

DIE BAUTECHNIK

16. Jahrgang

BERLIN, 8. Juli 1938

Heft 29

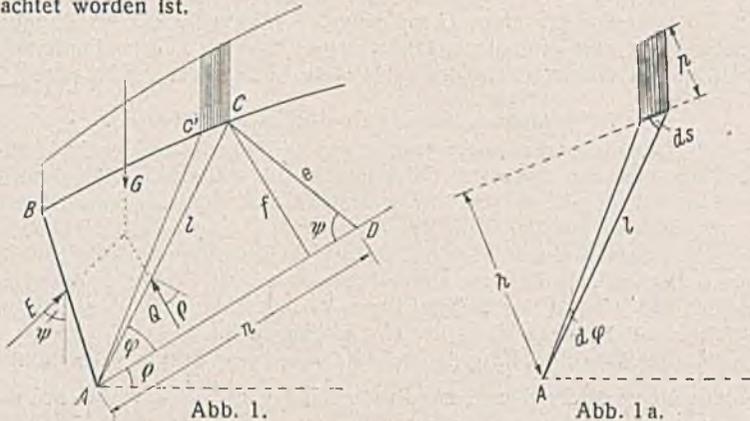
Alle Rechte vorbehalten.

Erddruck auf Stützmauern bei belastetem Gelände.

Von Prof. Dr.-Ing. L. Mann, Breslau.

I. Die beiden analytischen Kennzeichen der Coulombschen Gleitfläche.

Die sinngemäße Erweiterung des Rebhannschen Satzes zur Bestimmung des Erddrucks bei belastetem Gelände findet gewisse Einschränkungen, deren Nichtbeachtung in neuerer Zeit zu Trugschlüssen geführt hat. Nach der Coulombschen Theorie wird mit bekannter Annäherung unter allen zur Wahl stehenden Ebenen diejenige Gleitfläche eingeführt, für die der resultierende Erddruck ein Maximum wird. Die bekannte analytische Formulierung dieser Bedingung für die Gleitfläche bildet zwar die Grundlage für den Rebhannschen Satz, doch wird ihr Inhalt durch diesen Satz nicht erschöpft, was nicht immer genügend beachtet worden ist.



Ein Schnitt AC, der mit der natürlichen Böschung den beliebigen Winkel φ bildet, begrenzt zusammen mit der Stützmauer einen Erdkeil, dessen Gewicht zusammen mit etwa vorhandenen Auflasten G betrage (Abb. 1). Dem Gleichgewicht der Kräfte G , E und Q entspricht das Kräfteck (Abb. 2), aus dem folgt:

$$(1) \quad E = G \cdot \frac{\sin \varphi}{\sin(\varphi + \psi)}$$

G ist, wenn man zunächst von Einzellasten an der Oberfläche absieht, eine stetige, mit φ abnehmende Funktion. Ihre Ableitung nach φ ergibt sich aus der Abnahme bei Drehung von AC um $d\varphi$ in die Lage AC' , wobei C den Bogen ds beschreibe. Der Inhalt von ACC' sei $d\mathfrak{F}$, ferner sei $p ds$ die Auflast über CC' . Man erhält dann (Abb. 1a)

$$dG = -(\gamma d\mathfrak{F} + p ds),$$

wofür man mit $d\mathfrak{F} = \frac{ds h}{2}$ auch setzen kann:

$$dG = -\left(\gamma + \frac{2p}{h}\right) d\mathfrak{F}.$$

Da ferner $d\mathfrak{F} = \frac{l^2 d\varphi}{2}$, erhält man schließlich

$$\frac{dG}{d\varphi} = -\gamma' \cdot \frac{l^2}{2},$$

wobei in der üblichen Weise zur Abkürzung

$$\gamma' = \gamma + \frac{2p}{h}$$

gesetzt ist.

Wir multiplizieren diese Gleichung mit dem in Gl. (1) bei G auftretenden Faktor und drücken in Anlehnung an Rebhann l^2 durch die Fläche F und die Winkel des Dreiecks ACD aus.

Dadurch folgt:

$$\frac{dG}{d\varphi} \cdot \frac{\sin \varphi}{\sin(\varphi + \psi)} = -\gamma' F \cdot \frac{\sin \psi}{\sin^2(\varphi + \psi)}$$

Nach dieser Vorbereitung erhält man aus Gl. (1) durch Differentiation

$$(2) \quad \frac{dE}{d\varphi} = \frac{\sin \psi}{\sin^2(\varphi + \psi)} (G - \gamma' F).$$

$F = \frac{nf}{2}$ stellt eine stetige, mit φ wachsende Funktion dar.

Bei Bestimmung der Coulombschen Gleitfläche ist zu beachten, daß die Funktion $\frac{dE}{d\varphi}$ Unstetigkeitsstellen besitzt, sobald bei vorhandener Belastung C mit einem Eckpunkte der Geländelinie zusammenfällt, oder

auch in C nur die Belastung sich sprungweise ändert, weil in beiden Fällen γ' unstetig ist.

In einem stetigen Intervall erfüllt nach Gl. (2) die Gleitfläche die Bedingung

$$(3) \quad G = \gamma' F.$$

Dies ist der Inhalt des erweiterten Rebhannschen Satzes.

Gl. (1) liefert hiermit

$$E_{\max} = \gamma' F \cdot \frac{\sin \psi}{\sin(\varphi + \psi)},$$

was sich bekanntlich in

$$(4) \quad E_{\max} = \gamma' \cdot \frac{ef}{2}$$

umformen läßt. γ' , e und f beziehen sich auf den Punkt C , dessen Lage aus der Bedingung (3) ermittelt wird.

An Unstetigkeitsstellen ist die Entscheidung von obiger grundsätzlich verschieden, weil E auch dann einen Großtwert annimmt, wenn der Wert

von $\frac{dE}{d\varphi}$ mit wachsendem φ vom Positiven ins Negative springt (Abb. 3). Dies führt zu folgendem Merkmal:

Gehören G und F zu einer durch einen Unstetigkeitspunkt C geführten Ebene und sind γ'_r und γ'_l die beiden Werte γ' rechts bzw. links von C , so ist die Ebene Coulombsche Gleitfläche, falls die Ungleichung

$$(3a) \quad G - F\gamma'_r \geq 0 \equiv G - F\gamma'_l$$

erfüllt ist. Gl. (4) verliert dann ihre Gültigkeit. E ist vielmehr nach Gl. (1) zu berechnen.

II. Konstruktion der Gleitfläche.

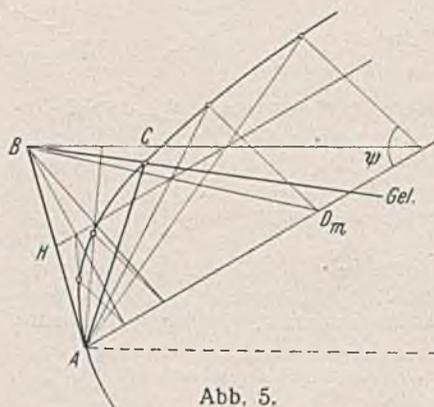
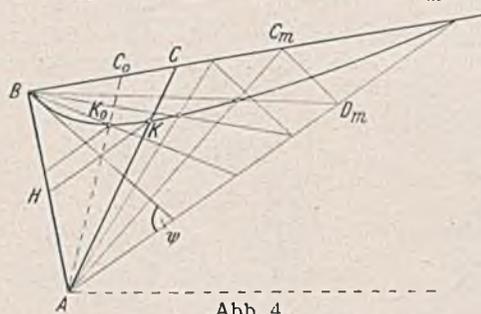
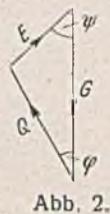
Bei ebenem, gleichmäßig belastetem Gelände (einschließlich $p=0$) entspricht dem Rebhannschen Satze die Flächengleichheit der Dreiecke ABC und ACD . Daraus folgt, daß die Linie BD durch AC halbiert wird, und weiter, daß der Schnittpunkt K beider Linien auf einer durch die Mitte der Wand AB gezogenen Parallelen zur Böschungslinie liegt. Ziehen wir beliebige Strahlen BD_m und mittels der Parallelen $D_m C_m$ zur Böschungslinie zugehörige Strahlen AC_m , so sind die beiden Strahlen-

büschel projektiv; die Schnittpunkte zugeordneter Strahlen bilden somit einen Kegelschnitt, der leicht als Hyperbel erkannt wird (Abb. 4). Die von B gezogene Stellungslinie ist Tangente, da sie dem Strahl AB zugeordnet ist.

Zeichnet man zunächst die Hyperbel, von Herrn Dr.-Ing. Mund als Rebhann-Mund-Hyperbel bezeichnet, so wird K als Schnitt mit der oben bezeichneten Parallelen zur Böschungslinie gefunden, wodurch die Gleitlinie bestimmt ist.

Herr Dr.-Ing. Mund hat eine neue Konstruktion gezeigt, die wir zunächst aus später zu besprechenden Gründen mit Beschränkung auf unbelastetes Gelände wiedergeben wollen.

Ordnet man Strahlenbüschel mit den Mittelpunkten



in *A* und *B* perspektiv so zu, daß sich zugeordnete Strahlen auf der die Wand halbierenden Parallelen zur Böschungslinie schneiden, und zieht durch die Punkte *D_m* Parallelen zur Stellungslinie, so bilden diese ein zum Strahlenbüschel *A* projektives Büschel. Zugeordnete Strahlen schneiden sich auf einer Hyperbel, die in *A* die Wandlinie berührt (Abb. 5).

Der Schnittpunkt der Geländelinie und der Hyperbel bestimmt die Gleitfläche. Man könnte auch als Variante zur Mundschen Konstruktion durch die Schnittpunkte *C_m* der Strahlen aus *A* mit der Geländelinie ein zur Stellungslinie paralleles Büschel zeichnen, dessen Schnittpunkte mit zugeordneten Strahlen aus *B* ebenfalls eine Hyperbel bilden (Abb. 6). Sie geht durch den Schnittpunkt der wandhalbierenden Parallelen zur Böschungslinie mit der Geländelinie und hat eine zur Stellungslinie parallele Asymptote. Der Schnitt der Hyperbel mit der Böschungslinie liefert den richtigen Punkt *D* und damit *C* und die Gleitfläche.

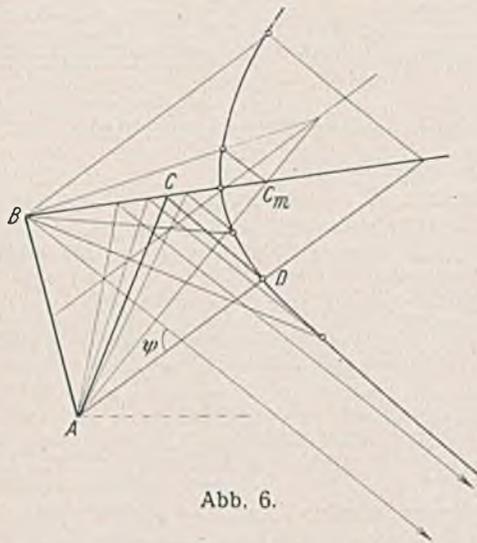


Abb. 6.

Die Konstruktion der Gleitlinie auf Grund des Rebhansschen Satzes stellt eine Aufgabe zweiten Grades dar, die ja mit Hilfe eines beliebigen Kegelschnitts und des Lineals durchgeführt werden kann; da man ferner als Kegelschnitt einen Kreis wählen kann, ist die Aufgabe mit alleiniger Hilfe von Zirkel und Lineal exakt lösbar.

In einfachster Weise leistet dies bekanntlich die Ponceletsche Konstruktion.

Wir wollen noch eine neue Konstruktion der Gleitlinie angeben, die ebenfalls den Vorzug großer Einfachheit besitzt.

In Abb. 7 seien *AB*, *AN* und *AC* bzw. die Wand, die Böschungslinie und die Gleitlinie, *CD* sei parallel der durch *A* gezogenen Stellungslinie *St*. Wir ziehen durch *B* die Parallele zu *AC* bis zum Schnitt *B'* mit der Stellungslinie und verbinden *B'* mit *C*. Dann sind nach dem Rebhansschen Satze die Dreiecke *ACD* und *ACB'* flächengleich, somit auch *ACD* und *ACB'*. Daraus folgt aber als Bedingung für die Gleitlinie, daß auch *CB'* parallel *AN* ist.

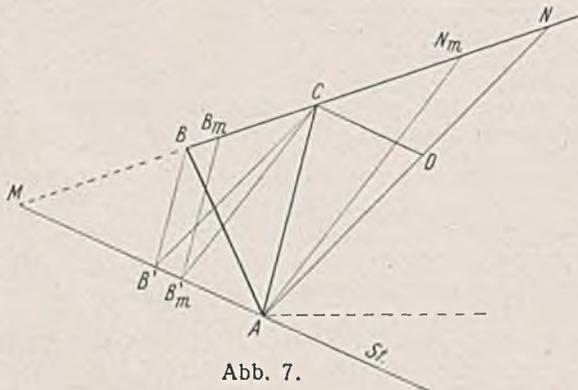


Abb. 7.

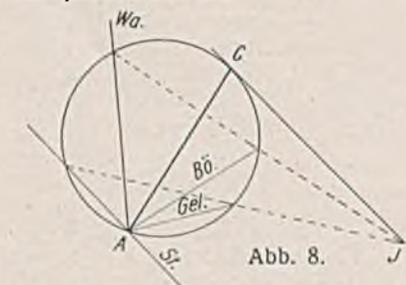


Abb. 8.

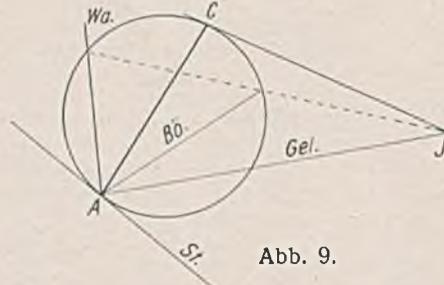


Abb. 9.

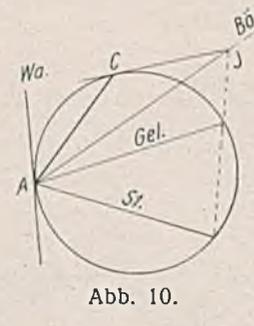


Abb. 10.

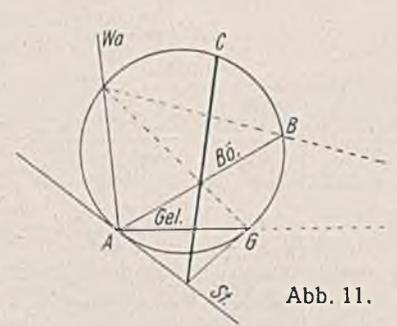


Abb. 11.

