

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang

BERLIN, 24. April 1925

Heft 18

Alle Rechte vorbehalten

Eisabführung an Wehren.

Von Dr.-Ing. Ottmann, Ministerialdirektor a. D., Berlin.

Wenn mit dem Einsetzen des Frostes die Bildung von Grundeis in den fließenden Gewässern beginnt, so schließen sich die an die Wasseroberfläche gestiegenen Eismengen immer mehr zusammen und bilden, indem sie sich drehend talwärts bewegen, annähernd kreisrunde Schollen. Diese ballen sich schließlich derart aneinander, daß Eisstand eintritt. Das geschieht insbesondere an Untiefen, an scharfen Krümmungen, an Flußspaltungen, oberhalb zu enger Brücken und — in erhöhtem Maße — an den den Flußlauf durchquerenden Wehren.

Bei festen Wehren läßt sich das Zumstehenkommen des Eises nur verhüten oder wenigstens erschweren, indem mehr oder minder lange Strecken des festen Wehrrückens mit beweglichen Aufbauten ausgerüstet werden, so daß das feste Wehr in beschränktem Maße zu einem beweglichen Wehre ausgestaltet wird.

Bei gut angelegten beweglichen Wehren kann das Eis ungehindert flußabwärts treiben, sobald die Wehrverschlüsse entfernt worden sind. Zu dieser völligen Freilegung des Stromquerschnitts wird man sich aber mit Rücksicht auf die Schifffahrt — um diese nicht unnötigerweise brachzulegen — erst entschließen, wenn mit Sicherheit zu erkennen ist, daß eine längere Frostperiode einsetzt. Noch viel mehr drängt die Rücksicht auf die Wasserkraftgewinnung zu einer möglichst langen Aufrechterhaltung des Staus; sie verlangt, daß das bewegliche Wehr erst beseitigt wird, wenn dies entweder die abgehenden Eismassen oder große Hochwassermengen unumgänglich erfordern.

Ein derartiges Zögern mit der Freigabe des Flußquerschnitts an der Wehranlage ist natürlich nur zulässig, wenn das Entfernen der beweglichen Wehrteile von einem hochwasserfrei belegenen Standpunkte aus jederzeit möglich ist.

Ein zauderndes Abwarten ist also keinesfalls bei den Nadelwehren möglich. Diese lassen ihrem Grundwesen nach eine zweckentsprechende Behandlung der sich bildenden Eisdecke und des abgehenden Eises nicht zu. Da bei den Nadelwehren eine Überflutung unter keinen Umständen eintreten darf, ist bei ihnen ein Abschwimmen des Oberflächeneises über das Wehr hinweg unmöglich; die Nadelwehre müssen deswegen stets rechtzeitig niedergelegt werden, sobald Eisgang oder Hochwasser möglicherweise zu erwarten ist. Da dies den Belangen sowohl der Schifffahrt als auch der Wasserkraftausnutzung stracks zuwiderläuft, da es jedesmal nicht unerhebliche Arbeitslöhne beansprucht, und da es überdies oftmals überflüssigerweise geschieht und geschehen muß — wenn nämlich starker Frost oder Hochwasser zwar drohte, aber nicht eintrat —, so wird die Anwendung der Nadelwehre nur noch selten stattfinden. Ihre Herstellung wird vielmehr auf diejenigen Fälle beschränkt sein, in denen auf Schifffahrt und Wasserkraftgewinnung nicht gerücksichtigt zu werden braucht, in denen überdies nur geringe Staubhöhen in Frage kommen, und in denen schließlich nach Lage der örtlichen Verhältnisse es von Wichtigkeit ist, sehr große Wehrlängen ohne Strompfeiler auszuführen.

Während die Nadelwehre Vorkehrungen zum Abschwimmen des Eises nicht zulassen, bedürfen solcher Maßnahmen diejenigen Wehre nicht, deren Staukörper unter die Flußsohle hinabgesenkt werden, also insbesondere die Trommelwehre und die Sektorwehre. Da deren Verschlusskörper abwärts bewegt werden und in jeder Lage festgestellt werden können, brauchen sie nur so weit niedergelegt zu werden, als dies der Abgang des schwimmenden Eises jeweils erfordert. Es tritt also ein denkbar geringer Wasserverlust ein. Beide Bauweisen sind aber, wenn der feste Wehrrücken nicht in nennenswerter Höhe über der normalen Flußsohle angeordnet werden darf, auf mäßige Staubhöhen beschränkt.

Für eine zweckentsprechende Abführung des Eises muß und kann bei den Schützenwehren, bei den Walzenwehren und bei den Segmentwehren gesorgt werden.

Bei Schützenwehren können Eisklappen Verwendung finden, so wie dies beispielsweise oberhalb Basel an dem Rheinwehr zu Augst-Wyhlen geschehen ist. Dort sind bei einer 9,0 m betragenden Staubhöhe zehn Öffnungen von je 17,5 m Weite vorhanden. Diese sind im allgemeinen durch Rollschütze von 18,7 m Breite und 9,5 m Höhe verschlossen. Bei vier von diesen zehn Öffnungen ist die Schützhöhe jedoch so vermindert worden, daß 2,0 m hohe Eisklappen angeordnet werden konnten. Diese werden um ihre wagerechte Unterkante gedreht, und zwar unabhängig von dem Antrieb der Rollschützen.

Eine einwandfreie Eisabführung ist bei den wagerecht geteilten Schützenwehren des Werkes Gustavsburg der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg¹⁾ vorhanden. Bei diesen hat die obere Schütztafel ein erheblich geringeres Höhenmaß als die untere. Sie gleitet an letzterer auf der Unterstromseite vorbei und kann so weit abgesenkt werden, daß sie von der unteren Tafel gedeckt wird. Mit demselben Hubmittel wird die untere Schütztafel gehoben und gesenkt, falls nicht — etwa wegen zu großer Abmessungen — gesonderte Bewegungsvorkehrungen bevorzugt werden. Das untere Schütz bleibt also in Ruhestellung nicht nur bei der Eisabführung, sondern auch bei den meisten Wasserstandsregelungen. Das obere Schütz aber kann in jeder beliebigen Höhenlage verbleiben; es braucht also nur so weit gesenkt zu werden, wie dies die Abführung des schwimmenden Eises oder sonstiger Schwimmstoffe oder schließlich die Wasserstandsregelung jeweilig erfordert. Es wird demnach jede Wasservergeudung vermieden.

Eine sehr bemerkenswerte Ausführung dieser M. A. N. - Patent-Doppelschütze erfolgt zurzeit durch die Rhein-Main-Donau-Aktiengesellschaft bei dem oberhalb Passau zu Steinbach belegenen Wehr, durch das die Überstauung der bayerischen Kachletstrecke der Donau bewirkt wird.

Bei den Walzenwehren des Werkes Gustavsburg der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg²⁾ konnte bisher das Eis nur dadurch zum Abschwimmen gebracht werden, daß die Eismassen zum Tauchen und damit in die Strömung unter der angehobenen Walze gebracht und dann durch diese Strömung fortgeführt werden. Es ist offensichtlich, daß diese Art der Eisabführung denkbar ungünstig ist, daß bei diesem Verfahren die Wehr- und Flußsohle schweren Angriffen ausgesetzt ist, daß der Stauspiegel eine sehr erhebliche Absenkung erfährt, und daß damit der Kraftausnutzung große Wassermengen entzogen werden.

Die Erwägung, zwei Walzen übereinander anzuordnen, so daß die obere eine Abwärtsbewegung zu machen vermag, hat — wohl der sich ergebenden verzwickten Konstruktion wegen — keine Ausführung nach sich gezogen.

Neuerdings aber wird das Walzenwehr derart gestaltet, daß die Walze — die Versenkwalze — so weit abgesenkt werden kann, daß das schwimmende Eis über sie hinwegtreibt. Diese Bauart ist jetzt bei einem Ruhrwehr unterhalb Mülheim und bei einem Mainwehr der Rhein-Main-Donau-Aktiengesellschaft zur Anwendung gelangt. Es ist dies geschehen, nachdem Modellversuche ein zufriedenstellendes Ergebnis gezeitigt hatten. Nunmehr wird in langem Zeitraum abgewartet werden müssen, wie die Neuerung sich in der Praxis bewährt. Es ist nicht zu verkennen, daß die bisherige zuverlässige Auflagerung der Walze auf der Flußsohle verlorengegangen ist, daß ein federndes Blech den unter hohem Druck befindlichen Wasserabschluß an der Wehrsohle bewirken muß, daß der Gegendruck vom Unterwasser her nur durch den Druck des Wehroberwassers erzeugt wird, und daß empfindliche bewegliche Konstruktionsteile vorhanden sind, die entweder unterhalb des Unterwasserspiegels liegen oder der Gefahr des Einfrierens ausgesetzt sind. Es erscheint keineswegs ausgeschlossen, daß auf der Flußsohle treibende Sinkstoffe zwischen die massive Wehrsohle und das Dichtungsblech geraten und empfindliche Betriebsstörungen herbeiführen. Sollte sich trotzdem die Bauweise als zuverlässig erweisen, so würde durch sie eine bedeutende weitere Verbesserung der bisher bestens bewährten Walzenwehre herbeigeführt sein.

Wo von der Anwendung der Versenkwalzen Abstand genommen wird und das Walzenwehr der bisherigen Bauart zur Ausführung gelangt, empfiehlt es sich — so wie das schon mehrfach geschehen ist —, nicht alle Wehröffnungen mit Walzen zu verschließen, sondern einige Öffnungen mit anderen Verschlussvorrichtungen auszustatten, die das ordnungsmäßige Abschwimmen des Eises und eine Feinregelung des Wasserstandes leicht ermöglichen. Es kommen hierfür besonders die Doppelschützen und die Segmentwehre in einer dem Nachstehenden entsprechenden Ausführungsform in Betracht.

Die Segmentwehre³⁾ können für ebenso große Weiten wie die

¹⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 7, S. 50.

²⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 9, S. 68.

³⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 16, S. 166.

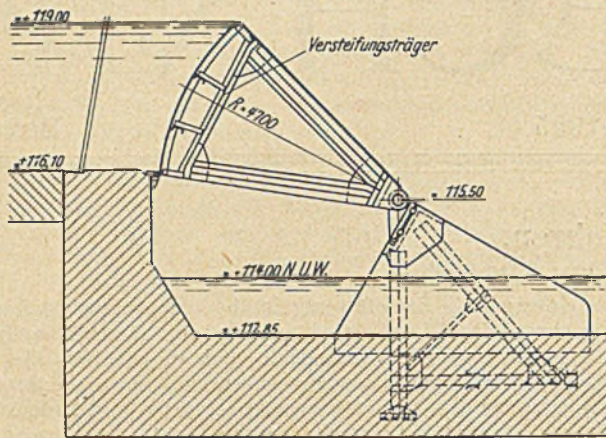


Abb. 1. Oderwehr bei Bartheln.

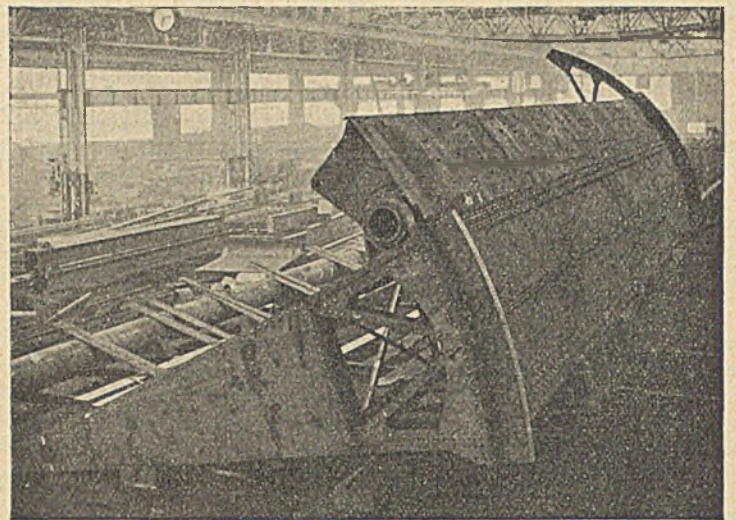


Abb. 4. Segmentwehr mit Eisklappe für Boberröhrsdorf in Schlesien.

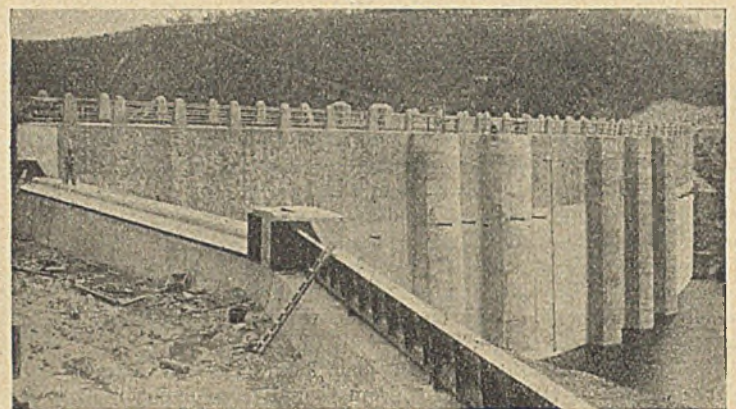


Abb. 5. Klappe am Überfallwehr der Talsperre zu Golden- traum in Schlesien.

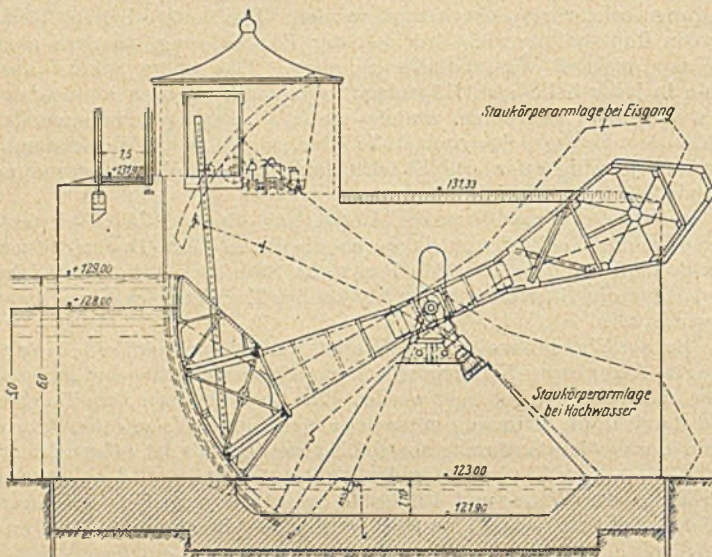


Abb. 2. Absenkbares Segmentwehr.

Walzenwehre, nämlich zurzeit für etwa 40 bis 50 m Anwendung finden; sie sind auch für einseitigen Antrieb geeignet, und es können mit ihnen große Stauhöhen unschwer erreicht werden.

Eine zwischen den Wehrpfeilern befindliche und gehörig ausgesteifte Blechhaut ist nach einem Kreise gekrümmt, dessen Mittelpunkt gleichzeitig der Drehpunkt des Verschlusskörpers ist. Durch ein auf der Unterstromseite angeordnetes Trägersystem wird der Wasserdruck an Stützarme abgegeben, die sich in Nischen der Wehrpfeiler bewegen. Diese Stützarme übertragen die Druckkräfte mittels der über dem Unterwasser belegenden und somit leicht kontrollierbaren und bequem zu schmierenden Drehlager auf die Wehrpfeiler.

