

Die Stähle für den Ingenieurbau.

Von Prof. Dr.-Ing. Ernst Hermann Schulz, Dortmund, und Reichsbahndirektor a. D. Dr.-Ing. Reinhold Kühnel, Minden.

In einem früheren Aufsatz [1] sind die Eigenschaften des Werkstoffs Stahl zwar mit Ausrichtung auf den Ingenieurbau, aber doch in mehr grundsätzlicher Art vom metallkundlichen Standpunkt aus besprochen worden, es sollte dadurch der Ausgangspunkt geschaffen werden für weitere besondere Betrachtungen über den Stahl als Werkstoff im Ingenieurbau. Dazu bedarf es nunmehr zunächst der Behandlung der genauer definierten Stahlsorten, die für diesen Verwendungszweck aus der Vielzahl der an sich möglichen in Frage kommen.

Diese Stahlsorten sind in ihrem Charakter größtenteils umrissen durch Normen, Lieferbedingungen und sonstige Vereinbarungen zwischen Stahl-Erzeugern und Stahl-Verarbeitern bzw. -Benutzern.

I.

Zur Frage derartiger Festlegungen der Eigenschaften von Werkstoffen, insbesondere des Stahles, durch Normen usw. ist zunächst ein Umstand grundsätzlich wichtig, der vielfach zu wenig beachtet wird. Eine solche Festlegung der Eigenschaften von Werkstoffen ist nämlich etwas problematisch, und diese Problematik ist gerade im Laufe der letzten Zeit der Entwicklung besonders groß geworden. In Normen über Abmessungen, Gestaltung usw. sind stets eindeutige Zahlenangaben möglich, die, soweit nicht ganz besondere Verhältnisse vorliegen, durch nicht erfaßbare Nebenumstände praktisch nicht beeinflusst werden. Der Besteller verlangt hinsichtlich der normengemäßen Abmessungen nur die Innehaltung genau definierter Zahlen, die der Hersteller auch einhalten kann und die von beiden Stellen ohne Schwierigkeit nachzuprüfen sind, so daß also durchaus klare Verhältnisse vorliegen. Dagegen können verhältnismäßig selten sämtliche Beanspruchungen, denen der Werkstoff bei seiner praktischen Verwendung, d. h. bei seiner weiteren Verarbeitung und bei seinem Gebrauch unterliegt, durch ziffernmäßige Festlegung von Prüfeigenschaften erfaßt werden. Meist geben die Prüfbedingungen nur mehr oder weniger mittelbar eine Unterlage für die Bewährung im praktischen Gebrauch. Andererseits sind die Gesamteigenschaften eines Werkstoffes infolge der unvermeidlichen Schwankungen der Zusammensetzung, der Einzelherstellung, der Verarbeitung usw. in vielen Fällen gar nicht voll erfaßbar, noch schwieriger ist es, sie ziffernmäßig in Werten auszudrücken, die der Werkstoffprüfer am Stahl nachweisen kann. Das gilt bereits für die einfachen Festigkeitseigenschaften (Zugfestigkeit, Streckgrenze, Dehnung), noch mehr aber für den Widerstand gegen Schlagbeanspruchung und dgl. Bei der Benutzung spielen aber außer diesen Eigenschaften unter Umständen auch noch andere eine erhebliche Rolle. Beispielsweise treten Schwingungsbeanspruchungen auf. Die Schwingungsfestigkeit oder Dauerfestigkeit als reine Werkstoffeigenschaft kann zwar auf der Prüfmaschine nachgewiesen werden, sie ist aber weitgehend formbedingt. Eine durch ungeeignete Formgebung veranlaßte Spannungsspitze kann auch bei sehr hoher Dauerfestigkeit einen vorzeitigen Bruch herbeiführen. Dieser Einfluß der Form — ebenso auch der der glatteren oder rauheren Oberflächenbeschaffenheit — prägt sich um so stärker aus, je höher die Festigkeit des Stahles ist. Dadurch kann der Unterschied in der Dauerfestigkeit eines St 37 und eines vergüteten hochlegierten Stahles so weit einschrumpfen, daß die Überlegenheit des höherwertigen Stahles erstaunlich weit herabgesetzt ist.

Vielleicht noch wichtiger ist es, daß beim Bau der Werkstoff vielfach Behandlungen unterworfen ist, die an sich lediglich Änderungen seiner Form zum Ziel haben, wobei aber auch die Werkstoffeigenschaften weitgehend beeinflusst werden. Diese Änderungen der Eigenschaften können auf Grund der in [1] näher behandelten Wandelbarkeit der Eigenschaften vielgestaltig und im Ausmaß unterschiedlich sein, sich daher auf die praktische Bewährung des Bauwerks verschieden — günstig oder ungünstig — auswirken. Jedes Biegen eines Stahlbauteils, sei es bei Raumtemperatur, sei es in der Wärme, jede Erwärmung, vor allem in Verbindung mit einer Formänderung, wirken sich auf die Eigenschaften unter Umständen sehr weitgehend aus. Dabei ist ferner beachtlich, daß derartige Behandlungen des Stahles sich auch auswirken auf die Eigenspannungen im einzelnen Teil und im Bauwerk, was für das Verhalten der Konstruktion von Bedeutung sein kann.

Wohl die stärkste derartige Beeinflussung des Werkstoffes Stahl im Ingenieurbau tritt ein durch die Schmelzschweißung. Man muß sich dabei vor Augen halten, daß das eingebrachte Schweißgut und auch die es am nächsten umgebenden Zonen des Grundwerkstoffes verflüssigt werden und dann aus dem flüssigen Zustand erstarren, ohne daß irgendeine Schmiede- oder Walzbehandlung darauf einwirken, wie das beim Grundwerkstoff weitgehend der Fall gewesen ist. Eine Schmelzschweißstelle besteht, grob gesprochen, aus einer Art Stahlguß, der nach dem Erstarren nicht einer Wärmebehandlung unterworfen, d. h. geglüht worden ist, wie das sonst bei Stahlguß üblich und notwendig ist.

In einer nachträglich wärmebehandelten, in einer kalt verformten und noch viel mehr in und neben einer Schweißstelle liegen daher gar nicht die Eigenschaften vor, die vom Grundwerkstoff verlangt und bei der Prüfung ermittelt wurden. Diese Änderungen sind auch durch andere Vorschriften nicht zu erfassen. Das hat dazu geführt, daß — in früheren Zeiten mehr gefühlsmäßig, heute durchaus bewußt — vom Baustahl teilweise eine gewisse „Unempfindlichkeit“ gegen die Einwirkungen einer Kaltverformung, der Schweißung usw. verlangt wird. Diese Eigenschaft der „Unempfindlichkeit“ ist aber wiederum durch Prüfungen recht schwer erfaßbar, zum mindesten, wenn diese Prüfungen einfach durchführbar sein sollen. Dabei ist ferner zu beachten, daß die „Unempfindlichkeit“ auch technisch und wirtschaftlich erkauft werden muß; ein solcher weniger empfindlicher Stahl verlangt stets in der Herstellung besondere Maßnahmen, also einen besonderen Aufwand, der eine Verteuerung im Gefolge hat.

Diese Zusammenhänge spielen gerade im Augenblick eine besondere Rolle, auf Einzelheiten wird weiter unten eingegangen.

II.

Zum Verständnis der für den Ingenieurbau bedeutsamen Werkstoffnormen für Stahl — in erster Linie des St 37 und St 52 —, insbesondere für die Frage, weshalb gerade diese Arten von Stählen zu Werkstoffen des Ingenieurbaus geworden und worin die Vorschriften hinsichtlich der technologischen Eigenschaften begründet sind, bedarf es einer kurzen Betrachtung der historischen Entwicklung.

1. Der zeitliche Beginn des Ingenieurbaus im heutigen Sinne liegt im wesentlichen im Anfang des 19. Jahrhunderts. Es war vor allem die Entwicklung des Eisenbahnbaus, die den Bau von Stahlbrücken auslöste und zu einer schnellen Ausbreitung führte. Der so entstehenden starken Nachfrage nach einem Stahl für größere Bauwerke stand gegenüber das Angebot des im Jahre 1789 erfundenen Puddelstahles, d. h. eines sehr kohlenstoffarmen und daher sehr weichen Werkstoffes mit einer Mindestfestigkeit von etwa 34 kg/mm^2 . Dieser Werkstoff war wie alle Werkstoffe des Schweißisenzeitalters recht ungleichmäßig aufgebaut, seine Dehnung schwankte sehr stark, und vor allem lagen seine Festigkeitseigenschaften in der Querrichtung sehr niedrig. Es war der erste typische Massenstahl. Auf ihn mußte sich aber der Ingenieurbau einstellen.

Beim Einbruch des Flußstahles in die Technik — zunächst 1855 in der Form des Bessemerstahles — wies bereits Bessemer darauf hin, daß der neue Werkstoff auf Grund seiner größeren Gleichmäßigkeit höhere Festigkeiten und damit eine höhere Beanspruchbarkeit erzielen ließe. Außerdem war es beim Bessemerverfahren leichter, etwas härtere Stähle mit Zugfestigkeit oberhalb etwa 50 kg/mm^2 herzustellen. Es traten daher auf verschiedenen Gebieten — ausgeprägt im Dampfkesselbau, aber auch im Brückenbau — Bestrebungen auf, solche härtere Stähle zu benutzen, wobei auch damals bereits die Abmessungen entsprechend der steigenden Festigkeit vermindert wurden. Beispielsweise wurde in Holland für Brücken Stahl mit einer Festigkeit bis zu 80 kg/mm^2 verwendet. Dabei wurde aber offenbar nicht erkannt oder es wurde übersehen, daß diese harten Stähle ein erheblich geringeres Formänderungsvermögen, also eine geringere Zähigkeit haben. Es traten daher recht schwere Rückschläge ein, die teilweise sogar zur Rückkehr zum weichen Puddelstahl führten. Auf Grund der Entwicklung des Siemens-Martin-Verfahrens (1864) und vor allem des für den Kontinent so wichtigen Thomasverfahrens (1879) vollzog sich dann etwa von 1880 ab im Ingenieurbau der Übergang zum weichen Flußstahl etwa nach Art des St 37. Dabei waren zunächst hinsichtlich der Festigkeitsgrenzen, der der Festigkeit zugeordneten Dehnung usw. die Anforderungen der verschiedenen Stellen recht buntscheckig, bis es schließlich zur Festlegung eines Stahles mit etwa $0,1\%$ Kohlenstoff kam, d. h. im Sinne der modernen Bezeichnung zum St 37. Dieser Stahl genügte im großen und ganzen den damaligen Forderungen des Ingenieurbaus. Immerhin ergaben sich auch zu dieser Zeit schon Klagen über Sprödigkeitserscheinungen — man sprach von „unerwarteten Brüchen“ —, deren Ursachen aber bei dem damaligen Stand der Werkstoffprüfung nicht genau genug erforscht werden konnten. Bei der Ausbildung des St 37 hat offenbar auch die wirtschaftliche Seite eine gewisse Rolle gespielt insofern, als dieser Stahl auf Grund seiner chemischen Zusammensetzung bei seiner Herstellung den geringsten Kostenaufwand verlangte. Bis in die Neuzeit hinein wurde dabei beim St 37 zwischen dem Siemens-Martin-Stahl und dem Thomasstahl ein Unterschied nicht gemacht. Ihre Zugfestigkeit und Dehnung, die allein in der Regel bei der Abnahme nachgewiesen werden, sind auch gleich; die festigkeitssteigernde Wirkung des beim Thomasstahl höheren Phosphorgehaltes wird durch Einhaltung eines etwas geringeren Kohlenstoffgehaltes aufgehoben. Die durch den höheren Phosphorgehalt und den früher kaum bestimmten Stickstoffgehalt bedingte höhere Neigung des Thomasstahles zur Versprödung spielte in der Zeit bis etwa zum Krieg 1914/18 im Ingenieurbau keine Rolle, weil sie sich praktisch kaum auswirkte, solange die Nietung das einzige Mittel zur Verbindung der Bauteile war.

2. Die Zeit nach 1914/18 leitete dann Entwicklungen in zwei Richtungen ein, die sich teilweise überschneiden und daher das Bild in seiner Gesamtheit etwas verwickelt machten.

Die eine Tendenz war die Ausbildung und Benutzung von Stählen höherer Festigkeit, um bei den wachsen-

den Spannweiten der Brücken das Bauwerk leichter zu gestalten. Einige schon vor dem Kriege 1914/18 durchgeführte praktische Versuche zur Verwendung der im Maschinenbau damals bereits stark eingeführten Nickel- bzw. Chromnickelstähle hatten keine große Ausdehnung angenommen, da diese Stähle für den Brückenbau zu kostspielig waren: die leichtere Bauweise mußte zu teuer erkaufte werden. Dazu trat noch ein besonderer Umstand. Es wurde schon oben darauf hingewiesen, daß die Dauerbiegefestigkeit der Sonderstähle sich nur wenig über die des St 37 erhebt, wenn ungünstige Querschnittsübergänge vorliegen. In einem Fall bei einer Gleisüberführung beim Bahnhof Altona kam es sogar Mitte der 20iger Jahre zum Durchriß einer Diagonalen. Man hatte bei dieser Überführung, die aus Chromnickelstahl hergestellt war, im Vertrauen auf die guten statischen Eigenschaften des Stahles eine höhere Belastung zugelassen als unsprünglich in der Berechnung vorgesehen war. Dabei wurde aber im Anschluß der Diagonale, wie sich später rechnerisch nachweisen ließ, die Grenze der Dauerfestigkeit ungefähr erreicht.

Bei diesen Wünschen nach Stählen höherer Festigkeit trat ferner noch eine Wandlung in den Vordergrund insofern, als den Berechnungen mehr und mehr die Streckgrenze statt die Zugfestigkeit zugrunde gelegt wurde.

Die zweite Entwicklung war die der Einführung des Schweißens an Stelle der Nietung im Ingenieurbau, hierauf wird weiter unten eingegangen.

III.

Der Forderung nach einem Stahl höherer Beanspruchbarkeit — werkstoffmäßig gesehen mit höherer Streckgrenze — wurde zunächst versucht, auf dem einfachsten und billigsten Wege nachzukommen durch eine Erhöhung des Kohlenstoffgehaltes auf etwa $0,25\%$. So entstand etwa 1924 der St 48 mit einer Zugfestigkeit von $48\text{—}58 \text{ kg/mm}^2$, einer Streckgrenze von mind. 30 kg/mm^2 und einer Dehnung von mind. 18% . Der Stahl war jedoch im Vergleich zum St 37 erheblich weniger widerstandsfähig gegen schlagartige Beanspruchungen, insbesondere im gekerbten Zustand; außerdem wirkte seiner stärkeren Einführung entgegen, daß beim damaligen Stand der Schweißtechnik der höhere Kohlenstoffgehalt beim Schweißen außerordentlich große Schwierigkeiten machte. Der Stahl befriedigte also nicht. Das vorliegende Problem konnte nur gelöst werden dadurch, daß für den Ingenieurbau Stähle ausgebildet wurden, in denen die höhere Streckgrenze (und Zugfestigkeit) gegenüber dem St 37 nicht durch Erhöhung des Kohlenstoffgehaltes, sondern durch den Zusatz von Legierungselementen erzielt wurde, wobei aber im Hinblick auf die Wirtschaftlichkeit nur verhältnismäßig billige Zusatzmetalle in Frage kamen.

Ausgangspunkt der Entwicklung dieser Stähle war ein nur mit Silizium (etwa 1%) legierter Stahl, der eine Streckgrenze von mind. 36 kg/mm^2 , eine Dehnung von mind. 20% bei einer Zugfestigkeit von $52\text{ bis }62$, höchstens 64 kg/mm^2 , erreichen ließ. Der Stahl befriedigte aber nicht, da der hohe Siliziumgehalt eine starke Lunkerung der Blöcke bewirkte und die Festigkeitseigenschaften sich als zu stark abhängig von der Dickenabmessung erwiesen.

Es wurde daraufhin eine ganze Anzahl verschieden legierter Stähle entwickelt, die unter der Bezeichnung St 52 zusammengefaßt wurden. Auch bei diesen erwies es sich noch als notwendig, die Streckgrenze mit zunehmender Dicke des Stahls wenigstens bis auf 35 und 34 kg abfallen zu lassen. Noch während dieser Entwicklung, die gekennzeichnet war lediglich durch das Streben nach Erfüllung der Festigkeitsvorschriften, bahnte sich die Einführung des Schweißens für den St 52 sehr stark an und diese blieb naturgemäß nicht ohne Einfluß auf die Zusammensetzung. Als Voraussetzung für eine gute Schweißbarkeit ergab sich insbesondere die Begrenzung des Kohlenstoffgehaltes nach oben mit etwa $0,20\%$. Es bildeten sich dann im wesent-

lichen vier Arten des St 52 aus, deren Zusammensetzung in Tafel 1 wiedergegeben ist.

Tabelle 1. Zusammensetzung des St 52.

	C %	Si %	Mn %	Cu %	Cr %	Mo %
1	bis 0,20	0,40—0,50	0,70—1,20	—	—	—
2	bis 0,20	bis 0,40	1,20—1,50	bis 0,40	—	—
3	bis 0,20	bis 0,40	0,70—1,10	0,40—0,55	0,25—0,35	—
4	bis 0,20	bis 0,40	0,90—1,20	bis 0,40	—	0,10—0,15

bis 0,06 % P
bis 0,06 % S

Es ist sehr bedauerlich, daß im weiteren Verlauf schon in den Jahren vor dem Kriege 1939—1945 die Notwendigkeit eintrat, weitgehend an Legierungsmetallen zu sparen, wodurch die Benutzung von Kupfer, Chrom und Molybdän zunächst eingeschränkt und bald ganz ausgeschlossen wurde. Es konnte nur noch ein Stahl mit erhöhtem Mangan- und Siliziumgehalt als St 52 hergestellt werden, eine Legierungsart, die zweifellos nicht das Optimum der Möglichkeiten darstellt.

Eine gewisse Begrenzung in der Auswertung der höheren Festigkeitseigenschaften des St 52 ergab sich dadurch, daß, wie mehrfach betont, praktisch der Widerstand gegen Dauerbeanspruchungen und damit die Dauerfestigkeit im Bauwerk außerordentlich stark beeinflusst wird durch die Form und auch die Oberflächenbeschaffenheit der Bauteile. Herabsetzungen der Dauerfestigkeit auf Grund dieses Zusammenhangs waren besonders beachtlich wiederum in Zusammenhang mit den Schweißstellen.

Viel bedenklicher aber war es, daß in geschweißten Konstruktionen aus St 52 auch ohne Schlagbeanspruchung verformungslose Brüche auftraten. Die Ursache hierfür lag zunächst einmal darin, daß die Dicke der Gurtplatten erheblich über 30 mm bis auf 70 mm heraufgesetzt wurde. Mit Hilfe der Aufschweißbiegeversuche ließ sich später nachweisen, daß in Gurtplatten mit Breiten über 200 mm und Dicken über 30 mm die durch Verbindung mit dem Steg ausgebildeten Schweißspannungen, unter Umständen nur noch sehr wenig durch plastische Verformung abgebaut werden. Das gilt besonders dann, wenn die am Steg liegenden Kehlnähte aus Gründen besserer Dauerfestigkeit bis zu einer Art V-Naht zusammen-

geschoben werden. Dann kommt es an der Guroberfläche zu einer sehr weitgehenden Ausbildung von Spannungen, die bei äußeren zusätzlichen Spannungssteigerungen, z. B. durch Kälte, einen Anriß herbeiführen können. Selbst der stärkste Gurt bricht dann schlagartig von diesem Anriß durch, wenn der Stahl nicht sprödbrechunempfindlich ist. Allerdings haben andere Schweißverbindungen, wie z. B. die seitlich liegenden Kehlnähte und die vom Dortmund-Hörder Hüttenverein entwickelten Nasenprofile, auch bei Dicken über 30 mm zu Anrissen keine Veranlassung gegeben. Neben der Entwicklung solcher günstig geformten Schweißverbindungen zwischen Steg und Gurt setzen Bemühungen ein, um einen genügend sprödbrechtsicheren Stahl herzustellen. Erreicht wurde dies durch eine metallurgische Maßnahme: ähnlich wie es bei Dampfkesselstählen zur Verminderung der Alterungsanfälligkeit bereits länger üblich war, wurden dem St 52 beim Erschmelzen zum Abschluß gewisse kleine Mengen Aluminium zugesetzt, das Verfahren wurde bezeichnet mit Erschmelzen als „Feinkornstahl“. Eine weitere Verbesserung war zu erzielen durch ein Glühen nach dem Walzen, wie es für Bleche ohnehin üblich war, bei Profilen usw., aber teilweise auf betriebliche Schwierigkeiten stieß.

Günstig waren Ergebnisse von Versuchen, in einem Stahl mit nur sehr wenig über das übliche Maß hinaus erhöhtem Mangan- und Siliziumgehalt sowohl die vorgeschriebenen Festigkeitswerte wie gute Schweißbarkeit und Schweißsicherheit dadurch zu erreichen, daß zur Festigkeitssteigerung von der Ausscheidungshärtung von Aluminiumverbindungen Gebrauch gemacht wurde. Allerdings verlangen diese Stähle eine Herstellung innerhalb bestimmter Walztemperaturen bzw. ein Glühen nach dem Walzen. Ihre Anwendung hat sich daher zunächst im wesentlichen auf die Herstellung von Blechen beschränkt.

Bestrebungen, einen Stahl mit den Eigenschaften des St 52 dadurch herzustellen, daß ein weicher Kohlenstoffstahl mit unter 0,2 % C durch eine Abschreckung (aus der Walzhitze) in seiner Festigkeit und Streckgrenze entsprechend gesteigert wurde, brachten keinen praktischen Erfolg. Zwar wurde die Streckgrenze von 36 kg/mm² sicher erreicht, und auch die Schweißbarkeit war gut, jedoch war die vorgeschriebene Dehnung von 20 % nicht mit der genügenden Sicherheit zu erzielen. Bei der Neubearbeitung der Lieferbedingungen für St 52, die Ende 1952 abgeschlossen wurde, ist versucht worden, allen bisherigen Erfahrungen Rechnung zu tragen. Es wird die Forderung erhoben, daß der Stahl sprödbrechtsicher sein muß, zum Nachweis ist bei Dicken über 20 mm die Aufschweißbiegeprobe vorgesehen. Da der Kohlenstoffgehalt nicht vorzugsweise als Ursache der Sprödbrechempfindlichkeit anzusehen ist, wurde die bisherige Abstufung der Streckgrenze von 36 kg/mm² bis 16 mm Dicke, 35 bis 30 mm und 34 bis 50 mm — darüber Vereinbarung — beibehalten; dafür wurde ein Höchstgehalt an Kohlenstoff von 0,22 % zugelassen.

Nur kurz sei darauf hingewiesen, daß sich im Ausland ähnliche Entwicklungen vollzogen, wenn auch wohl nicht so ausgeprägt wie in Deutschland. Am intensivsten war offenbar die Entwicklung in den Vereinigten Staaten von Nordamerika, wo solche Stähle höherer Streckgrenze aber zunächst nur für den Fahrzeugbau und ähnliche Zwecke eingesetzt wurden, wo viel geringere Dickenabmessungen — bis etwa 10 mm Dicke — benutzt werden und die Stähle vielfach nicht geschweißt werden. Tabelle 2 gibt Beispiele von einigen Zusammensetzungen solcher amerikanischer Stähle.

Tabelle 2. Amerikanische Baustähle mit über 36 kg/mm² Streckgrenze.

	C bis %	Si %	Mn %	P %	Cu %	Cr %	Ni %	Sonstige %
Cromansil	0,14	0,6—0,9	1,1—1,4	bis 0,055	—	0,4—0,6	—	—
Mayari-R	0,12	bis 0,5	0,5—1,0	0,08—0,12	0,5—0,7	0,2—1,0	0,25—0,75	—
Cor-Ten	0,12	bis 1,0	bis 0,5	0,07—0,20	0,3—0,5	0,5—1,5	bis 0,5	—
Yoloy	(0,35)	bis 0,2	0,3—1,0	bis 0,04	0,85—1,1	—	1,5—2,0	—
Hi-Steel	0,12	bis 0,3	0,5—0,7	0,10—0,15	0,9—1,25	—	0,45—0,65	—
Mn-V	0,18	bis 0,3	1,2—1,45	—	—	—	—	V 0,08—0,18
Otiscoloy	0,12	bis 0,1	1,0—1,35	0,10—0,14	bis 0,5	—	—	—
N-A-X	0,18	0,65—0,9	0,6—0,75	bis 0,04	bis 0,25	0,5—0,65	0,1—0,25	Zr 0,10—0,15

IV.

Wenn oben gesagt wurde, daß hinsichtlich des St 52 bis in die neueste Zeit eine gewisse Problematik vorlag, so ist für den St 37 festzustellen, daß die Verhältnisse z. Z. in mancher Beziehung auch noch recht problematisch sind.

Deutschland ist ebenso wie die anderen Eisenländer des europäischen Kontinents gezwungen, einen großen Teil seines Stahles nach dem basischen Windfrischverfahren, also in der Art des Thomasstahles herzustellen. Dem Bedürfnis des Ingenieurbaus nach großen Werkstoffmengen kann daher nur Rechnung getragen werden, wenn auch für seine Zwecke dieser Stahl, zum mindesten in der Form des St 37, eingesetzt wird. Wie bereits ausgeführt, ergaben sich dabei nennenswerte Anstände kaum, solange es sich um genietete Konstruktionen handelte, die außerdem in ihrer Art einfach blieben und keine allzu dicken Abmessungen der Profile usw. verlangten.

Ausgesprochene Schwierigkeiten traten aber auch hier auf bei der weitgehenden Einführung des Schweißens, und zwar vor allem wieder bei dickeren Abmessungen der Profile usw. Die im Vergleich zum Siemens-Martin-Stahl größere Neigung des Thomasstahles zur Versprödung nach Kaltverformung und zum verformungslosen Trennbruch bei mehraxialer Beanspruchung machte sich dabei sehr nachteilig bemerkbar; sie drohte die Verwendung des Thomasstahles im Ingenieurbau in einem untragbaren Maße einzuschränken.

Einen großen Fortschritt bedeutete es, daß — vor allem durch umfassende planmäßige Arbeiten im früheren Konzern der Vereinigte Stahlwerke AG. — bereits in der Zeit vor dem Kriege 1939—1945 klargestellt werden konnte, daß die Ursache zu dieser stärkeren Versprödungsneigung vor allem der höhere Stickstoffgehalt im Zusammenwirken mit dem höheren Phosphorgehalt war. Auf Grund dieser Erkenntnis wurde nach Wegen gesucht, den Stickstoff- und Phosphorgehalt durch metallurgische Maßnahmen auf die Höhe herabzuschrauben, wie er im Siemens-Martin-Stahl vorliegt, ohne daß dabei der Sauerstoffgehalt über das zulässige Maß anstieg. Der Erfolg dieser Arbeiten war die Entwicklung der sog. windgefrischten Austauschstähle, die erstmalig unter der Bezeichnung HPN-Stähle in Erscheinung traten. In ihnen lagen Stickstoff, Phosphor und Sauerstoff in den gleichen Grenzen wie beim üblichen Siemens-Martin-Stahl, sie hatten daher die gleichen Gebrauchseigenschaften wie dieser. Die Verfahren zur Herstellung derartiger Stähle werden z. Z. stark ausgebaut. Weiter wurde festgestellt, daß die Schweißsicherheit auch beim St 37 gesteigert werden kann durch die Beruhigung, d. h. durch geringe Silizium- und Aluminiumzusätze, also etwa entsprechend dem Feinkornerschmelzen des St 52.

Damit war ein bedeutsamer Beginn gemacht, dem alten von Thomas erfundenen basischen Windfrischverfahren ganz neue Möglichkeiten zu erschließen, die auch für den geschweißten Stahlbau grundlegend wichtig werden.

Für die nächste Entwicklung im Großstahlbau zeichnet sich hinsichtlich des Einsatzes des St 37 etwa folgender Weg ab:

a) Für genietete Bauwerke allgemein und für geschweißte Konstruktionen aus Profilen usw. bis zu einer gewissen Dicke — vielleicht 12 mm — wird der übliche Thomasstahl den Anforderungen durchaus genügen.

b) Wenn die zu schweißenden Teile größere Dicken haben — sicher bis zu 30 mm, vielleicht auch noch darüber —, werden die neuartigen Windfrischstähle einzusetzen sein.

c) Bei sehr großen Dicken — über 40 mm — wird für geschweißte Konstruktionen der Siemens-Martin-Stahl zweckmäßig sein.

d) Zusätzlich wird — besonders in verwickelteren Konstruktionen — beruhigter Stahl am Platze sein.

Es wird Sache der Gemeinschaftsarbeit sein, diesen oder einen ähnlichen Plan in den Einzelheiten auszubauen, wobei auch zu beachten ist, daß keine Schwierigkeiten durch Verwechslungsgefahr, Umfang der Lagerhaltung usw. entstehen.

Es war daher unvermeidlich geworden, die Normen für Formstahl, Stabstahl, Breitflachstahl und Bleche aus St 37 für den Ingenieurbau einer Neubearbeitung zu unterziehen, mit der vor längerer Zeit begonnen wurde. Weder können die dort bisher vorgesehenen chemischen Zusammensetzungen für geschweißte Stähle bestehen bleiben, noch kann der Vermerk beibehalten bleiben, daß bei Thomasstahl üblicher Herstellung bis zu einer Dicke von 25 mm die Schmelzschweißbarkeit gewährleistet wird. Genau genommen ist der Vermerk zwar nicht falsch, denn die eigentliche Schmelzschweißbarkeit als Möglichkeit der Verbindung besteht, aber die Sprödbrechtsicherheit ist nicht vorhanden, und diese Forderung muß natürlich für geschweißten Stahl erhoben werden.

Es wurde bereits die Tatsache gestreift, daß bislang leider noch kein Prüfverfahren bekannt ist, um in sicherer, zugleich aber auch einfacher Weise die Sprödbrechneigung des Stahles zu prüfen; auch dies Problem geht jedoch in Gemeinschaftsarbeiten des Vereins Deutscher Eisenhüttenleute und des Deutschen Ausschusses für Stahlbau seiner Lösung entgegen.

V.

Zum Schluß seien noch einige besondere Entwicklungen charakterisiert.

Nur kurz zu erwähnen ist, daß im Kriege 1939—1945 ein in der Thomasbirne hergestellter Stahl vorgeschlagen wurde, der gewisse Wünsche des Stahlbaus nach einem Werkstoff in einer Festigkeitsstufe zwischen St 37 und St 52 erfüllen und den Siemens-Martin-Stahl entlasten sollte. Die gegen St 37 höhere Streckgrenze sollte durch einen erhöhten Phosphorgehalt erzielt werden. Dieser Weg ist zwar auch in Amerika teilweise beschritten worden, dürfte aber doch für deutsche Verhältnisse nicht empfehlenswert sein.

Ferner geht auf den Krieg zurück eine Entwicklung, die zum Ziel hat einen Stahl, der dem St 52 noch überlegen ist, und zwar durch Gewährleistung einer Streckgrenze von mindestens 40 kg/mm² bei einer Zugfestigkeit von über 60 kg/mm². Dieser Stahl verlangt aber den Zusatz von Legierungselementen wie Kupfer, Molybdän, Vanadin. Sowohl die Festigkeitseigenschaften wie auch eine gute und sichere Schweißbarkeit wurden bei diesem Werkstoff erzielt; zur praktischen Einführung kam es aber bislang noch kaum. Die Hemmung lag sicher in den Kosten für die Legierungszusätze.

Schon während des Krieges 1939—1945 wurde die Möglichkeit erörtert, Stähle mit einer Zugfestigkeit von etwa 90 kg/mm² für den Ingenieurbau zu verwenden, und zwar sollte ein Stahl mit einem Kohlenstoffgehalt von etwa 0,25 % durch Abschrecken auf die hohe Festigkeit gebracht werden. Der Gedanke hat sich aus hier nicht zu erörternden Gründen nicht durchsetzen können — erwähnt sei nur, daß die Abschreckbehandlung großer Profile usw. nicht unbedeutliche Schwierigkeiten hat und im Zusammenhang damit ein Unsicherheitsmoment in die Bauwerke hineinbringen dürfte. Außerdem steigen die Kosten für die Bearbeitung erheblich.

Neuerdings ist der Wunsch nach einem Stahl so hoher Festigkeit im Brückenbau wieder aufgetaucht, wobei der Werkstoff aber bereits im Walzzustand bzw. nach dem Glühen bei einer Festigkeit von über 85 kg/mm² eine Streckgrenze von mindestens 45 kg/mm² besitzen soll. Dazu sind aber von vornherein folgende Einschränkungen zu machen:

a) Ein solcher Stahl ist nicht schweißbar.

b) Da der Elastizitätsmodul der gleiche bleibt wie beim St 37, sind die elastische Durchbiegung und die Knickgefahr auch die gleichen wie beim St 37.

In Frage kommt daher ein solcher Stahl beim jetzigen Stand der Technik nur für Zugglieder.

Zusammenfassung.

Die Entwicklung des Ingenieurbaus in den letzten drei bis vier Jahrzehnten hat dazu geführt, daß der althergebrachte weiche Baustahl in der Art des St 37 den Ansprüchen nicht mehr genügt. Die Forderung nach einem Werkstoff erheblich höherer Beanspruchbarkeit führte auf einen längeren Weg zum heutigen St 52. Bereits bei ihm lag eine besondere Problematik in der Schweißbarkeit und Sicherheit der Schweißungen. Diese trat aber auch auf beim St 37, so daß dessen Charakteristik durch die Normen nicht mehr ausreichte. Die in Arbeit befindliche Neu-

fassung der Normen dürfte aber auch diese Schwierigkeit meistern.

Literatur.

1. E. H. Schulz: Die Eigenschaften des Werkstoffs Stahl in ihrer Bedeutung für den Ingenieurbau. Bauingenieur 25 (1950) S. 397 bis 403.
2. E. H. Schulz: Triebkräfte in der Entwicklung des Stahles. Stahl u. Eisen 69 (1949) S. 655/64.
3. E. H. Schulz und W. Bischof: Neuere Entwicklung des Stahls St 52 für den Großstahlbau. Z. VDI 84 (1940) S. 229/35.
4. R. Wasmuth: Einfluß des Normalglühens auf Festigkeitseigenschaften und Schweißverhalten von St 52. Stahl u. Eisen 59 (1939) S. 209/32. — R. Wasmuth: Neuere Erkenntnisse zum Schweißen von St 52. Die Bautechnik 17 (1939) S. 85/90.
5. H. Hauttmann: Mit Silizium und Aluminium beruhigter härterer Thomas-Baustahl. Stahl u. Eisen 61 (1941) S. 129/36, 164/70. —

R. Wasmuth, C. Salzmann und F. Bischof: Beruhigter Mangan-Phosphor-Thomasstahl mit mindestens 46 kg/mm² Zugfestigkeit. Stahl u. Eisen 62 (1942) S. 963/68. Vgl. auch Stahlbau 14 (1941) S. 69/72.

6. H. Neumeister und H. J. Wiester: Versuche zur Entwicklung eines Hochbaustahles mit 80 kg/mm² Mindestzugfestigkeit. Stahl u. Eisen 65 (1945) S. 1/9, 36/43, 68/77.
7. H. Buchholtz: Metallurgische Gesichtspunkte für den Einsatz der Windfrischstähle in der Schweißkonstruktion. Schweißen u. Schneiden 4 (1952) Sonderheft S. 167/71.
8. R. Kühnel: Schweißtechnik bei der Deutschen Bundesbahn. Schweißen u. Schneiden 1952, Dezember-Sonderheft S. 65/67.
9. W. Grosse: Die Bedeutung der Spröbruchempfindlichkeit von Großbaustählen für ihre Schweißbarkeit. Stahl u. Eisen 70 (1950) S. 1193/1204.

Das „Alcoa Building“ in Pittsburgh USA.

Von Dr.-Ing. Wilhelm Weiss, z. Z. Freeport/New York.

Dieser neueste Wolkenkratzer der USA, ein Bürogebäude der Aluminium Company of America, wird mit seinen 30 Stockwerken als das leichteste Bürogebäude seiner Größe bezeichnet (Abb. 1 a, 1 b und 1 c). Es ist 125 m hoch, sein Hauptturm hat nur eine Breite von 19,5 m, er

Profilverstärkungen sind genietet. Die große Schlankheit des Baues und wohl auch die Rücksicht auf die bei der neuartigen Wandausbildung erforderliche besonders sorgfältige Montage bedingten starke Windverstreungen.