Wir erzeugen nun zwei projektive Strahlenbüschel *AN_m* und *AB_m*, indem wir *CB_m* parallel *AN_m* und *B_m'B_m* parallel *AC* ziehen. Diese beiden Strahlenbüschel besitzen involutorische Lage, denn es ist

$$\frac{MB_m}{MC} = \frac{MB'_m}{MA} = \frac{MC}{MN_m}$$

woraus folgt: $MB_m MN_m = MC^2$.

Der Stellungslinie ist hiernach eine Parallele durch *A* zur Geländelinie zugeordnet. Die Involution ist bestimmt durch die beiden zugeordneten Richtungen:

Böschungslinie — Wand, Stellungslinie — Gelände.

Die Gleitlinie *AC* entspricht sich selbst.

Diese Betrachtung führt zu folgender Konstruktion: Die beiden von *A* aus gezogenen, einander zugeordneten Strahlen schneiden wir durch irgendeinen durch *A* gehenden Kreis und bestimmen dann das Involutionszentrum *J* als Schnittpunkt der beiden entsprechenden Sehnen. Die Tangente *JC* an den Kreis liefert dann die Gleitlinie *AC* (Abb. 8).

Durch bestimmte Lagen des Kreises läßt sich die Konstruktion noch vereinfachen:

Berührt der Kreis die Stellungslinie, so ist der Schnittpunkt der durch Wand und Böschungslinie bestimmten Sehne mit der Geländelinie das Involutionszentrum *J*. Die Tangente *JC* bestimmt dann wieder die Gleitlinie *AC* (Abb. 9).

Man kann auch z. B. den Kreis die Wand berühren lassen; dann ist *J* der Schnittpunkt der durch Stellungslinie und Gelände bestimmten Sehne mit der Böschungslinie (Abb. 10).

Bei ungünstiger Lage von *J* bestimmt man *C* als den Schnittpunkt der Polare mit dem Kreis. Eine der vielen möglichen Anordnungen zeigt Abb. 11 als Variante der in Abb. 8 gezeigten Konstruktion. Die Polare des Punktes *J* wurde hier durch den Schnitt der Sehnen *WG* und *AB* sowie der Tangenten in *A* und *G* festgelegt.

Wir erinnern noch daran, daß bei gebrochener Geländelinie die Gleitlinienbestimmung durch Flächenverwandlung stets auf den Fall gerader Geländelinie zurückgeführt werden kann, weil es auf die Verteilung von $\frac{dE}{d\varphi}$ nach Gl. (2) innerhalb eines *C* umfassenden Intervalls, das im übrigen beliebig klein sein darf, nicht geändert wird. Eine gegen diese Forderung verstoßende Flächenverwandlung führt stets zu falschen Ergebnissen.

III. Folgerungen aus der Coulombschen Theorie.

Wir kommen jetzt zur Besprechung von Folgerungen aus der Coulombschen Theorie, und zwar von Folgerungen, die neuerdings Herr Mund vertreten hat und die mit den hier gezeigten Grundlagen unvereinbar sind.

Wir greifen aus der Zahl der Abhandlungen die Schrift „Der Rebhanssche Satz“¹⁾ und den Aufsatz „Erddruck aus Auflasten nach Coulomb“²⁾ heraus. Es handelt sich im wesentlichen um zwei Dinge: 1. die Mißdeutung von γ' und die unberechtigte Vertauschung von γ' mit γ in Gl. (3); 2. die Nichtbeachtung der Ungleichungen 3a.

Welche Rolle die Hilfsgrößen γ' und *F* spielen, geht aus Abschnitt I deutlich hervor. Sie dienen zur Bestimmung von $\frac{dG}{d\varphi}$ sowie zur zweckdienlichen Umformung.

Im Gegensatz zu Mund²⁾, S. 47, ist es selbstverständlich, daß die Ableitung von *G* nur von dem örtlichen Werte von γ' im Geländepunkte *C* abhängt. Herr Mund erblickt in dem aus konstruktiven Gründen zwischen Böschungs- und Gleitlinie eingefügten Dreieck *ACD* eine physikalische Realität, ein „verlorenes Widerlager“, dessen Raumgewicht nach Müller-Breslau sich von γ auf γ' „erhöht“ habe, wobei nicht einzusehen sei, „wodurch dies bewirkt sein soll“¹⁾ (S. 10).

Man könnte diesen „Versuch einer gemeinverständlichen Deutung“ auf sich beruhen lassen, wenn er nicht mit der Ablehnung der „Berücksichtigung einer gleichmäßig verteilten Auflast durch Einrechnen derselben in das Raumgewicht des Gleitkeiles“ eine ernste Wendung annähme.

Gemeint ist die bekannte Einführung eines Dreiecks *ACB'*, dessen Inhalt gleich $\frac{G}{\gamma'}$ ist, wobei unter γ' wieder der zum Punkt *C* gehörige Wert verstanden wird³⁾. Durch diesen Kunstgriff wird gerade, wie ein

Blick auf Gl. (3) zeigt, die konstruktive Lösung des Rebhansschen Satzes bei gebrochener Geländelinie und bei streckenweise konstanter Belastung ermöglicht (vgl. die Bemerkung am Schluß von Abschnitt II).

Herr Mund konstruiert statt dessen ein Dreieck vom Inhalt $\frac{G}{\gamma}$ und glaubt dem Rebhansschen Satze zu genügen, indem er ΔACD diesem Dreieck flächengleich macht. Er ersetzt, kurz gesagt, Gl. (3) durch folgende:

$$G = \gamma F.$$

1) Mund, Der Rebhanssche Satz. Berlin 1936, Wilh. Ernst & Sohn.

2) Bautechn. 1938, Heft 4.

3) Müller-Breslau, Erddruck auf Stützmauern, S. 19.

Vermutlich hat die Überlegung, daß hierbei das Gewicht des „verlorenen Widerlagers“ richtig eingeführt sei, zu diesem Schluß verleitet, der natürlich nur für den Fall, daß das Intervall um C unbelastet ist, richtig bleibt. Seine allgemeine Bedeutung wird sich aus der Betrachtung des von Herrn Mund veröffentlichten Zahlenbeispiels und der weiterhin entwickelten Mundschen K -Linie²⁾ ergeben.

Dem Zahlenbeispiel liegen Laststreifen mit konstantem p und mit veränderlicher Breite b_x , beginnend an der Mauerkrone B , zugrunde. Wächst b_x vom Werte 0 beginnend an, so richtet sich die für unbelastetes Gelände gültige Gleitlinie AC auf, bis sie mit dem vorrückenden Endpunkte der Last in einem Punkt C_0 zusammenstößt.

Für Lastbreiten $b_x < BC_0$ liegt der zugehörige Punkt C_x im unbelasteten Intervall, seine Lage entspricht daher nach Formel (3) mit $p=0$ der Bedingung

$$G = \gamma F.$$

Der Inhalt von $\triangle ABC_0$ sei \mathfrak{S} ; bei Belastung von BC_0 können wir daher $G = \gamma' \mathfrak{S}$ setzen mit $\gamma' = \gamma + \frac{2p}{h}$. Dadurch erhalten wir für die Lage von C_0 die Bedingung

$$\gamma' \mathfrak{S} = \gamma F.$$

Mit den Daten des Beispiels: waagrecht Gelände und glatte Wand folgt hieraus, wenn man die Flächeninhalte durch die Länge AC_0 und die Winkel ausdrückt, zunächst (Abb. 12):

$$\gamma' \cdot \sin 2\vartheta = \gamma \cdot \sin 2(\vartheta - \varrho)$$

und weiter

$$\text{ctg}^2 \vartheta + a \cdot \text{ctg} \vartheta = 1,$$

wobei

$$a = 2 \cdot \frac{\gamma' - \cos 2\varrho}{\sin 2\varrho}$$

gesetzt ist. Man findet schließlich

$$\text{ctg} \vartheta = -\frac{a}{2} + \sqrt{\frac{a^2}{4} + 1},$$

mit $\varrho = 30^\circ \cdot \frac{\gamma'}{\gamma} = 1,5$ und $h = 10$ m

wird $\text{ctg} \vartheta = 0,3728$ und $BC_0 = 3,728$ m.

Dagegen ergibt sich für die Lage der Gleitlinie bei voller Belastung des Geländes (einschl. $p=0$)

$$BC = h \cdot \text{tg} \left(45 - \frac{\varrho}{2} \right) = 5,773.$$

Dies stimmt rund mit den von Herrn Mund angegebenen Werten überein, wie überhaupt die Reihen 1 bis 8 der Zusammenstellung²⁾ zu Recht nach Müller-Breslau berechnet sind.

Auf das Beispiel der Reihe 9 sind Müller-Breslaus Formeln zwar noch anwendbar, sie führen aber aus guten Gründen nicht zur Coulombschen Gleitlinie.

Es wird ebenso wie in Reihe 10 der Fall behandelt, daß die Last erst in einem gewissen Abstände von der Mauerkrone beginnt, b bedeutet also hier die unbelastete Strecke!

Wir schätzen zunächst das Vorzeichen von $\frac{dE}{d\varphi}$. Zu diesem Zweck bestimmt man leicht die zum Endpunkte von b gehörige Fläche (Abb. 13)

$$F = \frac{bh}{2} \cdot \cos 2\varrho + \frac{1}{4}(h^2 - b^2) \cdot \sin 2\varrho$$

und hat dann für $b = 8,2$

$$G = 82 \quad F = 27,593,$$

mit $\gamma_r = 3,0 \quad \gamma_l = 2,0$

ist dann

$$G - \gamma_r F < 0 \quad G - \gamma_l F > 0.$$

Hieraus schließen wir, daß sowohl rechts wie links von C' ein Nullpunkt

von $\frac{dE}{d\varphi}$ liegt.

Herr Mund bestimmt den Punkt rechts im Abstand $BC_1 = 8,21$ m well er $\gamma' = 3,0$ in die Formeln einsetzt; für die Bestimmung der Coulombschen Gleitfläche ist jedoch der größte Wert von E maßgebend. Dieser ergibt sich für $\gamma = 2$ mit $BC = 5,78$ m, wie schon in Reihe 1 angegeben.

Für $b = 8,3$ m (Reihe 10) hat man dagegen

$$G = 83 \quad F = 27,485,$$

daher $G - \gamma_r F > 0 \quad G - \gamma_l F > 0.$

Hierdurch ist gezeigt, daß rechts keine Nullstelle von $\frac{dE}{d\varphi}$ liegt. Die Formeln Müller-Breslaus sind nur links anwendbar und liefern natürlich unverändert $BC = 5,78$ m.

Bei einer von der Mauerkrone bis in das Intervall $C_0 C$ hinreichenden Last liegt die Bestimmung der Gleitlinie nicht mehr im Anwendungsbereich

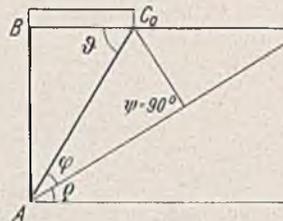


Abb. 12.

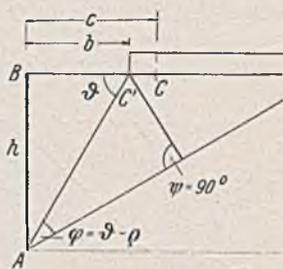


Abb. 13.

der Formeln von Müller-Breslau d. h. des Rebhansschen Satzes, weil, wie weiter unten nachgewiesen wird, $\frac{dE}{d\varphi}$ nirgends den Wert Null annimmt. Die Gleitlinie liegt vielmehr dort, wo nach den Ungleichungen (3a) der Vorzeichenwechsel erfolgt. Herr Mund hat kein Zahlenbeispiel angeführt, er bemerkt nur:

„Für die Belastungslänge b_x zwischen 3,73 und 5,78 m ist das Ergebnis — Müller-Breslauser Formeln — gänzlich unklar. Rechnet man mit γ' , so endet die Gleitlinie in unbelastetem Erdreich. Man müßte also nach der Vorschrift doch mit γ rechnen und erhält dann wiederum die Gleitlinie der Reihe 7, die zeigt, daß die über 3,73 m hinausragende Belastung nicht wirksam sein kann.“

Für dieses Dilemma zur Verantwortung gezogen zu werden, hat Müller-Breslau nicht verdient.

Bezeichnet man mit G_0, G_1 und G die Gewichte der belasteten Erdkeile, je nachdem die Last bis C_0, C_1, C vorgedrungen ist, und mit F_0, F_1 und F die zugehörigen Flächengrößen gemäß Gl. (2), so gelten folgende Beziehungen:

$$G_0 - \gamma F_0 = 0 \quad G - \gamma' F = 0,$$

daher $G_1 - \gamma F > 0 \quad G - \gamma' F_1 < 0,$

well nämlich $G_1 > G_0$ und $F_1 < F_0$ sowie $G_1 < G$ und $F_1 > F$.

Gemäß (3a) liegt dann die Gleitlinie bei C_1 . Wir nehmen, etwa bis zur Hälfte der Strecke $C_0 C$ reichend, $b = 4,75$ m an. E folgt dann aus Gl. (1) mit $\psi = 90^\circ$

$$E = G_1 \cdot \text{tg} \varphi = G_1 \cdot \frac{\text{tg} \vartheta - \text{tg} \varrho}{1 + \text{tg} \vartheta \cdot \text{tg} \varrho}.$$

Ferner hat man mit $G_1 = \gamma' \cdot \frac{bh}{2}$ und $\text{tg} \vartheta = \frac{h}{b}$ schließlich

$$E = \gamma' \cdot \frac{bh}{2} \cdot \frac{h - b \cdot \text{tg} \varrho}{b + h \cdot \text{tg} \varrho}.$$

Die Zahlenrechnung liefert $E = 49,1$ t, einen Wert, der sich gut in die Mundsche Zusammenstellung einfügt.

Müller-Breslau hat den Sachverhalt vollkommen klar in § 4 seines Werkes „Erddruck auf Stützmauern“ dargestellt. Herr Mund sucht Nullstellen von $\frac{dE}{d\varphi}$, wo keine sind. Das zeigen auch seine Bemerkungen über „Einzellasten“, die wir durch folgende Betrachtung erläutern wollen:

Es sei G_{II} das Gewicht eines beliebigen Erdkeils. Ferner sei $G_I = G_{II} + P$. Wir denken uns die Funktionen

$$G_I - \gamma F \quad \text{und} \quad G_{II} - \gamma F$$

senkrecht über der Geländelinie aufgetragen (Abb. 14). C_1 liege auf einer Gleitlinie, die man nach Mund erhält, wenn man die Last durch ein Zusatzdreieck ersetzt. C_{II} sei identisch mit dem Punkt C der Gleitlinie für unbelastetes Gelände. Der „Einzellast“ entspreche ein gleichmäßig verteilter Druck p auf kleiner Grundfläche $a-b$. Rechts und links von der Last besitzt $\frac{dE}{d\varphi}$ das Vorzeichen der Linie I bzw. II. Unter der Last richtet sich jedoch das Vorzeichen nach einer Linie III, deren Endpunkte a' und b' die Ordinaten

$G_I - \gamma' F_a$ bzw. $G_{II} - \gamma' F_b$ besitzen. Die Last liege z. B. rechts von C_{II} . Je nachdem nun die Ordinaten von a' und b' beide positiv oder beide negativ sind, wie in Abb. 14 angenommen, oder die erste positiv und die zweite negativ ist, fehlt im Bereich der Last ein zweites Maximum, oder es wird ein solches in a oder innerhalb der Strecke $a-b$ erhalten.