Besondere Vorzüge der Segmentwehre sind die große Dichtigkeit, die leichte und sichere Beweglichkeit — und zwar auch im strömenden Wasser —, die schnelle und völlige Freigabe des Flußprofils bei eintretendem Hochwasser, die Klarheit der statischen Verhältnisse sowie die wohlfeile Herstellungsmöglichkeit, da nicht mehr als zwei Drittel der für ein gleichartiges Walzenwehr erforderlichen Eisenmengen gebraucht werden. Überdies spielt bei den Segmentwehren die Zapfenreibung eine nur untergeordnete Rolle, da der an dem großen Halbmesser des Segmentes angreifende Hebelarm des

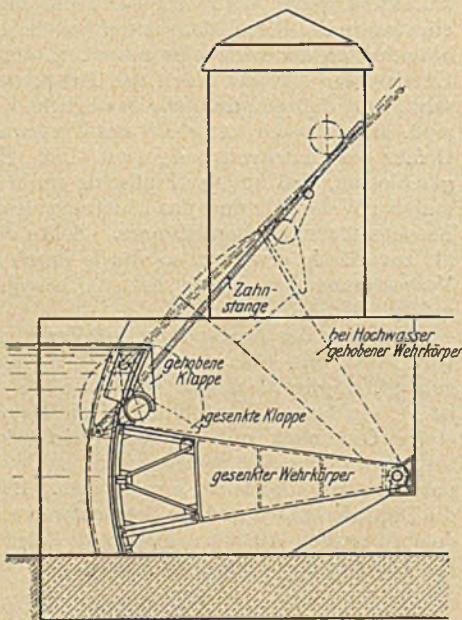


Abb. 3. Eisklappen-Antrieb Louis Eilers. (Patent Professor Dr.-Ing. Kulka.)

Antriebsorgans im Vergleich zu dem Halbmesser des Drehzapfens außerordentlich groß ist. Das bedeutet einen erheblichen Vorteil gegenüber den Schützenwehren, bei denen die Größe des sehr verschiedenen Reibungswertes einen entscheidenden Einfluß auf die erforderliche Antriebskraft ausübt.

Mit den Walzenwehren der bisherigen Bauweise hatten die Segmentwehre bis jetzt den nicht zu unterschätzenden Übelstand gemeinsam, daß das schwimmende Eis nur nach erfolgtem Tauchen unter dem angehobenen Verschlusskörper des Wehres zum Abtreiben gelangen konnte.

Dieselben Überlegungen, die von der Walze zu der Versenkwalze führten, veranlaßten bereits im Jahre 1915 die Oderstrombauverwaltung zu Breslau gemeinsam mit der Fa. Louis Eilers, Hannover-Herrenhausen, ein Segmentwehr zu konstruieren, bei dem der Verschlusskörper unter die Wehrsohle abgesenkt wird. Diese Bauart gelangte beispielsweise bei dem Oderwehr an der Staustufe Bartheln (Abb. 1) mit 3 m Stauhöhe zur Anwendung und hat sich dort in zehnjährigem Betriebe durchaus bewährt, und zwar auch hinsichtlich der Sohlendichtung.

Bei einem im Jahre 1922 erbauten Wehr (Abb. 2) wurde von derselben Firma die Absenkbarkeit des Wehrkörpers auf das Maß von 1 m beschränkt, so daß das Eis über das herabgelassene Segmentwehr hinweg abfließen kann, also unter annähernder Aufrechterhaltung des Staus. Wie bei der Versenkwalze tritt hier also bei dem Ablassen des Eises und der Feinregelung des Staus eine kurze Abwärtsbewegung ein, während die Freilegung des Hochwasserquerschnitts durch Hochheben des Verschlusskörpers geschieht. Wie bei der Versenkwalze liegt bei dieser Konstruktion die Gefahr vor, daß Fremdkörper die Dichtung an der Sohle beschädigen.

Dieser Mangel der Versenkkonstruktionen, der bei ihnen nicht beseitigt werden kann, mußte dazu führen, daß den Möglichkeiten nachgegangen wurde, das Eis ohne wesentliche Absenkung des Stauspiegels über den Wehrkörper hinweg abschwimmen zu lassen.

Das Bestreben führt zu der Verwendung von Eisklappen.

Während die Eisklappen bei allen früheren Ausführungen einen eigenen, selbständigen Antrieb hatten, der vielfach von Hand betätigt wurde⁴⁾, hat die Firma Louis Eilers zu Hannover-Herrenhausen, die

⁴⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 9, S. 69, Abb. 12.

auch bei den Vorarbeiten für das Weserwehr zu Dörverden ein Segmentwehr mit Eisklappe in Vorschlag gebracht hatte, den Antrieb der Eisklappe gemäß ihrem Deutschen Reichspatent Nr. 369 815 von dem Hauptantrieb des Wehres abgeleitet.

Damit ist eine außerordentlich einfache und zuverlässige Bewegungsvorrichtung geschaffen worden. Durch die Aufwärtsbewegung der Triebstange (Abb. 3) wird die Eisklappe, indem sie sich rasch von dem Eise fortbewegt, umgelegt. Wenn dann eine weitere Freilegung des Stromquerschnitts erzielt werden soll, so wird die Aufwärtsbewegung der Triebstange fortgesetzt und damit das Segmentwehr gehoben. Durch die entgegengesetzte Bewegung des Triebstockes — Zahnstange oder Gallsche Kette — geschieht das Wiedereinsetzen des Hauptverschlußkörpers und demnächst die Wiederaufrichtung der Eisklappe. Lediglich durch die ungemein leicht zu bewirkende Bewegung der Eisklappe, die in jeder Lage zum Stillstand gebracht werden kann, wird nicht nur das Abschwimmen des Eises, sondern auch die gesamte Feinregelung des Wasserstandes bewirkt. Damit wird der große Vorteil erreicht, daß zur Bewegung gemeinhin nur äußerst geringfügige Kräfte erforderlich sind, daß der Angriff der Wehrsohle durch die Grundströmung auf die seltenen Fälle des Anhebens des Hauptwehres beschränkt wird, und daß damit auch nur selten eine

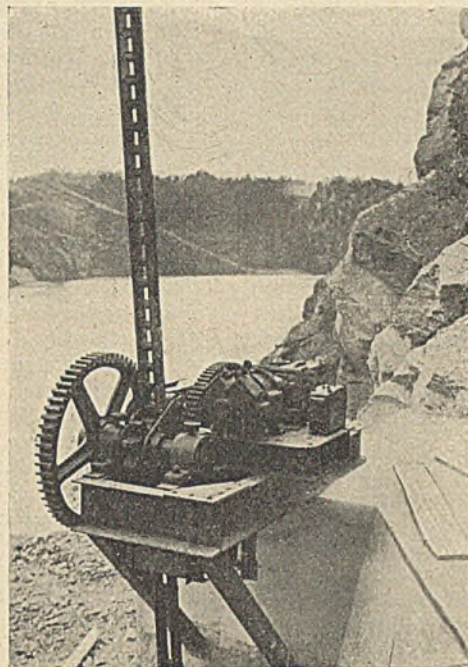


Abb. 6. Antrieb der Klappe am Überfallwehr der Talsperre zu Goldentraum in Schlesien.

Störung der Dichtung des Wehres herbeigeführt wird, daß also jegliche Vergeudung von aufgestautem Wasser vermieden wird.

Die Eisklappe wird von Louis Eilers als torsionsfester, äußerst solider Körper (Abb. 4) ausgebildet. Sie besteht aus einem nach dem Mannesmann-Verfahren oder durch Wassergas-Schweißung hergestellten Rohre von solchen Abmessungen, daß es nötigenfalls durchkrochen werden kann. Dieses Rohr ist an den beiden Enden und an mehreren Zwischenpunkten drehbar gelagert und durch den an einem Ende angebrachten Hebelmechanismus bewegbar. Das Staublech ist mit der Walze fest vernietet. Der Hauptstaukörper lehnt sich mit einem 3 bis 4 mm starken Federblech so gegen die Hohlwelle, daß eine gute Dichtung erreicht wird.

Es ist zu erwarten, daß das mit der Eisklappe ausgerüstete Segmentwehr bei den kommenden Neubauten beweglicher Wehre eine vorherrschende Stellung einnehmen wird.

Auch auf ein festes Wehr kann die hier für das Segmentwehr geschilderte Eisklappe als beweglicher Teil aufgesetzt werden. Das ist zum Beispiel durch Louis Eilers an zwei Öffnungen von je 22,7 m Länge bei der Talsperre zu Goldentraum in Schlesien (Abb. 5) ausgeführt worden. Der einseitige Antrieb (Abb. 6) ist dabei in einfachster Weise gestaltet worden.

Alle Rechte vorbehalten

Einige Bemerkungen über die Sicherheitszahl.

Von Dr. H. Zimmermann.

Es ist bekannt, daß bei einem auf Druck beanspruchten Stab eine besondere Gefahr aus der Annäherung an die Knickgrenze entspringt, der man nur dadurch vorbeugen kann, daß man den Stab stärker macht, als es die Knickbedingung bei gegebener Belastung verlangt. Über das notwendige Maß der Verstärkung haben von jeher große Meinungsverschiedenheiten geherrscht, die sich im Streit über die sogenannte Sicherheitszahl kundgaben. Aber auch in den Ansichten über den Sinn und die Bedeutung dieser Zahl besteht so wenig Übereinstimmung, ja, man darf sagen, so viel Unklarheit, daß ein Versuch zur schärferen Erfassung des Begriffes nicht ganz überflüssig sein dürfte.¹⁾ Die nachstehenden Zeilen wollen einen Beitrag dazu liefern.

Wir nehmen an, daß die Last, die ein Stab tragen soll, das Gegebene ist und sein Querschnitt das Gesuchte. Daraus folgt zunächst, daß man ihn mit der größten, in der Wirklichkeit vorkommenden Last berechnen muß.²⁾ Dabei ist natürlich auch eine im Zeitraum seiner voraussichtlichen Lebensdauer mögliche Zunahme der Gebrauchslast zu berücksichtigen. Geschieht das, so ist eine Gefährdung des Stabes durch Überschreitung der Rechnungslast ausgeschlossen. Das ist aber nicht die einzige Quelle einer Gefahr. Der berechnete Querschnitt steht ja zunächst nur auf dem Papier. Abweichungen davon sind bei der Herstellung unvermeidlich; ebenso Mängel in der Beschaffenheit des Baustoffes und mancherlei andere Zufälligkeiten, die die Tragfähigkeit des Stabes gegen ihren Rechnungs-

wert herabsetzen. Alle diese Einflüsse können, wie gesagt, nur unschädlich gemacht werden dadurch, daß man den Stab stärker ausführt, als es die Theorie verlangt.

Man hat sich nun daran gewöhnt, dies nicht durch mehr oder weniger willkürliche Zugaben zu dem mit der Gebrauchslast berechneten Trägheitsmoment des Stabquerschnittes zu bewirken, sondern dadurch, daß man es mit einem willkürlich angenommenen Vielfachen dieser Last berechnet. Wir wollen das an dem Beispiel der Eulerschen Knickformel für einen Stab mit frei drehbaren Enden erklären. Sie lautet

$$J = \left(\frac{l}{\pi}\right)^2 \frac{S}{E},$$

worin J das Trägheitsmoment, S die wirkliche Stabkraft, E die Elastizitätszahl und l die Länge des Stabes. Ihn mit dem so berechneten J auszuführen, wäre gefährlich. Man entschließt sich, einen Querschnitt mit dem n -fachen Werte dieses J anzuwenden, wo n die Sicherheitszahl bedeutet. Das vergrößerte Trägheitsmoment sei J_1 ; es ist also

$$(1) \quad J_1 = n \cdot \left(\frac{l}{\pi}\right)^2 \frac{S}{E}.$$

Statt dessen setzt man aber

$$(2) \quad J_2 = \left(\frac{l}{\pi}\right)^2 \frac{nS}{E},$$

d. h. man berechnet das Trägheitsmoment mit der n -fachen Gebrauchslast. Da nun

$$J_2 = J_1 = nJ$$

ist, so hätte man der Einführung einer solchen nur gedachten Last offenbar nicht bedurft.

Mathematisch laufen beide Wege genau auf das gleiche hinaus solange man nicht weitergehende Folgerungen daran knüpft. Wenn man nämlich J mit der Gebrauchslast S , also nach der ersten Formel berechnet, befindet man sich unbedingt im elastischen Bereich, da die Spannungen auch unter der größten möglichen Last die Elastizitätsgrenze nicht überschreiten dürfen. Wenn nun gar J gemäß Gleichung (1) auf nJ erhöht und damit meist auch der Querschnitt vergrößert wird, so sinkt die Spannung noch weiter. Rechnet man dagegen nach (2) mit nS , und zwar nicht nur das erforderliche J_2 (das ja ebenso groß ist wie nJ), sondern auch die Stabspannung, so gerät man unter Umständen in den unelastischen Bereich, für den die einfache Eulerformel nicht gilt. Dann ergeben die zwei Wege nicht mehr das gleiche J , falls n beide Male denselben Wert haben soll.

¹⁾ Man vergleiche Rudolf Mayer, Die Knickfestigkeit, § 48: Der Sicherheitsgrad.

²⁾ Diese Forderung ist für meinen Standpunkt wesentlich. Es spricht für sie die allgemeine Erwägung, der Sicherheitszahl so wenig Aufgaben zuzuweisen wie möglich. Alles, was sich auch nur einigermaßen sicher bestimmen läßt, soll man aus ihr herauslassen, da sie doch nur ein Notbehelf ist. Der Wert der Fortschritte in der Theorie liegt ja zum Teil gerade darin, daß sie das Gebiet der Sicherheitszahl, d. h. der rohen Schätzung, einschränken. Da überdies die genaue Kenntnis der Stabkräfte nicht nur für die Bestimmung der Querschnitte der auf Druck beanspruchten Glieder eines Bauwerkes, sondern für die ganze statische Berechnung erforderlich ist, so ist nicht einzusehen, warum man bei der Berechnung auf Knicken sich mit ungenauen Werten dieser Kräfte begnügen und über die daraus entspringende Gefahr durch eine willkürliche Erhöhung der Sicherheitszahl hinweghelfen sollte. — Der Vorschlag Müller-Breslaus, in solchen Fällen, wo aus ungenügender Geraderichtung oder Ungenauigkeiten im Lastangriff besondere Gefahr erwachsen kann, mit einem wenn auch nur geschätzten Fehlerhebel zu rechnen, erstrebt offenbar ein ähnliches Ziel.

