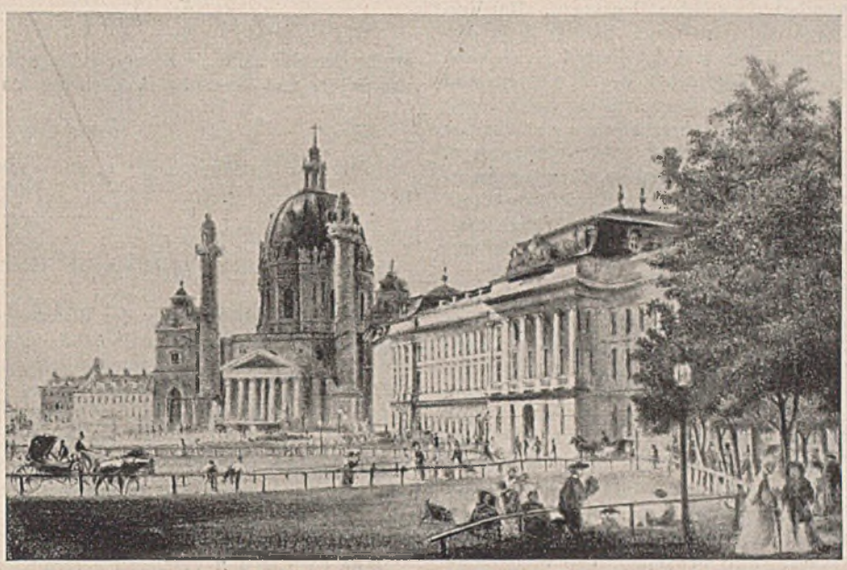
DIE BAUTECHNIK

18. Jahrgang BERLIN, 1. November 1940 Heft 47/48

Zum 125jährigen Bestehen der Technischen Hochschule Wien.

Das vorliegende Heft bringt einen Querschnitt durch das wissenschaftliche Schaffen der Fachleute, die an der Fakultät für Bauingenieurwesen der Technischen Hochschule in Wien als Professoren und Dozenten wirken. Der Inhalt gibt deutlich Zeugnis dafür, daß das alte „Polytechnische Institut" — dessen Gründung noch für das frühere große Deutsche Reich geplant war — nun im neuen größeren Reich gleich zeitgemäß geblieben ist, wie es damals war, als ihm der Auftrag zuteil wurde, die Wissenschaft „zur Veredlung der Bürgerkünste" mit diesen zu verbinden.



Die Technische Hochschule in Wien.
Nach einem Stich aus der ersten Hälfte des 19. Jahrhunderts. Im Hintergrunde die Karlskirche von Fischer v. Erlach.

Zu dieser damals allgemein einsetzenden Durchdringung forschender und schöpferischer Kraft, die im Laufe des letzten Jahrhunderts zu einer grundlegenden Neuordnung unseres ganzen kulturellen Lebens führte, hat die Technische Hochschule in Wien allzeit ihr Teil beigetragen, ohne Hemmung durch politische Grenzen, die weder für Lehrer noch für Studenten jemals geistige Schranken waren. Sie hat die gesamte deutsche Technik überdies durch ihren Beitrag aus den natürlichen Sonderaufgaben ostmärkischer Arbeit auch stofflich bereichert und kann sich ruhig und stolz eine seit jeher Deutsche Technische Hochschule nennen, die fachlich stets mit in der ersten Reihe gestanden hat.

Möge die vorliegende Sammlung von Aufsätzen den Beweis erbringen, daß die alten Überlieferungen ein wertvolles Werkzeug geschmiedet haben, tüchtig auch für die Erfüllung des neuen Auftrages, der in der Übernahme der Hochschule durch das Reich liegt: als Dienerin einer größeren Volksgemeinschaft mitzuschaffen an ihren äußeren und inneren Werten und im größeren Geiste der neuen Ordnung die bisher gewordene Technik durch Wissenschaft und Kunst weiter zu entwickeln und stets zu veredeln.

Wien, im Oktober 1940. Dr. Fritz Haas,
dzt. Rektor der Technischen Hochschule in Wien.

Alle Rechte vorbehalten.

Eisenbetonbalken im Bruchzustande.

Von Rudolf Saliger.

Nach der klassischen Eisenbetontheorie nehmen wir für alle Berechnungen den elastischen Bereich als Grundlage an. Das ist die gleiche Grundlage wie in der Festigkeitslehre, nämlich Ebenbleiben der Querschnitte und Verhältnisgleichheit zwischen Spannung und Dehnung im Beton und in der Stahlbewehrung. Für die Aufgaben der Formänderung (standunbestimmte Tragwerke, Berechnung der Durchbiegung) wird die Zugzone des Betons mitwirkend angenommen, für die Berechnung der Größtspannungen und für die Bemessung ist die Betonzugzone ausgeschaltet zu denken. Diese Annahmen haben sich in allen Ländern durchgesetzt. Verschiedenheiten bestehen nur in der Annahme des Elastizitätsverhältnisses n. Dies ist jedoch von untergeordneter Bedeutung.

Bei jeder Anwendung eines Rechenverfahrens im Bauwesen ist von grundlegender Bedeutung die Frage der Standsicherheit. Unter dem Standsicherheitsgrad versteht man allgemein das Verhältnis der Bruchlast zur Bauwerklast, das ist jener aus Eigengewicht und Verkehrslast zusammengesetzten Gesamtbelastung, für die das Bauwerk bestimmt ist. Dagegen ist Standsicherheit im allgemeinen nicht etwa das Verhältnis der Stoffestigkeit zur zulässigen Spannung. Das letztgenannte Verhältnis könnte den Sicherheitsgrad nur dann angeben, wenn die Annahmen, mit denen die Spannung berechnet wird, nicht bloß für die Bauwerkbelastung, sondern auch für den Bruchzustand gültig wären. In der Tat ist die Übereinstimmung weder bei der Stahlbewehrung noch für den Beton vorhanden. Denn im Bruchzustand gelangt der Stahl in den Streckbereich, der Beton in den bildsamen (plastischen) Zustand. Dadurch tritt eine vollständige Umlagerung der Spannungsgrößen und Spannungsverteilung auf. Die eingangs erwähnte Voraussetzung der Elastizitätstheorie trifft also im Bruchzustand in keiner Weise zu.

Es ist wohl richtig, daß nach der üblichen n-Berechnung die Spannung nicht für den Bauzustand ermittelt wird, sondern für einen Zustand, in dem die Betonzugspannungen vollkommen ausgeschaltet sind, also für eine weit höhere Belastung, die dem Bruchzustand näher liegt als die Bauwerkbelastung. Dies ändert jedoch nichts an der Tatsache, daß im Bruchzustand ganz andere Verhältnisse herrschen als jene, die wir bei der Berechnung voraussetzen.

Wir betrachten als gesichertes Wissen, daß die Tragkraft der schwachbewehrten Balken von der Streckgrenze des Stahls abhängt. Diese Erkenntnis haben wir aus der umfangreichen Versuchsforschung erlangt. Wir könnten sie nicht haben auf Grund der Elastizitätslehre. Diese hat ihr Ende mit der Proportionalitätsgrenze des Stahls, also vor dem Erreichen der Streckgrenze. Aus der Versuchsforschung wissen wir weiter, daß im Bruchzustande die Spannung der Stahlbewehrung unter gewissen Verhältnissen mit der Streckgrenze zusammenfällt oder sie überschreitet. Die Überschreitung kann erheblich sein. Zu dieser Frage wird auf das umfangreiche Schrifttum verwiesen. Ohne auf Einzelheiten hier näher einzugehen, wird erwähnt, daß die Stahlspannungen im Bruchzustand bis zu 30% und mehr die Streckspannung überschreiten können. Die genaue Überprüfung der Versuchstatsachen zeigt, daß die Überschreitung um so größer ist, je geringer die Bewehrungsstärke ist. Unter Bewehrungsstärke ist der Ausdruck $\beta\mu = \frac{\sigma_s}{\sigma_p} \cdot \frac{F_e}{bh}$ zu verstehen. Hierin bedeutet σ_s die Streckgrenze der Bewehrung, σ_p die Prismenfestigkeit des Betons und μ den Bewehrungsanteil. Die Höhe der Stahlspannung beim Bruch hängt also nicht bloß von der Streckgrenze, sondern auch

von der Festigkeit des Betons ab. Je fester der Beton oder je kleiner der Bewehrungsanteil ist, desto höher liegt die Stahlspannung über der Streckgrenze. Für eine bestimmte Bewehrungsstärke ist in einem größeren Bereich die Stahlspannung der Streckgrenze gleich. Über diese Tatsachen vermag die Elastizitätslehre nicht das Geringste auszusagen. Weil sie das nicht kann, werden die genannten Tatsachen von vielen Fachleuten als nicht vorhanden übersehen. Es handelt sich um erhebliche Unterschiede im Tragvermögen und daher des Sicherheitsgrades gegenüber den Voraussagen nach der Elastizitätslehre.

Eine besondere Rolle spielt die Betonfestigkeit. Es ist allgemein bekannt, daß die Tragkraft stark bewehrter Balken durch den Betondruckwiderstand begrenzt wird. Solche Balken brechen bei Überwindung der Betonfestigkeit, während die Eisenspannung kleiner als die Streckgrenze bleibt. Die Überlegung und die Beobachtung am Versuchsbalken zeigen, daß auch in schwach bewehrten Balken die Druckzone des Betons zerstört wird. Infolge des Streckens der Bewehrung engt sich die Betondruckzone ein. Die Nullinie wandert gegen den Druckrand. Der Vorgang der Einengung der Druckzone dauert so lange, bis der Zugwiderstand der Bewehrung und der Druckwiderstand des Betons gleich sind. Dann tritt der Bruch des Balkens durch Zerdrücken des Betons ein und in der Regel nicht durch Zerreißen der Bewehrung. Diese Erscheinung läßt sich ebenfalls nicht aus der Elastizitätslehre, sondern nur aus der Bildsamkeit des Betons erklären und rechnerisch zutreffend erfassen. Damit wird auch die Rolle klar, die der Würfelfestigkeit, der Biegedruckfestigkeit und der Prismenfestigkeit zukommt. Die Einsicht in diese Fragen ist in manchen Kreisen der Praxis und auch der Wissenschaft noch recht wenig befriedigend. Dies ist gesundem Fortschritt, der nur auf tiefer Einsicht beruht, zuweilen nicht förderlich.

Es ist nicht vertretbar, auf der einen Seite die Tragkraft nach einer mangelhaft zutreffenden Lehrmeinung in großer Zahlengenauigkeit zu errechnen oder festgesetzte zulässige Beanspruchungen wie Glaubenssätze achten zu sollen, auf der anderen Seite aber erhebliche Ungenauigkeiten im Sicherheitsgrad und damit Unwirtschaftlichkeit hinzunehmen. Es besteht wohl kein Zweifel, daß die wirtschaftliche Ausnutzung der Baustoffe bei gleichmäßig voller Tragsicherheit nur möglich ist, wenn die Einsicht in das innere Kräftespiel möglichst vollkommen ist.

Von mancher Seite wird die Heranziehung des bildsamen Zustandes für den Beton und Stahl zur Berechnung der Tragkraft und Sicherheit ganz oder teilweise abgelehnt mit Begründungen, die nach keiner Richtung standhalten. Beispielsweise wird behauptet, daß wiederholte Belastungen bleibende Formänderungen hervorrufen und deshalb die Beurteilung von Tragkraft und Sicherheit nach dem bildsamen Zustand untunlich wäre. Hierzu ist zu sagen, daß bleibende Formänderungen unter den bauüblichen Spannungen in nennenswertem Ausmaß überhaupt nicht in Betracht kommen. Dagegen treten bildsame Verformungen etwa unter der doppelten Gebrauchslast, von der wir ausgehen, in jedem Eisenbetonbalken auf, ob wir sie rechnerisch erfassen oder nicht. Nehmen wir z. B. einen Balken mit dem Bewehrungsanteil von 0,7% mit $\sigma_s = 2400$, $W_b = 120$ entsprechend $\sigma_P = 60$ und $\sigma_{b\,zul} = 45$ kg/cm², so ergibt sich beim Erreichen der Streckgrenze $\sigma_b = 92$ kg/cm². Da die Betonfestigkeit aber nur $\sigma_P = 60$ kg/cm² ist und die Spannung über die Festigkeit hinaus nicht steigen kann, so muß eine bildsame Verformung eintreten. Im vorliegenden Zahlenbeispiel beginnt sie bereits bei der $60 : 45 = 1{,}3$ fachen Gebrauchslast. Ob wir die Annahme der Bildsamkeit (Plastizität) machen oder nicht, beeinflußt nicht die Tatsache, daß sie vorhanden ist.

Ein ähnlicher Gedankengang gilt auch für die bildsamen Formänderungen des Stahls. Wir können aus der Tatsache, daß der Stahl unter der Höchstlast sich mehr oder weniger streckt, einen möglichen Zustand nicht willkürlich auswählen. Denn die Streckung der Bewehrung ist durch den allgemeinen Formänderungs- und Gleichgewichtszustand des Balkens eindeutig bestimmt. Unter der zulässigen Baulast mit einer Beanspruchung etwa von der halben Höchstspannung des Stahls liegt der bildsame Zustand des Stahls ebenso wenig vor, wie jener des Betons.

Aus Versuchen und Überlegung geht zweifelsfrei hervor, daß die bildsame Verformung des Betons und Stahls (des Stahls bei schwacher Bewehrung) mehr oder weniger unterhalb der Bruchlasten beginnt. Diese Tatsache zu leugnen ist zwecklos. Wer den bildsamen Bruchzustand als Grundlage für die Errechnung der Tragkraft und Sicherheit nicht wählen will, muß eine andere Annahme treffen. Es kann nur eine willkürliche Ausgangsstellung sein. Er begibt sich wegen der unsicheren Grundlage dann selbst der Aussicht, einen wirklichen Beitrag zur Erkenntnis leisten und einen tatsächlichen Fortschritt in dieser Frage erzielen zu können.

Wie ich in früheren Arbeiten[1]) dargelegt habe, ist es vollständig unwichtig, nach welchem mathematischen Zusammenhang die Formänderungslinie des Betons angenommen wird, sofern sie nur genügend gut mit den tatsächlichen Verhältnissen übereinstimmt (Parabel, Trapez, Rechteck, Verbindung von Parabel und Rechteck) Das Gleiche gilt für die Zugdehnungslinie des Stahls. Für den Beton habe ich zum Zweck der rechnerischen Vereinfachung in meinen Darlegungen eine stark gekrümmte Linie ohne mathematische Begriffsbestimmung gewählt. Die Druckkraft im Rechteckquerschnitt ist dann gegeben durch

$$D = k\,b\,x\,\sigma_P.$$

Hierin ist $k = 0{,}7$ bis $0{,}9$, im Mittel $0{,}85$. Für $k = 1$ erhält man die rechteckige Spannungsverteilung. Die ungenaue Erfassung von k kommt einer ungenauen Bewertung der Betonfestigkeit gleich.

Da $Z = F_e\,\sigma_e$, so wird

$$k\,b\,x\,\sigma_P = F_e\,\sigma_e.$$

Mit den Bezeichnungen

$$\xi = \frac{x}{h}, \quad \mu = \frac{F_e}{b\,h} \quad \text{und} \quad \beta = \frac{\sigma_e}{\sigma_P}$$

ergibt sich der statische Zusammenhang der Nullinie mit den Spannungen des Betons und Stahls im Bruchzustand zu

$$\xi = \frac{\beta\,\mu}{k}.$$

Aus den Formänderungen ε_b und ε_e des Betons und der Bewehrung ist

$$\xi = \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_b + \varepsilon_e}.$$

Die wichtigsten Ergebnisse auf Grund dieser Betrachtungen sind folgende:

Die übliche Berechnung der Eisenbetonbalken mit dem Elastizitätsverhältnis n ist annähernd zutreffend für die Spannungszustände I und II.

Der Mangel dieser Betrachtungsweise für die Tragkraft und Sicherheit liegt darin, daß sie die Festigkeits- und Formänderungsverhältnisse des Betons und der Bewehrung nicht berücksichtigt.

Aus der Betrachtung des bildsamen Zustandes folgen zahlreiche Erkenntnisse, die für alle Betongüten und Stahlsorten, für gewöhnlichen Handelsstahl ebenso wie für hochwertigen Betonstahl gelten. Damit ergeben sich neue Einsichten und Erklärungen für die Versuchstatsachen, die bisher zufriedenstellend nicht gedeutet werden konnten.

Die nach dem n-Verfahren berechneten Betonrandpressungen stehen mit der Betonfestigkeit in so veränderlichem Zusammenhang, daß sie kein zuverlässiges Maß der Tragsicherheit darstellen. Der alte Begriff der zulässigen Spannung, deren Festsetzung stets unsicheres Tasten sein muß, hat seinen Sinn verloren. Die Bauteile können vielmehr auf der Grundlage der Stoffgüte mit dem erfahrungsgemäß notwendigen Sicherheitsgrad bemessen werden.

Die Biegedruckfestigkeit ist kein wirklicher Festigkeitswert des Betons. Auch die Würfelfestigkeit tritt im Balken nicht in Erscheinung. Die Betongüte ist eindeutig durch die Prismenfestigkeit ausgedrückt. Zur Bestimmung der Prismenfestigkeit können Prismen oder stark bewehrte Balken ohne den Umweg über die bisher übliche Rechnung dienen.

Die Stahlspannung im Bruchzustand hängt von der Bewehrungsstärke $\beta\mu$ ab. In schwach bewehrten Rechteckbalken und Platten können die Spannnngen erheblich über die Streckgrenze steigen, bei stärkerer Bewehrung sind sie gleich, im überstark bewehrten Balken kleiner als die Streckgrenze. Die Grenzen können mit den allgemeinen Annahmen rechnerisch ermittelt werden.

Stahl von geringer Güte kann durch höherwertigen Stahl mit entsprechend verkleinertem Querschnitt ersetzt werden. Eine größere Beanspruchung des Betons tritt hierbei nicht auf.

Die Momentenfähigkeit der Eisenbetonbalken ist von der schwächsten bis zur stärksten Bewehrung durch eine stetige Linie ausgedrückt. Die bisherige Annahme ist nicht zutreffend, daß die Momentenfähigkeit durch zwei sich schneidende Linien auszudrücken sei, von denen die eine den Bewehrungswiderstand, die andere den Betondruckwiderstand darstellt.

Die Betrachtung des biegsamen Bereichs gestattet, den Einfluß von Stahl mit ausgesprochener Streckgrenze gegenüber Stahl ohne wirklichen Streckbereich zu erkennen. Ebenso ist auch der Einfluß von sprödem und hartem Beton im Vergleich zu weichem und nachgiebigerem Beton ersichtlich.

In Rechteckquerschnitten tritt eine weitgehende Anpassung der Spannungsverteilung an den vorhandenen Festigkeitswiderstand auf. Daher ist eine verhältnismäßig geringe Empfindlichkeit gegen Schwankungen der Betongüte vorhanden. Im Druckgurt von Plattenbalken kann ein solcher Ausgleich der Spannung nicht eintreten.

Die hier angeführten Erkenntnisse und Eigentümlichkeiten sind nur beispielsweise Schlußfolgerungen aus der Bildsamkeitslehre und können durch zahlreiche weitere Schlüsse vermehrt werden.

[1]) B. u. E. 1936, Heft 19, S. 317 und Heft 20, S. 339, 1938, Heft 1, S. 15; Bericht über die Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins 1937, S. 410 u. a.

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Durchbiegung von Dreiecksplatten.

Von ordentl. Professor Dr. Rudolf Girtler.

Gegenstand der folgenden Abhandlung ist die Bestimmung der Durchbiegungen einer Platte in Form eines gleichseitigen Dreiecks, die entweder fortlaufend, im besonderen gleichförmig, oder durch Einzelkräfte belastet ist. Dabei sollen die Auflagerbedingungen der Platte die bekannten, zuerst von Navier für rechteckige Platten verwendeten sein und im übrigen vorausgesetzt werden, daß die Kirchhoffsche Plattentheorie gültig ist. Der Rechnungsgang schließt sich an jenen an, der in einer früheren Arbeit des Verfassers[1]) beschritten wurde.

Das gleichseitige Dreieck habe die Seitenlänge $2b$ und die Höhe a, als Koordinatenachsen seien die aus Abb. 1 ersichtlichen zugrunde gelegt. Der Ansatz

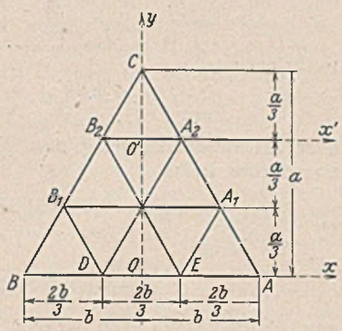


Abb. 1.

$$(1)\quad w_{kn} = A_{kn}\left(\cos\frac{\mu_1\pi x}{b}\cdot\sin\frac{\nu_1\pi y}{a} + \cos\frac{\mu_2\pi x}{b}\cdot\sin\frac{\nu_2\pi y}{a} + \cos\frac{\mu_3\pi x}{b}\cdot\sin\frac{\nu_3\pi y}{a}\right)$$

und seine Folgerung

$$(2)\quad \nabla^2 w_{kn} = \frac{\partial^2 w_{kn}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w_{kn}}{\partial y^2} = -A_{kn}\cdot\frac{\pi^2}{a^2}\left[(3\mu_1^2+\nu_1^2)\cos\frac{\mu_1\pi x}{b}\cdot\sin\frac{\nu_1\pi y}{a} + (3\mu_2^2+\nu_2^2)\cos\frac{\mu_2\pi x}{b}\cdot\sin\frac{\nu_2\pi y}{a} + (3\mu_3^2+\nu_3^2)\cos\frac{\mu_3\pi x}{b}\cdot\sin\frac{\nu_3\pi y}{a}\right],$$

worin A_{kn} unveränderlich und $\mu_1\ \nu_1, \ldots \mu_3\ \nu_3$ ganze Zahlen sein sollen, erfüllen längs der Seite $AB\,(y=0)$ die Navierschen Randbedingungen. Damit das auch längs der Seiten AC und BC, das ist für $\frac{x}{b} = \pm\frac{a-y}{a}$, zutreffe, ist hinreichend, daß für jeden Wert von y erstens

$$\sum_{\alpha=1,2,3}\cos\frac{\mu_\alpha\pi}{a}(a-y)\sin\frac{\nu_\alpha\pi y}{a} = 0, \quad \text{das heißt}$$

$$\sum_{\alpha=1,2,3}\sin\pi\left[\mu_\alpha + \frac{y}{a}(\nu_\alpha-\mu_\alpha)\right] - \sin\pi\left[\mu_\alpha - \frac{y}{a}(\nu_\alpha+\mu_\alpha)\right] = 0$$

sei, was offenbar möglich ist, wenn

$$(3)\quad \begin{cases} \mu_1 + \frac{y}{a}(\nu_1-\mu_1) = 3k + \left[\mu_2 + \frac{y}{a}(\nu_2-\mu_2)\right] \\ \mu_1 - \frac{y}{a}(\nu_1+\mu_1) = 3m + \left[\mu_3 + \frac{y}{a}(\nu_3-\mu_3)\right] \\ \mu_2 - \frac{y}{a}(\nu_2+\mu_2) = 3n + \left[\mu_3 - \frac{y}{a}(\nu_3+\mu_3)\right] \end{cases}$$

$$\text{mit } m = 2, 4, 6, \ldots n,\ k = 1, 3, 5, \ldots$$

für jeden Wert von y besteht, und daß ferner zweitens

$$(4)\quad 3\mu_1^2 + \nu_1^2 = 3\mu_2^2 + \nu_2^2 = 3\mu_3^2 + \nu_3^2$$

erfüllbar ist. Aus (3) u. (4) folgt

$$(5)\quad \begin{cases} \mu_1 = 2k+n & \mu_2 = n-k & \mu_3 = -(k+2n) \\ \nu_1 = -3n & \nu_2 = -3(k+n) & \nu_3 = -3k \\ & m = k+n, & \end{cases}$$

und daher kann mit Fortlassung des Faktors -1

$$(6)\quad w_{kn} = A_{kn}\left[\cos(2k+n)\frac{\pi x}{b}\cdot\sin\frac{3n\pi y}{a} + \cos(n-k)\frac{\pi x}{b}\cdot\sin\frac{3(k+n)\pi y}{a} + \cos(k+2n)\frac{\pi x}{b}\cdot\sin\frac{3k\pi y}{a}\right]$$

gesetzt werden. Man überzeugt sich leicht, daß (6) keine wesentliche Änderung erfährt, wenn die Zahlenwerte k, n oder einer von ihnen negativ gesetzt würde, was auch zulässig wäre; in (6) kann also für k, n jedenfalls ein positives Zeichen, wie es für (3) vorausgesetzt wurde, beibehalten werden. Der weitere Ansatz für die Durchbiegung

$$(7)\quad w = \sum A_{kn}\left[\cos(2k+n)\frac{\pi x}{b}\cdot\sin\frac{3n\pi y}{a} + \cos(n-k)\frac{\pi x}{b}\cdot\sin 3(k+n)\frac{\pi y}{a} + \cos(k+2n)\frac{\pi x}{b}\cdot\sin\frac{3k\pi x}{a}\right]$$

$$\text{mit } k, n = 1, 3, 5, \ldots$$

befriedigt sonach die Navierschen Randbedingungen. Damit er auch bei Belastung der Platte durch p für die Flächeneinheit, wie notwendig, die Plattengleichung

$$(8)\quad D\nabla^2\nabla^2 w = p$$

erfülle, muß die weitere Bedingung

$$(9)\quad p = D\cdot\frac{144\pi^4}{a^4}\sum_{k,n=1,3,5,\ldots}(k^2+kn+n^2)^2 w_{kn}$$

bestehen. Bei Vervielfältigung dieser Beziehung mit $w_{\varkappa,\nu}\,dx\,dy$ und Integration über die Platte erhalten wir links Glieder von der Form

$$(10)\quad J_1 = 2\int_{y=0}^{y=a}\int_{x=0}^{x=b/a(a-y)} p\cdot\cos\frac{\alpha\pi x}{b}\cdot\sin\frac{\beta\pi y}{a}\cdot dx\,dy,$$

worin

$$(10a)\quad \begin{cases}\alpha = 2\varkappa+\nu \\ \beta = 3\nu\end{cases}\ \text{oder}\ \begin{cases}\alpha = \nu-\varkappa \\ \beta = 3(\varkappa+\nu)\end{cases}\ \text{oder}\ \begin{cases}\alpha = 2\nu+\varkappa \\ \beta = 3\varkappa\end{cases}$$

sein soll. J_1 soll unter der Voraussetzung ausgerechnet werden, daß p unveränderlich sei, obwohl die Annahme, daß $p = f(x,y)$, auch keinen wesentlichen Schwierigkeiten begegnen würde. Es ergibt sich dann

$$J_1 = \frac{2abp}{\pi^2\alpha}\left[\frac{1}{\beta-\alpha}\cdot\cos\frac{\pi}{2}(\alpha+\beta)\sin\frac{\pi}{2}(\alpha-\beta) + \frac{1}{\beta+\alpha}\cdot\sin\frac{\pi}{2}(\alpha+\beta)\cos\frac{\pi}{2}(\alpha-\beta)\right].$$

Für die unter (10a) angegebenen Werte von α und β verschwindet J_1 jedenfalls, wenn $\varkappa \neq \nu$; ist $\varkappa = \nu$, so wird nach (6)

$$(11)\quad \begin{cases} w_{kn} = w_n = 2A_n\cdot\sin\frac{3n\pi y}{a}\left(\cos\frac{3n\pi y}{a} + \cos\frac{3n\pi x}{b}\right) \\ k^2+kn+n^2 = 3n^2 \qquad n = 1, 3, 5, \ldots \end{cases}$$

und (9) nimmt dann die diesen Beziehungen zugeordnete Form an, die, mit $w_\nu\,dx\,dy$ vervielfacht und integriert, nunmehr links

$$2\int_{y=0}^{y=a}\int_{x=0}^{x=b/a(a-y)} p\cdot\sin\frac{3\nu\pi y}{a}\left(\cos\frac{3\nu\pi y}{a} + \cos\frac{3\nu\pi x}{b}\right)dx\,dy = \frac{abp}{2\nu\pi}$$

und rechts wegen der dann entstehenden rechtwinkligen Produkte das Integral

$$2\int_{y=0}^{y=a}\int_{x=0}^{x=b/a(a-y)} 2A_\nu\cdot\sin^2\frac{3\nu\pi y}{a}\left(\cos\frac{3\nu\pi y}{a} + \cos\frac{3\nu\pi x}{b}\right)^2 dx\,dy = 2A_\nu\cdot\frac{3ab}{8}$$

liefert. Somit erhält man aus (9) durch die angegebene Integration

$$\frac{pab}{2\nu\pi} = 2A_\nu\cdot 9\nu^4\cdot\frac{3ab}{8}\cdot D\cdot\frac{144\pi^4}{a^4},$$

woraus

$$(12)\quad 2A_\nu = \frac{pa^4}{D\cdot 4(3\pi)^5\nu^5}$$

und daher zufolge (7) und (11)

$$(13)\quad w = \frac{pa^4}{D\cdot 4(3\pi)^5}\sum_{n=1,3,5,\ldots}\frac{1}{n^5}\cdot\sin\frac{3n\pi y}{a}\left(\cos\frac{3n\pi y}{a} + \cos\frac{3n\pi x}{b}\right)$$

als Durchbiegung der gleichseitigen, gleichförmig belasteten Dreiecksplatte mit Navierschen Randbedingungen folgt. Man sieht leicht, daß (13) nicht nur am Rande des Dreiecks ABC, sondern auch längs der übrigen in Abb. 1 stark ausgezogenen Strecken die Navierschen Randbedingungen erfüllt. Ersetzen wir in (11) a und b durch $3a_1$ und $3b_1$, so hat das eine Abänderung von A_ν zur Folge, denn aus der Plattengleichung ergibt sich dann

$$2A_\nu\cdot\frac{16D\nu^4\pi^4}{a_1^4}\cdot\frac{3a_1b_1}{8} = \frac{3pa_1b_1}{2\pi\nu},$$

woraus

$$(12a)\quad 2A_\nu = \frac{pa_1^4}{4D\pi^5\nu^5}$$

und die Durchbiegung für ein gleichseitiges Dreieck mit der Seite $2b_1$ und der Höhe a_1 mit

$$(13a)\quad w = \frac{pa^4}{4D\pi^5}\sum_{n=1,3,5,\ldots}\frac{1}{n^5}\cdot\sin\frac{n\pi y}{a}\left(\cos\frac{n\pi y}{a} + \cos\frac{n\pi x}{b}\right)$$

folgt, wobei die Zeiger bei a und b wieder weggelassen wurden.