Man erkennt ferner, daß bei Laststellung zwischen C_1 und C_{II} nur der zweite und dritte Fall auftreten können. Hierbei ergibt sich das absolute Maximum, weil

kein zweiter Vorzeichenwechsel stattfindet. Links von C_1 ist $\frac{dE}{d\varphi}$ im Lastbereich stets negativ. Die Gleitlinie liegt daher bei C_1 . Nur in diesem Falle, nachdem also festgestellt ist, daß die Funktion $G - \gamma F$ rechts von der Last im Punkte a kleiner als Null ist, darf man die Last in ein Zusatzprisma vom spez. Gewicht γ verwandeln, um C_1 mit Hilfe des Rebhansschen Satzes zu bestimmen. Statt dessen stellt Herr Mund die Regel auf:

„Man muß vielmehr die Einzellast, wie üblich, in ein Zusatzdreieck verwandeln und dann auf das Ersatzdreieck das Verfahren anwenden — es wird sich häufig zeigen, daß die angenommene und in das Ersatzdreieck eingerechnete Last außerhalb der mit diesem Dreieck ermittelten Gleitlinie liegt, also nicht oder nur zum Teil wirksam sein kann.“

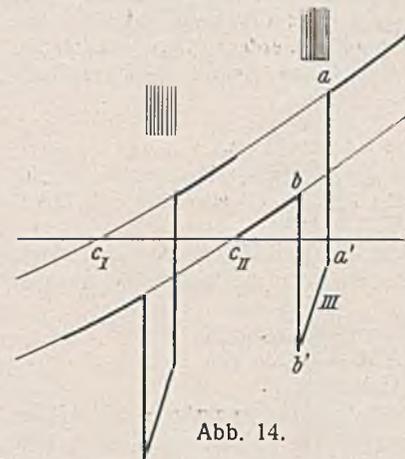


Abb. 14.

Es sei dahingestellt, was unter dem Vorbehalt „oder nur zum Teil wirksam“ zu verstehen ist, bei Laststellung rechts von C_1 führt das Verfahren jedenfalls nicht zum Ziel.

Steht man auf dem Boden der Coulombschen Näherungstheorie, was bei Herrn Mund doch ohne Vorbehalt zutrifft, indem man „den Erdkeil, der von der Mauerrückfläche und einer ebenen, durch den rückwärtigen Mauerfuß gelegten ‚Gleitfläche‘ begrenzt ist, den sogenannten ‚Gleitkeil‘ als Prisma, das bei einer geringfügigen Bewegung der Stützmauer den größten Widerstand erfordert, um es am Abgleiten zu verhindern“⁴⁾, bestimmt, so führt die richtige Anwendung der Culmann-Linie in Übereinstimmung mit Müller-Breslau zu der nach dem oben beschriebenen Verfahren ermittelten Gleitlinie.

Die Schwierigkeiten, denen Herr Mund jenseits des Punktes C_1 ebenso wie vorher im Zahlenbeispiel bei dem Vordringen der verteilten Last über den Punkt C_0 hinaus infolge Nichtbeachtung der Ungleichungen (3a) begegnet, haben ihn veranlaßt, den erweiterten Rebhansschen Satz abzulehnen und kurzerhand in Gl. (3) γ' durch γ zu ersetzen, was aber, wie wir oben gezeigt haben, auf eine falsche Bestimmung von $\frac{dE}{d\varphi}$ hinauskommt. So entsteht der Fehlschluß, daß die Last jenseits C_0 nicht wirksam sein könne, und führt weiterhin zu der von Herrn Mund veröffentlichten K -Linie, die tatsächlich der Bestimmung des Punktes C_0 dient, nach dem er die Gleitlinie bei gleichförmig verteilter Auflast glaubt verlegen zu müssen.

In der in Abb. 3 dargestellten Konstruktion ist nämlich $\triangle A'BD = \triangle BDL = F$. Durch Multiplikation mit γ erhält man links das Gewicht vom Erdprisma einschließlich der Auflast. Es wird also

$$G = \gamma F.$$

Dies ist keineswegs der Rebhanssche Satz, sondern, wie nachgewiesen, die Bedingung für den Punkt C_0 , in dem die von der Mauerkrone aus vorrückende gleichmäßig verteilte Last mit der gleichzeitig sich nach links drehenden Gleitlinie zusammenstößt. Bei weiter vorrückender Last wandert die Gleitlinie immer an der Spitze der Last bleibend weiter zurück bis zum Punkte C , der dann bis zur Vollbelastung des Geländes, unabhängig von der Größe von p , maßgebend für die Bestimmung von E_{\max} nach Coulomb bleibt.

Daß man mit Hilfe einer Mundschen K -Linie den Punkt C bestimmen kann, haben wir oben in Abschnitt II gezeigt. Aber auch um C_0 zu bestimmen, hätte es der K -Linie nicht bedurft. Man ziehe, wie in Abb. 4 gezeigt, durch den Punkt, der die Wand AB im Verhältnis $\gamma' : \gamma$ teilt, eine Parallele zur Böschungslinie, welche die Rebhann-Mundsche Hyperbel in K_0 schneidet, die Verbindungslinie AK_0 schneidet dann das Gelände in C_0 .

Herr Mund entwickelt noch, nicht ohne Seitenhieb auf die „unverdaulichen“ Formeln, ein rechnerisches Verfahren zur Bestimmung der vermeintlichen Gleitlinie bei Vollbelastung für den Fall lotrechter Wand und waagerechten Geländes.

Man erkennt aber, daß seine Gl. (3) nach Richtigestellung eines kleinen Versehens, indem man $+b$ statt $-b$ schreibt, für $\delta = 0$ mit der oben im Zahlenbeispiel zur Bestimmung von C_0 benutzten Gleichung übereinstimmt. „Daß die Unterschiede gegenüber der bisher üblichen Berechnung mit wachsendem p recht erheblich werden“, liegt eben daran, daß es sich um zwei ganz verschiedene Dinge handelt, die Herr Mund miteinander verwechselt hat⁴⁾.

IV. Geometrische Konstruktion.

Zum Schluß werde für Freunde geometrischer Konstruktionen die Bestimmung des nicht uninteressanten Punktes C_0 mit Hilfe von Zirkel und Lineal gezeigt.

Die beiden der Konstruktion in Abb. 4 zugrunde liegenden projektiven Strahlenbüschel sind durch folgende einander zugeordnete Richtungen vollständig bestimmt:

- Wand AB — Stellungslinie durch B
- Stellungslinie durch A — Wand BA
- Böschungslinie — Geländelinie.

Die Büschel schneiden die Parallele zur Böschungslinie, die AB im Verhältnis von $\gamma' : \gamma$ teilt, in zwei projektiven Punktreihen $A_1 A_2 A_3$ und $B_1 B_2 B_3$ (Abb. 15). AC_0 ist daher durch einen der beiden gemeinschaftlichen Punkte der Punktreihen bestimmt.

Hierdurch ergibt sich folgende Konstruktion:

Wir projizieren die Punktreihen aus einem beliebigen Punkt A durch zwei konzentrische Strahlenbüschel und legen durch diesen Punkt einen Kreis, der die einander entsprechenden Strahlen $A(A_1 A_2 A_3)$ und $A(B_1 B_2 B_3)$ in den Punkten $\alpha_1 \alpha_2 \alpha_3$ bzw. $\beta_1 \beta_2 \beta_3$ schneidet. Durch die Schnittpunkte der Linien $\alpha_3 \beta_1$ und $\beta_3 \alpha_1$ sowie $\alpha_3 \beta_2$ und $\beta_3 \alpha_2$ ist eine Gerade bestimmt, die den Kreis in L und M schneidet. Die Projektion von M aus A trifft die Parallele zur Böschungslinie in dem gesuchten gemeinsamen Punkte K .

Als Mittelpunkt der konzentrischen Strahlenbüschel haben wir den Wandfußpunkt A gewählt und ferner den Kreis tangential zur Stellungslinie

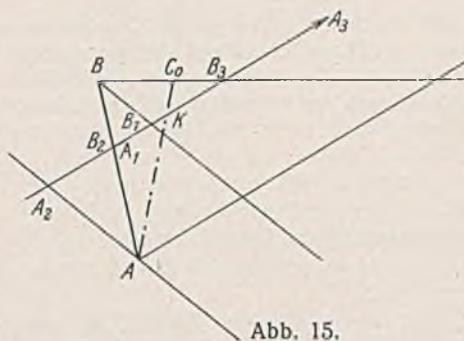


Abb. 15.

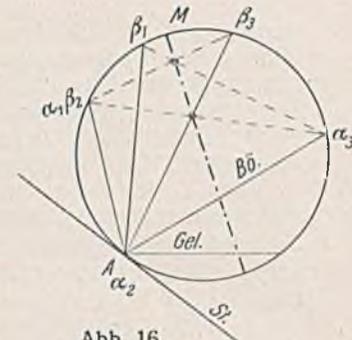


Abb. 16.

linie in A angenommen. Die Verbindungslinie AM schneidet dann das Gelände in C_0 . — Der Deutlichkeit wegen wurde die Konstruktion in Abb. 16 getrennt von Abb. 15 dargestellt.

Die gleiche Konstruktion kann auch zur Bestimmung der Gleitlinie bei gleichmäßig und voll belastetem bzw. bei unbelastetem Gelände benutzt werden, wenn man die Parallele zur Böschungslinie durch den Mittelpunkt H der Strecke AB zieht. Diese Lösung ist weniger einfach als die z. B. in Abb. 9 gezeigte, sie ist jedoch durch die bequeme Lage der Schnittpunkte ausgezeichnet. Der Zusammenhang mit den in Abschnitt II entwickelten Lösungen läßt sich durch folgende Betrachtung nachweisen:

Es seien AC_m und BD_m zugeordnete Strahlen; wir ziehen AC_m' parallel BD_m und beweisen zunächst, daß der zugeordnete Strahl BD_m' parallel AC_m ist. In Abb. 17 können wir nämlich das aus Gelände- und Böschungslinie gebildete Geradenpaar als Kegelschnitt auffassen, auf dem die Eckpunkte $C_m D_m B D_m' C_m' A$ eines Sechsecks liegen, bei dem die Gegenseiten $C_m D_m$ und $D_m' C_m'$ sowie $D_m B$ und $C_m' A$ nach Konstruktion parallel sind, d. h. sie schneiden sich auf der unendlich fernen Geraden, auf der sich nach dem Pascalschen Satz auch die Gegenseiten BD_m' und AC_m schneiden müssen.

Die Parallele zur Böschungslinie schneidet die Strahlen aus A und B in projektiven Punktreihen $A_m A_m'$ bzw. $B_m B_m'$, und nach dem vorher bewiesenen Satze wird mit $HB_m = HA_m'$ gleichzeitig $HA_m = HB_m'$.

Die beiden Punktreihen besitzen zwei gemeinsame Punkte K und K' , von denen einer die Gleitlinie bestimmt und die gleichen Abstand von H haben.

Wegen der wechselweise gleichen Abstände sind weiter auch die Punktreihen $A_m' A_m$ und $B_m' B_m$ projektiv. Die Punkte B_m und B_m' sind somit involutorisch gepaart, wobei K und K' als die zugeordneten Punkte bestimmt sind, die gleich weit von H abstehen. Verlegt man $C_m D_m$ in die von B gezogene Stellungslinie, die die Parallele zur Böschungslinie in S schneidet, so fallen die Punkte B_m und B_m' offenbar mit S und H zusammen. Verschiebt man andererseits $C_m D_m$ in den Schnittpunkt von Gelände- und Stellungslinie, so erhält man als zugeordnete Punkte den Schnittpunkt O der Parallelen mit der Geländelinie und den unendlich fernen Punkt. Durch beide Zuordnungen ist die Involution bestimmt, wobei sich O als der Mittelpunkt ergibt. Man hat somit

$$\begin{aligned} OS \cdot OH &= OK \cdot OK' \text{ oder mit} \\ OS &= OH - HS \\ OK &= OH - HK \\ OK' &= OH + HK \\ HS \cdot HO &= HK^2. \end{aligned}$$

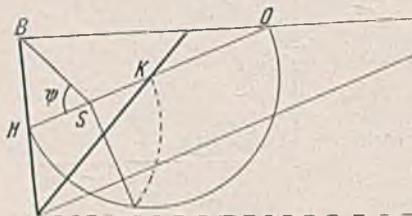


Abb. 17.

Hieraus folgt die in Abb. 18 dargestellte vereinfachte Ponceletsche Konstruktion, aus der die übliche durch Projektion der Punkte $H S K O$ von B aus auf die Böschungslinie hervorgeht.

Zu den in Abschnitt II angegebenen Konstruktionen gelangt man am einfachsten durch die Überlegung, daß H als Mittelpunkt einer involutorischen Punktreihe mit den Doppelpunkten K und K' aufgefaßt werden kann, in der S und O zugeordnet sind. Wir erzeugen eine zweite involutorische Punktreihe, indem wir die Punkte S' und O' einander zuordnen, die von H in entgegengesetzter Richtung die gleichen Abstände haben wie S und O . K und K' sind unverändert Doppelpunkte, und zu H gehört der unendlich ferne Punkt. Projizieren wir diese Punktreihe aus A , so finden wir folgende zugeordnete Richtungen des involutorischen Strahlenbüschels:

- Wand — Böschungslinie, Stellungslinie — Gelände.

Hierauf beruhen aber die in Abschnitt II in Abb. 8 bis 11 angegebenen Konstruktionen.

⁴⁾ Wir verweisen hier noch auf die Zuschrift Ohde in Bautechn. 1936, Heft 2, S. 36, mit Erwiderung Mund. Die Schriftleitung.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Nordrampe der transiranischen Eisenbahn. Geologische Verhältnisse und Trassenführung.

Von Chefingenieur L. v. Rabcewicz, Teheran.

(Schluß aus Heft 27.)

V. Allgemeiner bautechnischer Vergleich der drei Trassen.

Zur Abgrenzung einer Vergleichstrecke wurden zwei Höhenkoten diesseits und jenseits des Gadukpasses als Grenzmarken gewählt, zwischen denen sich die Trassen wesentlich voneinander unterscheiden. Im Norden ist der Grenzpunkt durch die Kote 370 gegeben und entspricht etwa dem südlichen Ende des Bahnhofes Sorkhola (km 160). Im Süden des Passes wurde die Kote 2019 als Grenzfläche gewählt; sie wird von den einzelnen Trassen bei km 266 + 400 (I), 241 + 700 (II) bzw. 245 + 600 (III) durchstoßen. Das Vergleichsgebiet entspricht also ziemlich genau dem Bereich des Lageplanes Abb. 10.

