestimmung der Gleitlinien nur die hier vorhandene Erddruckrichtung maßgebend und nicht etwa eine als Komponente zwischen der oberen und unteren Richtung sich ergebende Zwischenlage, wie dies zuweilen dargestellt wird.

Als Anwendungsbeispiel ist in Abb. 6 ein Erdkörper zwischen zwei lotrechten Wänden behandelt. Die Ersatzgeländelinie ist hier für alle Gleitlinien unterhalb $A'B'$ in Abb. 6a die der untersuchten Wand AB_6 gegenüberliegende Seite $A'-6r$ und ihre Verlängerung. Die Ersatzmauerlinie geht für alle Tiefen durch den Mittelpunkt H des waagerechten

$$c^2 \cdot \cos \delta = d r \quad b c \cdot \cos \delta = a r \quad d : a = c b \quad a + i = g$$

$$i = \frac{c \cdot \cos \delta}{\cos \varphi} \quad a = \frac{b c \cdot \cos \delta}{r}$$

$$b = \frac{r}{\cos \varphi} + c \cdot \cos \delta \cdot \operatorname{tg} \varphi + c \cdot \cos \delta \cdot \operatorname{tg} \delta = \frac{r}{\cos \varphi} + c \cdot \cos \delta (\operatorname{tg} \varphi + \operatorname{tg} \delta)$$

$$a = \frac{c \cdot \cos \delta}{r} \left[\frac{r}{\cos \varphi} + c \cdot \cos \delta (\operatorname{tg} \varphi + \operatorname{tg} \delta) \right] = \frac{c \cdot \cos \delta}{\cos \varphi} + \frac{c^2 \cdot \cos \delta}{r} (\cos \delta \cdot \operatorname{tg} \varphi + \sin \delta)$$

$$g = \frac{2 c \cdot \cos \delta}{\cos \varphi} + \frac{c^2 \cdot \cos \delta}{r} (\cos \delta \cdot \operatorname{tg} \varphi + \sin \delta) = \frac{2 c \cdot \cos \delta}{\cos \varphi} + \frac{c^2 \cdot \cos \delta}{r \cdot \cos \varphi} \cdot \sin (\varphi + \delta)$$

$$c^2 + \frac{2 c r}{\sin (\varphi + \delta)} - \frac{g r \cdot \cos \varphi}{\sin (\varphi + \delta) \cdot \cos \delta} = 0$$

$$(6) \quad c = - \frac{r}{\sin (\varphi + \delta)} \pm \sqrt{\frac{r^2}{\sin^2 (\varphi + \delta)} + \frac{g r \cdot \cos \varphi}{\cos \delta \cdot \sin (\varphi + \delta)}} \quad \left(g = h - r \cdot \operatorname{tg} \varphi \text{ und } k = r \cdot \operatorname{tg} \varphi + \frac{c \cdot \cos \delta}{\cos \varphi} \right)$$

$$(7) \quad \text{Für } \delta = 0 \text{ ist } c = - \frac{r}{\sin \varphi} + \sqrt{\frac{r^2}{\sin^2 \varphi} + \frac{g r}{\operatorname{tg} \varphi}}$$

Die gleichen Werte für c ergeben sich, wenn man in Gl. (1) u. (4) $\alpha = 0$ und $\beta = 90^\circ$ einführt.

⁶⁾ Mund, Über Erddruckverteilung. Bautechn. 1933, Heft 53.

⁴⁾ Mund, Stützmauern. Handb. f. Eisenbetonbau, 4. Aufl., Bd. IV, Abb. 61.

⁵⁾ Mund, Neues Verfahren zur zeichnerischen Erddruckbestimmung. Bautechn. 1933, Heft 32.

Vermischtes.

Technische Hochschule Darmstadt. Reichsbahnoberrat Dipl.-Ing. Wilhelm Richard ist zum Honorarprofessor in der Abteilung für Bauingenieurwesen ernannt worden. Unseren Lesern ist er bereits bekanntgeworden durch seinen zur Jahrhundertfeier der T. H. Darmstadt veröffentlichten Aufsatz: „Bauingenieur und Schienenbahn“¹⁾.

¹⁾ Bautechn. 1936, Heft 23, S. 320 ff.