Wenn man fragt, woher es kommt, daß das zweite Verfahren fast allein in Anwendung steht — trotz des naheliegenden Bedenkens, daß alle anderen Bauteile außer den Druckstäben bei den gebräuchlichen Werten von n die n -fachen Gebrauchslasten gar nicht tragen können —, so stößt man auf zwei Gründe. Der erste ist ein rein gefühlsmäßiger. Wir glauben Kraftwirkungen besser verstehen und abschätzen zu können als die Wirkungen von Trägheitsmomenten. Der zweite Grund hängt mit der Versuchsausführung zusammen. Es ist nicht wohl angängig, die Knickgrenze bei gegebener Last durch allmähliche Verminderung des Trägheitsmomentes zu bestimmen, sondern es steht dafür nur der Weg der zunehmenden Belastung bei unveränderlichem Trägheitsmoment offen. Wenn also ein Bauteil durch Versuche geprüft werden soll, dann bleibt nur übrig, seine Knicklast zu messen, unbekümmert darum, ob eine solche Last im Bauwerk möglich ist oder nicht. In dem Quotienten aus der Knicklast und der Gebrauchslast erblickt man unwillkürlich die Sicherheitszahl. Damit scheint die Aufgabe, diese Zahl genau zu bestimmen, gelöst zu sein. Aber das ist nur Schein!

Angenommen, wir wüßten von allen vorhandenen Stäben genau ihre so zu bestimmende Knicklast. Dann würden bei ihrer Anwendung sofort die Fragen auftauchen: Wie hoch dürfen wir sie im Bauwerk belasten? Und wie hoch müssen wir sie belasten, wenn wir sparsam bauen wollen? Von der Entscheidung hierüber, die nicht ohne Willkür oder Theorie oder beides zu treffen ist, hängt die Höhe der Gebrauchslast ab, also auch der Quotient aus ihr und der Knicklast. Hierzu tritt der Umstand, daß die Beanspruchungsweise des Stabes im Bau selbstverständlich eine ganz andere ist als in der Presse, und schließlich die unangenehme Tatsache, daß man die Knicklast eines Stabes nur sicher erfahren kann, indem man ihn zerstört. Im besten Falle erfährt man durch Zerstörung einer größeren Anzahl „gleicher“ Stäbe wohl eine Durchschnittstragfähigkeit; die Streuung der Einzelwerte zeigt dann aber auch, daß die Tragfähigkeit weiterer Stäbe derselben Art nur innerhalb gewisser Grenzen vorausgesagt werden kann. Die Willkür in der Wahl der Sicherheitszahl läßt sich hiernach auch durch Bruchversuche nicht ganz beseitigen, sondern höchstens etwas einschränken. Die Bevorzugung des zweiten Verfahrens dürfte daher durch die Möglichkeit, seine Wirkungen mit Hilfe solcher Versuche abzuschätzen, nicht hinreichend gerechtfertigt sein.³⁾

Wir kehren jetzt zu der grundsätzlichen Frage zurück und sprechen sie in aller Schärfe aus wie folgt:

Müssen wir, um der Haltbarkeit eines Stabes sicher zu sein, wissen, wie groß die Last ist, die ihn zerstören würde, wenn sie überhaupt vorkommen könnte, in Wirklichkeit aber nicht vorkommen kann? Mayer bejaht die Frage mit folgenden Worten: „Nichts erscheint dem Verfasser wichtiger, als geradezu die Kenntnis desjenigen Wertes der Belastung, bei dem die Stabilität wichtiger Bauglieder unsicher wird.“ Die Form des Ausspruches und das Fehlen einer Begründung zeigt schon, daß der Verfasser selber ihn nur als eine Meinungsäußerung betrachtet. Nun lehrt aber tausendfältige Erfahrung von den ältesten Zeiten bis auf die Gegenwart, daß man verstanden hat, stabile Bauwerke zu errichten, ohne eine Ahnung davon zu haben, bei welcher Belastung sie instabil wurden. Und selbst wenn man dies für die Eisenbauten und besonders für ihre auf Knicken beanspruchten Teile nicht gelten lassen wollte, so zeigen die im Zentralbl. d. Bauverw. 1912 von S. 189 an veröffentlichten, über viele Jahrzehnte ausgedehnten Erfahrungen der Preussischen Eisenbahnverwaltung an einer sehr großen Zahl von Brücken, daß niemals ein Versagen vorgekommen ist, obgleich bei manchen älteren Bauwerken die Druckglieder überhaupt nicht auf Knicken berechnet worden sind und infolge des Anwachsens der Gewichte der Betriebsmittel überlastet waren. Mayer kennt diese Dinge und berichtet in seinem Buche darüber mit der Bemerkung, „daß unsere Baustoffe nicht immer so geduldig sind, wie sie es hier wohl waren“. Als Beweis dafür nennt er den Einsturz der Birsbrücke bei Mönchenstein (über den im Zentralbl. d. Bauverw. 1891 ausführlich berichtet worden ist). In dem Gutachten von Ritter und Tetmajer sei nachgewiesen, daß die Mitteldiagonalen nur etwa einfache Eulersche Knicksicherheit und dabei noch exzentrische Anschlüsse hatten. Da muß man sich doch fragen, was eigentlich diese Gegenansprüche beweisen soll. Denn wenn jene Brücke bei nur „einfacher Knicksicherheit“ fast 20 Jahre standgehalten hat, dann muß ja wohl ihr Baustoff mindestens ebenso geduldig gewesen sein wie der der preussischen Brücken. (Nach den Messungen von Tetmajer war er aber kaum mittelmäßig.)

Ich möchte mich dagegen verwahren, daß meine Bemerkungen zu dem Ausspruch Mayers etwa so gedeutet würden, als hielte ich die Kenntnis der Tragfähigkeitsmerkmale wichtiger Bauteile für ent-

behrlich. Vor diesem Verdacht dürften mich ja schon meine Bemühungen um die Fortbildung gerade der Theorie des Knickens schützen. Ich bin nicht der Ansicht, daß die Wißbegierde Mayers überflüssig ist, sondern nur, daß sie einseitig ist. Könnte man seinem (gegen einen wohlwollenden Vorschlag Kayers gerichteten) Ausspruch über die Belastung nicht mit gutem Recht einen anderen gegenüberstellen, der besagt, daß nichts wichtiger sei als die Kenntnis desjenigen Trägheitsmomentes eines wichtigen Bauteiles, bei dem dessen Stabilität (unter der vorgeschriebenen Belastung) unsicher wird? Ich bin der Meinung, daß das eine wie das andere gleich wichtig und gleich ausreichend ist zur Beurteilung der Sachlage. Unter sonst gleichen Umständen entscheidet die aufzunehmende Last darüber, welches Trägheitsmoment nötig ist, und das vorhandene Trägheitsmoment darüber, welche Last getragen werden kann.

Hierzu treten die folgenden Erwägungen. Von seiten der Last droht einem nach der oben aufgestellten Forderung mit der größten möglichen Last berechneten Stabe keine Gefahr. Ein sachlicher Anlaß, seine aus anderen Gründen nötige Verstärkung gerade in der Weise zu berechnen, daß man eine (nur gedachte) höhere Last in die Gleichungen einführt, besteht also nicht. Im Gegenteil spricht die Art der durch die Verstärkung unschädlich zu machenden Mängel dafür, sie ohne weiteres durch die Anwendung eines Querschnittes mit größerem Trägheitsmoment auszugleichen. Als Schutz gegen zu schwach ausgefallene Querschnitte liegt das auf der Hand, und als Mittel gegen eine zu niedrige Elastizitätszahl oder andere Stoffmängel liegt es wenigstens nahe. Auch Anfangskrümmungen des Stabes sind Eigenschaften, die mit der Belastung nichts zu tun haben, die also mindestens ebenso gut dadurch ausgeglichen werden können, daß man von vornherein ein größeres als das theoretisch nötige Trägheitsmoment für die Ausführung wählt, wie auf dem Umwege der Annahme einer erhöhten Rechnungslast, deren Wirkung doch nur darin liegt, daß sie zu einem größeren Trägheitsmoment führt.

Mit diesen Betrachtungen soll natürlich das letztere Verfahren nicht als unbrauchbar hingestellt werden. Denn darüber besteht ja kein Zweifel, daß die Tragfähigkeit eines Stabes nur von seinen Maßen abhängt und nicht davon, auf welche Art man sie berechnet hat. Ich kann sogar mitteilen, daß ich bei der Beschäftigung mit der bisher völlig ungeklärten Frage der Sicherheitszahl für Stabverbindungen gefunden habe, daß da das Rechnen mit gleichmäßig erhöhten Stabkräften vor anderen Sicherungsverfahren gewisse Vorzüge besitzt. Nicht darum handelt es sich, diese Rechnungsart zu beseitigen, sondern es soll nur darauf aufmerksam gemacht werden, daß mit der unmittelbaren Erhöhung der Trägheitsmomente das gleiche erreicht werden kann. Dann wird aber die sehr verbreitete Anschauung: „Die meisten im Bauwesen verwendeten Druckstäbe liegen im unelastischen Gebiet“ hinfällig. Sie ist eben nicht ein Ergebnis der Wirklichkeit, sondern nur eine nicht notwendige Folgerung aus der üblichen Berechnungsweise. Man könnte ebensogut sagen, alle unsere Zugstäbe lägen im unelastischen Bereich, weil sie in diesem Bereich brechen. Damit würde man aber die ganze Theorie der statisch unbestimmten Systeme aus dem Sattel heben.

Wir haben bisher immer nur von der Sicherheitszahl gesprochen, die Bezeichnung „Sicherheitsgrad“ oder gar „Sicherheit“ dagegen absichtlich vermieden. Das ist geschehen, um klar hervortreten zu lassen, daß wir nur eine den Bedürfnissen der Rechnung dienende Größe im Auge hatten, nicht aber das, was unter den beiden anderen Namen bisweilen verstanden und z. B. in der Form „tatsächlicher Sicherheitsgrad“ der Sicherheitszahl als „rechnerischem Sicherheitsgrad“ gegenübergestellt wird. Im Schrifttum ist mir eine Erklärung des Begriffes der tatsächlichen Sicherheit noch nicht begegnet. Solange man nicht genau weiß, was damit gemeint ist, kann man natürlich auch nicht sicher darüber urteilen, ob der Gebrauch, der von diesen Worten gemacht wird, richtig ist oder nicht. Wenn man sich diesen Gebrauch aber näher ansieht, so gelangt man zu der Vermutung, daß ihm eine irrite Annahme zugrunde liegt, die mit der vorher besprochenen Rechnungsweise zusammenhängt, nämlich die Annahme, die Einführung der Sicherheitszahl bedeute eine Erhöhung der Tragfähigkeit in gleichem Betrage über den Bedarf hinaus, der nötig ist, um die theoretisch nicht erfassbaren Schwächen des Stabes und die Zufälligkeiten seiner Beanspruchung auszugleichen. Anders ist es wenigstens nicht zu verstehen, wenn z. B. Mayer sagt, daß infolge aller solcher Einflüsse „der tatsächliche Sicherheitsgrad wohl nicht immer so groß sein mag wie der rechnerische“. Die hierin liegende Auffassung, daß beide Sicherheitsgrade eigentlich gleich sein sollten, widerspricht offenbar dem Begriff der Sicherheitszahl als eines Mittels zum Ausgleich jener Einflüsse, das natürlich verbraucht wird, indem es die von ihm verlangte Wirkung ausübt. Die Forderung der Gleichheit des „tatsächlichen“ und des „rechnerischen“ Sicherheitsgrades ist von diesem Gesichtspunkte aus nicht nur sinnwidrig, sondern auch unerfüllbar. Denn wie hoch man auch die Sicherheitszahl annehmen möge, ein Teil von ihr wird immer durch die erwähnten Einflüsse

³⁾ Ich sehe den Wert von Knickversuchen weniger in der rein statistischen Gewinnung von Tragfähigkeitszahlen, als in der sorgfältigen und planmäßigen Anstellung von Beobachtungen zur Nachprüfung und Fortbildung der Theorie.

aufgezehrt werden, solange es keine Bauwerke gibt, die den Voraussetzungen der Theorie in jeder Hinsicht und vollkommen entsprechen.

Es ist vielleicht erlaubt, eine Äußerung über diese Dinge aus dem Jahre 1911 anzuführen: „Bevor ich den Abschnitt schließe, möchte ich noch auf eine Unklarheit hinweisen, die dadurch hervorgerufen werden kann, daß man die Ausdrücke Sicherheitszahl oder Sicherheitsgrad und Sicherheit in demselben Sinne gebraucht. Wenn z. B. verlangt wird, daß ein Stab mit dreifacher Sicherheit berechnet werden soll, so besagt das nach der oben zugrunde gelegten Auffassung nicht, daß der Stab imstande sein soll, eine dreimal so große Last zu tragen,

als die ist, mit der man ihn berechnet hat. Die Sicherheitszahl dient nur dazu, alle nicht näher bestimmbar, aber als möglich anzunehmenden ungünstigen Umstände auszugleichen. Treten diese Umstände nun wirklich einmal ein und werden sie durch die Sicherheitszahl ausgeglichen, so hat der Stab nicht eine dreifache, sondern einfache Sicherheit, und die Sicherheitszahl hat ihren Zweck erfüllt.“ (Zentralbl. d. Bauverw. 1911, S. 198.)

Nach den bisherigen Erfahrungen ist nicht zu erwarten, daß die vorstehenden Ausführungen allseitige Zustimmung finden. Einer Anregung, abweichende Meinungen und die Gründe dafür bekanntzugeben, wird es daher kaum bedürfen,

Alle Rechte vorbehalten.

Die Zugspitzbahn.

Von Dipl.-Ing. Falschlunger, München.

Der Plan einer Bergbahn auf die Zugspitze, den höchsten Berg der nördlichen Kalkalpen und den höchsten Berg Deutschlands, ist nun Wirklichkeit geworden. Allerdings wird nicht die in dem bayerischen Entwurf vorgesehene Reibungsbahn, die den Bergstock, namentlich in dem oberen Teile durch verschiedene Tunnel bezwingen und auf den Ostgipfel führen sollte, gebaut, sondern es gelangt der österreichische Entwurf zur Ausführung.

Die großen Anlagekosten einer Zahnradbahn (Standbahn) ließen aber von vornherein jede Wirtschaftlichkeit ausgeschlossen. Hierzu kamen ferner die wirtschaftlichen Erfahrungen mit den Zahnradbahnen in der Schweiz. Andererseits hat das System der Seilbahnen durch die Erfahrungen des Krieges — besonders an der italienischen Front — eine derartige Förderung in bezug auf die Ersparung an Anlagekosten, auf die erprobte Leistungsfähigkeit und auf die zu erreichende Sicherheit erfahren, daß nur eine Seilschwebbahn für die Erschließung der Zugspitze in Frage kam.

Die Zugspitzbahn erhält ihre Talstation in dem der österreichischen Bundesbahnstation Ehrwald nahegelegenen Orte Obermoos, unmittelbar an dem von Ehrwald kommenden Fußweg. Dieser Weg soll von der Station Ehrwald der österreichischen Bundesbahn bis zur Talstation der Zugspitzbahn als Automobilstraße ausgebaut werden. Die Talstation Obermoos soll in massivem Mauerwerk ausgeführt werden, und zwar ist das Fundament und das Sockelmauerwerk in Bruchstein vorgesehen; alles übrige soll in Ziegelmauerwerk hergestellt werden. Die Fundamente für den Antrieb, die Motoren und die Spannungsgewichtsrube werden in Stampfbeton ausgeführt. Die ganze Anlage ist in Tiroler Stil gedacht und dürfte sich gut in die Landschaft einfügen.