Aus diesem Lageplan und der schematischen Darstellung der Trassen in bezug auf die Talsohle, Abb. 13, ist zu ersehen, daß die Trasse I so-

gleich nach km 160 + 340 den Talboden zu verlassen und am Hange emporzusteigen beginnt. Sie fährt im weiteren Verlauf folgende Täler aus:

	Entwicklungslänge		Höhengewinn m	Höhenkote H_1 Nebental- ausgang m	entsprechende Höhenkote H_2 Haupttalsohle m	$H_1 - H_2$ m
	künstlich km	natürlich km				
Delilamtal . .	—	30,3	467	1045	528	517
Schurmastal . .	—	4,0	39	1189	644	545
Talatal	—	9,2	94	1349	740	609
Sorkhabad-Tal . .	—	7,3	75	1626	1130	496
Abasabad-Tal . .	—	6,8	80	1804	1394	410
Djabbarrätal . .	—	6,1	85	1965	1690	275

Unter „Höhengewinn“ ist dabei jene Höhe zu verstehen, die durch das Ausfahren des Nebentales tatsächlich gewonnen wurde, gegenüber einer gedachten Linie, die mit der gemittelten Steigung ansteigend, den Ein- und Austrittspunkt des Nebentales geradlinig verbindet. Die drittletzte Spalte gibt die Höhenkote H_1 an, die die Trasse beim Austritt aus dem Nebental erreicht; daneben findet man die entsprechende Höhenkote H_2 im Haupttal etwa in der Falllinie unter dem erwähnten Austrittspunkt, und die letzte Spalte gibt, mit der Differenz $H_1 - H_2$, der beiden genannten Koten, die jeweilige Höchsterhebung der Trasse über der Talsohle an. Nach dem Austritt aus dem Djabbarrätal führt die Linie dem Hang entlang, bis sie nahe dem Talboden des obersten Talartales bei Höhenkote 2024 m in den 4660 m langen Scheiteltunnel eintritt. Der höchste Punkt im Tunnel wird mit 2046 m erreicht, worauf die Linie jenseits in die Ebene von Firuzkuh hinableitet.



Abb. 10. Lageplan der Elburz-Nordrampe.



Abb. 10a.

Die Trasse II bleibt nach dem Bahnhof Sorkhola zunächst am Talboden und beginnt erst bei km 169 knapp vor dem Eintritt in das Delilamtal, mit Maximalsteigung emporzuklettern. In der Folge fährt sie, wie die Trasse I, alle oben genannten Täler aus, nur daß sie wegen der geringeren Höhenlage wesentlich weniger tief in diese eindringen kann. Nachdem die Linie vom Djabbarrätal in das Haupttal zurückkehrt, steigt sie an den östlichen Talhängen empor und erreicht den Talgrund bei Höhenkote 2016, unweit des Tunnelleinganges der Linie I. Statt jedoch dort in den Tunnel einzutreten, windet sie sich in künstlicher Entwicklung „S“-förmig empor und erreicht damit Höhenkote 2161 (Nordportal des Scheiteltunnels).

Der Gadukpaß wird in diesem Falle mit einem 1470 m langen Scheiteltunnel unterfahren, dessen höchster Punkt auf Kote 2164 liegt. Auf der Südseite des Passes fällt die Linie mit Höchststeigung gegen Firuzkuh.

Die folgende Zusammenstellung gibt, wie oben, die Entwicklungen in den einzelnen Tälern und die dabei erzielten Höhengewinne an.

	Entwicklungslänge		Höhen- gewinn m	Höhen- kote H_I Nebental- ausgang m	entsprechende Kote H_I Haupttalsohle m	$H_I - H_I$ m
	künstlich km	natürlich km				
Dellamatal . .	—	3,6	81	602	497	105
Schurmasttal .	—	1,3	20	822	628	194
Talälatal . . .	—	3,8	73	1001	724	277
Sorkhabad-Tal	—	4,8	72	1432	1115	317
Abasabad-Tal	—	4,7	80	1684	1360	324
Djabdarratal .	—	4,9	112	1939	1690	249
Scheitel- tunnel Nord	4,4	—	109	—	—	191



Abb. 11. Kreuzung des Talartales durch die Linie bei km 185.

Die ausgeführte Trasse III bleibt so lange auf der ziemlich breiten Talsohle des Talartales, als deren Neigung nicht größer wird als die Höchststeigung, was erst etwa bei km 184 + 800 eintritt. Dort beginnt die künstliche Entwicklung, die Linie kreuzt den Talar (Abb. 11) und erhebt sich in einer „S“-förmigen Schleife, deren nördliche Kehre an den Nordhängen des Talälatales liegt, 102 m hoch über dem Talboden.

Von da ab führt die Linie dem Hang entlang und wird von dem stärker steigenden Talartal unmittelbar vor der Station Sorkhabad, bei km 201 + 160 erreicht, wo noch genügend Bauhöhe für eine gewölbte Brücke von 15 m l. W. vorhanden ist (Abb. 12).

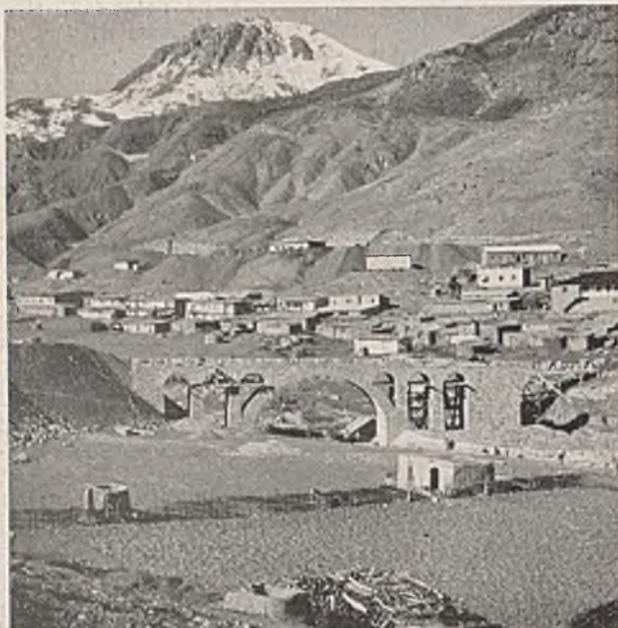


Abb. 12. Übersetzung des Talartales bei Sorkhabad, km 200. Man sieht die künstliche Entwicklung im Westhange des Talartales.

Nun folgt wieder eine große künstliche Entwicklung nach Norden und Westen, wozu auch das Nebental von Sorkhabad ausgenutzt wird. Bei km 206 + 000, eben bei der Rückkehr der Linie aus dem Sorkhabad-Tal ins Haupttal, wird eine Höhe von 170 m über dem Talboden erreicht. Dann kommt wieder eine Hanglinie mit Ausfahrung des Abasabad-Tales zwischen km 211 und 213 und neuerliche Kreuzung des Talbodens bei km 215 + 100, kurz nach der Station Abasabad. Hier dreht die Linie in einer Schleife nach Norden, liegt bei km 217 + 500, dem nördlichsten Punkte dieser Entwicklung, 218 m über dem Talartal und geht von da ab neuerdings dem Verlaufe des Haupttales parallel, um bei Dugal, abermals drehend, zunächst mit einem Viadukt bei km 223 + 200 und dann nochmals mit einem Durchlaß zwischen zwei Kehrtunneln bei km 223 + 900, das Haupttal zu kreuzen. Nun kehrt sich die Linie wieder nach Norden, dreht in das Vresktal hinein und erreicht bei km 227 + 500 ihre größte relative Höhe über der Talsohle mit 313 m. Nach einer Kehre nach Norden folgt die Linie von da ab wieder der Richtung des Haupttales, bis sie im Schurabtal bei km 233 + 600 neuerlich in achterförmiger Entwicklung emporsteigt (Abb. 19). Nach dieser letzten künstlichen Entwicklung kreuzt sie bei km 238 + 400 nochmals das oberste Talartal und tritt sodann in den 2880 m langen Scheiteltunnel ein, wo der höchste Punkt mit Höhenkote 2112 bei km 240 + 000 erreicht wird. Nach km 242 + 100 fällt die Linie mit 28‰ gegen die Ebene von Firuzkuh.

Eine ähnliche Aufstellung wie für die beiden anderen Trassen ergibt folgende Zahlen:

Ort	Entwicklungslänge		Höhengewinn m	jeweilige Höchsterhebung über Talsohle m
	künstlich km	natürlich km		
Duab	3,9	—	94	102
Sorkhabad . . .	6,6	—	154	170
Abasabad-Tal .	—	2,2	56	115
Abasabad . . .	4,8	—	121	218
Dugal	7,1	—	186	313
Schurab	2,9	—	63	188

Das Ergebnis der drei letzten Tabellen ist in Abb. 13 dargestellt. Es fällt sogleich auf, daß die ausgeführte Trasse im Gegensatz zu den beiden anderen bis zum Äußersten alle Vorteile ausnutzt, die die Talsohle bietet. Und zwar wurden durch den Umstand, daß man der Talsohle so lange wie möglich folgte — wie später auch zahlenmäßig nachgewiesen werden soll — die Baukosten nicht unbedeutend gedrückt. Die nach diesem Gesichtspunkte ins Gelände gelegte Trasse III stellt nicht, wie die Trassen I u. II, die kürzeste Verbindung des Tunnelnordportales mit dem Boden des Haupttales dar, die bei einer gegebenen Höchststeigung möglich ist. Trotzdem ist sie billiger, weil der schwierige Teil — die Linie am steilen Hange — damit vermindert wird und die Linienverlängerung nicht so sehr ins Gewicht fällt, da die Linie am Talboden eben um ein Vielfaches billiger ist als die Hanglinie. Der Punkt,

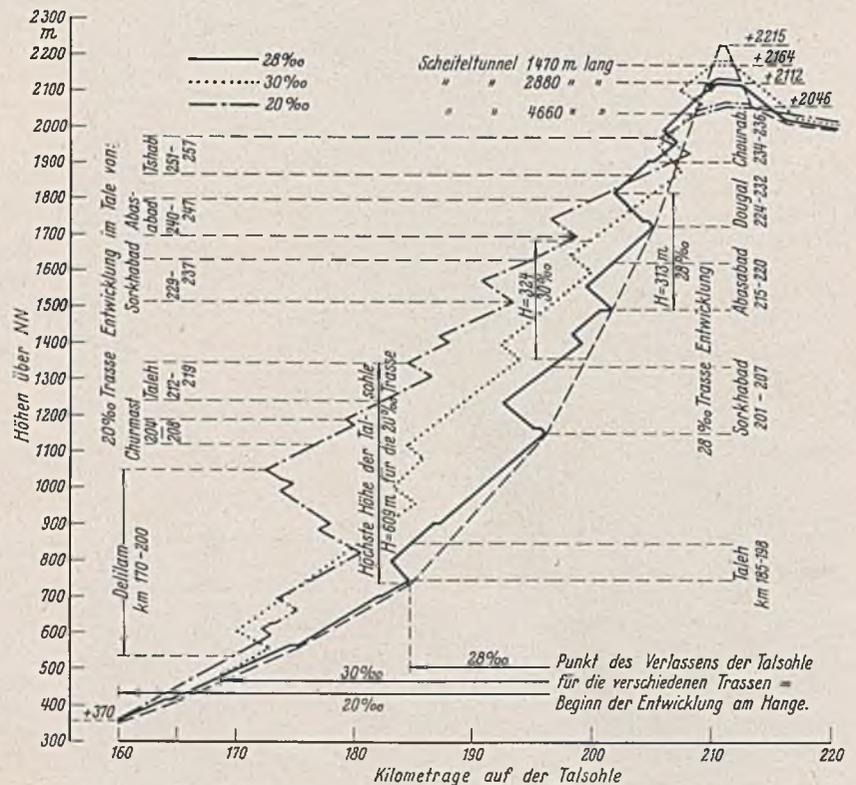


Abb. 13. Schematische Darstellung der Lage der drei Trassen in bezug auf die Talsohle.

wo die Talsohle verlassen wird und die schwierige Strecke beginnt, ist in Abb. 13 für jede Trasse eingezeichnet; man sieht, daß über ein Fünftel des gesamten Höhenunterschiedes von der ausgeführten Linie bewältigt wird, ohne daß diese den Talboden verläßt.

Zur sinnfälligen Erläuterung der nachstehend gegebenen Zahlen ist in Abb. 15 ein Vergleich zwischen den Längenprofilen eines Tallinien- und Hanglinienstückes gegeben. Hierbei wurde ein beliebiges Stück der Linie III aus der Strecke, wo sie auf der Talsohle liegt, herausgegriffen und zum Vergleich das entsprechende Stück (d. h. dieselben Kilometer) der Trasse II, die dort bereits ziemlich hoch am Hange liegt, herangezogen. Bei Betrachtung der beiden Proben ist zu beachten, daß das Längenprofil die Vergrößerung der Arbeiten durch die große Querneigung nicht veranschaulicht. Auf Grund der Abrechnungszahlen der ausgebauten Linie ergeben sich die Kosten für 1 km Tallinie, ohne Stationsbauten und Oberbau, im Mittel mit 844 600 Rials, die der Hanglinie, einschl. Tunnel, dagegen mit 5 660 000 Rials, also ein Verhältnis von fast 1 : 7.

Für die ausgeführte Trasse spricht ferner der Umstand, daß sie sich nie besonders hoch über die Talsohle erhebt und immer wieder zur Hauptverkehrsader, der Hauptstraße, die mit 10-t-Lastautos befahren werden kann, zurückkehrt. Dies machte die Baustelleneinrichtung verhältnismäßig einfach und verminderte die Länge der anzulegenden Zubringerstraße auf ein Mindestmaß. So wurden für den Bau nicht mehr als 22,7 km Zubringerstraßen gebaut, die mit kleineren Lastwagen bis zu 5 t befahren worden sind. Ferner wurden 1,4 km Schrägaufzuganlagen errichtet. Vergleicht man damit die Lage der Trassen I u. II, so ist klar, daß viel größere Anlagen für die Baustelleneinrichtung und Versorgung notwendig gewesen wären. Die Trasse I rechnete z. B. mit 76 km Dienststraßen und 3,7 km Schrägaufzügen, was aber kaum ausreichend gewesen wäre.

Dieser Unterschied in der Baustellenerschließung würde sich ja nicht in einer nennenswerten Änderung der Bausumme ausdrücken, da die Anlage von etlichen Kilometern Dienststraße mehr oder weniger bei den



Abb. 14. Ein Beispiel der „Tallinie“ bei km 180.