Die Durchbiegung der gleichseitigen Dreiecksplatte unter Wirkung einer Einzelkraft kann wieder aus der Theorie ihrer Eigenfunktionen für ihre Biegungsschwingungen bestimmt werden. Als Eigenfunktion wird

$$S_n = k_n\cdot\sin\frac{n\pi y}{a}\left(\cos\frac{n\pi y}{a} + \cos\frac{n\pi x}{b}\right) \qquad n = 1, 3, 5, \ldots$$

angenommen, der der Differentialgleichung

[1]) Sitzungsber. d. Akad. d. Wissensch. in Wien, Math.-naturw. Klasse Abt. IIa, 145. Wien 1936, Hölder & Pichler.

$$\Gamma^2 \Gamma^2 S_n = \frac{c_n^2}{D} \cdot S_n$$

mit c_n^2 als Eigenwert und den Randbedingungen genügt. Somit wird der Eigenwert

$$c_n^2 = D \cdot \frac{16\, n^4 \pi^4}{a^4},$$

und die Einflußabhängige für eine im Punkte mit den Koordinaten ξ, η angreifende Kraft 1 ergibt sich mit

$$(14) \qquad k(x, y, \xi, \eta) = \sum_{n=1,3,5,\ldots} \frac{a\, b\, S_n(\xi, \eta)\, S_n(x, y)}{2\, D\, n^4 \pi^4 k_n^2},$$

da

$$c_n^2 \int_{\text{Platte}} S_n^2(x, y)\, dx\, dy = D \cdot \frac{16\, n^4 \pi^4}{a^4} \cdot \frac{3\, a\, b}{8} \cdot k_n^2 = \frac{2\, D\, n^4 \pi^4}{a\, b} \cdot k_n^2.$$

Somit gilt für eine Einzelkraft P, die an der gleichseitigen Dreiecksplatte im Punkte mit den Koordinaten ξ, η angreift, die Durchbiegung

$$(15) \quad w = \frac{P\, a\, b}{2\, D\, \pi^4} \sum_{n=1,3,5,\ldots} \frac{1}{n^4} \cdot \sin \frac{n \pi y}{a} \cdot \sin \frac{n \pi \eta}{a} \left(\cos \frac{n \pi y}{a} + \cos \frac{n \pi x}{b} \right) \cdot \left(\cos \frac{n \pi \eta}{a} + \cos \frac{n \pi \xi}{b} \right).$$

Wenn für P das Zeichen $p\, d\xi\, d\eta$ gesetzt wird und dann über die Dreiecksplatte integriert wird, erhalten wir wieder die Formel (13a).

Die Lösung (15) ist insofern bemerkenswert, als aus ihr gefolgert werden muß, daß innerhalb des Bereiches der Gültigkeit der Kirchhoffschen Plattentheorie die Durchbiegung, die eine in 1 (Abb. 2) angreifende Kraft an irgendeiner Stelle hervorruft, gleich der Durchbiegung an dieser Stelle ist, wenn die Kraft in dem symmetrisch zur y-Achse gelegenen Punkt 1′ angreift. Dasselbe gilt auch dann, wenn die Kraft in den Punkten 2, 3, 2′, 3′ angreift, die durch Spiegelung von 1 und 1′ längs Ac und Bb erhalten werden. Für die genannten Gruppen von sechs Punkten als Kraftangriffspunkten sind die Abstände von den drei Auflagerseiten dieselben. Eine weitere Folgerung aus der Lösung (15) ist auch die, daß im Falle des Angriffs von zwei entgegengesetzt gleichen Kräften, z. B. in 1 und 1′, die Platte überhaupt keine Durchbiegung erfährt.

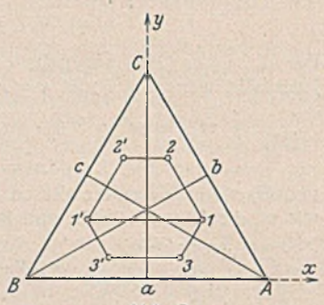


Abb. 2.

In Wirklichkeit werden allerdings die vorstehenden Folgerungen insofern zu berichtigen sein, als der Spannungszustand an der Lastangriffsstelle und in ihrer Umgebung gegenüber dem zugrunde gelegten getrübt ist, und außerdem der Einfluß der Schubspannungen auf die Durchbiegungen nicht berücksichtigt wurde.

Bei gleichförmiger Belastung der gleichseitigen Dreiecksplatte ergibt sich aus (13a) die größte Durchbiegung im Schwerpunkte für $x = 0$, $y = \frac{a}{3}$ mit

$$w_{max} = \frac{p\, a^4}{2\, D\, \pi^5} \sum_{n=1,3,5,\ldots} \frac{1}{n^5} \cdot \sin \frac{n \pi}{3} \cdot \cos^2 \frac{n \pi}{6},$$

wofür auch

$$w_{max} = \frac{p\, a^4 \cdot 3\sqrt{3}}{D \cdot 16\, \pi^5} \left(1 - \frac{1}{5^5} + \frac{1}{7^5} - \frac{1}{11^5} + \frac{1}{13^5} - \ldots \right)$$

oder bei Berücksichtigung nur eines Gliedes oder dreier Glieder der unendlichen Reihe

$$(13b) \quad \begin{cases} w_{max} = 0{,}001\,061\,237 \cdot \dfrac{p\, a^4}{D} = 0{,}000\,596\,946 \cdot \dfrac{p\, s^4}{D} \\ \text{oder} \\ w_{max} = 0{,}001\,060\,973 \cdot \dfrac{p\, a^4}{D} = 0{,}000\,596\,797 \cdot \dfrac{p\, s^4}{D} \end{cases}$$

geschrieben werden kann, wenn s die Seitenlänge des Dreiecks ist.

Die Durchbiegung im Schwerpunkt einer gleichseitigen Dreiecksplatte, die im Schwerpunkt durch eine Einzelkraft P belastet ist, ergibt sich nach (15) mit

$$w_s = w_{max} = \frac{27}{2^5 \pi^4} \cdot \frac{P\, a\, b}{D} \left(1 + \frac{1}{5^4} + \frac{1}{7^4} + \frac{1}{11^4} + \ldots \right)$$

oder

$$(15a) \quad w_s = w_{max} = \frac{P\, a\, b}{D} \cdot 0{,}008\,661\,927 = 0{,}003\,750\,703 \cdot \frac{P\, s^2}{D}$$

bei Berücksichtigung nur des ersten Gliedes oder

$$(15a) \quad w_s = w_{max} = 0{,}008\,679\,394 \cdot \frac{P\, a\, b}{D} = 0{,}003\,758\,266 \cdot \frac{P\, s^2}{D}$$

bei Berücksichtigung von drei Gliedern der unendlichen Reihe.

Zur Aufklärung unternommene Versuche bei Einzelkraftwirkung von 40 kg, die mit gleichseitigen Dreiecksplatten ($a = 35{,}4$ cm, $b = 20{,}4$ cm) aus Lagermetall ($E = 1{,}282 \cdot 10^6$ kg/cm²) bei einer Biegungssteifigkeit $D = 824{,}34$ kgcm durchgeführt wurden, ergaben dann, wenn z. B. die Kraft im Punkte 1 (Abb. 2) wirkte, in den Punkten 1′, 2′, 3′ nahezu gleiche, mit der Rechnung praktisch übereinstimmende Durchbiegungen, während die Durchbiegungen in den Punkten 2, 3 von den rechnerischen Werten stark nach der positiven Seite abwichen. Die Gründe für dieses Versuchsergebnis liegen zweifellos in der Art der zugrunde gelegten Näherungstheorie (s. oben), aber auch darin, daß die Navierschen Randbedingungen nicht genau erfüllt werden konnten, weil die Ränder der Platte, um die Versuchseinrichtung standsicher zu machen, zwischen Schneiden lagen, die unter geringem Druck gegeneinander gepreßt wurden.

Alle Rechte vorbehalten.

Seilschwebebahnbau als Lehrfach für Bauingenieure.

Von ordentl. Professor Robert Findeis, Technische Hochschule zu Wien.

Als ich im Jahre 1920 aus der Praxis des Eisenbahnbaues und -betriebes an die Technische Hochschule zu Wien berufen wurde, hatte der zu besetzende Lehrstuhl hauptsächlich die Belange des Eisenbahnoberbaues (Gleisbau, Weichen und ihre Verbindungen) sowie die Gestaltung der Bahnhofsanlagen wahrzunehmen, während außerdem noch eine Lehrkanzel für den Eisenbahn- und Straßenunterbau bestand, die sich vornehmlich mit der Lehre für die Planung und Ausführung des Bahnkörpers (Erd- und Steinbau, Sprengwesen und Tunnelbau) befaßte. Schon mein Vorgänger (Prof. Reckenschuß) hatte eine Vorlesung über Bahnen besonderer Bauart eingeführt, deren Besuch für die Studierenden aber nicht verpflichtend war und ihrer freien Wahl überlassen blieb.

Diese letztere Vorlesung nahm indes zunächst ihren Ausgang von den gemeiniglich als „Schienenbahnen" bezeichneten Verkehrsmitteln, behandelte daher im wesentlichen nur besonders steile Bahnen, wie sie damals in der Ausführung als „Zahnradbahnen" oder „Seilstandbahnen" bereits in größerer Anzahl vorhanden oder geplant waren. Da die Technische Hochschule zu Wien hauptsächlich den Nachwuchs an Bauingenieuren für die eigenen Gebirgsländer Österreichs (in den Alpen, im Karst und in den böhmisch-mährischen Höhenzügen), aber auch für die vorwiegend gebirgigen Balkanländer heranzubilden hatte, zeigte sich für diesen Lehrstoff großes Interesse. Zahnradbahnen bestanden damals nach dem Vorbild der Schweiz als Bergbahnen für den Ausflugsverkehr (z. B. Kahlenbergbahn bei Wien, Gaisbergbahn bei Salzburg, Triest—Opcina, auf den Schneeberg, Jenbach—Achensee in Tirol und die Schafbergbahn im Salzkammergut), aber auch als Förderbahnen für die wichtigen Rohstoffe für Eisengewinnung (Spateisenstein, Kohle und Zuschlagstoffe) am steirischen Erzberg (Linie Eisenerz—Vordernberg). In den wildromantischen Tälern des Karstgebirges in Bosnien und der Herzegowina erreichten die schmalspurigen Zahnradstrecken große Ausdehnung, sie sind auch heute wichtige Verbindungen dieses Landes mit den Küstenstädten des adriatischen Meeres. Die nach dieser Betriebsform für den Ausflugsverkehr gebauten Bahnen erzielten freilich kein befriedigendes Ergebnis, und daher sind viele von ihnen bereits wieder aufgelassen worden (Kahlenberg, Gaisberg), oder sie werden infolge der Vervollkommnung des Kraftwagenverkehrs durch diesen in absehbarer Zeit ersetzt werden. Besser bewährten sich diejenigen Seilbahnen, bei denen der Lokomotivbetrieb verlassen und die Zugkraft durch einen ortsfesten Motor bewirkt wurde, welcher mit den Fahrzeugen durch bewegte Drahtseile verbunden war.

Aus der größeren Anzahl solcher Verkehrsanlagen seien hier nur einige der bekanntesten des damaligen Österreichs erwähnt (Hungerburgbahn bei Innsbruck, Grazer Schloßberg, Salzburg—Hohensalzburg, Mendel- und Virglbahn bei Bozen). Auch Wien hatte im vorigen Jahrhundert (1873 bis 1875) eine Seilstandbahn (von Kahlenbergerdorf auf den Leopoldsberg), die jedoch wegen ungünstiger Erreichbarkeit ihres Ausgangsbahnhofes vom Stadtgebiete aus kein wirtschaftliches Ergebnis erzielte und daher aufgelassen werden mußte.

Die Seilschwebebahnen waren bis zum Beginn des Weltkrieges (1914 bis 1918) für Güterbeförderung im Fabrikbetrieb, Bergbau und für Steinbrüche zwar schon bekannt; man reihte ihre technischen Ausbildungsformen in das Gebiet des Maschinenbaues ein und stellte sie mit den Förderanlagen (Gurt- oder Bandförderung, Kabelkranen, Aufzügen u. dgl.) auf dieselbe Stufe. Dies schon deshalb, weil bei gegebenem Anfangs- und Endpunkt die diesem Fördermittel eigentümliche gerade Linienführung bei einfachen Geländeverhältnissen die bauingenieurmäßige Behandlung der Planung nur in geringem Grade erforderte. Der Gedanke,

die Seilschwebebahnen auch für den Personenverkehr zu verwenden und ihre Bauart dementsprechend zu entwickeln, tauchte überhaupt erst im Anfange des jetzigen Jahrhunderts auf. Der ehemalige Bauleiter der Barmen-Elberfelder Schwebebahn, Regierungsbaumeister Feldmann, entwickelte eine Bergbahnbauweise mit einem Drahtseil als Fahrbahn. Er fand jedoch für seine Pläne in Deutschland keine Förderung und mußte sich deshalb an die Schweiz wenden, konnte dort aber auch nur unter Überwindung zahlloser Schwierigkeiten nach vierjähriger Bauzeit im Jahre 1908 die als „Wetterhornaufzug" bekannte Anlage bei Grindelwald in der Schweiz errichten, die sich aber keineswegs bewährte und seit langem stilliegt. Auch die beiden Südtiroler Seilschwebebahnen (Kohlernbahn bei Bozen, eröffnet 1913, und Lana-Vigiljoch-Bahn, eröffnet 1912) stellten noch keine befriedigenden Lösungen der Personenbeförderung mittels Seilschwebebahnen dar. Die Eisenbahnaufsichtsbehörden standen dem neuartigen Verkehrsmittel damals ziemlich abweisend und ängstlich gegenüber. Dies entbehrte allerdings nicht einer gewissen Berechtigung, war doch die wissenschaftliche Erkenntnis der Technik des Seilschwebebahnbaues noch in den ersten Anfängen und beim damals bestehenden Mangel an irgendeinem theoretischen Unterricht an den Technischen Hochschulen über diesen Gegenstand keineswegs Allgemeingut der Ingenieure. Vielmehr hatten bloß einzelne Personen bei wenigen Unternehmungen der Maschinenindustrie überhaupt Gelegenheit gehabt, sich mit Seilschwebebahnen zu befassen, und vermieden es, hierüber Auskünfte zu geben.

So war dieses Fördermittel, wenn auch schon mehrfach ausgeführt, der Allgemeinheit kaum bekannt, und man entschloß sich schwer, sich einem Fachunternehmen gänzlich anzuvertrauen, zumal auch dieses nicht gewährleisten konnte, daß die Aufsichtsbehörden nicht weitgehende Vorsichtsmaßnahmen verlangen würden. Der Weltkrieg 1914 bis 1918 zwang aber in den Gebirgsländern (in den Alpen, Karpathen usw.) zur ausgiebigen Verwendung der Seilschwebebahnen für den Nachschub von Verpflegung, Munition und Baustoffen. Sehr bald erlangte man dabei ein begründetes Gefühl der Verkehrssicherheit selbst unter schwierigsten Verhältnissen, so daß diese Bahnen fast allgemein auch zur Beförderung von Mannschaften und Verwundeten benutzt wurden. Die Seilschwebebahnen wurden in weiteren Kreisen bekannt und wurden eine Notwendigkeit für die Allgemeinheit. Da ich selbst die Wichtigkeit der Seilschwebebahnen als Fortsetzung oder als Zubringer zu den Eisenbahnlinien und anderen Verkehrsmitteln (Kraftwagen, Schiffahrt) kennengelernt hatte, beschäftigte ich mich mehr mit diesem Gegenstande, wobei es sich zeigte, daß im In- und Auslande nur ein sehr spärlicher, wenig aufschlußreicher und mehrfach zum Widerspruch zwingender Lesestoff vorhanden war. Immer mehr und mehr verdichtete sich bei mir die Meinung, daß die Bauweise der Seilbahnen im Bauingenieurwesen ebenso zu den Grundlagen des Gesamtwissens werden sollte, und daß nur dadurch ein Fortschritt angebahnt werden kann, wenn man alle hierfür verfügbaren geistigen Kräfte in diese Richtung lenkt und zur Lösung der auftretenden neuen Aufgaben heranzieht.

Als ich dann im Jahre 1920 der Berufung an die Technische Hochschule zur Übernahme eines Lehrstuhles für Eisenbahnbau und -betrieb Folge leistete, war es mir möglich, dank der als kostbares Gut der Hochschulen einzuschätzenden Lehrfreiheit, durch Erweiterung des Lehrstoffes auch den Seilschwebebahnen darin den gebührenden Platz zu verschaffen. Die Wirkung blieb nicht aus. Durch die eigene wissenschaftliche Arbeit auf diesem Gebiet, durch die Beziehungen, welche sich dadurch mit den ausführenden Unternehmungen und anderen Fachleuten des In- und Auslandes entwickelten, ergab sich eine Zusammenfassung und übersichtliche Darstellung der theoretischen Grundlagen, die ich zu einer erstmaligen Veröffentlichung benutzte[1]). Es war mir dabei vollkommen bewußt, daß es sich um keine abgeschlossene Arbeit handeln konnte, daß vielmehr Ergänzungen und Abänderungen erforderlich sein würden. Der Zweck war aber erreicht. Es befaßten sich seit etwa 1920 nun schon viel mehr Köpfe mit diesem Fachgebiet, die Behörden klärten ihre Auffassungen darüber, die als Besteller solcher Anlagen in Frage kommenden Kreise erhielten Einsicht in die Sache und suchten zum Teil auch Rat und Unterstützung an der Hochschule. Außerdem liegen schon derzeit einige sehr beachtenswerte Doktorarbeiten und Veröffentlichungen aus Kreisen ehemaliger Wiener Hörer vor, auch sind Privatdozenten für dieses Lehrfach aus ihnen hervorgegangen.

Die Betrachtungen über die Tatsache, daß es nicht in erster Linie die Zugbeanspruchung und Abnutzung der Seile ist, die zu ihrer Zerstörung führt, sondern diejenige der Biegung, festigten den Entschluß, auch stärker gespannte Seile als Tragwerk zuzulassen, wodurch eine wesentlich gestrecktere, ausgeglichenere Fahrbahn möglich und eine Verminderung der Zahl der Zwischenstützen (aus Holz oder Eisen) anwendbar wurde. Eben dieser Umstand lenkte von selbst auf die Wichtigkeit der richtigen Linienführung. Es handelt sich dann nicht mehr darum, den jeweils gewählten Talbahnhof mit dem Bergbahnhof geradlinig zu verbinden, sondern die bauingenieurmäßige Aufgabe zu lösen, im Gelände jenen richtigen Ort für die Anlage beider Bahnhöfe und der Zwischenstützen durch zielbewußte Überlegung zu finden, der die zweckentsprechendste und wirtschaftlich günstigste Linienführung ergibt. Vielfach ist bei Seilschwebebahnen überhaupt eine Zusammenwirkung von mehreren Verkehrsmitteln die richtige Lösung, besonders bei vorwiegendem Personenverkehr. Muß z. B. die Zufahrt zu der Seilbahn durch den Kraftwagen bewerkstelligt werden, so ist stets zu untersuchen, wo der Anschluß stattfinden soll, weil eine Verlängerung der Kraftwagenfahrt um einige hundert Meter kaum, die Verlängerung der Seilbahn aber stets eine große Rolle in der späteren Betriebsabwicklung spielt. Es treten also vielfach die Aufgaben des Maschinenbaues gegen die Erforschung des Geländes und gegen eine gewisse Raumplanung zurück, wie sie den Gedankengängen und der Ausbildung des Bauingenieurs entsprechen. Die führende Rolle des Bauingenieurs hat sich tatsächlich bereits bei einigen ausgeführten Anlagen sehr zu ihrem Vorteile ausgewirkt. Auch für das Gegenteil, die Nichtbeteiligung des Bauingenieurs, sind leider einige Beispiele da, aus denen man aber für die Zukunft lernen kann und soll.

Eine stattliche Reihe von Personen-Seilschwebebahnen entstanden im ehemaligen Österreich und den Nachbarländern unter den so geänderten Verhältnissen. Seit etwa 1926 hat sich das neue Verkehrsmittel dasselbe Vertrauen in seine Betriebs- und Benutzungssicherheit errungen wie andere technische Einrichtungen. Derzeit sind Seilschwebebahnen für die verschiedensten Verwendungen in Land- und Forstwirtschaft, im Bergbau, in der Industrie sowie als Hilfsanlagen für Straßen- und Wasserkraftbauten in Verwendung, so daß sich der berechtigte Schluß ziehen läßt, daß der Seilschwebebahnbau jeden Bauingenieur etwas angeht. Auch die Wehrmacht macht von den Seilschwebebahnen immer ausgedehnteren Gebrauch, und es stehen in der Wiener Technischen Hochschule ausgebildete Bauingenieure mit entsprechenden Kenntnissen vielfach im Dienste des Landheeres und der Luftwaffe. Der Unterricht im Seilschwebebahnwesen wird zunächst in einer Unterstufe für die Bauingenieure aller Untergruppen (konstruktiver Ingenieurbau, Wasserbau und Wasserwirtschaft, Eisenbahn- und Verkehrswesen und Straßen- und Städtebau) als Pflichtfach in dem Umfange erteilt, der als „allgemeine Ausbildung" erforderlich erscheint. Für die Fachrichtung Eisenbahn- und Verkehrswesen wird als „Oberstufe" noch eine vertiefende Sonderausbildung eingeordnet, die mit Übungen im Entwerfen und in der Linienführung verbunden ist und sich vornehmlich auf Geländeverhältnisse bezieht, die dem Studierenden bekannt sind oder ihm erreichbar sein können.

Das rege Interesse an diesem, der Wiener Technischen Hochschule eigenartigen Lehrfach hat die Richtigkeit seiner Einführung bereits bewiesen.

[1]) R. Findeis, Rechnerische Grundlagen des Baues von Drahtseilbahnen. Leipzig u. Wien 1923, Franz Deuticke.

Alle Rechte vorbehalten.

Versuche mit genagelten Biegeträgern aus Holz.

Von Dr.-Ing. Ernst Schischka.

Im folgenden wird ein Bericht über Versuche[1]) gegeben, die mit genagelten Hohl- und I-Trägern aus Holz in der Technischen Versuchsanstalt der Technischen Hochschule in Wien ausgeführt worden sind.

A. Hohlträger.

Die Querschnittsform der Träger, ihre Spannweite und die Belastungsart gehen aus Abb. 1 hervor. Es wurden fünf Träger erprobt. Die Träger Nr. 1 bis 4 hatten die gezeichneten Druckstreben in den Endfeldern, bei Träger 5 wurden sie weggelassen. Für die Bemessung des Versatzes und der Vorkopflänge der Streben ist jene Druckkraft zugrunde gelegt worden, die der halben Querkraft entspricht. Um ein Bild von der Wirksamkeit der Druckstreben zu erhalten, wurden bei den Trägern

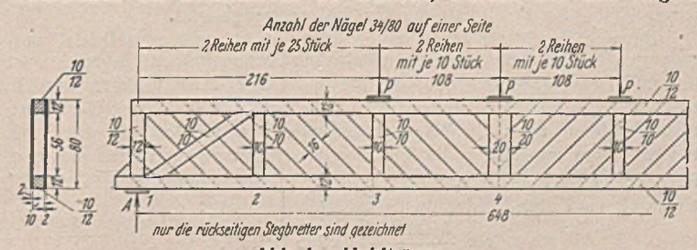


Abb. 1. Hohlträger.

[1]) Die Versuche fanden im Auftrage der Holzkonstruktions-Baugesellschaft W. Hartl, Wien, statt, die die Versuchsergebnisse dem Verfasser in dankenswerter Weise zur Verfügung gestellt hat.

Nr. 1 und 2 die Stege in den Endfeldern nur mit etwa der halben Anzahl der Nägel angeschlossen, die die Schubberechnung ergab. Für die Träger erhält man unter Vernachlässigung der Stegquerschnitte $F = 240\,cm^2$, $J = 280\,000\,cm^4$ und $W = 7000\,cm^3$. An den Stellen 2 und 2' (Abb. 1) waren seitliche Absteifungen eingebaut worden. Da der Druckgurt außerdem durch die Lastkolben gehalten war, waren also in den Sechstelpunkten des Trägers Knickhaltungen vorhanden. Zur Bestimmung der Durchbiegung wurden drei Meßuhren verwendet: eine in der Trägermitte und je eine bei den Auflagern in einer Entfernung von 15 cm gegen die Trägermitte zu.

Das Größtmoment ergibt sich zu $M = \frac{7}{12} \cdot P\,l$.

Bei einer zulässigen Biegespannung von 100 kg/cm² erhält man als Nutzlast $P = 1{,}85$ t je Kolben und bei dreifacher Sicherheit eine erwartete Bruchlast von $P_B = 5{,}55$ t.

Da bei Holztragwerken die Formänderungen erfahrungsgemäß auch unter gleichbleibender Dauerlast weiter zunehmen, wurde die Belastung stufenweise durchgeführt, wobei jede Laststufe 5 Minuten dauerte. Bei $P = 1{,}85$ t (Nutzlast) blieb die Belastung 4 Stunden unverändert, hierauf wurde entlastet und nun nochmals stufenweise bis zum Bruch oder Versagen des Trägers belastet. Die Ablesung an den Meßuhren fand immer am Beginn und am Ende jeder Laststufe statt.

Die rechnerische Durchbiegung in Trägermitte ist

$$\delta = 0{,}0563 \cdot \frac{P\,l^3}{E\,J};$$

mit $E = 100\,000$ kg/cm² und bei der Nutzlast $P = 1{,}85$ t ergibt sich $\delta = 11$ mm.

Tafel I. Zusammenstellung der Versuchsergebnisse.

Nr.	δ bei $P = 1{,}85$ t mm	$\delta_{bleibend}$ mm	$\bar{\delta}$ bei $P = 1{,}85$ t mm	Bruchlast je Kolben t	Bruchursache	Anmerkungen
1	36 42	26	18	3,62	Reißen des Zuggurtes	
2	36 41	25	16	2,80	desgl.	Mehrere Äste an der Bruchstelle
3	22 25	12	13	4,25	desgl.	
4	28 37	18	19	2,35	desgl.	Mehrere Äste und Verletzung des Zuggurtes an der Bruchstelle
5	29 32	18	15	4,35	Stauchung des Druckgurtes	Vollständiges Versagen bei 3,1 t (Lastabfall) durch Reißen des Zuggurtes

Die beiden Werte in der ersten Spalte geben die Durchbiegung am Anfang und Ende der vierstündigen Belastung an. $\bar{\delta}$ bedeutet die Durchbiegung bei neuerlicher Belastung, bezogen auf die bleibend verformte Lage. Die bei Träger Nr. 4 angegebene Verletzung des Zuggurtes entstand dadurch, daß beim Abbinden zur Befestigung des mittleren Stehers ein starker Nagel (70/200) durch den Gurt getrieben wurde, dessen Kopf sich dann beim Nachlassen der Spannung etwa 15 mm tief in den Gurt eingezogen hat. Es entstand dadurch ein ziemlich breites Loch, das im Zusammenwirken mit den außerdem vorhandenen Ästen den vorzeitigen Bruch des Trägers zur Folge hatte.

Für die weiteren Betrachtungen kommen daher nur die Träger 1, 3 und 5 in Frage. (Siehe Tafel II.)

Als Ergebnis der Versuche ist zunächst festzustellen, daß in keinem Falle das Versagen des Verbundes den Bruch verursacht hat, sondern stets das Versagen eines Gurtes, und zwar in vier von fünf Fällen durch Reißen des Zuggurtes. Die Stegbretter waren auch nach dem Bruch unverletzt, die Nagelstellen nicht ausgerissen und die Nägel selbst nicht herausgezogen. Die Nagelung und die Bretterstege haben sich also durchaus bewährt, und für die Sicherheit solcher Träger ist demnach im wesentlichen die Festigkeit der Gurthölzer maßgebend.

Da der Bruch stets von einer Aststelle im mittleren Drittel ausgegangen ist, können die kleinen astfreien Proben keinen Vergleichswert liefern. Die großen Probekörper, die aus Träger 2 entnommen wurden, ergaben im Mittel eine Zugfestigkeit von 250 kg/cm². Dieser Wert kann zum Vergleich auch für Träger 1 herangezogen werden, da das Holz beider Träger annähernd die gleichen Festigkeitseigenschaften aufweist. Rechnet man mit einem abgeminderten Widerstandsmoment $\bar{W} = 0{,}8\,W$, so erhält man eine befriedigende Übereinstimmung:

$$\sigma = \frac{3620 \cdot 378}{0{,}8 \cdot 7000} = 245\ \text{kg/cm}^2.$$

Tafel II. Ergebnis der Festigkeitsproben.
u = Feuchtigkeitsgehalt.

Nr.	u %	σ_D	σ_Z	Anmerkungen
1	23	202	370 610 465	Bei den Zugproben kleine Probekörper 1 × 2 cm
2	23	228 227	244 263	Bei den Zugproben große Probekörper 10 × 12 cm
3	32	196 190	469 640 561	Kleine Probekörper
4	20	278 264	608 628 480	Kleine Probekörper
5	23	290	—	

Anmerkung: Die zum Teil niedrigen Festigkeitswerte waren zu erwarten, weil für die Versuche auch grobringiges Holz unterdurchschnittlicher Güte absichtlich verwendet wurde.

Bei Träger 3 beträgt die mittlere Zugfestigkeit der kleinen Proben 557 kg/cm². Mindert man diese Festigkeit im gleichen Verhältnis wie bei Träger 1 ab, so erhält man eine Zugfestigkeit des Gurtes von 292 kg/cm², während der Versuch 287 kg/cm² ergab. Bei Träger 5 ergab die Druckprobe 290 kg/cm² und der Balkenversuch 294 kg/cm².