Die Trasse der Seilbahn beginnt unmittelbar hinter der Talstation (Seehöhe 1232 m) auf einer sich vom Wettersteinkamm ins Tal herabziehenden Bergrippe anzusteigen. Sie führt über Dörle und die Tiefelwiesen zu den Stengele- und Ehrwaldköpfen, überquert dann das österreichische Schneekar und endigt bei der Bergstation am Wettersteinkamm in der Nähe der Staatsgrenze auf einer Höhe von 2795 m. Die Bahn überwindet somit bei einer Gesamtlänge von 2955,4 m einen Höhenunterschied von 1563 m. Die Trasse wurde möglichst kurz gewählt und liegt durchweg in standfestem Gebirge. Bei ihrer Ausmittlung wurde auch auf die Lawenrisiko Rücksicht genommen. Die Steigung der Bahnanlage beträgt durchschnittlich 38% und erreicht an der steilsten Stelle 40%. Die höchste Entfernung des Seiles über dem unten liegenden Grunde beträgt rd. 240 m. Auf der ganzen Strecke von rd. 3 km Länge sind nur sieben Träger und zwei Einfahrtstützen angeordnet. Die Stützenaufstellung wurde den Geländebedingungen entsprechend durchgeführt, und zwar erleiden die Tragseile nur an den Stützen 5, 6 und 7 Ablenkungen, die durch die Bodengestaltung bedingt sind. Die Stützen 3, 4 und 8 sowie die Einfahrtstützen 1 und 9 haben den Zweck, zu große Durchhänge der Lastwegkurven sowie das Berühren der Zug- und Bremsseile mit dem Boden zu vermeiden. Aus diesem Grunde müssen auch bei km 2,7314 und von km 2,974 bis 3,0154 Felseinschnitte angelegt werden.

Das von der Bahn durchzogene Gelände besteht durchweg aus Wettersteinkalk, der von der Talstation bis km 1,0339 hauptsächlich in Form von Gerölle (Gehängeschutt), von da ab bis zur Bergstation aber als standfester Fels auftritt.

Die Bergstation (Seehöhe 2795 m) befindet sich in nächster Nähe des Wettersteinkammes und ist 2,5 m tief in den Felsen eingesprengt. Sie hat eine verbaute Fläche von 210 m² und wird ganz in lagerhaftem Bruchsteinmauerwerk ausgeführt. Zur Erreichung genügenden Wärmeschutzes sind die Mauerstärken ungefähr die doppelten der vorgeschriebenen. Außerdem sind besondere Isolierungen vorgesehen.

In der Bergstation befinden sich lediglich die Vorrichtungen für die Befestigung der Tragseile. Die Tragseilverankerung geschieht durch zwei Trägerkonstruktionen, die in den gewachsenen Fels einbetoniert sind. Das Eisengerüst der Seilumführungssoheiben ist gleichfalls im Fels, und zwar durch zwei genietete Zähne und einbetonierte Anker befestigt. Die Bergstation, die außer dem Verankerungsraum

noch den Warteraum mit dem Kassenraum enthält, ist eine massive Form und als Rohbau gedacht, um sich dem Hochgebirgscharakter anzupassen. Die Beleuchtung der Station soll elektrisch geschehen, wobei der Strom durch Sammler geliefert wird, deren Zu- und Abfuhr ebenfalls durch die Seilbahn stattfindet.



Abb. 1. Fellsprengungen bei Ständer 4.

Die Fahrbahn besteht aus Herkulesseilen (Litzenspiralkonstruktion). Wegen des großen durch die Bahn überwundenen Höhenunterschiedes mußten die Seilstärken nach oben hin zunehmend gewählt werden. Der Durchmesser der Tragseile steigt von 42 mm auf 44 mm und auf 46 mm. Der Zugsicherheitsgrad des Seiles beträgt an der untersten Stelle jedes Seilstückes 4 und an der obersten Stelle 3,5. Für die mittlere Stärke von 44 mm ergibt sich bei einer Drahtstärke von 2,9 mm und einer Festigkeit von 165 kg/mm² eine Bruchlast von 145000 kg und ein Gewicht von 7,65 kg/m. Unter Umständen kommt nur eine Seilstärke von 48 mm in Frage.

Als Zug- und Bremsseile sind Litzenseile von 23,5 mm Durchmesser, einer Drahtstärke von 1,2 mm, einer Festigkeit von 180 kg/mm² bei 32900 kg Bruchlast und einem Gewicht von 1,60 kg/m gewählt worden.

Die Verbindung der einzelnen Tragseilstücke geschieht durch angegossene Zwischenkupplungen. Zug- und Bremsseil werden gespleißt.

Die Seilstützen sind als Raumbauwerke ausgebildet und haben Pfeilerform. Sie werden in Eisenkonstruktion hergestellt und müssen zum größten Teile in den Steilhang des Felsen einbetoniert werden (Abb. 1 u. 2). Um im Landschaftsbilde weniger aufzufallen, sollen die Stützen in der Farbe der Umgebung gestrichen werden. Die Lagerung von Zug- und Bremsseil geschieht durch je vier zu einer Batterie vereinigten Rollen von 400 mm Durchmesser. Jene Stützen, die hauptsächlich nur zum Tragen des Zug- und Bremsseiles verwendet werden,

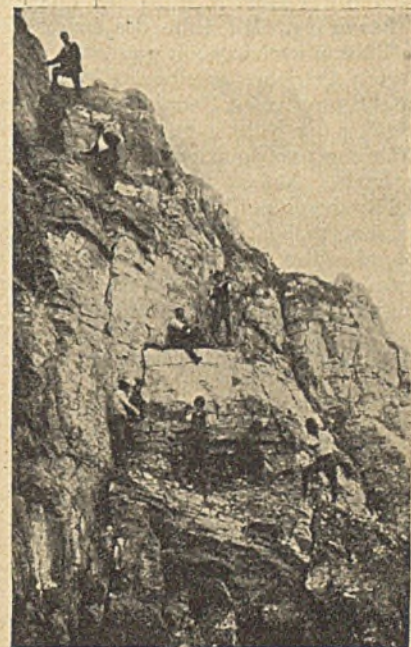


Abb. 2. Ständer 2.

erhalten besondere Sicherheitsniederhaltklappen. Bei Stütze 3 wird außerdem das Tragseil etwas herabgezogen; es muß daher hier für eine besondere Niederhaltkappe gesorgt werden. Leitvorrichtungen für Zug- und Bremsseil sind auf den Stützen nicht vorgesehen, da die Seile vom Wagen erst bei den Stützen, und zwar nur wenig von den Tragrollen, die entsprechend breit bemessen sind (200 mm), abgeschoben werden. Die Entfernung der beiden Tragseile und die Konstruktion der Stützen sind so durchgeführt, daß auch bei starkem Winde ein Anschlag der Wagen an die Stützen oder ein Streifen der Wagen in den Seilfedern mit Sicherheit vermieden wird. Zur Sicherheit sollen die Stützen noch Abweiser erhalten. Die wegen ihrer Höhe gewiß ungünstigen Stützen 3 und 8 könnten vermieden werden, wenn es gestattet würde, den Trag- und Zugseilsicherheitsgrad kleiner als 4 bzw. 6 anzunehmen, da bei einer wirtschaftlich günstigen Konstruktion Trag- und Zugseilsicherheitsgrad in einem ganz bestimmten Verhältnisse stehen. (Vergl. die Ausführungen des Ingenieurs Zuegg in Lana bei Meran.)

Zum Betriebe der Seilbahn sind im ungünstigsten Falle, d. i. bei vollbesetzten bergwärtsfahrenden Wagen und unbesetzten talwärtsfahrenden Wagen, 70 PS erforderlich.

Die Antriebe für das Zugseil und das Bremsseil sind voneinander getrennt und derart angeordnet, daß die Seile über je zwei, durch ein Ausgleichgetriebe angetriebene Seilscheiben geführt werden, wodurch Spannungsunterschiede, die einen Seilschlipp auf den Scheiben zur Folge hätten, ausgeglichen werden. Die bei gewöhnlichen Antrieben ohne Spannungsausgleicher den Antriebscheiben vorgelagerten Gegenscheiben können in diesem Falle als Zugseilspannscheiben ausgenutzt werden, wodurch die gesamte Anordnung wesentlich vereinfacht wird.

Bei normalem Betriebe arbeitet lediglich der Antrieb des Zugseiles, während der Antrieb des Bremsseiles stillsteht. Durch den Einbau einer Reibungskupplung zwischen die Vorgelege des Zugseil- und Bremsseilantriebes ist jedoch die Möglichkeit geschaffen, bei Versagen des Antriebmotors des Zugseiles durch Einschaltung der Reibungskupplung auch mit dem Antriebmotor für das Bremsseil auf den Antrieb des Zugseiles zu arbeiten.

Um den Antrieb für das Zugseil jederzeit vollkommen stillsetzen zu können, sind in das Vorgelege dieses Antriebes zwei Bremscheiben eingebaut, von denen eine durch einen Bremsmagneten selbsttätig beeinflußt wird, während die andere vom Führerstande aus durch eine Fuß- und Feststellbremse zu betätigen ist. Der Antrieb für das Bremsseil erhält nur eine Bremse, die sich durch die beim Festklemmen eines Wagens am Bremsseil eintretende Bewegung der Seilscheiben selbsttätig auslöst.

Reißt das Zugseil, dann klemmen sich die Seilbahnwagen durch einen weiter unten beschriebenen Klemmapparat fest und bringen dadurch das sonst in Ruhe befindliche Bremsseil samt dessen Antrieb in Bewegung. Mit Hilfe des Bremsseiles kann dann der Wagen in die Station zurückgeholt werden.

Die Antriebseilscheibe des Bremsseiles ist durch einen verstellbaren Anschlag mit einem Hauptauschalter verbunden, der bei der geringsten Drehung der Seilscheibe in Wirkung tritt, indem die gesamte Stromzuführung unterbrochen wird. Dadurch wird auch der Zugseilantrieb abgestellt. Außerdem wird durch die Drehbewegung der Seilscheibe eine Bremsspindel betätigt, die die in das Vorgelege eingebaute Bremse langsam schließt und den Antrieb selbsttätig auf einen Wagenweg von rd. 10 m abbremst. Um auch ein Durchgehen der Wagen bei einem etwaigen Radbrüche zu verhindern, sind noch zwei selbsttätige Zugseilfangbremsen vorgesehen, die mit einem in eine Führungsscheibe eingebauten Geschwindigkeitsregler in Verbindung stehen. Bei Überschreiten der normalen Geschwindigkeit von 3 m/Sek. auf etwa 4 bis

5 m/Sek. bringt der Regler ein Schaltwerk und damit beide Fangbremsen zur Auslösung. Der Betrieb kommt dadurch zum Stillstande. Die Rückstellung der selbsttätigen Sicherheitsvorrichtungen sowie der sämtlichen Bremsen kann nur von Hand stattfinden.

Die Seilbahnwagen erhalten Vierradlaufwerke, deren Rollen aus Stablguß hergestellt werden, ebenso die Hauptschilder. In das Laufwerk ist auch die Bremsvorrichtung eingebaut. Im Laufwerk ist eine Welle gelagert, auf der ein Winkelhebel aufgekeilt ist. An diesem Winkelhebel ist einerseits das Zugseil, andererseits das Gehänge befestigt. Die Welle ist außerdem Spindel eines nach dem Obochschen System gebauten Schraubenklemmapparates, durch den der Wagen bei Zugseilriß an das Bremsseil geklemmt wird. Durch die vom Wagen auf das Zugseil übertragene wirksame Gewichtskomponente wird der Klemmapparat in geöffneter Stellung erhalten. Reißt das Zugseil, so kann vom Wagen keine Kraft mehr übertragen werden, und der Klemmapparat schließt sich zufolge des am anderen Ende des Winkelhebels wirkenden Gewichtes von Gehänge und Wagenkasten. Das Laufwerk erhält ferner eine gabelförmige Entgleisungsvorrichtung und eine Luftbremse zur Dämpfung der Wagenschwingungen. Die Luftbremse dient gleichzeitig auch als Katarakt für die Fangvorrichtung.

Die Wagen sind möglichst leicht gehalten. Sie bestehen aus Profilleisen und sind mit Holz verschalt. Bei guter Witterung sind die Wagen offen, während bei schlechter Witterung Fenster eingesetzt werden können. Der Wagenkasten, der zwei Abteile und eine Plattform enthält, faßt mit dem Wagenführer 16 Personen. In dem der Berechnung zugrunde gelegten Gesamtgewicht von 1500 kg ist auch entsprechendes Handgepäck berücksichtigt. Da die Fahrzeit nur etwa 20 Minuten betragen soll, konnte auf besondere Bequemlichkeiten verzichtet werden; daher sind in erster Linie Stehplätze angeordnet. Im Wageninnern befinden sich auch vier aufklappbare Sitze. Die Wagenbeleuchtung geschieht durch Sammler.

Was die Leistungsfähigkeit der Zugspitzbahn betrifft, so ergibt sich bei halbstündigen Zuspäusen und zwölfstündiger Betriebszeit eine Beförderungsmöglichkeit von täglich 360 Personen in jeder Richtung.

Im Juli 1924 fand die politische Begehung der Seilbahn auf die Zugspitze statt. Außer zwei Referenten des Wiener Verkehrsministeriums waren anwesend: der Fachmann auf dem Gebiete der Spezialbahnen an der Wiener Techni-

schen Hochschule Prof. F. Findeis, der Bauunternehmer F. Kleiner, der Organisator der Finanzierung dieses gewaltigen Unternehmens Rechtsanwalt Dr. Stern aus Reutte und der Direktor der österreichischen Seilbahn A.-G. Ingenieur Lacom. Außer diesen Personen waren noch verschiedene andere Interessenten bei der Begehung anwesend.

Die Kosten der Anlage beziffern sich auf 15 Milliarden österreichische Kronen. Die Finanzierung geschieht derart, daß eine A.-G. unter der Firma Zugspitzbahn A.-G. mit einem Stammkapital von 15 Milliarden Kronen gegründet wird. Hiervon hat ein ausländisches Übernahmekonsortium im Verein mit den Baufirmen bereits 10 Milliarden Kronen fest übernommen. Die restlichen 5 Milliarden wurden zur Subskription aufgelegt. Es wurden Aktien zu 1 Million Kronen ausgegeben (und 10 % Aufschlag für Gründung und Interkalarspesen).

Daß die Zugspitzbahn aus dem Entwurfstadium heraus ist, beweist der Umstand, daß die Felssprengungsarbeiten (Abb. 1 u. 2) bereits vollendet sind und daß in diesem Jahre auch noch die Hochbauten beendet werden. Auch die zum Materialtransport notwendigen Hilfsseilbahnen (Abb. 3) sind bereits ausgeführt. Mit beginnendem Frühjahr 1925 kann dann die Aufstellung der seilbahntechnischen Teile durchgeführt werden, und es ist damit zu rechnen, daß bis Anfang August 1925 die Bahn dem Betriebe übergeben werden kann.



Abb. 3. Arbeiterwohnbaracke und Hilfsseilbahn.

Alle Rechte vorbehalten.

Zur statischen Berechnung der Glasdachsprossen.

Von Dr.-Ing. Luz David, Magistratsbaurat am Statischen Bureau der Baupolizei, Berlin.

Die preußischen Ministerialbestimmungen vom 24. Dezember 1919 fordern, daß in der Mitte der Sprosseneisen eine Einzellast von 100 kg dann anzunehmen ist, wenn die Gesamtlast des Sprosseneisens aus Schnee und Wind geringer als 200 kg ist. Bei Berücksichtigung dieser „Reparaturlast“ von 100 kg braucht außerdem nur noch das Eigengewicht in Rechnung gestellt zu werden.