Eine eigenartige Lösung hat die Frage des Haupteinganges in das Gebäude gefunden. Wie Abb. 2 zeigt, ragen aus der 5. Decke zwei angenietete Kragarme, an denen das ganze Eingangsgehäuse angehängt ist. Diese Anordnung hat den Vorteil, daß eine Fundierung für die Wände in Fortfall kommt, daß die Stützen der Wände besonders schlank gehalten werden konnten und daß die Außenwand des Neubaus unverändert durchgeführt werden konnte.

Mit der Errichtung des Stahlskelettes wurde im Februar 1951 begonnen, im August des gleichen Jahres war sie be-

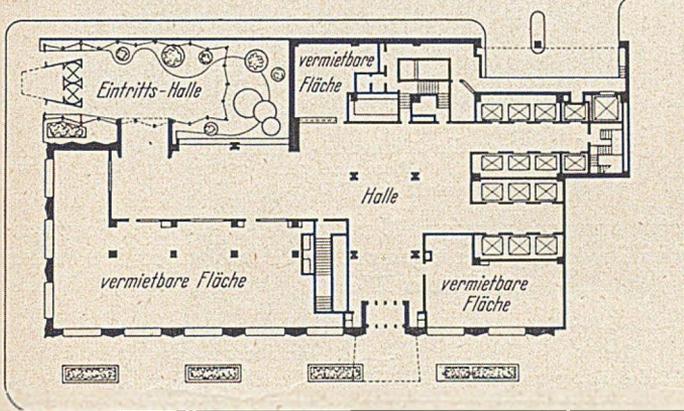


Abb. 1a. Grundriß im Erdgeschoß.

ist also ungewöhnlich schlank. Das überaus geringe Gewicht dieses Neubaus ist auf die Verwendung von leichten bzw. dünnen Baustoffen zurückzuführen.

Die Vorarbeiten für die Gründung erforderten 17 Bohrungen bis zu einer Tiefe von 36 m. Offene Caisson-Betonpfähle wurden während der Gründung hergestellt, die in

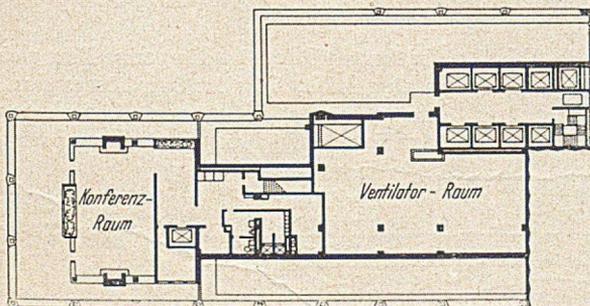


Abb. 1b. Grundriß des Dachgeschosses.

einer Tiefe von 27 m vorgenommen wurde. Erst in dieser Tiefe stand tragfähiger Felsen an.

Der tragende Baukörper ist das in USA für solche Bauten allgemein übliche Stahlskelett. Konstruktion und Stahlmaterial (WF-Profile für Stützen und Träger) entsprechen den auch in Deutschland befolgten und bewährten Grundsätzen für Stahlkonstruktionen. Alle Trägeranschlüsse und

endet. Sie gestaltete sich mit der Ausnützung der Stahzellendecken für Lagerung und Arbeitszwecke höchst einfach. Im Anschluß an die Errichtung des Skelettes wurde sofort mit dem Einbetonieren der Stützen und Deckenrandträger begonnen, wobei ein leichter Schaumbeton (Perlite) verwendet wurde, der den amtlichen Vorschriften in bezug auf Feuersicherheit genügt. Ohne jedes Baugerüst und

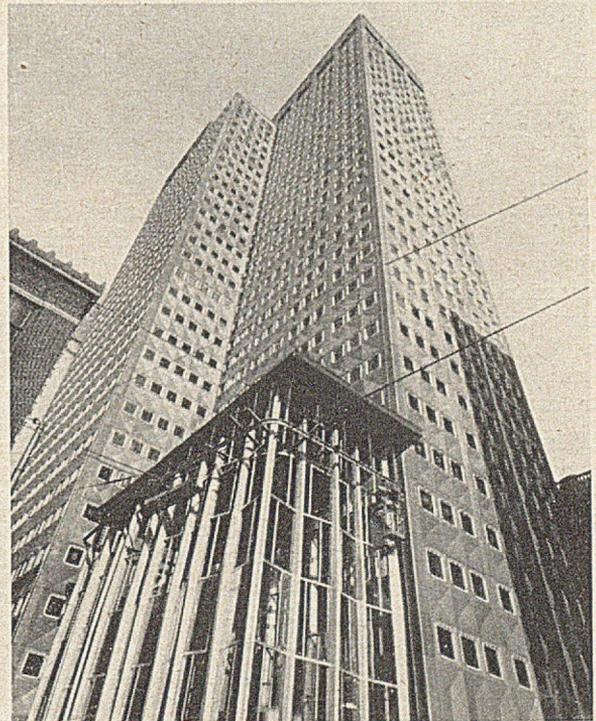


Abb. 1c. Das Alcoa-Building in Pittsburgh USA.

ohne Derrick, wie es sonst bei gemauerten Wänden unvermeidlich ist, ging die Montage der Aluminiumplatten an der Außenseite der Wände vonstatten (Abb. 3).

Mit diesem Neubau sind Bauherrschaft, Architekten und Ingenieure in vollständiger Abkehr von den bisherigen Baumethoden neue Wege gegangen und haben damit allem Anschein nach eine neue Entwicklung im Bau von Wolkenkratzern, zunächst vielleicht nur für Bürogebäude, in USA eingeleitet. Völlig neuartig sind die Ausbildung

dieser Decke wurden die äußeren Räume, d. h. die Büroräume ausgerüstet. Über diese Deckenbauart vgl. „Bauingenieur“ 27 (1952) S. 374.

Die Auswirkungen der Gewichtseinsparung durch Leichtdecken und Leichtwände sind hinsichtlich der Kosten-

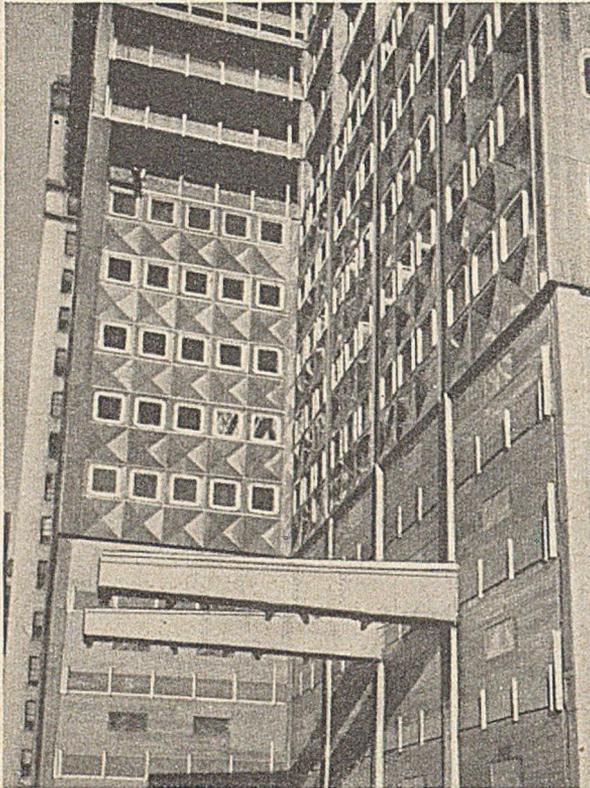


Abb. 2. Kragarme zur Aufhängung der Konstruktion für die Eingangshalle.

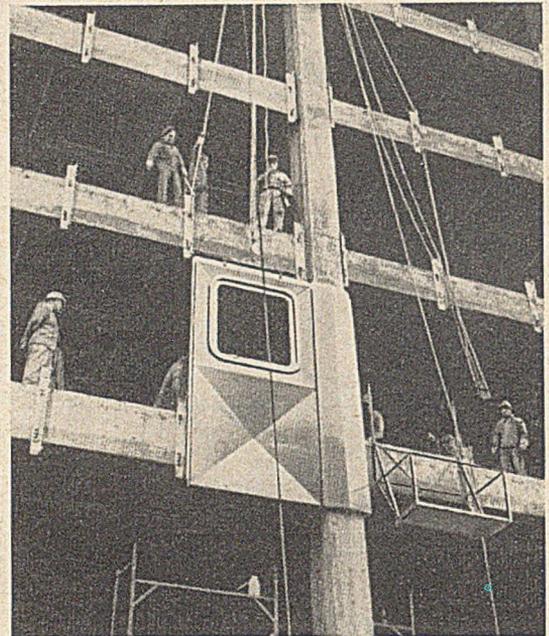


Abb. 3. Montage der Aluminium-Außenwandplatten mittels Flaschenzügen.

einsparungen naturgemäß sehr erheblich. Ein Vergleich der Gewichtseinsparungen mit ähnlichen Bauten der letzten Jahre gibt ein treffendes Bild:

Name des Baues	Wand-ausbildung	Stockwerke	Nutzbare Fläche über der 1. Decke	Baustahl in t
Alcoa	Dünnwand	30	28 800 m ²	5 900
Gulf	Mauerwerk	38	28 300	11 600
Oliver	Mauerwerk	24	29 400	9 000

der Wände als Leichtwände, die Durchführung der auch auf Kühlung umschaltbaren Heizung sowie die elektrische Ausrüstung. Das bautechnisch Wesentliche soll im Nachfolgenden näher beschrieben werden, die elektrische Ausrüstung eingehend zu behandeln, würde den Rahmen dieses Berichts sprengen, sie verdiente aber, weil richtungweisend, die Beachtung der deutschen elektrotechnischen Fachzeitschriften.

Gegenüber dem Oliver-Building als Vergleichsbau betrug das Stahlgewicht des Alcoa-Buildings nur etwa 65 %. Beträchtlich sind insbesondere auch die Kosteneinsparungen bei der Fundierung.

Während bei der bisher üblichen Bauweise der Wände Mauerwerk mit Putzträger und Putz mit einem Gewicht von mindestens 750 kg/m² in Kauf genommen werden mußten, konnte bei dem Alcoa-Building das Wandgewicht auf 190 kg/m² herabgedrückt werden. Für das ganze Ge-

Wände.

Wie Abb. 1 c vor Augen führt, ist der ganze Bau gleichsam in Aluminium eingehüllt, Glas ist bei diesem Bau im Gegensatz zu dem ebenfalls neuartigen Leverhaus in New York [„Bauingenieur“ 27 (1952) S. 374] nur für die

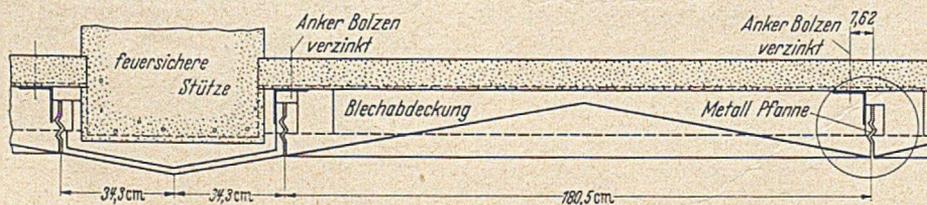


Abb. 4a. Senkrechter Schnitt durch die Außenwand.

bäude mit 16 900 m² Wandfläche bedeutete dies eine Gewichtseinsparung von 9000 t. Die Bauart der Decken ist die für Wolkenkratzer in USA ziemlich allgemein übliche der „Robertson-Q'-Floor-Gesellschaft“ in Pittsburgh; mit

Fenster verwendet. Ein Vergleich mit diesen beiden für die Entwicklung im Bauwesen höchst charakteristischen Bauten, die beide in mehrfacher Hinsicht von ganz verschiedenen Einstellungen ausgehen, ist sehr interessant

und zeigt deutlich in die Zukunft weisende Entwicklungslinien des modernen Bauwesens, die sicherlich auch außerhalb der USA entsprechende Beachtung finden dürften.

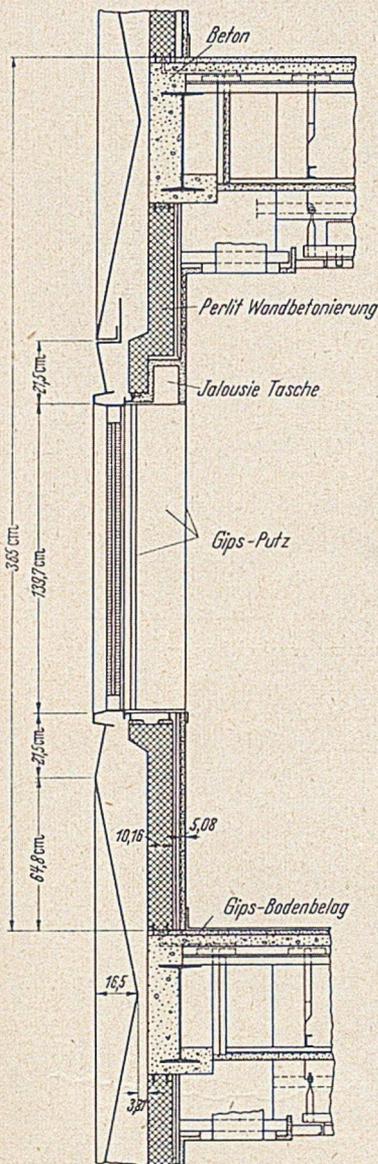


Abb. 4b. Horizontalschnitt durch die Außenwand.

Die Außenseite der Außenwände besteht aus besonders geformten, gepreßten Aluminiumtafeln von rd. 1,5 m Breite und 3,0 m Länge und 3 mm Stärke (Abb. 3, 4 a und 4 b). In etwa 4 cm Abstand nach innen ist als Putzträger eine perforierte Blechwand aus expandiertem Aluminium angeordnet, die durch angebrachte Rundstäbe verstärkt ist und somit einen ausgezeichneten Putzträger für eine im maschinellen Spritzverfahren hergestellte Schaumbeton-Leichtwand (Perlit) von 10 cm Stärke bildet (Abb. 5, 6 a und 6 b). Die dem Raum zugekehrte Seite dieser Wand ist in der üblichen Weise verputzt.

Sowohl durch den so gebildeten Luftraum als auch durch diese Leichtwand wird, wie eingehende Versuche bestätigt haben, eine durchaus befriedigende Wärmehaltung erzielt, darüber hinaus auch eine den amtlichen Vorschriften genügende Feuer-sicherheit. Nicht zuletzt bewirkt diese Wandausbildung auch eine erhöhte Steifigkeit der Wand gegen Windbelastung. Wie



Abb. 5. Putzträger aus perforiertem expandiertem Aluminiumblech, auf das im maschinellen Spritzverfahren eine 10 cm starke Schaumbetonwand (Perlit) aufgespritzt wird.

aus Abb. 3 und 4 b ersichtlich, sind an den einbetonierten Deckenrandträgern lotrechte Winkeleisen angebracht, die sowohl zur Befestigung der erwähnten Aluminiumplatten der Außenseite als auch des Putzträgers für die Perlit-Wand dienen. Abb. 7 zeigt ferner, in wie einfacher und zweckmäßiger Weise die Frage der Temperaturbewegungs-möglichkeit für die Aluminiumwand gelöst wurde.

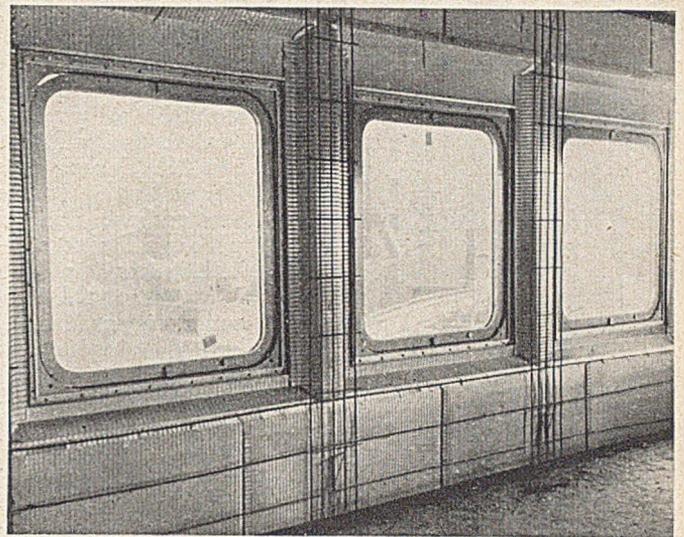


Abb. 6a. Die Blechwand aus expandiertem perforiertem Aluminiumblech, verstärkt durch Rundstaben ist fertig montiert zum Auftragen des Perlit-Leichtbetons von 10 cm Stärke.

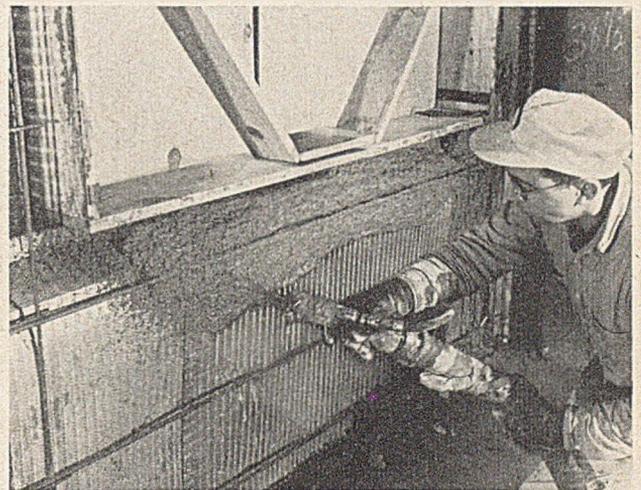


Abb. 6b. Der Perlit-Leichtbeton wird maschinell aufgespritzt. Die Fenster sind durch Persenning und Holzrahmen geschützt.

Die Fenster (1,27 · 1,4 m), die in die Aluminium-Platten eingebaut sind, sind um eine senkrechte Achse drehbar, zur Vermeidung von Undichtigkeit sind sie mit einem Gummischlauch umgeben, in den Luft eingepreßt werden kann (Abb. 8 und 9). Im übrigen ist durch Einbau von Isolierbaustoffen an den geeigneten Stellen ausreichend Sorge getragen, um Luftbewegungen an den Fensterumrandungen hintanzuhalten. Die Fenster sind doppelt verglast, die äußere Scheibe besteht aus Hitze abweisendem Glas von 6 m Stärke, die innere aus klarem normalem Glas von gleicher Stärke. Der Luftraum zwischen den beiden Scheiben beträgt 13 mm.

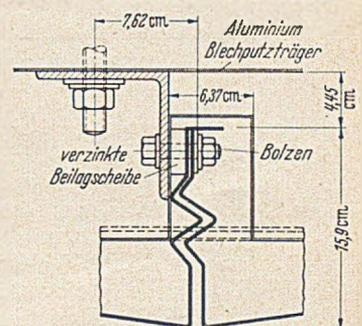


Abb. 7. Temperatur-Fuge.

Heizung und Kühlung.

Von Seiten der Bauherrschaft war die Forderung gestellt worden, daß alle Heizkörper in den Räumen zu vermeiden seien. Die damit gestellte Aufgabe konnte nur mit einer Strahlungsheizung gelöst werden und sie wurde in

einer Weise gelöst, die in USA und vielleicht überhaupt als erstmalig bezeichnet werden muß. Mit der Verwirklichung dieser Forderung war ein beträchtlicher Gewinn an nutzbarer Fläche von 1400 m² verbunden, gleich der Fläche von 1 1/2 Decke. Die Heizungsanlage sollte ermöglichen, daß je nach den Temperaturbedürfnissen in den Räumen sowohl Heizung wie auch Kühlung eingeschaltet werden konnten. Dazu erwies sich ein Röhrensystem als erforderlich, das unter die Decke einzubauen war und mittels Spannschrauben an diese angehängt werden konnte (Abb. 10). In diesem Röhrensystem mußte sowohl heißes

2 cm Dicke absorbiert werden. Diese Matte bildet eine wärmetechnisch nicht erforderliche zusätzliche Isolierung.

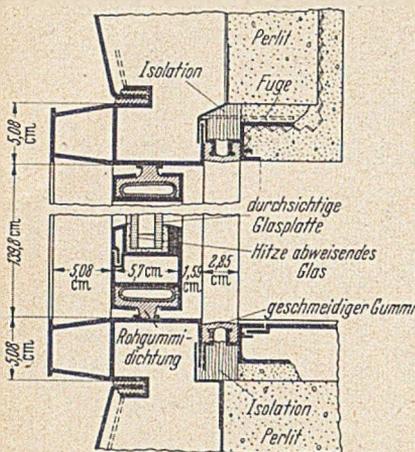


Abb. 8a. Doppelt verglaste Drehfenster werden durch Einpressen von Luft in einen Luftschlauch rings um das Fenster luftdicht gemacht.

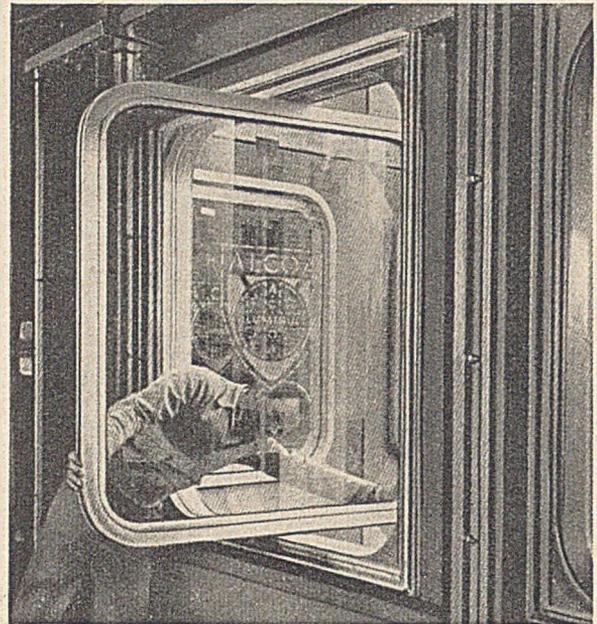


Abb. 9. Einbau der Drehfenster.



Abb. 8b. Luft wird eingepreßt.



Abb. 10. Werkleute sind damit beschäftigt, Aluminiumrohre an die Hauptdecke mittels Spannschrauben zu hängen.

wie auch kaltes Wasser zirkulieren können, das seine Wärme bzw. Kälte an eine besondere Decke abstrahlen hatte, die an das Röhrensystem angehängt wurde (Abb. 11 a und 11 b). Um auch gleichzeitig den Erfordernissen des Schallschutzes zu genügen, wurde diese Decke aus Platten zusammengesetzt, die aus 2 Aluminiumblechen von 30/60 cm Größe bestanden und mit einer hochporösen leichten Schicht ausgefüllt wurden. Die so gebildete Deckenplatte bildet zugleich den Raumabschluß (Abb. 12). In den Leitungsröhren auftretende Geräusche sollen durch eine auf sie aufgelegte Fiber-Glasmatte von

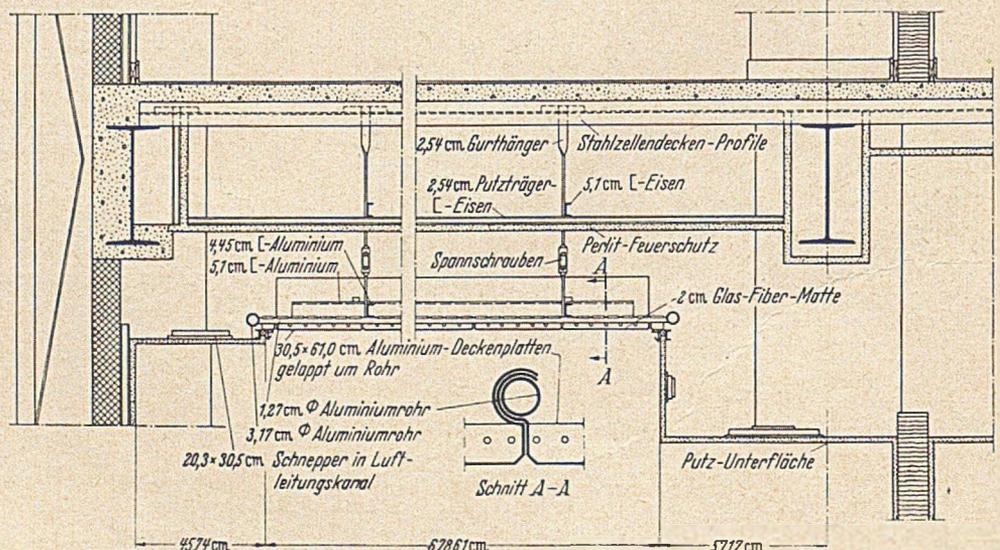


Abb. 11a. Bauart der Decke und Unterdecke.

Zur Abrundung des Gesamtbildes dieses bemerkenswerten Neubaues mögen noch einige Einzelheiten gegeben werden.

Die ersten fünf Geschosse des Gebäudes dienen verschiedenen Gesellschaften als Büroräume, die darüber liegenden nimmt die Aluminium Company of America für sich in Anspruch. Sie beschäftigt darin 1160 Personen. In

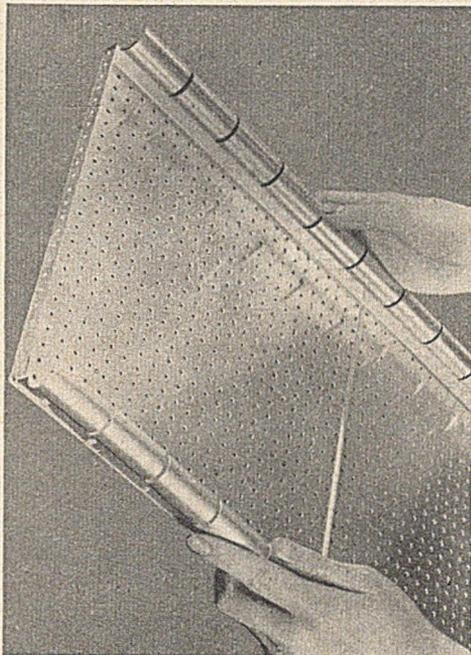


Abb. 11b. Diese perforierte Aluminiumplatte ist typisch für den Bau der Decke. Beachte die Umbürdelung der Längskanten für die Aufhängung an $1/2''$ -Rohren.

dem Gebäude verkehren 15 Fahrstühle in Intervallen von 20 sec. und einer Fahrgeschwindigkeit von 300 m/min. Von diesen 15 Fahrstühlen haben 6 eine Tragfähigkeit von 1600 kg und verkehren vom Erdgeschoß bis zum 15. Stockwerk, 8 Fahrstühle mit einer Tragfähigkeit von 1100 kg verkehren vom 15. bis zum 30. Stockwerk. 1 Fahrstuhl dient der Lastenbeförderung, 1 Hilfsfahrstuhl ist in den oberen Geschossen stationiert. Beide können bis zum Unterkeller verkehren.

Die Postverteilung erfolgt im 15. Geschöß zentral auf mechanischem Wege in alle Geschosse durch zwei druckknopf-gesteuerte „Stumme Diener“.

Die Belüftung regelt eine Serie von Hauptventilatoren, die teils im Unterkeller, teils im 14. Geschöß und im Dachraum untergebracht sind. Sie versorgen örtliche Mischungsapparate in einem kleinen Ventilatorraum in jedem Geschöß. Eine relative Feuchtigkeit innerhalb des gesundheitlich Zuträglichen wird das ganze Jahr über durchgehalten und in jeder von vier Zonen kontrollieren Thermostate die Raumtemperatur. Thermostate in jedem Raum waren wegen des weiten Wirkungsbereiches der Heiz- und Kühlanlage entbehrlich, doch wurden zur Kontrolle und Regelung dieser Anlage Thermostate in Ecken und untergeordneten Räumen untergebracht. Als zweckmäßig erachtet wurde eine Durchschnittsfeuchtigkeit von 45 % bei einer Raumtemperatur von 21° mit einem Maximum bis zu 27° bei einer Außentemperatur von 35° . Das Zonensystem ermöglicht gleichzeitige Heizung und Kühlung je nach den Erfordernissen in den Zonen. Das heiße Wasser wird von einer benachbarten Gesellschaft geliefert, zur Kühlung des Wassers dienen zwei 625 t-Zentrifugal-Kompressoren und ein Kühlturm im Keller.

Die Fußsteige an der Außenwand des Gebäudes sowie der Fußboden des Eintrittsraumes sind mittels Heiz-

schlangen heizbar, um Schnee und Wasseransammlungen infolge Regens zu verhindern.

Es braucht wohl kaum besonders betont zu werden, daß mit der Notwendigkeit dieses Neubaues die Aluminium Company of America eine einzigartige Gelegenheit wahrnahm, um die vielfache Verwendungsmöglichkeit des von ihr erzeugten Baustoffes der Allgemeinheit vor Augen zu führen. Der Ausführung des Baues in der geschilderten Art lag zweifellos der Gedanke zugrunde, Kupfer und Eisen überall da durch Aluminium zu ersetzen, wo diese Baustoffe ersetzt werden konnten. Das ist nun in einem überwältigenden Maße geschehen, eine Ausnahme ist nur beim Stahl zu erblicken, da, wo die überlegenen Festigkeitseigenschaften den Ausschlag gaben, nämlich beim Stahlskelett bei den Bewehrungsseisen für den Leichtbeton der Wände und bei der Deckenbauart. Das Aluminium übernimmt bei diesem Bau mit seiner Verwendung gleichsam als Vorhang — die Gesellschaft spricht in ihren Veröffentlichungen auch geradezu von einer „Vorhangwand“ (curtain wall) — nicht nur die Funktion des Wetterschutzes, es ist ferner verwendet für alle Fahrstuhl-Kabinen und Türen, für die Decke der Heiz- und Kühlanlage, für alle Beleuchtungskörper in den Decken, und schließlich für alle Rohrleitungen, auch derjenigen für die Trinkwasserversorgung, einschließlich eines Vorratsbehälters. Restlos ersetzt wurde das Kupfer durch Aluminium in allen elektrischen Leitungen samt deren Umhüllungsrohren. Auch das Dach ist mit Aluminiumblechen eingedeckt.

Die Aluminium-Gesellschaft hat zum Ausdruck gebracht, daß mit diesem Bau den Fortschritten in der architektonischen Verwendung des Aluminiums Tribut gezollt werden sollte und ihre Überzeugung nicht verhehlt, daß die nächsten 50 Jahre eine gewaltige Verwendung von Aluminium für die größten Leichtmetallgebäude bringen werden.

Entwurf und Durchführung des Alcoa-Building lagen in den Händen von: Architekten: Harrison & Abramowitz, New York; Assoziierte Architekten: Mitchell & Ritchey und Altenhof & Brown, Pittsburgh; Bauingenieure und Statiker: Edwards & Hjorth, New York; Ingenieure für den mechanischen Teil: Jaros Baum & Bolles, N. Y.; Ingenieure für



Abb. 12. Perforierte Aluminiumplatten werden mit Spezial-Werkzeugen an $1/2''$ -Rohren angebracht.

den elektrischen Teil: Edwards E. Ashley, N. Y.; Generalunternehmer: George A. Fuller Company, New York.

Das Personal des Alcoa-Forschungslaboratoriums und der Entwicklungsabteilung arbeitete mit den Architekten, Ingenieuren und Unternehmern in der Entwicklung und Prüfung der Aluminiumeigenschaften für diesen Bau zusammen.

Iterationsweise Berechnung von längsverschieblichen Stockwerkrahmen.

Von Dipl.-Ing. Josef Eisenmann, München.

Die Knoten der Stiele erleiden eine Verschiebung und eine Verdrehung.

Der folgenden Entwicklung ist zugrunde gelegt, daß die äußere horizontale Belastung in den Knotenpunkten

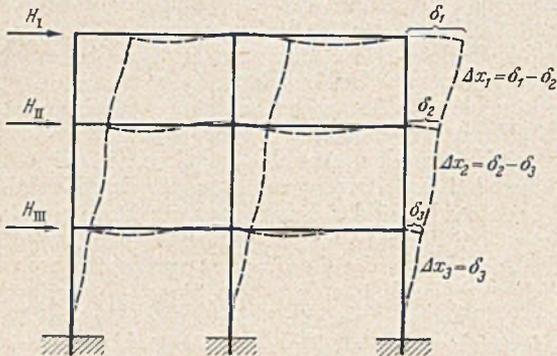


Abb. 1. Längsverschieblicher Stockwerkrahmen bei seitlicher Belastung.

angreift, was bei Festhaltekräften genau stimmt und bei Windbelastung im allgemeinen hinreichend erfüllt ist.

$$\delta_{oo} = \delta_{uu} = \frac{1}{3} \cdot h \cdot \frac{1}{EJ}; \quad \delta_{ou} = \delta_{uo} = -\frac{1}{6} \cdot h \cdot \frac{1}{EJ};$$

$\delta_{oNull} = \delta_{uNull} = 0$, da im Feld keine äußeren Lasten angreifen.

$$\delta_o = \frac{\Delta x}{h} - \varphi_o; \quad \delta_u = \frac{\Delta x}{h} - \varphi_u.$$

Nun gilt $M_o \cdot \delta_{oo} + M_u \cdot \delta_{ou} = -\delta_o$,
 $M_u \cdot \delta_{uu} + M_o \cdot \delta_{uo} = -\delta_u$.

Daraus: $M_o = -EJ \left(6 \cdot \frac{\Delta x}{h^2} - 2 \frac{\varphi_u}{h} - 4 \frac{\varphi_o}{h} \right)$, (1)

$M_u = -EJ \left(6 \cdot \frac{\Delta x}{h^2} - 2 \frac{\varphi_o}{h} - 4 \frac{\varphi_u}{h} \right)$. (2)

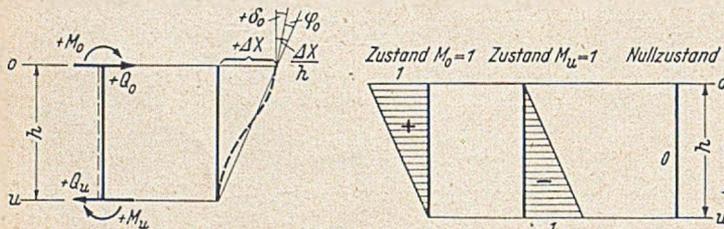


Abb. 2. Vorzeichenfestlegung: Stabmomente und Drehwinkel im Uhrzeigersinn positiv!

Abb. 3. Zustandsflächen.

Nun kann man für jedes Stockwerk folgende Gleichung ansetzen.

$$\sum_1^n Q = Q_s = -\frac{\sum_1^n (M_o + M_u)}{h_s} = \sum_1^s H = H_s.$$

n = Anzahl der Stiele im Stockwerk s ,
 s = Anzahl der Stockwerke oberhalb des betrachteten Schnitts.

$$H_s = -\frac{\sum_1^n (M_o + M_u)}{h_s}.$$

Eingesetzt die Werte von (1) und (2) erhält man:

$$H_s = E \cdot \frac{1}{h_s} \cdot \sum_1^n \left[12 \cdot J \frac{\Delta x_s}{h_s^2} - 6 \cdot J \frac{\varphi_u}{h_s} - 6 \cdot J \frac{\varphi_o}{h_s} \right].$$

Da für ein Stockwerk die Verschiebung Δx der Knoten konstant ist, kann man die Gleichung auf folgende Form

bringen. Der einfacheren Schreibweise wegen werden die Beiwerte s weggelassen.

$$H = \frac{12}{h^3} \cdot \Delta x \cdot E \cdot \sum_1^n J - \frac{6}{h^2} \cdot E \cdot \sum_1^n [J(\varphi_o + \varphi_u)].$$

Daraus die Verschiebungsgröße:

$$m_s = 12 \cdot \Delta x \cdot E = \frac{H \cdot h^3}{\sum_1^n J} + \frac{h}{\sum_1^n J} \cdot \sum_1^n [6EJ(\varphi_o + \varphi_u)]. \quad (3)$$

Das Iterationsverfahren besteht nun darin, daß man in erster Näherung setzt: $\varphi_o = \varphi_u = 0$. Dann kann man hierfür die Verformung des Rahmens festlegen, indem man für jedes Stockwerk den Verschiebungsfaktor berechnet

$$m'_s = \frac{H \cdot h^3}{\sum_1^n J}. \quad (3a)$$

Damit ergeben sich dann nach Gleichung (1) und (2) die Fuß- und Kopfmomente der Stiele bei starrer Einspannung zu

$$\mathfrak{M}_o = \mathfrak{M}_u = \frac{1}{2} m'_s \cdot \frac{J}{h^2}. \quad (1a)$$

Mittels eines Ausgleiches ermittelt man daraus den vorläufigen Momentenverlauf. Aus diesem ersten Ergebnis kann man die angenäherten Drehwinkel φ_o und φ_u nach Gleichung (1) und (2) berechnen.

$$M_o + M_u = -EJ \left[12 \frac{\Delta x}{h^2} - 6 \frac{\varphi_u}{h} - 6 \frac{\varphi_o}{h} \right];$$

mit $12 \cdot \Delta x \cdot E = m'_s$ erhält man daraus

$$6EJ(\varphi_o + \varphi_u) = h(M_o + M_u) + m'_s \cdot \frac{J}{h}.$$

aus der vorläufigen M-Fläche

Setzt man dieses Ergebnis in Gleichung (3) ein, so erhält man die verbesserten m''_s -Werte

$$m''_s = m'_s + \frac{h}{\sum_1^n J} \cdot \sum_1^n \left[h(M_o + M_u) + \frac{J}{h} \cdot m'_s \right],$$

$$m''_s = m'_s + \frac{h^2}{\sum_1^n J} \cdot \sum_1^n [M_o + M_u] + m'_s,$$

$$m''_s = 2 \cdot m'_s + \frac{h^2}{\sum_1^n J} \cdot \sum_1^n [M_o + M_u],$$

$$\Delta m''_s = m''_s - m'_s,$$

$$\Delta m''_s = m'_s + \frac{h^2}{\sum_1^n J} \cdot \sum_1^n [M_o + M_u]. \quad (4)$$

Mit dieser Verbesserung wird nun das ganze Verfahren wiederholt (zweiter Iterationsschritt).