Eine Übereinstimmung zwischen rechnungsmäßiger und tatsächlicher Spannung erscheint daher durch die übliche Biegungsberechnung erzielbar zu sein, nur hat man mit einem abgeminderten Widerstandsmoment $\bar{W} = 0{,}8\,W$ zu rechnen.

Die aus den zerstörten Gurten entnommenen Proben haben erwartungsgemäß (siehe Anmerkung zu Tafel II) zum Teil ziemlich niedrige Festigkeitswerte ergeben. Festigkeitsprüfungen der durchschnittlich verwendeten Hölzer haben aber ergeben, daß die mittlere Zugfestigkeit immer über 300 kg/cm² liegt, so daß also die zulässige Biegespannung von 100 kg/cm² beibehalten werden kann.

Vergleicht man die Steifigkeit der Träger 1, 3 und 5 miteinander (Abb. 2), so ergibt sich folgendes: 1. Nicht ausreichende Nagelung bedingt stark nachgiebige Träger. 2. Die Versuche ergeben jedenfalls nicht, daß

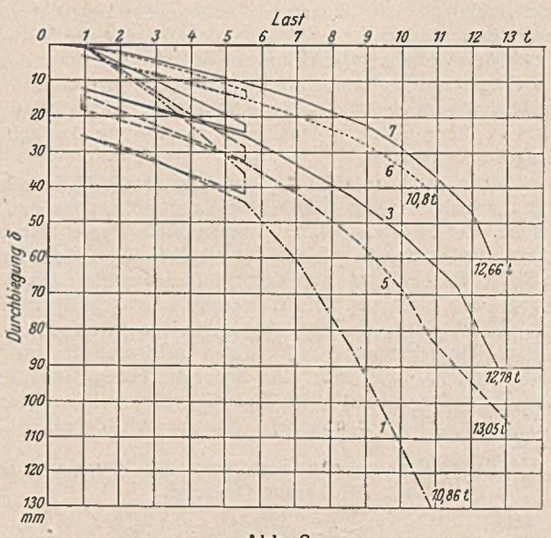


Abb. 2.
Durchbiegung der Versuchsträger bei verschiedener Belastung.

fehlende, also etwa nicht unterzubringende Nägel durch Druckstreben ersetzt werden können. 3. Vergleich von Träger 3 und 5 zeigt, daß zusätzliche Druckstreben die Steifigkeit, wenn auch nicht wesentlich, verbessern.

Die Durchbiegung bei erstmaliger Belastung war immer größer als die errechnete. Eine Übereinstimmung zeigt sich erst bei der zweiten Belastung, wenn man die Durchbiegung auf die bleibend verformte Lage bezieht und mit $E = 65\,000$ kg/cm² rechnet ($\delta = 16$ mm). Dies ist deshalb notwendig, weil die übliche Durchbiegungsberechnung den Einfluß der Querkräfte nicht berücksichtigt, der aber bei den untersuchten Trägern ziemlich groß ist. Man kann nun diesem Umstand dadurch Rechnung tragen, daß man die Durchbiegung mit einem Erfahrungswerte vervielfacht oder, was dasselbe ist, den Elastizitätsmodul verkleinert.

Knickung des Druckgurtes ist in keinem Fall aufgetreten. Träger 5 zeigte einen typischen Druckbruch (Stauchung) im Obergurt.

Zusammenfassend ergeben die Versuche etwa folgende Richtlinien für die Ausbildung und Bemessung von genagelten Hohlträgern:

1. Das Holz für die Gurte ist so auszuwählen, daß im mittleren Drittel, und zwar namentlich des Zuggurtes, stärkere Äste und Asthäufungen unbedingt vermieden werden.

2. Die Träger sind, der Schubberechnung entsprechend, ausreichend zu nageln, da sonst die Durchbiegungen zu groß werden.

3. Das Trägheits- und Widerstandsmoment ist unter Ausschluß der Stegquerschnitte zu ermitteln, der Bemessung ist ein abgemindertes Widerstandsmoment $\overline{W} = 0{,}8\ W$ zugrunde zu legen. Rechnet man mit einer zulässigen Biegespannung von 90 bis 100 kg/cm², so kann man eine etwa dreifache Sicherheit gegen Bruch als vorhanden annehmen.

4. Ist die Schlankheit des Druckgurtes $\lambda \leqq 40$, dann ist Knicken nicht zu befürchten.

5. Bei der Ermittlung der Durchbiegung ist das volle Trägheitsmoment, aber ein Elastizitätsmodul $E = 65\,000$ kg/cm² einzuführen.

B. I-Träger.

Zum Vergleich zwischen Hohl- und I-Trägern wurde ein Träger 6 (Abb. 3) untersucht, der den gleichen Gesamtquerschnitt wie die Hohlträger aufwies. Er wurde der gleichen Belastungsart unterworfen wie die Hohlbalken. Zum Vergleich konnten ferner Versuche herangezogen werden, die schon vor einigen Jahren von der Baugesellschaft W. Hartl durchgeführt worden waren. Diesen Versuchen wurde der Träger 7 entnommen. Er hatte dieselbe Stützweite und Lastanordnung wie die vorhergehenden Träger, nur wurde damals ohne Stufen und Dauerlast stetig bis zum Bruch vorgegangen.

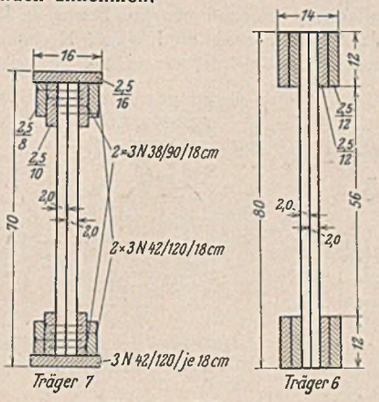


Abb. 3. I-Träger.

Die Versuchsergebnisse sind in den Tafeln III und IV zusammengestellt:

Tafel III.

Nr.	δ bei $P = 1{,}85$ t	$\delta_{bleibend}$	δ bei $P = 1{,}85$ t	Bruchlast je Kolben t	Bruchursache
6	13 15	3,3	12	3,6	Knicken des Druckgurtes

Die Festigkeitsproben ergaben ähnliche Verhältnisse wie bei Träger 5.

Tafel IV.

Nr.	δ bei $P = 1{,}40$ t	Bruchlast je Kolben t	u %	σ_D	σ_Z	Bruchursache
7	7,5	4,23	22,3	376	734	Stauchung des Druckgurtes

Es ist zunächst auffällig, daß die Durchbiegungen der beiden Träger geringer waren als bei den Hohlträgern. Mindert man die Querschnitte so ab, daß bei der Ermittlung des Trägheitsmoments die anliegenden Gurtbretter mit 0,9 und die nächsten mit 0,7 ihres Beitrages zum Gesamtträgheitsmoment eingesetzt werden, während das Deckbrett mit dem Mittelwert von 0,8 in Rechnung gestellt wird, so erhält man bei dreifacher Sicherheit bei Träger 6 eine zulässige Spannung von 81 kg/cm² und bei Träger 7 eine solche von 99 kg/cm².

Es ist aber selbstverständlich, daß aus zwei Versuchen nicht allzu umfassende Schlüsse gezogen werden können.

Professor Melan hat auf der Holztagung 1938 über Versuche mit I-Trägern berichtet. Aus diesen Versuchen kann folgendes entnommen werden. Wenn man mit dem vollen Querschnitt rechnet, ist eine Übereinstimmung zwischen Versuch und Rechnung nicht zu erzielen. Die Verschiebungen der Gurtbretter gegenüber dem Steg nehmen zu, je weiter diese vom Steg entfernt sind. Die Verschiebung des waagerechten Gurtbrettes wird wesentlich durch die Verschiebungen der lotrechten Gurtbretter beeinflußt. Dieser Umstand und vorgenommene Dehnungsmessungen haben Professor Melan veranlaßt, die Abminderungswerte für die einzelnen Gurtbretter verschieden groß zu wählen.

Wenn man die Abminderungen durchführt, wie es Abb. 4 zeigt, und als Nutzlast ein Drittel der Bruchlast wählt, so erhält man für die vier damals untersuchten Trägerarten folgende Mittelwerte als zulässige Spannung: 100, 111, 102 und 103 kg/cm².

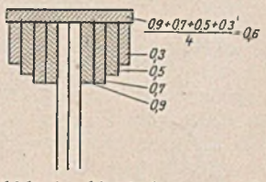


Abb. 4. Abminderungswerte der Gurtplatten.

Zusammenfassend können also folgende Bemessungsregeln für I-Träger angegeben werden:

1. Bei der Ermittlung des Trägheitsmoments des Gesamtquerschnitts dürfen die einzelnen Trägheitsmomente der lotrechten Gurtbretter nur mit ihrem 0,9-, 0,7-, 0,5- und 0,3fachen Wert[2]), das waagerechte Gurtbrett mit jenem Wert, der dem arithmetischen Mittel entspricht, berücksichtigt werden. Mit einer zulässigen Spannung von 100 kg/cm² kann dann eine dreifache Sicherheit gegen Bruch erzielt werden. Die in dem neuen Entwurf der Norm 1052 vorgesehenen Werte von 1,0, 0,8, 0,6 und 0,4 dürften also etwas zu günstig sein.

2. Der Druckgurt ist auf Knicken zu untersuchen.

3. Für die Berechnung der Durchbiegung ist das volle Trägheitsmoment und $E = 100000$ kg/cm² einzusetzen.

Vergleicht man die Abminderungen der Hohl- und I-Träger miteinander, so sind die ersteren anscheinend günstiger. Es ist aber zu bedenken, daß die Kantholzgurte viel empfindlicher gegen Holzfehler sind als die aus einzelnen Brettern zusammengesetzten. Wie die Versuche zeigten, setzen Fehler und Äste die Sicherheit der Hohlträger ganz erheblich herab. Bei den I-Trägern streuten die Versuchsergebnisse viel weniger. Bei den zusammengesetzten Querschnitten ist es eben unwahrscheinlich und auch vermeidbar, daß z. B. an derselben Stelle im Träger in jeder Lamelle ein Ast vorhanden ist, während beim Kantholzgurt ein Ast unter Umständen den gesamten Querschnitt schwächen kann. Außerdem haben die vorliegenden Versuche ergeben, daß I-Träger steifer sind als Holzbalken, ferner läßt sich auch die erforderliche Nagelzahl leichter unterbringen. Diese Umstände scheinen eher zugunsten der Bretterträger zu sprechen.

Bei Bogenträgern in genagelter Bauweise dürften die oben angegebenen Abminderungen zu groß sein. Der maßgebende Lastfall ist in der Regel Vollbelastung durch Eigengewicht und eine halbseitige Schnee- und Windlast. Die dadurch entstehenden Querkräfte sind im Verhältnis viel geringer als beim Balkenträger und daher auch die gegenseitigen Verschiebungen der einzelnen Gurtbretter. Versuche, um diese Verhältnisse zu klären, werden derzeit vom Fachausschuß für Holzfragen, Zweigstelle Wien, durchgeführt.

[2]) Professor Melan hat seinerzeit andere Werte angegeben, nämlich 0,8, 0,6, 0,4, 0,2. Dieser geringe Unterschied ist natürlich bei jeder Versuchsauswertung möglich, er wird aber auch dadurch erklärt, daß Professor Melan sich damals auf eine zulässige Biegespannung von 110 kg/cm² der Österr. Norm bezogen hat.

Die Bedeutung des städtischen Tiefbaues für die Volkswirtschaft und Volksgesundheit.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Professor Dipl.-Ing. Wilhelm Voit in Wien.

Die Entwicklung und Ausgestaltung der Technischen Hochschule hat während des Zeitraumes ihres 125jährigen Bestehens auf allen Fachgebieten nicht nur mit den Erfordernissen Schritt gehalten, sie ist ihnen vielmehr in Anbetracht der Wichtigkeit zeitgemäßer Ausbildung ihrer Hörer in mustergültiger Weise vorangegangen. Hierzu haben insbesondere auch die Entwicklung des Städtebaues und im Zusammenhang damit die Fortschritte auf dem Gebiete des städtischen Tiefbaues wegen ihrer besonderen Bedeutung in volkswirtschaftlicher und volksgesundheitlicher Hinsicht Anlaß gegeben. Dabei wurde auch die Vorbereitung für eine verständige Zusammenarbeit der Ingenieure und der Architekten vorgesehen, die im Jahre 1910 u. a. auch durch Aufnahme einer ganzjährigen, umfassenden Vorlesung über die Ingenieurwissenschaften mit dem Untertitel „Städtischer Tiefbau" für die Hörer der Abteilung für Architektur und später im Jahre 1925 auch für die Hörer der Unterabteilung für Vermessungswesen ihren Ausdruck gefunden hat. Auch für die Hörer der Abteilung für Bauingenieurwesen wurden im Jahre 1930 Vorlesungen und Übungen über Wasserbau III, das ist über Wasserversorgung, Städteentwässerung und über landwirtschaftlichen Wasserbau, durch Errichtung eines Lehrstuhls eingeführt.

Die Notwendigkeit der Einführung des Lehrstoffs „Städtischer Tiefbau" in den Lehrplan der drei genannten Abteilungen hat sich auch infolge der Entwicklung der Städte ergeben, denn in der zweiten Hälfte des vorigen und am Beginn dieses Jahrhunderts hatten die meisten Städte einen großen Aufschwung zu verzeichnen, der sich vor allem in der Zunahme der Bevölkerungszahl infolge Zuwanderung vom Lande, der Geburtenzunahme und der Sterblichkeitsabnahme ausgedrückt hat. Auch haben die Städte durch Eingemeindung von Vorstädten und Nachbargemeinden ihren Umfang wesentlich vergrößert.

Dem infolge Zunahme der Bevölkerungszahl eingetretenen Bedarf an Wohnungen wurde teils durch Umbau alter Häuser in Mietskasernen, teils durch Anlage neuer Stadtviertel, dem Bedarf der gleichfalls anwachsenden Industrie und des Gewerbes durch Erbauung neuer und Vergrößerung bestehender industrieller und gewerblicher Anlagen fast ausschließlich im Wege privater Bautätigkeit Rechnung getragen.

Daß sich dieses rasche Anwachsen der Städte damals nicht überall zum Vorteil der Bevölkerung ausgewirkt hat, mag darauf zurückzuführen sein, daß manche Stadt- und Gemeindeverwaltungen nicht rechtzeitig durch Schaffung neuzeitlicher Bauordnungen und geeigneter Stadtbebauungspläne vorgesorgt hatten, und daß die Privatbautätigkeit den Wohnungsbedarf sozusagen unter dem Schutz veralteter Bauvorschriften durch möglichste Ausnutzung des Baugrundes und Vervielfachung der Stockwerkzahl auf billigste und für sie gewinnbringendste Art zu decken trachtete.

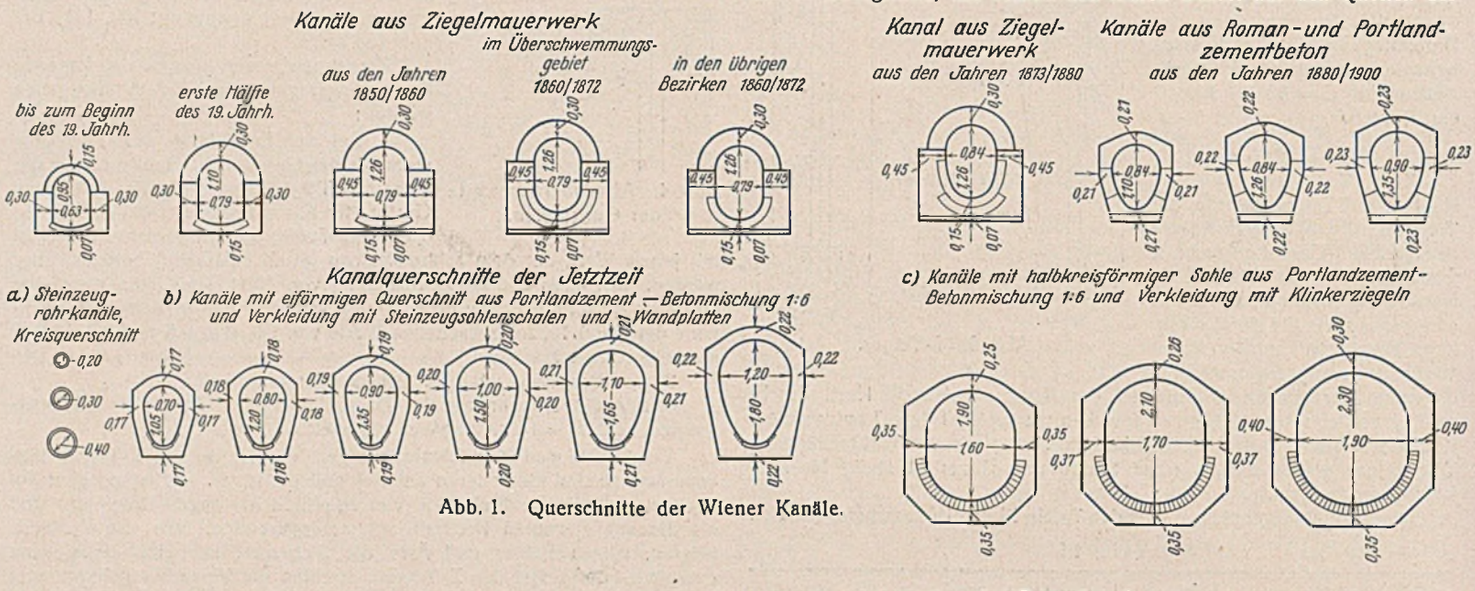
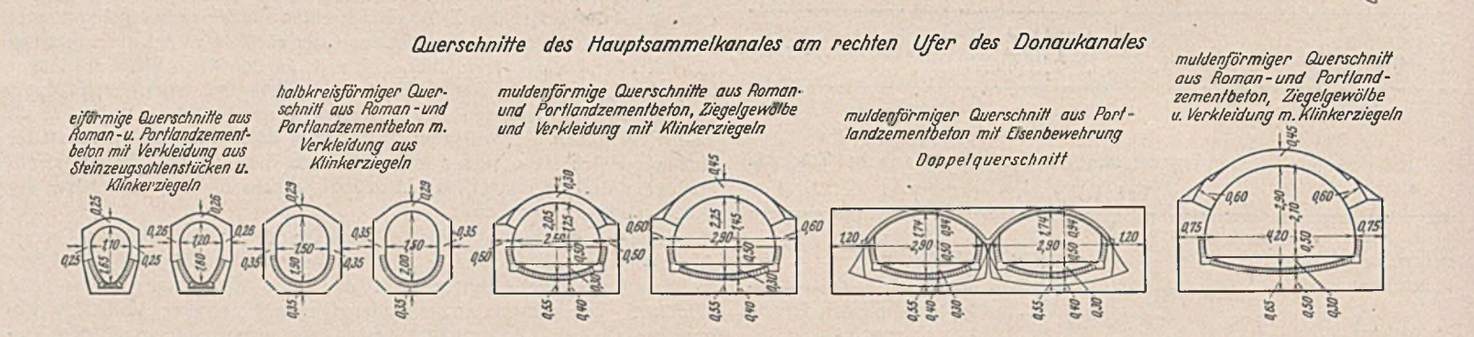


Abb. 1. Querschnitte der Wiener Kanäle.



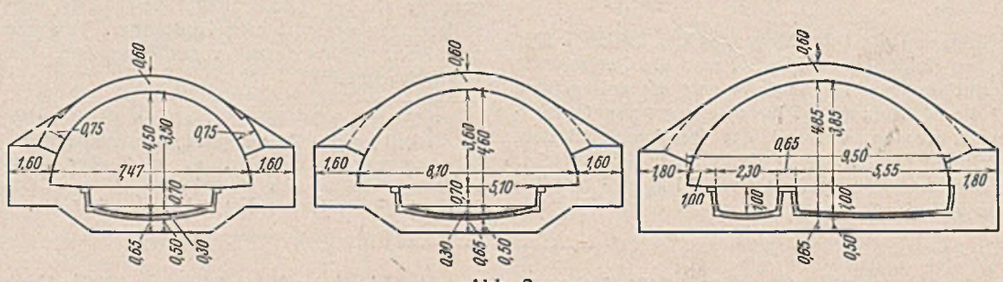


Abb. 2.

Wenn einerseits die Deckung des Wohnungsbedarfs in der Zeit vor dem Weltkriege fast ausschließlich der Privatbautätigkeit überlassen war, so mußten die Stadtverwaltungen viel Neues schaffen, unzulänglich Gewordenes umbauen und den Anforderungen entsprechend erweitern. Es mußte nebst neuen Straßenzügen und Verkehrsanlagen vor allem für entsprechende Wasserversorgung, für Entwässerungsanlagen, für die Versorgung mit Gas und elektrischem Strom usw., also für Tiefbauanlagen vorgesorgt werden. Alle diese Anlagen erforderten schon damals sehr hohe Kosten, die nicht bloß durch Erhöhung der Steuern und sonstigen Gemeindeumlagen gedeckt werden konnten, sondern vielmehr in der Erkenntnis, daß sich die Vorteile solcher Anlagen auch für die kommenden Geschlechter auswirken werden, im Wege von Geldanleihen beschafft werden mußten.

Die Vorteile dieser Tiefbauanlagen finden jedoch nicht nur in volkswirtschaftlicher Hinsicht ihren Ausdruck, sondern sie haben erwiesenermaßen einen besonders günstigen Einfluß auf die Volksgesundheit, vor allem auf die Herabminderung der Sterblichkeit der Bevölkerung und die Abnahme jener ansteckenden Krankheiten, wie Cholera, Typhus, Ruhr usw., die in früheren Zeiten in Städten häufig als Seuchen aufgetreten sind. So hat sich beispielsweise in Wien die Sterblichkeit, die im Jahre 1860 bei einer Einwohnerzahl von 503 000 40,10‰ betragen hatte, bis zum Jahre 1934 auf 12,05‰ herabgemindert. Aus der folgenden Zusammenstellung des Standes der Bevölkerung und der Anzahl der Sterbefälle ist zu ersehen, daß während des obengenannten Zeitraumes, in dem die Einwohnerzahl beinahe das Vierfache jener von 1860 erreicht hatte, die Zahl der Sterbefälle von 20 170 im Jahre 1860 auf nur 22 577 im Jahre 1934, das ist also nur um etwa $^1/_{10}$, gestiegen war. Daß zu dieser Verbesserung der volksgesundheitlichen Verhältnisse der Ausbau und die Neuschaffung der Wasserversorgungsanlagen ganz wesentlich beigetragen hat, geht aus der Zusammenstellung hervor. So hatte Ende der sechziger Jahre und am Anfang der siebziger Jahre die Sterblichkeit allerdings zugenommen und betrug im Jahre 1872 35,46‰. Im folgenden Jahre, 1873, wurde die I. Wiener Hochquellenleitung in Betrieb genommen, die es ermöglichte, die reinen und klaren Wässer aus den Quellen des Schneeberg- und Raxgebietes in einer Menge von 80 000 m³/Tag nach Wien zu leiten und die bis dahin benutzten Brunnen- und sonstigen Wasserversorgungsanlagen zu ersetzen, die im Laufe der Zeit sowohl der Menge nach, als auch in ihrer Güte unzulänglich geworden waren. Schon in dem der Inbetriebsetzung folgenden Jahre 1874 zeigte sich der günstige Einfluß dieser ausgezeichneten Wasserversorgungsanlage, denn die Sterblichkeitsziffer sank von 34,97‰ auf 29,00‰, also um ein Sechstel. Dieser Rückgang hielt in den folgenden Jahren nicht nur an, sondern verstärkte sich noch weiter. (Siehe nebenstehende Tafel.)

Im Jahre 1892, zur Zeit der Erweiterung Wiens durch Einverleibung der Vororte, stieg die Sterblichkeit allerdings von 21,00‰ auf 24,23‰, weil die Vororte damals noch nicht die Wohltaten der Einleitung des vorzüglichen Hochquellenwassers hatten und ihre Abwasseranlagen noch mangelhaft und unzulänglich waren.

Abhilfe konnte in dieser Richtung erst geschaffen werden, als die I. Wiener Hochquellenleitung zunächst durch Einbeziehung neuer Quellen ergiebiger ausgestaltet und die II. Wiener Hochquellenleitung durch Fassung von Quellen aus dem Hochschwabgebiet erbaut und im Jahre 1910 in

Betrieb genommen worden war. Auch wurden die zur Zeit der Einverleibung der Vororte in den einzelnen Gemeinden noch bestehenden, offenen, abwässerführenden Bachläufe eingewölbt und als Sammelkanäle ausgestaltet.

Auch im Jahre 1905, als die Gemeinden am linken Ufer des Donaustromes einverleibt waren, stieg die Sterblichkeitsziffer von 18,46 ‰ auf 18,59 ‰, weil diese Gemeinden damals noch keine einheitliche Wasserversorgungsanlage hatten, sondern sich mit Brunnenwasser behelfen mußten. In den dieser Einverleibung folgenden Jahren wurde dann das Wasserleitungsrohrnetz im XXI. Bezirk ausgestaltet und ebenso das dortige Kanalnetz erweitert und ausgebaut. Auf diese Weise ist die Wasserversorgung von Groß-Wien planmäßig durchgeführt worden, und der Erfolg dieser Maßnahmen zeigte sich in einer weiteren Senkung der Sterblichkeitsziffer von 35,46 ‰ im Jahre 1872 auf 15,50 ‰ im Jahre 1914. Die unheilvolle Wirkung des Weltkrieges hat auch auf dem Gebiete der Volksgesundheit ihren Ausdruck gefunden, denn die Sterblichkeitsziffer stieg während der Kriegsjahre von 15,50 ‰ auf 22,50 ‰, während sie bis zum Jahre 1934 wieder auf 12,05 ‰, das ist auf etwa ein Drittel der Zahl des Jahres 1872, sank.

Stand der Bevölkerung und Anzahl der Sterbefälle in Wien in den Jahren 1860 bis 1934*).

Jahr	Bevölkerungsziffer	Anzahl der Sterbefälle	Von Tausend
1860 . .	503 000	20 170	40,10
1870 . .	639 000	22 109	34,60
1871 . .	647 000	21 442	33,14
1872 . .	656 000	23 261	35,46
1873[1]) . .	664 000	23 220	34,97
1874 . .	673 000	20 123	29,00
1875 . .	682 000	20 665	30,30
1880 . .	728 000	20 675	28,40
1885 . .	777 000	19 270	24,80
1890 . .	840 000	17 976	21,40
1891 . .	851 000	17 871	21,00
1892[2]) . .	1 422 000	34 455	24,23
1895 . .	1 510 000	34 096	22,58
1900 . .	1 675 000	33 600	20,06
1904 . .	1 781 000	32 930	18,46
1905[3]) . .	1 872 000	34 800	18,59
1910[4]) . .	2 031 000	33 614	16,55
1914[5]) . .	2 150 000	33 325	15,50
1915 . .	2 185 000	37 014	16,94
1918[6]) . .	2 293 000	51 593	22,50
1920 . .	1 842 000	34 187	18,56
1925 . .	1 868 447	26 221	14,04
1930 . .	1 865 780	24 610	13,20
1931 . .	1 865 180	25 937	13,90
1932 . .	1 865 780	24 808	13,25
1933 . .	1 874 618	23 472	12,52
1934 . .	1 874 130	22 577	12,05

*) Aus der Festschrift zum 75jährigen Bestande der Ziviltechniker. Wien 1935, Verlag der Wiener Ingenieur-Kammer.

[1]) Eröffnung der I. Wiener Hochquellenleitung.

[2]) Einverleibung der Vororte.

[3]) Einverleibung der Donaugemeinden.

[4]) Eröffnung der II. Hochquellenleitung.

[5]) Beginn des Weltkrieges.

[6]) Ende des Weltkrieges.

Während dieses Zeitraumes hat sich aber die Technik des städtischen Tiefbaues auf verschiedenen Gebieten bedeutend entwickelt. So sei darauf hingewiesen, daß beim Einbau und Umbau von Abwasseranlagen statt der früher verwendeten Querschnitte mit flacher Sohle die wesentlich günstigere Abflußverhältnisse schaffenden Eiquerschnitte angewendet werden, und daß die Verwendung von Beton im Kanalbau den Vorteil brachte, daß die Innenfläche der Kanäle fugenlos hergestellt werden kann, was ebenfalls eine wesentliche Steigerung ihres Abflußvermögens gegenüber dem früher angewendeten Ziegelmauerwerk herbeiführte (Abb. 1)[1]). Das Ziegelmauerwerk hatte außerdem noch den Nachteil, daß es infolge seiner Wasserdurchlässigkeit nicht nur geringen Widerstand gegen die Abscheuerung durch die Geschiebeführung der Abwässer hatte, sondern daß es dadurch auch dem Einnisten der Ratten im Kanalmauerwerk Vorschub leistete. Durch den Übergang zum Beton wurde die früher herrschende Rattenplage fast beseitigt. Weiterhin bieten die Betonkanäle den Vorteil, daß sie in größerer Tiefe eingebaut werden, damit größeren Widerstand gegenüber Verkehrserschütterungen leisten und daher im Vergleiche zu den früheren, seicht gelegenen Ziegelkanälen eine größere Bestanddauer aufweisen. Außerdem hat sich die seit Beginn dieses Jahrhunderts eingeführte Auskleidung des Betons mit Steinzeugplatten oder mit Klinkerziegeln oder Keramitsteinen als Schutz gegen Säureangriff sehr gut bewährt. Die im Laufe der Zeit eingetretene beträchtliche Vermehrung der Einbauten im Straßenkörper erforderte ihre planmäßige Anordnung, wobei insbesondere auch darauf Bedacht genommen werden mußte, daß die Wasserleitungsrohre in einer entsprechenden Entfernung von den Gasrohren liegen müssen, weil sonst die abkühlende Wirkung des Wassers sich auf die Gasrohre überträgt und dort die Ausscheidung der schwereren Kohlenwasserstoffe des Leuchtgases herbeiführen kann, was eine Verringerung des Innenquerschnitts der Gasrohre und damit eine Abnahme ihrer Leitfähigkeit herbeiführen würde. Auch die Tiefenlage der einzelnen Straßeneinbauten muß von vornherein so ausgemittelt werden, daß die von den Straßenleitungen abzweigenden, zu den Häusern führenden Abzweigleitungen gut untergebracht werden können.