Je nach Art des verwendeten Sprossenprofils, nach der Art der Anordnung im statischen Sinne sowie je nach den Abmessungen der GlASFELDEN beeinflusst diese bestimmungsgemäße Forderung die Berechnung der Glasdächer in erheblichem Maße.

Nun haben die Glasbauunternehmen wohl unter wirtschaftlichem Druck öfters versucht, die Berechnung der Sprosseneisen unter der Annahme

durchzuführen, daß eine Verteilungsbohle benutzt wird, durch die die Einzellast von 100 kg auf zwei Sprossen zu je 50 kg verteilt werden soll. Ob und wie weit diese Annahme zulässig ist und welche Grenzen zu ziehen sind, soll im folgenden untersucht werden.

Zunächst die Frage: Ist es überhaupt zutreffend, daß bei der Reinigung oder Ausbesserung des Glasdaches eine Verteilungsbohle zur Anwendung kommt? Die Erfahrung bestätigt, daß die das Dach begehenden Personen wohl ausnahmslos irgend ein Brett als Unterlage benutzen, schon deshalb, weil sie namentlich bei flachen Dächern befürchten, durchzubrechen. Es soll angenommen werden, daß z. B. eine Bohle von 25 x 2,5 cm Querschnitt an leicht zugänglicher Stelle derart angebracht wird, daß es zu dem genannten Zwecke stets erreichbar bleibt. Und nun soll die Verteilungswirkung der Bohle unter der Voraussetzung untersucht werden, daß die Einzellast punktförmig bzw. schneidenförmig auf der Bohle unmittelbar über der Sprosse angreift und daß die Sprosse ein Balken auf zwei Stützen ist. Die Untersuchung für den Fall, daß die Einzellast sich in zwei Punkten auswirkt, sowie für die Sprosse als durchlaufenden Balken folgt später.

Bezeichnungen.

- b = Abstand der Sprossen untereinander,
- l = Spannweite der Sprosseneisen,
- PE = Lastanteil, den die Sprosse von der Einzellast von 100 kg erhält,
- PH = Lastanteil, den die Bohle erhält,
- E^E = Elastizitätsmaß der Sprosse,
- E^H = Elastizitätsmaß des Brettes,
- J^E = Trägheitsmoment des Sprossenquerschnitts,
- J^H = Trägheitsmoment des Bohlenquerschnitts = $\frac{25 \cdot 2,5^3}{12} = 32,6 \text{ cm}^4$.

Abkürzungen.

$$n = \frac{E^E}{E^H} = \frac{2\,150\,000}{108\,000} \approx 20,$$

$$m = \frac{J^E}{J^H} = \frac{J^E}{32,6},$$

$$k = \frac{2b}{l},$$

$$C = n m k^3.$$

Es sollen Sprossen von den Stützweiten $l = 1,0, 1,5, 2,0, 2,5$ und $3,0$ m, ferner Sprossenteilungen von $b = 0,51, 0,64$ und $0,80$ m (als Grenzwerte der gebräuchlichen Ausführungen) untersucht werden.

Die Elastizitätsbedingung für die Bestimmung der Lastanteile von Bohle und Sprosse lautet

$$(1) \quad \frac{PE l^3}{48 E^E J^E} = \frac{PH (2b)^3}{48 E^H J^H},$$

ferner muß sein

$$(2) \quad PH + PE = 100.$$

Hieraus

$$PE = \frac{E^E}{E^H} \cdot \frac{J^E}{J^H} \left(\frac{2b}{l}\right)^3 (100 - PE) = n m k^3 (100 - PE)$$

$$= \frac{100 n m k^3}{1 + n m k^3},$$

somit

$$(3) \quad PE = \frac{100 C}{1 + C}.$$

Zunächst soll der Belastungsanteil der Sprosse für die verschiedenen Dachneigungen, Stützweiten und Sprossenteilungen zahlenmäßig ermittelt werden. Zu diesem Zwecke wird für die Neigungen $\alpha = 10^\circ, 20^\circ$ und 30° und Sprossenteilungen von $0,51, 0,64$ und $0,80$ m bei Stützweiten 1 bis 3 m das erforderliche Sprossenprofil bestimmt, und zwar zunächst unter der eingangs erwähnten Annahme, daß die „Reparaturlast“ zur Hälfte, also mit je 50 kg, in Rechnung gestellt wird.

Die auftretenden Biegemomente bestimmen sich ohne weiteres nach Formeln, die sich entsprechend den verschiedenen Dachneigungen leicht aufstellen lassen.¹⁾

$$\alpha = 10^\circ: M_g = 394 l^2 b; M_{g+s+w} = 1346 l^2 b; M^{50} = \frac{2462}{2} \cdot l = 1231 l^2$$

$$\alpha = 20^\circ: M_g = 376 l^2 b; M_{g+s+w} = 1373 l^2 b; M^{50} = \frac{2348}{2} \cdot l = 1174 l$$

$$\alpha = 30^\circ: M_g = 347 l^2 b; M_{g+s+w} = 1425 l^2 b; M^{50} = \frac{2165}{2} \cdot l = 1083 l$$

Hierin kann man der Reihe nach die Sprossenteilungen $b = 0,51, 0,64$ und $0,80$ m einsetzen und erhält dann die Biegemomente nur als Funktionen der Spannweiten l in Tafel I.

¹⁾ Im vorliegenden Falle sind die Formeln von „Eisen im Hochbau“, 6. Aufl., S. 520, als Ausgangspunkt genommen worden.
²⁾ M^{50} bedeutet das Moment aus einer Einzellast von 50 kg.

Tafel I.

$b =$	$\alpha = 10^\circ$			$\alpha = 20^\circ$			$\alpha = 30^\circ$		
	0,51	0,64	0,80	0,51	0,64	0,80	0,51	0,64	0,80
M_g	200 l ²	252 l ²	315 l ²	192 l ²	240 l ²	300 l ²	177 l ²	222 l ²	277 l ²
M_{g+s+w}	685 l ²	860 l ²	1075 l ²	700 l ²	880 l ²	1100 l ²	726 l ²	912 l ²	1140 l ²
M^{50}	1231 l	1231 l	1231 l	1174 l	1174 l	1174 l	1083 l	1083 l	1083 l

Mit Hilfe von Tafel I wird Tafel II berechnet. Dabei sind die für die Querschnittbemessung maßgebenden Momente besonders gekennzeichnet, und zwar die für die Sprossenteilung $b = 0,51$ in gewöhnlicher Schrägschrift, $b = 0,64$ in fetter Schrift und $b = 0,80$ in fetter Schrägschrift.

Lastverteilungsverhältnisse bei kittlosen Sprossenprofilen.

In Tafel II ist die Lastverteilung einer Bohle bei den für Kittsprossen üblichen Profilen \perp Nr. 4 bis 7 untersucht. Aus dem Verlauf der in Abb. 1 dargestellten Trägheitsmomente ersieht man, daß die kittlosen Sprossenprofile erheblich weniger steif sind als die Kittsprossen. Bei gleichem Widerstandsmomente sind also die kittlosen Sonderprofile nachgiebiger und erhalten, wie leicht vorauszusagen, kleinere Lastanteile aus der „Reparaturlast“ als das \perp -Profil gleichen Widerstandsmoments. Die Kurve der kittlosen Profile verläuft natur-

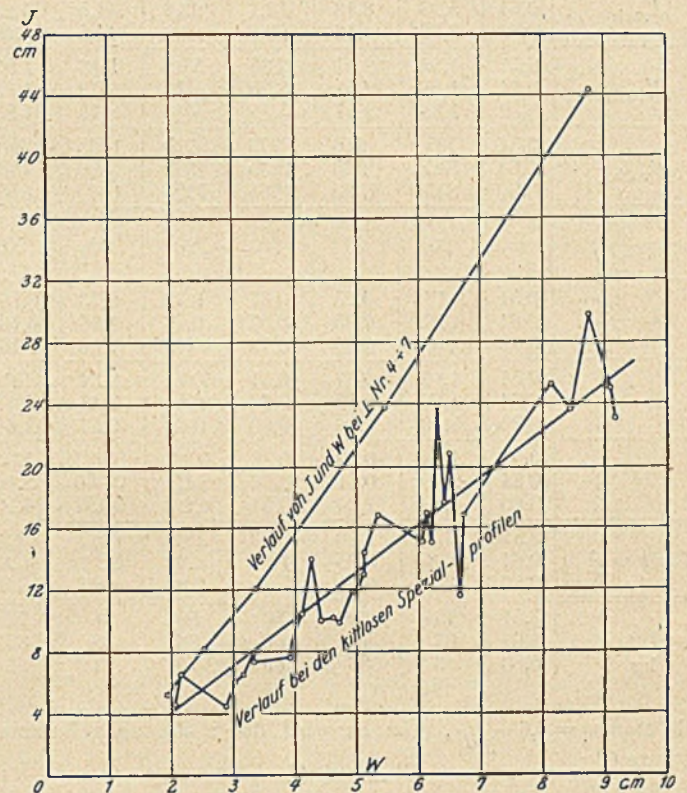


Abb. 1.

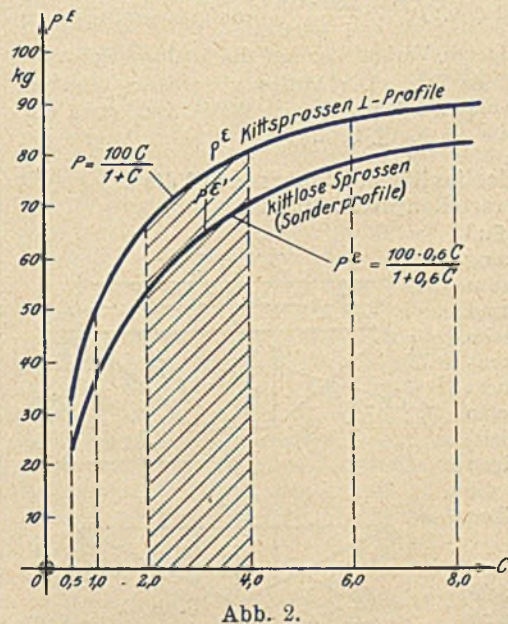


Abb. 2.

gemäß in einer Zickzacklinie je nach der Querschnittform der Sonderformisen, und zwar sind in Abb. 1 die Trägheitsmomente von 30 Sonderprofilen aufgetragen worden. Um generell diese Sonderprofile in unsere Betrachtungen mit einbeziehen zu können, ist in Abb. 1 die gerade Ausgleichlinie gezogen worden. Nimmt man in überschläglicher Schätzung an, daß die Ordinaten dieser Ausgleichlinie im Durchschnitt 0,6 der Ordinaten der darüberliegenden J -Kurve der \perp -Profile betragen, so

Tafel II.

Ermittlung der Momente, Querschnittbemessung von L-förmigen Sprossen unter vorläufiger Annahme von $P=50$ kg und Berechnung des auf die Sprosse tatsächlich entfallenden Anteils der „Reparaturlast“.

Stützweite l in m	$\alpha = 10^\circ$					$\alpha = 20^\circ$					$\alpha = 30^\circ$						
	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0		
M_g cmkg	0,51	200	450	800	1250	1800	192	432	768	1200	1730	177	398	708	1105	1593	
	0,64	252	565	1010	1570	2270	240	540	960	1500	2160	222	500	888	1370	2000	
	0,80	315	710	1260	1970	2840	300	675	1200	1875	2700	277	624	1108	1730	2500	
M_{g+s+w} cmkg	0,51	685	1540	2740	4270	6165	700	1575	2800	4360	6300	726	1630	2904	4530	6534	
	0,64	860	1935	3440	5360	7740	880	1980	3520	5500	7920	912	2050	3648	5700	8208	
	0,80	1075	2420	4300	6700	9675	1100	2478	4400	6880	9900	1140	2564	4560	7120	10260	
$P=50$ M cmkg	0,51	1231	1850	2462	3080	3700	1174	1760	2348	2940	3520	1083	1624	2166	2710	3250	
	0,64	1231	1850	2462	3080	3700	1174	1760	2348	2940	3520	1083	1624	2166	2710	3250	
	0,80	1231	1850	2462	3080	3700	1174	1760	2348	2940	3520	1083	1624	2166	2710	3250	
M_{g+50} cmkg	0,51	1431	2300	3262	4330	5500	1366	2192	3116	4140	5250	1260	2022	2872	3815	3843	
	0,64	1483	2415	3472	4650	5970	1414	2300	3308	4440	5680	1305	2124	3054	4080	5250	
	0,80	1546	2560	3722	5050	6540	1474	2435	3548	4815	6220	1360	2248	3274	4440	5750	
gew. Profil L	0,51	4	4,50	5	6	6	4	4	4,50	6	6	4	4	5	6	6	
	0,64	4	4,50	5	6	7	4	4,50	5	6	7	4	4	5	6	7	
	0,80	4	4,50	6	6	7	4	4,50	6	6	7	4	4,50	6	7	7	
J_{vorh}	0,51	5,28	8,13	12,1	23,8	23,8	5,28	5,28	8,13	23,8	23,8	5,28	5,28	12,1	12,1	23,8	
	0,64	5,28	8,13	12,1	23,8	44,5	5,28	8,13	12,1	23,8	44,5	5,28	8,13	12,1	23,8	44,5	
	0,80	5,28	8,13	23,8	23,8	44,5	5,28	8,13	23,8	23,8	44,5	5,28	8,13	23,8	44,5	44,5	
W_{vorh}	0,51	1,83	2,51	3,35	5,48	5,48	1,83	1,83	2,51	5,48	5,48	1,83	1,83	3,35	5,48	5,48	
	0,64	1,83	2,51	3,35	5,48	8,79	1,83	2,51	3,35	5,48	8,79	1,83	1,83	3,35	5,48	8,79	
	0,80	1,83	2,51	5,48	5,48	8,79	1,83	2,51	5,48	5,48	8,79	1,83	2,51	5,48	8,79	8,79	
σ_{vorh}	0,51	785	916	973	790	1125	750	1200	1238	800	1150	690	1100	866	825	1190	
	0,64	815	960	1935	980	880	780	920	1050	1000	900	715	1165	1090	1035	935	
	0,80	845	1020	785	1225	1110	810	985	805	1252	1130	740	1020	830	810	1170	
$n = \frac{E^E}{E^H}$		20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	
	$m = \frac{J^E}{J^H}$	0,51	0,162	0,25	0,37	0,73	0,73	0,162	0,162	0,250	0,73	0,73	0,162	0,162	0,37	0,73	0,73
		0,64	0,162	0,25	0,37	0,73	1,36	0,162	0,250	0,370	0,73	1,36	0,162	0,162	0,37	0,73	1,36
0,80		0,162	0,25	0,73	0,73	1,36	0,162	0,250	0,730	0,73	1,36	0,162	0,250	0,73	1,36	1,36	
$k = \frac{2b}{l}$	0,51	1,02	0,67	0,51	0,41	0,34	1,02	0,68	0,51	0,41	0,34	1,02	0,68	0,51	0,41	0,34	
	0,64	1,28	0,85	0,64	0,51	0,43	1,28	0,85	0,64	0,51	0,43	1,28	0,85	0,64	0,51	0,43	
	0,80	1,60	1,06	0,80	0,64	0,54	1,60	1,06	0,80	0,64	0,54	1,60	1,06	0,80	0,64	0,54	
k^3	0,51	1,04	0,30	0,13	0,069	0,039	1,04	0,30	0,13	0,069	0,039	1,04	0,30	0,13	0,069	0,039	
	0,64	2,10	0,61	0,26	0,13	0,080	2,10	0,61	0,26	0,130	0,080	2,10	0,61	0,26	0,130	0,080	
	0,80	4,10	1,23	0,51	0,26	0,157	4,10	1,23	0,51	0,260	0,157	4,10	1,23	0,51	0,260	0,157	
$C = n m k^3$	0,51	3,37	1,50	0,96	1,00	0,57	3,37	0,98	0,65	1,00	0,57	3,37	0,98	0,96	1,00	0,57	
	0,64	6,80	3,05	1,92	1,90	2,16	6,80	3,05	1,92	1,90	2,16	6,80	2,10	1,92	1,90	2,16	
	0,80	13,30	6,15	7,45	3,80	4,25	13,30	6,15	7,45	3,80	4,25	13,30	6,15	7,45	7,08	4,25	
P^E kg	0,51	77	60	50	50	36	77	50	40	50	36	77	50	49	50	36	
	0,64	87	75	66	66	68	87	75	66	66	69	87	67	66	66	68	
	0,80	93	86	89	79	81	93	86	89	79	81	93	86	89	88	81	

erhält man $m = 0,6 \cdot \frac{J^E}{J^H}$, und es wird daher die neue Summenkonstante C'