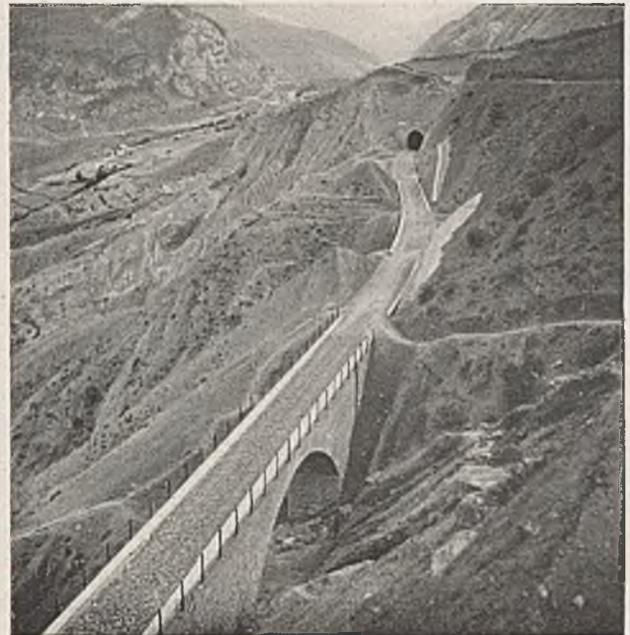


Abb. 16. Beispiel der Hanglinie bei km 207.

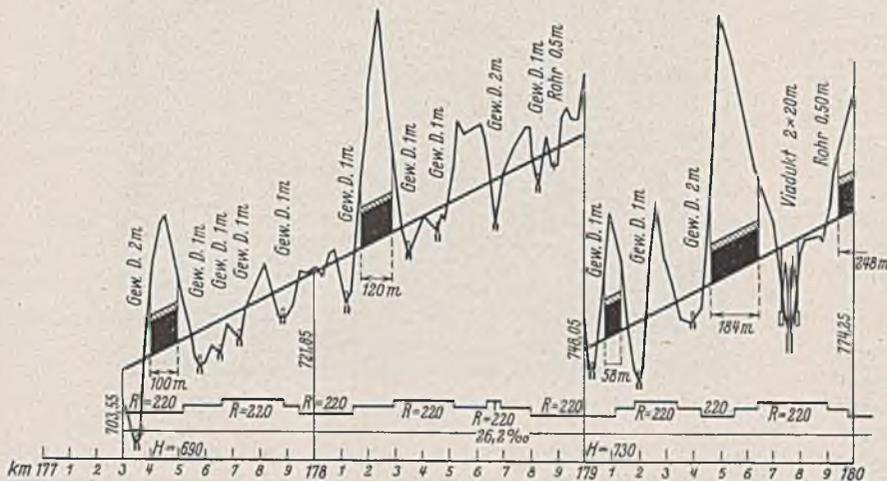
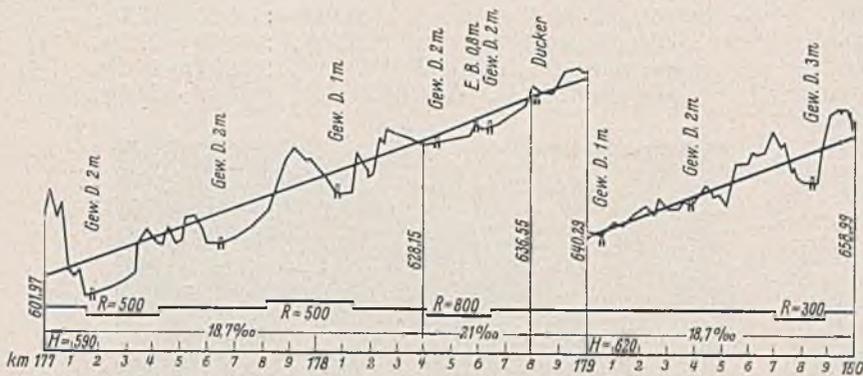


Abb. 15. Gegenüberstellung des Längenprofils einer Tallinie mit dem einer Hanglinie.

verhältnismäßig großen Kosten des Gesamtbaues eine untergeordnete Rolle spielte, wohl aber kann man von einem bedeutenden Zeitgewinn sprechen, und es dürfte nicht zu hoch gegriffen sein, wenn man für den Zeitunterschied, den die Anlage der umfangreicheren Zubringerstraßen und Schrägaufzüge erfordert hätte, ein halbes Jahr veranschlagt, was, besonders in den größeren Höhenlagen, den Verlust einer ganzen Bausaison bedeuten kann.



Abb. 17. Die Linie bei km 230. Beispiel des schwersten Teiles der offenen Strecke. Vorbildliche Richtungsverhältnisse.

Gegenstand	Projekte						Ausgeführte Linie		Gegenstand	Projekte						Ausgeführte Linie	
	I 20% Trasse		II 30% Trasse		III 28% Trasse		Σm = 28% Trasse			I 20% Trasse		II 30% Trasse		III 28% Trasse		Σm = 28% Trasse	
	Menge	Belrag	Menge	Belrag	Menge	Belrag	Menge	Belrag		Menge	Belrag	Menge	Belrag	Menge	Belrag	Menge	Belrag
1. Allgemeine Daten und Trassierungsgrundlagen									4. Durchlässe und Brücken bis 10m L.W.								
<i>A min</i>	300 m		220 m		220 m		250 m		Lichte Weite insgesamt	632 m		370 m		613 m		621 m	
<i>Scheiteltunnel Länge</i>	4660 m		1470 m		2880 m		2880 m		„ für 1km offene Linie	3,5 m		5,9 m		8,8 m		3,2 m	
<i>Linienlänge insgesamt</i>	106,03 km		82,00 km		86,10 km		86,58 km		Kosten u. Mauerwerksmenge insg.	185 840 m ²	45 202 660 Rls	98 580 m ²	26 513 300 Rls	67 280 m ²	16 584 360 Rls	81 450 m ²	19 123 060 Rls
<i>davon Tunnel</i>	33,19 km		18,76 km		16,60 km		18,13 km		„ für 1km offene Linie	2780 m ²	676 000 Rls	1580 m ²	419 000 Rls	363 m ²	238 400 Rls	1210 m ²	284 000 Rls
<i>in Prozenten</i>	36,8 %		22,8 %		19,3 %		22,1 %		5. Brücken und Viadukte über 10m L.W.								
2. Erd- und Tunnelarbeiten									Lichte Weite insgesamt	690 m ²		550 m ²		1048 m ²		1380 m ²	
<i>Erdabewegung insgesamt</i>	3 474 000 m ³	48 821 220 Rls	4 006 000 m ³	55 587 500 Rls	3 058 400 m ³	50 360 000 Rls	3 054 000 m ³	40 057 200 Rls	„ für 1km offene Linie	10,3 m ²		8,7 m ²		15,1 m ²		20,5 m ²	
<i>„ für 1km offene Linie</i>	51 900 m ³	729 000 Rls	63 500 m ³	880 000 Rls	44 000 m ³	725 000 Rls	45 300 m ³	594 000 Rls	Kosten u. Mauerwerksmenge insg.	47 080 m ²	14 381 300 Rls	18 500 m ²	8 445 000 Rls	43 510 m ²	21 554 190 Rls	64 660 m ²	23 238 370 Rls
<i>Tunnelarbeiten insgesamt</i>	129 Stück	227 315 300 Rls	76 Stück	105 378 300 Rls	50 Stück	158 925 700 Rls	89 Stück	177 091 600 Rls	„ für 1km offene Linie	705 m ²	214 300 Rls	293 m ²	133 500 Rls	712 m ²	310 000 Rls	960 m ²	434 000 Rls
<i>„ für 1km Gesamtlänge</i>	368 m ²	2 140 000 Rls	228 m ²	1 786 000 Rls	183 m ²	1 850 000 Rls	221 m ²	2 045 000 Rls	Lichte Weite pro km Σ 3+5	13,8 m ²		14,6 m ²		23,3 m ²		23,7 m ²	
3. Stütz- u. Futtermauern, Sicherungsarbeiten									6. Oberbau u. Schotter								
<i>Mörtelmauerung insgesamt</i>	48100 m ³		64 000 m ³		108 150 m ³		227 060 m ³		Totalkosten, Schienengewicht	9 494 t	15 522 400 Rls	7 350 t	11 985 600 Rls	8 141 t	23 995 800 Rls	9 000 t	25 985 000 Rls
<i>„ für 1km offene Linie</i>	720 m ³		1010 m ³		1560 m ³		3370 m ³		„ für 1km Linie	88,5 t	146 000 Rls	88,5 t	146 000 Rls	94,5 t	278 000 Rls	103,9 t	300 000 Rls
<i>Trockenmauerung insgesamt</i>	—		—		56 900 m ³		4 500 m ³		7. Stationen								
<i>„ für 1km offene Linie</i>	—		—		820 m ³		67 m ³		Anzahl und Kosten einschl. Zufahrtswege	Stück 5	2 815 000 Rls	Stück 4	2 347 500 Rls	Stück 7	7 405 100 Rls	Stück 7	5 904 800 Rls
<i>Sleinwürfe, Pflasterungen insg.</i>	—		—		37 800 m ³		40 630 m ³		„ für 1km Linie	—	26 500 Rls	—	28 600 Rls	—	85 000 Rls	—	68 200 Rls
<i>„ für 1km offene Linie</i>	—		—		594 m ³		603 m ³		8. Totalkosten								
<i>Gesamtkosten der Post 3</i>	—	11 281 300 Rls	—	16 421 950 Rls	—	34 311 130 Rls	—	56 902 230 Rls	Tot. Kosten einschl. Bauleitung	—	413 579 660 Rls	—	263 126 400 Rls	—	330 172 730 Rls	—	370 549 260 Rls
<i>Kosten für 1km offene Linie</i>	—	168 500 Rls	—	260 000 Rls	—	502 370 Rls	—	844 000 Rls	„ für 1km Linie	—	3 900 000 Rls	—	3 204 000 Rls	—	3 820 000 Rls	—	4 280 000 Rls

*) Die Beträge der ausgeführten Linie sind mit Berücksichtigung eines gemittelten Abgebotes von 11,8% angegeben.
**) Die Posten 1 bis 7 beinhalten nicht die Kosten der Bauleitung.

VI. Baukostenvergleich zwischen Entwurf und Ausführung und zwischen den Vorentwürfen untereinander.

Es ist zunächst belehrend, die Mengen miteinander zu vergleichen, da die Kostangaben der Trassen I u. II vor sieben Jahren errechnet worden sind und sich in dieser Zeit Weltmarktpreise und valutarische Verhältnisse derart verschoben haben, daß ein Vergleich nicht ohne weiteres möglich ist. So beruht die Kostenberechnung der Trassen I und II auf dem Wertverhältnis 10 Rials = 1 Dollar, wogegen im Jahre 1933 vor der Entwertung des Dollars 28,7 Rials = 1 Dollar waren und heute der offizielle Kurs 16,4 Rials ist.

Die für den Bau notwendigen Devisen machen etwa 40% der Gesamtsumme aus. Vom Auslande mußten beschafft werden: Zunächst die Baustoffe, vor allem Zement, (der für die Nordlinie nur zum geringsten Teile von der erst seit 1934 in Betrieb gesetzten inländischen Zementfabrik gedeckt werden konnte und hauptsächlich aus Rußland kam); ferner Sprengmittel, Eisen, Oberbaumaterial, Einrichtungen der Lokomotivwerkstätten, Öltanks, Gerät und Einrichtungen der Großbauunternehmungen, auch für die Löhne der ausländischen Spezialarbeiter und Ingenieure, sowie für die Bauleitung waren Devisen nötig.

Die Löhne für die einheimischen Arbeitskräfte haben sich im Laufe der sieben Jahre verschoben, besonders hoch aber schnellten sie während des Baues; so bezahlte man an Hilfsarbeiter beim Bau der Strecke Benderschah—Schahi 3,5 bis 4 Rials täglich. Im Jahre 1932 waren die Löhne schon auf 4,5 bis 5 Rials gestiegen, und in der Hochsaison des Baues der Nordlinie war man auf 6,5 bis 7 Rials je Tagelöhnerschicht gelangt.

Ein Vergleich der Kosten in Rials ist daher nur zwischen dem Entwurf der Trasse III und der ausgeführten Linie am Platze. Hierbei ist jedoch zu bemerken, daß bei der Kostenermittlung der ausgeführten Linie das von den Unternehmungen auf die Grundpreise des Preiszeichnisses gegebene Abgebot angerechnet wurde, wogegen die Kosten des Entwurfs III den Bruttobetrag darstellen. Stellt man die Summe der Preisnachlässe für die Vergleichsstrecke mit 49 712 900 Rials der Bruttosumme von 420 262 160 Rials gegenüber, so ergibt dies eine Verminderung von 11,8%. Vergleicht man nun den genannten Endbetrag mit jenem des Voranschlags III von 330 172 730 Rials, so erhält man eine Überschreitung von 27,2%, die sich größtenteils aus der Erhöhung der Baukosten, verursacht durch die umfangreichen Schutzbauten und Tunnelverlängerungen, sowie Verstärkungen der Mauerungstypen erklärt. Übrigens ist die übergroße Eile, mit der das Ministerium die Lieferung der Kostenvoranschläge verlangte, auf deren Güte nicht ohne Einfluß geblieben.

Im einzelnen ist folgendes zu sagen: Bei den Tunnelarbeiten der Trasse III ist die Länge gegenüber dem Entwurf zwar nur um 15% überschritten, die Kosten sind dagegen wegen der notwendigen Verstärkungen der Mauerungstypen um 26% höher. Die Anzahl der Brücken, besonders der über 10 m Öffnung, erfuhr ebenfalls eine Vermehrung, so daß die Gesamtlänge der ausgeführten Linie um 24% größer ist als die des Entwurfs. Der Kostenvergleich ergibt eine Erhöhung um 44%. Dies ist teils auf umfangreichere Gründungsarbeiten, teils auf eine Linienverschiebung zwischen km 229 und 231 zurückzuführen, wo man aus bau-

technischen Gründen die Trasse talwärts verschob und, an Stelle umfangreicher Tunnel- und Erdarbeiten, eine Reihe von Viadukten erhielt. Am größten jedoch ist die Überschreitung bei den Schutzarbeiten (Stütz- und Futtermauern, Dränungen, Rutschungsanierungen, Uferschutzbauten, Böschungssicherungen usw.), hier beträgt die Überschreitung 40% in der Menge der Mauerungsarbeiten und 80% in den Kosten der geplanten Schutzarbeiten. Die Erdarbeiten stimmen zufällig genau mit dem Vorschlag überein.