Brückenträger als Wasserleitungsrohre. Die Rock Creek-Brücke in Washington ist heute ein Betonbauwerk, das an sich keine besondere Beachtung verdient; in dem Betonbogen verborgen liegen aber die Hauptträger der Vorgängerin dieser Brücke: zwei Gußeisenrohre von 1,22 m Durchm., die zugleich dazu dienten, die Stadt Washington mit Wasser zu versorgen. Die Brücke wurde Anfang der sechziger Jahre des vorigen Jahrhunderts vom damaligen Hauptmann Meigs entworfen. Sie

hat, wie Abb. 1 zeigt, eine Lichtweite von 61 m, und die einen ein-
gespannten Bogen bildenden Röhre haben einen Stütz von 6,1 m. Sie
bestehen, wie die Zeitschrift „The Military Engineer“ 1936, März/April,
S. 111, berichtet, aus 17 Schüssen von je 3,74 m Länge, deren Flanschen
durch je 40 Schrauben verbunden sind. Die Stoßflächen der Flanschen
sind sauber bearbeitet und liegen ohne Dichtungsmittel gegeneinander;
bei einem Innendruck von 27 m Wassersäule haben diese Stöße voll-
ständig dicht gehalten. Die beiden Bogen waren durch quer verlaufende
Röhre aus Gußeisen und schmiedelernen Diagonalen verbunden und
versteift. Auf diesen Trägern ruhte ein Netzwerk aus I-Trägern, die

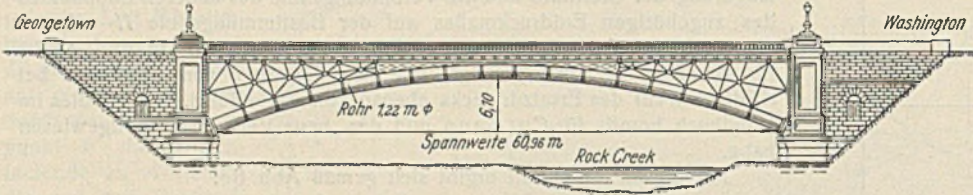


Abb. 1.
Ansicht der alten Brücke.

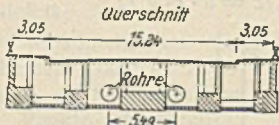


Abb. 2. Querschnitt der
neuen Brücke.

wiederum zwei 62,4 m lange Träger auf-
nehmen. Hölzerne Querschwellen dienten
zur Aufnahme des Bohlenbelags der Fahr-
bahn, die in ihrem 5,2 m breiten Mittelteil
zwei Straßenbahngleise aufnahm. Zu beiden
Seiten lagen Fußwege von je 1,5 m Breite.

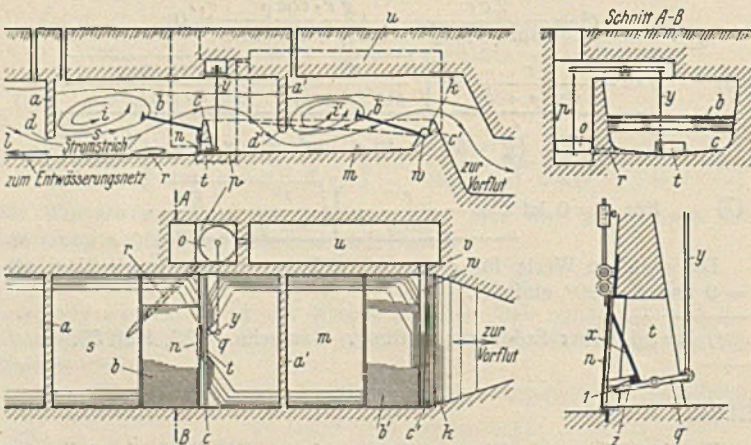
In diesem Zustande hat die Brücke über 50 Jahre bestanden. Während
dieser Zeit ist nur der Bohlenbelag der Fahrbahn alle drei Jahre er-
neuert worden; dabei wurden die Rohrträger neu angestrichen und die
Schraubenmutter an ihren Stößen nachgezogen. Als die Brücke, die in
einem etwa 15 m breiten Straßenzug liegt, den im Laufe der Jahre ge-
steigerten Verkehr nicht mehr aufnehmen konnte, wurde sie durch ein
Betonbauwerk mit 15 m breiter Fahrbahn und zwei 3 m breiten Fuß-
wegen ersetzt, wobei aber die alten Träger, nunmehr nur noch als
Wasserleitungsröhre dienend, erhalten blieben (Abb. 2).

Die Röhre haben eine Wanddicke von 37 mm; sie sollten rechnungs-
mäßig einer Beanspruchung von 21 kg/cm² genügen; nach heute gültigen
amerikanischen Vorschriften für die Lieferung von Gußeisenröhren müßten
sie eine Wanddicke von 50,5 mm haben. Man ist also in bezug auf die
zulässige Beanspruchung seit Mitte des vorigen Jahrhunderts vorsichtiger
geworden; daß die Röhre heute noch ihre Aufgabe erfüllen, zeigt aber,
daß man ihnen nicht zuviel zugemutet hat. Damit das Wasser in ihnen
nicht gefriere, waren sie mit 7,5 cm dicken Brettern ausgekleidet, so daß
ein Lichtraum von 1,07 cm verblieb.