In neuerer Zeit muß in einzelnen Hauptstraßen von Großstädten auf den späteren Einbau unterirdischer Verkehrslinien, also von Untergrundbahnen, Rücksicht genommen werden, denn es können auf diese Weise die späteren Schwierigkeiten und Kosten herabgemindert werden.

Schließlich sei noch auf die Fortschritte auf dem Gebiete der Abwasserwirtschaft verwiesen, deren Anfänge bis in die Mitte des vorigen Jahrhunderts reichen. Dieses Gebiet hat sich jedoch erst nach dem Weltkriege besonders stark entwickelt, weil man die Notwendigkeit einer gesunden Abwasserwirtschaft und ihren wohltätigen Einfluß auf die Volkswirtschaft immer mehr erkannt hat. Damit ist an Stelle der bisherigen Verunreinigung der Seen und Flüsse durch die Einleitung städtischer Abwässer die Gewinnung der in den Abwässern enthaltenen Stoffe getreten, vor allem des Fettes und der übrigen organischen Stoffe in der Industrie, sowie die Ausnutzung des Gehaltes an Dungstoffen in der Landwirtschaft im Wege der Feldberegnung und der Verwendung des humusreichen Faulschlammes zur Düngung der Ackerböden.

[1]) Entnommen Gesund.-Ing. 1921, S. 463.

Alle Rechte vorbehalten.

Innenkern oder wasserseitige Dichtung bei Dämmen?

Von Josef Stiny, Lehrkanzel für Technische Geologie, Technische Hochschule Wien.

Die Anordnung der Dichtungsschicht bei Dämmen beschäftigt die Staubeckenbauer schon seit längerer Zeit; eine gute Übersicht über die Entwicklung der Anschauungen und Bauweisen geben die vortrefflichen Lehrbücher des Talsperrenbaues und der Wasserkraftanlagen von A. Ludin und von Tölke-Ludin.

Anfangs legte man die Dichtung meist vor den Damm (Wasserseitdichtung). Später baute man den Sickerungsschutz immer häufiger als Kern im Innern des Dammes ein (Kerndämme) und vernachlässigte die wasserseitige Dichtung. Für die Bevorzugung der Innendichtung führte man verschiedene Gründe ins Treffen.

So bietet z. B. in allen jenen Fällen, die den Einbau eines starren Kernes gestatten, die Betonbauweise — bewehrt oder unbewehrt — eine einfache, handsame und angenehme Ausführungsart. Sie ist auch fast immer baustoffsparender und deshalb auch billiger als eine starre, wasserseitige Abdeckung des Dammes. Ähnliches gilt übrigens auch für bildsame Dichtungen, z. B. aus Lehm oder Ton (Tegel). Außerdem liegt, wie ihre Verfechter betonen, die Kerndichtung vollkommen geschützt im Innern des Staukörpers und ist nicht den verderblichen Einflüssen der Witterung (Frost, Hitze usw.), des Wellenschlages, der Eispressung usw. ausgesetzt. Auch statische Erwägungen und damit im Zusammenhange stehende Fragen können manchmal für die Wahl eines Innenkerns sprechen. Der Nachteil, daß er bei starrer Ausführung den Damm in zwei Hälften teilt, deren statisches Zusammenwirken weitgehend erschwert wird, kann durch nachgiebige Kerne aus Ton oder Metallen (Stahl, Aluminium usw.) ausgeglichen oder vermieden werden.

Ohne die mancherlei Vorzüge der Innendichtung für besondere Fälle leugnen zu wollen, möchte ich doch aus verschiedenen, gewichtigen Gründen dafür eintreten, daß man die wasserseitige Dichtung wieder häufiger anwendet; der Innenkern sollte im Gegensatz zu den heutigen Bestrebungen jenen Einzelfällen vorbehalten bleiben, für die er sich ganz besonders eignet.

Vor allem spricht für die Abdichtung der Wasserseite des Dammes oder der Mauer der unleugbare Vorteil, daß man hier den Gegner bereits abwehrt, ehe er noch in das zu schützende Gebiet eingedrungen ist; man weist ihn bereits vor der Tür ab. Dieser Grundsatz, einer Gefahr bereits an der Eintrittsschwelle zu begegnen, erscheint mir für den Talsperrenbau so wichtig, daß man zugunsten der besten Abwehr des gefährlichen Sickerwassers auch einige kleinere Nachteile mit in Kauf nehmen kann; ein solcher ist beispielsweise die etwas teuere Ausführung der wasserseitigen Dichtung. Sie muß sich nicht bloß auf eine größere Länge erstrecken — die Lotrechte ist ja immer kürzer als die ihr zugeordnete Schräge —, sondern bedarf eines gewissen Schutzes gegen den Frost, gegen die Trockenrissebildung und gegen den Wellenschlag (sofern man Ton- oder Lehmbelag gewählt hat). Dafür ist man besser als beim Innenkern in der Lage, den Wasserseitbelag ständig zu beobachten und allenfalls eintretende Schäden rechtzeitig wahrzunehmen. Baut man einen starren Innenkern ein, dann weiß man nach der Fertigstellung des Bauwerks nie, ob nicht durch Mängel bei der Ausführung, Setzungen u. dgl. Risse entstanden sind, die vom Sickerwasser als Wege benutzt werden können; daraus können früher oder später schwere

Gefahren für das Bauwerk entstehen. Einrichtungen zur Nachprüfung des Zustandes des Kernes, wie sie verschiedene Hohlkern- (Zellen-) Bauweisen vorschlagen, sind nicht billig, ebensowenig wirklich durchgreifende und dabei zweckmäßige Maßnahmen zur Entwässerung von Kerndämmen.

Die wasserseitige Dichtung gestattet eine Ausführungsweise des Dammes, die seine Selbstentwässerung wirksam fördert. Man kann an der Baustelle vorhandenes, grob durchlässiges Schüttgut verwenden, das luftseitige Rutschungen so gut wie ausschließt. Reicht der wirtschaftlich ergreifbare Vorrat an durchlässigem Schüttgut für den ganzen Staukörper nicht aus, so kann man den Damm auch nach dem Seihgrundsatz schütten: das feinere Gut gegen die Wasserseite zu und das gröbere gesetzmäßig an die Luftseite. Auch dadurch lassen sich Dammbewegungen weitgehend verhindern; eindringende Regenwässer werden unschädlich abgeführt und können den Dammkörper nicht durchweichen.

Die Abweisung des Wassers an den möglichen Eintrittspforten, ehe es noch in den Dammkörper selbst eingedrungen ist, erscheint mir so vorteilhaft und so wichtig, daß man der Wasserseitdichtung wieder mehr Beachtung schenken sollte. Wie sehr man den maßgebenden Grundsatz der Wasserabwehr vor dem eigentlichen Staukörper in Fachkreisen stillschweigend zu schätzen weiß, zeigt das gelegentliche Bestreben, auch bei Sperrmauern die Wasserseite mit einer tunlichst ganz undurchlässigen Haut aus Beton, Spritzbeton, Eisenbeton, Stahlblech od. dgl. zu dichten.

Die Art und Weise, in der man dann die Wasserseitdichtung ausführt, hängt von den verschiedensten Umständen, insbesondere aber von den örtlichen, besonderen Verhältnissen der Baustelle ab; der geologische Aufbau des Baugeländes und seiner Umgebung spielt dabei nicht die geringste Rolle. Ich will auf die verschiedenen, möglichen und auch schon erprobten oder versuchten Bauweisen nicht näher eingehen, da sie ja bekannt und in Fachzeitschriften geschildert worden sind (z. B. geschützter Lehmschlag, gedeckter Tonbelag, Betontafeln, Eisenbetonhaut, geschweißte, wasserseitige Stahldichtungsdecke mit nachgiebig gestaltetem Herdmaueranschluß usw.).

Die Wasserseitdichtung ist aber nicht bloß häufig — z. B. bei Bruchsteinbauweisen, bei Steinfülldämmen usw. — die empfehlenswerteste Anordnung der Wasserabwehr, sondern auch in einzelnen, besonderen Fällen die allein mögliche. So z. B. dann, wenn Bergstürze ein Tal in größerer Breite erfüllen und ein ausgiebiges, den Ingenieur anreizendes Becken geschaffen haben. Solche Bergsturzriegel hielt man bisher meist für ungeeignet zum Aufstau größerer Wassermassen; denn Bergstürze sind ja in der Regel oberhalb der Beckensohle für Wasser mehr oder weniger grob durchlässig. Daß man aber Bergsturzwälle auch mit Vorteil für den Staubeckenbau verwenden kann, zeigt das Beispiel des Klöntaler Sees in der Schweiz.

Neben diesem Musterfall eines Bergsturz-Staubeckens möchte ich aber ganz allgemein dafür eintreten, Bergsturzriegeln nicht grundsätzlich mit so großem Mißtrauen zu begegnen, als dies die Geologen und die Staubeckenbauer bisher taten. Bergstürze haben ja in der Vorzeit sowohl als in der Gegenwart in aller Regel natürliche Stauseen erzeugt; daß manche davon nur sehr kurzlebig waren, liegt oft an den Aufbaumassen mancher Riegel, ihrer Widerständigkeit gegen Wasserdurchbrüche oder gegen das langsame Einwühlen des aufgestauten Flusses oder an anderen, besonderen Umständen. Manche Bergsturzseen aber bestehen viele jahrzehnte-, ja jahrhundertelang und beweisen, daß der stauende Riegel in diesen Fällen wenigstens bis zum Wasserspiegel mehr oder weniger dicht ist (zumindest Wasserverluste kleiner als Wasserzutritt). Der Beispiele für solche Bergsturzseen gibt es viele; ich erinnere da an den Piburger See im Ötztale, der über 35 m tief ist, an den Dorfer See im Kaiser Tale, an den Schwarzensee (Kleinsölktal) u. v. a.

In vielen der zahlreichen Fälle, in denen man den Bergsturzriegel bis zum heutigen Wasserspiegel als dicht betrachten kann, lohnt es sich, die Verwertbarkeit des Beckens zum Aufstau nicht von vornherein abzulehnen, sondern näher zu untersuchen. Freilich wird dabei an eine Innendichtung kaum gedacht werden können; denn viele Bergsturzriegel sind so lang, daß die Herstellung einer Dichtungsschürze von Talflanke zu Talflanke wirtschaftlich nicht tragbar wäre. Solche Fälle lassen aber häufig noch die Ausführung einer wasserseitigen Abdichtung zu; wertvolle Becken können auf diese Weise der Kraftgewinnung zugeführt werden. Ich will dies an einem willkürlich gewählten Beispiele aus den deutschen Alpen kurz erläutern; die Nutzanwendung auf ähnliche Fälle ergibt sich von selbst.

Ein mächtiger Bergschlipf hat einen größeren Alpenfluß hoch aufgestaut. Der Stauriegel erreicht stellenweise Höhen von 300 bis 400 m über der Beckensohle. Die Talache hat in den Riegel eine tiefe, enge Schlucht eingeschnitten. Vor dem Bergsturzriegel war der Talfluß jahrhundertelang zu einem tiefen See aufgestaut; die Gletschertrübe der Talache setzte sich vor dem Riegel in Form grauer Schlammassen von großer Mächtigkeit ab; diese Seetone sind verhältnismäßig leicht zusammendrückbar, aber wasserundurchlässig. Das Becken ist vor dem Riegel ungefähr 1500 m breit. Sein Fassungsraum, die verfügbare Wassermenge und das abzuarbeitende Gefälle verlocken zu einem Aufstau in der Größenordnung von 50 bis 60 m.

Nehmen wir an, es sei geplant, in der Schlucht, die den Bergsturzriegel durchbricht, ein Abschlußwerk zu erbauen; setzen wir weiter voraus, daß die Baugrundverhältnisse und der geologische Aufbau des ganzen Geländes bereits in genügendem Maße erkundet worden seien, dann ergeben sich für das Bauvorhaben etwa folgende Gedankengänge, die auf eine ganze Reihe ähnlicher Fälle angewendet werden könnten.

Die Schlucht muß durch ein Werk abgeschlossen werden. Zweckmäßig ist wohl nur der Bau eines Dammes. Als Schüttgut kann das Bergsturztrümmerwerk der Seitenhänge verwendet werden, als Ausführungsweise kommt z. B. auch jene der rock fill dams in Betracht. Die Standsicherheit des Bauwerks ist bei der Gröbe des Blockwerks unmittelbar gegeben; lebenswichtig für die Anlage ist dann sozusagen nur noch die Frage der Dichtheit des Riegels und der Baustelle.

Der Riegel ist im vorliegenden Falle, wie auch sonst öfters mehr durch eine Gleitung — einen Bergschlipf — als durch einen richtigen Bergsturz entstanden. Demgemäß stecken in ihm neben Blockwerk und Riesentrümmern auch größere Schollen von Fels in scheinbar annähernd ursprünglicher Lagerung. Zwischen die Riesenblöcke ist mehr oder weniger fein zertrümmertes Felszerreibsel eingefüllt worden; diese feinstoffreichen Massen bieten dem Wasser nur sehr enge Wege dar, die sich leicht verlegen, wenn das Wasser reichlich Schwebestoffe mit sich führt; dabei ist der Sickerweg sehr lang (einige Kilometer). Da und dort sind aber auch größere Hohlräume zwischen den Blöcken unausgefüllt geblieben und können nennenswerte Wassermengen aufnehmen; ob sie imstande sind, sie weiterzuleiten, hängt davon ab, ob diese Wasserbehälter durch mehr oder weniger grobe Wasserwege miteinander in Verbindung stehen oder nicht; letzterer Fall hat im allgemeinen die höhere Wahrscheinlichkeit für sich. Geologische Untersuchungen, Schürfergebnisse und gedankliche Erwägungen gestatten die Annahme, daß der Bergschlipfriegel im allgemeinen wenig durchlässig bis feindurchlässig ist, und daß seine große Breite und stoffliche Zusammensetzung bei richtiger Bauausführung Wasserverluste von einer Art verhindern, die das Bauwerk selbst gefährden könnten; bei der erheblichen Länge des Riegels, die die örtlich vielleicht unbedeutenden Wasserverluste doch zu schwer erträglichen Gesamtbeträgen summen könnte, und bei dem Bedürfnisse nach einer unbedingten Sicherheit für alle Fälle und für alle Zeiten muß man aber die Vornahme gewissenhafter Dichtungsmaßnahmen doch dringendst empfehlen; man darf sich da auf die bis zu gewissem Grade sicherlich eintretende allmähliche Selbstdichtung nicht verlassen.

Die Länge des erforderlichen Dichtungsstreifens schließt in solchen Fällen, wie es der geschilderte ist, den Einbau einer Dichtungsschürze durch Einpressungen aus. Das Abstoßen vieler Hunderte von Bohrlöchern von 50 bis 100 m Tiefe und das Einpressen von Dichtungsgut würden einen derartigen Aufwand an Zeit und Geld erfordern, daß vermutlich die ganze Anlage unwirtschaftlich würde. In einem solchen Falle ist die Herstellung eines wasserseitigen Dichtungsbelages das gegebene. Wo gewaltige Massen von Seeschlamm vorhanden sind, kann man ihn in Breiform auf den Bergschlipf hinaufpumpen und in die Zwischenräume zwischen dem Blockwerk bis zu seiner Sättigung einfließen lassen. Das Trümmerwerk schützt das eingepumpte Dichtungsgut gegen Frost und Hitze sowie gegen das Ausspülen. Allmählicher Aufstau des künstlichen Sees wird mit seinem Überdruck den Schlamm in die feineren Hohlräume pressen und sie verlegen. Man darf aber nicht bloß den Abhang des Riegels selbst bis zu einer Höhe von etwa 5 m unter Stauziel hinauf mit reichlichen Schlammengen abdichten, sondern muß auch dafür sorgen, daß dieser wasserseitige Dichtungsbelag lückenlos an den Seeton der Beckensohle angeschlossen wird. In einiger Entfernung vor dem Riegel mag die Beckensohle vielleicht nicht durch Seetone restlos zugelötet worden sein, weil Schwemmkegel aus groben Massen oder Schutthalden hier Löcher frei gelassen haben; hier tritt wohl derzeit schon Wasser in den Riegel ein und in geringen Mengen auch durch ihn hindurch; der künstliche Aufstau wird an diesen Stellen bei der Länge des Sickerweges und den obwaltenden geologischen Verhältnissen denselben Verlandungsvorgang einleiten, wie er sich sonst in natürlichen Seen vollzieht, die von einem schwebstoffreichen Gewässer durchflossen werden; ein Schlammteppich wird sich über den Boden der Wanne und ihre weniger steilen Borde breiten und alle nicht gar zu groben Wasserwege allmählich verstopfen. Man wird diese Selbstdichtung der Wanne um so leichter erzielen, je langsamer man das Becken füllt; staut man jedes Jahr zu Beginn der Gletscherschmelze ein paar Meter höher, dann dichtet sich, wie das bereits angeführte Beispiel des Klöntaler Sees gezeigt hat, die Wanne in befriedigender Weise.

Der Dichtungsbelag deckt dann selbstverständlich auch noch die Flügel des Abschlußwerks, dessen Körper selbst gleichfalls sorgfältig wasserseitig gedichtet werden muß. Dabei kann natürlich auch eine Ausführung angewendet werden, die von jener der Riegeldichtung verschieden ist; man muß nur die beiden Dichtungsweisen gut aneinanderschließen oder sich übergreifen lassen. Es erhöht nur die Sicherheit, wenn man z. B. in der Sohle des Dammes an seiner wasserseitigen Zehe

eine Schürze durch Einpressungen, chemische Verfestigungen usw. soweit als möglich hinabzieht und ähnliche Maßnahmen auch im Anschluß an die Flügel bis in einige Entfernung von der Einbindungsstelle trifft. Auf Einzelheiten des Ausführungsvorgangs kann hier nicht näher eingegangen werden; sie müssen dem planenden und bauenden Ingenieur überlassen werden. Bei gewissenhafter Arbeitsweise überzieht dann eine geschlossene, wasserabwehrende Haut den Staubereich des Riegels von Talflanke zu Talflanke.

In allen jenen Fällen, in denen Dichtungsgut von entsprechender Beschaffenheit in genügender Menge und in wirtschaftlich erreichbarer Nähe zur Verfügung steht, rettet somit die wasserseitige Dichtung die Verwertbarkeit gar manchen Bergsturzbeckens, das sonst der Wasserwirtschaft verlorenginge. Aber auch darüber hinaus wird sich die Wasserseitdichtung oft ganz allgemein empfehlen, weil sie den einleuchtenden Grundsatz der Sickerwasserabwehr an der Schwelle seiner Eintrittpforten verwirklicht.

Alle Rechte vorbehalten.

Bodenmechanische Gesichtspunkte für die Berechnung von Fangedämmen.

Von Professor Dr.-Ing. O. K. Fröhlich, Wien.

Von den mannigfaltigen Formen der im Grund- und Wasserbau vorkommenden Fangedämme soll hier nur die einfachste nach Abb. 1 betrachtet werden. Zwei lotrechte Bohlwände seien im Abstand b voneinander in die Flußsohle eingerammt und miteinander verankert. Die Rammtiefe sei infolge besonderer Umstände verhältnismäßig gering, so daß auf eine Einspannwirkung praktisch nicht gerechnet werden kann. Der Füllboden bestehe aus Baggergut, das als nicht bindig angenommen wird. Die Fangedammhöhe sei h, die größte in Betracht kommende Wassertiefe h_w. In Abb. 1 ist CD die wasserseitige, AB die baugrubenseitige Bohlwand. Punkt D soll als „Ferse", Punkt A als „Zehe" des Fangedammes bezeichnet werden.

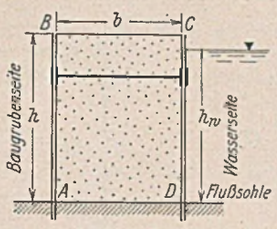


Abb. 1.

Die Aufgabe, die dem Grundbauingenieur gestellt wird, ist folgende. Wie müssen die Abmessungen b, h und die Querschnitte der Bohlen und Anker gewählt werden, damit der Fangedamm bei ausgepumpter Baugrube für die Dauer der Bauzeit die erforderliche Standfestigkeit hat? Für die Beantwortung dieser Frage stehen ihm die Lehren der Statik, Bodenmechanik und Hydraulik zur Verfügung; letztere, in ihrer praktischen Anwendung als wasserbauliche Strömungslehre, dient zur Beurteilung der Gefahren infolge Auskolkung sowie Unterströmung und darauffolgender rückschreitender Ausspülung.

In der hier vorliegenden Arbeit soll die gestellte Aufgabe lediglich vom statisch-bodenmechanischen Standpunkte aus betrachtet werden. In den bekannten Handbüchern für Grund- und Wasserbau finden sich praktische Faustregeln für die Bemessung von Fangedämmen, die das Verhältnis $b:h$ von der Wasserhöhe und von anderen besonderen Umständen abhängig machen. Sie sind ebensowenig allgemein brauchbar wie beispielsweise die Formeln von Bligh für die Bemessung von Staudämmen und Wehren.

In den letzten 15 Jahren sind wiederholt Versuche gemacht worden, die Aufgabe der Fangedammbemessung rechnerisch zu lösen. Eine Übersicht über die im Schrifttum niedergelegten Berechnungsverfahren gibt Dr.-Ing. H. Homberg[1]); auch die näheren Schrifttumangaben sind dort zu finden. Dr.-Ing. Homberg entwickelt in dieser Schrift ein Verfahren, das auf der Überlegung beruht, daß die baugrubenseitige Bohlwand durch angreifenden Erddruck nach Coulomb beansprucht wird und diesen durch Anker auf die wasserseitige Wand überträgt. Diese wieder findet Stützung an dem Restkörper der Bodenfüllung, der durch die von der Dammzehe ausgehende Gleitfläche CE einerseits und durch die wasserseitige Bohlwand anderseits begrenzt wird (Abb. 2). Dieser Restkörper wird von dem Gleitfugendruck Q, seinem Eigengewicht und dem äußeren Druck auf die Ankerwand beansprucht. Zur Berechnung der Größe und der Verteilung des Erdwiderstandes dieses Körpers werden Gleitflächen benutzt, die strahlenförmig von der Dammzehe C ausgehen und die wasserseitige Wand in den Punkten 2, 3, . . . 10 schneiden, die zweckmäßig untereinander gleiche Abstände haben. Für jedes Keilstück zwischen der Gleitfuge CE und je einer dieser Zusatzgleitflächen $C2$, $C3$, . . . läßt sich ein Krafteck zeichnen, das den zugehörigen Erdwiderstand ergibt. Die Einordnung aller Kraftecke zu einem Kraftplan ergibt schließlich die Erdwiderstandslinie längs der Ankerwand. Dieser Widerstand hat dem Wasser- und Erddruck und den von der Baugrubenseite her auf die Rückwand übertragenen Ankerzügen das Gleichgewicht zu halten. Aus dem Unterschied der Flächen, die zu der durch Abzug der Ankerkräfte abgeminderten Erdwiderstandslinie und der Wasserdruck- und Erddrucklinie gehören, läßt sich auf die Standsicherheit des Fangedammes schließen.

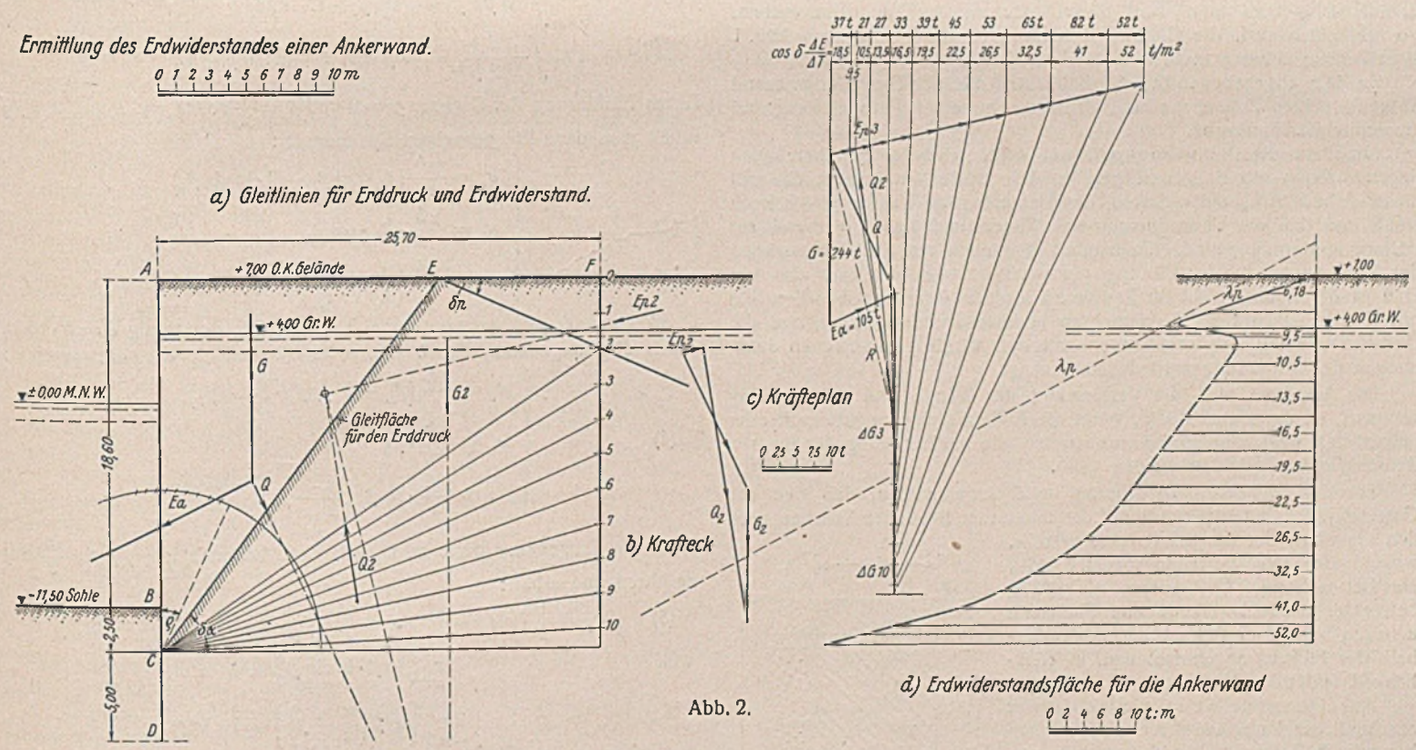


Abb. 2.

[1]) Graphische Untersuchung von Fangedämmen und Ankerwänden unter Berücksichtigung starrer Wände, S. 2 bis 6. Berlin 1938, Wilh. Ernst & Sohn. Die obenstehende Abb. 2 ist dort entnommen. — Hier darf eingeschaltet werden, daß nach Mitteilung des Herrn Dr.-Ing. Homberg in der genannten Schrift zwei Berichtigungen vorzunehmen sind. In Abb. 37a auf S. 32 muß die Maßlinie h von F, nicht von E senkrecht bis in die Höhe von C und die Maßlinie t von F bis H, nicht von E bis zum Angriffspunkte von E_p geführt werden. Außerdem sind auf S. 34 in der Erläuterung zu Gl. (14) die Werte für m_1 und m_2 zu vertauschen. Die Schriftleitung.

Die Berechnungsart beruht auf dem Endzustand der von Gleitflächen durchsetzten Bodenfüllung, ähnlich wie auch die übliche Berechnung von Bohlwänden den voll entwickelten angreifenden und widerstehenden Erddruck voraussetzt. Da bei voller Entwicklung der Gleitflächen bedeutende Verformungen der Bodenfüllung des Fangedammes eintreten, hat man es hier mit der Berechnung des Bruchzustandes zu tun. Die größte Schwierigkeit beim Entwurf besteht nun darin, den Sicherheitsgrad des Fangedammes zu beurteilen. Man denke hier nur z. B. an die Sicherheit gegen Gleiten des Dammes als Ganzes. Es findet nach einer ebenen Gleitfläche statt, die Ferse und Zehe des Dammes miteinander verbindet. Bei der angenommenen geringen Rammtiefe kann man sich diese Gleitfläche in Abb. 1 durch A und D gehend denken. Die dem Wasserdruck entgegenwirkende Fugenreibung kann nun gleichmäßig oder irgendwie anders verteilt sein. Im ersten Falle entsteht ein plötzlicher, im letzteren ein fortschreitender Bruch. Die Sicherheit des Dammes ist in diesen beiden Fällen sehr verschieden. Dazu kommt noch die Schwierigkeit in der Feststellung der der Berechnung zugrunde zu legenden Reibungsziffer (des Winkels der inneren Reibung). Im allgemeinen wird bei dem Entwurf eines Fangedammes die genaue Bodenbeschaffenheit an jeder Stelle des Dammes nicht bekannt sein. Man hilft sich dann so, daß man sehr vorsichtige Reibungswinkel wählt und sich dafür, wenigstens für Dämme, die nur kurzfristigen Zwecken dienen, mit einem geringen Sicherheitsgrad begnügt.

Von einem mit hinreichender Sicherheit entworfenen Fangedamm der Bauart Abb. 1 erwartet man, daß er auch bei Höchstwasser noch keine bedeutenden Verformungen zeigt, also von dem Bruchzustand noch möglichst weit entfernt ist. Es liegt daher der Gedanke nahe, zu versuchen, die Berechnung des Fangedammes nicht auf den Endzustand der Gleitflächenbildung aufzubauen, sondern, wenn möglich, den Beginn der Ausbildung eines Störungsbereiches in der Bodenfüllung zu erfassen.

Zur Verdeutlichung dieses Bestrebens in den folgenden Betrachtungen sei kurz auf die Bemühungen hingewiesen, die zulässige Belastung eines Grundbaukörpers einerseits aus der Grenzbelastung etwa nach Rankine oder Prandtl-Reißner mit Anwendung eines Sicherheitsbeiwertes, anderseits aus der kritischen Randbelastung nach den Arbeiten des Verfassers[2]) zu errechnen. Vielleicht ist es auch beim Fangedamm möglich, eine oder mehrere besonders gefährdete Stellen der Bodenfüllung zu finden, an denen die Ausbildung der Störungsbereiche ihren Anfang nimmt. Gefühlsmäßig wird man wohl diese Stelle an der Dammferse suchen, wo schließlich auch die Gleitung des Dammes als Ganzes nach Abb. 1 ihren Anfang nehmen muß.