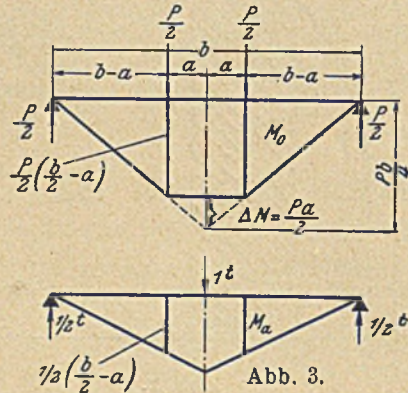
$$C' = 0,6 C.$$

In Abb. 2 sind für die Kittsprossen und für die kittlosen Profile die Werte $P^E = \frac{100 C}{1 + C}$ bzw. $P^E = \frac{100 \cdot 0,6 C}{1 + 0,6 C}$ aufgetragen, und man erkennt den etwas günstigeren Verlauf der auf die kittlosen Sprossen entfallenden Einzellastanteile P^E . Die kittlosen Sprossen erhalten nämlich in dem häufig vorkommenden Bereich (schraffiert) etwa um $\frac{1}{5}$ bis $\frac{1}{7}$ geringere Anteile als die L-Profile.

Einfluß der Kontinuität der Sprossen auf die Lastverteilungsverhältnisse.

Bisher ist der Einfluß der lastverteilenden Wirkung einer Holzbohle bei Sprossen von L-Profil einerseits und Sonderprofilen andererseits unter Annahme eines Balkens auf zwei Stützen untersucht worden. Dies trifft in vielen Fällen zu, denn beispielsweise bei den häufigen Raupenoberlichtern sind die Sprosseneisen meist Balken auf zwei Stützen.

In andern Fällen jedoch, wo es sich um große Dachflächen mit Drahtverglasung



handelt, werden die Sprosseneisen kontinuierlich über mehrere Felder hinweggeführt. Natürlich biegen sich die durchlaufenden Sprossen weniger durch und erhalten somit größere Anteile der „Reparaturlast“ als Sprossen, die als Balken auf zwei Stützen wirken.

Im folgenden wird die Durchbiegung des durchlaufenden Balkens für verschiedene Stellungen der Einzellast untersucht.

Um jedoch vorerst noch nachzuweisen, welchen Einfluß die oben erwähnte Zweiteilung der Einzellast in zwei Fußlasten auf die Lastverteilung ausübt, soll die Durchbiegung der Holzbohle in der Mitte auf die Form gebracht werden:

$$\delta_m^H = \frac{P b^3}{48 E^H J^H} (1 - K)$$

nach Abb. 3:

$$\delta_m^H = \int \frac{M_0 M_a ds}{E^H J^H} = \frac{1}{E^H J^H} \cdot 2 \cdot \left\{ \left(\frac{b/2}{3} \cdot \frac{b}{4} \cdot \frac{P b}{4} \right) - \frac{a}{6} \left[\frac{P a}{2} \left(\frac{2b}{4} + \frac{1}{2} \left(\frac{b}{2} - a \right) \right) \right] \right\} = \frac{1}{E^H J^H} \cdot 2 \left\{ \frac{P b^3}{96} - \frac{P a^2}{48} (3b - 2a) \right\}$$

Mit den Bezeichnungen:

$$\frac{P a^2}{48} (3b - 2a) = \Delta \delta^H \text{ und } a = \lambda b \text{ wird:}$$

$$\Delta \delta^H = \frac{3 P \lambda^2 b^3}{48} - \frac{2 P \lambda^3 b^3}{48} = \frac{P b^3}{48} (3 \lambda^2 - 2 \lambda^3)$$

und wir erhalten:

$$\delta_m^H = \frac{1}{E^H J^H} \left[\frac{P b^3}{48} - \frac{P b^3}{48} \cdot K \right] = \frac{P b^3}{48 E^H J^H} [1 - K]$$

wo $K = 3 \lambda^2 - 2 \lambda^3$.

Nachstehend die Tafel III der Werte K für verschiedene Verhältnisse λ :

Tafel III.

$\lambda =$	0,08	0,09	0,10	0,11	0,12	0,13	0,14	0,15	0,16	0,17	0,18	0,19	0,20
$K =$	0,018	0,023	0,028	0,039	0,040	0,046	0,053	0,061	0,069	0,077	0,086	0,095	0,104

Man erkennt aus den Werten K , daß der Einfluß der Zweiteilung nur geringfügig und vernachlässigbar ist.

Beispiel:

$b = 0,64 \text{ m}$ $a = 0,10 \text{ m}$ $\lambda = \frac{10}{64} = 0,156 \approx 0,16$

$K = 0,069$

$$\delta^H = \frac{P b^3}{48 E^H J^H} [1 - 0,069] = 0,931 \cdot \frac{P b^3}{48 E^H J^H}$$

Somit lautet Gl. 1, wenn

$[1 - K] = \mu$

gesetzt wird:

$$\frac{P^E l^3}{48 E^E J^E} = \frac{\mu P^H (2b)^3}{48 E^H J^H}$$

hieraus $P^E = \frac{100 \mu C}{1 + \mu C}$

in unserm Beispiel:

$$P^E = \frac{100 \cdot 0,931 C}{1 + 0,931 C}$$

während früher $P^E = \frac{100 C}{1 + C}$

Ermittlung der Durchbiegungen von durchlaufenden Balken bei Einzellasten in den einzelnen Feldmitten.

Balken auf drei Stützen (Abb. 4):

$$\delta_m = \int \frac{M_0 M_a ds}{EJ} = \frac{1}{EJ} \left[\frac{1}{3} \cdot \frac{Pl}{4} \cdot \frac{l}{4} \cdot l - \frac{1}{4} \cdot 0,094 Pl \cdot \frac{l}{4} \cdot l \right] = 0,72 \frac{Pl^3}{48 EJ}$$

Balken auf vier Stützen:

Endfeld $\delta_m = \frac{1}{EJ} \left[\frac{Pl^3}{48} - \frac{1}{4} \cdot 0,1 Pl \cdot \frac{l}{4} \cdot l \right] = 0,70 \cdot \frac{Pl^3}{48 EJ}$

Mittelfeld

$$\delta_m = \frac{1}{EJ} \left\{ \frac{2l}{12} \left[\frac{Pl}{4} (2 \cdot 0,175 l - 0,075 l) \right] \right\} = 0,55 \cdot \frac{Pl^3}{48 EJ}$$

Balken auf fünf Stützen:

Endfeld wie bei drei Öffnungen (vier Stützen) $\delta_m = 0,70 \cdot \frac{Pl^3}{48 EJ}$

Mittelfeld

$$\delta_m = \frac{1}{EJ} \left[\frac{Pl^3}{48} - \frac{1}{4} \cdot l \cdot \frac{l}{4} \cdot 0,154 \right] = 0,54 \cdot \frac{Pl^3}{48 EJ}$$

Obige Durchbiegungen sind somit als ν -fache Durchbiegungen des Balkens auf zwei Stützen untersucht worden, und es ergab sich der Reihe nach $\nu = 0,72, 0,70, 0,55, 0,54$.

Nun lautete für die Sprossenberechnung als Balken auf zwei Stützen Gl. 1

$$\frac{Pl^3}{48 E^E J^E} = \frac{P^H (2b)^3}{48 E^H J^H}$$

Infolge der Kontinuität ist die linke Seite der Gleichung mit ν zu multiplizieren:

$$\frac{\nu Pl^3}{48 E^E J^E} = \frac{P^H (2b)^3}{48 E^H J^H}$$

$$\nu P^E = (100 - P^E) \frac{E^E J^E}{E^H J^H} \left(\frac{2b}{l} \right)^3$$

hieraus

(4) $P^E = \frac{100 C}{\nu + C}$

Berechnet man für verschiedene Werte von C wiederum die zugehörigen Werte P^E und trägt diese in einem Koordinatensystem ab, so erhält man Abb. 5: Kurve II für $\nu = 0,72$, Kurve III für $\nu = 0,54$. Kurve I wird noch zum Vergleich eingezeichnet und stellt den Verlauf für den Balken auf zwei Stützen dar. Sie ist aus Abb. 2 (obere Kurve) entnommen.

In dem häufig vorkommenden Bereich von $C = 2$ bis 4 (schraffiert) ist zufolge der Kontinuität und der dadurch bedingten größeren Sprossensteifigkeit gegenüber dem Balken auf zwei Stützen der „Reparaturlastanteil“ um etwa $\frac{1}{5}$ bis $\frac{1}{3}$ größer. Zu bemerken ist noch, daß die Sprosseneisen, die ja meist auf Pfettenprofilen aufliegen, auf diesen (namentlich in der Gegend der Pfettenfeldmitten) nachgiebig gelagert sind, so daß dort die Kontinuitätswirkung eben durch die elastische Stützensenkung der Pfetten nicht unerheblich beeinflusst wird. Dies kommt indessen, wie gesagt, nur bei den Sprossen in der Nähe der Pfettenmitten in Frage. Bei den weiter von der Mitte weg liegenden Sprossen wird natürlich die Kontinuitätswirkung ohne Zweifel bestehen.

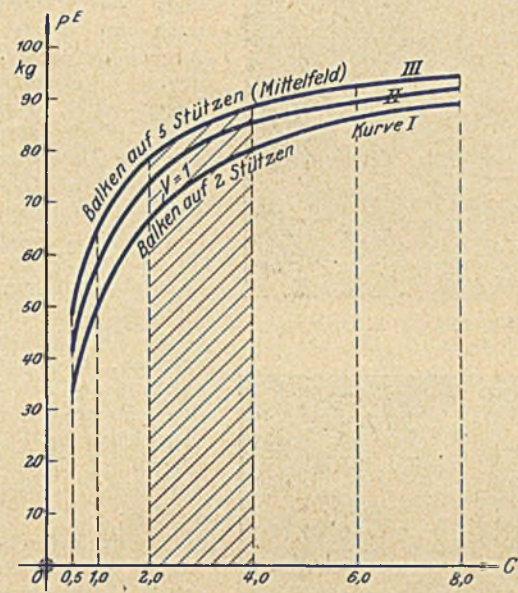


Abb. 5.

Zusammenfassung.

Entgegen den ministeriellen Bestimmungen werden öfters die Glasprossen statt mit 100 kg Einzellast nur unter Zugrundelegung einer solchen von 50 kg berechnet. Die vorstehenden Untersuchungen geben die Unterlagen zu folgenden Überlegungen.

Wird beim Begehen des Daches zu Reinigungs- und Ausbesserungszwecken eine Verteilungsbohle von $25 \times 2,5$ cm Querschnitt verwendet, was sich leicht erreichen ließe, so ergibt sich durch das elastische Zusammenwirken von Bohle und Sprosse eine Abminderung der ursprünglichen „Reparaturlast“ von 100 kg auf etwa 30 bis 85 kg als Mittel der Kurve in Abb. 3 (wenn nämlich die Sprosse als Balken auf zwei Stützen ausgeführt ist), ferner auf 40 bis 92 kg als Mittel aus Abb. 5, bei Kontinuität der Sprossen. Die Grenzen sind bestimmt je durch die Art der Ausführung und die Abmessungen des Glasdaches. Die Gepflogenheit, nur 50 kg als „Reparaturlast“ für eine Sprosse einzusetzen, bedeutet demnach in vielen Fällen eine nicht ausreichende Annahme, während in anderen Fällen der Wert 50 kg zu reichlich gewählt ist.

Infolgedessen wird es sich im Interesse der Sicherheit sowie einer besseren Ausnutzung des Werkstoffs empfehlen, die anzusetzende „Reparaturlast“ nach einfachen Zahlen zu staffeln, je nach Ausführungsart. Außerdem aber wäre es zu begrüßen, wenn die zulässige Beanspruchung des Flußstahls von 1200 kg/cm^2 bald auf etwa 1500 kg/cm^2 erhöht werden würde, da ja ungünstigere Belastungen als die untersuchten nicht mehr auftreten werden. Damit würde übrigens dem alten bewährten Grundsatz in den Ministerialbestimmungen Folge gegeben, daß nämlich genau berechnete Bauteile durchweg höher beansprucht werden dürfen als überschlägig berechnete.

³⁾ Als kleinstes Sprossenprofil ist $\perp 40 \cdot 40 \cdot 5$ vorzuschlagen, bezw. das gleichwertige kittlose Profil.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das am 20. April ausgegebene Heft 8 enthält u. a. folgende Beiträge: Dipl.-Ing. Willy Weltsch: Das Chilehaus. Prof. Dr.-Ing. Max Möller: Bauunfälle und deren Vermeidung. Dr.-Ing. Alfred Troche: Der Horizontalschub kreisförmiger Zweigelenkbogen.

Verschiebung eines Brückenlagers durch Erdbeben. Im Februar 1917 wurde die als Eisenfachwerkbogen mit beiderseitigen Kragenden ausgeführte südliche Brücke im Zuge der 12. Straße in Seattle (V. St. A.) durch einen schweren Erdbeben dadurch in ernste Mitleidenschaft gezogen, daß unter der Gewalt der andringenden Erdmassen das südliche Widerlager sich in Richtung der Brückenachse

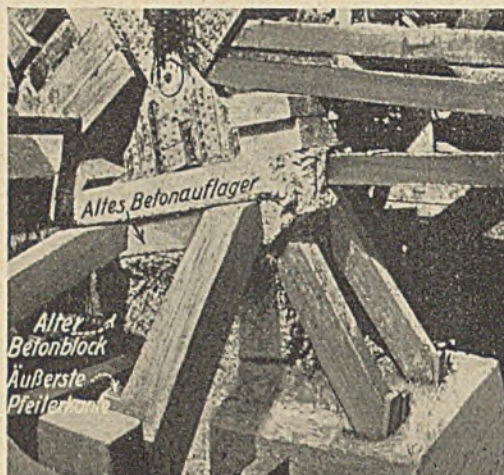


Abb. 1.