Der Berechnung der Brücke war eine Verkehrslast von ungefähr
490 kg/m² zugrunde gelegt; der Innendruck des Wassers auf die Haupt-
träger schenkt nicht berücksichtigt worden zu sein. Als Druckbeanspruchung
wurden 560 kg und 840 kg/cm² zugelassen, und als im Jahre 1877 Zweifel
an der Standfestigkeit der Brücke entstanden, vertrat ihr Erbauer die
Ansicht, die Beanspruchung könne ohne Gefahr auf 2000 kg/cm² gesteigert
werden. Ein damaliger Ingenieur, der in seinem Lande als eine Autorität
galt, traute also seinem Bauwerk aus Gußeisen eine Beanspruchung zu,
die man heute bei weitem nicht anzuwenden wagen würde. Wkk.

Patentschau.

Reinigungsvorrichtung für Siebe in einem von einem Hauptkanal
abzweigenden Seitenkanal. (Kl. 85c Nr. 600 612 vom 14. 12. 1930 von
Josef Möhring in Köln-Brück.) Die Abfangeinrichtung für die im Ab-
wasser enthaltenden Feststoffe ist mit schrägliegenden Siebrechen aus-



gerüstet, wobei die abgefangenen Feststoffe durch rückfließendes Wasser
von den Siebrechen abgelöst und fortgespült werden, wobei der Spül-
vorgang durch eine zusätzliche Rückstrahlrichtung verstärkt wird. Der
vom Hauptkanal abzweigende Seitenkanal, der das Wasser einem Not-
auslaß, einem Querbecken u. dgl. zuführt, hat in seinem an den Haupt-
kanal anschließenden Teil ein Gefälle nach dem Hauptkanal zu. Im

Seitenkanal sind Tauchwände *a, a'* und Rechengitter *b, b'* angeordnet;
jedes Rechengitter sitzt an oder auf einer Grundschwelle *c, c'*. Die Unter-
kanten *d, d'* der Tauchwände *a, a'* liegen tiefer als die Oberkanten *k* der
Überlaufschwelle. Jeder Rechen *b, b'* kann um eine auf der Schwelle *c, c'*
liegende Achse drehbar angeordnet sein und trägt an seinem freien Ende
einen Schwimmer *h*. Die Bewegung der Rechen wird durch Anschläge
begrenzt.

Beim Betriebe der Reinigungsanlage bilden sich zwischen den Tauch-
wänden *a* und den Rechengittern die Deckwalzen *i, i'* mit folgender
Drehrichtung: Von Unterkante Tauchwand *a* entlang der Grenzströmung
zur Vorderkante der Rechen, Wasseroberfläche, zurück
zur Tauchwand *a* und an dieser abwärts wieder zur
Unterkante Tauchwand. Durch die Tauchwände *a*
wird die Flüssigkeitsströmung zwangsläufig durch die
Rechen geführt und scheidet in diesen ihre Schmutz-
stoffe aus.

Nach Beendigung des Regenwasserdurchflusses
durch die Reinigungsanlage wird der Wasserspiegel im
Notauslaß und im Entwässerungsnetz wieder bis zum
Brauchwasserspiegel herabsinken. Sobald er sich unter
der Höhe der Überfallkrone *k* befindet und weiter absinkt, beginnt mit
dem Zurückfließen des Wassers in der Richtung *l* des Sohlgefälles
das selbsttätige Entfernen der Schmutzstoffe. Der Abfluß aus dem
Spülbecken *m* geschieht durch den im Fuße der Bodenschwelle an-
geordneten Ablaufkanal *t*, der durch eine bewegliche Klappe ver-
schlossen gehalten ist, die über den Verschlußhebel *q* und das Gestänge *y*
mit einem Schwimmer *o* in der Schwimmerkammer *p* verbunden ist,
deren Wasserspiegel durch das Rohr *r* mit dem Raume *s* des Seiten-
kanals vor der Schwelle *c* in Verbindung steht.