Zu dem angegebenen Zwecke betrachten wir den Fangedamm zuerst während seines Entstehens und dann nach seiner Fertigstellung bei leergepumpter Baugrube.

Nachdem die Bohlwände gerammt sind, wird der zwischen ihnen liegende Raum mit Baggergut gefüllt. Wir wollen annehmen, daß bei dieser Arbeit auf beiden Seiten des Dammes das Wasser gleich hoch steht, und daß die Verformungen der Wände und Anker während der Füllung geringfügig sind. Es handelt sich dann um die Untersuchung der Spannungen in der Füllung eines langgestreckten Silos, also um eine in der Ebene, nicht im Raume zu lösende Aufgabe. Für den Silo mit Kreisquerschnitt hat Verfasser an anderer Stelle[3]) gezeigt, daß die Übereinstimmung der errechneten mit den wirklich gemessenen Spannungen der Silofüllung zufriedenstellend ist.

Die Annahme, daß die Verformung der Wände und Anker gering sein soll, ist dann überflüssig, wenn die Bodenfüllung eingestampft oder eingerüttelt wird, eine Einbringungsweise, die zur Erhöhung der inneren Reibung sehr empfohlen werden kann.

Bei der folgenden Berechnung wird angenommen, daß sich das Gewicht jedes Bodenteilchens auf die unter ihm liegenden Teilchen nach den Gesetzen der Elastizitätslehre verteilt, wobei die Druckverteilungsgesetze des elastisch-isotropen Halbraumes als gültig betrachtet werden. Wände und Flußsohle ersetzen bei dieser Betrachtung den außerhalb der Füllung angenommenen, in Wirklichkeit fehlenden Halbraum.

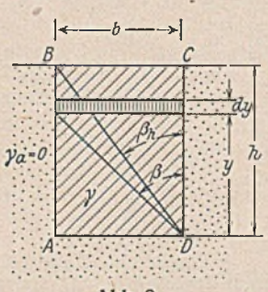


Abb. 3.

Auf eine andere Weise, vielleicht etwas anschaulicher, kann man sich den Zusammenhang der Füllung mit dem Halbraum so vorstellen, wie in Abb. 3 angedeutet.

Die Füllung innerhalb des Rechtecks $ABCD$ im Halbraum habe das Raumgewicht γ, außerhalb davon sei das Raumgewicht $\gamma_a = 0$. Die übrigen Stoffeigenschaften (innere Reibung und Elastizität) hingegen seien innen und außen die gleichen. Die Tatsache, daß die Reibung zwischen Wänden und Füllung geringer sein kann als die innere Reibung der Füllung, soll später berücksichtigt werden.

Zuerst soll nach dem Spannungszustand der Bodenfüllung im Punkte D gefragt werden. Dort treten auf:

σ_v ... die lotrechte Normalspannung
σ_h ... die waagerechte Normalspannung und
τ ... die Schubspannung in den Flächen DA und DC.

Nach „Druckverteilung im Baugrunde ...", S. 37, Gl. (6), läßt sich unmittelbar anschreiben:

$$(1)\quad \begin{cases} d\sigma_v = \dfrac{\gamma\, dy}{\pi}(\sin\beta\cdot\cos\beta + \beta) \\ d\sigma_h = \dfrac{\gamma\, dy}{\pi}(-\sin\beta\cdot\cos\beta + \beta) \\ d\tau = \dfrac{\gamma\, dy}{\pi}\cdot\sin^2\beta. \end{cases}$$

Die Bedeutung der Bezeichnungen y und β geht aus Abb. 3 hervor. Die drei Spannungen in Gl. (1) rühren vom Gewicht $\gamma\, b\, dy$ des Streifens in der Höhe y über der Grundlinie AD her. Um die Gesamtspannungen zu erhalten, hat man nur (1) zwischen den Grenzen $y = 0$ und $y = h$ zu integrieren. Zu diesem Zwecke muß y durch β ausgedrückt werden.

Es ist $y = b\cdot\cot\beta$, daher $dy = -b\cdot\dfrac{d\beta}{\sin^2\beta}$; damit geht Gleichungsgruppe (1) über in:

$$(2)\quad \begin{cases} \sigma_v = -\dfrac{\gamma\, b}{\pi}\displaystyle\int_{\pi/2}^{\beta_h}(\sin\beta\cdot\cos\beta + \beta)\dfrac{d\beta}{\sin^2\beta} \\ \sigma_h = \dfrac{\gamma\, b}{\pi}\displaystyle\int_{\pi/2}^{\beta_h}(\sin\beta\cdot\cos\beta - \beta)\dfrac{d\beta}{\sin^2\beta} \\ \tau = -\dfrac{\gamma\, b}{\pi}\displaystyle\int_{\pi/2}^{\beta_h} d\beta. \end{cases}$$

Zur Ausführung der in (2) vorkommenden Integrationen hat man folgende Teilintegrale zu benutzen:

$$\int\cot\beta\, d\beta = \ln\sin\beta + C \quad \text{und}$$

$$\int\frac{\beta\, d\beta}{\sin^2\beta} = -\beta\cdot\cot\beta + \ln\sin\beta + C.$$

Durch Einführung der Grenzen $y = 0$ und $\beta = \dfrac{\pi}{2}$ sowie $y = h$ und $\beta = \beta_h$ erhält man dann die gesuchten Spannungen:

$$(3)\quad \begin{cases} \sigma_v = \dfrac{\gamma\, b}{\pi}(\beta_h\cdot\cot\beta_h - 2\cdot\ln\sin\beta_h) \\ \sigma_h = \dfrac{\gamma\, b}{\pi}\cdot\beta_h\cdot\cot\beta_h \\ \tau = \dfrac{\gamma\, b}{\pi}\left(\dfrac{\pi}{2} - \beta_h\right). \end{cases}$$

Drückt man die Fangedammbreite b mittels der Beziehung $b = h\cdot\operatorname{tg}\beta_h$ durch die Fangedammhöhe h aus, so erhält man die Gleichungsgruppe:

$$(4)\quad \begin{cases} \sigma_v = \dfrac{\gamma\, h}{\pi}(\beta_h - 2\cdot\operatorname{tg}\beta_h\cdot\ln\sin\beta_h) \\ \sigma_h = \dfrac{\gamma\, h}{\pi}\cdot\beta_h \\ \tau = \dfrac{\gamma\, h}{\pi}\cdot\operatorname{tg}\beta_h\left(\dfrac{\pi}{2} - \beta_h\right). \end{cases}$$

Wird die Fangedammbreite sehr groß, dann hat man in (4) $\beta_h = \dfrac{\pi}{2}$ einzuführen und erhält:

$$(5)\quad \sigma_v = \frac{1}{2}\cdot\gamma\, h \qquad \sigma_h = \frac{1}{2}\cdot\gamma\, h \qquad \tau = \frac{1}{\pi}\cdot\gamma\, h,$$

weil

$$\lim_{\beta=\pi/2}\left\{\operatorname{tg}\beta\cdot\ln\sin\beta\right\} = 0 \quad \text{und}$$

$$\lim_{\beta=\pi/2}\left\{\operatorname{tg}\beta\left(\frac{\pi}{2} - \beta\right)\right\} = 1 \quad \text{ist}^{4)}$$

Für die Fangedammbreite $b = 0$, also $\beta_h = 0$, verschwinden die Spannungen σ_v, σ_h und τ, da auch $\lim\limits_{\beta=0}\left\{\operatorname{tg}\beta\cdot\ln\sin\right\} = 0$ ist. Gl. (5) gelten für die starre Stützwand und unbegrenzte Hinterfüllung bei waagerechter Oberfläche. Alle Spannungen an der Wand wachsen geradlinig mit der Tiefe an. Dieser Zustand der Hinterfüllung liegt zwischen dem angreifenden und dem widerstehenden Erddruck der Coulombschen Erddrucklehre und kann daher als „unentschiedener Erddruck" auf die

[2]) Druckverteilung im Baugrunde. Wien 1934, Springer.

[3]) B. u. E. 1934, H. 17, S. 268 bis 272; 1935, H. 1, S. 18 u. 19, und H. 2, S. 52.

[4]) Gl. (5) wurden vom Verfasser in De Ingen. 1932, Nr. 16, S. B 51 bis B 68 erstmalig veröffentlicht.

starre Stützwand oder als „Ruhedruck" bezeichnet werden. Voraussetzung für das Zustandekommen dieses Spannungszustandes ist, daß die Reibung zwischen Wand und Hinterfüllung so groß ist, daß die Spannungen überhaupt auftreten können.

Mit Hilfe der Gl. (3) u. (4) läßt sich der Spannungszustand irgendeines Punktes der Bodenfüllung des Fangedammes vor der einseitigen Belastung durch Wasserdruck bestimmen.

In erster Linie sind die Spannungen an den Wänden und an der Sohle AD der Bodenfüllung von Bedeutung. Für die Wandspannungen geben die genannten Gleichungen die Werte σ_v, σ_h und τ unmittelbar durch Einsetzen von β anstatt β_h, wenn man (3) benutzt, und durch zusätzliches Einsetzen von z anstatt h, wenn man (4) verwendet (Abb. 4).

Zur Ermittlung der Sohlspannungen hat man im Punkt P eine Lotrechte zu errichten und P mit B und C zu verbinden (Abb. 5). Es entstehen dann nebeneinander zwei Silos $APQB$ und $PDCQ$, für die die entwickelten Gl. (3) u. (4) gelten. Durch Überlagerung der Teilspannungen erhält man die Gesamtspannungen in P.

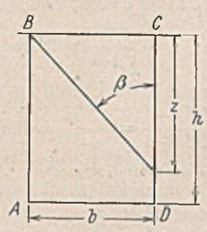


Abb. 4.

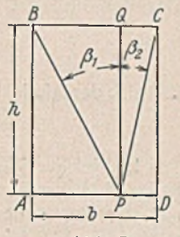


Abb. 5.

Um den Verlauf der Wand- und Sohlspannungen im großen und ganzen zu erkennen und um die Anwendung der entwickelten Beziehungen zu zeigen, soll ein Fangedamm mit den Abmessungen $b = h$ betrachtet werden (Abb. 6).

Spannungen in D:

$$\beta_h = \frac{\pi}{4} \qquad \operatorname{tg}\beta_h = 1 \qquad \sin\beta_h = \frac{1}{2}\sqrt{2} = 0{,}707 \qquad \ln\sin\beta = -0{,}347.$$

Nach Gl. (3) ergibt sich:

$$\sigma_v = 0{,}471\,\gamma h \qquad \sigma_h = 0{,}25\,\gamma h \qquad \tau = 0{,}25\,\gamma h.$$

Spannungen in M_w:

$$\beta_{mw} = 63^\circ 30' = 1{,}108 \qquad \operatorname{tg}\beta_{mw} = 2{,}0 \qquad \sin\beta_{mw} = 0{,}895$$

$$\ln\sin\beta_{mw} = -0{,}111 \qquad \sigma_v = 0{,}247\,\gamma h \qquad \sigma_h = 0{,}176\,\gamma h \qquad \tau = 0{,}147\,\gamma h.$$

Spannungen in M_s:

$$\beta_1 = \beta_2 = 26^\circ 30' = 0{,}463 \qquad \operatorname{tg}\beta_1 = 0{,}5 \qquad \sin\beta_1 = 0{,}446$$

$$\ln\sin\beta_1 = -0{,}807 \qquad \sigma_v = 0{,}808\,\gamma h \qquad \sigma_h = 0{,}294\,\gamma h \qquad \tau = 0.$$

Der Verlauf der Spannungen für die Bodenteilchen an der Wand CD und an der Sohle AD ist in Abb. 6 angegeben.

Zählt man die Spannungen σ_v an der Sohle zusammen, so ergibt sich ein Wert, der kleiner sein muß als $\gamma h b$, d. i. das Gewicht der Füllung für die Längeneinheit des Fangedammes, weil die Reibungsspannungen τ einen Teil des Gewichts aufnehmen, der durch die Wände auf die Flußsohle übertragen wird.

Aus dem Schaubild der lotrechten Normalspannungen in der Flußsohle nach Abb. 6 ergibt sich angenähert:

$$\int_0^b \sigma_v\, db = 0{,}70\,\gamma h^2.$$

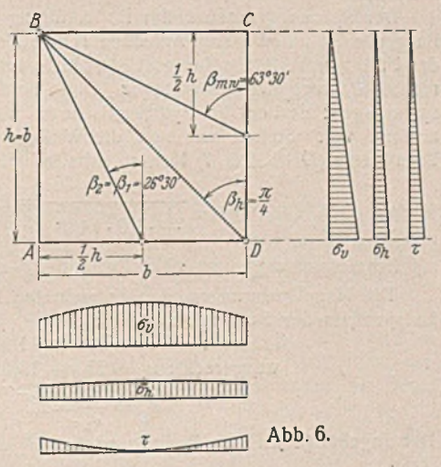


Abb. 6.

Jede der beiden Bohlwände überträgt daher rd. 15% des Gewichts der Bodenfüllung auf die Flußsohle.

Nun soll auf die bereits oben erwähnte Tatsache eingegangen werden, daß die Druckverteilung in der Bodenfüllung nach der Elastizitätslehre nur möglich ist, wenn die innere Reibung der Bodenfüllung und auch die Reibung zwischen Füllung und Wand dafür ausreicht. Ist insbesondere die letztere kleiner als erforderlich, dann gleitet der Boden an der Wand nach unten, wobei er sich etwas dichter lagert und die waagerechten Normalspannungen dadurch erhöht. Dies geschieht so lange, bis das Coulombsche Reibungsgesetz $\tau = \sigma_h' \cdot \operatorname{tg}\delta$ erfüllt ist. Die Gleichung für σ_h wird also in diesem Falle ersetzt durch

$$\sigma_h' = \tau \cdot \cot\delta, \tag{6}$$

wobei σ_h' die vergrößerte waagerechte Normalspannung und δ den Reibungswinkel zwischen Füllung und Wand bedeutet.

Diese Beziehung gilt natürlich nicht für verschwindende Werte von δ. Für $\delta = 0$ würde sich ja $\sigma_h' = \infty$ ergeben. Es hat sich gezeigt, daß die obige Betrachtung mit Beobachtungen von Silodrücken übereinstimmt, wenn der Winkel der inneren Reibung φ des Füllgutes (z. B. Sand) in den üblichen Grenzen zwischen 30 und 45° und der Wandreibungswinkel δ zwischen 20° und φ liegt.

In dem soeben behandelten Fangedamm mit den Abmessungen $b = h$ wäre im Punkte D die erforderliche Wandreibung 45°; ein solcher Reibungswinkel kann sich höchstens einstellen zwischen verdichtetem Sand und einer Bohlwand aus Beton. Nehmen wir hingegen einen Reibungswinkel von z. B. $\delta = 26^\circ 30'$, d. h. $\operatorname{tg}\delta = 0{,}5$, dann folgt ein Wert

$$\sigma_h' = \tau \cdot \cot\delta = 0{,}5\,\gamma h.$$

Das ist die Größenordnung der Spannung σ_v, die $0{,}471\,\gamma h$ betrug. Treten in der Bodenfüllung des Fangedammes solche waagerechten Pressungen auf, die von den Ankern auf beide Bohlwände übertragen werden, dann ändert sich an der Verteilung der Spannungen σ_v und τ nichts. Es werden also 30% des Gewichts der Füllung durch die Bohlwände auf den Untergrund übertragen, während 70% die σ_v-Druckverteilung nach Abb. 6 auf der Flußsohle hervorrufen. Die Verteilung der σ_h'-Spannungen längs der Bohlwände ist infolge Gl. (6) durch die τ-Linie in Abb. 6 gegeben.

Wir können nun zum zweiten Teil unserer Betrachtung übergehen. Wenn die Baugrube leergepumpt wird, erhält der Fangedamm in Abb. 1 von rechts eine Belastung durch den Wasserdruck, wodurch sich der Spannungszustand der Bodenfüllung vollkommen verändert. Die Ankerwand CD überträgt an jeder Stelle den Wasserdruck $\sigma_w = \gamma_w z$ auf die Bodenfüllung und erzeugt ein Kippmoment, das die Verteilung der Spannungen an der Sohle AD beeinflußt. Wenn das Gleichgewicht in dem Erdkörper erhalten bleiben soll, dann darf in keinem Punkte das gefährliche Hauptspannungsverhältnis n_g überschritten werden. Für nicht bindige Böden mit einem Winkel φ der inneren Reibung beträgt dieser Wert bekanntlich:

$$n_g = \frac{\sigma_1}{\sigma_2} = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi}, \tag{7}$$

wobei σ_1 die größere, σ_2 die kleinere Hauptspannung in dem betrachteten ebenen Spannungszustand bedeuten, unter deren Einwirkung gerade Gleiten oder Fließen des Bodenteilchens eintritt.

Die Aufgabe der weiteren Berechnung des Fangedammes besteht also darin, für besonders gefährdete Stellen der Füllung den Gesamtspannungszustand aufzustellen, die Hauptspannungen zu ermitteln und zu überprüfen, ob bei einem gegebenen Wert φ der inneren Reibung n_g erreicht oder gar überschritten ist, oder jenen Wert von φ zu errechnen, für den Gl. (7) gerade noch erfüllt ist.

Diese Untersuchung soll an einem Beispiel mit besonderen Zahlen durchgeführt werden. Der Fangedamm mit den Abmessungen $b = h = 14{,}0$ m (Abb. 7) werde durch Wasserdruck auf die praktisch dichte Ankerwand CD beansprucht; die Wassertiefe betrage 13,0 m. Die nicht bindige Bodenfüllung sei am Dammfuß bei A entwässert und habe ein Raumgewicht von $\gamma = 1{,}7$ t/m³. Die Wandreibung sei durch den Wert $\delta = 26^\circ 30'$ gegeben.

Die Spannungen in der Füllung an der Dammferse, Punkt D, vor dem Leerpumpen der Baugrube betragen nach obigen Ausführungen:

$$\sigma_v = 0{,}471 \cdot 1{,}7 \cdot 14{,}0 = 11{,}2 \text{ t/m}^2$$

$$\tau = 0{,}25 \cdot 1{,}7 \cdot 14{,}0 = 5{,}95 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_h' = 5{,}95 \cdot \cot 26^\circ 30' = 11{,}9 \text{ t/m}^2.$$

Der Wasserdruck, der durch die Bohlwand auf die Füllung übertragen wird, ist an dieser Stelle

$$\sigma_w = 1{,}0 \cdot 13{,}0 = 13{,}0 \text{ t/m}^2.$$

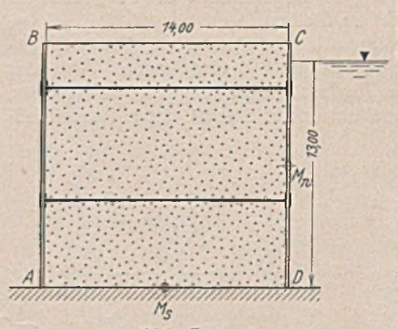


Abb. 7.

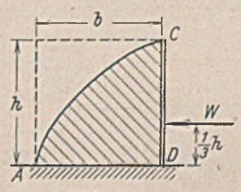


Abb. 8.

Nun entstehen in der Sohle AD der Füllung noch Zusatzspannungen, die von dem Kippmoment

$$\frac{1}{2} \cdot 1{,}0 \cdot 13{,}0^2 \cdot \frac{1}{3} \cdot 13{,}0 = 366{,}1 \text{ mt}$$

herrühren.

Zur Beurteilung dieser Spannungen kann man der Einfachheit halber die Navier sche Biegungslehre heranziehen. Bei dem Sohlquerschnitt AD handelt es sich um einen Verbundkörper zwischen Füllung und Bohl-

wänden. Die Wand auf der Seite der Baugrube wird bei der Momentenübertragung kaum herangezogen, sondern es dürfte ein Körper etwa nach Abb. 8 an der Kräfteübertragung beteiligt sein. Die wasserseitige Wand liegt in der Zugfaser dieses Körpers, sie steht jedoch voraussetzungsgemäß nur lose auf der Flußsohle auf. Trotzdem kann sie Zugspannungen aufnehmen, da sie durch die wirksame Wandreibung mit der Kraft von $\frac{1}{2} \cdot 0{,}30 \cdot 1{,}7 \cdot 14{,}0^2 = 50$ t für 1 m Wand auf ihre Unterlage aufgedrückt wird. Man ist also berechtigt, den Sohlquerschnitt als Verbundquerschnitt mit Berücksichtigung der Zugspannungen in der Bodenfüllung zu rechnen. Unter Zugspannung im nicht bindigen Kies-Sand-Boden hat man natürlich nur eine Druckverminderung zu verstehen; diese Druckverminderung muß stets eine Restdruckspannung übriglassen, die zur Erhaltung des Gleichgewichts des Bodenteilchens erforderlich ist.

Für eine derartige Berechnung hat man die Elastizitätszahl des Baustoffes der Spundwand und der Füllung in die Rechnung einzuführen. Eine gestampfte oder eingerüttelte Kies-Sand-Füllung kann eine Elastizitätszahl von 1000 bis 2000 kg/cm² erreichen, so daß bei Anwendung von Stahlspundwänden für den aus der Berechnungsweise des Eisenbetons bekannten n-Wert eine Größe von 2000 bis 1000 anzusetzen ist.

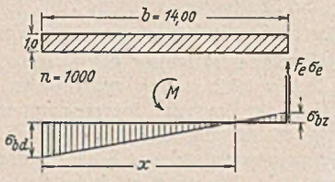


Abb. 9.

Zur weiteren Berechnung soll angenommen werden, daß die Bohlwand eine Stahlspundwand von 200 cm² = 0,02 m² Querschnitt für 1 m Fangedamm sei. Die Berechnung des Verbundquerschnitts gestaltet sich dann nach bekannten Formeln aus dem Gebiete des Eisenbetonbaues und mit den Bezeichnungen in Abb. 9 folgendermaßen.

Der Abstand der Nullinie von der Dammzehe ist:

$$x = \frac{\frac{1}{2} \cdot 1{,}0 \cdot 14{,}0^2 + 1000 \cdot 0{,}02 \cdot 14{,}0}{1{,}0 \cdot 14{,}0 + 1000 \cdot 0{,}02} = 11{,}12 \text{ m}.$$

Die durch Biegung im Boden (b) an der Dammzehe erzeugte Druckspannung wird:

$$\sigma_{bd} = \frac{M x}{J},$$

worin $M = 366{,}1$ mt und J das Trägheitsmoment des Verbundquerschnitts ($n = 1000$) bedeutet.

Man findet nach kurzer Rechnung:

$$J = 625 \text{ m}^4.$$

Daher folgt:

$$\sigma_{bd} = \frac{366{,}1 \cdot 11{,}12}{625} = 6{,}52 \text{ t/m}^2.$$

Ferner ist:

$$\sigma_{bz} = \frac{b - x}{b} \cdot \sigma_{bd} = 1{,}69 \text{ t/m}^2$$

und

$$\sigma_e = n\, \sigma_{bz} = 1690 \text{ t/m}^2.$$

Die wasserseitige Spundwand, die mit 50 t für 1 m Wand auf den Boden drückt, wird daher um $0{,}02 \cdot 1690 = 33{,}8$ tm entlastet. Da diese Entlastung kleiner ist als die Wandreibung, benötigt die Wand keine Verankerung nach unten.

Mit den oben festgestellten Spannungen kann man nun ermitteln, welchen Winkel der inneren Reibung die Bodenfüllung des Fangedammes haben muß, um im Gleichgewicht zu bleiben.

In Abb. 10 ist das Bodenteilchen in der Dammferse (Punkt D) gezeichnet und die darauf wirkenden Spannungen eingetragen. Von der Berücksichtigung der entlastenden Zusatzschubspannung wurde abgesehen, weil die Aufstandsfläche der Spundbohle nicht überall satt auf dem Flußgeschiebe aufruht.

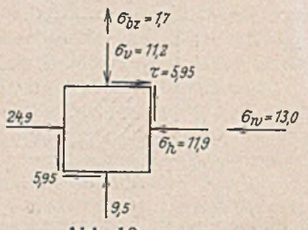


Abb. 10.

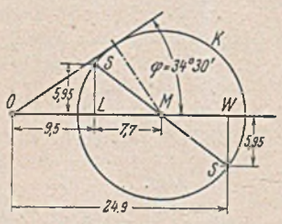


Abb. 11.

Jene innere Reibung, die im Boden vorhanden sein muß, damit er unter diesem Spannungszustand nicht fließt, kann man auf bekannte, einfache Weise nach Abb. 11 finden.

Man trägt auf einem waagerechten Strahl von 0 aus die lotrechte Normalspannung 9,5 t/m² und die waagerechte Normalspannung 24,9 t/m² auf; in den Endpunkten L und W der betreffenden Strecken trägt man nach oben und nach unten die zugeordneten (gleichen) Schubspannungen 5,95 t/m² auf, deren Endpunkte S man miteinander verbindet. Von dem so gefundenen Punkt M als Mittelpunkt schlägt man den Kreis K durch die Punkte S. Die Neigung der Berührenden durch 0 an den Kreis zum waagerechten Strahl ergibt den erforderlichen Winkel der inneren Reibung.

Es ist aus Abb. 11:

$$\sin \varphi = \frac{\sqrt{5{,}95^2 + 7{,}7^2}}{9{,}5 + 7{,}7} = \frac{9{,}73}{17{,}2} = 0{,}566$$

und damit $\varphi = 34° 30'$.

Die beiden Hauptspannungen betragen:

$$\sigma_1 = 9{,}5 + 7{,}7 + 9{,}73 = 26{,}93 \text{ t/m}^2$$

und

$$\sigma_2 = 9{,}5 + 7{,}7 - 9{,}73 = 7{,}47 \text{ t/m}^2.$$

Das Verhältnis ist $26{,}93 : 7{,}47 = 3{,}6$; aus der Gleichung

$$\frac{n_g - 1}{n_g + 1} = \sin \varphi \tag{8}$$

läßt sich der mindestens erforderliche Reibungswinkel φ ebenfalls errechnen:

$$\frac{3{,}6 - 1}{3{,}6 + 1} = \frac{2{,}65}{4{,}65} = 0{,}566, \text{ wie oben.}$$

In gleicher Weise kann jeder andere Punkt der Wand CD und der Sohle AD des Fangedammes untersucht werden. Wenn sich in keinem anderen Punkt der Bodenfüllung ein höherer erforderlicher Reibungswinkel als 34° 30′ ergibt, dann entstehen in diesem Fangedamm keine Gleitflächen und keine „gestörten Gebiete" und daher auch keine bedeutenden Verformungen, falls in der Füllung mindestens diese innere Reibung vorhanden ist.

Die Sicherheit eines solchen Fangedammes läßt sich aus der obigen Berechnung nicht folgern. Ein Verfahren, um den Sicherheitsgrad kennenzulernen, wäre etwa das folgende. Man bestimmt für den vorliegenden Fangedamm nach dem „Gleitflächenverfahren" jenes Flüssigkeitsgewicht γ_F, für das die Erdwiderstandslinie in einem oder mehreren Punkten die Flüssigkeitsdrucklinie berührt. Das Verhältnis $\gamma_F : \gamma_w = S$ stellt dann den Sicherheitsgrad dar.

An dieser Stelle möge auf die Rolle hingewiesen werden, die die Reibung zwischen Füllung und Bohlwand spielt. Während in der vorgeführten Untersuchung die Wandreibung auf die Ankerwand nach unten drückend wirkt, ist sie im Bruchzustande, d. h. beim Gleitflächenverfahren, umgekehrt gerichtet (s. Abb. 2), d. h. sie trachtet die Ankerwand nach oben zu ziehen. Diese muß daher mit dem Untergrund verankert sein, wenn eine Verbundkörperwirkung zustande kommen soll. Wird die wasserseitige Bohlwand vollkommen glatt angenommen, dann ist eine Verbundkörperwirkung überhaupt ausgeschlossen.

Wir wollen diesen in Wirklichkeit nicht vorkommenden Sonderfall der glatten starren Bohlwand ($\delta = 0$) mit starren Ankern kurz näher betrachten.

Der Spannungszustand der Bodenfüllung vor dem Leerpumpen der Baugrube ist unter dieser Annahme sehr einfach: In jeder Tiefe z unter der Füllungsoberfläche herrscht sowohl in lotrechter als auch in waagerechter Richtung die Spannung γz. Diese beiden Spannungen sind Hauptspannungen: Es liegt der hydrostatische (schubspannungsfreie) Spannungszustand vor. Stellen wir nun die Wirkung des Wasserdrucks in der Dammferse (D in Abb. 7) fest, so erhalten wir $\sigma_w = 13{,}0$ t/m² und

$$\sigma_{bz} = \frac{366{,}1}{\frac{1}{6} \cdot 1{,}0 \cdot 14{,}0^2} = 11{,}2 \text{ t/m}^2$$

als Zusatzspannungen zu dem Zustand $\sigma_v = \sigma_h = 1{,}7 \cdot 14{,}0 = 23{,}8$ t/m².

Die Hauptspannungen des betrachteten Bodenteilchens nach dem Leerpumpen der Baugrube sind dann

lotrecht: $\sigma_2 = 23{,}8 - 11{,}2 = 12{,}6$ t/m²

waagerecht: $\sigma_1 = 23{,}8 + 13{,}0 = 36{,}8$ t/m²

$$n_g = \frac{\sigma_1}{\sigma_2} = 2{,}92.$$

Der zugehörige kleinste Reibungswinkel φ' im Punkte D ergibt sich aus

$$\sin \varphi' = \frac{1{,}92}{3{,}92} = 0{,}49$$

zu

$$\varphi' = 29° 20'.$$

Untersuchen wir noch den Spannungszustand in der Sohlmitte (M_s in Abb. 7) bei einer Schubspannungsverteilung, wie es die Naviersche Biegungslehre verlangt, so ergibt sich

$$\tau = \frac{3}{4} \cdot \frac{13{,}0^2}{14{,}0} = 9{,}05 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_v = 23{,}8 \text{ t/m}^2 \qquad \sigma_h + \frac{1}{2} \cdot \sigma_w = 30{,}3 \text{ t/m}^2.$$

In Abb. 12 ist die zeichnerische Ermittlung des Winkels φ'' der inneren Reibung für diesen Fall dargestellt. Es ergibt sich $\varphi'' = 20° 50'$; die beiden Hauptspannungen sind: $\sigma_1 = 36{,}67$ t/m², $\sigma_2 = 17{,}43$ t/m², $n_g = 2{,}1$. Der Zustand im Punkte D ist also gefährlicher als in der Sohlmitte M_s, wie vorauszusehen war.