Nachdem durch mehrmaliges Wiederholen die endgültige Verformung festgelegt ist, erhält man durch Addition der bei den einzelnen Schritten sich ergebenden Momentenanteile die gesuchte Momentenfläche.

Das hier dargelegte Iterationsverfahren konvergiert im allgemeinen schnell. Dies liegt darin begründet, daß der Einfluß der Knotenpunktverdrehung klein ist gegenüber dem Einfluß der Verschiebung.

Da weiter die dem zweiten und folgenden Iterationsschritten zugrunde gelegten Verbesserungen $\Delta m''$, $\Delta m'''$ usw. klein gegenüber der Verschiebungsgröße m' sind, be-

reiten die hierbei sich immer wiederholenden Rechenoperationen viel weniger Arbeit als beim ersten Schritt. Der erforderliche Momentenausgleich hierfür ist rasch durchgeführt¹.

Im folgenden werden an Hand eines Beispiels die Iterationsschritte dargelegt.

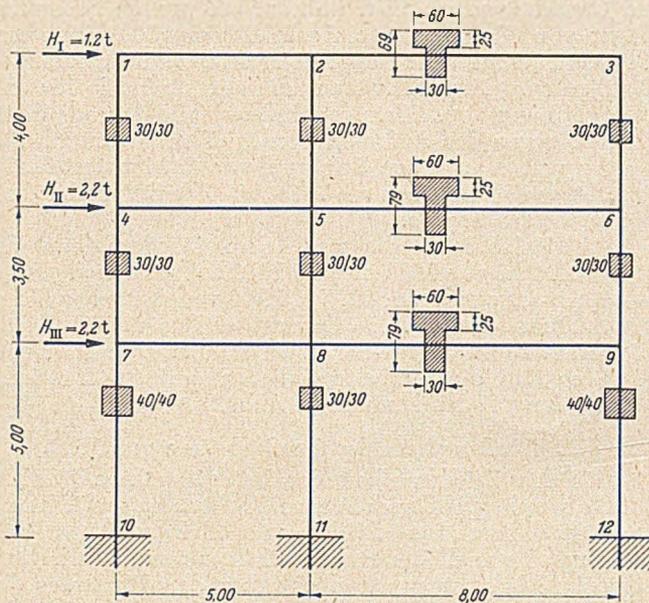


Abb. 4. Berechnungsbeispiel.

Aus dem Untersuchungsergebnis ist die rasche Konvergenz des Iterationsverfahrens ersichtlich. Beim zweiten Schritt

¹ Greift die horizontale Belastung nicht in den Knotenpunkten an, so kann man das Problem durch Aufspaltung in ein starres und längsverschiebliches System unter Einführung von Festhaltekräften lösen.

sind die $\Delta m''$ -Werte bereits so klein, daß sich die bei diesem Schritt erforderliche Rechnung vereinfacht.

Tabelle I.

Zusammenstellung der Stielendmomente $M = M' + M'' + M'''$.

Stab	Stock	m'	M' tm	$\Delta m''$	M'' tm	$\Delta m'''$	M''' tm	M tm
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1-4	I	0,38	-0,69	0,05	-0,09	0,005	-0,01	-0,79
4-1			-0,66		-0,09		-0,01	-0,76
2-5			-0,79		-0,11		-0,01	-0,90
5-2			-0,78		-0,11		-0,01	-0,90
3-6			-0,64		-0,09		-0,01	-0,74
6-3			-0,60		-0,08		-0,01	-0,69
4-7	II	0,72	-1,69	0,11	-0,26	0,015	-0,04	-1,99
7-4			-1,56		-0,25		-0,04	-1,85
5-8			-2,00		-0,30		-0,04	-2,34
8-5			-2,06		-0,31		-0,04	-2,41
6-9			-1,52		-0,24		-0,03	-1,79
9-6			-1,30		-0,21		-0,03	-1,54
7-10	III	1,42	-5,07	0,17	-0,60	0,020	-0,08	-5,75
10-7			-5,56		-0,65		-0,08	-6,29
8-11			-1,99		-0,23		-0,03	-2,25
11-8			-1,95		-0,23		-0,03	-2,21
9-12			-4,67		-0,55		-0,08	-5,30
12-9			-5,37		-0,62		-0,08	-6,07

1. Schritt 2. Schritt 3. Schritt

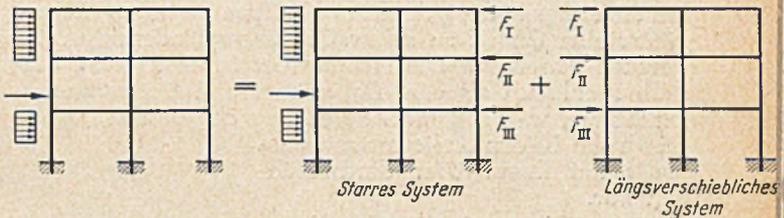


Abb. 5.

Straßenbrücke über den Rhein zwischen Kehl und Straßburg.

Von Regierungsbaudirektor A. Lämmlein, Freiburg i. Br.

I. Straßenbrücke von 1890.

Die Straßenbrücke über den Rhein bei Kehl—Straßburg, die von Deutschland im Jahre 1890 an Stelle einer Schiffsbrücke erbaut wurde, war die erste feste Straßenbrücke am Oberrhein und jahrzehntlang der einzige feste Rheinübergang zwischen Mannheim und Basel, der dem Straßenverkehr diente. Es war noch nicht allzu lange her, daß dem Rhein durch die Tullasche Korrektur ein fest abgegrenztes Bett zugewiesen, und dadurch die Voraussetzungen für den Bau von festen Brücken geschaffen worden waren. Die erste feste Brücke am Oberrhein war die Eisenbahnbrücke bei Kehl—Straßburg, die als stählerne Fachwerkbrücke über 3 Öffnungen in Gemeinschaftsarbeit von Frankreich und dem damaligen Großherzogtum Baden erbaut und als Schlußstück der Verbindung Paris—Wien bereits 1861 in Betrieb genommen wurde. Die Schifffahrt auf dem Oberrhein war zur Zeit der Erstellung der Kehler Rheinbrücken noch unbedeutend, so daß man bezüglich der Höhenlage der Brücken auf die Belange der Schifffahrt noch keine besondere Rücksicht zu nehmen brauchte.

Die Kehler Straßenbrücke wurde unmittelbar oberhalb der Eisenbahnbrücke angeordnet. Die Gründung der Widerlager erfolgte mittels Senkkasten bis auf eine Tiefe von 21 m bzw. 20 m unter Flußsohle und der beiden Flußpfeiler bis auf eine Tiefe von 17 m. Diese Maße waren mit Rücksicht auf die stark bewegliche und aus Kiesgeschiebe bestehende Sohle des Rheins und die dadurch bedingte starke Kolkgefahr notwendig, zumal zum Zeitpunkt der Erbauung der Brücke der Talweg des Rheins an dieser

Stelle noch nicht festgelegt war, er vielmehr innerhalb des korrigierten Bettes seine Lage wechselte. Die Festlegung des Talweges erfolgte erst später im Zusammenhang mit der im Jahre 1930 begonnenen Rheinregulierung zwischen Straßburg und Istein. Die Tiefe der Gründung der Pfeiler und Widerlager wird auch später günstig für den Bestand der Brücke sein, wenn nach der Fertigstellung des elsässischen Rheinseitenkanals die Geschiebeführung des Rheins zwischen Basel und Straßburg wohl eine wesentliche Veränderung erfahren wird. Die sorgfältige Gründung der Brücke hat sich bei der späteren zweimaligen Sprengung der Pfeiler bestens bewährt, so daß die Fundamente hierbei unbeschädigt erhalten geblieben sind.

Die 1890 erstellte Straßenbrücke hatte 3 Öffnungen, die jeweils von frei aufliegenden stählernen Fachwerkstrukturen mit Stützweiten von 87 bzw. 58 und 87 m überbrückt waren. Die unterliegende Fahrbahn hatte eine Gesamtbreite von 7,80 m und zwei ausgekragte Gehwege (s. Abb. 1).

Schon vor Beginn der Rheinregulierung oberhalb Straßburgs bedeutete diese Brücke, wie übrigens auch die danebenliegende Eisenbahnbrücke, ein starkes Hindernis für die Rheinschifffahrt, die sich inzwischen auch auf dem Oberrhein stark entwickelt hatte. Da in der rechtsseitigen Schifffahrtsöffnung nur eine Höhe von 3,16 m zwischen dem höchsten schiffbaren Wasserstand des Rheins und der Unterkante der Brückenkonstruktion zur Verfügung stand, mußte die Schifffahrt an dieser Stelle sehr oft in den Sommermonaten während der hohen Wasserstände unter-

brochen werden. Auch die nach 1930 erstellten Schleusen von und zum Straßburger Hafen, die eine Umleitung der Schifffahrt um die Straßburger Rheinbrücken ermöglichten, konnten diese Schwierigkeiten nicht vollständig beheben.

Es war deshalb eine Höherlegung der Kehler Straßen- und Eisenbahnbrücke nicht länger zu umgehen. Sie mußte um das Maß von je 3,50 m erfolgen, um die notwendige Durchfahrtshöhe von mindestens 6,65 m über dem höchsten

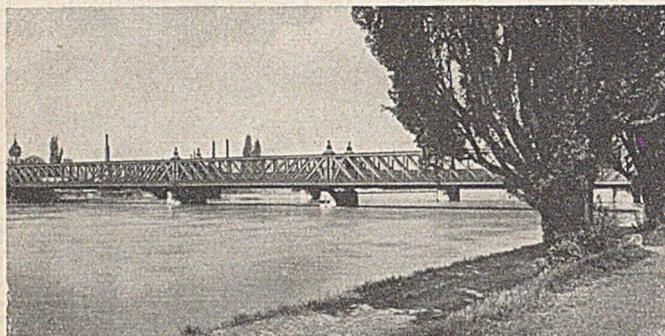


Abb. 1. Brücke von 1890.

schiffbaren Wasserstand zu erreichen. Im Jahre 1934 wurde zwischen Deutschland und Frankreich ein Abkommen geschlossen, das die Höherlegung der beiden Rheinbrücken bei Kehl—Straßburg zum Gegenstand hatte. Frankreich war 1918 wieder Anlieger am Rhein und durch die Bestimmungen des Versailler Friedensvertrages Eigentümer aller damals an seiner Grenze vorhandenen Rheinbrücken geworden. Die Hebung der Brücken oblag deshalb Frankreich als dem Eigentümer und Unterhaltungspflichtigen, während die Angleichung der Brückenrampen durch die beiden Anliegerstaaten jeweils auf ihrem Ufer durchzuführen war.

Die Hebung der Brücken hatte besonders bei den Anlagen der Eisenbahn umfangreiche und schwerwiegende Veränderungen zur Folge. Aber auch die Hebung der Rampen für die Straßenbrücke bedeutete einen schweren Eingriff für die unmittelbar an die Brücke anstoßende Bebauung der Stadt Kehl, der nur durch kostspielige Maßnahmen etwas ausgeglichen werden konnte. Die Hebung beider Brücken war jedoch bis zum Beginn des 2. Weltkrieges noch nicht in Angriff genommen worden.

Am 12. Oktober 1939 wurde die Straßenbrücke wie alle anderen Rheinbrücken in diesem Abschnitt zerstört. Hierbei wurde der linksseitige Flußpfeiler gesprengt und dadurch die linksseitige und die mittlere Brückenkonstruktion über dem Pfeiler zum Einsturz gebracht.

II. Holzbrücke von 1940.

Als erste Behelfsmaßnahme nach der Zerstörung beider Rheinbrücken bei Kehl wurde im Mai 1940 von deutschen Truppen zwischen Straßburg und Kehl eine Schiffsbrücke eingerichtet. Hierzu fand die alte Schiffsbrücke von Speyer Verwendung, die mit der Inbetriebnahme der neuen Rheinbrücke Speyer 1937 abgebaut worden war. Da die Schiffsbrücke dem Verkehr auf die Dauer nicht gewachsen war und die Wiederherstellung der zerstörten Straßenbrücke zu lange Zeit in Anspruch nahm, wurde 1940 von der Badischen Straßenbauverwaltung 250 m oberhalb der zerstörten Brücke eine hölzerne Dauerbehelfsbrücke von 324 m Länge nach einem Entwurf von Professor Dr.-Ing. Gaber erstellt. Die Schiffahrtsöffnung hatte zwei nebeneinanderliegende fachwerkartige, genagelte Holzkonstruktionen, für jede Fahrtrichtung eine, von 50 m Stützweite

und 7 m Höhe, mit je 4 m Fahrbahnbreite und einem ausgedehnten Gehweg. In den übrigen Öffnungen — 3 auf der rechten und 10 auf der linken Seite der Hauptöffnung — mit je 20 m Stützweite wurden je 7 genagelte Vollwandholzträger aus sägerauhen Brettern hergestellt und unter der Fahrbahn angeordnet. Jeder Nagelträger hatte ein Gewicht von rd. 5,5 t, während die großen Fachwerkträger von 50 m Länge ein solches von 160 t aufwiesen. Die Auflagerung aller Hauptträger erfolgte auf gerammten Pfahljochen. Hierbei waren die Pfahlbündel für die Hauptöffnung besonders stark ausgebildet und durch Dalben gegen das Anfahren von Schiffen geschützt. Die Brücke wurde in einer Zeit von nur 3 Monaten fertiggestellt, so daß sie schon am 7. 10. 1940 dem Verkehr übergeben werden konnte.

Die Holzbrücke, die nach dem Wiederaufbau der Straßenbrücke von 1890 im Juni 1942 außer Betrieb gesetzt worden war, wurde am 22. 11. 1944 von deutschen Truppen in Brand gesetzt. Da damals der Rhein ein kräftiges Hochwasser führte, griff das Feuer nicht auf die Pfahljoche über, so daß diese erhalten blieben und später wieder Verwendung finden konnten (s. Abb. 2).

III. Wiederaufbau der Straßenbrücke von 1890.

Für den Wiederaufbau der 1939 zerstörten Straßenbrücke wurde von der deutschen Verwaltung zunächst der zerstörte linksseitige Pfeiler wiederhergestellt. Große Granitquader und Mauerwerksteile des zerstörten Pfeilers lagen im Rheinbett unmittelbar neben dem Pfeiler, so daß zur Beseitigung dieser Hindernisse und für den Wiederaufbau der Pfeiler eine weiträumige Spundwand in einem Ausmaß von 12 · 24 m um den Pfeiler geschlagen werden mußte. Nachdem mit Hilfe von Unterwasserbeton die Baugrube trockengelegt war, konnte festgestellt werden,

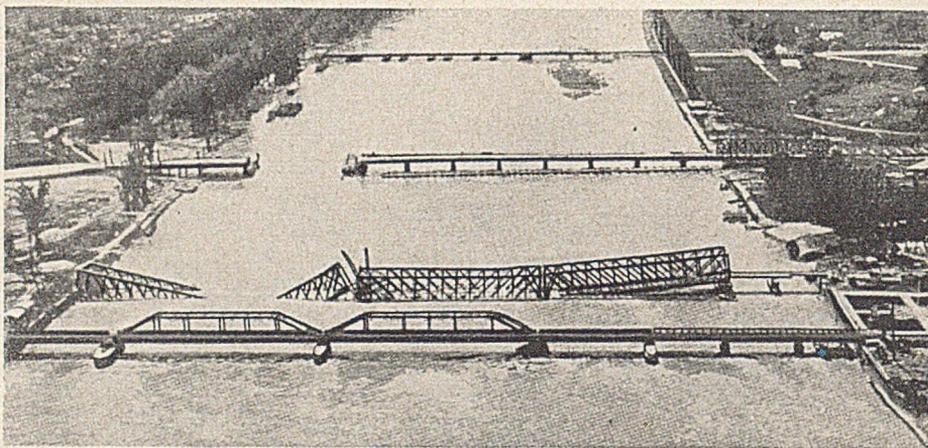


Abb. 2. Die Rheinbrücken Kehl—Straßburg im Juli 1946.

daß sich die alten Fundamente des Pfeilers noch in bestem Zustand befanden, so daß nach dem Abbruch der beschädigten Teile der Wiederaufbau des Pfeilers ohne Schwierigkeiten vor sich gehen und anschließend der mittlere Brückenüberbau gehoben und auf den neu aufgebauten Pfeiler wieder abgesetzt werden konnte.

Der nach Straßburg zu gelegene Teil der linksseitigen Fachwerkkonstruktion war durch den Einsturz so stark zerstört worden, daß seine Wiederherstellung nicht mehr in Frage kam. Man entfernte deshalb die zerstörten Teile dieser 87 m langen Konstruktion auf eine Länge von 30 m und dimensionierte den Rest auf eine Stützweite von 57 m um, der dann wieder in Betrieb genommen wurde. Hierfür wurde ein neuer Pfeiler auf Pfählen erstellt, die mit einer eisernen Spundwand umgeben und deren Zwischenräume mit Beton verfüllt waren. Zwischen diesem Pfeiler und dem linksseitigen Widerlager wurde eine vorhandene Brückenkonstruktion mit Stahlträgern unter der Fahrbahn verwendet, für die noch eine weitere Zwischenstütze einfacher Art erstellt werden mußte.

Im Juni 1942 wurde die so wiederhergestellte Brücke in Betrieb genommen, aber schon am 22. November 1944 erneut zerstört, dieses Mal von deutschen Truppen, wobei die Zerstörung sich auf beide Flußpfeiler und außerdem auf den rechtsseitigen und den mittleren Stahlüberbau erstreckte (s. Abb. 2).

IV. Wiederaufbau der Holzbrücke von 1940.

Nachdem im Zusammenhang mit dem Kriegsablauf während fast 5 Monaten die Verbindung zwischen beiden Ufern des Rheins vollständig unterbrochen blieb, wurde am 19. 4. 1945 von französischen Truppen oberhalb der früheren Holzbrücke wieder eine Schiffsbrücke an derselben

waren. Man erwartete Schäden an den Pfählen im Bereich der Wasserspiegelschwankungen und auch an der Flußsohle, wo das starke Geschiebe einen Angriffspunkt hatte. Die näheren Untersuchungen ergaben jedoch, daß eine Beschädigung oder Zerstörung der Pfähle an der Flußsohle nicht erfolgt war. Die Ursache hierfür war wohl darin zu suchen, daß durch die umfangreiche Anordnung von Eisbrechern oberhalb der Pfahljoche eine Zone ruhigen Wassers geschaffen war, in deren Bereich die Geschiebebewegung nachgelassen hatte. Es wurde aber auch festgestellt, daß die Pfähle im oberen Teil unbeschädigt waren. Die s. Z. in sehr sorgfältiger Weise an den Pfählen durch-



Abb. 3. Seitenöffnungen der Holzbrücke.

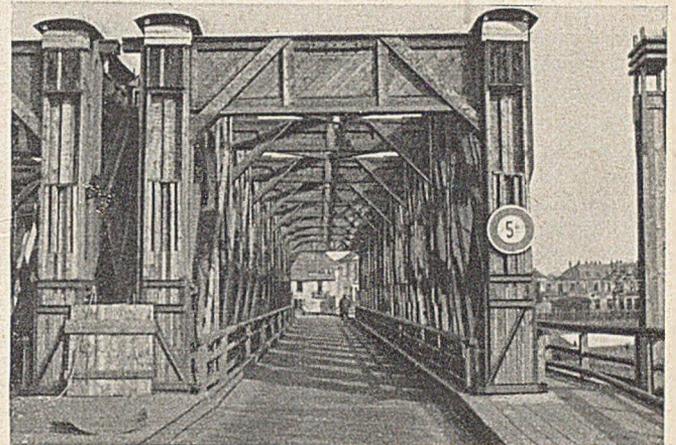


Abb. 4. Holzbrücke, Mittelöffnung nach der Verstärkung.

Stelle eingerichtet, an der die deutschen Truppen 1940 schon einmal eine solche erstellt hatten. Diese Schiffsbrücke, die aus Bailey-Teilen auf Pontons bestand, hatte aber nicht wie jene eine Schiffsfahrtsöffnung. Es machte dies zunächst nichts aus, da die Schiffsahrt sowieso infolge der im Wasser liegenden Teile der zerstörten Rheinbrücken unterbrochen war und später mit Hilfe der Nord- und Südschleuse Straßburg die Hindernisse bei Kehl umgehen konnte. Aber auch dieses Mal konnte eine Schiffsbrücke keine dauerhafte Verbindung zwischen beiden Ufern darstellen. Andererseits war die alte Straßenbrücke von 1890 dieses Mal nicht mehr wiederherzustellen. Schon die Beseitigung der Trümmer des Überbaus dieser Brücke brachte große Schwierigkeiten mit sich, da dieselben sich tief in die Flußsohle des Rheins eingegraben hatten. Wohl aber war die Wiederherstellung der Holzbrücke von 1940 möglich, da die Pfahljoche noch vorhanden waren und die Bauausführungspläne für diese Konstruktion noch vorlagen. Es erschien leicht, das für den Aufbau dieser Brücke benötigte Holz aus dem benachbarten Schwarzwald zu beschaffen, während die Lieferung von Stahl für eine endgültige Brücke in der damaligen Zeit auf fast unüberwindliche Schwierigkeiten stoßen mußte.

geführten Schutzmaßnahmen hatten sich somit voll bewährt. Außer der ersten Tränkung aller Holzteile der Brücke mit Wolmannsalz, die vor dem Einbau erfolgte, war einige Zeit nach der Inbetriebnahme der Brücke noch eine nachträgliche Imprägnierung aller Pfähle durchgeführt worden. Hierfür wurden in die Pfähle 1 cm starke Löcher in Abständen von 40 cm gebohrt und in diese 10 cm lange Patronen mit Wolmannsalz eingeführt. Die Löcher wurden mit Holzpfropfen wieder geschlossen. Durch diese Maßnahme war das Holz der Pfähle nachhaltig mit dem Schutzmittel durchsetzt worden, so daß das Holz sich in ganz hervorragender Weise gehalten hat. Ausgenommen waren

Die französische Verwaltung entschloß sich daher, zunächst einmal die Holzbrücke von 1940 in der alten Bauweise wiederherzustellen, um eine bessere Verbindung zwischen beiden Ufern zu schaffen. Die Ausführung der Bauarbeiten erfolgte durch die französische Besatzungsarmee in Zusammenarbeit mit der französischen Wasserbauverwaltung.

Man glaubte zunächst, Schwierigkeiten bei der Wiederverwendung der beiden Pfahlgruppen erwarten zu müssen, auf denen die Hauptträger der 50 m-Öffnung aufgelagert werden sollten, und die schon 1940 geschlagen worden



Abb. 5. Abbau der Mittelöffnung der Holzbrücke.

hiervon nur die obersten Teile, wo durch das Regenwasser die Entwicklung von Pilzen begünstigt wurde.

Nachdem die Überbauten der Holzbrücke in derselben Weise wie 1940 mit einem Aufwand von 2750 m³ Schnittholz hergestellt waren, wurde die Brücke nach einer Arbeitszeit von 8 Monaten am 7. 10. 1946, also genau 6 Jahre nach der erstmaligen Inbetriebnahme der Holzbrücke, wieder dem Verkehr übergeben.

Im August 1949 nach einer noch nicht dreijährigen Benutzung der Brücke wurden in der 50 m-Öffnung der Brücke bereits starke Deformationen festgestellt. Messungen ergaben einen Durchhang der Hauptträger von 11 bzw. 27 cm, der durch Bruch von über 50 % aller Zugstreben der Holzfachwerke veranlaßt war. Außerdem befand sich auch der Bohlenbelag auf der ganzen Länge der Brücke in einem sehr schlechten Zustand und mußte durchweg erneuert werden. Zur Instandsetzung der Hauptträger der 50 m-Öffnung wurde das rautenförmige Fachwerksystem dieses Trägers aufgehoben und in einen Howeschen Träger mit den aus dem alten System übernommenen und von der Mitte aus nach beiden Seiten fallenden Druckstreben unter Zuführung von neuen senkrechten Zugstangen aus Stahl umgeändert. Das Einziehen und Inspannungsetzen der neuen Zugstangen konnte unter Aufrechterhaltung eines beschränkten Straßenverkehrs durchgeführt werden.

Später mußten auch schwere Schäden an den genagelten Vollwandträgern der Seitenöffnungen festgestellt werden. Die Verstärkung dieser Träger erfolgte in der Weise, daß in den 20 m-Öffnungen jeweils noch eine Zwischenstütze geschlagen und durch diese Maßnahme die Stützweite der Hauptträger entsprechend vermindert wurde. Alle diese Maßnahmen und noch weitere, die im Jahre 1950 zur Ausführung kamen, konnten aber auf die Dauer nicht die volle Sicherheit für den Straßenverkehr gewährleisten. Es war vielmehr zu erwarten, daß die Brücke in Kürze schon nicht mehr von schweren Lasten befahren werden konnte. Im übrigen bestätigte sich diese Vermutung bei dem im Jahre 1951 erfolgten Abbruch der Brücke in vollem Umfang, als an fast allen Holzteilen der Brückenkonstruktion schwerste Schäden festgestellt wurden, die zum Teil sogar noch den Abbruch der Brücke erschwerten (s. Abb. 5). Der Grund für diese starken Holzschäden war vor allem darin zu suchen, daß bei dem zweiten Bau der Brücke das neu eingebaute Holz keinerlei Schutz erhielt, das Holz vielmehr in der Hauptsache so eingebaut wurde, wie es frisch geschlagen aus dem Wald kam.

V. Stahlbrücke von 1951.

A. Vorarbeiten. Zu dem Zeitpunkt, als der bauliche Zustand der hölzernen Straßenbrücke die Erstellung einer neuen Brücke notwendig machte, erschien es unmöglich, den Bau einer endgültigen Brücke zwischen Straßburg und Kehl in Angriff zu nehmen, die bezüglich der Durchfahrts- höhe den Forderungen der Zentralkommission für die Rheinschifffahrt entsprach. Es war wohl am 14. 8. 1925 zwischen Frankreich und dem Deutschen Reich ein Grenzvertrag abgeschlossen worden, in dem auch festgelegt war, daß die Errichtung neuer Brücken über den Rhein oder wesentliche Änderungen an bestehenden Brücken jeweils auf Grund vorheriger Vereinbarungen zwischen den beiden Staaten ausgeführt werden sollten. Eine hiernach für die Erstellung der neuen Brücke erforderliche Vereinbarung zwischen beiden Staaten lag aber nicht vor; ihr Abschluß mußte nach Sachlage vielmehr längere Zeit in Anspruch nehmen.

Neben diesen verwaltungsmäßigen Schwierigkeiten waren auch Hindernisse technischer Art vorhanden, die eine rasche Inangriffnahme der Arbeiten für eine endgültige Brücke unmöglich machten. So plante damals die französische Wasserbauverwaltung die Aufhebung des sog. Kleinen Rheins, eines Nebenarmes des Rheins in Straßburg, wodurch eine Verbreiterung der Stromöffnung des Rheins und damit auch eine Verlängerung der neuen Rheinbrücke erforderlich gewesen wäre. Erst in einer 1951 zwischen den beteiligten Verwaltungen abgeschlossenen Vereinbarung wurde auf diese Verbreiterung verzichtet. Außerdem bestand damals noch eine völlige Ungewißheit über die Lage der endgültigen Straßenbrücke, die im übrigen heute noch nicht völlig behoben ist. Auch die Lage der endgültigen Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Kehl war damals noch keineswegs festgelegt. Denn die französische

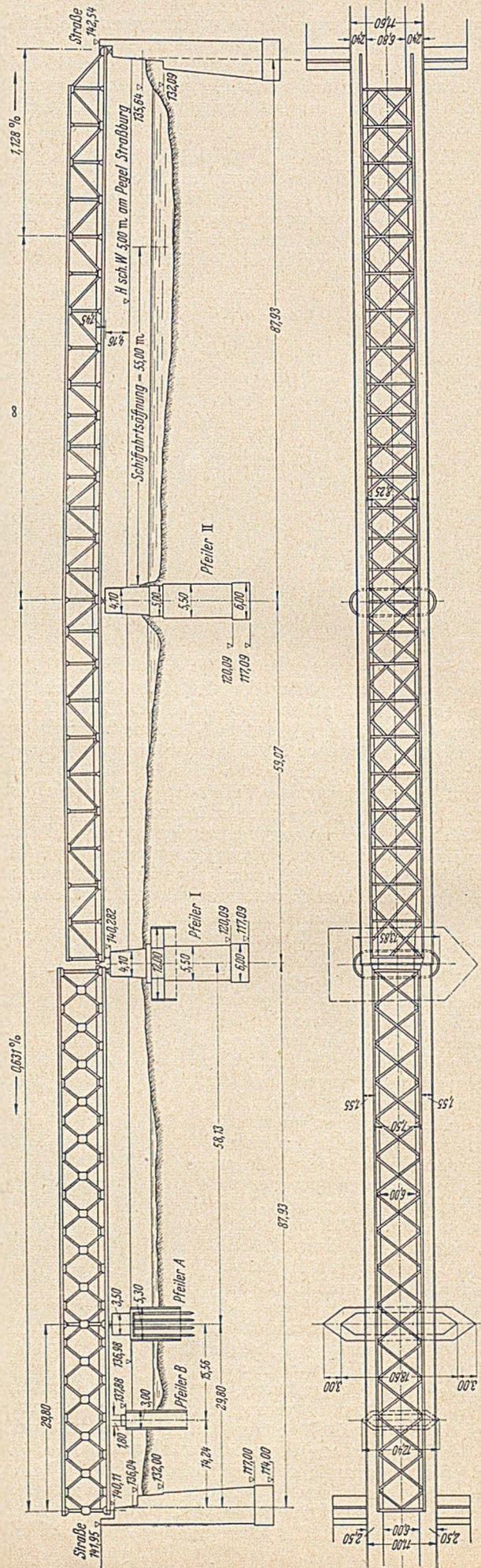


Abb. 6. Brücke von 1951, Ansicht und Draufsicht.

Verwaltung plante zeitweise eine wesentliche Verschiebung der Eisenbahnbrücke in südlicher Richtung. Die Lage der Straßenbrücke war aber in gewissem Umfang von der Lage der Eisenbahnbrücke abhängig. Es waren auch deshalb eingehende Untersuchungen über die Lage der neuen Straßenbrücke durchzuführen, weil die Höherlegung der Brücke um rd. 3,50 m gegenüber dem Zustand bei der Brücke von 1890 auf beiden Ufern einschneidende Veränderungen mit sich bringen müßte, die sich vor allem auf die Bebauung von Kehl auswirkt.

Da alle diese Fragen unmöglich in der kurzen zur Verfügung stehenden Zeit zur Zufriedenheit geklärt werden konnten, entschloß sich die französische Verwaltung, über den Resten der alten Straßenbrücke von 1890, die inzwischen ja zweimal zerstört und einmal wiederaufgebaut worden war, eine neue Brücke als dauerhaftes Provisorium zu erstellen, die als zweiter Wiederaufbau dieser Brücke zu werten ist. Diese Brücke sollte so bemessen werden, daß sie den Straßenverkehr in vollem Umfang und so lange aufnehmen kann, bis die endgültige Brücke zur Ausführung kommt.

Für eine solche Dauerbehelfsbrücke standen damals der französischen Verwaltung außer einigen sog. Pigeaud-Brückenkonstruktionen mit 50 m Stützweite und einer Fahrspur noch eine Konstruktion der Fa. Seibert, Saarbrücken, mit 72 m Stützweite und 2 Fahrspuren zur Verfügung. Für die Straßburger Brücke hätten beide Behelfsbauarten Verwendung finden müssen, wodurch die Anordnung einer großen Anzahl von behelfsmäßigen Flußpfeilern und ein häufiger Wechsel zwischen ein- und zweispurigen Brückenteilen mit seinen für eine flüssige Verkehrsabwicklung auf der Brücke nachteiligen Folgen nicht zu vermeiden gewesen wäre. Da aber andererseits damals in Deutschland noch Teile von SKR-Brückenkonstruktionen verfügbar waren, kam es mit der deutschen Verwaltung zu Verhandlungen über die Bereitstellung solcher Geräte für einen Brückenbau in Kehl und als Abschluß davon zu einem Abkommen zwischen der deutschen und der französischen Verwaltung. Hierin wurde festgelegt, daß der Bau der neuen Brücke in Kehl gemeinsam ausgeführt und die Baukosten jeweils zur Hälfte von jeder Verwaltung übernommen werden sollten. Aus diesem Abkommen ist auch die gemischte Bauweise zu verstehen, in der die Brücke dann zur Ausführung kam.

An sich wäre es aus konstruktiven Gründen erwünscht und auch technisch möglich gewesen, eine SKR-Konstruktion über die ganze Brückenlänge als durchlaufende Konstruktion über 3 Öffnungen anzuordnen und von der Verwendung des WS-Brückengerätes ganz abzusehen. Hiergegen standen aber damals unüberwindliche Schwierigkeiten finanzieller Art, da auf diese Weise der Anteil der deutschen Lieferung die Hälfte der Gesamtkosten überstiegen hätte, oder ein Devisentransfer notwendig gewesen wäre, der aber unterbleiben sollte. So kam es, daß über 2 Öffnungen von 58 bzw. 89 m die SKR-Konstruktion ausgeführt und der Rest mit einer Länge von 87 m mit Hilfe des WS-Brückengerätes, das von der französischen Armee leihweise zur Verfügung gestellt war, überbrückt wurde. Die Ausführung der Arbeiten wurde zwischen den Verwaltungen in der Weise verteilt, daß von französischer Seite die beiden Pfeiler wiederaufgebaut und die WS-Konstruktion montiert wurde, während von deutscher Seite außer der Instandsetzung des rechtsseitigen Widerlagers die Lieferung und Montage der SKR-Konstruktion erfolgte. Die Arbeiten für die Montage der Überbauten umfaßten jeweils noch die Aufbringung der dazugehörigen Fahrbahntafeln.

B. Bauausführung.

1. Pfeiler und Widerlager. Schon vor Abschluß der Verhandlungen über den Bau der Brücke begann man französischerseits mit der Wiederherstellung der Pfeiler, da der bauliche Zustand der Holzbrücke eine beschleunigte Herstellung der neuen Brücke ratsam erscheinen ließ. Bei

der Räumung des auf der französischen Seite gelegenen Pfeilers I wurde die Umspundung freigelegt, die für den Wiederaufbau dieses Pfeilers 1941 angelegt worden war. Mit Hilfe dieser alten Umspundung konnte bei günstigen Wasserständen der erneute Wiederaufbau dieses Pfeilers leicht ausgeführt werden. Die Zerstörung des Pfeilers war oberhalb einer fast horizontalen Linie erfolgt, während das Mauerwerk sich unterhalb dieser Linie fast durchweg noch in einwandfreiem Zustand befand.