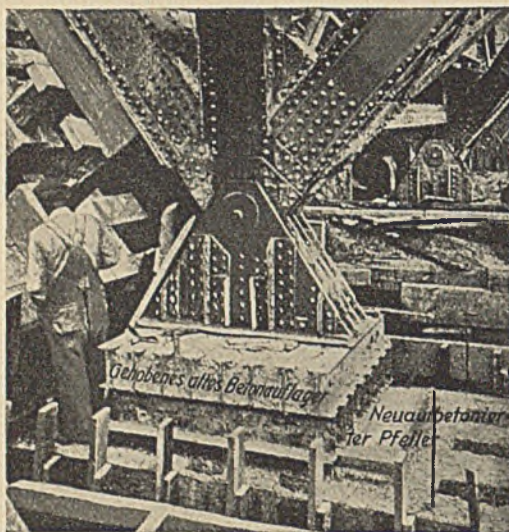


Abb. 2.

um etwa 0,75 m nach Norden verschob. Eine weitere Bewegung und damit überaus schwere Folgen durch den Gegendruck vom nördlichen Widerlager her wurden noch im letzten Augenblick vermieden, als die eisernen Lager samt dem daran haftenden, von der Unterlage losgerissenen Betonklotz bereits im Begriff waren, über die äußerste Pfeilerkante abzurutschen. So blieb glücklicherweise die Brücke erhalten, und der entstandene Schaden konnte mit vergleichsweise geringem Kostenaufwande beseitigt werden:

In der Befürchtung, daß dem ersten Erdbeben noch weitere folgen könnten, entschloß man sich, von dem umständlichen und zeitraubenden Zurückversetzen des Bauwerks an die alte Stelle abzusehen; man beließ vielmehr die sofort nach dem Unfall angebrachte starke Abstützung (Abb. 1) und machte sich an das Heben und Unterfangen der alten Brückenlager, unter denen alsdann die neuen Auflager zu betonieren waren.

An jedem Pfeiler wurden an den beiden äußeren Bogen je vier 25-t-, an den mittleren vier 50-t-Kugellagerwinden angesetzt, an jede Winde ein Mann gestellt und der ganze Hebevorgang so sorgfältig und gleichmäßig wie nur möglich gestaltet. Vor Beginn wurde die Leistung beider Winden verglichen und festgestellt, daß drei Drehungen am Handgriff der 50-t-Winde dieselbe Hubleistung erzielten wie zwei Drehungen an dem kleineren Typ, was im Interesse einer gleichmäßigen Hebung sorgfältig berücksichtigt wurde und wobei in einer Zeit von zwei Arbeitsstunden die Brücke um rd. 200 mm gehoben wurde. In dieser Höhe wurde sie durch die Abfangung sieben Tage lang gehalten, die eisernen Brückenlager und ihre Verankerung wurden neu versetzt und die Auflagerflächen der Pfeiler frisch abbetoniert, wobei die Pfeilerköpfe entsprechend der neuen Lagerstellung nach Norden hin verbreitert wurden. Das Abbinden des frischen Betons wurde durch die Verwendung von angewärmtem Mischwasser beschleunigt.

Da der Hebevorgang an sich keinerlei Sicherung gegen die etwaige seitliche Verschiebung der Brücke bot, die ganze Brückenlast

— im ganzen 600 t, mithin auf jeden Pfeiler 300 und auf jeden der drei Bogen 100 t — vielmehr auf der verhältnismäßig schmalen Fläche der Winde ruhten und deren Sicherheit gegen Kippen recht begrenzt war, verhinderten eine Anzahl von schrägen Spreizen ein seitliches Ausweichen der Auflager. Sie wurden mit dem Fortschritt der Arbeiten jeweils versetzt.

Man hatte zunächst das südliche Widerlager gehoben; nach dessen sorgfältiger Unterfangung wurde alsdann auch das durch den Erddruck nur mittelbar in Mitleidenschaft gezogene nördliche auf die erforderliche Höhe gebracht. Die vorsichtshalber während des Hebens und der Unterfangung vorgenommenen genauen Höhen- und Längenmessungen ergaben, daß die Brücke durch das gewaltige Naturereignis in der Tat einige Formänderungen erlitten hatte, die jedoch sehr gering waren und nach Abschluß der Wiederherstellungsarbeiten in der Längsrichtung auf den Bruchteil eines Zolls geschätzt wurden, was seither durch sorgfältige Lotungen auch bestätigt ist. Die Brücke ist seither im Verkehr, ohne daß irgendwelche nachteiligen Beobachtungen gemacht worden wären.

Eine zeitgemäße Betonförderanlage¹⁾ ist bei der Fassung des Scajaquada-Creek für die Wasserversorgung von Buffalo in einem geschlossenen Kanal verwendet worden und in „Eng. News-Rec.“ vom 22. Januar 1925 eingehend beschrieben. Es handelt sich dabei um einen unten und an beiden Seiten geradlinig, nach oben durch einen flachen Korbbogen begrenzten Betonkanal mit hintermauerten Widerlagern von 4,25 m Gesamt- und 2,15 m Kämpferhöhe, rd. 10 m Lichtweite und 2195 m Länge, zu denen in einem zweiten Bauabschnitt noch weitere 1830 m hinzutreten werden.

Die Menge des für die erstgenannte Strecke einzubringenden Betons betrug im ganzen 28 757 m³, d. h. etwa 13,30 m³ für das lfd. m; außerdem waren insgesamt 1572 t Rundeseisen, d. h. 717 kg für das lfd. m einzubauen. Die angesichts des erheblichen Umfangs der Arbeiten sehr kurze Ausführungszeit hat nur 80 Tage betragen, was in erster Linie der praktischen und wirtschaftlichen Betonförderanlage zu danken ist und noch bemerkenswerter dadurch wird, daß der Bau mindestens zum Teil in die kalte Jahreszeit fiel, also besondere Vorkehrungen für das Anwärmen der Zuschlagstoffe und des Mischwassers erforderlich waren.

Sand und Steine gelangten mittels eines Eimerförderers aus großen Kastenwagen in zwei eiserne, 70 m³ fassende Bunker mit trichterförmigem Boden; der Zement kam in Säcken an und wurde entweder sofort durch einen Gurtförderer zur Mischanlage oder in den nahe gelegenen Zementschuppen verbracht. Zwei 0,76 m³ fassende Mischtrommeln befanden sich unmittelbar unter den Trichterausläufen der Kiesbunker und gaben das Mischgut weiter an 7 Kippwagen von je 1,5 m³ Fassung, die es zur Rutschanlage brachten, von der aus es auf Förderbändern zur Verwendungsstelle gelangte. Dieses Förderverfahren wurde einmal wegen der großen allgemeinen Vorteile des Systems überhaupt, dann aber deshalb gewählt, weil die Ufer des Creek erheblich höher sind als der Scheitel des neuen Kanals. Sie haben seinerzeit dadurch eine ganze Anzahl von Straßenüberführungen und Brücken notwendig gemacht, die nun ebenso wie eine Reihe von Gebäuden den Bauvorgang dadurch beeinflussten, daß sie ebenso viele Hindernisse für die Aufstellung von Arbeitsgerüsten und Geräten längs der Baustrecke bildeten.

Die Anlage konnte entsprechend dem Fortschritt der Arbeiten nachgerückt werden; sie bestand aus einem 12 m langen Querförderbande, welches die Verbindung zwischen der Rutschanlage und dem eigentlichen Verteilungsbande darstellte, das senkrecht zum Querförderbande verlief, von diesem durch eine einfache Schüttnanlage beladen wurde und etwa 100 m lang war. Der längste Förderweg betrug im ganzen 910 m und wurde in 12 Min. zurückgelegt; trotzdem haben sich — wie die städtische Bauaufsichtsbehörde ausdrücklich bestätigt hat — keinerlei nachteilige Folgen für die Beschaffenheit des so geförderten Betons bemerkbar gemacht.

Bogenschluss bei der Niagara-Eisenbahnbrücke. Nachdem im Jahre 1923 die umfangreichen Gründungs- und Betonierungsarbeiten für die Brückenwiderlager ausgeführt waren, ist in einer Bauzeit von sieben Monaten bis zum Spätherbste 1924 der Zusammenbau der Eisenkonstruktion für die die Whirlpool-Schnellen des Niagara überquerende Fachwerkbrücke der Michigan-Zentraleisenbahn so weit gefördert worden, daß — wie „Eng. News-Rec.“ vom 30. Oktober 1924 mitteilt — am 11. Oktober 1924 das Scheitelstück versetzt werden konnte. Die Spannweite dieses technisch und landschaftlich gleich wichtigen Bauwerkes beträgt 195 m, der Scheitel liegt 62 m über W.S.

Es ist bemerkenswert, daß die beiden Bogenhälften vom kanadischen

¹⁾ Vergl. „Die Bautechnik“. Heft 17, S. 236: „Eine bewegliche Schalung für Betonkanäle“.

und vom Vereinigten-Staaten-Ufer seitlich nicht völlig in Linie waren, vielmehr einen Richtungsunterschied von rd. 5,7 cm aufwiesen; man führt dies darauf zurück, daß man auf dem amerikanischen Ufer bei dem Aufbau mit dem südlichen, auf dem kanadischen umgekehrt mit dem nördlichen Fachwerkträger begonnen hatte. Nach der Fertigstellung der ersten vier Felder war man zwar umgekehrt vorgegangen, hatte aber offenbar die anfängliche Abweichung nicht völlig ausgleichen können; jedenfalls ist es gelungen, beim endgültigen Einbau des Scheitelfeldes den Fehler zufriedenstellend zu beseitigen.

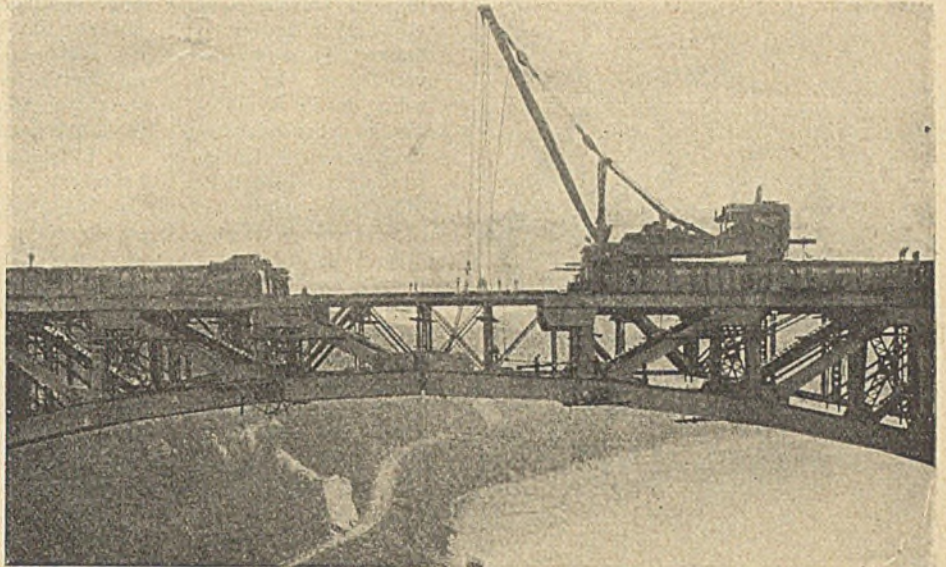
Die Arbeiten wurden mit Hilfe von vier Druckwasserwinden von je 3000 kg Tragfähigkeit ausgeführt, die vorher einer Probelastung unterzogen waren. Nachdem am 9. Oktober 1924 alle Verankerungen und Trossen nachgesehen waren, wurde auf der amerikanischen Seite probeweise zuerst eine der Unterlagsplatten entfernt und, als nennenswerte Bewegungen nicht festzustellen waren, mit dem Lösen der weiteren Sicherungen fortgefahren. Etwa zwei Stunden danach zeigte der Scheitel eine Senkung von etwa 11 cm und eine Verdrehung nach außen um etwa 5 cm. Für die folgende Nacht wurde einer weiteren Senkung durch Wiederanbringen der Sicherungen Einhalt geboten und am nächsten Tage die Absenkung auf dem kanadischen Ufer innerhalb von zwei Stunden vorgenommen. Als dann traten die Winden in Tätigkeit, beide Bogenhälften wurden ohne Schwierigkeiten in gleiche Höhe gebracht und ihre Fachwerkglieder miteinander verbunden.

Die letztgenannte Arbeit wurde am Morgen des 11. Oktober 1924 fortgesetzt, um 5¹⁰ nachm. war der Bogenschluß so weit vollendet, daß der Druck auf die Winden = 0 war und das Bauwerk sich frei als Dreigelenkbogenbrücke trug. Zu seiner Versteifung und um die statischen Vorbedingungen für die als Zweigelenkbogen konstruierte Brücke herzustellen, wurde das Scheitelgelenk durch 80 cm starke und 1,8 m lange stählerne Gewindebolzen verschraubt und zwar wählte man dazu die Zeit von 4 Uhr nachm. des 15. Oktober 1924, bei der die Temperatur mit $15\frac{1}{2}^{\circ}\text{C}$ (60°F) derjenigen entsprach, die auch beim Entwurf der Berechnung der Wärmedehnungen zugrunde gelegen hatte. Die weiteren Arbeiten an der Brücke konnten darauf schnell gefördert werden, die Fahrbahn war zu Ende des vorgenannten Monats ebenfalls vollendet, so daß das Bauwerk inzwischen wohl dem Verkehr übergeben sein dürfte. Ki.

Der Umbau der City- und Südlondoner Eisenbahn. Im November 1923 war der südliche Teil der City- und Südlondoner Eisenbahn (C. & S. L. R.) stillgelegt worden, nachdem schon vorher ihr Betrieb strecken- und zeitweise eingeschränkt worden war, um den Durchmesser des Tunnels dieser Schnellbahn, der ältesten unter den Londoner Röhrenbahnen, auf dasselbe Maß wie bei den jüngeren Londoner Untergrundstrecken zu bringen und so einen durchgehenden Verkehr zwischen allen zur sogen. Untergrundgruppe gehörenden Bahnen zu ermöglichen. Am 1. Dezember 1924 ist nach Vollendung des Umbaus auf der ganzen Strecke der Betrieb wieder eröffnet worden, und die frühere City- und Südlondoner Bahn führt nun den Namen City-Eisenbahn.

Der erste, rd. 5 km lange Teil der C. & S. L. R., von King William Street auf dem linken bis Stockwell auf dem rechten Themseufer reichend, mit einem Tunnel unter der Themse wurde im Dezember 1890 in Betrieb genommen. Im Jahre 1900 wurde sie an beiden Enden, im Süden bis an ihren jetzigen Endpunkt Clapham verlängert, und 1907 folgte im Norden das Schlußstück bis Euston, womit die Bahn ihre bisherige Länge von 12 km mit 15 Haltestellen erreichte. Der ursprüngliche Tunnel unter der Themse, der unterhalb London Bridge lag, war bei den Um- und Erweiterungsbauten zur Verbesserung der Krümmungsverhältnisse durch einen neuen, oberhalb der Brücke die Themse unterfahrenden Tunnel ersetzt worden.