Wenn das Wasser im Raum *s* fast abgeflossen ist, wirkt der Schwimmer *o*
als Gewicht und gibt durch Auslösen des Verschlußhebels *q* der Klappe *n*
die Auslaßöffnung *t* der Spülkammer *u* frei. Das Wasser im Spülbecken *m*
kann zum Entwässerungsnetz in Richtung *l* abfließen und schwemmt die
am und unter dem Rechen liegenden Stoffe ab. Beim Absinken des
Schwimmers *o* bewegt sich das Gestänge *y* nach aufwärts, und der Ver-
schlußhebel *q* löst sich vom Anschlag *z*. Durch den Wasserdruck im Spül-
becken *m* öffnet sich die Klappe *n*, die Schwimmerkammer *p* füllt sich
und das Gestänge *y* wird nach unten gedrückt, wobei die Stirnfläche des
Verschlußhebels *q* an der Schiene *x* entlanggleitet. Beim Auslösen des
Verschlußhebels *q* setzt der Schwimmer *o* einen Spülheber in Tätigkeit,
wobei der Wasserinhalt der Spülkammer *u* sich durch das Rohr *r* und
die Verteilungsrinne *w* längs der Überfallschwelle *c* über den Boden des
Spülbeckens *m* sich ergießt und das Abschwemmen der Schmutzstoffe
im Spülbecken in der Richtung *l* unterstützt.

Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. a) Haupt-
verwaltung: In den Ruhestand getreten: Reichsbahndirektor und Mit-
glied der Hauptverwaltung Dr.-Ing. e.h.r. Friedrich Fuchs, die Reichsbahn-
amtsräte Gaucke und Otto Erdmann.

b) Betriebsverwaltung: Versetzt: Reichsbahndirektionspräsident
Lamertz von Erfurt nach Essen; Direktor der Reichsbahn-Oberbetriebs-
leitung Linnenkohl in Essen als Abteilungsleiter und Dezernent zur
RBD Hannover, unter gleichzeitiger Beauftragung mit der Wahrnehmung
der Geschäfte des Vizepräsidenten; die Direktoren bei der Reichsbahn
Dintelmann, Reichsbahnbeauftragter bei der Kraftfahr Oberbetriebsleitung
in Dortmund, als Abteilungsleiter und Dezernent zur RBD Essen, Dr.-Ing.
Tecklenburg, Abteilungsleiter und Dezernent der RBD Halle (Saale),
als Direktor der Reichsbahn-Oberbetriebsleitung West nach Essen; die
Reichsbahnoberräte August Sauer, Dezernent der RBD Hannover, als
Abteilungsleiter und Dezernent zur RBD Halle (Saale), Frankenberg,
Dezernent der RBD Königsberg (Pr.), als Dezernent zur RBD Halle (Saale),
Borchert, Vorstand des Betriebsamts Sorau, als Vorstand zum Betriebs-
amt Göttingen I und Bettmann, Vorstand des Betriebsamts Küstrin,
als Dezernent zur Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen in Breslau;
die Reichsbahnräte Trapp, Vorstand des Betriebsamts Neiß, als Vorstand
zum Betriebsamt Rottweil, Restle, Vorstand des Betriebsamts Cottbus I,
als Vorstand zum Betriebsamt Konstanz, Schuon, Vorstand des Neubau-
amts Breslau, als Vorstand zum Betriebsamt Wittenberge I, Kretschmar,
Vorstand des Betriebsamts Wittenberge I, als Vorstand zum Betriebsamt
Sorau, Augustin, Vorstand des Betriebsamts Berlin 8, als Dezernent zur
RBD Hannover, Fritz Grimm, Vorstand des Betriebsamts Kaiserslautern I,
als Dezernent zur RBD Frankfurt (Main), Heinsch beim Neubauamt Rügen-
damm in Stralsund, als Vorstand zum Neubauamt Lietzow, Lechler, Vor-
stand des Betriebsamts Rottweil, als Vorstand zum Betriebsamt Wesel, und
Engelhard, Vorstand des Betriebsamts Konstanz, als Vorstand zum
Betriebsamt Cottbus I; die Reichsbahnbaumeister Sabarth beim Betriebs-
amt Beuthen (Oberschl.) zum Betriebsamt Breslau I und Neeb beim
Betriebsamt Betzdorf, als Vorstand zum Neubauamt Haiger.

INHALT: Grenzleistung von Heberüberfällen mit großem Gefälle. — Verlegung der Reichs-
straße Bischofswerda—Zittau. — Die Fußwegüberführung am Dammtorbahnhof in Hamburg. —
Hölzerne Montagebrücke. — Beitrag zur geometrischen Erddrucktheorie von Engeber. — Ver-
mischtes: Technische Hochschule Darmstadt. — Brückenträger als Wasserleitungsröhre. —
Patentschau. — Personalmeldungen.

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