Die Ausführung der Bauarbeiten an dem Pfeiler erfolgte mit Hilfe einer Baustelleneinrichtung, die einschl. Betonierungseinrichtung und Vorratslager für Zement und Zuschlagsstoffen auf Schiffen montiert war und auf diese Weise sehr leicht den wechselnden Wasserständen des Rheins angepaßt werden konnte (s. Abb. 10).

Die Wiederherstellung des auf der rechten Rheinseite gelegenen Pfeilers II stieß schon auf größere Schwierigkeiten. Einmal war die Wassertiefe an diesem Pfeiler, der neben der Schiffsfahrtsöffnung liegt, bedeutend größer als bei dem Pfeiler I, neben dem sogar zeitweise Sandbänke zutage traten. Außerdem hatten sich große Trümmer des zerstörten Pfeilers rund um den Pfeilerrest tief in die Rheinsohle eingegraben. Inzwischen hatte man durch Bohrungen feststellen können, daß der Pfeiler unterhalb der Flußsohle sich noch in einem guten Zustand befand, und daß man voraussichtlich mit einer offenen Wasserhaltung die zerstörten Teile freilegen konnte.

Es wurde deshalb eine stählerne Spundwand um das Pfeilerfundament geschlagen, damit im Schutze dieser Umspundung die Beseitigung der zerstörten Teile und die Wiederherstellung des Aufgehenden des Pfeilers erfolgen sollte. Schon beim Schlagen der Spundwand veranlaßten die um den Pfeiler liegenden Trümmer große Schwierigkeiten, die zunächst gesucht und mit Greifern entfernt werden mußten, so daß sich hierdurch eine wesentliche Verlängerung der Bauzeit ergab. Hierzu kam noch ein bedeutendes Hochwasser im November 1950, so daß erst mit einer starken Verzögerung die Spundwand geschlossen und mit Hilfe von Unterwasserbeton die Trockenlegung der Baugrube erfolgen konnte. Auch bei diesem Pfeiler war die Linie der Zerstörungsgrenze eine fast horizontale.

Die Beseitigung der zerstörten Teile des alten Pfeilers und die Herstellung des Betons für das Aufgehende des neuen Pfeilers wurden beschleunigt durchgeführt, weil inzwischen der Vorbau der SKR-Konstruktion so weit vorgeschritten war, daß der Stahlbau schon einen Tag nach dessen Fertigstellung über dem Pfeiler anlangte. Das Absetzen des Überbaus konnte sofort erfolgen, da der Pfeiler unter Verwendung von Schmelzzement ausgeführt wurde.

Die Tiefbauarbeiten für die Wiederherstellung der beiden Pfeiler führte die Bauunternehmung Wagner, Straßburg, aus.

2. Stahlüberbau. Für die Gesamtanordnung des stählernen Überbaus war der Wunsch maßgebend, die Höhenlage der Brücke so zu gestalten, daß an den vorhandenen Widerlagern und Rampen nur geringe Änderungen notwendig wurden, dagegen aber in der 55 m breiten Schiffsfahrtsöffnung rechts neben dem Pfeiler II eine Durchfahrtsöffnung rechts neben dem Pfeiler II eine Durchfahrtsöffnung von 4,16 m über dem höchsten schiffbaren Wasserstand zu erreichen war. Dies bedeutete gegenüber dem Zustand von 1939 eine Vergrößerung der Durchfahrtsöffnung um 1 m. Über der Schiffsfahrtsöffnung wurde die Brückenfahrbahn horizontal angeordnet, während sie vom Pfeiler II bis zum linksseitigen Widerlager, also über der mittleren und der linksseitigen Öffnung ein durchgehendes Gefälle von 0,63 ‰ erhielt, so daß das linksseitige Widerlager und die auf französischem Ufer liegende Rampe, die nicht zerstört waren, unverändert bleiben konnten. Die rechtsseitige Öffnung des SKR-Gerätes erhielt neben der horizontalen Lage über der Schiffsfahrtsöffnung am rechtsseitigen Ende noch auf eine Länge von 30 m ein Gefälle von 1,128 ‰, um die Hebung der Rampe auf dem deutschen Ufer einzuschränken. Das rechtsseitige

Widerlager war einschl. Rampe an sich von der Zerstörung seinerzeit verschont geblieben, aber später z. T. abgebrochen worden, als ein Versuch unternommen wurde, den tief im Flußbett liegenden Stahlüberbau der alten Brücke über das rechte Ufer abzuziehen. Hierfür waren auch Teile der anschließenden Rampe entfernt worden.

Die Feldeinteilung der Gesamtbrücke mit einer Länge von 235 m blieb dieselbe wie bei der Brücke von 1890. Über der mittleren und der rechtsseitigen Öffnung wurde die SKR-Konstruktion durchlaufend über 2 Felder mit

Stützweiten von 58 und 89 m angeordnet und über dem linksseitigen Feld die WS-Konstruktion mit einer Gesamtstützweite von 87 m.

Für den WS-Überbau wurde der vorhandene Zwischenpfeiler, der für die Wiederherstellung der Brücke 1942 neu erstellt worden war, mitbenutzt (s. Abb. 7). Dadurch entstanden 2 Öffnungen von 30 bzw. 57 m Stützweite, die von der Konstruktion kontinuierlich überbrückt wurden. Die WS-Konstruktion der Fa. Seibert, Saarbrücken, ist ein parallelgurtiges Rautenfachwerk, das aus einer kleinen Zahl von



Abb. 7. WS-Konstruktion im Freivorbau.



Abb. 10. Arbeiten am Pfeiler II; rechts SKR-Konstruktion im Vorbau über dem Hilfsjoch.

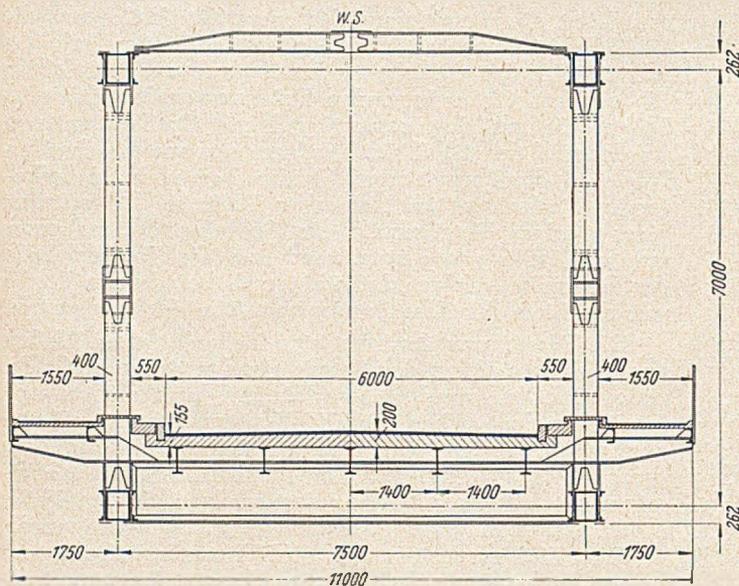


Abb. 8. Querschnitt der WS-Konstruktion.

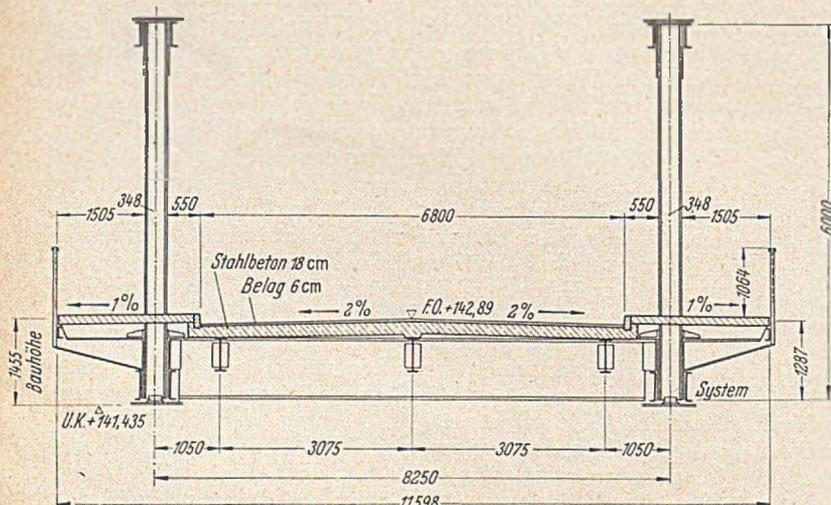


Abb. 9. Querschnitt der SKR-Konstruktion.

geschweißten Grundelementen auf St 37 bzw. St 52 gebildet wird. Je nach Größe der Stützweite wird die Konstruktion ein-, zwei- oder dreistöckig bei einer Stockwerkshöhe von 3,50 m ausgeführt. Sie hat bei einem Abstand von 7,50 m der Hauptträger eine Fahrbahnbreite von 6,00 m und ist für die schwersten Lasten nach den französischen Vorschriften dimensioniert. Die Fahrbahn kann oben, in der Mitte oder unten angeordnet werden. Die Unterteilung der Stützweite ermöglichte im vorliegenden Fall eine zwei-stöckige Ausführung mit Fahrbahn unten und obenliegendem Windverband, so daß größere Neubeschaffungen der Standardteile vermieden werden konnten. Das Stahlgewicht beträgt rd. 4,5 t/lfd. m.

Die Montage der WS-Konstruktion erfolgte im Freivorbau vom linksseitigen Widerlager aus unter Benützung der noch vorhandenen Zwischenstütze, die später entfernt wurde. Als Gegengewicht diente ein Teil der vorbetonierten Fahrbahnplatten. Mit Rücksicht auf den provisorischen Charakter der Brücke wurden sämtliche Teile des Überbaus nicht vernietet, sondern nur verschraubt. Lieferung und Montage des WS-Überbaus erfolgte durch die Firma Seibert, Saarbrücken.

Die SKR-Konstruktion über die mittlere und der rechtsseitigen Öffnung wurde für Brückenklasse Ia der DIN 1072 berechnet und ist als oben offenes Strebenfachwerk mit untenliegender Fahrbahn und untenliegendem Windverband ausgebildet. Die Hauptträger haben eine Höhe von 6,00 m, sind also um 1,50 m niedriger als die Hauptträger der WS-Konstruktion und in einem Abstand von 8,25 m angeordnet, so daß eine Fahrbahnbreite von 6,80 m zwischen den inneren je 55 cm breiten Schrammborden ermöglicht werden konnte. Die Breite der Fahrbahn übersteigt damit um 80 cm diejenige der WS-Konstruktion. Die nutzbare Breite der beiderseitig ausgekragten Gehwege beträgt je 1,55 m und stimmt mit denjenigen der WS-Konstruktion überein. Das feste Lager ist über dem Pfeiler II angeordnet.

Die Einzelöffnungen sind in Felder von 5 und 6 m Länge eingeteilt. In gleichen Abständen sind auch die Hauptquerträger angeordnet, zwischen denen je ein weiterer Querträger liegt. Die Höhe zwischen Unterkante

mit einem 45 t-Raupenfahrzeug, ohne daß in den Quer- und Längsträgern Beanspruchungen hervorgerufen werden, die bei St 37 über 1,6 t/cm² liegen.

Die Montage des SKR-Gerätes erfolgte ebenfalls im Freivorbau. Als Gegengewicht wurden hierfür 5 Brückenfelder über dem rechtsseitigen Widerlager und der anschließenden Rampe montiert, an das die auskragenden Teile des Freivorbaus angeschlossen wurden. Mit Rücksicht auf die Schifffahrt, die während der Bauarbeiten nicht unterbrochen werden sollte, mußte zwischen dem rechtsseitigen Widerlager und dem Pfeiler II noch ein Hilfsjoch so angeordnet werden, daß eine Öffnung von 53 m neben dem Pfeiler für die Schifffahrt freigehalten wurde. Das Rammen der Stahlpfähle für das Hilfsjoch ging verhältnismäßig gut vonstatten, obwohl der an dieser Stelle liegende Stahlüberbau der Brücke von 1890, der sich tief in den Kies der Rheinsohle eingegraben hatte, größere Hindernisse erwarten ließ. Nachdem der Vorbau in der Zeit vom 21. März bis 26. April 1951 bis zum Pfeiler II erfolgt war, wurde die Konstruktion von dem Ballastträger getrennt und die fertiggestellten Teile auf die Lager abgelassen. Der Vorbau zum Pfeiler I ging unter Verwendung der abgebauten Teile des Ballastträgers ohne weitere Hilfsjoch in der Zeit vom 15. 5. bis zum 23. 5. vor sich. Die Montage der SKR-Brücke erfolgte ebenfalls mit Schrauben, wovon im ganzen rd. 38 000 benötigt wurden.

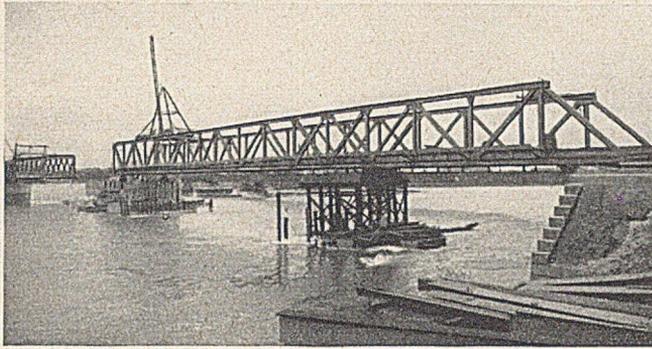


Abb. 11. SKR-Konstruktion über Pfeiler II.

Hauptträger und Oberkante Fahrbahn beträgt 1,45 m und ist damit um rd. 20 cm niedriger als bei der WS-Konstruktion.

Bei einer Gesamtlänge der Konstruktion von 148,12 m beträgt das Gewicht der eingebauten Stahlkonstruktion

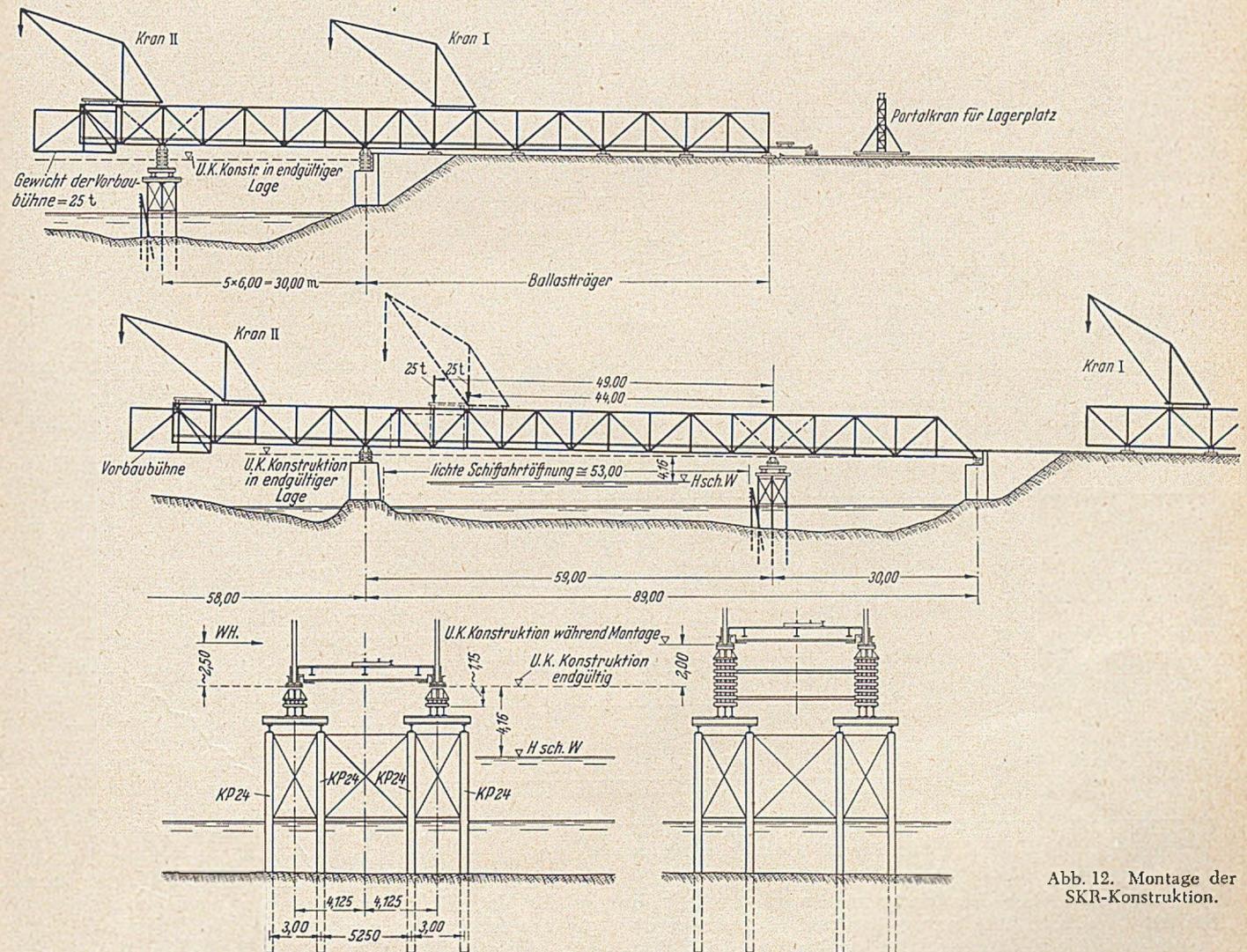


Abb. 12. Montage der SKR-Konstruktion.

678 t St 37 bz. 52. Das Gewicht für den lfd. m liegt somit etwa in der gleichen Höhe wie bei der WS-Konstruktion. Der Auflagerdruck beträgt maximal über der Mittelstütze 745 t, über dem rechtsseitigen Widerlager 305 t und über Pfeiler I 175 t. Die Brücke genügt auch einer Belastung

In jedem Brückenfeld ist ein Besichtigungswagen unter der Fahrbahn vorhanden, von dem aus auch das Nachziehen der Schrauben ausgeführt werden konnte.

Der Übergang zwischen SKR- und WS-Konstruktion wurde in einfacher Weise dadurch ermöglicht, daß über

dem Pfeiler eine Stahlbetonkonstruktion erstellt wurde, an die sich beide Konstruktionen mit beweglichen Übergängen anschließen. Herstellung und Montage des SKR-Überbaus erfolgte durch die Firma Stahlbau Rheinhausen.

Die WS-Konstruktion hat gegenüber der SKR-Brücke den Vorteil, daß sie für stärkere Belastungen bemessen ist

den Vorteil, daß sie mit 5 und 6 m-Feldern ausgeführt werden kann, so daß durch Zusammensetzen entsprechender Teile in Abständen von je 1,00 m jede Stützweite über 10 m ohne Änderung der Konstruktion ausgeführt werden kann. Dies war im vorliegenden Fall besonders günstig und ausschlaggebend für die Wahl der SKR-Konstruktion.

Auch konnte nur bei dieser Konstruktion eine Änderung des Längsgefälles innerhalb der Stützweite ausgeführt werden.

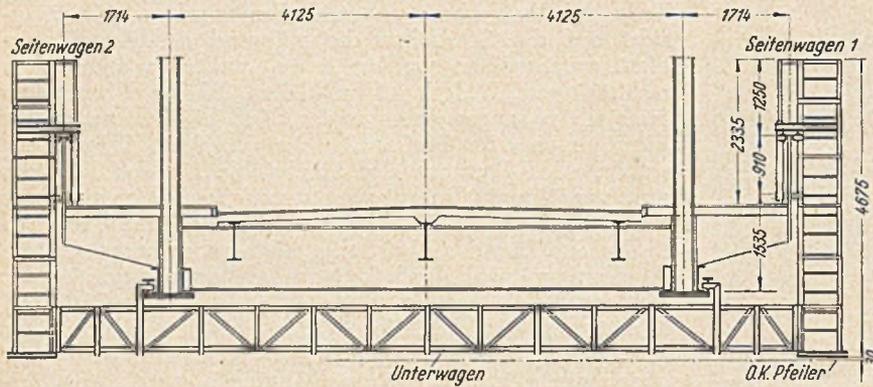


Abb. 13. Besichtigungswagen.

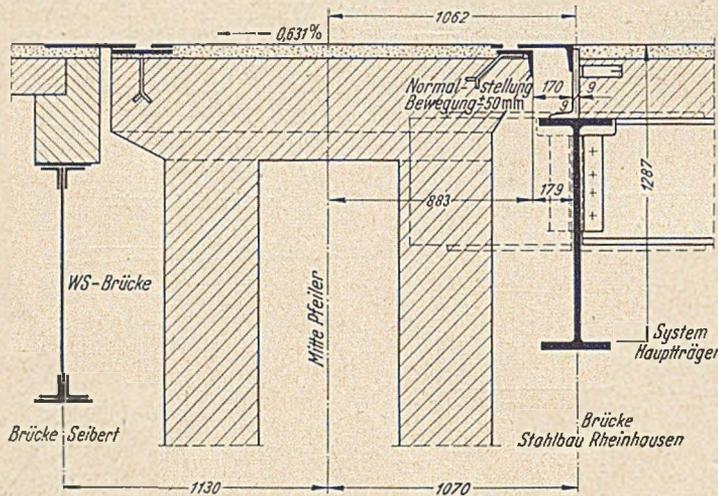


Abb. 14. Fahrbahnübergang zwischen der WS- und der SKR-Brücke.

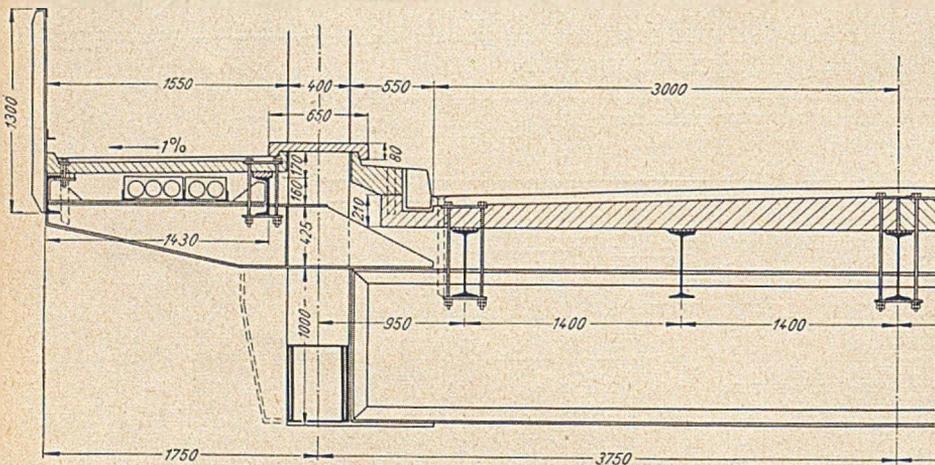


Abb. 15. Fahrbahntafel der WS-Konstruktion (Querschnitt).

und daher zusätzliche Belastungen leichter aufnehmen kann. Sie hat verhältnismäßig wenig genormte Einzelteile, die an der Baustelle zusammengesetzt werden; die SKR-Brücke dagegen hat weniger Konstruktionsglieder, so daß die Montage der SKR-Brücke schneller vor sich gehen kann als die der WS-Brücke. Auch ist dadurch bei der SKR-Brücke die Zahl der benötigten Schrauben geringer.

Mit dem WS-Gerät sind nur Stützweiten auszuführen, die durch 3,00 m teilbar sind. Die SKR-Brücke hat weiter

an der Unterfläche der Platten entsprechende Aussparungen vorgesehen. Auf eine besondere Festlegung der Platten mit Hilfe von Bügeln wurde verzichtet. Das Verlegen der Gesamfläche erfolgte in einer Zeit von nur 14 Tagen durch die Firma Züblin A.G. in Kehl, die auch die Fahrbahn- und Gehwegplatten auf ihrem nahegelegenen Werkhof hergestellt hatte. Über den Fahrbahn- und Gehwegplatten wurde durch die französische Verwaltung ein Bitumen-splittbelag auf Binder verlegt.

3. Fahrbahntafel. Die Fahrbahntafel über der WS-Konstruktion wurde einschl. der Gehwegabdeckungen aus vorbetonierten Platten hergestellt. Die Einzelteile für die Fahrbahntafel hatten eine Größe von 3,345 · 1,495 m bei einer wechselnden Dicke von 16 bis 21 cm und einem Gewicht von 2,3 t bei Verbrauch von 188 kg Stahl. Die Befestigung der Tafeln auf den Längs- und Querträgern erfolgte über kleine Mengen Zementmörtel durch Stahlbügel, die in die Betonplatten eingelassen sind und eine feste Verbindung mit dem Stahlüberbau ermöglichen sollen. Eine Befestigung der Platten mit Bügeln ist zuverlässig und sicher, ihre Ausführung aber nicht zweckmäßig, da eine vollständig genaue Lage der Bügel, die unbedingt notwendig ist, nur selten erreicht werden kann.

Auch für die Fahrbahn und die Gehwege der SKR-Brücke wurden fertige Betonplatten eingebaut, um mit Rücksicht auf den baulichen Zustand der Holzbrücke an Bauzeit sparen zu können. Für eine Fläche von zus. 1730 m² wurden insgesamt 100 Platten für die Fahrbahn zu je 5,4 t und 152 Platten für die Gehwege zu je 1,5 t hergestellt. Die große Anzahl der Gehwegplatten ist aus der Unregelmäßigkeit der Aussparungen zu erklären, die für das Durchdringen der Streben und Pfosten des Fachwerks freizulassen waren. Die Platten für die Fahrbahn reichten von den Randsteinen bis zur Fahrbahnmitte, so daß nur eine durchgehende Längsfuge in Fahrbahnmitte entstand. Die Länge der einzelnen Platten entsprach dem Abstand der Querträger von 2,50 bzw. 3,00 m. Die Gehwegplatten liegen auf dem Randträger der Gehwegkonsolen und den Kragenden der Fahrbahnplatten auf.

Die einzelnen Platten wurden mit dem Vorbaukran an 3 einbetonierten Haken gefaßt und auf die Quer- und Längsträger abgelassen, auf denen zuvor zum Ausgleich der Nietköpfe ein Mörtelpolster aufgebracht war. Anschließend wurden die Platten zuverlässig mit Mörtel unterstopft und an den Stoßfugen geschlossen. Für den Ausgleich der Höhe der Decklaschen waren

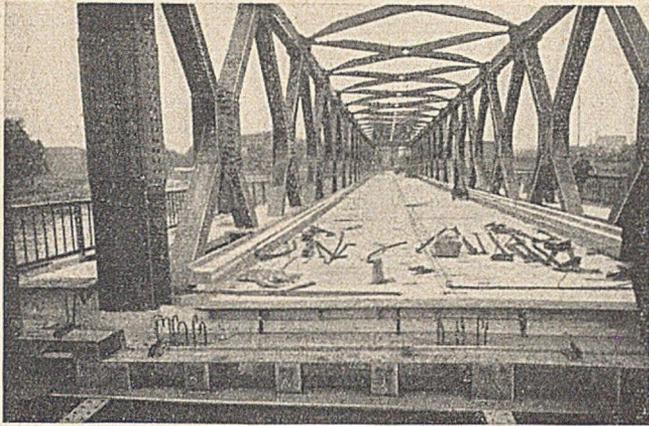


Abb. 16. Fahrbahnplatten der WS-Konstruktion.

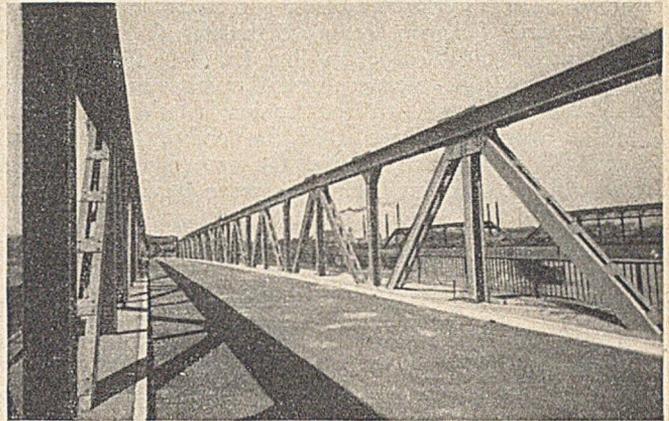


Abb. 19. Fertige SKR-Konstruktion.

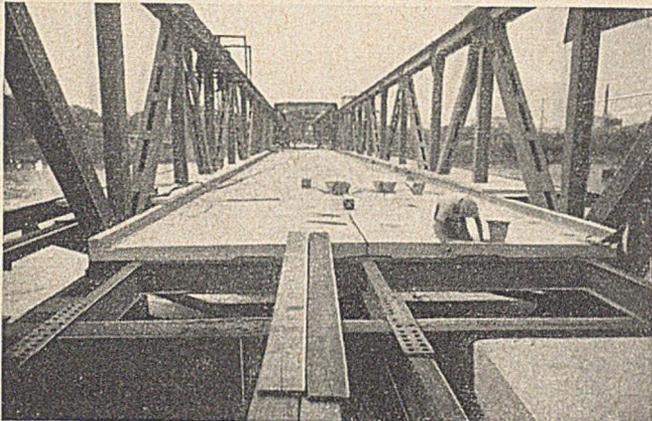


Abb. 17. Fahrbahnplatten der SKR-Konstruktion.

Öffnung mit derselben Streckenlast blieb die gemessene Durchbiegung in der Nähe der errechneten. Außerdem wurden anlässlich der Probebelastung an einigen Stäben des Fachwerks Dehnungsmessungen zur Ermittlung der Spannungsänderungen unter Verwendung eines Setzdehnungsmessers der Fa. Carl Mahr, Eßlingen, mit einer Meßlänge von 300 mm durchgeführt.

VI. Endgültige Brücke.

Mit der Fertigstellung der als Dauerbehelfsbrücke entworfenen Brücke, die am 12. Juli 1951 dem Verkehr übergeben wurde, ist die Frage der Herstellung einer endgültigen Straßenverbindung über den Rhein zwischen Straßburg und Kehl noch nicht gelöst. Die Zentralkommission für die Rheinschifffahrt hat die Genehmigung für die Dauerbehelfsbrücke nur unter der Bedingung erteilt, daß die Brücke gehoben werden muß, wenn die z. Z. vor-

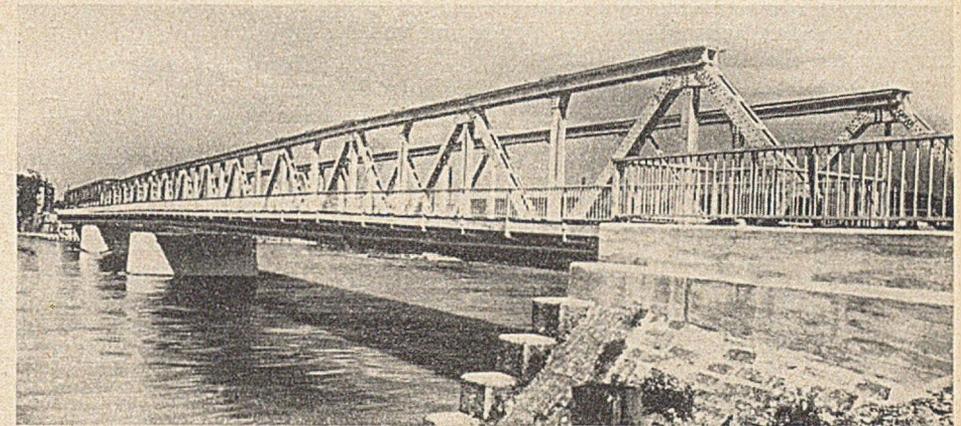
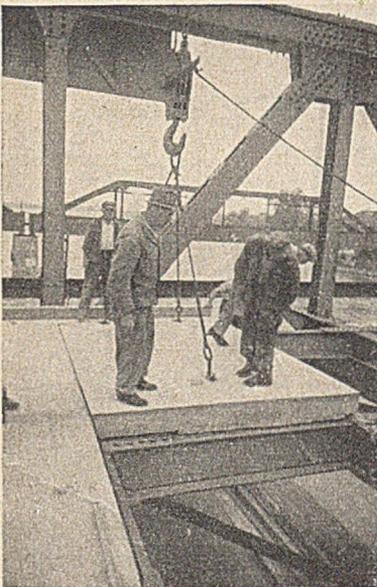


Abb. 20. Fertige Brücke.

Abb. 18 (links): Verlegen der Fahrbahnplatten der SKR-Konstruktion.

Auf Wunsch der französischen Verwaltung fand vor der Inbetriebnahme der Brücke eine Probebelastung der kombinierten Brücke statt. Hierzu wurden über der 89 m-Öffnung der SKR-Brücke Fahrzeuge aller Art mit einem Gesamtgewicht von etwa 250 t, entsprechend einer Belastung von etwa 2,8 t/lfdm, aufgebracht. Die gemessene Durchbiegung entsprach ziemlich genau der errechneten, obwohl eine größere Durchbiegung hätte erwartet werden können. Denn die Brücke kann als verschraubte Konstruktion in den ersten Wochen der Verkehrsbelastung noch kein rein elastisches Verhalten zeigen, da das Spiel der Verbindungsschrauben im Bohrloch erst seine Grenzlage erreichen muß. Erst durch längeres Befahren erhält die Brücke die endgültige Durchbiegung. Auch bei der Belastung der kleineren

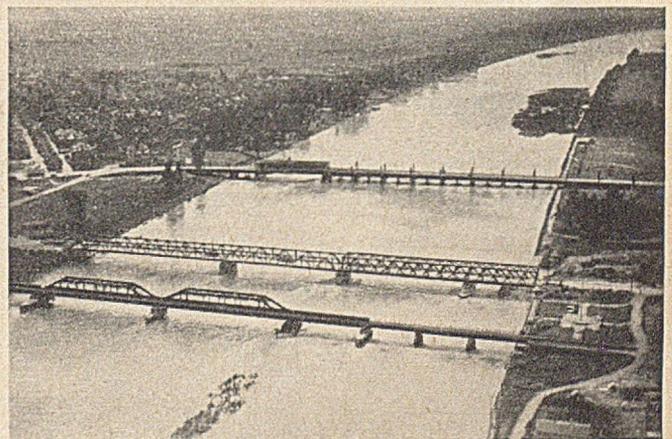


Abb. 21. Die Rheinbrücken Kehl—Straßburg im Juni 1951 (im Vordergrund die Behelfsbrücke der Eisenbahn, dahinter die Straßenbrücke von 1951, im Hintergrund die Holzbrücke vor dem Abbruch).

handene Behelfsbrücke der Eisenbahn gehoben oder abgebrochen wird, falls in diesem Zeitpunkt die endgültige Straßenbrücke nicht schon im Bau ist. Die für den Bau dieser neuen Brücke notwendigen Vereinbarungen sind in der letzten Zeit zwischen den beiden beteiligten Staaten getroffen worden. Wann aber die endgültige Straßenbrücke, die voraussichtlich zwei Öffnungen von je 120 m Stützweite hat, zur Ausführung kommen wird, kann heute

noch nicht abgesehen werden, zumal über ihre Lage bisher noch keine Einigung zu erzielen war.

Literatur.

- Poitrat: La reconstruction du pont-route de Strasbourg-Kehl sur le Rhin. Travaux 36 (1952) Nr. 215 und 216.
- Lämmlein: Straßenbrücke über den Rhein bei Straßburg. Straßen- und Tiefbau (1952) S. 106.

Ermittlung konstanter Ersatz-Trägheitsmomente für Druckstäbe mit veränderlichen Querschnitten.

Von Dr.-Ing. Nik. Dimitrov, Lehrbeauftragter an der Techn. Hochschule Karlsruhe.

I. Allgemeines.

Bei vielen baustatischen Aufgaben kommt man rascher zum Ziel, wenn im Falle eines veränderlichen Trägheitsmomentes ein reduziertes und konstantes Trägheitsmoment I_c eingeführt wird. Besonders die Berechnung von Knickstäben mit veränderlichem I ist in der Literatur sehr ausführlich behandelt.

Die hier von uns abgeleiteten Formeln finden sowohl in der gewöhnlichen Statik der Biegeträger als auch in der Verformungstheorie, d. h. beim Biegezug- und Biegedruckstab, praktische Anwendung [6]. Die Näherungsformeln nach Bleich für Stäbe mit stetig veränderlichem Trägheitsmoment, die in DIN 1050 bzw. DIN 4114 angegeben werden, sind leicht abzuleiten. Für die Stäbe mit stufenweiser Änderung des Trägheitsmomentes gibt neuerdings Weyel [5] ein praktisches Verfahren an; ein genaueres mit Hilfe von transzendenten Gleichungen hat Tölke [1] veröffentlicht. Außerdem wird in DIN 4114 auf den Stahlbau-Kalender 1942, S. 107, verwiesen. Das dort gezeigte Verfahren mit transzendenten Determinanten ist umständlicher, wenn man bedenkt, daß die Benützung von Näherungsformeln die Arbeit wesentlich verkürzt.