Mit dem 1. Januar 1912 schloß sich die C. & S. L. R. der schon erwähnten Vereinigung der Londoner Untergrundbahnen an, und die Folge davon war, daß alsbald die Herstellung von Schienenverbindungen zwischen ihr und den jüngeren Untergrundstrecken erwogen wurde. Der Übergang der Betriebsmittel der jüngeren Strecken auf die C. & S. L. R. war aber zunächst nicht möglich, weil jene einen größeren Tunneldurchmesser als die erste von ihnen haben und die Betriebsmittel der jüngeren Strecken natürlich dem größeren Durchmesser angepaßt sind. Es bedurfte also eines Umbaus der C. & S. L. R., der aber, hauptsächlich wegen des inzwischen ausgebrochenen Weltkrieges, erst im Jahre 1922 in Angriff genommen wurde.



Bogenschluß bei der Niagara-Eisenbahnbrücke.

Der alte Tunnel der C. & S. L. R. hatte in der Geraden in seinen verschiedenen Teilen 3,10 m, 3,20 m und 3,51 m Durchmesser. In den Krümmungen war er dem Halbmesser entsprechend erweitert. Um ihn den jüngeren Strecken anzugleichen, mußte der Durchmesser auf 3,56 m gebracht werden. Bei den Strecken des alten Tunnels mit 3,51 m Durchmesser konnten die unteren Teile der Eisenringe, mit denen der Tunnel ausgekleidet ist, belassen werden; die oberen wurden herausgenommen und nach Erweiterung der Höhlung im Tonboden unter Zwischenschaltung von Keilen wieder eingesetzt. Der Tunnelquerschnitt ist infolgedessen auf dieser Strecke nicht mehr kreisrund, sondern hat eine sich nach oben erweiternde Eiform erhalten.

Umgekehrt, indem nämlich der obere Teil der Auskleidung an Ort und Stelle belassen und der untere Teil abgesenkt wurde, verfuhr man auf einer Teilstrecke der südlichen Hälfte, wo der Boden nicht die Standfestigkeit aufweist, die im Londoner Untergrund sonst derartige Arbeiten sehr erleichtert. Man befürchtete hier den Einbruch des Hangenden und hütete sich deshalb, im oberen Teile des Tunnelquerschnitts das Gleichgewicht zu stören. Diese Bauweise war nur auf einer Länge von 23 Ringen nötig; um jedoch den Übergang zu der auf diese Art tiefer gelegten Strecke mit flachen Neigungen zu machen, mußten diesseits und jenseits der vertieften Ringe noch je 31 Stück durch Absenken der Sohle erweitert werden. Auf diesen Rampen glaubte man es jedoch wagen zu können, auch die Scheitelstücke der Ringe herauszunehmen, und zwar wurden gleich zwei Stück hintereinander entfernt, wodurch eine Lücke von ungefähr 1 m Länge entstand. An einer solchen Stelle fand infolge ungenügender Auszimmerung ein Einbruch statt, der glücklicherweise keinen Betriebsunfall zur Folge hatte, obgleich er sich am Tage ereignete; er gab aber Anlaß zur Stilllegung der Strecke; bis dahin war nämlich nur in der nächtlichen Betriebspause gearbeitet worden, die man allerdings während der Bauzeit schon um 8 Uhr abends hatte beginnen lassen.

Im nördlichen Teil der C. & S. L. R. zwischen Moorgate und Euston wurde während des Baues der Betrieb von Anfang an eingestellt, und die Arbeiten wurden auch in der Nacht fortgesetzt, um sie so schnell wie möglich zu beenden. Sie haben infolgedessen auch nur vom 8. August 1922 bis zum 20. April 1924 gedauert.

Die Arbeiten zur Erweiterung des Tunnels wurden, abgesehen von der schon erwähnten Ausnahme, so ausgeführt, daß man die Auskleidungsringe, die aus sechs Kreisausschnitten und einem oberen Schlußstrich bestehen, auf dem ganzen Umfang herausnahm, den Ton bis auf den erweiterten Querschnitt ausarbeitete und dann die Ringe wieder einsetzte. Zum Teil wurden dabei die alten Ringe mit in den Fugen eingesetzten Keilen wieder verwendet, zum Teil mußten sie durch neue Ringe ersetzt werden.

Die Erdarbeiten wurden unter dem Schutze eines Schildes, Bauart Greathead, ausgeführt. Sein Entwurf stammt vom Erbauer der ersten Londoner Röhrenbahn, und der Schild trägt daher auch dessen Namen (Abb. 1). Es ist bemerkenswert, daß die Erfahrungen, die man mittlerweile beim Bau der zahlreichen und langen neueren Tunnelbahnen im Londoner Ton gesammelt hat, keinen Anlaß gegeben haben, die zuerst gewählte Bauart des Schildes wesentlich abzuändern. Auf der Strecke, auf der während des Baues der Betrieb aufrecht erhalten werden mußte, war allerdings unter Beibehaltung des Grundgedankens von Greathead der Schild so ausgestaltet, daß die Züge am Tage durch ihn hindurchfahren konnten. Der Schild hat einen

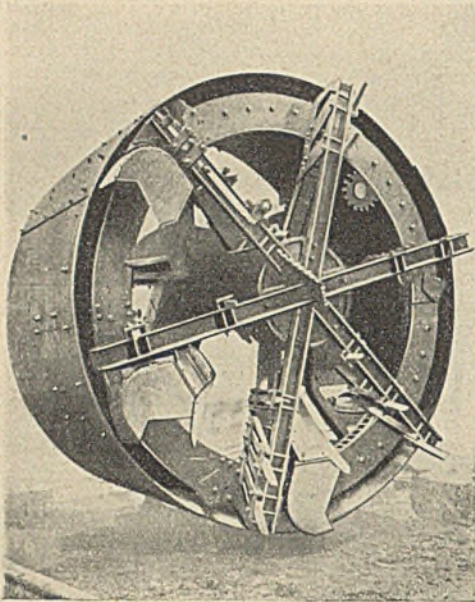


Abb. 1. Tunnelschild der Londoner Untergrundbahnen.

inneren Durchmesser von 3,25 m und einen äußeren Durchmesser von 3,9 m. Er trägt zehn durch Wasserdruck vorgetriebene Kolben. Seine Länge ist 2,25 m einschließlich der Schneidkante, des die Kolben tragenden Teils und des Schwanzendes, unter dessen Schutz die Tunnelringe ab- und aufgebaut wurden. Die Schneidkante besteht aus drei Gußstahlteilen, die sich zu einem Kreise zusammenschließen.

Das Mittelstück ist aus fünf Kreisteilen zusammengesetzt und hat oben ein Schlußglied, das den Auf- und Abbau erleichtern soll. Die zehn Wasser-

druckkolben können zusammen einen Druck von 300 t ausüben. Bei einem Arbeitsgange rückt der Schild etwa 60 cm vor, und es entsteht dann genügender Zwischenraum, um einen Auskleidungsring einzubauen. Wenn der Schild zum Vorrücken bereit ist, wird ein Ring der Auskleidung gelöst und auf das Schwanzende des Schildes zurückgeschoben. Die Ringteile werden dann gereinigt und für die Wiederverwendung vorbereitet. Darauf werden die Kolben unter Druck gesetzt, und der Schild rückt infolgedessen vor. Sobald das Maß von etwa 50 cm erreicht ist, wird auf dem Schwanzende der neue, erweiterte Ring zusammengebaut. Beim weiteren Vorrücken wird dann der schmale Ringraum außerhalb der Ausfüllung mit Mörtel ausgegossen. Abb. 2 zeigt die Arbeiter beim Herausnehmen eines alten Ringes vor dem Schild, während im Vordergrund bereits der erweiterte Tunnelquerschnitt zu sehen ist.

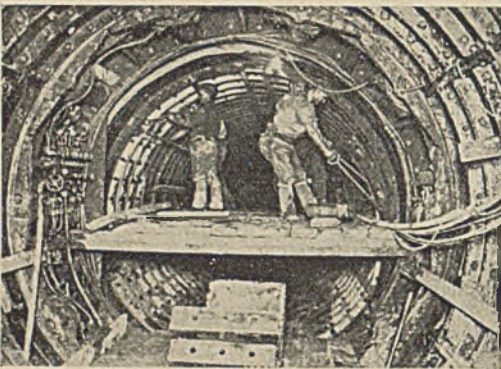


Abb. 2. Umbau des Tunnels der C. & S. L. R.

Besonderer Maßnahmen bedurfte der Umbau der Krümmungstrecken, wo der Tunneldurchmesser auf 3,66 m bis 4,58 m gebracht wurde. Auf den Haltestellen war keine Erweiterung nötig, doch wurden diese alle von etwa 60 m auf 106,8 m verlängert, um Siebenwagenzüge aufnehmen zu können.

Die Ausführung der Arbeiten war, namentlich auf dem Teil der Strecke, wo der Betrieb während des Umbaus aufrechterhalten werden mußte, recht schwierig. Mußten doch vor Wiederaufnahme des Betriebes am Morgen nicht nur die Fahrschienen wieder zusammengeschnitten, sondern auch die Stromschiene, die Signalleitungen usw. wiederhergestellt werden. Zeitweilig wurde gleichzeitig an 60 Stellen gearbeitet, so daß gegen Morgen 60 Unterbrechungsstellen zu schließen waren. An mehreren Stellen wurden wasserführende Schichten angeschlagen, so daß unter Druckluft gearbeitet werden mußte. Das war namentlich auch unter der Themse erforderlich, wo wegen des eindringenden Wassers unter anderen Pumpen drei Kesselwagen mit Pumpen ständig im Betrieb waren. Unter der Themse mußte nicht nur der Tunnelquerschnitt der freien Strecke hergestellt werden, sondern die Haltestelle London Bridge reichte mit ihrer Verlängerung bis unter das Themsebett, so daß hier der erweiterte Haltestellenquerschnitt auszuarbeiten war.

Die Arbeiten im Tunnel wurden von einer Anzahl zu diesem Zweck angelegter Schächte ausgehend vorgenommen. Auch die Aufzug- und Treppenschächte der Haltestellen wurden für den Bau nutzbar gemacht. Im Tunnel verkehrten die Bauzüge für die ausgehobenen Massen usw. nach einem festen Fahrplan; sie wurden dabei von den

alten elektrischen Lokomotiven der C. & S. L. R. gezogen. Sehr gute Dienste hat beim Bau ein Aufzug bei Stockwell getan, der während des früheren Betriebes dazu gedient hatte, die Betriebsmittel an die Erdoberfläche zu heben, wenn sie der in der Nähe gelegenen Werkstatt zugeführt werden mußten. Mit Hilfe dieses Aufzuges wurden 62 400 Wagenladungen, darunter gegen 73 000 m³ Ausbruchmassen der Lichtstrecke aufwärts und 14 000 t neue Tunnelringe abwärts, befördert.

Die alte C. & S. L. R. war an beiden Enden abgeschlossen, und es fehlte ihr daher fast jede natürliche Lüftung. Nach dem Ausbau der südlichen Verlängerung nach Morden wird die City-Bahn am Südeinde in eine über Tag gelegene Strecke auslaufen, und am anderen Ende, bei Euston, steht sie nunmehr mit der Strecke nach Hendon und Edgware in Verbindung, die ebenfalls ins Freie mündet. Dadurch ist für natürliche Lüftung gesorgt, die ja durch den fahrenden, als Kolben in einem Zylinder wirkenden Zug noch gefördert wird. Man hat sich aber damit nicht begnügt, sondern auf den Haltestellen Lüftungsanlagen eingebaut, von denen jede in der Minute bis 566 m³ Luft durch den Tunnel drücken kann. Sie wird etwa 12 m über der Erdoberfläche angesaugt, soll also gegenüber der Luft unmittelbar den über Straßenflächen etwas reiner sein, und die City-Bahn nimmt für sich in Anspruch, daß sie die bestgelüftete Untergrundbahn sein will.

Eine neue Spreibrücke. Zur Herstellung einer besseren Verbindung zwischen Treptow und Karlshorst und zur Entlastung der gegenwärtig im Umbau befindlichen Stubenrauch-Brücke zwischen Nieder- und Oberschöne-weide wird eine neue Brücke über die Oberspree gebaut werden. Die vom Bezirksamt Treptow aufgestellten Pläne haben die Genehmigung des Wasserbauamtes gefunden. Die Brücke wird im Zuge der Baumschulenstraße im Ortsteil Baumschulenweg von Treptow die Spree überspannen und auf dem rechten Spreeufer südlich von Nobelshof auf die Cöpenicker Chaussee einmünden.

Personalnachrichten.

Bayern. In etatmäßiger Weise wurden in gleicher Diensteseigenschaft berufen: der Bauamtmann des Straßen- und Flußbauamts Schweinfurt H. Kupfer an das Straßen- und Flußbauamt Weilheim; der mit dem Titel und Rang eines Oberbauamtmanns ausgestattete Bauamtmann des Straßen- und Flußbauamts Weilheim E. Grötzer an das Straßen- und Flußbauamt Schweinfurt.

Preußen. Zu ordentlichen Mitgliedern der Akademie des Bauwesens ernannt wurden: der Ministerialrat Dammeier, Berlin-Dahlem; der Städtebaudirektor Elkart, Berlin-Grünwald; der Reichsbahndirektor und Abteilungsleiter in der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahngesellschaft, Geh. Oberbaurat Kraefft, Charlottenburg; der Direktor der Siemens-Bauunion, Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. Kreß, Charlottenburg.

Zu außerordentlichen Mitgliedern der Akademie des Bauwesens ernannt wurden: der Generaldirektor der Halberstadt-Blankenburger Eisenbahn, Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. Steinhoff, Blankenburg a. Harz; der Vorstand der Abteilung für Straßen- und Wasserbau im württembergischen Ministerium des Innern, Präsident Euting, Stuttgart; der Professor des Brückenbaues und Vorstand der mechanischen Versuchsanstalt der Technischen Hochschule Dresden, Professor Dr.-Ing. Gehler, Dresden.

Die für die Zeit bis Ende Dezember 1925 erfolgte Wahl des Baurats de Grahl zum Dirigenten der Abteilung für das Ingenieur- und Maschinenwesen der Akademie des Bauwesens wurde vom preußischen Staatsministerium bestätigt.

Versetzt sind: die Regierungs- und Bauräte Schirmer, Schleswig, an die Regierung in Koblenz und Sagemüller, Aurich, nach Meppen als Vorstand des Kulturbauamts; die Regierungsbauräte Münster, Düsseldorf, nach Koblenz und Schäfer, Koblenz, nach Schleswig.

An Stelle des verstorbenen Wasserbaudirektors Muttray ist vom 1. April 1925 ab der Wasserbaudirektor Müller mit der Wahrnehmung der Geschäfte eines staatlichen Kommissars für die Diplomprüfungen an der Technischen Hochschule Hannover, Abteilung für Bauingenieurwesen, beauftragt worden.

INHALT: Eisabführung an Wehren. — Einige Bemerkungen über die Sicherheitszahl. — Die Zugspitzbahn. — Zur statischen Berechnung der Glasdachspinnen. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Verschiebung eines Brückenlagers durch Erdbeben. — Zeitgemäße Beförderungsanlage. — Bogenschluß bei der Niagara-Eisenbahnbrücke. — Umbau der City- und Südlondoner Eisenbahn. — Eine neue Spreibrücke. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.