Schließlich soll noch der Fall des Fangedammes mit starren, glatten Bohlwänden, jedoch mit nachgiebigen Ankern betrachtet werden. In diesem Falle bilden sich bei der Füllung des Raumes $ADCD$ Gleitflächen aus, die nach Coulomb oder Rankine bestimmt werden können. Auch hier tritt keine Verbundkörperwirkung ein und der Spannungszustand im Punkte D (Dammferse) ist einfach zu ermitteln.

Da Gleitflächenbildung vorausgesetzt wird, muß der Winkel der inneren Reibung angenommen werden oder gegeben sein. Es soll $\varphi_1 = 30°$ sein.

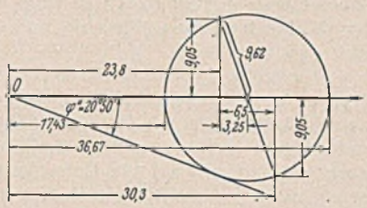


Abb. 12.

Dann ist im Punkte D:

$$\tau = 0 \qquad \sigma_v - \sigma_{bz} = 23{,}8 - 11{,}2 = 12{,}6\ \text{t/m}^2 = \sigma_2$$

$$\sigma_h + \sigma_w = \frac{1}{3} \cdot 23{,}8 + 13{,}0 = 20{,}9\ \text{t/m}^2 = \sigma_1$$

$$n_g = \frac{\sigma_1}{\sigma_2} = 1{,}66 \qquad \sin\varphi_2 = \frac{0{,}66}{2{,}66} = 0{,}248 \qquad \varphi_2 = 14° 20'.$$

Im Punkt M_s (Sohlmitte) tritt gegenüber dem Falle mit starren Ankern keine Änderung ein, wenn man Gleitkeilausbildung nach Coulomb annimmt. Rechnet man hingegen nach Rankine, dann ist der gesamte Querschnitt $ABCD$ ein Gleitlinienfeld, und die Spannungen in M_s lauten:

$$\sigma_v = 23{,}8\ \text{t/m}^2$$

$$\sigma_h + \frac{1}{2} \cdot \sigma_w = \frac{1}{3} \cdot 23{,}8 + 6{,}5 = 14{,}4\ \text{t/m}^2$$

$$\tau = 9{,}05\ \text{t/m}^2.$$

Aus Abb. 13 folgt:

$$\sin\varphi_3 = \frac{\sqrt{9{,}05^2 + 4{,}7^2}}{14{,}4 + 4{,}7} = 0{,}534 \quad \text{und} \quad \varphi_3 = 32° 20'.$$

Die Hauptspannungen betragen:

$$\sigma_1 = 29{,}3\ \text{t/m}^2 \qquad \sigma_2 = 8{,}9\ \text{t/m}^2 \qquad n_g = \frac{29{,}3}{8{,}9} = 3{,}3.$$

In diesem Falle ist also nicht die Dammferse der gefährlichste Punkt, sondern die Sohlmitte.

Der günstigste Zustand der Bodenfüllung des Fangedammes stellt sich also heraus für starre, glatte Wände und starre Anker. Es ist klar, daß diese Voraussetzungen in der Wirklichkeit nicht zutreffen. Bei Annahme vollkommen glatter Wände ist der Spannungszustand der Füllung vor dem Leerpumpen der Baugrube unabhängig von der Dammbreite. Dies deutet schon darauf hin, daß diese Annahme für praktische Berechnungen nicht gemacht werden sollte.

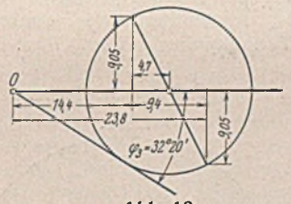


Abb. 13.

Der Fangedamm mit rauhen starren Wänden und unnachgiebigen Ankern forderte eine innere Reibung von 34° 30', jener mit glatten starren Wänden und nachgiebigen Ankern eine solche von 32° 20'. Der Unterschied ist nicht bedeutend, wenn man in Betracht zieht, daß die Schwankungen der inneren Reibung einer Dammfüllung sicherlich größer sein werden als 2°.

Trotz dieser angenähert gleichen Endergebnisse der Fangedammberechnungen für diese beiden Fälle verdient die zuerst gegebene Berechnung, die von den Silospannungen ausgeht, den Vorzug, und zwar deshalb, weil ein Füllkörper, welchem gestattet wird, nach beiden Seiten Störungsbereiche zu entwickeln, auch einen Teil seiner inneren Reibung verliert. Es sollte daher die Annahme vollkommen glatter Wände und nachgiebiger Anker für Fangedammberechnungen ausgeschaltet werden. Unzulässig ist die Annahme nachgiebiger Anker besonders dann, wenn die Bodenfüllung durch ein mechanisches Verfahren eingerüttelt wird.

Zum Schlusse dieser Betrachtungen sei noch erwähnt, daß bei Steigerung der Fangedammbelastung, die man sich durch Erhöhung des Flüssigkeitsgewichts γ_F hervorgebracht denken kann, die ursprünglich auf die Rückwand wirkende Bodenreibung verringert und bei Eintreten größerer Verformungen in ihrer Richtung umgekehrt wird. Im Bruchzustande wirkt die Reibung auf die Füllung nach abwärts, wenn die Wand entsprechend in den Untergrund verankert ist. Dabei sinkt, infolge der Verformung, der Winkel der inneren Reibung, weil gleichzeitig eine Auflockerung stattfindet.

Zusammenfassung.

Es wird ein Fangedamm betrachtet, der aus zwei lotrechten Bohlwänden und dazwischen liegender Bodenfüllung besteht. Die Rammtiefe der Wände ist gering. Auf Grund der Druckverteilungsgesetze des elastisch-isotropen Halbraumes werden die Spannungen in der Bodenfüllung bestimmt (Silowirkung). Die waagerechten Spannungen werden mit Hilfe des Coulombschen Reibungsgesetzes verbessert. Die durch einseitigen Wasserdruck auf die Füllung unmittelbar wirkenden Kräfte und die durch das Kippmoment hervorgerufenen inneren Spannungen werden den vor der einseitigen Belastung in der Füllung herrschenden Spannungen überlagert. Für die Ermittlung der Biegungsspannungen wird die Navier sche Biegungslehre als gültig angenommen. Wasserseitige Bohlwand und Füllung werden als Verbundkörper, der Sohlquerschnitt als Verbundquerschnitt betrachtet und auf letzteren bekannte Formeln aus der Berechnungsweise des Eisenbetons angewendet. An einzelnen Stellen der Füllung (Dammferse und Sohlmitte) werden die Gesamtspannungen des Körperteilchens dazu benutzt, die zur Erhaltung des Gleichgewichts erforderliche innere Reibung der Bodenfüllung zu errechnen. Kurze Betrachtung von Fangedämmen mit vollkommen glatten Bohlwänden und starren sowie nachgiebigen Ankern. Bedeutung der Bohlwandverankerung und Wandreibung für die Verbundkörperwirkung. Auf die mit dem Auftreten von Gleitflächen und gestörten Gebieten in der Bodenfüllung Hand in Hand gehenden Verformungen und die damit verbundene Herabsetzung der inneren Reibung wird hingewiesen.

Forderungen an neuzeitliche Tunnelbauweisen mit besonderer Berücksichtigung der Alpentunnel der Reichsautobahnen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Professor v. Rabcewicz, Wien.

Nicht so ganz mit Unrecht wird den Tunnelfachleuten Europas vorgeworfen, daß auf dem Gebiete der rein bergmännischen Bau- und Betriebsweisen in den letzten Jahrzehnten trotz ansehnlicher Fortschritte der Maschinentechnik keine nennenswerten Neuerungen zu verzeichnen sind. Dies liegt nun zunächst daran, daß die Blütezeit des Eisenbahnbaues mit seinen umfangreichen Tunnelbauten doch schon weit zurück liegt und daß man anderseits an die Verwirklichung der Pläne zum Ausbau längerer Kraftwagentunnel erst in allerletzter Zeit herangetreten ist. So war denn praktisch eine längere Pause im Tunnelbau zu verzeichnen, und bei den wenigen Tunneln, die in letzter Zeit in Europa gebaut worden sind, fehlte angesichts des ausreichenden Angebotes an Arbeitskräften auch der Anreiz dazu, die Bauvorhaben in größerem Umfang auf Maschinenbetrieb umzustellen.

In Amerika dagegen drängte das Verhältnis von Lohn- zu Stoff- und Gerätekosten dazu, so rasch wie möglich die alten Tunnelbauverfahren durch neuere zu ersetzen. Vor allem geschah dies durch die Verwendung von großen Bohrwagen und von Schaufelladern, die bei Vorgehen im ganzen Querschnitt ein Arbeiten ermöglichen, das den in Amerika gegebenen Bedingungen Rechnung trägt. Bei uns wurden Versuche in dieser Richtung sehr bald wieder aufgegeben (man denke z. B an die Verwendung von Schaufelladern beim Vortrieb des Schwarzastollens der Schluchseewerke, die sich nicht bewährten). Anregungen zur Mechanisierung des Tunnel- und Stollenbetriebes, wie sie u. a. von Dr. Hoffmann[1]) gegeben wurden, fielen auf keinen fruchtbaren Boden, da die wirtschaftlichen Grundbedingungen dafür bei uns gerade umgekehrt liegen wie in den Vereinigten Staaten.

Obwohl aber das Verhältnis der Lohn- zu den Stoff- und Gerätekosten sich in den letzten Jahren nicht grundlegend geändert hat, drängt doch die Entwicklung der Bauwirtschaft in Deutschland zu einer weitgehenden Umstellung der Tunnelbauverfahren. Vor allem stellen die bevorstehenden Tunnelbauten der Reichsautobahn in der Ostmark mit ihren großen Querschnitten den Ingenieur vor neue Aufgaben und geben den Anstoß, alles bisher auf diesem Gebiet Erprobte auf seine Brauchbarkeit zu prüfen, um eine Lösung zu finden, die unseren besonderen Bedingungen entspricht.

Aufgabe. Welchen Forderungen muß nun ein Tunnelbauverfahren für unsere Verhältnisse, und zwar besonders für die Tunnel der Reichsautobahnen genügen?

Da zweifellos der Mangel an Arbeitskräften nach Beendigung des Krieges noch empfindlicher sein wird als vor dem Kriege, muß man trachten, die Verwendung menschlicher Arbeitskraft auf ein Mindestmaß

[1]) Untersuchungen über die Verwendungsmöglichkeit neuerer Vortriebsmaschinen und pneumatischer Betonförderapparate im Stollenbau. Doktordruck 1933, Paul Funk, Berlin.

zu beschränken. An Baustoffen muß vor allem das Einbauholz sparsamst bemessen werden, da an seine Wiederverwendung außer für Brennholz kaum zu denken ist. Daher kann nur eine äußerst holzsparende Bauweise zur Anwendung kommen. Dabei muß die Art des Einbaues auch für einen Querschnitt von der Größe, wie er in Abb. 1 für eine mittlere Mauerungsstärke und ohne alle Einbauten für die Lüftung dargestellt ist, völlige Standfestigkeit in jeder Richtung gewährleisten.

Mit Rücksicht auf die durch die Lockerung des Gebirges bedingten Druckerscheinungen sollen die geschaffenen Hohlräume in möglichst kurzer Zeit wieder geschlossen werden, außerdem soll die Bauweise so beschaffen sein, daß sie Senkungen des Gebirges in keiner Weise begünstigt.

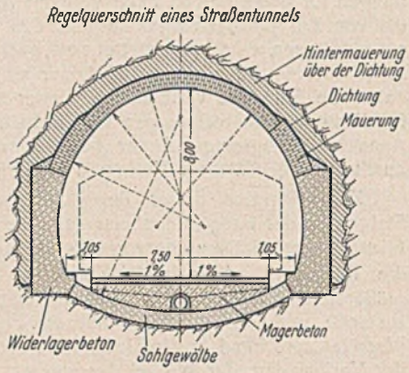


Abb. 1.

Der Tunnelbaubetrieb soll in der Einrichtung einfach und übersichtlich sein. In diesem Sinne ist es wünschenswert, eine möglichst geringe Baulänge anzustreben, zumal man damit an Aufsicht spart. Ferner ist es vom gleichen Gesichtspunkt aus vorteilhaft, wenn der Ausbruchs- und Mauerungsbetrieb voneinander möglichst unabhängig sind. Die Bau- und Betriebsweise soll entweder sowohl für leichtes Gebirge als auch für schwierige Druckstrecken geeignet sein oder zum mindesten den Übergang zu einer anderen Bauweise ohne große Schwierigkeiten gestatten. Schutterung und Förderung sollen sich so einfach wie möglich ohne mehrfaches Umladen durchführen lassen, endlich soll auch die Lüftung möglichst wirtschaftlich und einfach ausgeführt werden können.

Bisherige Bauweisen. Prüft man nun, wie die bisher angewendeten Bauweisen die aufgestellten Forderungen erfüllen, so kommt man zu folgenden Ergebnissen: Die österreichische Bauweise eignet sich bei derartig großen Tunnelquerschnitten unter den gegebenen Bedingungen nicht mehr gut, da die Unterstützung der Kappe (Kalotte) durch fast 6 m lange Streben nicht mehr als völlig sicher angesehen werden kann. Außerdem hat das wiederholte Unterfangen bei der Bogenausweitung bei gebrächem Gebirge ansehnliche Firstsetzungen zur Folge, es wird also Druck erzeugt. Wählt man statt einer Hauptschwelle deren zwei, so wird zwar die Länge der Zentralstreben verkürzt, dafür aber das ganze Einbaugerüst in der Tunnellängsrichtung außerordentlich leicht verschiebbar. Jedenfalls hat diese Bauweise einen sehr großen Holzverbrauch, befriedigt also auch in dieser Hinsicht nicht.

Als Betriebsweise beim Tunnelbau ist bei der österreichischen Bauweise sowohl der ringweise Abbau (Beispiel: der Karawankentunnel) als auch die fortlaufende Betriebsweise (Beispiel: der zweite Hauensteintunnel) angewendet worden. Den ringweisen Abbau kann man heute — abgesehen von selten vorkommenden, ganz schwierigen Fällen in sehr druckhaftem Gebirge — als überaltert bezeichnen. Er ist zu langsam und unübersichtlich und durch die vielen Aufbruchringe, die eine nennenswerte Mehrarbeit bedeuten, auch unwirtschaftlich.

Für einen neuzeitlichen Tunnelbetrieb kommt allein die fortlaufende Betriebsweise in Frage. Daß bei dieser Betriebsweise größere Strecken auf Holz stehen als beim Ringabbau, ist keineswegs störend, da der Betrieb durch größere Angriffsflächen, mehr Raum, größere Übersicht, überhaupt durch günstigere Arbeitsbedingungen rascher vor sich geht als der Ringbetrieb. Das Gebirge wird also bei der fortlaufenden Betriebsweise nicht mehr beunruhigt als beim Ringabbau und außerdem wird die Güte der Arbeit gesteigert[2]). Die fortlaufende Betriebsweise ist in Verbindung mit der österreichischen Bauweise verschiedentlich angewendet worden. Die Kappe wird dabei entweder vom Firststollen aus oder auch im Firstschlitzbetrieb abgebaut.

Der Firstschlitzbetrieb ist zweifellos das rascheste, übersichtlichste und wirtschaftlichste unter den bisher angewendeten Bauverfahren. Dabei wird nicht nur der Sprengstoffverbrauch vermindert, sondern auch an Schutterarbeit gespart. Man würde mit dieser Bauweise der wichtigsten Forderung, der nach Verwendung menschlicher Arbeitskraft im geringsten Ausmaß, schon näherkommen. Der Holzverbrauch ist jedoch nicht geringer als bei der Bauweise mit Firststollen. Die Auflockerung des Gebirges wäre bei der Firstschlitzbauweise nicht so stark, da das wiederholte Unterfangen der Kronbalken unterbleibt, dagegen ist das Aufschlitzen eines großen Tunnels auf 9 m Höhe mit nachfolgender vollständiger Ausweitung keineswegs unbedenklich, wenn das Gebirge druckhaft ist. Daß diese Bauweise bei schwerem Druck (z. B. beim Albulatunnel) mit Erfolg angewendet wurde, ist kein Beweis für ihre Anwendbarkeit bei sehr großen Querschnitten (der Albulatunnel ist nur 5,00 m hoch).

Die Verwendung neuzeitlicher Maschinen im größeren Maße als bisher kommt beim Firstschlitzbetrieb kaum in Frage, da der Anteil der Kappe am Ausbruch weitaus überwiegt und ihr Abbau in derselben Weise vor sich geht wie bisher.

Der breite Querschnitt ist auch der Grund, weshalb die belgische Bauweise im gegebenen Fall nicht geeignet erscheint. Um bei gleichzeitig zügigem Betrieb die gemauerte Kappe (Kalotte) einwandfrei zu unterfangen, sollte man trotz der Unterfangungsbalken aus Eisenbeton doch nicht zu sehr auf die Unterstützungshölzer der Kappe angewiesen sein. Es ist jedenfalls angenehm, wenn man auch die Verankerung der Kappe durch Sattanmauerung an das unregelmäßige Gebirge als helfend annehmen kann. Diese Verankerung tritt aber nur dann ein, wenn nicht nur der obere Abschnitt unterfangen, sondern mit der Unterkante der Kappe wenigstens angenähert bis zur lotrechten Berührenden an die Tunnelleibung hinuntergegangen wird. Kann man mit der Verankerung im Gebirge nicht rechnen, so muß man die Unterfangung, um Setzungen zu vermeiden, auf verhältnismäßig geringe Breiten (höchstens halbe Ringlängen) beschränken.

Im gegebenen Falle würde aber die Kappe, wenn man sie angenähert bis zum lotrechten Berührungspunkt der Leibung hinunterführt, einen derart überwiegenden Teil des Tunnels ausmachen, daß sich die Unterfangungsbauweise dann wohl nicht mehr empfehlen würde. Auch der sonstige Vorteil der belgischen Bauweise, der geringe Holzverbrauch, würde in diesem Falle nicht vorhanden sein, ganz abgesehen davon, daß weder die Firstsenkung günstiger, noch auch die reichliche Verwendung maschineller Hilfsmittel eher möglich sein würde als bei den früher erwähnten Verfahren.

Von den sonstigen allenfalls in Betracht kommenden Verfahren hat die englische Bauweise wohl nur mehr geschichtliche Bedeutung, und die Längsständerbauweise ist bei der Größe des Querschnitts von vornherein auszuschalten.

Die alte deutsche oder Kernbauweise, die heute nur noch bei sehr großen Querschnitten in Erwägung gezogen wird, scheint dagegen bei entsprechender maschineller Einrichtung den gestellten Forderungen weitgehend zu entsprechen.

Anwendung der deutschen oder Kernbauweise bei großen Tunnelquerschnitten. Abb. 2 zeigt die Einteilung des Querschnitts in Arbeitsbereiche und die Reihenfolge der Arbeiten. Es sollen nun die einzelnen Teile mit ihren maschinellen Einrichtungen nacheinander beschrieben werden.

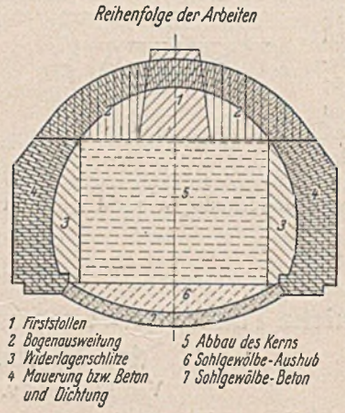


Abb. 2.

Der Firststollen, der eine Höhe von rund 3,70 m erhalten würde, wäre im vollen Querschnitt vorzutreiben, wobei zur Vermeidung von Gerüsten beim Bohren der obere, etwa 2 m hohe Teil um rund 1,50 m gegen den unteren voreilen müßte. Als Fortschritt ist eine mittlere Tagesleistung von 5 m für die gesamten Tunnelarbeiten angenommen. Diese Leistung könnte bei einem Querschnitt des Stollens von 10 bis 12 m² zur Not auch von zwei einander abwechselnden Schuttermannschaften erzielt werden. Da aber menschliche Arbeitskraft gespart werden soll, so wird man ein Schuttergerät verwenden. Schon gewöhnliche Förderbänder steigern die Schutterleistung um etwa 50 %. Es scheint aber gelungen zu sein, Lademaschinen herzustellen, die die Schutterung unter geringster Verwendung von Arbeitskraft besorgen und dabei zugleich gestatten, nach dem Abschießen und Absichern mit der Bohrarbeit in den oberen Teilen der Brust zu beginnen. Derartige Geräte werden z. B. von der Maschinenfabrik Westfalia in Bochum gebaut. Es handelt sich um eine Schaufel, die sich mit Hilfe eines Seiles, das an der Gleisspitze vor Ort befestigt wird, selbsttätig langsam in den Abschlag hineingräbt, wobei ein Förderband die Berge von der breiten Schaufel in die Wagen lädt.

Als leistungsfähiges, menschensparendes und widerstandsfähiges Fördergerät hat sich im Bergbau die Schüttelrutsche bewährt. Wenn man den Firststollen nicht mehr voreilen läßt als etwa 100 m, besteht kein Grund, der gegen einen Ersatz der Rollbahn durch die Schüttelrutsche spricht.

Die Bogenausweitung wird so klein als möglich gewählt, erstens, damit an Einbauholz gespart wird, und zweitens, damit der einzige weniger mechanisierte Teil des Abbaues auf ein Kleinstmaß beschränkt wird.

[2]) Bautechn. 1926, Heft 23 u. 28, S. 328 u. 414, Prof. C. Andreae, Über Tunnelbau und Betriebsweisen.

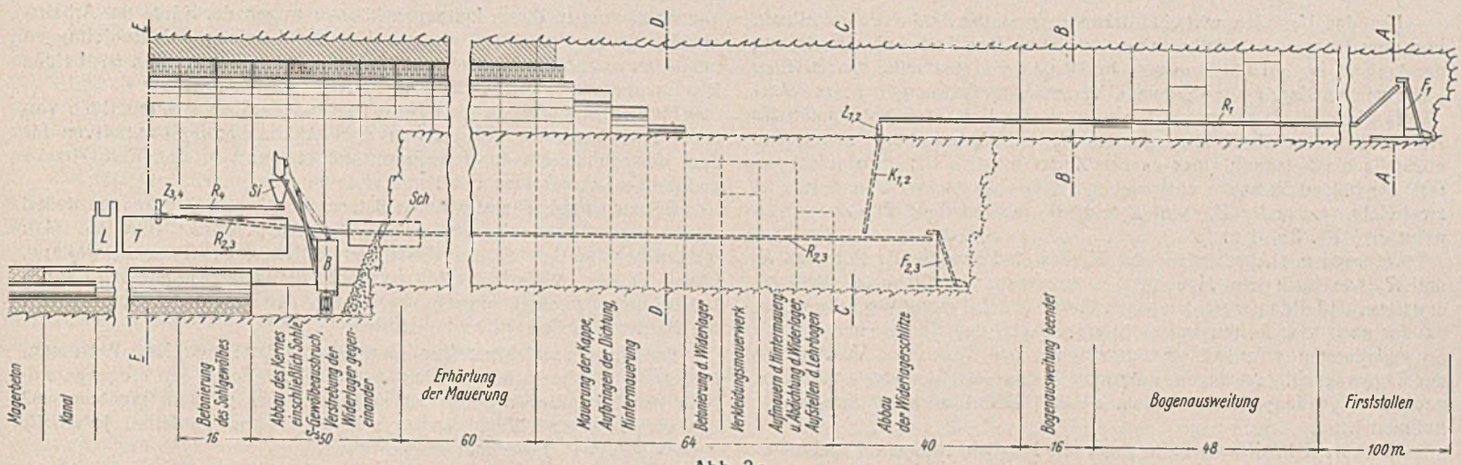


Abb. 3a.

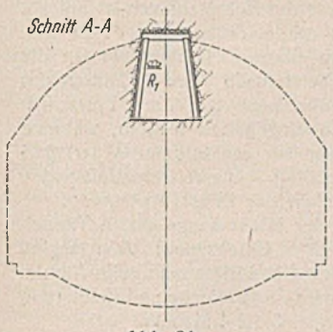


Abb. 3b.

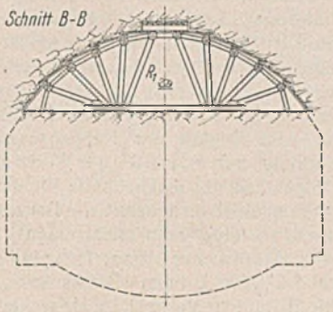


Abb. 3c.

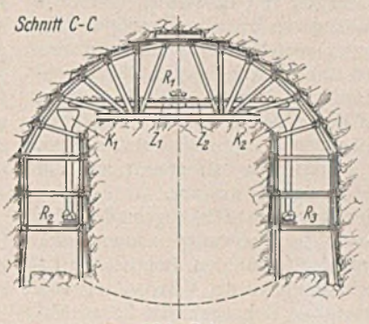


Abb. 3d.

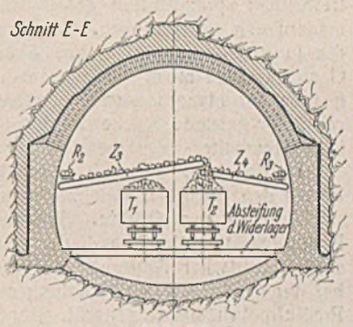


Abb. 3f.

Abb. 3a bis f.

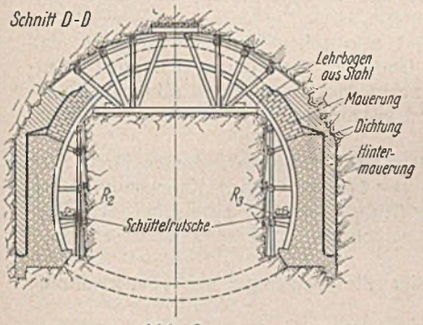


Abb. 3e.

Der Betrieb geht in der Bogenausweitung, wie es bei der fortlaufenden Betriebsweise üblich ist, derart vor sich, daß man den Ausbruch auf mehrere aufeinanderfolgende Ringe verteilt, und zwar so, daß der gewünschte Fortschritt bei nicht zu starker Besetzung der einzelnen Ringe erreicht wird. Bei der im Beispiel gewählten Größe des Kappenquerschnitts von rund 20 m² kann man bei einer Verteilung des Abbaues auf 6 Ringe zu je 8 m Länge leicht einen Fortschritt von 5 m im Tage erzielen.

Die Förderung geschieht durch die in der Mitte ziemlich tief laufende Schüttelrutsche R_1 (Abb. 3 a bis d), auf die der Ausbruch von Hand verladen wird. Auch hier erzielt man eine Ersparnis gegenüber dem Rollbahnbetrieb, da die Ladehöhe bei der Schüttelrutsche geringer ist. Die Rutsche ist während des Abschießens abzudecken, um zu vermeiden, das sie beschädigt wird.

Die Schüttelrutsche R_1 führt das Fördergut des Firststollens zusammen mit dem der Bogenausweitung und gibt es hinter der fertigen Bogenausweitung auf zwei in der Tunnelquerrichtung angeordnete Förderbänder Z_1 und Z_2 auf, von denen es mittels Rutschen K_1 und K_2 auf die Schüttelrutschen R_2 und R_3 gelangt (Abb. 3a, d bis f).

Die 6,5 m hohen und 3 m breiten Widerlagerschlitze (Abb. 2) werden in einigen schmalen Stufen abgebaut, die den Leuten gerade genügend Platz zum Bohren lassen und so beschaffen sind, daß die Berge nach dem Abschießen von den oberen Stufen sofort entfernt werden können, damit man dann sogleich mit den Bohrarbeiten beginnen kann. Der Sprengmittelbedarf des Schlitzbetriebes ist gering, da die Verspannung nach zwei Seiten gelöst ist.

Als Schuttergerät kommt für die Widerlagerschlitze ebenfalls auf beiden Seiten je eine Lademaschine in Frage, die die Berge auf die Schüttelrutschen R_2 und R_3 aufgibt.

Das Wasser, das auf der kurzen Strecke des Schlitzabbaues zufließt, kann zusammen mit dem vom Firststollen in einer Saige seitlich der Widerlager gefaßt und dann in der Strecke der fertigen Mauerung in Tonrohren abgeführt werden. Nach Herstellung des Sohlgewölbes und des Sohlkanals in der Mitte wird man das Wasser diesem durch Querkanäle in entsprechenden Abständen zuführen. Diese Anlage ist jedoch nur vorübergehend, da die endgültige Wasserabführung durch Sickerschlitze außerhalb der Dichtung besorgt wird, von denen das Wasser durch Rohre in den Sohlkanal geleitet wird.

Nun folgt die Zone der Mauerung. Nach Mauerung der Grundwerke der Widerlager wird die Dichtung der Widerlager z. B. auf einer lotrechten Formsteinwand aufgebracht, der die Mauerung oder Betonierung der eigentlichen Widerlager sinngemäß folgt.

Die stückweise hochzumauernde Kappe erhält sogleich den Dichtungsbelag, wobei der Hohlraum zwischen diesem und dem Gebirge, der so groß gewählt werden muß, daß man die Dichtung aufbringen kann, voll ausbetoniert wird. Man wird lediglich an bestimmten Stellen Sickerschlitze zur Wasserabführung anbringen. Eine Trockenschlichtung über der Dichtung an Stelle der Betonierung ist unrichtig, da sie trotz bester Ausführung immer zu Gebirgsbewegungen Anlaß geben wird. Besonders wird dies im unteren Teil der Kappe der Fall sein, wo bei Firstdruck der Erdwiderstand in Anspruch genommen werden kann und bei entsprechenden Kräften ein Ausweichen der Kämpfer unausbleiblich ist. (Abb. 3e u. f). Die Ausrüstung der eisernen Lehrbogen geschieht am besten durch eine Vorrichtung am Scheitel.

Um Hohlräume im oberen Teil des Gewölbes zu vermeiden, ist es geraten, Einpreßrohre vorzusehen und die fertige Mauerung zu hinterspritzen.