Im folgenden wird der einfache Balken auf zwei Stützen untersucht. Die Ableitungen, die zu sehr einfachen Formeln führen, werden aus einer Eigenwertbetrachtung entwickelt.

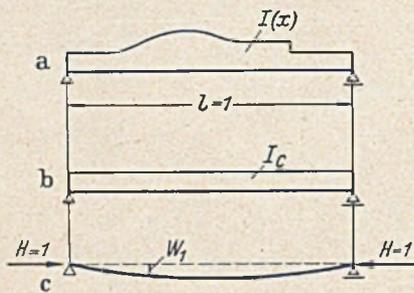


Abb. 1.

II. Das Variationsprinzip.

Nach der Variationsrechnung erhält man mit Hilfe des bekannten Rayleighschen Prinzips den ersten Eigenwert aus

$$\lambda_1 \leq \frac{U(w_1)}{K(w_1)} = \frac{\text{Formänderungsarbeit}}{\text{Arbeit der Knickkräfte}} \quad (1)$$

Mit (Abb. 1)

$$M_1 = 1 \cdot w_1, \quad (1a)$$

$$M_2 = -w_1 \quad (1b)$$

folgt

$$U(w_1) = \int_0^l \frac{M_1 M_2}{EI(x)} dx, \quad (1c)$$

$$K(w_1) = \int_0^l \frac{M_1^2}{EI(x)} dx. \quad (1d)$$

Unter Beachtung der Beziehung

$$\lambda_1 = \frac{H_k}{EI} \quad (1e)$$

bekommt man nach Gl. (1) für die Eulerlast:

$$H_k \leq \frac{EI}{l^2} \frac{\int_0^l \frac{w_1 w_1''}{EI(x)} dx}{\int_0^l \frac{w_1^2}{EI(x)} dx} \quad (2)$$

Die Biegelinie w_1 nennt man eine Vergleichsfunktion. Je besser sich diese Vergleichsfunktion der Eigenlösung anpaßt, um so genauer ist der Wert für H_k . Setzt man in die obige Gleichung $w_1 = \sin \pi x$, $I = \text{const}$, so erhält man für H_k genau den Eulerwert. Nehmen wir jedoch für w_1 die Biegelinie einer gleichmäßig verteilten Belastung $p = 1 \text{ t/m}$ an, und setzen wieder $I = \text{const}$,

$$EI w_1 = \frac{1}{12} [x - 2x^3 + x^4], \quad (3)$$

$$EI w_1'' = x^2 - x, \quad (3a)$$

so ergibt Gl. (2):

$$H_k = \frac{\pi^2 EI}{l^2} < 10 \frac{EI}{l^2} \quad (\text{Fehler } 1,3\%)$$

Wir setzen nun grundsätzlich für w_1 die normierte Eigenlösung

$$w_1 = \sqrt{2} \sin \pi x \quad (4)$$

als Vergleichsfunktion ein, beziehen $I(x)$ zu irgendeinem I_0 , meistens $I_0 = \max I$, und erhalten eine Näherungsgleichung für H_k , wenn unter dem Integral gekürzt wird:

$$H_k \approx \frac{1}{2 \int_0^l \frac{I_0}{I(x)} \sin^2 \pi x dx} \cdot \frac{\pi^2 EI_0}{l^2} \quad (5)$$

Führen wir jetzt das konstante, reduzierte Trägheitsmoment I_c ein

$$H_k = \frac{\pi^2 EI_c}{l^2}, \quad (5a)$$

dann bekommt man die ganz allgemeine Formel

$$I_c = c I_0 = \frac{I_0}{2 \int_0^l \frac{I_0}{I(x)} \sin^2 \pi x dx} \quad (6)$$

III. Beispiele.

A. Stufenweise veränderliches Trägheitsmoment.

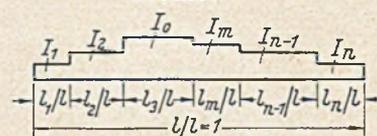


Abb. 2.

Nach Gl. (6) erhält man sofort die allgemeine Formel für das stufenweise veränderliche Trägheitsmoment:

$$c = \frac{1}{2 \sum_{m=1}^n \int_0^{l_m/l} \frac{I_0}{I_m} \sin^2 \pi x dx} \quad (7)$$

1. Für $n=2$ folgt unmittelbar durch Integration aus (7)

$$c_1 = \frac{1}{1 + \left(\frac{I_0}{I_1} - 1\right) \left[\frac{l_1}{l} - \frac{\sin 2\pi l_1/l}{2\pi}\right]} = \frac{I_c}{I_0} \quad (8)$$

Abb. 3 zeigt $c_1 = f(l_1/l)$ mit I_1/I_0 als Parameter°.

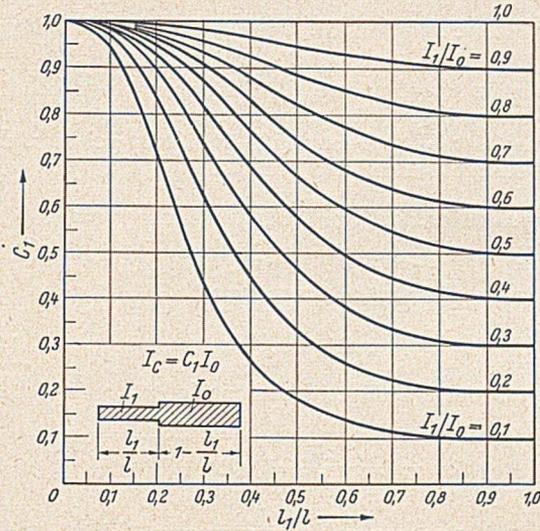


Abb. 3.

Tabelle 1 gibt einen Vergleich für das Verhältnis $I_0/I_1 = 0,8$ nach Tölke [1] und nach Gl. (8).

Tabelle 1. $I_1/I_0 = 0,8$.

l_1/l	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
Gl. (8)	1,00	1,00	0,99	0,97	0,93	0,89
Tölke [1]	1,00	1,00	0,99	0,97	0,93	0,89

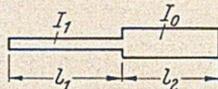


Abb. 4. $I_1 = 1360 \text{ cm}^4$, $I_0 = 4030 \text{ cm}^4$, $l = l_1 + l_2 = 9 \text{ m}$.

Abb. 4 zeigt ein Zahlenbeispiel, das wir aus der Veröffentlichung von Weyel [5] entnommen haben, um die Ergebnisse dreier Verfahren in Tabelle 2 gegenüberzustellen.

Tabelle 2.

l_1 m	l_2 m	I_c Weyel [5] cm^4	I_c Stahlbau- kalender	I_c Gl. (6), (8) cm^4
1,50	7,50	3715	3780	3810
2,25	6,75	3288	3300	3420
3,75	5,25	2328	2260	2360
4,50	4,50	1958	1930	2030
5,25	3,75	1708	1692	1730
6,75	2,25	1440	1445	1450
7,50	1,50	1392	1385	1390

* Genau denselben Verlauf gibt die Methode von Tölke [1]. Im Stahlbau-Kalender bzw. Stahlbau-Handbuch ist der Parameter $\sqrt{I_1/I_0}$ und l_1/l verläuft von 0 bis 0,5.

2. Dreistufige Stäbe, symmetrisch.

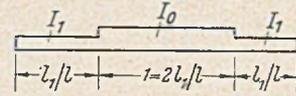


Abb. 5. $I_c = c_2 I_0$

$$c_2 = \frac{1}{1 + 2 \left(\frac{l_1}{l} - \frac{\sin 2\pi l_1/l}{2\pi}\right) \left(\frac{I_0}{I_1} - 1\right)} \quad (9)$$

Die Ergebnisse sind in Abb. 6 dargestellt. Die Übereinstimmung mit den Werten nach Tölke [1] ist ebenfalls sehr gut.

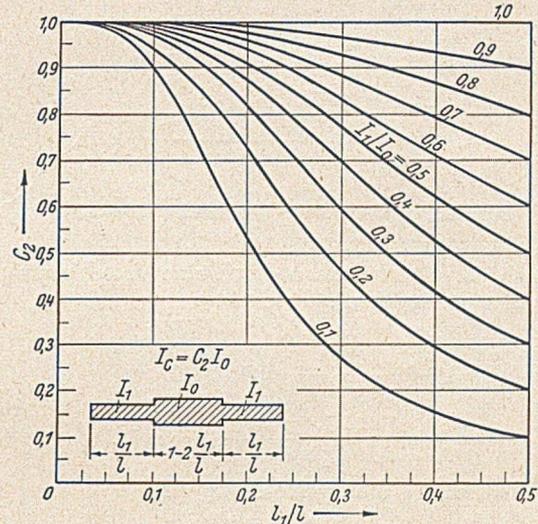


Abb. 6.

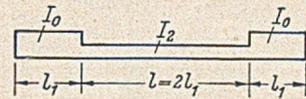


Abb. 7. $I_c = c_3 I_0$.

3. Dreistufige Stäbe nach Abb. 7.

$$c_3 = \frac{1}{\frac{I_0}{I_2} - 2 \left(\frac{l_1}{l} - \frac{\sin 2\pi l_1/l}{2\pi}\right) \left(\frac{I_0}{I_2} - 1\right)} \quad (10)$$

Die Auswertung ist in Abb. 8 wiedergegeben.

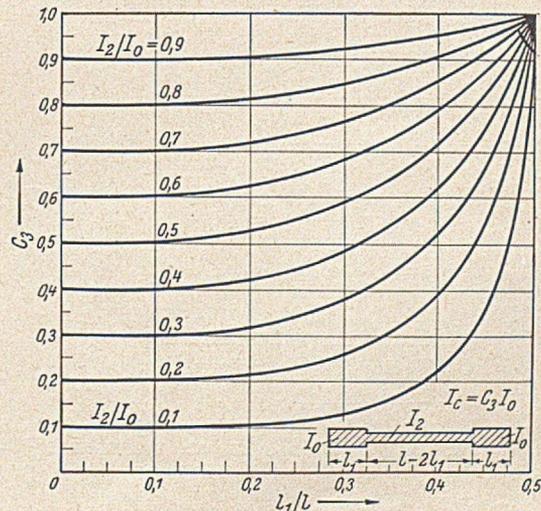


Abb. 8.

4. Man kann das I_c auch auf irgendeinen anderen Wert I_m statt auf das größte I_0 beziehen. Aus Abb. 9 folgt demnach:

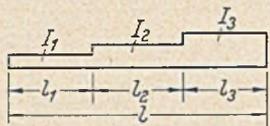


Abb. 9.

$$I_c = \frac{I_2}{\frac{l_1}{l} \frac{I_1}{I_1} + \frac{l_2}{l} + \frac{l_3}{l} \frac{I_3}{I_3} + \left(\frac{I_2}{I_3} - 1\right) \frac{\sin 2\pi \left(\frac{l_1+l_2}{l}\right)}{2\pi} - \left(\frac{I_2}{I_1} - 1\right) \frac{\sin 2\pi l_1/l}{2\pi}} \quad (11)$$

B. Ständig veränderliches Trägheitsmoment.

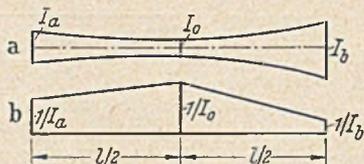


Abb. 10. a) Verlauf des Trägheitsmomentes,
b) Verlauf der Reziproke $1/I(x)$.

1. Nach Gl. (6) erhält man durch eine Verschiebung des Koordinatensystems in die Feldmitte:

$$I_c = \frac{I_0}{1 - \left(2 - \frac{I_0}{I_a} - \frac{I_0}{I_b}\right) (1/4 - 1/\pi^2)} \quad (12)$$

$$= \frac{I_0}{0,7 + 0,15 (I_0/I_a + I_0/I_b)} = c_4 I_0 \quad (12a)$$

Die Auswertung dieser Gleichung als

$$c_4 = \frac{1}{0,7 + 0,15 \frac{I_0}{I_a} \left(1 + \frac{I_a}{I_b}\right)} \quad (12b)$$

ist in Abb. 11 angegeben.

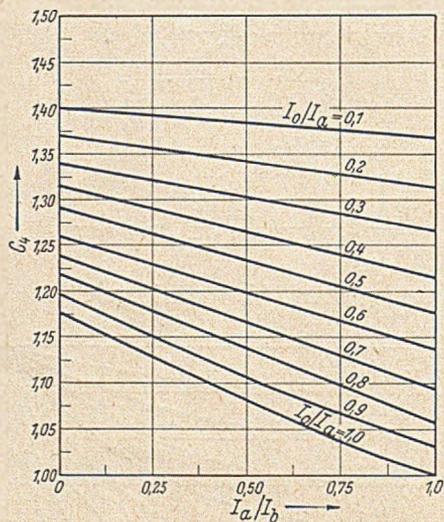


Abb. 11.

Sonderfall: $I_a = I_b = I_1$.

Dann ist

$$I_c = \frac{I_0}{1 + (I_0/I_1 - 1) (1/2 - 2/\pi^2)} \quad (13)$$

$$= \frac{I_0}{0,7 + 0,3 I_0/I_1} \quad (13a)$$

Der erste Eigenwert würde lauten, wenn man I_c zu I_1 bezieht:

$$\lambda_1 = \frac{H_k}{EI_1} = \frac{\pi^2}{l^2} \frac{1}{1 + \beta (1/2 + 2/\pi^2)} \quad (14)$$

wenn

$$\beta = I_1/I_0 - 1. \quad (15)$$

Zu dieser obigen Aufgabe gibt Pöschl [4] für den ersten Eigenwert eine Formel an, die er nach dem Verfahren von Poincaré erhält, d. h. man entwickelt die Lösung der Differentialgleichung, die meistens zu Besselschen Funktionen führt, nach Potenzen des Parameters β . Die Voraussetzung der Konvergenz bei dieser sogenannten „Störungsrechnung“ ist, daß $\beta < 1$ bleibt:

$$\lambda_1 = \frac{1}{l^2} \left[\pi^2 - \beta \left(2 + \frac{\pi^2}{2} \right) \right] \quad (16)$$

$$= \frac{\pi^2}{l^2} [1 - \beta (1/2 + 2/\pi^2)] \quad (16a)$$

Multipliziert man bei Gl. (16a) Zähler und Nenner mit $1 + \beta (1/2 + 2/\pi^2)$,

so erhält man sofort unsere Gl. (14), wenn man beachtet, daß β^2 sowieso in Gl. (16) vernachlässigt wird.

Demnach ist Gl. (14) bzw. (13) und (13a) genauer, da β nicht unbedingt < 1 zu sein braucht.

2. Parabolischer Verlauf der Reziproke $1/I(x)$.

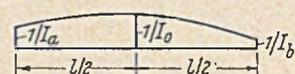


Abb. 12.

Das reduzierte Trägheitsmoment lautet:

$$I_c = \frac{I_0}{1 + \left(\frac{I_0}{I_a} + \frac{I_0}{I_b} - 2\right) (1/3 - 1/\pi^2)} \quad (17)$$

$$= \frac{I_0}{0,87 + 0,065 (I_0/I_a + I_0/I_b)} \quad (17a)$$

Sonderfall: $I_a = I_b = I_1$.

$$I_c = \frac{I_0}{0,87 + 0,13 I_0/I_1} \quad (17b)$$

$$= \frac{I_1}{0,13 + 0,87 I_1/I_0} \quad (17c)$$

Der erste Eigenwert lautet dann:

$$\lambda_1 = \frac{H_k}{EI_1} = \frac{\pi^2}{l^2} \frac{1}{1 + \beta (2/3 + 2/\pi^2)} \quad (18)$$

Und nach Pöschl [4]:

$$\lambda_1 = \frac{\pi^2}{l^2} [1 - \beta (2/3 + 2/\pi^2)] \quad (19)$$

Hier muß wieder $\beta < 1$ sein. Bei Gl. (17) bzw. (18) braucht das nicht der Fall zu sein.

3. Das Trägheitsmoment soll verlaufen

a) Die Reziproke $1/I(x)$ geradlinig:

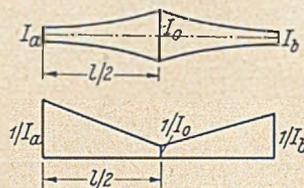


Abb. 13a.

Das reduzierte Trägheitsmoment ermittelt man einfach aus:

$$I_c = \frac{I_0}{1 + \left(\frac{I_0}{I_a} + \frac{I_0}{I_b} - 2\right) (1/4 - 1/\pi^2)} = c I_0 \quad (20)$$

oder

$$c = \frac{1}{0,70 + 0,15 (I_0/I_a + I_0/I_b)} \quad (20a)$$

Bei der Berechnung der Dreigelenkbogenbrücken gibt Fritz [2] für diesen Fall folgende Formel an zur Ermitt-

lung des Abminderungsfaktors c , den er dort mit μ bezeichnet:

$$\mu = c = \frac{1}{0,72 + 0,14 (I_0/I_a + I_0/I_b)} \quad (21)$$

Sonderfall: $I_a = I_b = I_1$.

Es ist

$$c = \frac{1}{0,70 + 0,30 I_0/I_1} \quad (22)$$

Die Eulerlast würde jetzt beispielsweise nach Gl. (5) lauten:

$$H_k = c \frac{\pi^2 E I_0}{l^2} = \alpha \frac{E I_0}{l^2} \quad (22a)$$

mit

$$\alpha = \frac{\pi^2}{0,7 + 0,3 I_0/I_1} \quad (22b)$$

Für diesen Sonderfall hat Ratzersdorfer [3] eine genaue Lösung für H_k entwickelt. Tabelle 3 zeigt den Vergleich des Parameters α . Damit wird erneut die genügende Genauigkeit unserer Näherungsformeln bestätigt.

Tabelle 3.

$I_1/I_0 =$	1	0,8	0,6	0,4	0,2
nach Gl. (22b)	π^2	9,19	8,25	6,83	4,51
nach [3]	π^2	9,19	8,23	6,79	4,43
Fehler in %	0	0	0,2	0,6	1,8

b) Das reziproke Trägheitsmoment von Abb. 13 soll parabolisch verlaufen:

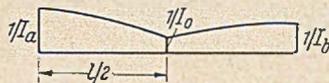


Abb. 13b.

Es folgt dann nach Gl. (6):

$$I_c = \frac{I_0}{1 + (I_0/I_a + I_0/I_b - 2) (1/3 - 1/\pi^2)} = c I_0, \quad (23)$$

$$c = \frac{1}{0,54 + 0,23 \left(\frac{I_0}{I_a} + \frac{I_0}{I_b} \right)} \quad (23a)$$

c) Bei einem Verlauf des Trägheitsmomentes nach Abb. 13 c

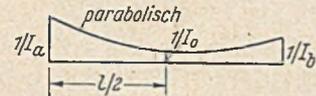


Abb. 13c.

lauten die entsprechenden Gleichungen:

$$I_c = \frac{I_0}{1 + \left(\frac{I_0}{I_a} + \frac{I_0}{I_b} - 2 \right) (1/6 - 1/\pi^2)} = c I_0, \quad (24)$$

bzw.

$$c = \frac{1}{0,87 + 0,065 \left(\frac{I_0}{I_a} + \frac{I_0}{I_b} \right)} \quad (24a)$$

Die Beispiele zeigen, daß die abgeleiteten Formeln einen großen praktischen Wert besitzen und deren Genauigkeit im Bereich der üblichen Annahmen der Bauaufgaben liegt.

Literatur.

1. Fr. Tölke: Der Bauingenieur 10 (1929) S. 600.
2. B. Fritz: Der Bauingenieur 16 (1935) S. 188.
3. Ratzersdorfer: Die Knickfestigkeit von Stäben und Stabwerken, Wien 1936.
4. Th. Pöschl: Ing. Archiv 9 (1938) S. 34.
5. E. Weyel: Der Stahlbau 20 (1951) S. 64.
6. N. Dimitrov: Der Bauingenieur 28 (1953) S. 19.
7. N. Dimitrov: Beiträge zur Verformungstheorie, Diss. T. H. Karlsruhe 1949.

Kurze Technische Berichte.

Die Chesapeake Bay-Hängebrücke.

Im Juli 1952 wurde eine 6,5 km lange Brücke mit 8,5 m breiter Fahrbahn über die Chesapeake Bay an der nordamerikanischen Ostküste fertig. Das bedeutendste Bauwerk dieses

von Lage zu Lage der Seile, so daß für die Druckübertragung an den Sattel- bzw. Umlenklagern zwischen den Seilen keine kritischen Pressungen möglich sind [s. Bauingenieur 26 (1951) S. 341]. Diese Bauweise der Kabel hat für Hängebrücken mittlerer Spannweite seit Beginn der dreißiger Jahre das früher in

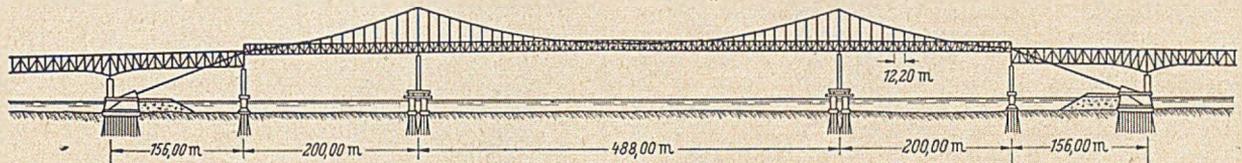


Abb. 1. Hängebrücke. Übersicht.

Brückenzuges ist eine Hängebrücke mit 200 + 488 + 200 m Spannweiten und 51 m lichter Durchfahrtshöhe (Abb. 1). Die Pylonen sind durch ein Rautenfachwerk ausgesteifte Stiele. Ihr lichter Abstand ist größer als die Brückenbreite, so daß die über die Fahrbahn hinausragenden Versteifungsbalken auf die ganze Brückenlänge ohne Unterbrechung durchgeführt werden konnten. Jeder zweite Fahrbahnquerträger ragt auf beiden Seiten der Brücke nach außen vor; an den so gebildeten, in etwa 12,2 m Abstand liegenden Konsolen sind die Hängeseile angeschlossen. Die aus Kabeln und Hängeseilen gebildeten Ebenen liegen also außerhalb der Ebenen der Versteifungsträger — im Prinzip dieselbe Lösung wie bei der neuen Hängebrücke Köln-Mülheim.

Jedes der beiden Kabel besteht aus 61 in Form eines liegenden Sechsecks angeordneten Spiralseiten. Die Sechseckform wurde durch Futter aus Aluminiumguß zu einer Kreisform ergänzt und das Ganze mit weichem, verzinktem Draht umwickelt. Der Durchmesser des fertigen Kabels ist 354 mm; um ihn möglichst klein zu halten, ist der Durchmesser der sechs Eckseile nur 23 mm (29 Runddrähte) gegenüber 43 mm bei den übrigen 55 Seilen (69 Runddrähte). Die Schlagrichtung wechselt

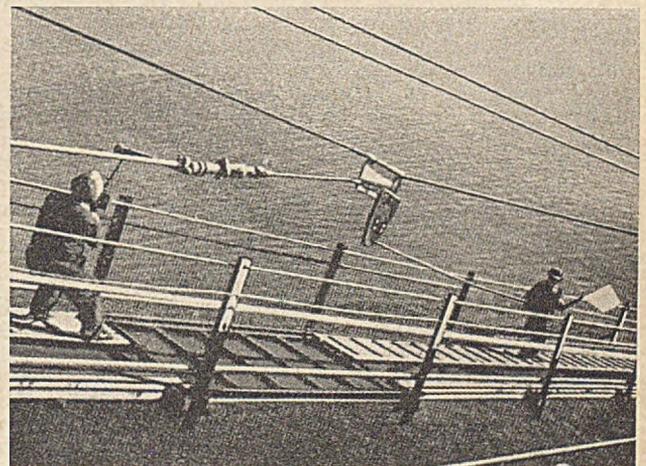


Abb. 2. Überziehen eines Brückenseiles.

USA allgemein übliche Luftspinnen ersetzt. Man schätzt, daß letzteres Verfahren hier etwa die dreifache Zeit für die Kabelmontage erfordert hätte. Da die Ankerpfeiler noch um eine Öffnung (156 m) hinter den Umlenklagern liegen, waren hier Seile von 1200 m Länge nötig; es dürften dies die längsten bisher

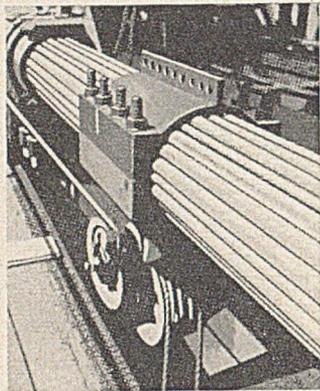


Abb. 3. Prov. Kabelschelle mit Anschluß eines Zuges zum Heben der Brückenstücke (im Hintergrund eine endgültige Kabelschelle).

verwendeten Brückenseile sein. Sie wurden im Herstellungswerk vorgereckt, gemessen und auf Trommeln aufgewickelt an die Baustelle geliefert.

Das Überziehen der Seile geschah mittels einer besonderen Seilbahn, wobei die Seile auf einen Hilfssteg rutschten (Abb. 2). Je Tag wurde eine Seilage — d. h. bis zu 9 Seilen — aufgebracht und in der darauf folgenden Nacht ausgerichtet. Die an den Enden der Brückenseile aufgegossenen Seilköpfe stützten sich in den Verankerungen auf zwischen lotrechte Bleche geschraubte Klötze ab. Der Längenausgleich zwischen den einzelnen Seilen erfolgte durch zwischen diese Klötze und die Seilköpfe gelegte Futter.

Die Kabelschellen sind rund und haben die übliche zweiseitige Form mit lotrechter Stoßfuge; die Hängeseile sind in einer Schleife über die Schellen geführt und in einer angegossenen Rille gelagert. Der Zwischenraum zwischen dem sechseckigen Kabel und der runden inneren Schellenwandung ist durch vierteilige Zinkfutter, die die Kräfte von der Schelle in das Kabel übertragen, ausgefüllt.

Die Montage der Versteifungsträger und der Fahrbahnkonstruktion erfolgte in Längen von vier Feldern etwa 50 km von der Baustelle entfernt auf Schiffen an einem Kai in Baltimore. Nach dem Transport dieser Stücke an die Baustelle wurden zwei in Brückenlängsrichtung verlaufende Träger, die an je zwei Seilzügen vom Kabel herunterhingen, unter die Hängerkonsolen geschoben. Am Kabel waren die vier Züge an provisorischen Kabelschellen befestigt. Abb. 3 zeigt eine solche Schelle mit den daran befestigten Rollen; im Hintergrund ist eine endgültige Kabelschelle sichtbar. Die Winden für die Züge standen am Fuß der Pylonen; die Hülseile gingen von dort zu den betreffenden Sattellagern und dann längs der Kabel zu den an den provisorischen Schellen hängenden Zügen. Die etwa 25 m langen Brückenstücke wurden mit allen vier Zügen gleichzeitig gehoben. Hierbei wurden die Befehle an die Bedienung der Winden durch Lichtsignale gegeben. Auf dem zu hebenden Stück angebrachten Quecksilberwaagen, die über Kontakte auf die Lichtsignale arbeiteten, zeigten an, wenn das Stück aus der horizontalen Lage abwich. Die hochgezogenen Brückenstücke wurden an den Hängeseilen angeschlossen und mit den Obergurten der bereits montierten Konstruktion verbunden. Das Ausrichten aller Stücke und das Schließen der Stöße erfolgte nach Aufbringen der gesamten ständigen Last. Nach der Montage der Hängebrücke wurde als letztes der Einhängerträger einer anschließenden Fachwerksbrücke hochgezogen und damit der Brückenzug geschlossen. Abb. 4 zeigt diesen Vorgang.

Mit dem Bau der Pfeiler, die auf geramnten Breitflanschträgern gegründet sind, wurde im Herbst 1949 angefangen. Die Kabelmontage begann am 7. 2. 1952; nach weniger als vier Monaten war die Stahlkonstruktion zum Betonieren der Fahrbahn fertig und am 30. 7. 1952 erfolgte die Verkehrsübergabe. Das Gewicht der Stahlkonstruktion des ganzen Brückenzuges ist etwa 32 000 t. Weitere beachtliche Stahlmengen wurden für die Gründungen gebraucht, z. B. 16 000 t für Rammpfähle. Den Entwurf stellte das Ingenieurbüro J. E. Greiner Co. auf; die

Stahlkonstruktion des ganzen Brückenzuges lieferte und montierte die Bethlehem Steel Co. Bauherr war der Staat Maryland.

[Nach Engineering News-Record 149 (1952) Nr. 6 vom 7. 8. 1952 S. 40.]

K. H. Seegers, Gustavsburg

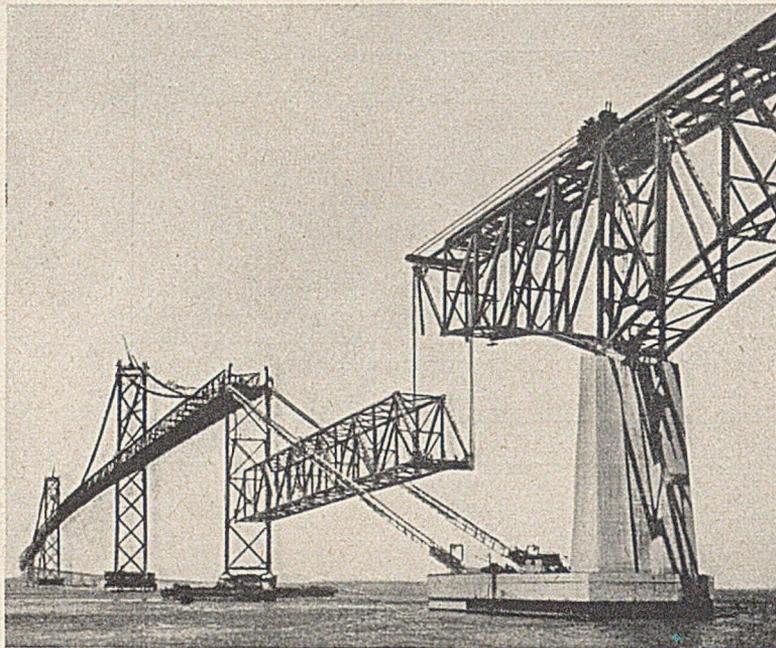


Abb. 4. Montage eines an die Hängebrücke anschließenden Überbaues.

Neuerungen beim Bau von Druckrohrleitungen für hohe Wasserdrücke in Frankreich.

In Frankreich sind nach dem Kalteinpreßverfahren hergestellte Reifenrohre seit dem Jahre 1925 bekannt, aber die Tendenz, höhere Drücke zu wählen, führte dort nachher zu Überdruckrohren, zu Überdruckreifenrohren und zu wärmebehandelten Überdruckreifenrohren¹⁾.

Die Reifenrohre (Abb. 1) sind heute fast ausschließlich elektrisch geschweißt und entweder mit nahtlosen starren Reifen

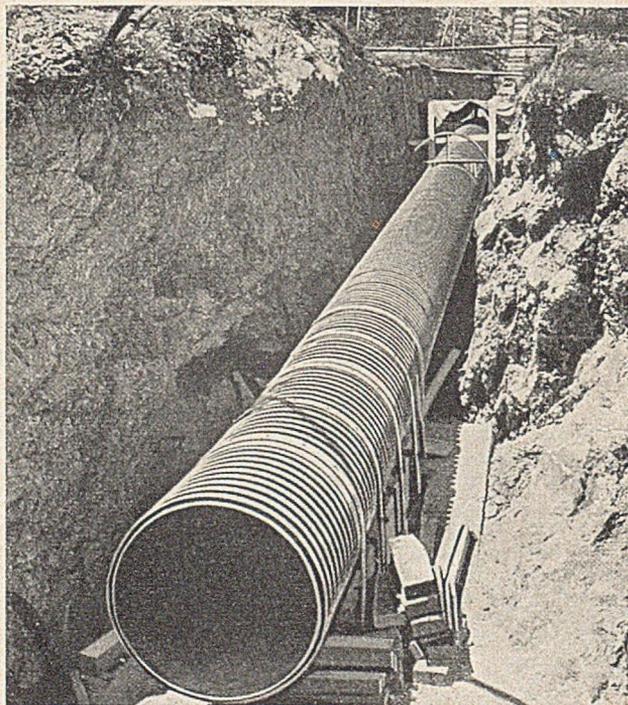


Abb. 1. Druckrohrleitung Aussois im Bau. Das Reifenrohr (autofrettiert) hat eine Wandstärke von 15 mm. Die Reifenstärke beträgt 80.43 mm. Der Versuchsdruck betrug $195 \text{ kg/cm}^2 = 2,25 \cdot 85,5$. Druckhöhe = 855 m.

¹⁾ S. a. Tölke: Bauingenieur 26 (1951) S. 151.

oder mit Stahlkabeln versehen. Der legierte Stahl der Reifen hat dabei eine hohe Elastizitätsgrenze von 70—105 kg/mm² und der der Kabel von etwa 150 kg/mm². Es kommt dabei ein CrCu-Stahl zur Verwendung. Der Außendurchmesser der Rohrwandung ist um ein geringes Maß kleiner als der Innendurchmesser der Reifen, die so ohne Schwierigkeiten kalt aufgebracht werden können. Nach Aufbringen der Reifen wird das Rohr einem hydraulischen Druck ausgesetzt, der bis zum zweifachen Wert oder etwas mehr der an der betreffenden Stelle im Rohr vorhandenen Arbeitsdruckhöhe (statische + dynamische Druckhöhe) ansteigt. Unter dem Einfluß dieses Druckes weitet sich das Rohr und kommt in Kontakt mit den Reifen, die es dabei in Zugspannung versetzt. Dann wird der hohe Druck nachgelassen und die ganze Konstruktion erhält dabei Vorspannungen, die Reifen Zug- und das Rohr selber Druckvorspannungen. Der Erfolg ist derselbe, als wenn die Reifen heiß aufgebracht worden wären.

Überdruckrohre werden wie folgt gebaut. Das betreffende geschweißte Rohrstück wird in eine Stahlmanschette gebracht, deren Innendurchmesser fühlbar größer ist als der Außendurchmesser des Rohres. Das Rohr wird dann einem steigenden Druck ausgesetzt, bis es zum Kontakt mit der Innenwand der Manschette kommt. Es wird dabei bis über die Streckgrenze hinaus beansprucht. Dieser Druck, „Überdruck“ genannt, wird wenigstens eine Minute lang gehalten und dann wird wieder der Arbeitsdruck hergestellt. Nachher wird das Rohr noch einmal mindestens 5 Minuten unter den Überdruck gesetzt, der dann wieder abgelassen wird. Diese Behandlung hat noch den ganz wesentlichen Vorteil, daß dieser Überdruck den sonst notwendig werdenden hydraulischen Versuch ersetzt.

Überdruckreifenrohre. Wenn die Reifenrohre durch einen Überdruck bis zur Streckgrenze beansprucht werden, so werden auch die Bandagen durch entsprechende Wahl des Manschettendurchmessers bis zu einem gewünschten Maß über die Streckgrenze hinaus gereckt. Die Neuheit dieser Behandlung besteht darin, daß die Reifen infolge des Kaltreckens des Stahles im Betrieb entsprechend höhere Spannungen erhalten können, während bei dem bisherigen Verfahren die Elastizitätsgrenze des Stahles noch nicht erreicht wurde.

Wärmebehandlung der Überdruckrohre. Die Überdruckrohre können, um eine weitere Steigerung der Elastizitätsgrenze der Rohre und der Bandagen zu erzielen, noch einem künstlichen Altern des Stahles bei Hitzegraden von 250° auf die Dauer von etwa einer Stunde ausgesetzt werden.

Mit der fabrikmäßigen Herstellung derartiger Überdruckreifenrohre mit hohen Spannungen hat man in Frankreich im Jahre 1951 begonnen. Zuerst werden sie bei der Anlage Cestrède in den Pyrenäen mit 922,4 m statischer Druckhöhe angewendet.

Man kann zusammenfassend sagen, daß die Wirtschaftlichkeit, die Sicherheit und die Stahlbeschaffenheit derartiger Rohre sehr gut sind. Die Wirtschaftlichkeit ist, wie in dem Aufsatz

weiter noch nachgewiesen wird, bedeutend, besonders für hohe Wasserdrücke. Die Behandlung mit Überdrücken bis zur Streckgrenze des Stahles bürgt für die Sicherheit dieser Konstruktion. Die gute Materialbeschaffenheit ist gegeben, denn selbstverständlich kann man diese Rohre nicht mit minderwertigem Stahl herstellen. Soweit die französische Quelle.