Was bei den Entwürfen I u. II zunächst die Tunnelarbeiten betrifft, so hat die Linie II mit ihrer reichlichen Verwendung des Halbmessers 220 m die verhältnismäßig geringste Tunnellänge, dagegen die Trasse I mit $R_{min} = 300$ m die größte. Schaltet man die „Tallinien“-Stücke nördlich des Scheiteltunnels, die, wie auch jene südlich des Tunnelportals des Scheiteltunnels, für die Tunnelarbeiten nicht in Frage kommen, aus und untersucht den Tunnelanteil lediglich für die Hanglinie, so erhält man

- für die 20% Trasse I 39,19 km : 105,00 = 37,2%
- „ „ 30% Trasse II 18,76 „ : 68,00 = 27,5%
- „ „ geplante 28% Trasse III 16,60 „ : 58,47 = 28,4%
- „ „ ausgeführte 28% Trasse III 19,13 „ : 58,47 = 32,6%.



Abb. 18. Die drei Rampen am Hange von Dugal, km 220—231.

Die vorgesehene Tunnellänge von 28,4% Entwurf I war offenbar zu kurz angenommen. Ebenso dürften die Längen der Tunnel für die Trassen I und II wohl auch zu kurz gewählt worden sein, da sich Einschnittshöhen von 13 m beim Übergang vom Einschnitt zum Tunnel in

dem schlechten Material nur ganz selten durchführen ließen und manche Einschnitte mit Höhen von mehr als 20 m in der Achse wohl in Tunnel hätten verwandelt werden müssen.

Die Brücken und Durchlässe geben für die Trassen I und II einen Unterschied von 19,8 bzw. 14,6 m l.W. je 1 km offene Linie gegen 29,7 m l.W. bei der ausgeführten Trasse, deren Lichtweite also um 50%, bzw. 104% größer ist als die bei den genannten Entwürfen.

Am meisten hat man aber auch hier hinsichtlich der Stütz- und Futtermauern, Schutzarbeiten und Böschungssicherungen zu kurz gegriffen, da sie um das 4 bis 5fache gegen die Zahlen der ausgeführten Linie zurückbleiben.

Die Erdarbeiten dürften für die Trassen I und II zu hoch angenommen worden sein.

Man sieht daher, daß ein Vergleich der Baukosten auf Grund der Entwürfe so gut wie undurchführbar ist. Am ehesten kommt man zu einem angenäherten Ergebnis, wenn man die Linien in Tunnel- und offene Strecken und die letzteren wieder in „Tal-“ und „Hanglinien“ einteilt, ferner annimmt, daß die Hanglinien der verschiedenen Trassen ungefähr dieselben Verhältnisse antreffen, und daß daher ein gemittelter Betrag je Kilometer, den man von der ausgeführten Linie kennt, als Grundlage für die Berechnung eingeführt werden kann. Dabei werden die Stationsbauten, wie auch der Oberbau ausgeschaltet; verglichen wird also nur der Unterbau der drei Linien, einschließlich des Schotterbettes. Die etwas ungünstigeren geologischen Verhältnisse der Trassen I und II sind dabei nicht berücksichtigt.

Baukosten je km auf Grund der ausgeführten 28‰-Trasse	Trasse I 20‰		Trasse II 30‰		Trasse III 28‰	
	Länge km	Betrag Riats	Länge km	Betrag Riats	Länge km	Betrag Riats
Tallinie 844 600	—	—	8,66	7 314 230	23,85	19 982 800
Hanglinie 3 528 000	66,90	236 023 200	54,58	192 558 200	43,60	153 839 400
Tunnel 10 686 000	39,19	418 784 300	18,76	200 469 400	19,13	204 419 200
Summe	106,09	654 807 500	82,00	400 341 830	86,58	378 241 400

Ergebnis: Die Trasse III ist trotz ihrer größeren Länge billiger als die Trasse II.

VII. Betriebskostenvergleich.

In der nachstehenden Tabelle sind die Richtungsverhältnisse der einzelnen Trassen für die Vergleichsstrecke einander gegenübergestellt.

Für die 28‰-Rampe war $R=220$ nur in den Kehren gestattet, in allen anderen Fällen mußte mit $R=250$ als kleinstem Halbmesser trassiert werden. Die 30‰-Rampe dagegen verwendet $R=220$ auf der ganzen Länge.

Bogen	S-‰	I. 20‰-Trasse km 160 + 340 - 266 + 400			II. 30‰-Trasse km 160 + 340 - 241 + 700			III. 28‰-Trasse km 160 + 200 - 245 + 600		
		L	%	$\frac{H=650}{R-50} \cdot L$	L	%	$\frac{H=650}{R-50} \cdot L$	L	%	$\frac{H=650}{R-50} \cdot L$
220	3,82	—	—	—	33,770	41,2	129,0	10,723	12,4	41,0
250	3,25	—	—	—	—	—	—	15,775	18,2	51,3
280	2,83	—	—	—	—	—	—	1,075	1,2	3,0
300	2,60	51,770	48,8	134,6	5,228	6,4	13,6	8,063	9,3	21,0
350	2,16	2,071	1,9	4,5	—	—	—	0,646	0,7	1,4
400	1,86	4,353	4,1	8,1	4,555	5,5	8,5	2,929	3,4	5,4
500	1,42	4,265	4,0	6,0	—	—	—	2,044	2,4	2,9
600	1,20	4,243	4,0	5,1	4,407	5,4	5,3	0,659	0,8	0,8
800	0,87	0,924	0,9	0,8	—	—	—	0,993	1,2	0,9
1000	0,68	2,015	2,0	1,4	0,276	0,3	0,2	1,297	1,5	0,9
Gerade	—	36,459	34,3	—	33,764	41,2	—	42,376	48,9	—
Summe	—	106,100	100,0	160,5	82,000	100,0	156,6	86,580	100,0	128,6

„H“ stellt für die einzelnen Trassen den Gesamthöhenverlust durch den Kurvenwiderstand dar. Bildet man den Quotienten $\frac{\text{Höhenverlust}}{\text{Länge}} = S_b$, so erhält man den gemittelten Höhenverlust je km, der gleichzeitig ein Maß für die Güte der Richtungsverhältnisse ist. Für die drei Fälle ergibt sich:

$$S_b = \begin{matrix} \text{I} & \text{II} & \text{III} \\ = 1,51\% & 1,91\% & 1,49\% \end{matrix}$$

Hier scheint ein Widerspruch zu stecken, da es nicht sogleich einleuchtet, warum die Trasse III mit $R \text{ min} = 250/220$ m bessere Richtungsverhältnisse haben sollte, als die Trasse I mit $R=300$. Die Erklärung hierfür ist jedoch wieder durch die Vorteile gegeben, die der große Tal-linienanteil der Trasse III bietet.

	Tallinie	Hanglinie
Trasse I . . .	—	$\frac{160,5}{106,100} = 1,51\%$
Trasse II . . .	$\frac{7,2}{8,660} = 0,83\%$	$\frac{149,4}{73,34} = 2,04\%$
Trasse III . . .	$\frac{23,6}{23,850} = 0,99\%$	$\frac{105,0}{62,730} = 1,67\%$

Ermittelt man den Wert $S_b = \frac{H}{L}$, getrennt für die Tal- und Hanglinien, wie dies vorstehend geschehen ist, so sieht man, daß er sich für die Hanglinie der Linie III folgerichtig zwischen die Trassen I und II einordnet.

Aus dem Gesagten geht also hervor, daß die Trasse III auf die Gesamtheit der Vergleichsstrecke die günstigsten Richtungsverhältnisse hat.

Vom Standpunkte des Betriebes ist die ausgebaute Linie überhaupt etwas günstiger als die anderen beiden Trassen. Als Grundlage für diese Betrachtung dient der für die Zeit des durchgehenden Verkehrs zwischen Benderschah und Benderschapur festgesetzte Fahrplan, der, abgesehen vom Triebwagenverkehr, je vier Züge in jeder Richtung vorsteht. Davon ist ein Zugpaar ein Personen befördernder Postzug, und die drei anderen sind Güterzüge.

Bei Berechnung der Betriebskosten wurden unter Vernachlässigung der Talfahrt nur jene Umstände in Betracht gezogen, die sich mit der Wahl der Rampe wesentlich ändern, und zwar:

- a) die Kosten des Brennstoff- und Wasserbedarfs sowie der Schmierung der Lokomotive und Wagen, ferner die Löhne des Lokomotivbedienungspersonals und die Kosten der Werkstätte, ferner die Löhne des Zugbedienungs-personals;
- b) die Kosten der Bahnerhaltung.

Zu a): Für den Betrieb der 28‰-Rampe stehen heute zwei Lokomotivtypen zur Verfügung. Die erste, für die Strecken Benderschah—Polesefid und Firuzkuh—Teheran bestimmt, ist eine 1—4—1 Lokomotive der Fabrik Nydquist & Holm, Trollhättan, Schweden, mit einer Kesselheizfläche von 162 m², 15 t Achsdruck, einem Reibungsgewicht von 60 t, einem Dienstgewicht von 138 t und einem Triebbraddurchmesser von 1350 mm. Die Lokomotive arbeitet mit Rohölfeuerung. Für die eigentliche Bergstrecke zwischen Polesefid und Firuzkuh hat man derzeit eine Garat-Lokomotive 2—4—1 + 1—4—2 der Bayer-Peacock-Werke, Manchester, England, mit einer Heizfläche von 303,5 m², 15 t Achsdruck, einem Adhäsionsgewicht von 120 t, einem Dienstgewicht von 204 t und einem Triebbraddurchmesser von 1350 mm, heizbar mit Rohöl oder Kohle. Später werden den Dienst auf der Rampe Lokomotiven mit 18 t Achsdruck der Type 1—5—0 des deutschen Ferrostaal-Konzerns besorgen, von denen 16 Stück bestellt sind.

Nimmt man an, daß das zu befördernde Bruttozuggewicht 400 t betrage und jeweils so rasch gefahren wird, daß die Lokomotive bis zum Äußersten ihrer Leistungsfähigkeit beansprucht wird, so wird die Strecke von km 160 bis 175 (Station Polesefid, bis hierher 15‰) mit 32 km/h Geschwindigkeit in 28 min zurückgelegt, dort wird die Lokomotive in 10 min gewechselt, und man fährt nun mit der starken Gebirgslokomotive bis km 182 auf einer Steigung von 21‰ im 35 km/h-Tempo in 12 min und von dort auf der 28‰-Rampe im 27 km/h-Tempo bis zum höchsten Punkte, wozu 132 min nötig sind. Unterwegs muß einmal 15 min lang Wasser genommen werden. Von km 240 (dem höchsten Punkte des Scheiteltunnels) bis km 245,6 rollt der Zug talab und nimmt dazu 30 km/h Geschwindigkeit an, was 11 min Fahrzeit ergibt. Im ganzen hat man

also 183 min Fahrzeit und 25 min Aufenthalte, zusammen 208 min.

Der Brennstoffbedarf ergibt sich nun aus den theoretischen Schaubildern der beiden Lokomotiven zu 5,67 t Rohöl und 51 m³ Wasser für eine Bergfahrt. Berechnet man 1 t Rohöl mit 500 Riats und 1 m³ Wasser mit 2,2 Riats, so erhalten wir 2948 Riats für Öl- und Wasserverbrauch. Die Kosten der Schmierung werden der Einfachheit halber mit 15% der Brennstoffkosten, die Löhne des Zugförderungs-personals einschließlich der Kosten der Werkstätten werden mit 6,5 Riats je Zug-km angenommen. Zusammenfassend erhält man daher als Anteil der Zugförderung für eine Bergfahrt mit einer Bruttozuglast von 400 t, einen Betrag von 3936 Riats. Der Anteil des Zugbedienungs-personals wird auf die Zeit umgeschlagen und beträgt 22 Riats/h; dies ergibt für eine Bergfahrt von 208 min Fahrzeit 76 Riats.

Bei der Trasse I ist es nicht notwendig, die Lokomotive zu wechseln, und man könnte ohne weiteres mit der schwedischen 1—4—1 Lokomotive die Rampe mit 400 t befahren. Die Fahrzeit beträgt für die 102,7 km lange Bergstrecke bei 22 km/h Geschwindigkeit 252 min, und für den Rest der 106,6 km langen Vergleichstrecke jenseits des Scheiteltunnels, den der Zug bei der 28‰-Rampe mit 30 km/h Geschwindigkeit herabrollt, 8 min. Hierzu kommt noch ein Zeitverlust für einmaliges Wassernehmen mit 15 min, so daß man insgesamt für die Bewältigung der Vergleichstrecke zusammen 275 min braucht. Für eine Steigung von 20‰ und 400 t Bruttolast ergibt sich eine Geschwindigkeit von 24,5 km/h, ein Brennstoffbedarf von 5,13 t Rohöl und ein Wasserverbrauch von 46,3 m³.

Errechnet man die Schmierungs-, Zuppersonal- und Werkstattkosten auf derselben Grundlage wie oben, so ergeben sich die Zugförderungskosten mit insgesamt 3747 Riials. Die Kosten des Zugbedienungs-personals erhält man mit $\frac{22}{60} \cdot 275 = 101$ Riials.

Auf der Trasse II ist man gezwungen, bereits vom Bahnhof Sorkola (km 160,300) ab, die schwere Gebirgslokomotive zu benutzen. Diese erlaubt uns theoretisch bei einer Zuglast von 400 t die erste, 8,4 km lange Talstrecke mit 15‰ Steigung mit einer Geschwindigkeit von 45 km/h zu befahren. Auf der eigentlichen 67,5 km langen Rampe muß man dann auf eine Geschwindigkeit von 23 km/h heruntergehen. Jenseits des Scheitelpunktes erhöhen wir die Geschwindigkeit wieder auf 30 km/h, die bis zum Ende der 82,0 km langen Vergleichstrecke beibehalten wird. Einschließlich des unbedingt notwendigen Aufenthalts in einer Wasserstation von 15 min ergibt sich eine Fahrzeit von insgesamt 214 min. Man braucht 6,27 t Rohöl und 56,5 m³ Wasser und errechnet, ähnlich wie oben, den Anteil der Zugförderungskosten mit zusammen 4262 Riials. Für das Zugbedienungs-personal ergeben sich $\frac{22}{60} \cdot 214 = 78$ Riials.

Das Ergebnis dieser Ansätze ist folgendes:

	Trasse III 28‰ Riials	Trasse II 30‰ Riials	Trasse I 20‰ Riials
Anteil der Zugförderung	3 936	4 262	3 747
Anteil des Zugbedienungs-personals	76	78	101
	4 012	4 340	3 848
Für 1 Betriebsjahr auf der Grundlage von 4 Zugpaaren täglich 4 × 365	5 857 500	6 336 400	5 618 100
Fahrzeit für eine Bergfahrt in min	208	214	275

Der Vergleich der Trassen II und III ist wegen annähernd gleicher Fahrzeit unmittelbar möglich und ergibt etwa 480 000 Riials zugunsten der Trasse III, der Vergleich zwischen I und III erfordert eine Umrechnung auf gleiche Fahrzeit und erbringt etwa 200 000 Riials zum Vorteil von Trasse I.