Auch der Mauerungs- und Betonierbetrieb kann weitgehend auf Maschinen umgestellt werden; Steine und Mörtel können mit einer Hängebahn im Tunnelscheitel verfahren werden, deren Kopfentladestelle in Arbeitspausen nach vorn verlegt wird. Die Zubringung von der Hängebahn zur Verwendungsstelle kann mit Förderbändern oder mit einer Rollbahn geschehen. Der Beton kann gepumpt werden, wobei man Sohlgewölbe, Widerlager und Gewölbe durch Stichleitungen versorgen kann. Auch an ein Preßluftbetoniergerät nach der Bauart der Betonkanone Jonny der Ingersoll Rand Co. könnte man denken.

Bevor man den Kern abbaut, muß das Mauerwerk einigermaßen erhärtet sein, damit nicht durch die Erschütterung des Schießens der Erhärtungsvorgang in der ersten Zeit gestört wird. Eine gemittelte Erhärtungszeit von 15 Tagen dürfte jedenfalls ausreichend sein. Zwischen den Lehrbogen und dem Gebirge bleibt genügend Platz, um die Schüttelrutschen R_2 und R_3 herauszuführen, so daß die Mauerung in keiner Weise gestört wird.

Sodann folgt der Ausbruch des Kernes, den man ähnlich wie die Widerlagerschlitze abbaut. Der Raum zwischen der Mauerung ist so breit, daß die kleinsten Bauarten der Universalbagger für die Verladung des Ausbruchs eingesetzt werden können, außerdem wird es wohl unschwer gelingen, für diesen Sonderzweck auch einen Bagger mit größerem Löffelinhalt so umzugestalten, daß er mit genügend Spielraum arbeiten kann.

Um das Verladen wirtschaftlicher zu gestalten, wäre es vorteilhaft, von dem Bagger unmittelbar einen fahrbaren Bunker beladen zu lassen, der laufend eine Schüttelrutsche beschickt, die ihrerseits das Beladen eines ganzen Zuges ohne jedwede Verschubarbeit besorgen kann.

In gleicher Weise gestaltet man auch die Beladevorrichtung für das Abbruchgut, das die Schüttelrutschen R_2 und R_3 anliefern, so aus, daß ebenfalls die Beladung eines ganzen Zuges möglich ist; man führt einfach die beiden Rutschen entsprechend weit nach rückwärts und schaltet zwei Zubringerbänder Z_3 und Z_4 ein, die die Beladung des Zuges vornehmen (Abb. 3a, d u. f).

Während des Abschießens des Kernes sind sowohl die Rutschen R_2 und R_3 wie auch die Mauerung zu schützen. Übrigens ist nicht zu erwarten, daß die fortgeschleuderten Gesteinstücke große Wucht besitzen, da der nach vier Seiten frei stehende Körper des Kernes nur geringe Sprengladungen erfordert. Außerdem ist man durch die Verwendung des Baggers nicht gezwungen, möglichst kleines, zur Verladung von Hand geeignetes Fördergut zu schießen, da der Löffel auch größere Stücke nehmen kann.

Es besteht in diesem Falle sogar die Möglichkeit, beim Durchfahren von Gebirgsarten, die sich für Bausteine eignen, durch Schießen mit treibenden Sprengstoffen ansehnliche Mengen von Bausteinen für Stützmauern u. a. zu gewinnen. Bei Verwendung von brisanten Sprengstoffen, die ja zur Verkleinerung des Abschlages meist nötig sind, wird das Gesteinsgefüge meist derart gestört, daß eine Verwendung von Ausbruchgestein für Mauerungszwecke nicht in Frage kommt. Selbst größere, scheinbar gesunde Stücke sind innerlich derart geschädigt, daß aus ihnen kein dauerhaftes, wetterbeständiges Mauerwerk hergestellt werden kann.

In Strecken, wo Sohlgewölbe auszuführen ist, nimmt man am besten den Ausbruch gleichzeitig mit dem des Kernes vor.

Antrieb der Geräte. Wegen des geringen Wirkungsgrades der Preßluftgeräte sollte überall dort, wo nicht Betriebsstörungen zu erwarten sind, elektrischer Antrieb verwendet werden. Für den Bohrbetrieb ist bei der geschilderten Einrichtung ausschließlich an die Verwendung von Preßluftbohrhämmern gedacht. Der Einsatz von Bohrwagen ist bei gleichzeitiger Verwendung der Lademaschinen des Platzmangels wegen schwierig.

Beim Schutter- und Förderbetrieb wären lediglich die Geräte im Firststollen und in der Arbeitszone der Kappenausweitung, also die Lademaschine F_1 und die Schüttelrutsche R_1, durch Preßluftmotoren anzutreiben. Dagegen können bereits die Zubringerbänder Z_1 und Z_2 sowie die Rutschen R_2 und R_3 elektrisch angetrieben werden, wobei man lediglich die Kabel im Gefahrbereich des Kernabbaues zu schützen hätte. In gleicher Weise können der Bagger mit der Rutsche R_4 und die Zubringerbänder Z_3 und Z_4, vielleicht auch selbst die Lademaschinen F_1, F_2 und F_3 in den Widerlagerschlitzen elektrischen Antrieb erhalten. Durch diese Verteilung hätte man den Preßluftbetrieb auf ein Mindestmaß beschränkt, ohne die Betriebssicherheit zu gefährden.

Die Verwendung von Dieselmotoren, die die Atemluft in stark belästigender Weise verunreinigen, wäre in der Arbeitsstrecke tunlichst zu vermeiden.

Um an Kraft zu sparen, sollten die Schüttelrutschenanlagen nicht zu lang werden. Man wird daher an betriebsfreien Tagen die Enden dieser Anlagen mit den Zubringerbändern entsprechend nach vorn verlegen.

Lüftung. Die Lüftung gestaltet sich verhältnismäßig einfach, weil zwei Tunnelröhren gleichzeitig vorgetrieben werden und in einer von ihnen der Sohlstollen weit vorauseilend ausgeführt wird. Dieses bedeutende Vorauseilen des Sohlstollens um 2 km und mehr hat seine Vor- und Nachteile. Als ein Vorteil ist zunächst der geologische Aufschluß zu erwähnen, der als einwandfrei bezeichnet werden kann, wenn nicht zufällig das Schichtstreichen gerade völlig parallel mit der Tunnelachse gleich läuft. Weiter wirkt sich der Sohlstollen auf die Entwässerung des Tunnels und seiner Umgebung günstig aus. Diesen Vorteilen steht als ungünstig die Tatsache gegenüber, daß das Gebirge in Druckstrecken durch den Sohlstollen doch sehr beunruhigt wird, was beim späteren Vollausbruch recht unangenehme Folgen haben kann. Es ist daher günstig, den Sohlstollen schon in einigermaßen bedenklichen Strecken sogleich nach dem Auffahren auszumauern.

Zur Durchführung der Lüftung hat man es also mit zwei Tunnelröhren zu tun, die in Abständen von 100 m durch Querschläge verbunden sind. Für diese Anordnung genügt es, beim Eingang einer der beiden Röhren einen kräftigen Sauglüfter aufzustellen, der den Kreislauf der Wetter besorgt. Die Wetter ziehen dann durch den vordersten Querschlag, und man hat darauf zu achten, daß die weiter rückwärts liegenden Querschläge durch gut schließende Wettertüren gedichtet sind.

Die beiden Arbeitsstrecken der gleichzeitig vorzutreibenden Tunnel werden durch getrennte Luttenleitungen vom einziehenden Wetterstrom aus mit Frischluft versorgt. Die Abmessungen dieser Leitungen können wegen der Kürze der Arbeitsstrecken gering gehalten werden. Um die Länge der Luttenleitungen möglichst zu beschränken, ist es vorteilhaft, die Arbeitsstrecken der beiden Röhren etwa auf gleicher Höhe zu halten.

Im Frischluftunnel sollten keine Diesel- oder Dampflokomotiven verwendet werden. Am geeignetsten sind Akkumulatorenlokomotiven für den Verschubbetrieb in den Arbeitsstrecken und in der Fertigstrecke elektrische Lokomotiven mit Fahrdrahtleitung.

Beleuchtung. Die elektrische Beleuchtung hat in Strecken, in denen geschossen wird, zu wiederholten Betriebsstörungen Anlaß gegeben. Man wird daher im Bereich des Firststollenbetriebes, der Bogenausweitung, ferner in den Widerlagerschlitzen und für den Kernabbau Karbidbeleuchtung vorsehen, hingegen wird man den Mauerungsabschnitt und die Fertigstrecke elektrisch beleuchten.

Baulängen und Bauzeiten, Beurteilung der Bauweise. Prüft man, inwieweit die beschriebene Bau- und Betriebsweise den eingangs aufgestellten Forderungen entspricht, so kommt man zu dem Ergebnis, daß das vorgeschlagene Verfahren für den gegebenen Sonderfall jedenfalls als gut geeignet bezeichnet werden kann.

Die weitgehende Verwendung von Maschinen erspart menschliche Arbeitskraft, wo es nur irgend möglich ist; der Holzverbrauch ist auf ein Mindestmaß beschränkt. Ferner bietet die Kernbauweise durch ihre geringen Einbauten mit kurzen Hölzern ohne Zwischenschwellen die größte Gewähr für Standsicherheit. Die Bauzeit vom Auffahren des Firststollens bis zum fertigen Sohlgewölbe kann bei einem Fortschritt von 5 m für den Tag mit rd. 16 Wochen eingehalten werden, während man vom Beginn der Kappenausweitung bis zur fertigen Widerlagermauerung nur etwa 8 bis 9 Wochen benötigt. Die letztere Zeitspanne ist eigentlich die maßgebende für die Gefahr der Druckentwicklung.

Vergleicht man damit die Bauzeiten der früher ausgeführten Tunnelbauten, so findet man meist einen gewaltigen Unterschied: Vom Beginn des Vollausbruches bis zur fertigen Mauerung benötigte man beim Albulatunnel $2^1/_2$ bis 6, beim Karawanken-, Tauern- und Wocheinertunnel rund 3 bis 10 und beim zweiten Hauensteintunnel 3 bis 4 Monate.

Hierbei ist noch zu bemerken, daß bei den angegebenen Tunneln keine Dichtung ausgeführt wurde, die die Bauzeit naturgemäß noch verlängert hätte.

Die Kürze der Bauzeit bietet also schon eine Gewähr dafür, daß Auflockerungen nennenswerten Umfanges im allgemeinen nicht zu erwarten sind und daher die Druckentwicklung auf ein Mindestmaß beschränkt wird, wozu noch der Umstand beiträgt, daß die Kronbalken nicht unterfangen werden.

Die außerordentlich kurze Baulänge von 400 m zwischen Firststollen und fertigem Sohlgewölbe und von 170 m zwischen Kappenausweitung und fertiger Widerlagermauerung (Abb. 4) gewährt eine sehr gute Übersichtlichkeit des gesamten Tunnelbetriebes und spart daher an Hilfskräften für die Aufsicht.

Zum Vergleich seien wieder die Baulängen der obenerwähnten Tunnel genannt:

Der Ausbruchs- und Mauerungsbetrieb ist getrennt, die Betriebe stören einander also in keiner Weise. Bei Druckhaftwerden des Gebirges ist der Übergang von der gewählten Bauweise zu einer anderen nicht nötig, weil die Kernbauweise auch für Strecken schweren Druckes die geeignetste ist.

Dagegen besteht zweifellos ein Nachteil in der verhältnismäßig geringen Anpassungsfähigkeit der Bauweise: Gesetzt den Fall, daß der Firststollenort in eine schwer druckhafte Strecke kommt, so sinkt zunächst die Vortriebsgeschwindigkeit wesentlich herab, und die Ausweitungsstrecke, die mit der Regelgeschwindigkeit weitergeht, rückt

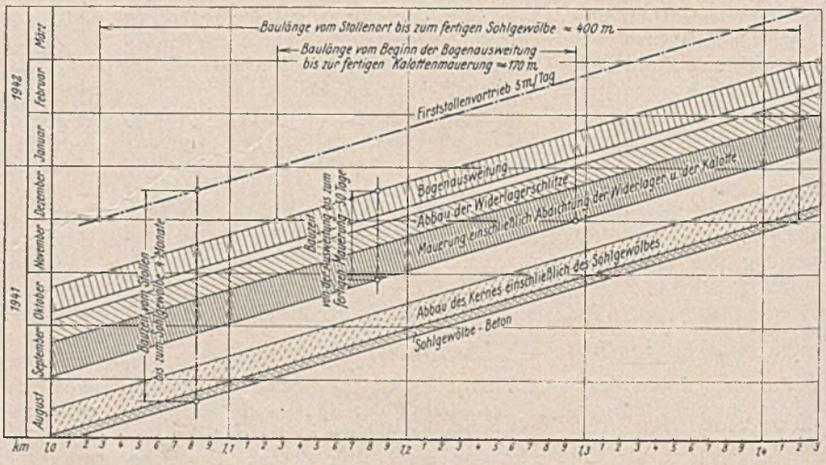


Abb. 4.

gegen den Stollenort auf. Kommen dann auch die Kappenausweitung und die Widerlagerschlitze in den Druckbereich, so tritt eine weitere Verkürzung der Baulänge ein. In sehr schwierigen Fällen wird man sogar gezwungen sein, mehr oder weniger ringweise abzubauen. Man verliert also an Entwicklungslänge und stört den Betrieb empfindlich, da man wieder längere Zeit braucht, um nach Überwindung der druckhaften Strecke auf die gewöhnliche Baulänge zu kommen.

Da derartig schwierige Strecken aber selten vorkommen und außerdem meist nicht länger sind als einige Ringe, so kann man sich bei dem gewöhnlichen Betrieb in der Weise helfen, daß man den Firststollen statt 100 etwa 300 bis 400 m voreilen läßt. Die Druckstrecke wird in diesem Fall gesondert von dem anderen Betrieb ausgeführt. Allerdings muß der Vorsprung des Stollens, der nach Überwindung der Druckstrecke stark vermindert sein wird, wieder aufgeholt werden. Im gegebenen Falle spielt dieser nicht unerhebliche Nachteil jedoch nur eine untergeordnete Rolle, da man durch den voreilenden Sohlstollen im zweiten Tunnel einen so guten geologischen Aufschluß hat, daß es möglich ist, die schwierigen Druckstrecken von diesem aus in beiden Tunnelröhren zuerst fertigzustellen, bevor der gewöhnliche Betrieb diese Stellen erreicht.

Besonders schwierig liegen die Verhältnisse ausnahmslos für alle Bauweisen, wenn man Gebiete stark plastischen oder treibenden Gebirges zu durchörtern hat. In diesem Falle handelt es sich grundsätzlich darum, durch entsprechendes Ausdehnenlassen des Gebirges die Bildung eines Schutzbereiches um den Hohlraum herum zu ermöglichen (die Erfahrungen des Verfassers bestätigen diese bekannte Auffassung)[3].

Wenn man auch durch den vorauseilenden Sohlstollen wertvolle Anhaltspunkte über die Art und Größe der Gebirgsausdehnung und ihre Abhängigkeit von der Zeit erhält, so bleibt das Schließen des Gebirges durch eine sattanliegende Mauerung in diesem Falle stets ein gewisses Wagnis. Solange man noch keine tiefere Kenntnis der Vorgänge bei derartigen Gebirgsarten, der Größe der Druckerscheinungen, ihrer Zu- und Abnahme in Abhängigkeit von der Zeit sowie des Umfangs der Veränderungen im Gebirgsinnern hat, muß mit dem einen oder anderen Mißerfolg gerechnet werden. Derartige Strecken könnte man mit der Kernbauweise im vorliegenden Falle so überwinden, daß man Mauerung und Kernausbruch vorläufig zurückläßt, um diese erst nach entsprechender Gebirgsausdehnung (bzw. der Bildung eines Schutzbereiches) auszubauen. Der Sohlstollen im zweiten Tunnel gestattet, hinter dem gefährdeten Bereich eine weitere Abbaustelle zu eröffnen, in der der Regelbetrieb weiterläuft. Allerdings wird man von vornherein dem Sohlstollen solche Abmessungen geben, daß die Förderung der zerlegten Großgeräte durch diesen möglich ist.

Unrichtig wäre es jedenfalls, das Gebirge in derartigen Fällen so rasch als möglich zu schließen — was sonst im allgemeinen als bindende Regel gilt —, denn erfahrungsgemäß sind die Kraftwirkungen, die mit der Erscheinung des Schwellens verbunden sind, so groß, daß nicht nur zeitweilige, sondern auch schwere endgültige Einbauten zerstört werden.

Zum Schluß sei noch die Bauweise Kunz einer kurzen Betrachtung unterzogen. Diese Bauweise ist bekanntlich durch eine Querträgerzimmerung gekennzeichnet, die in glücklicher Weise die etwas starre Bauweise Rzihas in ein etwas anpassungsfähigeres Verfahren verwandelt hat[4]).

Für den gegebenen Fall erscheint die Anwendung dieses Bauverfahrens jedoch nicht vorteilhaft. Nimmt man den Regelfall guten oder mäßig gebrächen, ja selbst gebrächen Gebirges im Berginnern an, so spielt eine geringe Gebirgsauflockerung — wenn sie bei der beschriebenen Bauweise überhaupt eintritt — so gut wie keine Rolle. Dagegen bedingt der Vortrieb im vollen Querschnitt, bei dem auch die Sohlschlitze mitgenommen werden müßten, ein langsameres Vorgehen, so daß der gewünschte Fortschritt nur bei Aufteilung in mehrere Arbeitsgruppen erreicht werden kann, was nicht nur für die Gesamteinrichtung ungünstig ist, sondern auch zur Förderung durch den zweiten Stollen, den man bei der Kernbauweise nur ausnahmsweise für wenige kürzere Strecken in Anspruch nehmen muß, als Regel zwingt.

Dagegen hat die Bauweise Kunz an anderen Stellen zweifellos volle Berechtigung. Sie hat sich in kleineren Querschnitten, besonders in Strecken in rolligem Gebirge, als ausgezeichnet erwiesen. Gerade in dieser Gebirgsart ist es besonders wichtig, jede Bewegung und Hohlraumbildung peinlichst zu vermeiden, da man sonst mit mehr oder minder schweren Druckwirkungen zu rechnen hat. Dieser Forderung genügt keine Bauweise so gut wie die Bauweise Kunz, da bei Vermeidung jeglicher Unterfangung die Mauerung unmittelbar auf den Ausbruch folgt.

[3]) Redlich, Terzaghi, Kampe, Ingenieurgeologie — Tunnelgeologie. Wien 1929, Julius Springer.

[4]) Bautechn. 1926, Heft 9 u. 12, S. 105 u. 173.

Alle Rechte vorbehalten.

Über Schwingungen von Schwebebahnseilen.

Von Ing. Dr. E. Czitary, Wien.

Bei den Seilschwebebahnen lassen sich, wie später noch erläutert wird, eine Reihe von Schwingungserscheinungen auf den nachfolgend behandelten Fall zurückführen, der entsteht, wenn bei einem gemäß Abb. 1 zwischen zwei Stützpunkten ausgespannten Seil eine plötzliche Spannungserhöhung — etwa durch Vergrößerung des Spanngewichtes — eintritt. Auf solche Art kommt es sowohl zu Längs- als auch Querschwingungen des Seiles. Bei den in Wirklichkeit zu erwartenden Verhältnissen werden jedoch die Querschwingungen die größere Bedeutung für die Praxis besitzen, weshalb insbesondere diese zum Gegenstand einer rechnerischen Untersuchung gemacht wurden.

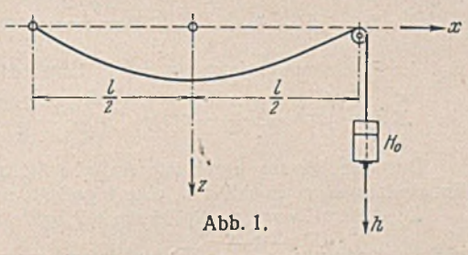


Abb. 1.

Nach Abb. 2 lassen sich für jedes kleinste Teilstück des Seiles folgende Beziehungen anschreiben:

$$-(S+dS)\sin\beta + S\cdot\sin\alpha + q\,ds = \frac{q}{g}\cdot\frac{\partial^2 z}{\partial t^2}\cdot ds$$

$$(S+dS)\cos\beta = S\cdot\cos\alpha = H.$$

Daraus ergibt sich

$$-H(\operatorname{tg}\beta - \operatorname{tg}\alpha) + q\,ds = \frac{q}{g}\cdot\frac{\partial^2 z}{\partial t^2}\cdot ds.$$

Berücksichtigt man, daß

$$\operatorname{tg}\beta = \frac{\partial(z-dz)}{\partial x}, \quad \operatorname{tg}\alpha = \frac{\partial z}{\partial x} \text{ und } ds = \frac{dx}{\cos\alpha},$$

so folgt mit Bedachtnahme auf die Vorzeichen

$$H\,d\cdot\frac{\partial z}{\partial x} = -\left(q - \frac{q}{g}\cdot\frac{\partial^2 z}{\partial t^2}\right)\frac{dx}{\cos\alpha}.$$

Bei schlanken Seillinien ist $\cos\alpha \doteq 1$ und demnach

$$(1) \qquad H\cdot\frac{\partial^2 z}{\partial t^2} = -q + \frac{q}{g}\cdot\frac{\partial^2 t}{\partial t^2}$$

die Bewegungsgleichung der Querschwingungen des Seiles. Die Schwingungen sollen klein gegenüber den statischen Durchhängen sein. Wir schreiben daher $z = z_0 + \Delta z$ und $H = H_0 + \Delta H$, wobei der Zeiger 0 die statischen Verhältnisse und Δ die Schwingungen kennzeichnen möge. Damit ergibt sich aus Gl. (1)

$$H_0\cdot\frac{\partial^2 z_0}{\partial x^2} + \Delta H\cdot\frac{\partial^2 z_0}{\partial x^2} + H_0\cdot\frac{\partial^2 \Delta z}{\partial x^2} + \Delta H\cdot\frac{\partial^2 \Delta z}{\partial x^2} = -q + \frac{q}{g}\cdot\frac{\partial^2 \Delta z}{\partial t^2}.$$

In dieser Gleichung und in Zukunft auch bei allen übrigen Beziehungen sollen die Größen zweiter und höherer Kleinheitsordnung, im vorliegenden Fall also $\Delta H\cdot\frac{\partial^2 \Delta z}{\partial x^2}$, gestrichen werden.

Die Differentialgleichung der statischen Seillinie lautet

$$H_0\cdot\frac{d^2 z_0}{dx^2} = -q, \text{ woraus } \frac{d^2 z_0}{dx^2} = -\frac{q}{H_0} = -\frac{1}{c_0} \text{ konst.}$$

Zieht man von der Differentialgleichung der Schwingung jene der statischen Seillinie ab, so verbleibt

$$-\frac{\Delta H}{c_0} + H_0\cdot\frac{\partial^2 \Delta z}{\partial x^2} = \frac{q}{g}\cdot\frac{\partial^2 \Delta z}{\partial t^2}.$$

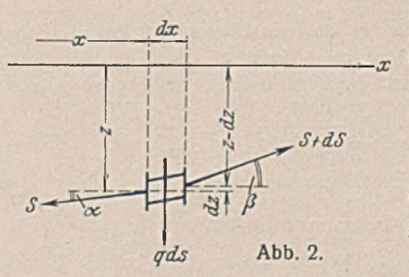


Abb. 2.

Die gewählte Umformung $\Delta z = y - \varphi(t)$ führt die Schwingungsgleichung über in

$$-\frac{\Delta H}{c_0} + H_0\cdot\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = \frac{q}{g}\cdot\frac{\partial^2 y}{\partial t^2} - \frac{q}{g}\cdot\varphi''(t),$$

und wenn $\frac{\Delta H}{c_0} = \frac{q}{g}\cdot\varphi''(t)$, so entsteht schließlich

$$(2) \qquad H_0\cdot\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = \frac{q}{g}\cdot\frac{\partial^2 y}{\partial t^2}.$$

Der bekannte Lösungsansatz $y = X(x)\,T(t)$ liefert in (2) eingesetzt

$$H_0 X'' T = \frac{q}{g}\cdot X T'' \qquad \frac{H_0 g}{q}\cdot\frac{X''}{X} = \frac{T''}{T} = -C.$$

Mit $\frac{H_0 g}{q} = \frac{1}{k}$ folgt daraus

$$X'' = -Ck\,X \qquad X_1 = \sin x\sqrt{Ck} \qquad X_2 = \cos x\sqrt{Ck}$$

$$T'' = -CT \qquad T_1 = \sin t\sqrt{C} \qquad T_2 = \cos t\sqrt{C}.$$

Damit lautet das allgemeine Integral

$$y = \Sigma\left(A \cdot \sin x\sqrt{Ck} + B \cdot \cos x\sqrt{Ck}\right)\left(D \cdot \sin t\sqrt{C} + E \cdot \cos t\sqrt{C}\right)$$

$$(3) \quad \Delta z = \Sigma\left(A \cdot \sin x\sqrt{Ck} + B \cdot \cos x\sqrt{Ck}\right) \cdot \left(D \cdot \sin t\sqrt{C} + E \cdot \cos t\sqrt{C}\right) - \varphi(t).$$

Es werden nur symmetrische Schwingungen in Betracht gezogen. Die Randbedingungen, denen (3) zu genügen hat, lauten dann:

$$\text{(I)} \qquad x = \pm\frac{l}{2} \qquad \Delta z = 0$$

$$\text{(II)} \qquad x = 0 \qquad \frac{\partial \Delta z}{\partial x} = 0$$

$$\text{(III)} \qquad t = 0 \qquad \frac{\partial \Delta z}{\partial t} = 0.$$

Die Bedingung (IV), die sich auf die Bewegung des Spanngewichtes bezieht, wird später aufgestellt.

$$\text{(V)} \qquad t = 0 \qquad \Delta z = \Delta z_1 = \frac{q\,(l^2 - 4\,x^2)}{8}\left(\frac{1}{H_1} - \frac{1}{H_0}\right).$$

Aus (II) folgt $A = 0$.

Aus (I) entsteht, wenn man B mit D und E zu $\overline{D}$ und $\overline{E}$ zusammenfaßt,

$$(4) \qquad \varphi(t) = \Sigma \cos\frac{l}{2}\sqrt{Ck}\left(\overline{D} \cdot \sin t\sqrt{C} + \overline{E} \cdot \cos t\sqrt{C}\right).$$

Damit nimmt (3) die Form an:

$$(5) \qquad \Delta z = \Sigma\left(\cos x\sqrt{Ck} - \cos\frac{l}{2}\sqrt{Ck}\right)\left(\overline{D} \cdot \sin t\sqrt{C} + \overline{E} \cdot \cos t\sqrt{C}\right).$$

Die Bedingung (III) liefert $\overline{D} = 0$, was (5) in

$$(6) \qquad \Delta z = \Sigma\,\overline{E}\left(\cos x\sqrt{Ck} - \cos\frac{l}{2}\sqrt{Ck}\right)\cos t\sqrt{C}$$

überführt. Nunmehr wird Bedingung (IV) herangezogen. Sie lautet

$$\text{(IV)} \qquad \Delta H = \frac{H_0}{g} \cdot \frac{d^2 h}{d t^2}.$$

Darin ist h der Spanngewichtsweg. Für eine kleinste Wegstrecke des Spanngewichtes ergibt sich

$$d h = \frac{d L}{d t} \cdot d t + \frac{\overline{L}}{E F} \cdot \frac{d \Delta H}{d t} \cdot d t,$$

worin bedeuten:

L die Länge des Seiles im Feld,
$\overline{L}$ die Gesamtlänge des Seiles,
E die Elastizitätszahl des Seiles und
F seinen metallischen Querschnitt.

Daraus folgt weiter

$$(7) \qquad \frac{d^2 h}{d t^2} = \frac{d^2 L}{d t^2} + \frac{\overline{L}}{E F} \cdot \frac{d^2 \Delta H}{d t^2}.$$

Um Bedingung (IV) zur Bestimmung der Unveränderlichen C und damit der Eigenwerte benutzen zu können, benötigt man im Hinblick auf (7) entsprechende Ausdrücke für ΔH und L.

Aus $\frac{\Delta H}{c_0} = \frac{q}{g} \cdot \varphi''(t)$ und (4) ergibt sich mit Berücksichtigung des Umstandes, daß $\overline{D} = 0$

$$(8) \qquad \Delta H = -\frac{H_0}{g} \cdot \Sigma\,\overline{E}\,C \cdot \cos\frac{l}{2}\sqrt{Ck} \cdot \cos t\sqrt{C}.$$

Zur Bestimmung von L schlagen wir folgenden Weg ein:

Die Beziehung für ein kleinstes Teilstück des Seiles lautet $d s^2 = d z^2 + d x^2$ oder, weil die Schwingungen als klein vorausgesetzt werden, $(d s_0 + d \Delta s)^2 = (d z_0 + d \Delta z)^2 + d x^2$.

Streicht man wieder die Glieder höherer Kleinheitsordnung, also $d \Delta s^2$ und $d \Delta z^2$, so verbleibt $d s_0^2 + 2\,d s_0\,d \Delta s = d z_0^2 + 2\,d z_0\,d \Delta z + d x^2$.