Bandagierte Rohre werden allerdings nur in einigen wenigen Ländern ausgeführt, z. B. Frankreich, Italien usw. (Abb. 2). In der Schweiz wurde neuerdings die Druckleitung des Kraftwerkes Salanfe mit 1474 m statischer Druckhöhe und 1,10 m ø aus

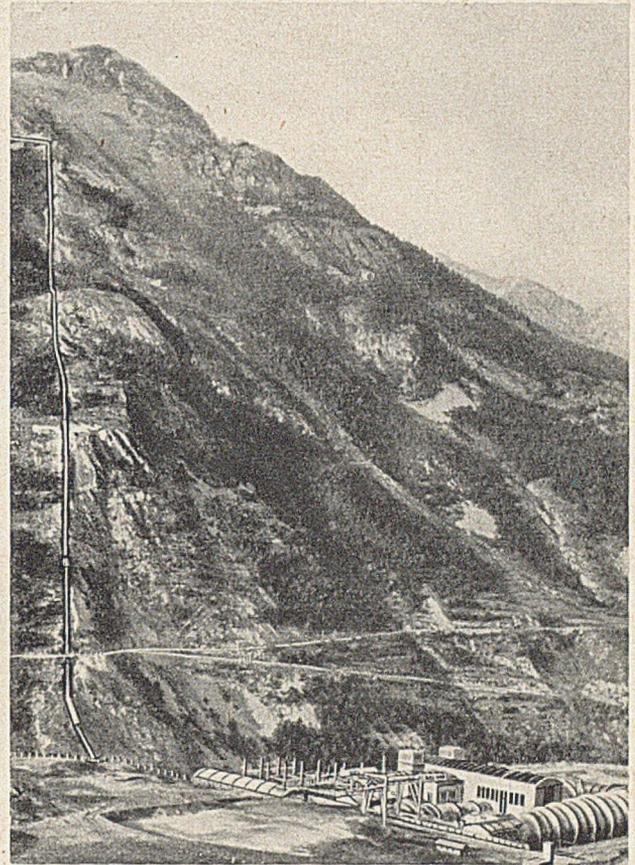


Abb. 2. Druckrohrleitung Aussois. 855 m Druckhöhe, mittlerer Rohrdurchmesser 1,65 m, Krafterzeugung 122 000 PS.

Tabelle 1. Einige der größten Druckrohrleitungen Europas.

Lfd. Nr.	Name	Land	Statische Druckhöhe kg/cm ²	Kleinster Ø des Rohres cm	Spalte 4 + 5 kg	Leistung eines Rohres PS	Reifen oder ohne Reifen	Anzahl der Rohre	Wandstärke der Rohre mm	Gesamtrohrgewicht t	Jahr der Fertigstellung	Bemerkungen
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	Chandoline	Schweiz	174,8	98,5	17 200	106 000	—	2	—	15 230	1946	
2	Fully	Schweiz	164,5	—	—	—	ohne	1	—	—	1920	
3	Salanfe	Schweiz	147,4	110	16 200	142 500	ohne	1	51	3 130	1951	
4	Portillon	Frankreich	145,0	104	14 500	54 000	Reifen	1	—	—	—	
5	Pragnères	Frankreich	125,4	—	—	80 000	—	2	—	—	im Bau	
6	Niedererbach	Schweiz	107,7	40	4 300	—	—	—	—	—	—	
7	Eylie (Ariège)	Frankreich	105,0	80	8 700	—	—	—	—	—	—	
8	Lucendro	Schweiz	99,5	90	8 950	31 500	ohne	2	58	—	1945	
9	Cestrède	Frankreich	92,3	—	—	—	Reifen	—	—	—	im Bau	
10	Aussois	Frankreich	85,5	160	13 700	122 000	Reifen	1	15	19 000	1951	
11	Kaprun	Österreich	84,0	115	9 650	82 000	ohne	4	55	—	1951	
12	Ritom	Schweiz	83,0	65	5 400	—	ohne	1	—	—	—	
13	Cignana	Italien	81,0	70	5 700	—	—	—	—	—	—	
14	Barberine	Schweiz	76,3	95	7 250	30 000	ohne	2	47	—	1921	
15	Malgovert	Frankreich	75,0	210	15 700	210 000	Reifen	2	17	4 450	im Bau	
16	Pralognan	Frankreich	72,5	130	9 500	22 000	Reifen	1	25	1 189	1949	
17	Handeck I	Schweiz	55,0	210	11 600	120 000	ohne	1	—	—	1940	in Druckschacht
18	Cadarese	Italien	47,0	130	6 100	28 000	Reifen	2	—	—	1932	
19	Izourt	Frankreich	46,5	118	5 470	—	ohne	1	20	—	1938	
20	Pouget	Frankreich	46,0	250	11 600	160 000	Reifen	1	—	—	im Bau	
21	Carvado	Portugal	40,0	200	8 000	—	ohne	1	54	2 000	1952	
22	Schwarzenbach	Deutschland	36,0	160	5 750	35 000	ohne	1	40	—	1926	
23	Waldeck	Deutschland	30,65	220	6 750	98 000	ohne	2	47	—	1932	

besonderem legiertem Stahl mit 51 mm größter Wandstärke geschweißt, ohne jede Verstärkung durch Reifen, in einem Druckschacht hergestellt. In der beigefügten Tabelle 1 wurden einige der größten Druckrohrleitungen Europas (Abb. 3), und die deutschen Druckrohrleitungen Schwarzenbach und Waldeck zum Vergleich zusammengestellt. Man sieht daraus, daß durchaus nicht alle Rohre mit hohem Druck als Reifenrohre hergestellt

Drahtgewebe aufgetragen wird, und 2. um Leichtgewicht-Membranen aus nichtbrennbaren Stoffen wie Gips, Asbest oder mineralischen Fasern, mit denen der zu schützende Bauteil umhüllt wird. Diese Ausführungen sind bedeutend leichter und billiger und lassen sich auch wesentlich leichter als die bisher übliche Betonumhüllung anbringen. Außerdem läßt sich durch ihr geringes Gewicht eine wesentliche Ersparnis an der tragenden Stahlkonstruktion und an den Gründungen erzielen. Über die Gewichte der verschiedenen Ausführungen gibt die Tab. I einen Überblick.

Tabelle 1.
Gewicht eines 4-Stunden-Feuerschutzes von Stahlstützen

Bauart	Gewicht je steig. m. Stütze in kg	Vergleich der Gewichte in %
4,3 cm Gips-Perlit-Mörtel auf Drahtgewebe. Keine Ausfüllung	50	100
7,5 cm dicke Betonumhüllung. Zuschlagstoffe Granit, Sandstein oder Schlacke. Ausfüllung aus gleichem Material	370	755
9,3 cm Ziegelsteinumhüllung mit gleicher Ausfüllung	363	739
7,5 cm Gips-Hohlsteine und 1,3 cm Gipsmörtel	109	218

Anfang 1952 wurde ein Feuerschutz aus Leichtgewichtmörtel, 1. Beispiel der vorstehenden Tafel, für Stützen erprobt. Weniger als 5 cm stark, widerstand er der amtlichen Feuerprobe länger als 4 Stunden. Bei den üblichen zwölfstöckigen Gebäuden, die von 20 Stützen getragen werden, würde ein derartiger Feuerschutz an Stelle der bisherigen Betonumhüllung eine Gewichtsersparnis von mehr als 260 t bringen.

Das geringe Gewicht des Mörtels und der Membranen wird durch die leichtgewichtigen Zuschlagstoffe Perlit und Vermiculit erzielt. Diese Stoffe wiegen den 10. Teil von Sand. Perlit ist

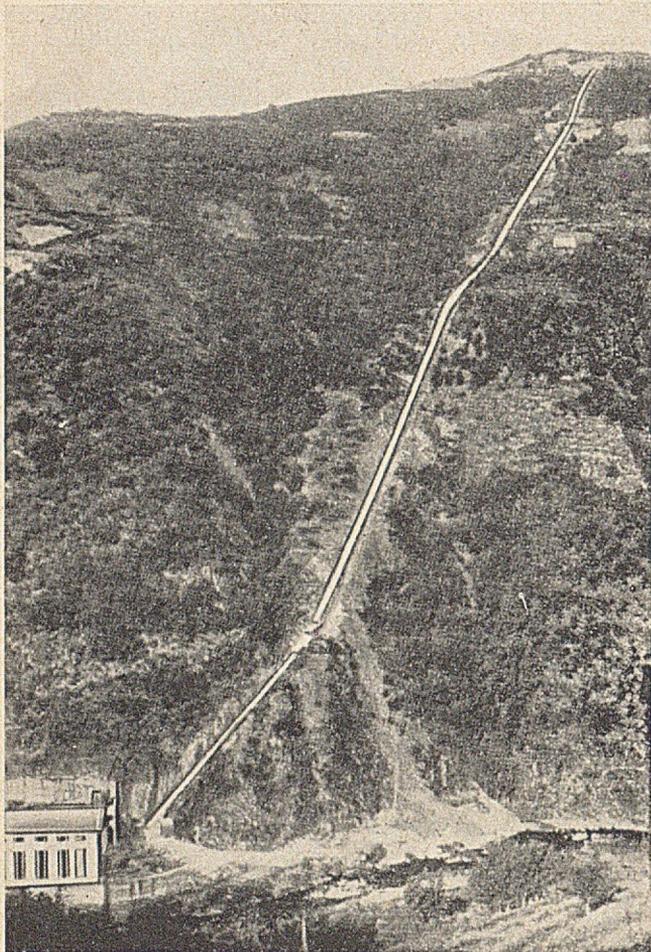


Abb. 3. Druckrohrleitung Pouget. 460 m Druckhöhe, mittlerer Rohrdurchmesser 2,60 m, Krafterzeugung 160 000 PS.

wurden, auch dann nicht, wenn das Produkt aus statischer Druckhöhe mal kleinstem Innendurchmesser des Rohres größer als 10 000 kg wird (s. Spalte 6 der Tabelle 1), welchen Wert Schoklitsch: Handbuch des Wasserbaues, Wien, 1952, als oberste Grenze für unbandagierte Rohre angibt. [Nach G. Ferrand in Water Power 4 (1952) S. 381—388].

Dr.-Ing. Fritz Orth, Berlin.

Leichtgewicht-Feuerschutz für Stahlbauten.

In den Ver. Staaten von Amerika sind in letzter Zeit zahlreiche Versuche mit Leichtgewicht-Feuerschutz ausgeführt worden. Es handelt sich 1. um leichtgewichtigen Mörtel, der auf



Abb. 4. Der vereinfachte Feuerschutz für Säulen beginnt mit dem Anbringen des als Mörtelträger dienenden Drahtgewebes.

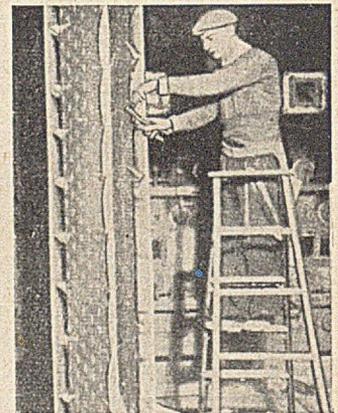


Abb. 5. Die Ecklehren zur Sicherung einer gleichmäßig starken Mörtelschicht werden an der Säule befestigt.

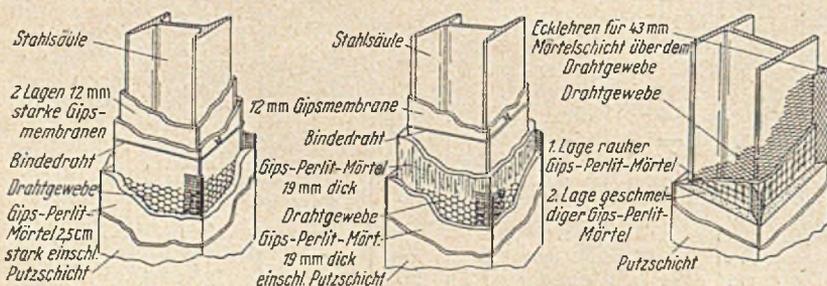


Abb. 1 u. 2. Zwei Ausführungen mit Gipsmembranen und Gipsmörtel für 3 1/2-Stunden-Feuerprobe.

Abb. 3. Säulen-Feuerschutz für 4-Stunden-Probe.

Abb. 6. Der Mörtel wird in drei Lagen, 43 mm stark, für eine 4-Stunden-Probe aufgetragen.



ein kieselsaures vulkanisches Gestein, das durch schnelle Erhitzung auf 980°C sein ursprüngliches Volumen um ein vielfaches vergrößert. Das Produkt dieses Röstens ähnelt kleinen glasartigen Blasen. Vermiculit ist ein blättriger Glimmer, der sich bei einer Erhitzung auf 1100° wie eine Ziehharmonika ausdehnt. Diese beiden Stoffe in Gipsmörtel gewähren einen viel größeren Feuerschutz als Sandmörtel, und zwar aus zwei Gründen: 1. Die Leichtgewicht-Zuschlagstoffe sind hervorragende Isolierstoffe. 2. Der mit ihnen hergestellte Gipsmörtel gibt bei Erhitzung sein chemisch gebundenes Wasser viel langsamer ab. Auch Asbest- und Mineralwollfasern, die auf Drahtgewebe aufgespritzt werden, wurden geprüft. Sie sind nicht nur gute Akustik- und Wärmeisolatoren, sondern haben sich auch als wirksame Feuerschutzüberzüge erwiesen. Die Fasern werden in der Fabrik mit einem trockenen Bindemittel gemischt und kommen so auf die Baustelle. Sie werden hier mit einer Art Torkretkanone, die das Bindemittel in der Luft anfeuchtet, als leichte flaumige Decke auf das Drahtgewebe aufgespritzt. Abb. 1 bis 3 zeigen verschiedene Arten des Leichtgewicht-Feuerschutzes von Säulen. Bei Abb. 1 besteht der Schutz aus 2 Gipsmembranen und 2,5 cm leichtem Gipsmörtel auf Drahtgewebe; bei Abb. 2 aus 1 Gipsmembrane und 2 durch ein Drahtgewebe verbundenen Gipsmörtellagen von je 1,9 cm Stärke. Beide Ausführungen haben eine $3\frac{1}{2}$ -Stunden-Feuerprobe ausgehalten.

Abb. 3 zeigt eine ganz einfache Ausführung, bestehend aus 4,3 cm Gipsmörtel und einem Drahtgewebe als Mörtelträger. Die schrittweise Herstellung ist aus den Lichtbildern Abb. 4 bis 6 zu ersehen. Dieser Feuerschutz, 1. Beispiel der Tafel, hat eine Feuerprobe von 4 Stunden ausgehalten.

Auch bei Decken läßt sich der Leichtgewicht-Feuerschutz mit Erfolg anwenden. Wegen der Einzelheiten, die anschaulich dargestellt sind, sei auf die Quelle verwiesen. [Nach Engineering News-Record 149 (1952) Nr. 19, S. 34.] E. Weiß, Berlin.

Der Ingenieur Leonardo da Vinci.

Anlässlich der 500. Wiederkehr des Geburtstages von Leonardo da Vinci wurde im Sommer 1952 in London eine bedeutende Ausstellung über die naturwissenschaftlichen und technischen Arbeiten des Künstlers an Hand von 107 Original-Zeichnungen, Modellen, Schriftstücken und einigen Gemälden gezeigt.

Insgesamt sind aus einer Schaffensperiode von 30 Jahren über 5000 handgeschriebene, illustrierte Notizblätter über alle Gebiete der Naturwissenschaft erhalten, mit Gedanken und Ideen, die wahllos, wie sie kamen, aufgezeichnet wurden; so finden sich auf ein und demselben Blatt oftmals Skizzen und Notizen über verschiedene Wissensgebiete, wie Malerei, Botanik, Anatomie und Technik in unübersehbarer Fülle. Allein an technischem Stoff sind Aufzeichnungen enthalten über Maschinen zum Ausbaggern von Kanälen, über Öfen, Werkzeuge, Kräne, Winden, Getriebe, Taucherausrüstungen, Pumpen, Flugmaschinen, Webstühle, Kriegsmaschinen aller Art, mathematische Instrumente, Druckpressen, Bau- und Städteplanungen, eine Aufzählung, die nur eine grobe Übersicht geben soll, denn die Skizzenblätter enthalten nicht nur Erfindungen für die Durchführung großer Aufgaben, sondern auch viele kleine wissenschaftliche Studien und Darstellungen mechanischer Hilfsmittel, wie sie zur Erleichterung des Gebrauchs alltäglicher Gegenstände benötigt wurden. Leonardo da Vinci stand im Dienste der Herzöge Ludovico Sforza und später Cesare Borgia, die ihm Aufgaben stellten, welche sein Genie voll auszuschöpfen vermochten. Er war Ingenieur im breitesten Sinne und hatte für alles zu sorgen, was überhaupt nur mit Technik und Naturwissenschaft im Zusammenhang stand, von der Einrichtung des Baderaumes der Herzogin bis zur Planung von Vorstädten, um der Überbevölkerung von Mailand Herr zu werden.

Inwieweit die in den Notizblättern gefundenen Aufzeichnungen tatsächlich zur Ausführung und Verwirklichung gelangten, ist nicht überliefert, und es

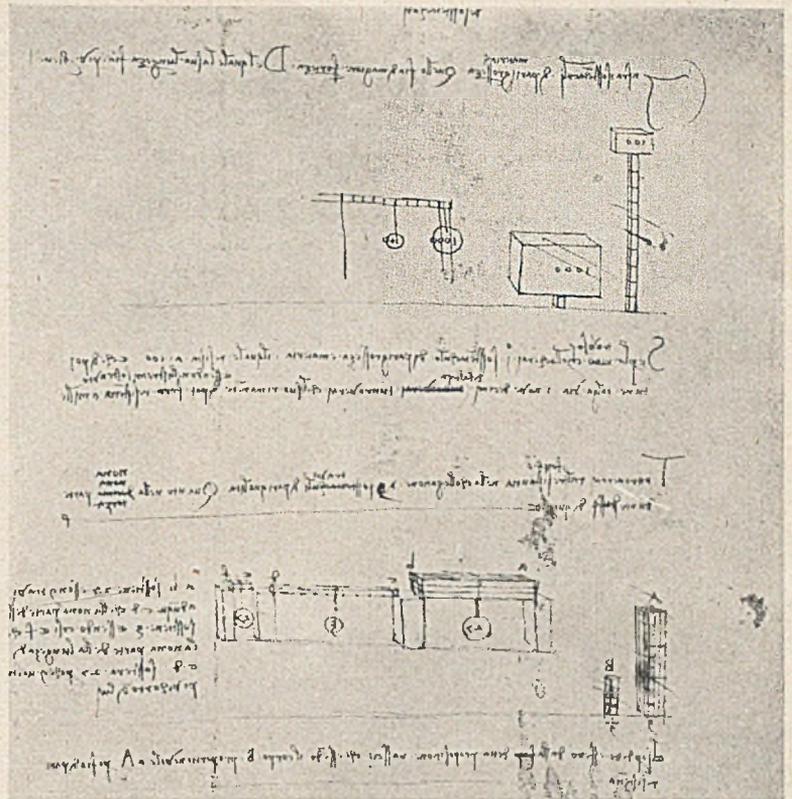


Abb. 1. Belastungsversuche.

ist heute auch schwer, darüber Vermutungen auszusprechen. Daß manches ausgeführt wurde, ist anzunehmen, da sich bei vielen Aufzeichnungen die Namen von Werkstätten und Handwerkern finden.

Der Aufsatz setzt sich auch mit dem Stand der Technik jener Zeit auseinander, um zu zeigen, welche der Schöpfungen Leonardo da Vincis richtungweisende Neuheiten darstellten. Es geht aus den Aufzeichnungen hervor, welche Bücher

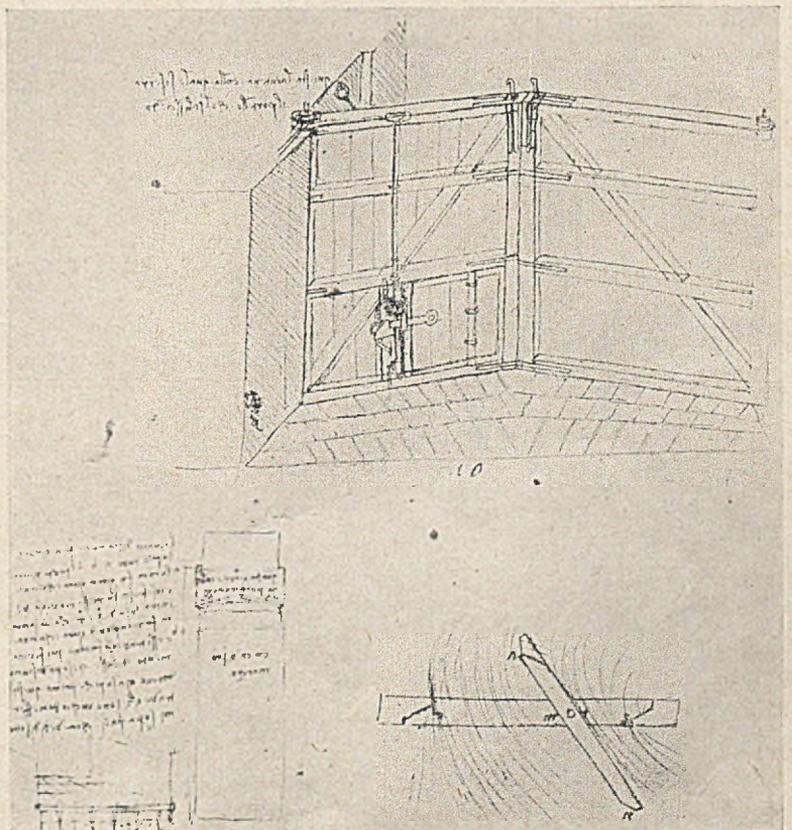


Abb. 2. Schleusenverschluß.

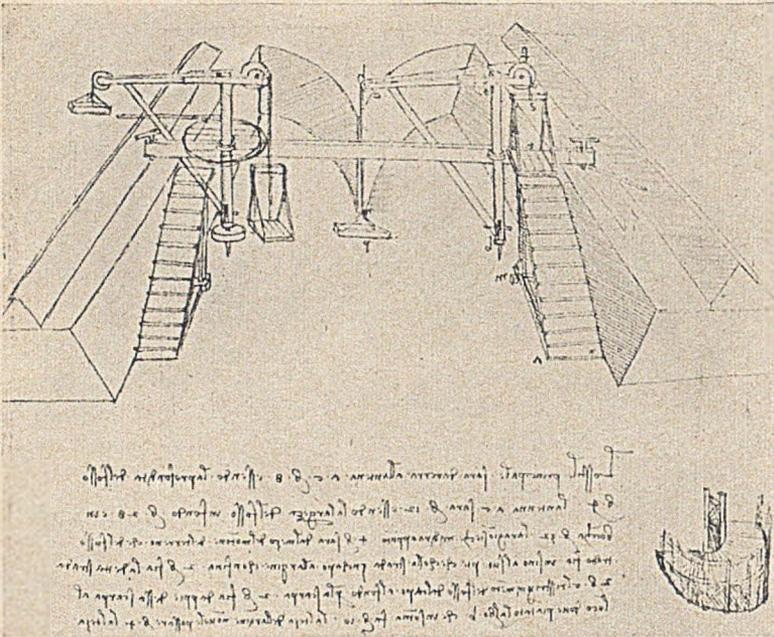


Abb. 3. Baggermaschine.

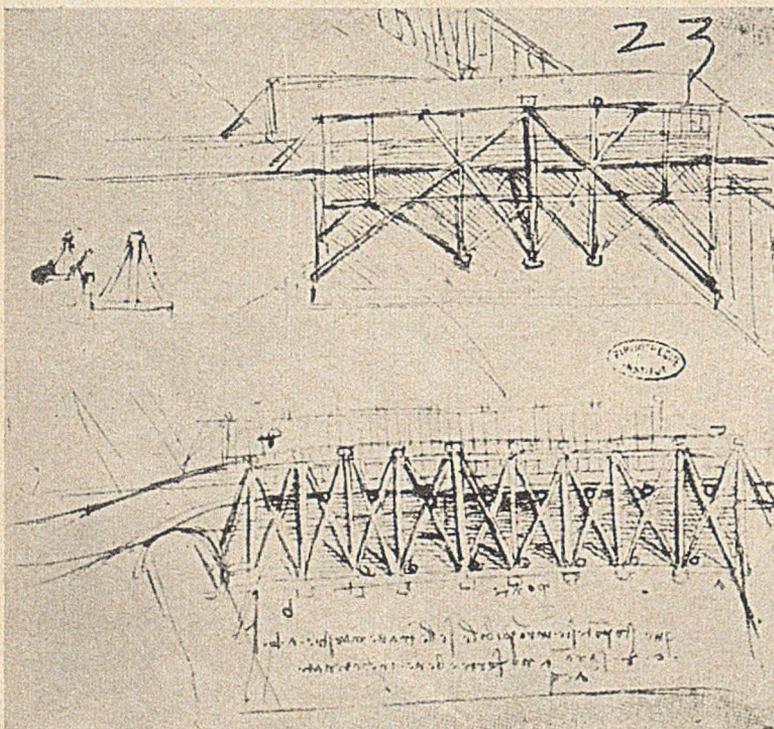


Abb. 4. Fachwerkbrücke.

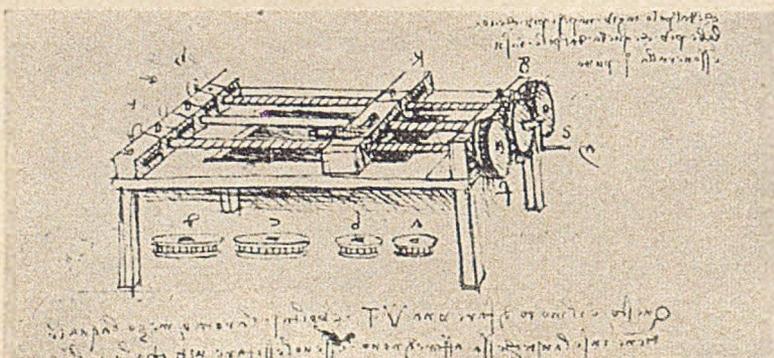


Abb. 5. Gewindeschneidmaschine.

und welche Ingenieure jener Zeit Leonardo da Vinci kannte, und es ist die Rede z. B. von Konrad Kyser und Giovanni Fontana; auch das erste gedruckte Buch über technische Dinge, „De Re Militari“ von Robert Volturio (1472 herausgegeben und 1555 nachgedruckt) ist erwähnt. Die Ingenieurarbeiten des 15. Jahrhunderts waren Sache von Büchsenmachern, Baumeistern und Handwerkern, und Leonardo da Vinci war der erste, der sich an technische Aufgaben mit Hilfe wissenschaftlicher Methoden und Experimente heranarbeitete. Von letzteren schreibt er gelegentlich, daß sie in der gleichen Weise jeweils mehrfach wiederholt werden müssen, um zu sehen, daß auch immer wieder der gleiche Effekt auftritt, und er zeigt damit eine modern anmutende Auffassung über statistische Gesetzmäßigkeiten. In diesem Sinne sind Aufzeichnungen vorhanden über das Studium der Reibung und ihrer Gesetzmäßigkeit, über Probleme der Balkenbiegung (Abb. 1), der Stützenbelastung und Materialfestigkeit. Unter anderem ist eine Versuchsanordnung zur Messung der Drahtfestigkeit beschrieben.

Auch Gedanken der Wirtschaftlichkeit spielen bei den Erfindungen eine besondere Rolle. So entwirft er eine Maschine zum Schleifen von Nähnadeln, die sich für eine Massenproduktion, wie sie sogar heute noch überraschend wäre, eignet. Leonardo da Vinci rechnete sich aus, daß diese Maschine 480 000 Nadeln innerhalb von 12 Stunden schleifen könnte, und daß er mit 5 Maschinen dieser Art 60 000 Dukaten pro Jahr verdienen könnte, also ein fürstliches Einkommen. Auch in anderen Fällen kam der Gedanke der Massenproduktion und der Rationalisierung durch Vereinfachungen bzw. Betrieb mehrerer gleicher Maschinen durch einen Antrieb zum Ausdruck. Für den letzten Fall ist eine Maschine angeführt, die sich mit der Herstellung von Hutstumpen aus Tuch befaßt.

Viele Ideen beziehen sich auch auf das automatische Arbeiten von Maschinen, wofür einige Beispiele gezeigt sind: Maschinen zum Drehen von Bratspießen nach dem Prinzip des Turmuhrwerks mit Übersetzung, Haspel und Zuggewicht, sowie nach dem Prinzip des durch aufsteigende Warmluft betriebenen Propellers und als weiteres Beispiel eine Vorrichtung zum Verzwinden von Faden auf eine Spule, die beim Reißen des Fadens automatisch abgestoppt wird, um einen Leerlauf und damit Materialverlust zu vermeiden.

Für viele besonders markante und im allgemeinen auch wohlbekannte Erfindungen Leonardo da Vincis sind Einzelheiten mit Abdruck der Original-Skizzenblätter bekannt, so z. B. für die Kammerschleuse nach Abb. 2. Man nimmt an, daß diese Erfindung im Zusammenhang mit der Wiederherstellung der San-Marco-Schleuse im Zuge der Verbindung des Grande- und Martesana-Kanals entstanden ist. Der Wasseraus- bzw. -einlauf im Schleusentor geschieht mittels eines drehbaren Flügels, zu dessen Entwicklung sich ebenfalls eine Studien-skizze auf dem Blatt befindet.

Im Jahre 1502 ernannte Cesare Borgia Leonardo da Vinci zum General-Ingenieur von Mailand und beauftragte ihn mit der Kanalisierung des Arno. Für diese Arbeiten hat Leonardo da Vinci eine Baggermaschine und einen Doppelkran entworfen, der auf Abb. 3 dargestellt ist und mit dessen Hilfe das ausgebagerte Erdreich entfernt werden konnte. Der Kran bestand aus einer Plattform, die sich bei Vorhandensein eines Gegengewichtes hob. Das Gegengewicht war hier ein Ochse, der im Gegenzug zu der zu hebenden Last vom Ufer heruntergelassen und dann über eine Treppe wieder auf das Ufer hinaufgebracht wurde. Um den Weg des Ochsen zu verkürzen und damit Zeit zu sparen, findet sich der Entwurf einer gewundenen Treppe auf dem Skizzenblatt. Die ganze Kran-Mannschaft bestand aus 8 Mann, wovon 4 zum Aufladen, 2 zum Ausladen und 2 zur Ochsenführung benötigt wurden.

In den Notizblättern findet sich auch die erste in der Geschichte der Technik bekannte Darstellung einer Fachwerk-konstruktion, in diesem Falle für eine Brücke mit oben- und untenliegender Fahrbahn (Abb. 4). Nach dieser Skizze war in der Ausstellung ein Modell mit einer Spannweite von rd. 1,5 m zu sehen, das auch begangen werden konnte, um die Tragfähigkeit der Konstruktion zu zeigen.

Interessant ist auch das Blatt, in dem die Gedanken zu einer Taucherausrüstung mittels Taucheranzügen niedergelegt sind. Es finden sich dabei Hinweise auf mögliche Unterwasser-angriffe und Zeichnungen von Werkzeugen, mit welchen die Planken feindlicher Schiffe unter Wasser aufgerissen werden können. Allerdings schreibt hierzu der Erfinder und zeigt damit ein hohes menschliches Verantwortungsbewußtsein, daß er im einzelnen nicht angeben will, wie er es ermöglichen kann, solange unter Wasser zu bleiben, als ein Mensch ohne Nahrung aushält, weil er die teuflische Natur des Menschen kennt, welche dieses Wissen ausnützt, um gemeinen Meuchelmord zu begehen, indem die Schiffe von unten her aufgerissen und mit der Mannschaft versenkt werden.

Des weiteren ist die Erfindung einer Horizontal-Bohrmaschine gezeigt, mit der es möglich ist, gewisse Körper mit einer starken Bohrung zu versehen, wie z. B. Pumpenzylinder. Diese Bohrmaschine unterschied sich von den bis dahin bekannten dadurch, daß der auszubohrende Körper innerhalb einer Hohlform festgehalten und zentriert und der Vorschub gegen die Bohrstange ohne großen Kraftaufwand mit Schnecke und Zahnrad betätigt wurde.

Die seinerzeit bekannte Art von Druckpressen versuchte Leonardo da Vinci durch automatische Papierzuführung zu verbessern.

Einer der glänzendsten Erfindergedanken ist eine Gewinde-schneidmaschine nach Abb. 5. Sie besteht aus 2 Führungsstangen mit Gewinde und einem Schneidbalken. Die Darstellung ist unperspektivisch, und es ist wahrscheinlich, daß sie so beabsichtigt ist, um auf diese Weise mehr Einzelheiten zeigen zu können. Weitere Abbildungen und Beschreibungen betreffen Hammerwerke, in einem besonderen Fall zum Prägen von Münzen und Textilmaschinen speziell mit der Erfindung des automatischen Webstuhls, der erst später, im Jahre 1785, durch Edmund Cartwright verwirklicht wurde.

Daß sich Leonardo da Vinci bei seinen Konstruktionen nicht nur mit der Idee, sondern auch mit der Durchführung von Details befaßt hat, zeigen Skizzen von Einzelteilen, in die die Konstruktion zerlegt gedacht ist (Abb. 5).

Um das ganze technische Schaffen abzurunden, bleibt noch zu erwähnen, daß nicht alle Aufzeichnungen aus eigenen Ideen stammen, sondern viele sich mit der Überprüfung, Beurteilung und Verbesserung bestehender Konstruktionen befassen. So gibt das Gesamte einen Eindruck von der ungeheuren genialen Schaffenskraft des Meisters.

Die wissenschaftlichen Neigungen Leonardos waren für mehr als 2 Jahrhunderte in Vergessenheit geraten, bis Venturi im Jahre 1797 daran erinnerte. Fast ein Jahrhundert später, im Jahre 1874, wurden einige Zeichnungen über Mechanismus von Hermann Grothe veröffentlicht, aber die große Bedeutung von Leonardos Ingenieurkunst wurde in weiten Kreisen erst mit dem Beginn der Veröffentlichung der Notizbücher vor etwa 70 Jahren bekannt. Außer den überlieferten Notizblättern selbst werden als die reichhaltigste Literatur über Leonardos Wirken als Ingenieur die Schriften von Theodor Beck¹ angegeben. [Nach K. R. Gilbert, Engineering 4501, 2. Mai 1952.]

Dr.-Ing. K. A. Müller, Friedberg.

¹ Beiträge zur Geschichte des Maschinenbaues (1899) und in Z. VDI. (1906) 1. Teil.

Die Auskleidung von Stollen.

Bei den Wasserkraftanlagen nehmen die Zuleitungsstollen einen beachtlichen Teil der Bauten ein. Die Gesamtlänge der zum französischen Erneuerungsplan der Kraftanlagen gehörenden Stollen beträgt 406 km, von denen drei Viertel im Jahre 1951 hergestellt worden sind. Einige Werke umfassen recht bedeutende unterirdische Zuleitungen, die 20 km Länge überschreiten, z. B. Monpezat 23 km, le Peugeot und Pragnères 27 km, Aston 29 km, Roselend 55 km.

In den letzten Jahren ist das Bohrverfahren sehr stark entwickelt und fast ganz mechanisiert worden. Auch bei den Auskleidungen der Stollen erleben wir eine ähnliche Entwick-

lung. Das Bestreben nach höheren Betriebsdrücken und nach erschöpfender Ausnutzung der Baustoffe hat dazu geführt, die mit den Druckleitungen zusammenhängenden Theorien weiterzuentwickeln, oder es wenigstens zu versuchen.

Das betrifft besonders die Auskleidungen, die einen sehr wichtigen Teil der Kosten einer Anlage ausmachen. So sind von den 5 Mio. m³ Beton aller Art des vorgesehenen Bauprogramms allein 15% für die Auskleidung der Stollen bestimmt. Bei den im Gange befindlichen Ausführungen betragen die Kosten der Auskleidungen 30% der Gesamtkosten, bei kleineren Bauten sogar mehr. Die neueren Ausführungen lassen eine sehr deutliche Tendenz zur allgemeinen Anwendung von Auskleidungen erkennen. Eine Statistik über 20 Stollen zeigt, daß 15 auf mehr als 85% ihrer Länge und nur 3 auf weniger als 45% ausgekleidet worden sind.