Zu b): Die Kosten der Bahnerhaltung für die 86,6 km lange Vergleichstrecke der ausgebauten Trasse III wurden jährlich, auf Grund der allerdings sehr kurzen Erfahrungen in dem feuchten Klima der Provinz Mazenderan mit gelegentlich schweren tropischen Niederschlägen und darauffolgenden elementaren Murgängen und Hochwassern, wie folgt veranschlagt:

	Riials	In Hundertteilen der Baukosten
Löhne für die normale Erhaltung des Bahnkörpers (des Ober- und Unterbaues ohne Kunstbauten) einschließlich der Streckenläufer und Schrankenwärter (im Mittel 3 Mann/km) . .	579 000	—
Tunnelerhaltung	800 000	0,45
Erhaltung der Brücken, Stütz- und Futtermauern sowie sonstige Kunstbauten der offenen Strecke	490 000	0,52
Erhaltung der Stationen und Zufahrtwege . .	80 000	1,40
Schotter	181 000	5,40
Oberbauerneuerung (32,5 km der Vergleichstrecke liegen auf schlecht getränkten Buchenschwellen und 54,1 km auf Eisenschwellen, das Schienenprofil hat 38 km/lfdm)	928 000	4,10
Schutzbauten gegen Hochwasser, Behebung von Rutschungen, Dränungen usw.	700 000	1,50
Zusammen:	3 758 000	—

Die drei zu untersuchenden Rampen sind einander wohl soweit ähnlich, daß man, ohne größere Fehler zu begehen, die Bahnerhaltungskosten als eine Funktion der Länge ansehen kann und durch einfache Längen-

umrechnung für die 106,6 km lange Trasse I 4 626 000 Riials, und für die 82 km lange Trasse II 3 559 000 Riials erhält.

Faßt man die Ergebnisse unter a) und b) zusammen, so erweist sich die Trasse III gegenüber der Trasse II um 480 000 — 199 000 = 281 000 Riials und gegenüber der Trasse I um 200 000 + 868 000 = 1 068 000 überlegen.

8. Die Frage des Scheiteltunnels.

Die Trasseure der Linien I und II kamen bei der Erörterung über die richtige Lage des Scheiteltunnels zu dem zweifellos richtigen Ergebnis, daß der längere Tunnel die Baukosten nur unbedeutend erhöht, dagegen aus betriebstechnischen Gründen vorzuziehen ist.

Leider waren aber technische und wirtschaftliche Gründe hierfür weniger maßgebend als in erster Linie die Zeitfrist, über die mit der Regierung zu verhandeln so gut wie zwecklos war, da man die Angelegenheit dort von einem höheren Standpunkte beurteilte. Der Norden Irans ist bisher weitgehend von Rußland abhängig gewesen, und jedes Jahr, um das die Verbindung mit dem Süden hergestellt und das Land dem Weltmarkt eröffnet wird, bedeutet mehr als jener untergeordnete Bauvorteil.

Gleichwohl ist man mit der Wahl einer Tunnelänge von 2880 m etwas zu vorsichtig gewesen. Wenn auch der 4660 m lange Scheiteltunnel auf Grund der Erfahrung, die man beim Bau gemacht hat, kaum in einer kürzeren Zeit als in 49 Monaten hätte fertiggestellt werden können, was einem Jahr Bauzeitverlängerung gleichkommt, so wären doch mit der Wahl der tieferen Tunnelage bemerkenswerte Vorteile verbunden gewesen, die nachstehend erörtert seien:

Wenn man (siehe Lageplan Abb. 10) im Tale von Schurab nach dem ersten Kehrtunnel, statt das Tal zu kreuzen und den Gegenbogen auszuführen, auf derselben Talseite bleibt und den Hang entlang etwa 45 m tiefer als die ausgeführte Trasse fährt, so kommt man, bei Einschaltung einer 400 m langen Ruhestrecke, mit einer Linie gleichen Widerstandes von 28‰ zum Portal des 4660 m langen Tunnels. In Abb. 10 ist die Trasse unter den „Einzelheiten der Trassenführung“ klein punktiert angegeben. Untersucht man die Baukosten dieses Gegenentwurfs, so kommt man zu folgendem Ergebnis:

Ausgeführte Linie		
von km 233 + 524 bis 245 + 600 + Fehlerprofil 12,507 km.		
Kosten:		
Tunnel unter 300 m Länge	184 m zu 10 000 Riials	= 1 840 000 Riials
Tunnel über 300 m Länge		
1 Tunnel zu	856 m zu 10 000 „	= 8 560 000 „
Längenzuschlag	11 ‰	= 942 000 „
1 Tunnel zu	599 m zu 10 000 „	= 5 990 000 „
Längenzuschlag	5 ‰	= 230 000 „
Scheiteltunnel	2880 m tatsächliche Kosten	= 44 886 000 „
Offene Linie	7988 m zu 3 820 Riials	= 30 514 000 „
		zusammen 92 962 000 Riials

Gegenentwurf bestehend aus:

1. Strecke bis zum Tunnelportal 3 390 km
 2. Tunnel 4 660 „
 3. Strecke südlich des Tunnels bis zum Ende der Vergleichstrecke 1 540 „
- Länge zusammen 9 590 km

Kosten:		
Tunnel unter 300 m Länge	344 m zu 10 000 Riials	= 3 440 000 Riials
Tunnel über 300 m Länge	1016 m zu 10 000 „	= 10 160 000 „
Längenzuschlag	14 ‰	= 1 422 000 „
Scheiteltunnel	4660 m zu 10 000 „	= 46 600 000 „
Längenzuschlag	87 ‰	= 40 542 000 „
Offene Linie	3570 m zu 4 300 „	= 15 351 000 „
		zusammen 117 515 000 Riials

Erklärend wird hier eingefügt, daß erstens die Hanglinie für den Gegenentwurf wegen der größeren Hangneigung teurer eingesetzt werden mußte und daß zweitens das Preisverzeichnis, das die Grundlage für die Arbeiten der transiranischen Eisenbahn bildete, bei allen Tunneln über 300 m einen Längenzuschlag von 1‰ für je 50 m Tunnelänge vorsieht. Dieser Zuschlag ist etwas reichlich, andererseits wäre bei einem einheitlichen Bauwerk solcher Größe wohl ein nennenswerter Nachlaß zu erzielen gewesen, so daß die Mehrkosten des Gegenentwurfs mit etwa 16 000 000 Riials richtig angesetzt sein dürften.

Ermittelt man weiter wie oben, die Kosten der Zugförderung und des Zugbedienungs-personals, sowie der Bahnerhaltung für den Gegenentwurf, so erhält man gegenüber der ausgeführten Linie eine Ersparnis von 388 000 Riials aus dem ersteren und 126 000 Riials aus dem letzteren Titel, wobei die Ersparnis der Bahnerhaltungskosten auf die 2,917 km kürzere Linie zurückzuführen ist. Zusammen erhält man also eine Ersparnis von 514 000 Riials jährlich, die den oben geschätzten baulichen Mehraufwand wohl rechtfertigt.

Alle Rechte vorbehalten.

Steifendrucke und ihre Veränderungen mit dem Baufortschritt.

Von Dr.-Ing. Heinrich Preß, Berlin-Dahlem.

Nachstehend sind einige mit der Ausführung von Baugruben, wie sie für die Verlegung von größeren Rohrleitungen benötigt werden, im Berliner Sandboden durchgeführte Steifendruckmessungen wiedergegeben. Es wurden

hierbei jedoch nicht nur die Steifendrucke der fertig hergestellten Baugrube ermittelt, sondern mit dem Einziehen der Steifen bereits die Meßwerkzeuge eingebaut, um so alle Veränderungen der Drücke auf die einzelnen Steifen mit dem weiteren Herunterschichten und Einziehen neuer Steifen, dem Umsteifen und dem Wiederverfüllen und Ausbauen der Steifen meßbar zu verfolgen.

Für die Steifendruckmessungen wurden die vom Verfasser durchgebildeten und für andere Zwecke bereits wiederholt benutzten und mehrfach beschriebenen Membran-Meßdosen¹⁾ benutzt, die äußerst empfindlich jede Druckveränderung anzeigen.

Die Arbeiten zur Herstellung der Rohrgräben-Baugruben wurden wie üblich mit dem Einziehen von Bohlen, Kanthölzern und Steifen von oben her unter gleichzeitigem Bodenaushub durchgeführt, nur mit dem Unterschiede, daß neben den Keilen an jeder Steife, und zwar an beiden Enden je eine Meßdose angeordnet wurde. Die Steifenabstände, die Bohlwandbegrenzung, wie auch die Gesamtanordnung und die Abmessungen sind bei den Versuchen aufgenommen und hier dargestellt.

Der Boden, in dem die Messungen durchgeführt wurden, besaß ein Raumgewicht von = 1,732 und einen Hohlraumprozentatz von = 31.

Eine Siebung ergab

- > 0,2 mm Korn = 9,9 Gew.-%
- 7,0 mm Korn = 13,8 Gew.-%
- 0,6 mm Korn = 45,2 Gew.-%
- > 7,0 mm Korn = 10,4 Gew.-%
- 2,0 mm Korn = 20,7 Gew.-%

Der Boden enthielt rd. 0,5% Ton und war gering kalkhaltig. Die Baugrubensohle befand sich bei allen Versuchen oberhalb des Grundwasserstandes.

In den Abbildungen sind die Steifendruckgrößen, und zwar nicht umgerechnet in t, sondern ihrem von der Skala der geeichten Meßdosen abgelesenen Werte nach aufgetragen. Eine Teilung der Skala entspricht ungefähr 30 kg Steifendruck. Diese Steifendruckwerte sind in Beziehung gebracht zu den einzelnen Vorgängen, wie weiteres Einziehen von Steifen unter Ausheben von Boden, Umsteifen, Verfüllen und Ausbauen der Steifen. Die so entstandenen Kurven geben für jede Steife ein anschauliches Bild der Druckveränderungen mit den einzelnen Vorgängen. An jeder Kurve ist die Bezeichnung der Steife auf die sich die Werte beziehen, aufgetragen. Die Messungen wurden mit größter Sorgfalt durchgeführt, die Meßdosen laufend überwacht und in festen Zeitabständen auch dann abgelesen, wenn keinerlei Veränderungen vorgenommen wurden. Vor und während sowie nach einer Veränderung an irgendeiner Steife, oder an einem Teile des Bodens wurden sämtliche Meßdosen genau beobachtet.

Bei allen Untersuchungen wurde auf ein möglichst gleichmäßiges Ankeilen aller Steifen der größte Wert gelegt, da ein Mehr oder ein Weniger im Ankeilen die Steifendrucke bzw. die Verteilung der Drücke wesentlich verändert.

Bei den in Abb. 1 bis 3 wiedergegebenen Untersuchungen erhielten die obersten Steifen die größten Drücke, wobei die Mittelsteife entsprechend dem größeren Druckfelde der zugehörigen Ausbohlung den größten Wert aufweist. Der Einfluß jedes Steifeneinbaues ist deutlich erkennbar. Zu beachten ist dabei, daß erst mit dem Einziehen der weiteren Bohlen und dem Einbau der nächsten Steife der weitere Boden ausgehoben wurde. Umgesteift wurde jeweils die zweite mittlere Steifenlage, nachdem zuvor die Baugrube einige Zeit beobachtet war. Die zweite neue Steifenlage mußte dabei behufs Ausbau der alten zweiten Steifenlage um einiges mehr angekeilt werden als die alte Steifenlage. Die Abb. 1 bis 3 zeigen die Lagen der neuen Steifen und geben in den Kurven die Beobachtungen wieder.

Schließlich wurde unter stückweisem Ausbau der Bohlung der Boden in die Baugrube lagenweise eingestampft, so daß zunächst die dritte und später nach entsprechender Verfüllung

¹⁾ Bautechn. 1934, Heft 43, S. 569, Druckverteilung unter starren und elastischen Lastflächen verschiedener Größe bei verschiedenartiger Belastung im Sand und Lehm.

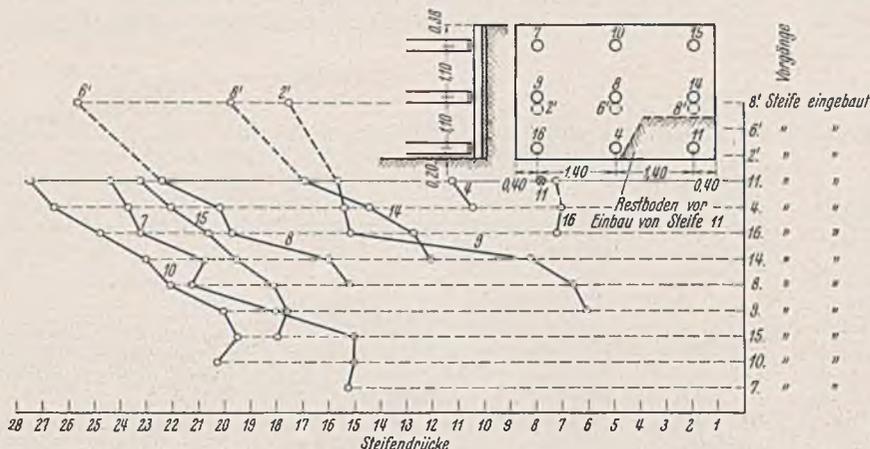


Abb. 1. Anordnung und Ergebnisse von Steifendruckmessungen im Graben 1.

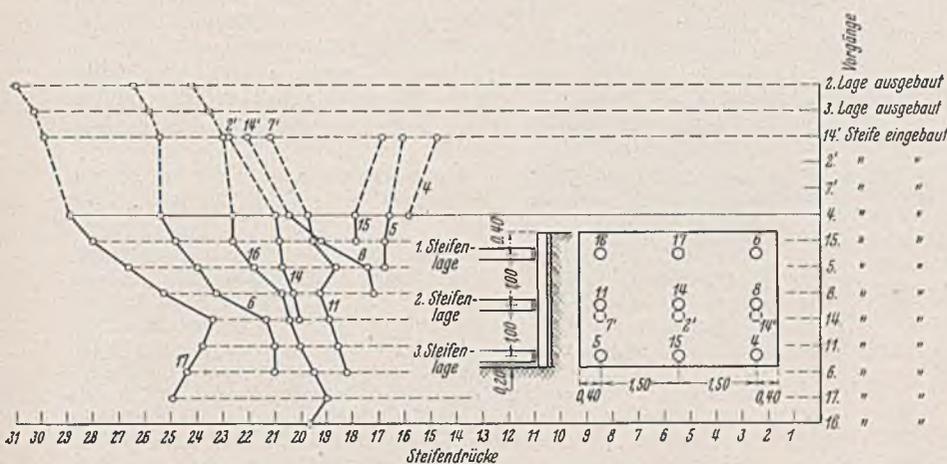


Abb. 2. Anordnung und Ergebnisse von Steifendruckmessungen im Graben 2.