Die statische Beziehung für ein kleinstes Längenstück hat die Form

$$(9) \qquad d s_0^2 = d z_0^2 + d x^2.$$

Zieht man dies von der vorhergehenden Gleichung ab, so gelangt man zu

$$(10) \qquad d \Delta s = \frac{d z_0}{d s_0} \cdot d \Delta z.$$

Aus Gl. (9) ergibt sich, flache Bogen vorausgesetzt,

$$(11) \qquad d s_0 = d x + \frac{1}{2}\left(\frac{d z_0}{d x}\right)^2 d x.$$

Durch Einführung von (11) in (10) entsteht, wenn, wie bei sehr flachen Bogen vielfach üblich, das Quadrat der ersten Ableitung im Nenner vernachlässigt wird,

$$(12) \qquad d \Delta s = \frac{d z_0}{d x} \cdot \frac{\partial \Delta z}{\partial x} \cdot d x.$$

Mithin ist

$$(13) \qquad L = l + \int_0^{l/2}\left(\frac{d z_0}{d x}\right)^2 d x + 2\int_0^{l/2}\frac{d z_0}{d x} \cdot \frac{\partial \Delta z}{\partial x} \cdot d x.$$

Bezeichnet man mit $\Delta s = 2\int_0^{l/2}\frac{d z_0}{d x} \cdot \frac{\partial \Delta z}{\partial x} \cdot d x$, so ergibt sich bei Einsetzung der Werte für $\frac{d z_0}{d x}$ und $\frac{\partial \Delta z}{\partial x}$

$$(14) \qquad \Delta s = \frac{2\,q}{H_0}\,\Sigma\,\frac{\overline{E}}{\sqrt{Ck}} \cdot \cos t\sqrt{C}\left(\sin\frac{l}{2}\sqrt{Ck} - \frac{l}{2}\sqrt{Ck} \cdot \cos\frac{l}{2}\sqrt{Ck}\right).$$

Es ist zu beachten, daß Gl. (14) im Hinblick auf die periodische Form des integrierten Wertes bei den einzelnen Schwingungsformen nicht die Bogenzuschläge gegenüber der statischen Seillinie gibt, sondern den Unterschied der Bogenzuschläge aller Wellen, aus denen jede Schwingungsform besteht. Da die Gestalt, die das Seil annimmt, durch Überlagerung der einzelnen Schwingungsformen gebildet wird, ist für die Seillänge nur die durch Gl. (14) ausgedrückte Summe der Unterschiede der Bogenzuschläge maßgebend. Berücksichtigt man, daß die beiden ersten Glieder von (13) von t unabhängig sind, so gilt

$$\frac{d^2 L}{d t^2} = \frac{d^2 \Delta s}{d t^2} = \frac{2\,q}{H_0} \cdot \Sigma\,\overline{E}\sqrt{\frac{C}{k}} \cdot \cos t\sqrt{C} \cdot \left(\frac{l}{2}\sqrt{Ck} \cdot \cos\frac{l}{2}\sqrt{Ck} - \sin\frac{l}{2}\sqrt{Ck}\right).$$

Aus (8) entsteht

$$\frac{d^2 \Delta H}{d t^2} = \frac{H_0}{g} \cdot \Sigma\,\overline{E}\,C^2 \cdot \cos\frac{l}{2}\sqrt{Ck} \cdot \cos t\sqrt{C}.$$

Führt man die Ausdrücke für $\frac{d^2 L}{d t^2}$ und $\frac{d^2 \Delta H}{d t^2}$ in (7) und dies in (IV) ein, so ergibt sich durch Vereinfachung, wenn wir gleichzeitig $\overline{L} \doteq l$ setzen und mit $\varphi = \frac{l}{2}\sqrt{Ck}$ bezeichnen,

$$(15) \qquad \frac{4\,H_0^3}{E\,F\,q^2\,l^2} \cdot \varphi^3 + \frac{H_0 + q\,l}{q\,l} \cdot \varphi = \operatorname{tg}\varphi,$$

womit die Gleichung für die Eigenwerte gewonnen ist. Diese transzendente Gleichung wird auf zeichnerischem Wege gelöst und liefert die gewünschten Wurzeln $\varphi_1, \varphi_2, \ldots \varphi_n$.

Da $\sqrt{Ck} = \frac{2\,\varphi}{l}$ und mit $k = \frac{q}{H_0\,g}$ sich $\sqrt{C} = \frac{2\,\varphi}{l}\sqrt{\frac{H_0\,g}{q}}$ ergibt, nimmt das allgemeine Integral (6) nunmehr die Form an

$$(16) \qquad \Delta z = \sum_1^n \overline{E}_i\left(\cos\frac{2\,\varphi_i\,x}{l} - \cos\varphi_i\right)\cos\left(\frac{2\,\varphi_i\,t}{l}\sqrt{\frac{H_0\,g}{q}}\right).$$

Zur Bestimmung der Unveränderlichen $\overline{E}_i$ benutzen wir die Randbedingung (V)

Aus (16) entsteht für $t = 0$:

$$\Delta z_1 = \sum_1^n \overline{E}_i\left(\cos\frac{2\,\varphi_i\,x}{l} - \cos\varphi_i\right),$$

und die Bestimmungsgleichung der $\overline{E}_i$ lautet daher

$$\sum_1^n \overline{E}_i = \left(\cos\frac{2\,\varphi_i\,x}{l} - \cos\varphi_i\right) = \frac{q\,(l^2 - 4\,x^2)}{8}\left(\frac{1}{H_1} - \frac{1}{H_0}\right).$$

Die sich hieraus ergebende Aufgabe ist gleichbedeutend mit der Entwicklung einer Funktion in eine trigonometrische Reihe.

Zu diesem Zweck multiplizieren wir beide Seiten der Bestimmungsgleichung mit $\cos\frac{2\,\varphi_k\,x}{l} \cdot d x$ und integrieren von 0 bis $\frac{l}{2}$.

$$(17) \qquad \sum_1^n \overline{E}_i \int_0^{l/2}\left(\cos\frac{2\,\varphi_i\,x}{l} - \cos\varphi_i\right)\cos\frac{2\,\varphi_k\,x}{l} \cdot d x = \frac{q}{8}\left(\frac{1}{H_1} - \frac{1}{H_0}\right)\int_0^{l/2}(l^2 - 4\,x^2)\cos\frac{2\,\varphi_k\,x}{l} \cdot d x.$$

Auflösung der in (17) angedeuteten Integrale:

$$(18) \qquad \int_0^{l/2}\left(\cos\frac{2\,\varphi_i\,x}{l} - \cos\varphi_i\right)\cos\frac{2\,\varphi_k\,x}{l} \cdot d x = \frac{1}{2} \cdot b\,l\,\varphi_i^2 \cdot \cos\varphi_i \cdot \cos\varphi_k,$$

wenn wir darauf Bedacht nehmen, daß zufolge (15)

$$\operatorname{tg}\varphi_i = a\,\varphi_i + b\,\varphi_i^3 \text{ und } \operatorname{tg}\varphi_k = a\,\varphi_k + b\,\varphi_k^3,$$

wobei $a = \frac{H_0 + q\,l}{q\,l}$ und $b = \frac{4\,H_0^3}{E\,F\,q^2\,l^2}$.

Gl. (18) ist stets $\neq 0$. Die Eigenfunktionen bilden daher hier kein Orthogonalitätssystem. Für das folgende ergibt sich

$$(19) \qquad \int_0^{l/2}\left(\cos\frac{2\,\varphi_i\,x}{l} - \cos\varphi_i\right)\cos\frac{2\,\varphi_i\,x}{l} \cdot d x = -\frac{l}{4}\left(a \cdot \cos^2\varphi_i + b\,\varphi_i^2 \cdot \cos^2\varphi_i - 1\right).$$

Das letzte Integral liefert

$$(20)\quad \int_0^{l/2} (l^2 - 4x^2)\cos\frac{2\varphi_i x}{l}\cdot dx = -\frac{l^3\cdot\cos\varphi_i}{\varphi_i^2}\left(1 - a - b\varphi_i^2\right).$$

Setzt man nun die für die Integrale (18) bis (20) gefundenen Ausdrücke in (17) ein, dann folgt

$$-\bar{E}_k\cdot\frac{l}{4}\left(a\cdot\cos^2\varphi_k + b\varphi_k^2\cdot\cos^2\varphi_k - 1\right)$$
$$+\frac{1}{2}\cdot b\,l\cdot\cos\varphi_k\sum_{1+k-1}^{k+1+n}\bar{E}_i\varphi_i^2\cdot\cos\varphi_i$$
$$=\frac{q}{8}\left(\frac{1}{H_1}-\frac{1}{H_0}\right)\cdot-\frac{l^3\cdot\cos\varphi_k}{\varphi_k^2}\left(1 - a - b\varphi_k^2\right).$$

Aus dieser Gleichung läßt sich $\bar{E}_k$ bestimmen, wenn es gelingt, das zweite Glied auf der linken Seite durch bekannte Größen auszudrücken. Aus $\Delta z_1 = \sum_1^n \bar{E}_i\left(\cos\frac{2\varphi_i x}{l} - \cos\varphi_i\right)$ erhalten wir durch zweimalige Differentiation nach x

$$\frac{d^2\Delta z_1}{dx^2} = -\sum_1^n \bar{E}_i\cdot\frac{4\varphi_i^2}{l^2}\cdot\cos\frac{2\varphi_i x}{l}$$

und für $x = \frac{l}{2}$

$$\left.\frac{d^2\Delta z_1}{dx^2}\right|_{x=l/2} = -\sum_1^n \bar{E}_i\cdot\frac{4\varphi_i^2}{l_2}\cdot\cos\varphi_i.$$

Anderseits gilt aber auch $\Delta z_1 = \frac{q(l^2-4x^2)}{8}\left(\frac{1}{H_1}-\frac{1}{H_0}\right)$, woraus durch zweimalige Differentiation $\frac{d^2\Delta z_1}{dx^2} = -q\left(\frac{1}{H_1}-\frac{1}{H_0}\right)$ folgt. Demnach ist

$$\sum_1^n \bar{E}_i\cdot\frac{4\varphi_i^2}{l^2}\cdot\cos\varphi_i = q\left(\frac{1}{H_1}-\frac{1}{H_0}\right)$$

oder

$$\sum_1^n \bar{E}_i\varphi_i^2\cdot\cos\varphi_i = \frac{q\,l^2}{4}\left(\frac{1}{H_1}-\frac{1}{H_0}\right).$$

Setzt man dies in die Bestimmungsgleichung für E_k ein, so ergibt sich jetzt

$$\bar{E}_k\cdot\frac{l}{4}\left(a\cdot\cos^2\varphi_k + b\varphi_k^2\cdot\cos^2\varphi_k - 1\right)$$
$$-\frac{1}{2}\cdot b\,l\cdot\cos\varphi_k\cdot\frac{q\,l^2}{4}\left(\frac{1}{H_1}-\frac{1}{H_0}\right)+\frac{1}{2}\cdot b\,l\,\bar{E}_k\varphi_k^2\cdot\cos^2\varphi_k$$
$$=\frac{q}{8}\left(\frac{1}{H_1}-\frac{1}{H_0}\right)\frac{l^3\cdot\cos\varphi_k}{\varphi_k^2}\left(1 - a - b\varphi_k^2\right).$$

Daraus folgt nach Einführung der Werte für a und b

$$(21)\quad \bar{E}_k = \frac{(H_1 - H_0)\,q\,l^2\cdot\cos\varphi_k}{2H_1\left(H_0\cdot\cos^2\varphi_k - q\,l\cdot\sin^2\varphi_k + \frac{12H_0^3}{EFql}\cdot\cos^2\varphi_k\cdot\varphi_k^2\right)\varphi_k^2}.$$

Dadurch nimmt Gl. (16) die endgültige Form an

$$(22)\quad \Delta z = \frac{(H_1 - H_0)\,q\,l^2}{2H_1}\cdot\sum_1^n\frac{\cos\varphi_k\left(\cos\frac{2\varphi_k x}{l} - \cos\varphi_k\right)\cos\left(\frac{2\varphi_k t}{l}\sqrt{\frac{H_0 g}{q}}\right)}{\left(H_0\cdot\cos^2\varphi_k - q\,l\cdot\sin^2\varphi_k + \frac{12H_0^3}{EFql}\cdot\cos^2\varphi_k\cdot\varphi_k^2\right)\varphi_k^2},$$

womit die Aufgabe gelöst erscheint. Für die Änderung der waagerechten Seitenkraft der Seilspannung entsteht in gleicher Weise

$$(23)\quad \Delta H = \frac{2(H_0 - H_1)H_0^2}{H_1}\cdot\sum_1^n\frac{\cos^2\varphi_k\cdot\cos\frac{2\varphi_k t}{l}\sqrt{\frac{H_0 g}{q}}}{H_0\cdot\cos^2\varphi_k - q\,l\cdot\sin^2\varphi_k + \frac{12H_0^3}{EFql}\cdot\cos^2\varphi_k\cdot\varphi_k^2}.\ ^{1)}$$

[1]) Für $q = 0$ ist $\varphi = 0$ und $\Delta H = \frac{2(H_0 - H_1)H_0}{H_1} = 2(H_0 - H_1)$, was erwartet werden mußte.

Zahlenbeispiel.

Bei einer Seilschwebebahn mit Pendelbetrieb möge an ein größeres nur wenig geneigtes Seilfeld talwärts ein Seilfeld mit großer Neigung anschließen. Fährt nun ein Wagen bei der Talfahrt aus dem schwach geneigten Feld in das steile, so tritt eine plötzliche Erhöhung der Zugseilspannung im erstgenannten Seilfeld ein, hervorgerufen durch die vergrößerte Zugwirkung des Wagens im steileren Feld. Infolge dieser Spannungsvermehrung kommt es nun zu Zugseilschwingungen im flacheren Seilfeld, die mitunter so groß sein können, daß das Zugseil mit dem über ihm liegenden Tragseil in Berührung kommt und sich an diesem verfängt. Es ist daher bei Entwurf eines Seilbahnlängenschnitts, wo derartige Gefahren auftreten können, erwünscht, durch eine Untersuchung über die zu erwartenden Verhältnisse Aufschluß zu gewinnen.

Das betrachtete Seilfeld habe eine Spannweite von $l = 600$ m, das Zugseilgewicht sei $q = 2{,}0$ kg/m und die waagerechte Seitenkraft der ursprünglich vorhandenen Zugseilspannung $H_1 = 6000$ kg. Dieser Wert erhöhe sich durch einen Wagenübergang in das anschließende steilere Seilfeld auf $H_0 = 8000$ kg. Ist die Elastizitätszahl des Seiles $E = 1\,500\,000$ kg/cm² und sein metallischer Querschnitt $F = 2{,}15$ cm², so liefert Gl. (15) der Eigenwerte $0{,}44\,\varphi^3 + 7{,}67\,\varphi = \operatorname{tg}\varphi$, woraus für die erste Hauptschwingung $\varphi_1 = 85°\,30'$ folgt. Wird in der Folge nur mit dieser Wurzel allein gerechnet, also lediglich die erste Hauptschwingung betrachtet, so ergibt sich zu Beginn des Schwingungsvorganges mit $\sin\varphi = 0{,}997$, $\cos\varphi = 0{,}0785$ nach Gl. (22) für die Feldmitte

$$\Delta z_1 = \frac{2000\cdot 2{,}0\cdot 600^2}{2\cdot 6000}\cdot\frac{0{,}0785\,(1 - 0{,}0785)}{\left(8000\cdot 0{,}0785^2 - 2{,}0\cdot 600\cdot 0{,}997^2 + \frac{12\cdot 8000^3\cdot 0{,}0785^2\cdot 1{,}49^2}{1500000\cdot 2{,}15\cdot 2{,}0\cdot 600}\right)1{,}49^2} = 3{,}75\text{ m}.$$

Den gleichen Wert erhalten wir auch für das Ende der ersten Halbzeit, jedoch mit umgekehrter Gleichung. Ferner entsteht für die zugehörigen Änderungen der Zugseilspannung nach Gl. (23)

$$\Delta H_1 = \frac{2\cdot 2000\cdot 8000^2}{6000}\cdot\frac{0{,}0785^2}{8000\cdot 0{,}0785^2 - 2{,}0\cdot 600\cdot 0{,}997^2 + \frac{12\cdot 8000^3\cdot 0{,}0785^2\cdot 1{,}49^2}{1\,500\,000\cdot 2{,}15\cdot 2{,}0\cdot 600}} = -251\text{ kg}.$$

Vergleicht man den gefundenen Wert von Δz_1 mit dem Unterschiede der statischen Durchhänge in Feldmitte bei der Anfangs- und Mittellage, so zeigt sich schon bei der ersten Hauptschwingung eine hinreichende Übereinstimmung, wie die nachfolgende Durchhangsermittlung erkennen läßt.

$$\Delta z_1 = \frac{2{,}0\cdot 600^2}{8}\left(\frac{1}{6000}-\frac{1}{8000}\right) = 15{,}0 - 11{,}2 = 3{,}80\text{ m}.$$

Nimmt man jetzt noch an, daß das Tragseil ein Eigengewicht von $q_t = 10$ kg/m habe und die waagerechte Seitenkraft seiner Spannung $H_t = 55\,000$ kg betrage, dann ist sein Durchhang in Feldmitte

$$z_t = \frac{10\cdot 600^2}{8\cdot 55\,000} = 8{,}20\text{ m}.$$

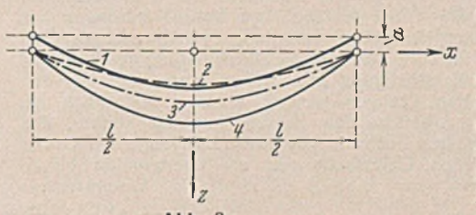


Abb. 3.

Bei einer Lagerung des Zugseiles auf den Stützen mit $a = 0{,}50$ m unter dem Tragseil ist somit die Gefahr einer Berührung von Trag- und Zugseil vorhanden, da der ungünstigste Abstand zufolge Abb. 3 nur

$$c = 11{,}20 + 0{,}50 - 3{,}75 - 8{,}20 = -0{,}25\text{ m}$$

in Feldmitte beträgt. Geschieht die Spannungserhöhung des Zugseiles nicht auf einmal, sondern erst durch Überschreiten einer Stützengruppe, so wäre der gleiche Rechnungsgang einzuhalten, weil sich die Schwingungen, die nach Überfahren jeder Stütze entstehen, aufsummen können. Da nach der durchgeführten Untersuchung die Schwingungsdauer leicht feststellbar ist[2]), kann unschwer jene Fahrgeschwindigkeit bestimmt werden, bei der die unerwünschte Übereinanderlagerung eintritt. Eine sich darauf stützende Abänderung der Fahrgeschwindigkeit wird in solchen Fällen schon allein zur Erzielung eines störungsfreien Betriebes genügen.

[2]) $t_1 = \frac{\pi l}{\varphi_1\sqrt{\frac{H_0 g}{q}}}$.

Bücherschau.

Kommerell, O.: Erläuterungen zu den Vorschriften für geschweißte Stahlbauten. 5. neubearbeitete und erweiterte Aufl., 1. Teil: Hochbauten. XI, 142 S., 118 Abb. Berlin 1940, Wilh. Ernst & Sohn. Preis geh. 5 RM.

Die neubearbeitete Auflage hat gegenüber der Auflage aus dem Jahre 1934 wesentliche Erweiterungen erfahren. Insbesondere wird der augenblickliche Stand der Schweißtechnik eingehend besprochen. In dankenswerter Offenheit hat der Verfasser ins einzelne gehende Angaben über die Schadensfälle gemacht, die an den geschweißten Überbauten der Hardenbergbrücke und beim Talübergang bei Rüdersdorf eingetreten sind. Nicht nur der Befund wird eingehend geschildert, sondern es werden alle Erklärungsmöglichkeiten für die Schadensfälle auf das eingehendste beleuchtet. Vor allem beschreibt der Verfasser die planmäßigen Versuche mit der von ihm vorgeschlagenen Aufschweißbiegeprobe, die wesentliche Erkenntnisse über die Zusammenhänge beim Schweißen im allgemeinen und für die Erklärung der Schadensfälle im besonderen gebracht haben. Die wichtigsten Ergebnisse faßt der Verfasser wie folgt zusammen:

1. Bei der Herstellung eines geeigneten St 52 ist eine besondere Schmelzführung notwendig.
2. Durch Normalglühen wird der Werkstoff wesentlich verbessert. Normalglühen ist bei Dicken über 40 mm unter allen Umständen notwendig.
3. Mit der Dicke der Gurtplatten sollte man nicht über 50 mm hinausgehen.
4. Bei Blechträgern mit dickeren Gurtplatten als 25 mm empfiehlt sich das unmittelbare Anschweißen des Stegbleches an die Gurte mittels Kehlnähten wegen zu befürchtender Abschreckwirkung nicht, vielmehr sollten in solchen Fällen auch bei Hochbauten entweder halbe I-Stäbe oder Breitflachstähle mit mindestens 40 mm hohem Stegansatz, Sonderwalzprofile, wie Nasenprofile u. dgl., verwendet werden.
5. Bei dickeren Querschnitten empfiehlt sich Anwärmen auf 200 bis 300° vor dem Schweißen.

Der übrige Teil des Werkes schließt sich enger an die bisherigen Auflagen an. Der Unterschied zwischen geschweißten Bauwerken des Hochbaues und des Brückenbaues wird an Hand der bisherigen Versuchsergebnisse besprochen. Hierbei werden die Bedingungen der verschiedenen Schweißarten besonders eingehend beleuchtet. Eingehende Angaben werden über den Kraftfluß, über die Verhältnisse bei Stumpfnähten, Flankenkehlnähten, Stirnkehlnähten, die Verbindungen von Stumpf- und Kehlnähten, die Ausbildung der Gurtungen und der Aussteifungen gemacht. Die auf Grund der bisher vorliegenden Erkenntnisse für geschweißte Stahlhochbauten zu ziehenden Schlußfolgerungen werden dargelegt und an Durchführungsbeispielen erläutert.

Eingehende Beschreibung und Erläuterung finden anschließend die Vorschriften für geschweißte Stahlhochbauten (DIN 4100). Die Vorschriften werden erläutert hinsichtlich der Werkstoffe, des Schweißverfahrens, der Berechnung der Schweißnähte, der zulässigen Spannungen der Schweißnähte, der Prüfung der Schweißer, der baulichen Durchbildung, der Ausführung und schließlich hinsichtlich der Bauüberwachung und der Abnahme der in Frage kommenden Bauwerke.

Zum Schluß gibt der Verfasser eine Reihe von Beispielen zu Berechnungen von Schweißverbindungen im Hochbau, die dem Fachmann wertvolle Unterlagen für die Arbeit des täglichen Betriebes bringen.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß die Schrift dem Fachmann die Unterlagen für eine einwandfreie Durchbildung geschweißter Bauteile bietet, unter Berücksichtigung aller Erkenntnisse, die aus den eingetretenen Schadensfällen gezogen werden müssen. Erfreulich ist, daß Kommerell in seiner Arbeit zu dem Schluß kommen konnte, daß die Rückschläge im Schweißen hochwertiger Baustähle heute auf Grund der von ihm beschriebenen Untersuchungen als überwunden gelten können. Wasmuht.

Bittner, E.: Momententafeln und Einflußflächen für kreuzweise bewehrte Eisenbetonplatten. IV, 86 S., 16 Abb., 81 Zahlentafeln. Wien 1938, Julius Springer. Preis geh. 9,60 RM.

Der Verfasser hat sich die Aufgabe gestellt, für die Berechnung von Rechteckplatten unter der Wirkung von Einzellasten, die auf bestimmte Flächen gleichmäßig verteilt sind, ein genaues Verfahren auf Grund der strengen Plattenlehre zu entwickeln und die Ergebnisse in Zahlentafeln zu veröffentlichen. Dadurch wird es dem entwerfenden Ingenieur ermöglicht, eine Platte mit wandernden Einzellasten im Sinne der Plattenlehre genau und dabei einfach und rasch zu berechnen, ohne dabei auf langwierige Berechnungen nach der strengen Plattenlehre einzugehen. Die Einflußwerte für die frei gestützte Platte können aus den Tafeln unmittelbar abgelesen werden, für die eingespannte Platte dagegen sind noch Zwischenrechnungen erforderlich. Die Verwindungsmomente werden nicht behandelt.

Im ersten Teil wird der eingeschlagene Weg und die Anwendung der Zahlentafeln erläutert. Einige zeichnerische Darstellungen zeigen Momentenlinien und Einflußflächen. Ein Beispiel behandelt die vollständige Berechnung der Fahrbahnplatte einer Straßenbrücke unter der Belastung von Dampfwalze, Lastkraftwagen und Menschengedränge und dient zur weiteren Erläuterung der Tafeln im zweiten Teil des Buches. Diese enthalten die Werte sowohl für quadratische und rechteckige Platten mit den Seitenverhältnissen 1,1 bis 1,5 als auch für den Plattenstreifen und die Kragplatte. Im dritten Teil werden die Formeln und Rechnungsverfahren, die auf den einfachen Fourierschen Reihen aufgebaut sind, mitgeteilt. Dieser Teil ist für die mit der Plattenlehre vertrauten Ingenieure bestimmt.

Der Verfasser hat es an Mühe und Arbeit nicht fehlen lassen, um den Statikern die wirtschaftliche Bemessung von Fahrbahntafeln im Brückenbau und Hochbau durch die Bereitstellung der erforderlichen Einflußwerte zu ermöglichen. Das Buch wird daher bei der ständig wachsenden Ausnutzung der Baustoffe den mit der Durchbildung von Eisenbetontragwerken beschäftigten Fachkreisen wertvolle Dienste leisten und insbesondere den mit der Plattenstatik vertrauten Ingenieuren manche Anregung zur Lösung verwandter Aufgaben vermitteln.

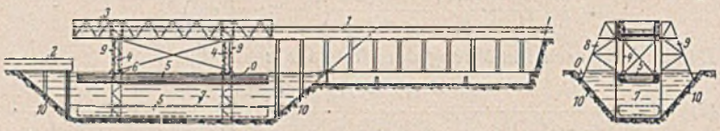
Dr.-Ing. Grein.

Rötscher, F., Professor Dr.-Ing., und *Jaschke, R.,* Dr.-Ing.: Dehnungsmessungen und ihre Auswertung. VI, 121 S. mit 191 Abb., darunter 1 Bildtafel. Berlin 1939, Julius Springer. Preis geh. 16,80 RM.

Es dürfte kaum ein weiteres Buch geben, das in gleich guter Weise auf nur 120 Seiten die Aufgabe löst, den Ingenieur in kurzer Zeit mit der Handhabung der Dehnungsmessungen und ihrer Auswertungen vertraut zu machen. Dieses Ziel wird erreicht: erstens durch eine nahezu erschöpfende Darstellung der Verformungs- und Spannungszustände; zweitens durch geschickte Auswahl praktischer Beispiele mit den so wichtigen Zahlenrechnungen; drittens durch eine ausführliche Untersuchung der Meßfehlerquellen und der Auswirkungen von zufälligen und systematischen Fehlern auf das Endergebnis. Daß der Verformungskreis stark im Vordergrund steht, ist in einem Buch über Dehnungsmessungen durchaus folgerichtig; nur sollte auch in diesem Zusammenhang Mohr (Zivilingenieur 1882, S. 113) erwähnt werden, dessen berühmter Spannungskreis im übrigen die anschauliche Grundlage des Buches bildet. Es bringt auch eine vereinigte Darstellung beider Kreise, die sicher viel Anklang finden wird. Betrachtungen über Bruchvorgänge gehören nicht zur Aufgabenstellung des Buches. Nur gelegentlich werden diese Fragen angeschnitten, aber nicht näher erörtert. K. Klöppel.

Patentschau.

Schiffshebewerk mit waagerecht liegendem Schwimmer. (Kl. 84b, Nr. 657 005; Demag, AG. in Duisburg.) Um an Tiefe der Baugrube zu sparen und um eine einfachere Herstellung des Schwimmers zu erreichen, ist der Schiffstrog auf den Schwimmer nach Art eines Balkens auf zwei Stützen abgestützt und der Schwimmer als flacher Schwimmkasten von annähernd gleichem Grundriß wie der Schiffstrog ausgebildet. Das die obere Haltung *1* und die untere Haltung *2* überbrückende Schiffshebewerk weist einen Trog *3* auf, der mit Stützen *4* versehen ist, die von einem flach gebauten Schwimmkörper *5* in den Lagern *6* getragen werden. Der Trog stützt sich also auf einen einzigen Schwimmkörper, der etwa die Länge und Breite des Trogs hat. Der Schwimmkasten *5* ist so bemessen, daß sein Auftrieb gleich dem Gewicht des Trogs, der Stützen und des Schwimmkastens ist. Er bleibt immer unterhalb der Wasseroberfläche *0* und befindet sich in einer Grube *7*, deren Tiefe etwas größer ist als die Hubhöhe vermehrt um die Schwimmerhöhe. Seitlich des Trogs



und des Schwimmers befinden sich Pfeiler *8* und *9*, die den Trog führen und an denen auch der Hubantrieb angreifen kann. Die Grube *7* ist je nach den Baugrundverhältnissen entweder mit senkrechten Wandungen oder mit Böschungen *10* versehen. Um den Schwimmkörper jederzeit nachsehen, ausbessern und neu anstreichen zu können, sind die Trogstützen *4* in den Lagern *6* lösbar eingesetzt, so daß der Schwimmkörper von dem Trog weggefahren werden kann. Um den Schwimmkörper frei zu machen, sind die Trogstützen *4* beweglich, z. B. umklappbar angeordnet. Zum Anstreichen des Schwimmkörpers läßt man den Trog leerlaufen, wodurch der Schwimmkörper *5* infolge der Entlastung aus dem Wasser heraustritt. Nach Verankerung des Trogs an den Pfeilern *8*, *9* wird der Schwimmkörper zum Teil mit Wasser gefüllt, so daß er absinkt und die Stützen *4* frei gibt. Letztere werden hochgeschwenkt, worauf der Schwimmkörper durch entsprechende Wasserfüllung gekrängt wird und dann an dem aus dem Wasser herausragenden Teil neu angestrichen werden kann. Durch Be- oder Entlasten des Schwimmkörpers durch Einpumpen oder Auspumpen von Wasser wird erreicht, daß der Schwimmkörper nach der anderen Seite aus dem Wasser ragt und hier ebenfalls ausgebessert und gestrichen werden kann.

INHALT: Zum 125jährigen Bestehen der Technischen Hochschule Wien. — Eisenbetonbalken im Bruchzustande. — Zur Durchbiegung von Dreiecksplatten. — Seilschwebebahnbau als Lehrfach für Bauingenieure. — Versuche mit genagelten Biegeträgern aus Holz. — Die Bedeutung des städtischen Tiefbaues für die Volkswirtschaft und Volksgesundheit. — Innenkern oder wasserseitige Dichtung bei Dämmen? — Bodenmechanische Gesichtspunkte für die Berechnung von Fangedämmen. — Forderungen an neuzeitliche Tunnelbauweisen mit besonderer Berücksichtigung der Alpentunnel der Reichsautobahnen. — Über Schwingungen von Schwebebahnseilen. — Bücherschau. — Patentschau.

Verantwortlich für den Inhalt: Dr.-Ing. Erich Lohmeyer, Oberbaudirektor a. D., Berlin-Steglitz, Am Stadtpark 2. — Verlag: Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin W 9. — Druck: Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.