Vom wirtschaftlichen Standpunkt aus verdient das Problem der Auskleidungen die gleiche Beachtung wie z. B. das der Talsperren aus Beton, wo der Ingenieur hartnäckig versucht hat, durch eine bis ins kleinste gehende Analyse der Spannungen eine bessere Ausnutzung der Baustoffe zu erzielen. Aber hier wird die Weiterentwicklung der Theorie gehemmt durch das Verwickelte in der Natur der Gebirgsstöcke. Man kann wohl sagen, daß die Kenntnis über ihr Verhalten noch in den Kinderschuhen steckt, zumal es sich nicht um kleine Probestücke, sondern um das natürliche Massiv mit seiner Ungewißheit der Zusammensetzung, des Aufbaus und der Spannungen handelt. Man ahnt hier eine mögliche Synthese der Forschungsgebiete des Geologen, des Mineralogen und des Bodenkundlers.

M. Rousselier, der Leiter des großen Bauprogramms, versuchte nun, die einzelnen Faktoren, die die Wahl und die Art einer Auskleidung beeinflussen, getrennt zu behandeln, und zwar: Die Einschränkung der Druckverluste, die Wasserdichtigkeit und die chemische und mechanische Festigkeit der Gebirge. Schließlich bringt er noch lehrreiche Einzelheiten über die Technik der Ausführung.

Selbst wenn eine Auskleidung aus keinem anderen Grunde notwendig wird, muß untersucht werden, ob sie nicht durch eine Verringerung der Druckverluste gerechtfertigt wird. Die Aufgabe für den Ingenieur besteht darin, die Wahl zwischen einem rohwandigen und einem ausgekleideten Stollen auf Grund ihres „wirtschaftlichen Durchmessers“ zu treffen. Verlust an Gefälle und Arbeit sowie Verringerung der Einnahmen durch Verzinsung und Abschreibung der Baukosten stehen einander gegenüber. Die wirtschaftlich günstigste Anlage ist die, bei der die gesamten Verluste am kleinsten werden. Die Durchführung der Rechnung wird aber stark beeinflusst durch die Ungenauigkeit unserer Kenntnis über die Druckverluste und über die wirklich eintretenden Herstellungskosten, die ja zunächst nur geschätzt werden können.

Es ist auch der Aufteilung der Auskleidungsabschnitte auf die ganze Stollenlänge Beachtung zu schenken. Versuche haben gezeigt, daß die Druckverluste oder die durch den Querschnittswechsel verursachten Strudel die durch die Auskleidung erzielte Reibungsverminderung wieder ausgeglichen haben. Es ist deshalb zu überlegen, ob eine durchgehende Auskleidung nicht im Endeffekt vorteilhafter ist. Zusammenfassend sagt Rousselier, daß keine allgemein gültige Regel für die Wirtschaftlichkeit der Anwendung einer Auskleidung lediglich vom Standpunkte des Abflusses her aufgestellt werden kann.

Für die Beurteilung der Wasserdichtigkeit der Gebirgsstöcke werden Messungen vorgeschlagen. Sie müssen in der Zeit zwischen der Beendigung des Rohausbruchs und dem Beginn der etwa auszuführenden Auskleidungsarbeiten durchgeführt werden, müssen daher einfach sein und rasch vor sich gehen und dürfen das übrige Bauprogramm nicht wesentlich behindern. Leider werden Messungen der Wasserverluste an langen durch einen Pfropfen abgeschlossenen Bauabschnitten nur selten ausgeführt, obgleich sie den großen Vorzug haben, einwandfreie Ergebnisse zu liefern. Das gebräuchlichste Meßverfahren ist das Einspritzen von Wasser in ein Bohrloch von 46 mm Ø und etwa 10 m Länge unter einem Druck von 10 bis 20 kg/cm². Die Schwierigkeit besteht darin, von den Ergebnissen des Versuches im Bohrloch auf die wirklichen Verluste pro lfd. Meter Stollen zu schließen. In den seltenen Fällen, wo beide Versuche ausgeführt worden sind, hat man festgestellt, daß die Verluste so gut wie unabhängig vom Durchmesser sind. Die Versuche haben ferner gezeigt, daß die Verluste linear zum Druckanstieg zunehmen. Damit kann man angenähert die Verluste unter dem Betriebsdruck ermitteln.

In Formationen mit Karsterscheinungen oder mit stark ausgeprägten Klüften werden diese Gründe allein für eine Auskleidung sprechen. In allen anderen Fällen wird zu prüfen sein, ob die Verluste eine Auskleidung wirtschaftlich rechtfertigen.

Der Einfluß der chemischen Beständigkeit auf die Notwendigkeit einer Auskleidung wird in einem weiteren Abschnitt behandelt. Die Mehrzahl der Zuführungstollen führt durch metamorphes Gestein. Aus seinen meist befriedigenden mechanischen Eigenschaften kann man aber nicht ohne weiteres auch auf gleiche chemische Eigenschaften schließen. Die chemischen Auflösungserscheinungen sind oft schwer zu unterscheiden von den durch den Bohrvorgang verursachten Zerstörungserscheinungen, die zuweilen eine rasche Auflösung vortäuschen.

Bei einem einwandfrei erkennbaren raschen Verfall des Gesteins bestehen keine Zweifel an der Notwendigkeit einer Auskleidung. Anders ist es bei Erscheinungen eines langsamen Verfalls, besonders dort, wo der mechanische Zustand des Gesteins einwandfrei ist, weil sie sehr schwer zu deuten sind. Hier muß der Rat des Geologen und des Mineralogen eingeholt

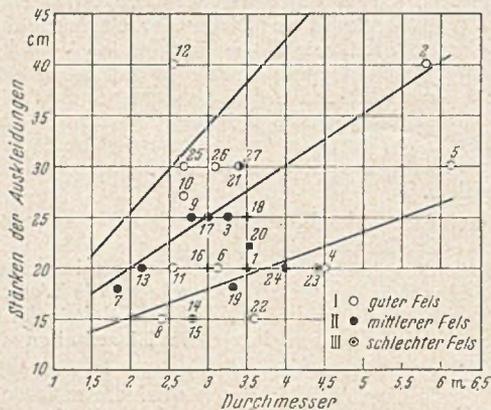


Abb. 1. Stärken der Auskleidungen verschiedener Stollen.

1 Moux — 2 Cordeax — 3 Alrance — 4 la Rhue — 5 Isere Arc — 6 Aston s. Aston — 7 Rouze — 8 Arrens — 9 Bioge — 10 Pontcharra — 11 Pontcharra — 12 Pontcharra — 13 Gèdre — 14 Marcellac — 15 Versilhac — 16 Aussois — 17 Courbaisse — 18 Luzège — 19 Treignac — 20 Peyrat — 21 Pont de la Reine — 22 Pont en Royans — 23 Malgovert — 24 Passy — 25 Bordes — 26 Bordes — 27 le Peugeot.

werden. Durch Laboratoriumsversuche, bei denen Probekörper in bis zu 80° erhitzte Schwefelsäure gelegt werden, wird die Verringerung des spezifischen Gewichts als Funktion der Dauer des Versuchs festgestellt. Die Ergebnisse zeigen eine starke Streuung. Einzelne Gesteine sind sehr stabil und zeigen nur 10% Verlust an spezifischem Gewicht bei einem Versuch von 8 Stunden Dauer. Andere wieder weisen einen Verlust von 30 bis 40% auf. Beim heutigen Stand der Versuche, wo das Verhältnis von Versuch zu Wirklichkeit noch nicht geklärt ist, kann man mit genügender Sicherheit annehmen, daß eine Auskleidung erst dann erforderlich wird, wenn der Versuch eine Minderung des spezifischen Gewichts um mehr als 15% ergeben hat. Besonders wird noch auf Stollen im Anhydrit hingewiesen. Dieses Gestein hat im trockenen Zustand ausgezeichnete Eigenschaften. Durch Wasseraufnahme, und sei es infolge der Durchlässigkeit der Auskleidung, kann sich eine Zersetzung ergeben, die im Laufe eines Jahres mindestens 1 cm beträgt, und die einen beachtlichen Druck auf die Auskleidung ausübt. Man hat daher oft an Stelle einer Auskleidung eine besondere allseits freie und gut zu überwachende Rohrleitung aus Stahlbeton oder Stahl in den Stollen verlegt.

Betriebsunfälle infolge einer langsamen Auflösung des Gesteins sind sehr selten. Viel häufiger treten Betriebsunfälle durch die Zerstörung der Auskleidung selbst ein. Mit der Verbesserung der Zemente und der zur Regel gewordenen chemischen Untersuchung der Wässer werden solche Schäden in Zukunft nicht mehr zu befürchten sein. Die grundsätzliche Verwendung von Schmelz- und Erzzement ist zu empfehlen.

Die Sorgfalt, die den chemischen Problemen gewidmet wird, wird sich immer bezahlt machen. Bei l'Ance du Nord haben die Unterhaltungsarbeiten in 33 Jahren 50% der Anlagekosten betragen. Dazu kommt ein Verlust von 52 Mio. kWh, wodurch die Kosten fast auf 100% kommen. Im Gegensatz dazu dürften sorgfältig ausgeführte Auskleidungen eine unbegrenzte Lebensdauer haben.

Am undurchsichtigsten ist die mechanische Festigkeit der Gebirge. Trotz einer stark gesteigerten Mitarbeit der Geologen ist die Wahl der Stärke einer Auskleidung noch immer rein empirisch. Man wählt eine Dicke von 15 bis 35 cm für Durchmesser von 2 bis 9 m bei „gutem“ Felsen oder bei bescheidenem Druck von 10 m, von 20 bis 50 cm für Durchmesser von 2 bis 9 m bei „mittlerem“ Felsen oder bei einem mittleren Druck von 30 m. Man muß allerdings gestehen, daß die ausgeführten Beispiele außerordentlich streuen, Abb. 1, und daß die Bezeichnung der Gesteinsarten viel zu allgemein ist, um kein Mißtrauen zu dieser Regel aufkommen zu lassen. Man unterscheidet a) mürbes oder plastisches Gestein mit geringer innerer Reibung, b) den Normalfall eines klüftigen Felsens mit sehr verschiedenartiger Kohäsion und c) den festen Felsen, der im Gegensatz zu a) und b) keiner Auskleidung bedarf.

Es ist besonders auf die Bedeutung der Unregelmäßigkeit des Ausbruchprofils der Stollen hinzuweisen. Die Profilauswüchse sind sehr unterschiedlich je nach der Gesteinsart und dem Sprengverfahren. Sie betragen 10 bis 20% des theoretischen Ausbruchprofils und bei plattigem Gestein auch mehr. Aber das Verhältnis zum theoretischen Betonbedarf ist weit ungünstiger. Bei Péage und bei la Colagne ist die Menge des eingebauten Betons um 110% größer als nach der Planung. Bei La Luzège hat man Vergrößerungen der Betonstärke von 50 bis 100% festgestellt. Durch diese Auswirkung der Profilauswüchse kann sich der Betonquerschnitt auf 1/3 des Gesamtquerschnittes erhöhen. Natürlich bedeutet das andererseits auch eine Vergrößerung der Sicherheit. Für die Ausführung wird maschinelle Zuführung des Betons und Stahlschalung empfohlen. Mit 3 Schalungselementen kann unter Berücksichtigung der Erhärtungsdauer eine tägliche Leistung von der Länge eines Elements, das ist etwa 20 m, erzielt werden.

Zusammenfassend sagt Rousselier, daß die Wahl einer Auskleidung immer eine Synthese mannigfaltiger Bedingungen und Wirkungen ist. Man kann feststellen, daß einige von ihnen rein wirtschaftlicher Art sind, wie z. B. der Abfluß und in einem gewissen Umfang auch die Dichtigkeit. Andere bilden eine notwendige Voraussetzung für eine gute Ausführung, nämlich die chemische und die mechanische Beständigkeit der Feldmassen. Wenn man sich die Frage stellt, ob ausgekleidet werden soll oder nicht, so kann eine dieser Bedingungen für sich betrachtet von zweifelhaftem Einfluß sein, aber man wird begreifen, daß die Berücksichtigung aller oft genug zur Anwendung einer Auskleidung führen wird.

Zum Schluß sei noch eine Bemerkung des Präsidenten de Maublanc angefügt. Er sagt, es ist die Aufgabe des Konstrukteurs, die Stollen so auszuführen, daß sie ein Maximum an Betriebssicherheit gewährleisten und in ihrer langen Lebensdauer nur geringe Unterhaltungskosten beanspruchen. Es muß deshalb gut gebaut werden. Es muß aber auch billig gebaut werden. Es muß das gemacht werden, was gemacht werden muß, aber auch nur das. Ein Übermaß an Umsicht kostet viel Geld. Es sollte daher nur ausgekleidet werden, wenn sich die Auskleidung bezahlt macht.

Hinsichtlich des Betons kommt es nicht nur auf den Preis, sondern auch auf die Menge an. Er verweist auf die gewaltigen Profilauswüchse und ist überzeugt, daß sie bei einer sachgemäßen Arbeitsmethode wesentlich eingeschränkt werden können. Eine Dämpfung übertriebener Forderungen der Bauleiter hinsichtlich der Mindeststärken der Auskleidungen, wirtschaftlich vertretbare Bauzeiten und eine durchgreifende Senkung der Kosten des Papierkrieges können auch mithelfen, und viel helfen. [Nach Annales de l'Institut du Batiment et des Travaux Publics 5 (1952) Nr. 59 S. 1109.]

E. Weiß, Berlin.

Bauten der Shell Oil Raffinerie.

Bedingt durch den Ausgang des britisch-persischen Ölstreites sind viele englische Ölgesellschaften dazu übergegangen, das Petroleum jetzt in England zu raffinieren und wollen mit Hilfe der Investierung von 125 Mio. £ die Leistungsfähigkeit von 3,5 Mio. t im Jahre 1948 auf 20 Mio. t bis Ende des Jahres 1953 steigern. Dadurch soll fast der gesamte Bedarf im Lando gedeckt werden. Eine der größten Gesellschaften, die SHELL-Raffinerie- u. Handelsges. m. b. H., hat ihre Anlagen in Shell-Haven und Stanlow, etwa 16 km von Southend-on-Sea am Nordufer der Themse, durch bauliche und betriebliche Erweiterung auf eine Leistungsfähigkeit von jährlich 7 Mio. t gebracht. Die verschiedenartigsten Betriebsanlagen und -mittel, wie Pumpen, Kessel, Rohrschlängenöfen, Vakuumkolonnen, Destillieranlagen usw., bedingten sehr viele Ingenieurbauten,

deren Gründungen z. T. auf mehreren tausend Pfählen in dem Marschboden besonders schwierig wurden. Dazu kam noch die Anlage von Straßen, Eisenbahnen, Rohrleitungen, Entwässerungssystemen, Hin- und Rückleitungen für Kühlwasser, deren Kosten allein sich auf mehrere Mio. £ beliefen.

Dampf für die verschiedenen Raffinierprozesse und Nebenanlagen wird in drei Babcock- und Wilcox-Kesseln bei 17,5 atü und 370° Celsius erzeugt, und zwar 60 t/St. Eine ganz ungewöhnliche Besonderheit der Kesselanlage mit Gebläsen und Fächsen ist ihr Aufbau im Freien, so daß ein eigentliches Kesselhaus nicht vorhanden ist. Die Anlage ist so angeordnet, daß eine spätere Erweiterung auf das Doppelte der Kessel und Druckluftmaschinen bequem möglich ist. Im ganzen Gebiet der Raffinerie ist kein Generator vorhanden, da der elektrische Strom zwei verschiedenen Netzen von je 33 000 Volt entnommen und in verschiedenen Unterstationen auf 6000 Volt umgespannt wird. Betriebswasser wird dem South-Essex-Wasserwerksrohrnetz entnommen und in geschweißten Rohren von 40 cm Ø zu Speichertanks gebracht mit nachfolgenden Wasserreinigungsanlagen für Kesselwasser u. ä.

Das für die Raffinierprozesse benötigte Kühlwasser wird einem Einlaßschacht in der Themse entnommen und durch unterirdische Betonkanäle in die verschiedenen Entnahmeschächte gepumpt. Nachdem das Kühlwasser in den verschiedenen Apparaten seinen Zweck erfüllt hat, wird es durch ein Betonrohr zu einer Wasserreinigungsanlage geleitet und dann wieder der Themse zugeführt. Das Pumpenhaus ist 76,2 m lang und 15,3 m breit. Die Pumpen liegen 8,25 m unter Terrain. Der unterirdische Bauteil besteht aus drei durch Schotten aus Stahlbeton getrennten Kammern. Eine Kammer nimmt die Feuerlöschpumpen mit Diesel- und elektr. Antrieb, die mittlere die Kreiselpumpen mit Dampfturbinenantrieb auf, die dritte Kammer dient zur Reserve für Aufstellungsmöglichkeit weite-

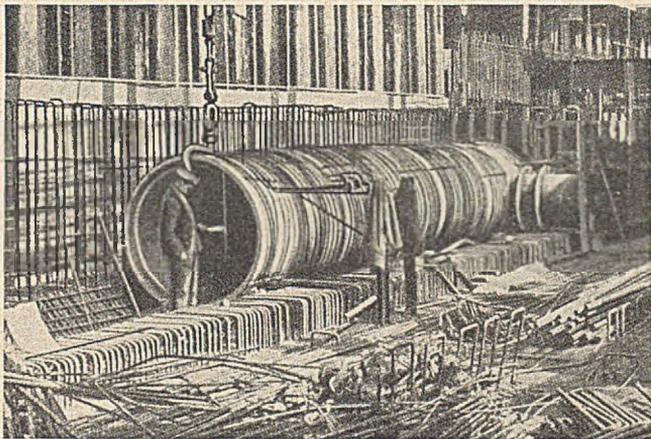


Abb. 1. Bau des Kühlwasser-Einlaßrohres.

rer Pumpen bei einer Vergrößerung des Werkes. Das Einlaßwerk umfaßt einen lotrechten Schacht in der Themse und einen Landschacht, die durch einen Tunnel von 2,80 m Ø und 286 m Länge verbunden sind. Der Stollen wurde in üblicher Weise durch Pressen mit einem Schild vorwärts getrieben. Der Tunnel und der Einlaßschacht sind mit gußeisernen Segmenten und einem Betonmantel verkleidet. Beide Bauwerke ruhen auf Kiesboden auf, so daß hier Pfähle nicht notwendig waren. Der Einlaßschacht erhielt aber noch ein Schutzgerüst aus Holzpfehlen 35 · 35 cm mit Bedienungsbühne über dem Höchstwasserstand. Der kreisförmige Steigeschacht am landseitigen Ende des Tunnels ist von der gleichen Bauart wie der Tunnel und ruht auf dem gleichen Kiesbett. In mittlerer Höhe ist er durch ein Rohr mit der Siebkammer vor dem Pumpenhaus verbunden. In mehreren Betondurchlässen verschiedener Größe wird das Wasser zu den einzelnen Raffinieranlagen gebracht. Der „Kern“ dieser Zweigdurchlasse wird von Betonrohren mit Stahleinlagenwicklung gebildet. Diese Rohre liegen zwischen den lotrechten bewehrten Wänden des Durchlaßkörpers in Beton. Der Hauptdurchlaß und einige Zweigdurchlässe ruhen auf Fertigbetonpfählen. Die Rohranlage ist für einen Betriebsdruck von 42,6 m Wassersäule berechnet. Die größte Durchflußmenge ist 9,33 m³/sec.

Der Bau des Pumpenhauses bedingte die Anlage eines Fangedammes von 76,5 m Länge, 15,3 m Breite und 9,75 m Tiefe mit Hilfe von 20 m langen Larssen-Spundwandbohlen

Nr. 5. Zum Absenken des Wasserspiegels wurden Tauchmotorpumpen verwendet. Bevor der Unterbau des Pumpenhauses begann, wurden bewehrte Stahlbetonpfähle aus Fertigbeton

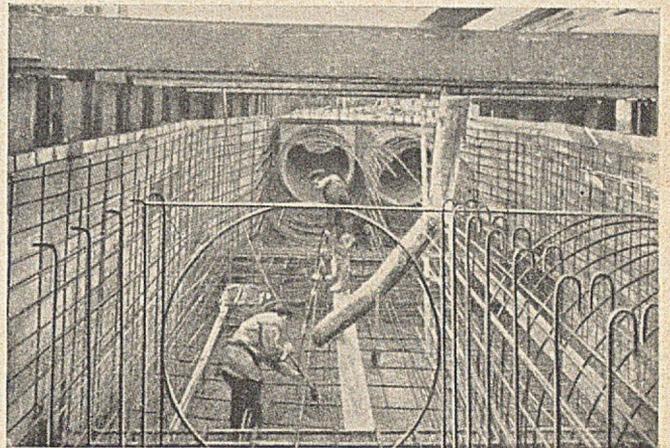


Abb. 2. Schieberkammer für einen Zweigdurchlaß während des Baus.

von 40 · 40 cm bis unter den Fuß des Fangedammes in die Kiesschicht gerammt. Nach dem Abbinden des Betons zum Unterbau des Pumpenhauses wurden die durch Dachpappe isolierten Larssen-Wandbohlen wieder gezogen.

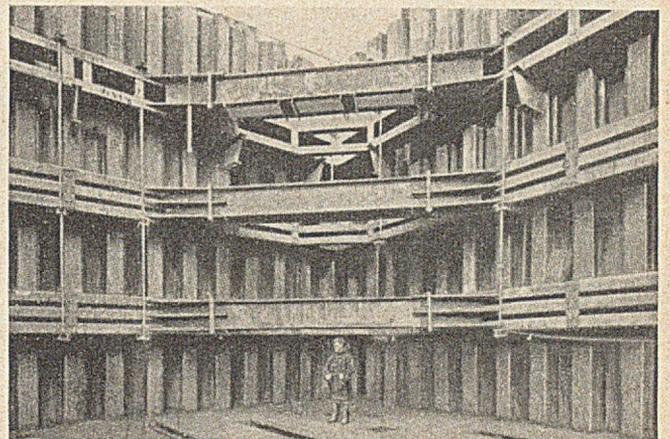


Abb. 3. Fangedamm zur Gründung des Pumpenhauses.

Infolge des größeren Umschlages mußten auch die Be- und Entladevorrichtungen vergrößert und daher ein neuer Hafendamm gebaut werden. Diese Mole ist deswegen bemerkens-

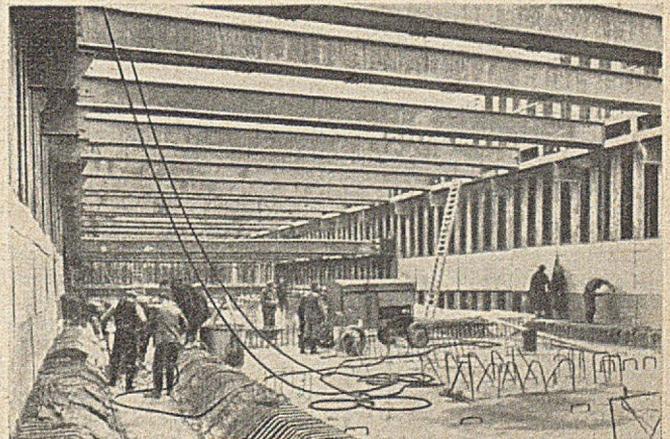


Abb. 4. Pumpenhaus bei der Bauausführung.

wert, weil sie zum großen Teil aus vorgespannten Stahlbetonbalken konstruiert ist und eine neue Art von Fendern trägt, die ein Arbeitsvermögen von 82 tm aufnehmen können. Die Mole ist L-förmig mit einem langen Schenkel von 126 m bei

7 m Breite und einem Kopfende von 73 m Länge bei 12,2 m Breite. Beide Teile ruhen auf Pfeilern aus Betonringen von 1,22 m \varnothing und 2,44 m Länge mit Muffenverbindung. Der unterste Ring hat eine Stahlschneide, um besser in das Flußbett eindringen zu können. Diese Caissons werden etwa 10,4 m in das Flußbett versenkt und dann mit bewehrtem Beton ausgefüllt. Die lichte Weite der fünf Öffnungen in der Zufahrtsmole beträgt 23,5 m. Die vorgespannten Betonbalken wurden in drei Einzellängen am Ufer hergestellt, dann auf Hilfsgerüsten ausgelegt, die Vorspannkabel durch jeden Teil gezogen und vorgespannt, um einen durchlaufenden Balken zu bilden. Der Molenkopf besteht aus zylindrischen Unterstütsungen von je rd. 21 m Länge, die durch vorgespannte Stahlbetonbalken von 12,2 m Länge verbunden sind. Diese sind ihrerseits durch vorgespannte Fertigbetonbalken überspannt, die in einer Länge gegossen wurden. Die Decke besteht aus Fertigbetonplatten von 61 cm Breite, 13 cm Dicke und 7 m Länge bei dem langen Molenstück, bzw. 2,75 m Länge, 61 cm Breite und 10 cm Dicke am Molenkopf. Die Fender sind als horizontaler Pendeltyp nach dem Patent von Prof. Baker hergestellt. [Nach Engineering 173 (1952) Nr. 4507 S. 733.]
A. Dürbeck, Berlin-Konradshöhe.

Neue Bauweisen im Schiffbau.

Elektroschweißung und Brennschneiden haben umwälzend auf Entwurf und Herstellung stählerner Schiffe, Brücken u. dgl. gewirkt. Nach den ersten, nun über 25 Jahre alten, geschweißten Ausführungen, einer Anzahl z. T. sehr schwerer Fehlschläge und damit teuer erkaufter Erfahrungen zeichnen sich jetzt in

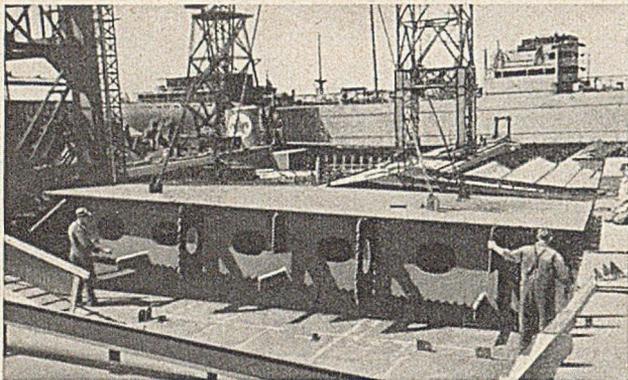


Abb. 1. Doppelbodenstück mit ausgenommenen Blechkanten.
(Aufnahme Cockerill-Hoboken.)

der ganzen Welt gewisse einheitliche Entwurfsgrundsätze und Herstellungsweisen ab. Diese werden im Schiffbau besonders deutlich, sind aber auch im Stahlbrücken- und -hochbau zu erkennen. Am auffälligsten ist hierbei überall das Bestreben, möglichst große, geschweißte Stücke vorzufertigen und dadurch den Umfang der Arbeiten auf der Baustelle bzw. auf der Helling einzuschränken.

Im Schiffbau, wo früher auf der Helling Spant neben Spant gestellt und Blech an Blech einzeln angebaut wurde, bedeutet die Herstellung großer Stücke in einer vor Witterungseinflüssen geschützten Halle oder auf einem Vormontageplatz dort einen größeren Platzbedarf als bisher. Durch den verringerten Arbeitsumfang auf den Helling wird deren Leistungsfähigkeit jedoch vergrößert. Die meist 10 bis 25 t schweren, vorgefertigten Teile bedingen schwerere Hebezeuge als bisher. Trotzdem führte sich die Vorfertigung verhältnismäßig schnell auf allen Werften ein, da die Verlagerung eines großen Teiles der Arbeit in die Werkstatt mit besseren Arbeitsbedingungen und Kontrollmöglichkeiten und die Verkürzung der Bauzeiten auf der Helling wesentliche Vorteile sind.

Die Schweißung bei der Vorfertigung wurde zunächst bei Masten, Schornsteinen und Maschinenfundamenten ausgeführt und später auf Schotte, Doppelböden und ganze Schiffsteile ausgedehnt. Während sich hier schnell Standardlösungen entwickelten, war dies beim Verbinden der Bauteile auf der Helling nicht der Fall. Vollständig geschweißt wurden von den Alliierten während des Krieges 800 bis 900 Schiffe; bei etwa einem Dutzend hiervon zeigten sich so ernste Schäden, daß neben anderen konstruktiven Änderungen zunächst vorsichtshalber ein Teil der Stöße wieder genietet wurde. Der Umfang, in dem z. Z. genietet bzw. geschweißt wird, richtet sich nach der betreffenden Werft und den Wünschen der

Reeder. Häufig werden in der Außenwand Längsstöße genietet und Querstöße geschweißt, wodurch mehrfache Überlappungen vermieden werden. Bei diesen gemischten Konstruktionen sind bisher keine Schäden bekanntgeworden.

Je mehr an einem Schiff geschweißt wird, um so geringer wird sein Eigengewicht und um so mehr erhöht sich die Netto-Tragfähigkeit. Das Optimum ist das vollständig geschweißte

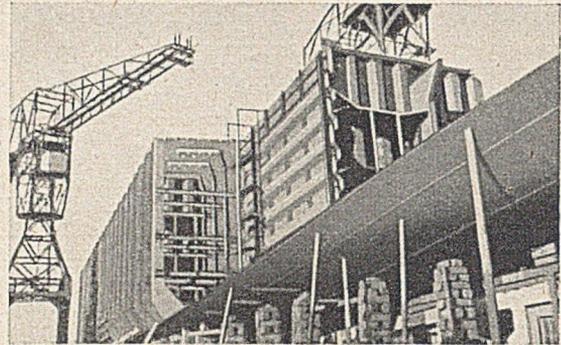


Abb. 2. Tankerneubau mit Schotten aus spundwandartig geknickten Blechen.

Schiff aus einem gut schweißbaren Stahl, bei dem sich die durch Leichtbau möglichen Vorteile voll ausnutzen lassen. An die Stelle von gewalzten Profilen treten dann in großem Umfange aus abgekanteten Breitflachstählen hergestellte Profile, die den auftretenden Beanspruchungen leicht angepaßt werden können. Statt durchgehender Kehlnähte werden unterbrochene Nähte angeordnet, wobei die Blechkanten entsprechend ausgenommen sind (Abb. 1). Das Ausnehmen geschieht, um nicht zwischen aneinander liegenden, nicht verschweißten Stahlteilen Ansatzpunkte für Korrosion zu schaffen. Durch diese unterbrochenen Nähte verringern sich der Umfang der Schweißarbeiten und dementsprechend auch die Verformungen des Bauteils durch Schrumpfung der Schweißnähte. Schotte werden häufig nicht wie bisher üblich durch ausgesteifte Bleche, sondern durch spundwandartige geknickte Bleche gebildet. Diese Bauweise wurde besonders bei Tankern angewandt (Abb. 2).

Wesentlich bei der Fertigung ist, darauf zu achten, daß durch die Schweißung keine unzulässigen Formänderungen auftreten. Diese Unbequemlichkeit wird aber reichlich dadurch aufgewogen, daß dichte Schotte leichter herzustellen sind und das Anzeichnen sich wesentlich vereinfacht. So werden Bleche nur an zwei Seiten im richtigen Winkel und auf Maß bearbeitet;

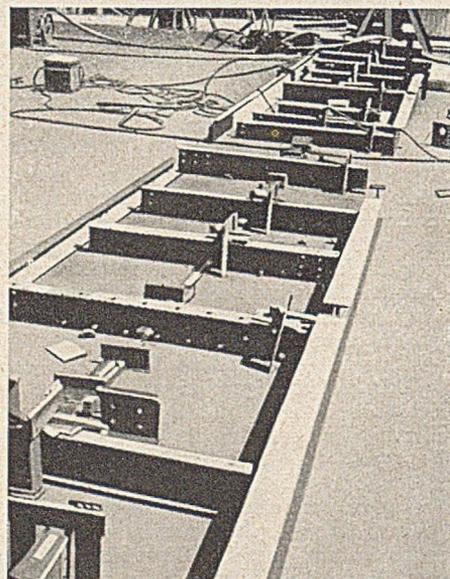


Abb. 3. Zum Schweißen vorbereiteter Blechstoß.

die anderen Seiten erhalten Übermaß. Beim Zusammenbau überdecken sich die Bleche dementsprechend. Das Zuschneiden der beiden mit Übermaß versehenen Kanten erfolgt mit dem Brennschneider, wobei dieser entlang der auf genaues Maß zugeschnittenen Kante der Nachbarbleche geführt wird. Die

Bleche können dann in eine Fläche gebracht und miteinander verschweißt werden, wobei sie durch aufgeheftete Winkel (Abb. 3) in der planmäßigen Lage gehalten werden. Es wird zunächst einseitig — bei horizontalen Blechen von unten — geschweißt, die Wurzel dann von der anderen Seite ausgehauen und fertiggeschweißt. Zum Schweißen von der zweiten Seite aus führen sich jetzt Tiefbrandelektroden, die die Nahtwurzel der ersten geschweißten Lage voll aufschmelzen und daher das Aushauen überflüssig machen, ein. Die bei diesen Elektroden auftretenden starken Einbrandkerben werden durch eine Decklage mit einer normalen Elektrode ausgefüllt. Die Vorteile der Schweißkonstruktion werden besonders deutlich bei den komplizierten Bauteilen am Bug oder Heck des Schiffes. Abb. 4 zeigt beispielsweise Arbeiten an der Kortdüse eines Schleppers.

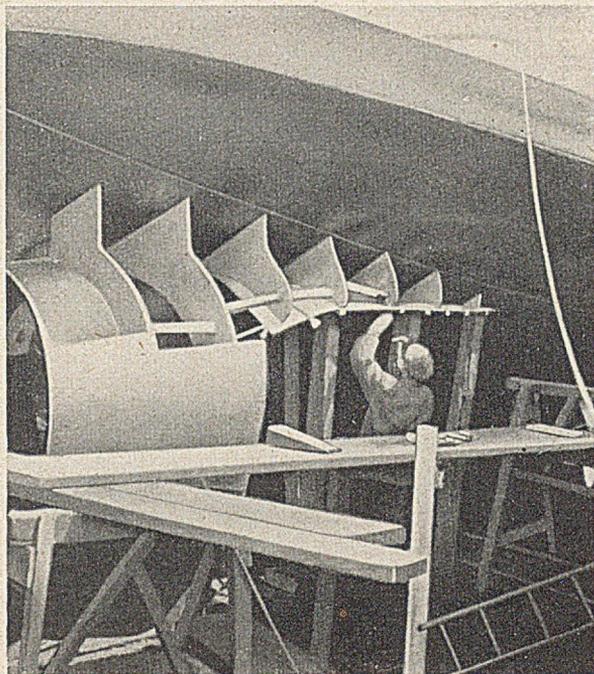


Abb. 4. Kortdüse eines Schleppers.

Die Ausführung von Schweißarbeiten setzt umfangreiche Neueinrichtungen bei den Werften voraus. Schwerere Hebezeuge und großer Raumbedarf für die Vorfertigung wurden bereits erwähnt. Außerdem müssen die Einrichtungen für Strom und Schneidgase wesentlich erweitert und leicht erreichbare, übersichtliche Anschlußstellen hierfür an den Arbeitsplätzen geschaffen werden.

Eine dem Schiffbau entsprechende Entwicklung kann im Stahlbau beobachtet werden. Auch hier geht man auf konstruktivem Gebiet auf Abkantprofile und z. B. bei Aussteifungen von Stegblechen zu unterbrochenen Nähten mit ausgenommenen Anschlußkanten über. In Deutschland ist allerdings durch den Engpaß in der Walzung von Blechen und Breitflachstählen die Verwendung von Abkantprofilen noch verhältnismäßig selten, wird aber in Zukunft sicherlich größeren Umfang annehmen. [Verschiedene Quellen, insbesondere « L'Ossature Métallique » 17 (1952) S. 573.]

K. H. Seggers, Gustavsburg.

Stahl- und Eisenbau.

„Der Volkswirt“ hat in seiner Schriftenreihe „Deutsche Wirtschaft im Querschnitt“ als 18. Folge ein Heft „Stahl- und Eisenbau“ herausgebracht, das die lebhafteste Aufmerksamkeit auch der Ingenieure in Anspruch nehmen darf. Dies gilt insbesondere für den Überblick von Hans Hecht, Köln, über die wirtschaftliche Schlüsselstellung des Stahl- und Eisenbaues.