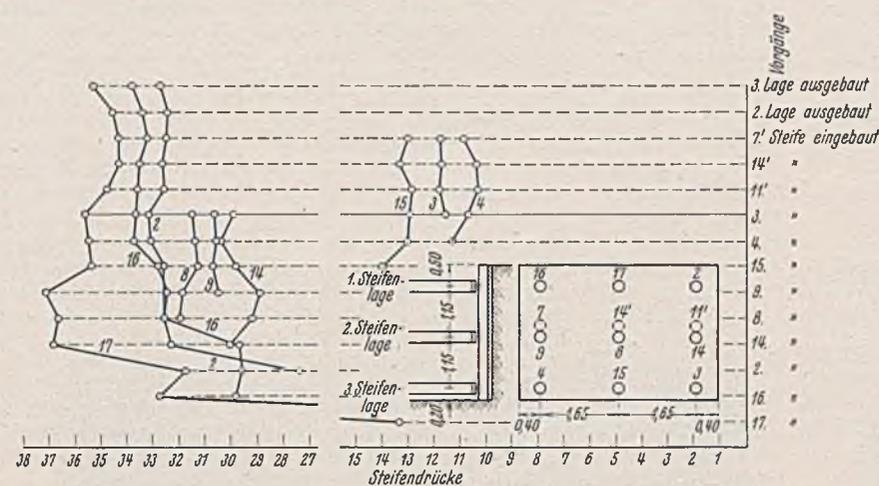


Abb. 3. Anordnung und Ergebnisse von Steifendruckmessungen im Graben 3.

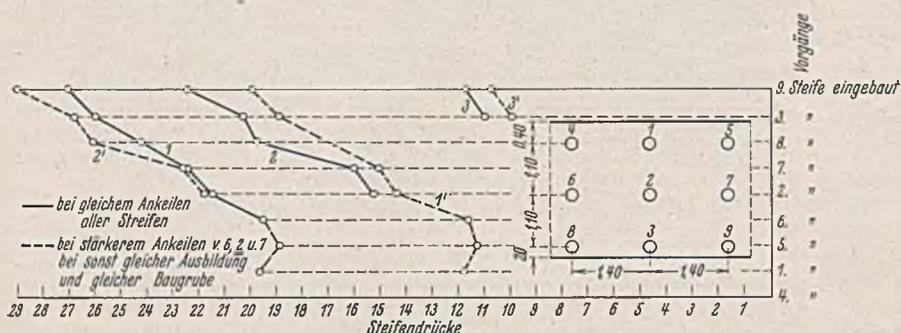


Abb. 4. Der Einfluß von nachträglichem stärkeren Ankeilen der zweiten Steifenlage bei weiteren Steifendruckmessungen.

die zweite Steifenlage aufgebaut werden konnte und dabei die jeweils bleibenden Steifen genau beobachtet wurden.

Die Messungen zeigen in den hier untersuchten Fällen

1. daß die Steifen der ersten (obersten) und zweiten (mittleren) Lage weit höhere Kräfte zu übertragen haben als die der dritten (untersten) Steifenlage, d. h. daß die bisher übliche Berechnung zur Ermittlung der Steifenkräfte und somit der Steifenstärke nicht den Tatsachen entspricht,

Prüfstellen für Betonversuche. (Rd.-Erl. d. Pr. Fin.-Min. v. 8. 6. 1938

— Bau ²⁹⁴⁰/₁/14. 5. —)

Im Ztrbl. d. Bauv. 1938, S. 543 ff., ist ein Verzeichnis von Prüfstellen für Betonversuche, das vom Reichs- und Preußischen Verkehrsminister am 25. März 1938 bekannt gegeben worden ist, veröffentlicht.

Ich gebe hiervon mit Bezug auf die Bestimmungen über die Bestimmungen über die Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton, A § 5, und mit Bezug auf meinen Erlaß vom 16. Februar 1937 — Bau 2932/15. 2. — betr. die Zulassung höherer Eisenspannungen (Ztrbl. d. Bauv. 1937, S. 207 ff.) Kenntnis und stelle anheim, die Prüfstellen für die Durchführung der erforderlichen Druckversuche an Betonwürfeln und die Normenprüfung von Zementen heranzuziehen.

Erster Baudirektor Schluckebier, Hamburg, der bisherige Leiter des Hamburger Tiefbauamtes, ist zum Oberbaudirektor ernannt worden. Gleichzeitig ist ihm die Vertretung des Reichsstatthalters — Gemeindeverwaltung — für die Bauverwaltung der Hansestadt Hamburg übertragen worden. Zu seinem Nachfolger in der Leitung des Tiefbauamtes ist Baudirektor Winter, zu Leitern der neugebildeten Hauptabteilungen I (Straßen- und Ingenieurbauten) und II (Stadtreinigung) sind Oberbaurat Waldhausen und Baudirektor Meier ernannt worden.

Patentschau.

Doppelklappenwehr. (Kl. 84a, Nr. 622 404 vom 9. 2. 1932 von Alois Viktor Lutz in Zürich, Schweiz.) Um zu verhindern, daß sich Fremdkörper zwischen den Tafeln einklemmen und diese voneinander abheben, und um zu erreichen, daß die Bewegung des Wehres pendelfrei vor sich geht, weist der Übergang von der Ansatzplatte 7 zur unterwassersseitigen Klappe 2 eine Abrundung auf, die eine Führung für das freie Ende der oberwassersseitigen Klappe 1 bildet. Die Oberwasserklappe 1 und die Unterwasserklappe 2 sind um waagerechte Achsen 3 u. 4 schwenkbar und schließen zwischen sich eine Kammer 5 ein, die zum Aufrichten oder Niederlegen des Wehres mit dem Oberwasser bzw. dem Unterwasser in Verbindung gebracht wird. Die Klappe 2 reicht bis zum Oberwasserspiegel 6 und ist mit einer starr mit ihr verbundenen Ansatzplatte 7 versehen, auf die sich die Klappe 1 am oberen Rande mittels der Rollen 8 abstützt. Der Übergang von der Hubklappe 2 zur Ansatzplatte 7 ist ausgerundet, um einen günstigen Wasserabfluß über die Wehrkrone zu erzielen. Die Wehrkrone kann durch die Wandung eines allseitig geschlossenen Rohres 9 gebildet sein, durch dessen Auftrieb das Eigengewicht der Klappe nahezu vollständig ausgeglichen werden kann, so daß zum Heben des Wehres ein ganz geringes Gefälle zwischen Ober- und Unterwasserspiegel ausreicht. Das Rohr 9 versteift außerdem die Unterklappe.

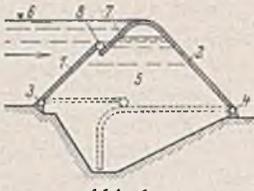


Abb. 1.

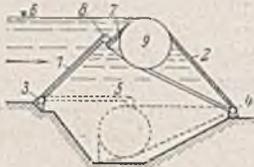


Abb. 2.

Metallkasten zur Herstellung von Spundwänden aus Beton im Erdreich. (Kl. 84c, Nr. 621 107 vom 2. 12. 1933 von Compagnie Internationale des Pleux Armés Frankignoul, Société Anonyme in Lüttich, Belgien.) Um den Metallkasten beim Einrammen gegen Verformung, insbesondere gegen Aufweitung zu schützen, ist der Kasten mit ineinandergreifenden senkrechten Führungsleisten 2 u. 3 ausgerüstet, die zur gegenseitigen Führung der benachbarten Kästen beim Eintreiben bestimmt sind, sowie mit einer Anzahl Wandverstärkungsrippen 4 versehen. Der Kasten läuft unten in den verstärkten Teil 5 aus Gußstahl aus und ist mit dem Blechkörper 6 des Kastens durch Anschweißen oder Nieten verbunden. Um die Festigkeit des Teiles 5, die zum Widerstande gegen die von den starken Schlägen des Bärs 7 bei der Formung des Stopfens 8 und dem Eintreiben des Kastens entstehenden Querbeanspruchungen nötig ist, noch weiter zu fördern, sind in Aussparungen zehn Bolzen 9 eingelegt, die den Abstand zwischen den breiteren Seitenwandungen des

Abb. 3.

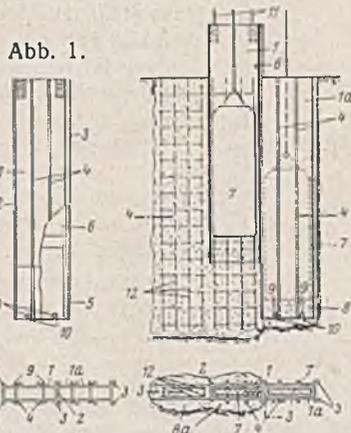


Abb. 1.

Abb. 2.

2. daß die Steifendrucke entsprechend den Vorgängen, wie weiteres Steifeneinbauen, Umsteifen, Ausbauen, beachtlichen Schwankungen unterworfen werden, so daß demzufolge eine gute Sicherung aller Steifen und eine laufende Beobachtung erforderlich ist,
3. daß das übermäßige Ankeilen einer Steife oder einer Steifenlage oder das zu geringe Ankeilen (wie Abb. 4 mit nachträglichem Mehrankeilen der zweiten [mittleren] Steifenlage zeigt) eine wesentliche Veränderung des Gesamtbildes der Steifendrucke ergibt.

Kastens sichern und ihre Beschädigung verhindern. Abb. 3 u. 4 zeigen das Einbringen des Eisenbetons 12 und das Eintreiben der Kasten. Hier ist eine fertige Bohle sowie eine im Stampfvorgang befindliche Bohle und ein mittels Betonstopfens 8 eingetriebener Metallkasten 1a dargestellt. Der Kasten wird durch Seile 11 hochgezogen; 8a sind die herausgestoßenen Betonstopfen.

Personalmeldungen.

Preußen. Hochbauverwaltung. Einberufen: Oberbaurat Henrich von Marburg a. d. Lahn zur aushilfsweisen Beschäftigung in die Hochbauabteilung des Preußischen Finanzministeriums in Berlin.

Ernannt: Regierungsbaurat Karl Beckmann in Norden zum Oberbaurat; — die Regierungsbauassessoren Brahe in Marienwerder, Eisenberg in Berlin, Friedrichs in Potsdam, Grootz in Goslar, Hensch in Gumbinnen, Möser in Sorau, Niemann in Lötzen, Pflug in Frankfurt a. d. Oder, Ritscher in Swinemünde, Stirm in Münster i. W. und Dr.-Ing. Vaupel in Flensburg zu Regierungsbauräten.

Versetzt: Oberregierungs- und -baurat Jorcke von Liegnitz an das Stadtpräsidium in Berlin; — Regierungsbaurat Schüller von Geldern nach Kleve als Vorstand des von Geldern nach Kleve verlegten Staatshochbauamtes.

In den Ruhestand versetzt: Oberregierungs- und -baurat Konrad Hermann in Berlin und Regierungsbaurat Abel in Marburg a. d. Lahn infolge Erreichung der Altersgrenze.

Wasserbauverwaltung. Ernannt: Die Regierungsbauräte Heim beim Wasserbauamt Köln, H. Witte beim Wasserbauamt Koblenz, Kleinschmidt beim Wasserbauamt Minden und Greiff bei der Wasserbaudirektion Kurmark (Neubauabteilung) zu Regierungs- und Bauräten; — die Regierungsbauassessoren Dreschel beim Kanalbauamt Insterburg, Baumann beim Hafenbauamt Kolberg, Strauch, z. Z. im Reichs- und Preußischen Verkehrsministerium, Fuhse beim Neubauamt Kanalabstieg Magdeburg, Schauburger beim Kanalbauamt I Braunschweig, Schloef beim Wasserbauamt Berlin-Kopenick, H. W. Koch beim Wasserbauamt Hoya, Gähns beim Neubauamt Staustufe Magdeburg, Raetsch beim Kanalbauamt Merseburg, Freiherr von dem Bussche-Haddenhausen, z. Z. im Reichs- und Preußischen Verkehrsministerium, von Stärk beim Wasserbauamt Gleiwitz, L. Thiele beim Wasserbauamt Köln, Flören beim Wasserbauamt Tilsit, Illiger beim Kanalbauamt Magdeburg, Buzengeiger beim Neubauamt Minden, W. Becker beim Wasserbauamt Gleiwitz, G. Wetzel beim Wasserbauamt Tönning, S. Niebuhr beim Wasserbauamt Stettin, Colbus beim Kanalbauamt II Braunschweig, Daues beim Maschinenbauamt Magdeburg, Gerhardt beim Wasserbauamt Duisburg-Rhein, Kuhlbrodt beim Neubauamt Meppen und Grübmeier beim Schleppamt Duisburg-Ruhrort zu Regierungsbauräten.

Versetzt: Die Regierungsbauräte Weise vom Wasserbauamt Stettin an die Wasserstraßendirektion Hamburg, Hirsch vom Wasserbauamt Emden an das Wasserbauamt Stettin als Vorstand, Gramberg II vom Wasserbauamt Rendsburg an die Regierung in Schleswig, Radisch vom Wasserbauamt Rheine an die Wasserbaudirektion Münster, Meiners vom Wasserbauamt Hamm an die Wasserbaudirektion Münster, Dr.-Ing. Baus vom Wasserbauamt Frankfurt a. Main an das Wasserbauamt Hamm als Vorstand, Dr.-Ing. Dehnert vom Wasserbauamt Labiau an das Vorarbeitenamt Eisenach, Seidel vom Wasserbauamt Kassel an das Wasserbauamt Genthlin als Vorstand; — der Regierungsbauassessor Pohlmann vom Wasserbauamt Stralsund-Ost an das Wasserbauamt Kassel.

Unter Übernahme in den Staatsdienst überwiesen: Die Regierungsbauassessoren H. Weise dem Wasserbauamt Münster, Selting dem Neubauamt Eisenach, Lenz dem Wasserbauamt Rheine.

Verstorben: Der Regierungsbaurat Suckel, Vorstand des Wasserbauamtes Genthlin.

Berichtigung. In dem Aufsatz: Hedde, „Beitrag zur Berechnung eingespannter Spundwände“, Bautechn. 1937, Heft 51, S. 661, ist zu setzen:

- r. Sp., Zeile 6 v. o. anstatt $f C_1$: C_1 ,
- r. Sp., Zeile 9 v. o. in Formel (12) anstatt $(2c - l)$: $(3c - l)$.

INHALT: Erddruck auf Stützmauern bei belastetem Gelände. — Die Nordrampe der transiranischen Eisenbahn. (Schluß). — Steifendrucke und ihre Veränderungen mit dem Baufortschritt. — Vermischtes: Prüfstellen für Betonversuche. — Erster Baudirektor Schluckebier, Hamburg. — Patentschau. — Personalmeldungen. — Berichtigung.