Der Wirtschaftsverband Stahl- und Eisenbau umfaßt folgende Gruppen:

- Stahlbau im engeren Sinne,
- Dampfkessel-, Behälter- und Rohrleitungsbau,
- Waggonbau,
- Feld- und Industriebahnbau,
- Weichenbau.

Es handelt sich danach um Industriebetriebe, die vornehmlich im Investitionsgüterbereich tätig sind. Der Stahl- und

Eisenbau zählt etwa 750 Betriebe. Von 100 Betrieben haben ihren Sitz in

Bremen	2	Bayern	14
Hamburg	3	Hessen	9
Niedersachsen	6	Württemberg-Baden	11
Nordrhein-Westfalen	52	Rheinland-Pfalz	1
Schleswig-Holstein	2		

Der Stahl- und Eisenbau zählte im Jahre 1952 rd. 113 400 Beschäftigte oder durchschnittlich 150 Beschäftigte je Betriebs-einheit. Der Stahlbau im engeren Sinne erreicht sogar etwa 300 Beschäftigte je Betriebseinheit. Wenn schon diese Durchschnittszahlen über den entsprechenden anderer Zweige der Eisenverarbeitung liegen, so zeigt eine Untersuchung des Stahlbau-Umsatzes im Verhältnis zur Betriebsgröße, daß etwa 50 % des Gesamtumsatzes in Betrieben mit mehr als 500 Arbeitern stattfindet.

In den einzelnen Fachbereichen wurden im Oktober 1952 beschäftigt:

Im Stahlbau	49 900	Arbeiter und Angestellte,
im Dampfkessel-, Behälter- und Rohrleitungsbau	35 200	„ „ „ „
im Waggonbau	22 500	„ „ „ „
im Feld- und Industriebahnbau	2 900	„ „ „ „
im Weichenbau	2 900	„ „ „ „

In allen Fachbereichen ist der Anteil der Angestellten, da es sich im wesentlichen um Individualerzeugnisse handelt, die nicht serienmäßig hergestellt werden können, verhältnismäßig hoch.

Der Gesamtumsatz des Stahl- und Eisenbaus betrug im Jahre 1951 1307 Mio. DM und in den ersten 3 Quartalen des Jahres 1952 1290 Mio. DM. Er verteilt sich auf die einzelnen Fachbereiche wie folgt:

	1951	1952 (3 Quartale)
Stahlbau	566 Mio. DM	516 Mio. DM
Dampfkessel-, Behälter- und Rohrleitungsbau	445 „ „	446 „ „
Waggonbau	201 „ „	236 „ „
Feld- und Industriebahnbau	55 „ „	51 „ „
Weichenbau	40 „ „	40,6 „ „

In der Zeit nach der Währungsreform wurde zunächst die Konsumgüterindustrie angeregt, während Investitionsgüter nicht oder nur wenig gefragt waren. Der Stahl- und Eisenbau wies daher im Jahre 1950 einen Produktionsindex (1936 = 100) von 58 und im Februar 1951 von 71,3 aus, während andere Industriezweige zu dieser Zeit den Stand von 1936 bereits weit überschritten hatten. Erst von Mitte 1950 an lassen sich auch im Stahl- und Eisenbau Aufstiegtendenzen erkennen. Diese Entwicklung, die insbesondere im Jahre 1952 größeres Ausmaß annahm, hat bis in die letzte Zeit hinein angehalten. Sie ist nicht zuletzt darauf zurückzuführen, daß die Grundstoffindustrien (Bergbau und eisenschaffende Industrie) in stärkerem Maße die zurückgestauten Investitionen anlaufen ließen. Daneben haben die Exporterfolge des Stahl- und Eisenbaus diese Entwicklung gefördert. In nächster Zukunft wird mit einem leichten Rückgang, aber nicht mit einer Entwicklung, die eine Wiederholung des Tiefstandes von 1950 mit sich bringen könnte, gerechnet.

Der Stahl- und Eisenbau ist in seiner Beschäftigung weitgehend von der Erteilung öffentlicher Aufträge abhängig. Diese Abhängigkeit besteht im Waggon- und Weichenbau von den Aufträgen der Deutschen Bundesbahn. Die ungünstige Finanzlage der letzteren hat im Waggonbau zu einer sehr schwierigen Lage geführt. Der Weichenbau hat bis zu einem gewissen Maße einen Ausgleich in Aufträgen der Privatindustrie finden können. Der Stahlbau ist besonders im Brückenbau von der Finanzkraft der öffentlichen Auftraggeber abhängig. 1938 betrug der Anteil des Brückenbaus an der Gesamtproduktion des Stahlbaus 24,8 %, im Jahre 1951 8,4 % und im ersten Halbjahr 1952 9,8 %. Das ist, verglichen mit dem erhöhten Bedarf, erschreckend wenig, und es besteht in nächster Zukunft auch nur wenig Hoffnung auf eine Besserung.

Die Stahlversorgung und die Stahlpreise haben dem Stahl- und Eisenbau, der einer der Hauptabnehmer an Walzmaterial ist, große Sorge bereitet. Erst Ende 1952 ist die Materialknappheit zwar nicht überwunden, aber doch weitgehend gemildert worden. Wenn man berücksichtigt, daß die Gesamtkosten der Stahlbauerzeugnisse etwa zu 30 % durch den Walzmaterialanteil bestimmt werden, so liegt die Abhängigkeit der Kostenlage des Stahl- und Eisenbaues von der jeweiligen Höhe

des Eisenpreises auf der Hand. Seine Konkurrenz- und Absatzlage, insbesondere gegenüber dem Auslande, wird weitgehend beeinflusst vom Eisenpreis. Die eisenverarbeitende Industrie ist der Auffassung, daß die deutschen Eisenpreise das tragbare Maß überschritten haben. Sie liegen höher als die aller übrigen eisenerzeugenden Länder Europas und bedeuten für den Export der eisenverarbeitenden Industrie ein schweres Hindernis.

Vor dem Kriege war der Exportanteil am Gesamtumsatz des Stahl- und Eisenbaus nur gering. 1936 betrug er 4,2%. Seit 1949 ist er ständig gestiegen. Die Exportumsätze 1951 betragen:

Im Stahlbau	50,5 Mio. DM mit rd. 9%
im Dampfkessel-, Behälter- und Rohrleitungsbau	57,9 „ „ „ 13%
im Waggonbau	18,6 „ „ „ 9%
im Feld- und Industriebahnau	6,3 „ „ „ 11%
im Weichenbau	6,7 „ „ „ 16%
des Gesamtumsatzes.	

In den 3 ersten Quartalen des Jahres 1952 stieg der Export wie folgt weiter:

Im Stahlbau	61,1 Mio. DM = 12%
im Dampfkessel-, Behälter- und Rohrleitungsbau	79,0 „ „ = 18%
im Waggonbau	49,5 „ „ = 21%
im Feld- und Industriebahnau	7,1 „ „ = 14%
im Weichenbau	3,3 „ „ = 8%
des Gesamtumsatzes.	

Trotz dieser durchaus günstig erscheinenden Entwicklung sieht man wegen der oben besprochenen Eisenpreise dem künftigen Exportgeschäft mit einiger Besorgnis entgegen. Es kommt noch hinzu, daß großzügige Ausfuhrförderungsmaßnahmen des Auslandes den Wettbewerb besonders erschweren. Erleichternd wirkt hingegen, daß die technische Entwicklung der Industrie des Stahl- und Eisenbaus in den Jahren nach dem Kriege bedeutende Fortschritte gemacht hat. Besonders sei erwähnt, daß der Stahlbau auf zahlreiche, auf neue Erkenntnisse sich stützende Errungenschaften hinweisen kann, die es ihm ermöglichen, moderne Bauwerke mit erheblichen Gewichtsparsnissen bei gleichen oder erhöhten Belastungsannahmen zu erstellen. [Nach Beilage zu Nr. 5 der Zeitschrift „Der Volkswirt“ vom 31. 1. 1953.] E. Weiß, Berlin.

Stockwerksgarage in Verbindung mit einem Warenhaus in Arlington, Va., USA.

Brennpunkt im vorstädtischen Verkaufszentrum von Arlington ist eine Groß-Garage, die nach dem jetzt vollendeten Bau auf 5 Parkflächen etwa 1600 Personenkraftwagen aufnehmen kann. Diese Stockwerksgarage ist besonders deswegen bemerkenswert, weil sie mit Pilzdecken ausgeführt ist, die an allen 4 Seiten des Gebäudes um 4,12 m bzw. 4,57 m über die äußeren Stützenreihen auskragen. Das Gebäude ist 174 m lang, 66 m breit, hat Keller, 1. bis 3. Geschöß und Dach zur Aufstellung der Autos und steht an der östlichen Schmalseite in direkter Verbindung mit dem fünfgeschossigen Warenhaus von 27 900 m² Fläche aller Geschosse. Die Baukosten betragen für das Warenhaus 6 Mio Dollar, für die Garage 3 Mio Dollar. Beide Baulichkeiten sollen den Bedarf für eine Bevölkerung von 300 000 Köpfen decken.

Pilzdecken in Verbindung mit Stahlbetonstützen wurden als die wirtschaftlichste Bauweise festgestellt, wobei die Kragplatten an den Rändern um eine halbe Feldweite, wie oben angegeben, über die Stützen hinausragen. Diese haben einen Abstand von 9,15 m in der Längsrichtung und 8,25 m in der Querrichtung. Die Kragkonstruktion der Decken wurde gewählt, um 1. die Fußböden im 2. und 3. Geschöß und die Dachdecke mit den entsprechenden Warenhausdecken zu verbinden, 2. um das Öffnen der Fenster durch Randstützen nicht zu behindern, 3. um Stützen an den benachbarten zweigeschossigen Geschäftshäusern an den Längsseiten zu vermeiden, 4. um eine Reihe von schrägparkenden Autos zwischen den äußeren Säulen und dem Rande der Kragplatte an den Längs- und Querseiten aufstellen zu können.

Im östlichen Teil mit einem Zwischengeschöß beträgt die Höhe

der 4 Geschosse je 3,05 m, im westlichen, etwas kürzeren Teil 3,05 m bzw. 3,05 bzw. 5,17 bzw. 5,17 m, so daß die Fußböden des Daches, des 3. und 2. Geschosses der Garage durchlaufen. Käufer können z. T. ebenerdig oder mit einem Höhenunterschied von 1,53 m von der Garage in das Warenhaus gelangen.

Die Decken sind 26,6 cm dick, die Säulenkapitäre haben rd. 2,0 m Kopfdurchmesser, die stärkste Säule mit 455 t Last hat 86,5 cm Durchmesser. Der Beton für die Decken hat eine Festigkeit von 175 kg/cm², für die oberen Stützen gleichfalls 175 kg/cm² und für die unteren Stützen 263 kg/cm². Im allgemeinen wurden die Pilzdecken bei einer Gesamtbelastung von 1085 kg/cm², davon 390 kg/cm² Verkehrslast, berechnet. Die Seiten und der freie Giebel des Garagengebäudes sind offen und nur durch eine 20 cm dicke Brüstungsmauer von 92 cm Höhe abgeschlossen. Die Dehnungsfuge zwischen

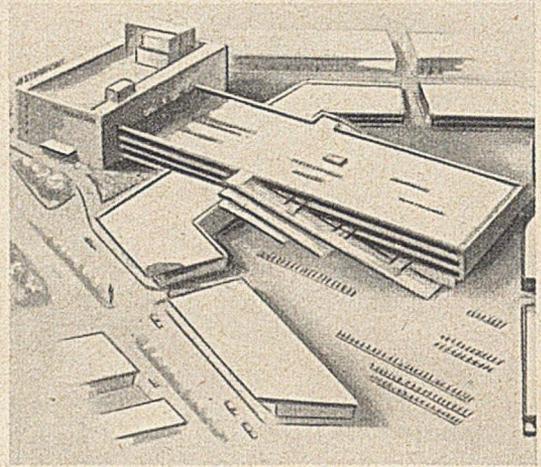


Abb. 1. Aufnahme des Modells der Gesamtanlage.

Warenhaus und Garage ist 5 cm dick, die in einer Querachse der Garage im Abstand von 77,7 m vom Warenhaus befindliche gleichfalls 5 cm dick. Die Fugen zwischen Garage und den beiden seitlichen Verkaufsanlagen von 32,0 m Breite sind je 2,5 cm dick. Die Wagen stehen schräg in einem Winkel von 68° zur Längsachse. Für den Personenverkehr befinden sich in einem durch alle Geschosse durchlaufenden Schacht ein Aufzug und die Waschräume. Zum Schnellverkehr der Autos nach oben dient an jeder Längsseite je eine Rampe für alle Parkflächen, an der südlichen Längsseite sind zwei weitere Rampen seitlich davon für die direkte Abfahrt vom Dach bzw. vom 2. Geschöß vorhanden. Alle Rampen haben eine Neigung von 11% und lichte Höhe zwischen 2,17 m und 2,46 m bei 3,2 bis 3,5 m Fahrbahnbreite. Ihre Deckenstärke beträgt 15 cm zuzüglich eine Verschleißschicht von 2,5 cm.

Um im Erdgeschöß für große Lieferwagen des Warenhauses eine genügende Durchfahrtsbreite zu erhalten, mußten 2 Randsäulen mit 356 bzw. 425 t Last über dem Erdgeschöß durch 2 parallele Blechträger von 1,17 m bzw. 1,25 m Höhe, die über 3 Stützen laufen, abgefangen werden, um hier eine lichte Weite von 11,5 m zu erreichen. Die Übertragung der Lasten aus den Stahlbetonstützen von 76 cm Durchmesser auf die Blechträger erfolgt durch eine Fußplatte von 71×71 cm

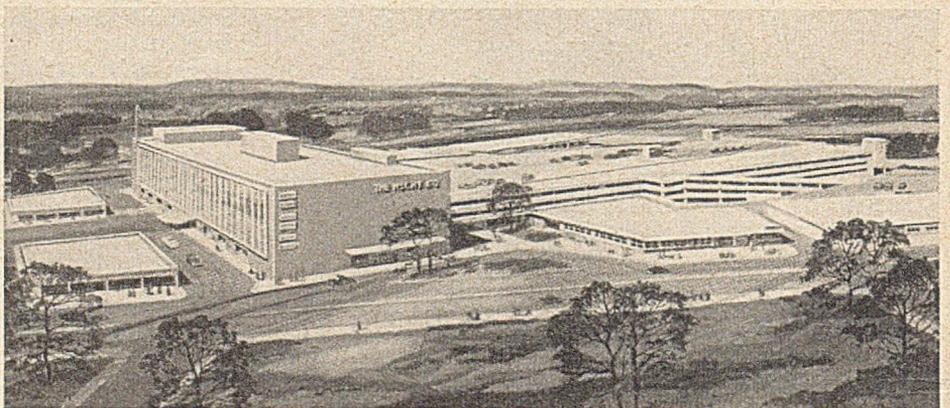


Abb. 2. Fertiggestellte Garagenanlage und Warenhaus.

Fläche und einer Dicke von 10 cm, auf die die gefrästen Stahleinlagen aufgeschweißt sind. Zu ihrer Führung dient ein angeschweißter Ring aus Quadratstahl.

Das Parken für Warenhauskunden kostet 5 Cents für die ersten 3 Stunden, jede weitere halbe Stunde aber 10 Cents, um Dauerparker fernzuhalten. [Nach Engineering News-Record 149 (1952) Nr. 2 vom 10. Juli 1952, S. 34.]

A. Dürbeck, Berlin.

Leichtgewichtige Bogen verringern die Baukosten.

Die Stahlkonstruktion des Daches der neuen Flugzeughalle in Greater Fort Worth, Texas, wiegt nur $41,2 \text{ kg/m}^2$ überdachter Fläche. Die als Fachwerkbogen ausgebildeten Binder sind $78,20 \text{ m}$ weit gespannt und haben einen Abstand von $6,25 \text{ m}$. Sie ruhen auf Stahlbetonböcken in A-Form (Abb. 1). Der Bogenschub wird durch Zugbänder unter dem Hallenfußboden

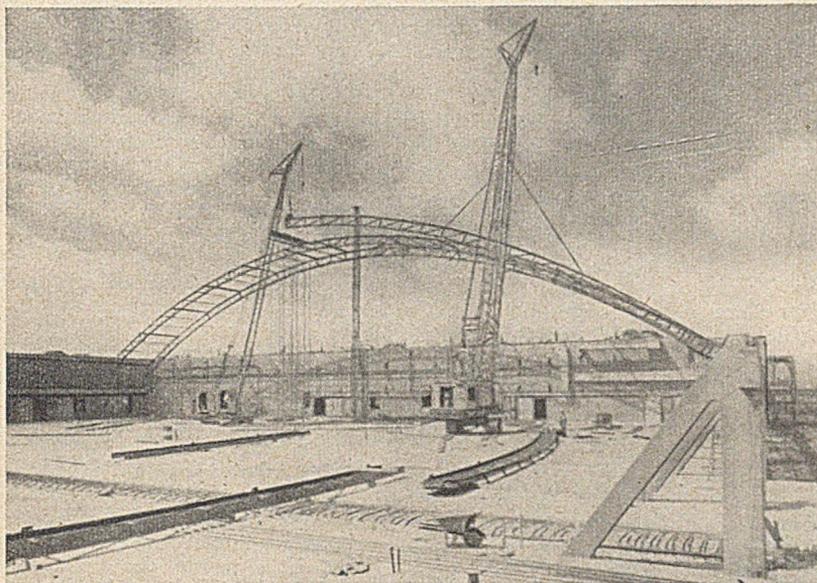


Abb. 1. Leichtgewichtige Zweigelenkbogen von $78,20 \text{ m}$ Stützweite tragen dazu bei, die Kosten weitgespannter Flugzeughallen herabzudrücken.

aufgenommen. Für Büroräume und Werkstätten sind an einer Längsseite und an einer Querseite der Halle zweistöckige Gebäude mit im ganzen 4330 m^2 Fußbodenfläche errichtet worden. An der Schürzenfront vermittelt ein achtfüßeliges Tor eine Öffnung von $9,30 \text{ m}$ Höhe und 66 m Breite.

Fachwerkbogen wurden gewählt, weil sie im Vergleich mit anderen Lösungen, auch mit Stahlbeton-Schalendächern, am billigsten waren. Das Eigengewicht des Daches ist mit 93 kg/m^2 niedrig. Das liegt an einer leichtgewichtigen isolierten Stahldachhaut, an der durchweg geschweißten Konstruktion und am System eines parabolischen Zweigelenkbogens.

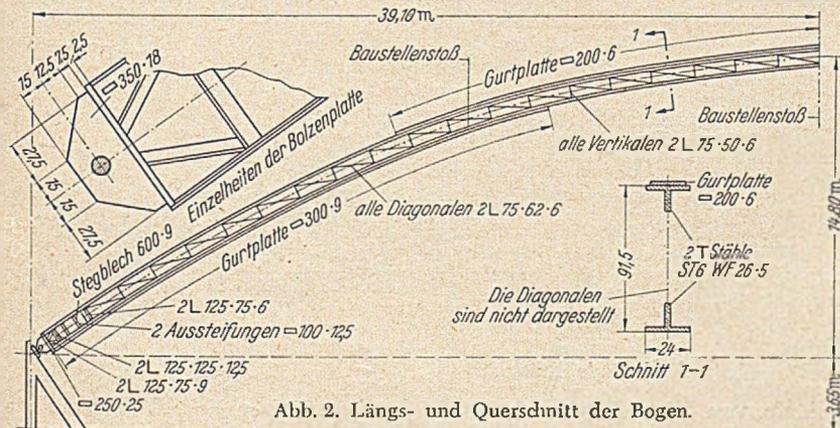


Abb. 2. Längs- und Querschnitt der Bogen.

Die 9 Binder der Halle bestehen aus gewalzten T-Trägern, Platten und Winkeln (Abb. 2). Die Binder haben eine konstante Höhe von $91,5 \text{ cm}$ zwischen den Außenflächen der T-Träger und einen Stich von $14,80 \text{ m}$. Mit einer Widerlagerhöhe von $3,65 \text{ m}$ ergibt sich in der Mitte der Halle eine Licht-

höhe von 18 m . An den Enden der Bogen ist eine kräftige Ausbildung mit Stegblech erforderlich gewesen. Jeder Bogen wiegt $13,5 \text{ t}$. Die Bogen wurden zur leichteren Handhabung und Verschickung in 4 Teilen hergestellt. Die Montage war leicht. Der erste Bogen wurde in 4 Teilen aufgestellt, was 3 Stoßschweißungen hoch in der Luft ergab. Da aber die Bogen steif genug waren, um auch als halbe Bogen gehandhabt zu werden, wurden bei den übrigen Bindern die seitlichen Stöße auf dem Fußboden der Halle geschweißt. Zur Montageausrüstung gehörten 2 fahrbare Krane, ein Schwenkmast und ein allseits abgespannter Rüstbaum. Der erste Binder wurde fest mit dem Rüstbaum verbunden, und diese Verbindung blieb so lange bestehen, bis alle übrigen Binder montiert und die Verbände hergestellt worden waren. Die Montage der 9 Binder einschließlich Pfetten und Verbänden dauerte 12 Tage. Die Flugzeughalle ist ein Teil eines 12-Mio.-Dollar-Programms für den Ausbau des Flughafens von Greater Fort Worth. [Nach Steel Construction Digest 9 (1952) Nr. 3.]

E. Weiß, Berlin.

Fort Randall-Damm, eine Missouri-Talsperre.

Seit 1946 ist der Fort Randall-Damm im südöstlichen Dakota im Bau. Er wird die Wasserspende von $680\,000 \text{ km}^2$ Einzugsgebiet im Missouri-Becken in Kontrolle bringen.

Tabelle der Hauptdaten:

Einzugsgebiet:	680 000 km ²
Stauraum:	7 800 Mio. m ³
Max. Abfluß:	9 800 m ³
Norm. Abfluß:	625 m ³
Entlastungsanlage:	17 750 m ³
Aushub:	38,5 Mio. m ³
Auffüllung:	20 Mio. m ³
Beton:	685 000 m ³
Stauhöhe:	34,2 m
Rückstau (min):	226 km
Elektroinstallation:	8 Einheiten mit je 42 105 kW (13 800 V; Wirkungsgrad 95 %/o) Francisturbinen je 57 500 PS Upm = 85,7.

Der Damm (Abb. 1).

Der Kern des Dammes ist aus diluvialen Material, das an Ort und Stelle gewonnen ist, hergestellt, wobei das durchlässigere Material im flußabwärts gelegenen Drittel des Dammkörpers eingebaut wurde. Der Aushub ist mit Elektroschaufelern bewirkt mit $8,4 \text{ m}^3$ Schaufelinhalt. Der Transport erfolgte in Lastwagen mit 23 m^3 Fassungsvermögen, welche durch zusätzliche Seitenbretter auf 30 m^3 tatsächliche Ladung gebracht wurden. Das Material wurde in 20 cm -Lagen ausgebreitet und nach Wasserzugabe bei nicht ausreichender natürlicher Feuchtigkeit in 6 Durchgängen mit einer Knetwalze verdichtet. Da der Untergrund aus alluvialen Sanden mit Zwischenlagerungen von wasserundurchlässigen Schichten und durchlässigen Ge-

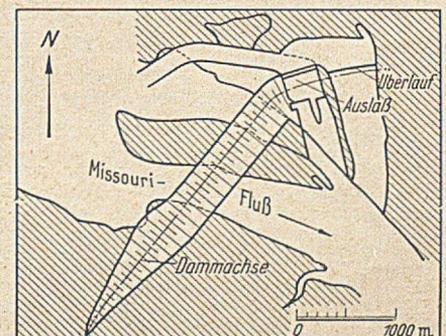


Abb. 1. Lageplan des Dammes.

rölln besteht, wurde die Frage der Unterläufigkeit besonders sorgfältig studiert. Man kam dazu, eine 455 m lange undurchlässige Decklage vom Damm aus auf den Untergrund vorzustoßen, welche an der wasserseitigen Böschung des Dammes 6 m stark ist und nach vorne auf 3 m abnimmt. Alles dieses

sehr sorgfältig gesichtete Material ist in 30 cm-Lagen durch die Stampfwalze in 3 Durchgängen eingeknetet. Da eine durchgehende Kiesbank im Untergrund nicht vorkommt, ist diese Deckschicht ausreichend. Zahlreiche Kontrollpunkte sind durch Brunnen unterhalb des Dammes geschaffen worden, um den Wasserdruck im Untergrund unter Kontrolle zu halten. Der Dammkern ist wasserseitig durch eine besonders undurchlässige Schicht gebildet, welche an der Krone 4,50 m, in der Sohle

Von den 12 Tunnelrohren führen 8 zu den Turbinen und 4 dienen als Entlastungsrohre. Drei Tunnel haben eine Durchmesser von 7,8 m und neun dieser Rohre Durchmesser von 7,8 bis 8,6 m. Der Abstand der Tunnelachsen ist nur 21,2 m. Um die Lagerung der geologisch schlechten Kalkbänke nicht allzu sehr zu stören, wurde die Arbeit nicht nebeneinander ausgeführt, sondern jeweils mit Überspringen einer Tunnelröhre. Das Kalkgestein, das nur 44 m Mächtigkeit hat, ist leicht zu

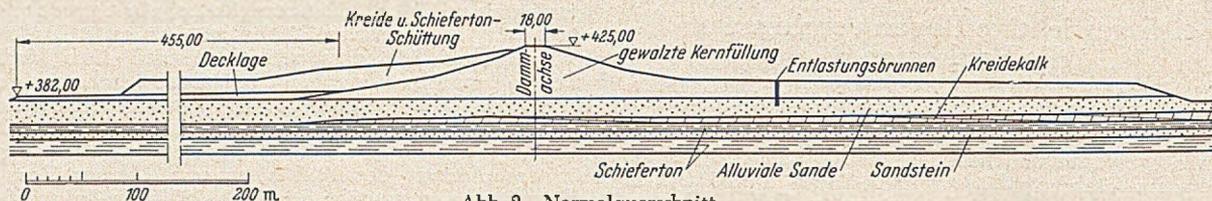


Abb. 2. Normalquerschnitt.

6,00 m stark ist und noch 1,50 m tief in den gewachsenen Untergrund als Herdmauer eingreift. Die Deckschicht dazu besteht aus diluvialen Grobsanden mit grobem Gerölle. Besonders sorgfältig wurden die im Kalkstein angetroffenen bentonitischen Tonschichten auf Scherfestigkeit im Labor geprüft. Bei der Gründung der Auslaßbauwerke wurde innerhalb der Sandsteinschichten eine Grundwasserhaltung verwendet, deren Brunnen teilweise stehenbleiben sollen, um bei späteren evtl. überhöhten Grundwasserpressungen im Sandstein eine Entlastung zu ermöglichen.

Auslaßbauten.

Diese Bauten dienen zunächst der Umleitung des Flusses während des Dammbaus. Später werden sie dann ihrem eigentlichen Zweck, der Kraftwasserführung und der Flußregu-

sagen, zu bohren und zu sprengen, aber infolge toniger Fugen fallen oft größere Brocken ohne jedes Warnzeichen, besonders in frisch geschossenen Räumen, heraus. Es war dem Unternehmer freigestellt, ob er den Tunnelumfang dicht an dicht abbohren oder mit einer Steinfräse einsägen wollte. Die ersten zwei Tunnelrohre wurden gebohrt, wobei der Bohrlochabstand gleich der doppelten Bohrlochstärke war. Trotzdem ergab sich viel zusätzlicher Ausbruch. Darauf stellte man sich auf Einsägen um und entwickelte den in Abb. 5 dargestellten „Jumbo“. Mit diesem Gerät wurden jeweils 2,40 m tiefe Schlitzte eingefräst. Es ergab sich eine vorzügliche Wandung.

Der Arbeitstakt war folgender:

1. Fräsen der Umfangrille, gleichzeitig Bohren der Löcher von Jumbo-Plattform, Zurückziehen des Bohr-Jumbo.
2. Sprengung und Belüftung.
3. Einfahren des Ladegerätes, Transportgefäße rückwärts in Tunnel einfahren, Handarbeit nur für Auslesen von schlechtem Kalk.
4. Schalungs-Jumbo baut mehrteilige Spreizschalung ein. Pumpbeton.
5. Vorstrecken der Schienen für Arbeitsvorgang 1 usw.

Jeder Vorgang brachte 2,40 m Fortschritt. Gegen herabfallendes Gestein wurde ein vorkragendes Firstdach benutzt. Der Pumpbeton wurde geglättet, gebügelt und mit einem Vakuumprozeß behandelt. Anfänglich wurde der Beton der Firstkalotte durch ein Scheitelloch in der Schalung eingepumpt, später wurde er als Preßbeton von den Kämpfern her nach oben eingepreßt. Bohrkerne bewiesen, daß der Beton hinreichend dicht wurde und alle Ausbruchhöhlräume auf diese Weise dicht verfüllt wurden. Für die Turbinenstollen wurde der Tunnelquerschnitt auf 8,60 m vergrößert und in diese Strecken ein 7,7 m Innendurchmesser haltendes Stahlrohr eingebaut, das alle 7,20 m aufgelagert, aber sonst völlig frei liegt. Über jedem Stollen liegt ein Wasserdrucktank zum Ausgleich von Druckstößen beim Schließen der Ventile. Unterhalb der Turbinen liegen zwei Beruhigungsbecken, das obere ist trichterförmig angelegt, 150 m lang und hat 15 m hohe Seitenwände. Es endet in einem 7,50 m hohen S-förmig gebildeten massiven Wehrkörper. Die auf dem Kalkfelsen direkt aufliegende Betonsohle ist 1,00 m stark und mit Bewehrung in der Mitte versehen. Sie

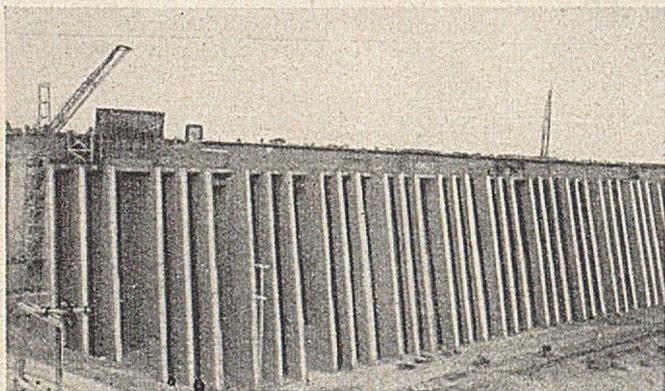


Abb. 3. Einlaßtürme.

lierung, dienen. Die Bauten umfassen den Zuleitungskanal, das Einlaßbauwerk, 12 Tunnelrohre und den Ablaufkanal zum Fluß.

Das Einlaßbauwerk besteht aus 12 Stahlbetontürmen, welche paarweise zusammengefaßt sind. Jeder Turm ist 55 m hoch und 14 m breit. In Stromrichtung sind sie oben 15,4 m, unten

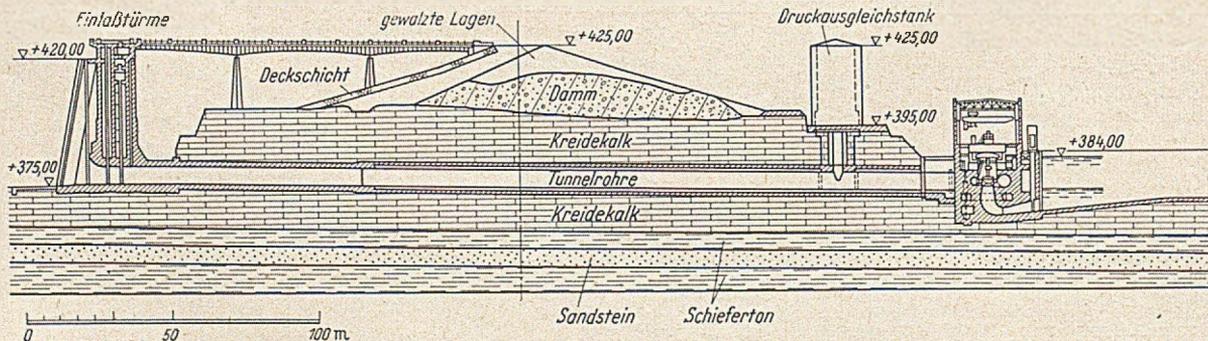


Abb. 4. Querschnitt durch Auslaßbauten.

33,5 m dick. Jeder Turm enthält zwei Wassereinflüsse von 3,3 x 7 m, für welche Bedienungsschütz, Notschütz, Hauptschütz und bewegliche Rechen vorgesehen sind, welche einzeln zu bedienen und teilweise gegeneinander auszuwechseln möglich ist. Über dem 255 m langen gemeinsamen Deck läuft ein 125-t-Hauptkran, zu welchem noch ein 15 t-Hilfskran für die Rechenbedienug hinzukommt.

ist mit 32 mm ø Rundstahlankern tief im Kalkfelsen verankert. Das Ankerloch ist unten auf den doppelten Durchmesser erweitert und die Ankerplatte durch Mörtelverguß festgelegt. Das zweite Becken ist 52,5 m lang und endet in einer 1,80 m hohen Schwelle. Die Sohle liegt 6,00 m tiefer als die des ersten Beckens. Die Seitenmauern sind ebenfalls 15 m hoch. Der Auslaufkanal zum Fluß ist mit Böschungen 4 : 1 in den Kalkfelsen

eingelassen und mit 1,50 m starken Betonplatten belegt, die im allseitigen Abstand von 1,50 m ebenfalls mit Rundstahlankern im Kalkfels festgehalten sind.

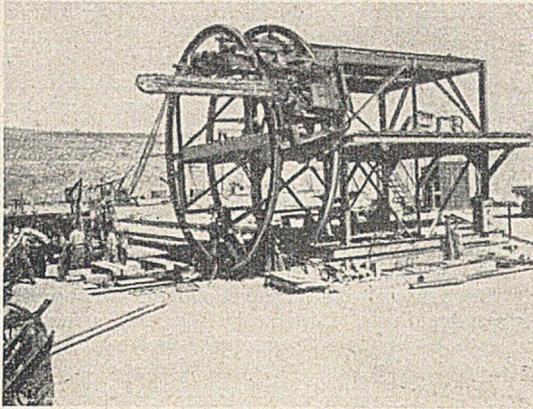


Abb. 5. „Jumbo“ mit Steinfräse.

Krafthaus.

Es sind acht Turbinen angeordnet, vier Turbinen haben Schnellschlußregler und sind an die acht Tanks angeschlossen, welche 18 m \varnothing bei 30,5 m Höhe haben und paarweise zusammenarbeiten. Die anderen vier Turbinen haben Langsamregler ohne Druckausgleich. Die Turbinenleistungen sind in der Tabelle angegeben.

Überlauf.

Die Überlaufanlage liegt ganz seitlich. Sie umfaßt den Zulaufkanal, den Wehrbau einschließlich Torkonstruktion, Pfeiler, Widerlager, Tosbecken, Abflußkanal und Beruhigungsbecken. Zur Abführung der erheblichen Wassermengen sind 21 Überläufe von je 12 m breiten und 9 m hohen Sektorwehren, durch 20 Pfeiler von 2,40 m Breite getrennt, vorgesehen. Der Überlaufkörper ist S-förmig und liegt 6,40 m über der Sohle des Abflußkanals. Jeder Pfeiler erstreckt sich 9 m rückwärts auf die Platte des Tosbeckens und bildet dadurch gleichzeitig die Führungsmauer. Das Überlaufgerinne verläuft auf 300 m mit 4 ‰ Gefälle und auf weitere 120 m mit 20 ‰ Gefälle bis zu einer 9 m langen Endschwelle. Der anschließende Abflußkanal ist auf 48 m gemauert und auf weitere 22,5 m gepflastert.

Betontechnologie.

Sämtliches Zuschlagsmaterial ist an Ort und Stelle gewonnen. Verwendet wurde Portlandzement und ein Vinsol-Porenbildner. Die Würfel Festigkeit W_{b28} wurde mit 205 kg/cm² verlangt und der Wasserzusatz mit 26,4 l Wasser je Sack Zement festgelegt.

Zuschlagstoff bei Massenbeton bis 15 cm Körnung, normal bis 7,5 cm und für feingliedrige Konstruktionen bis 40 mm. Der Luftporengehalt wird mit 3—6 ‰ verlangt. Zur Verminderung der Abbindewärme wurde der Zuschlag vorgekühlt, ebenso das angemachte Wasser, und außerdem Stückeis beigegeben, damit bei heißem Wetter die Anfangstemperatur nicht über 18° C, bei kaltem Wetter nicht über 15,5° C lag.

Zur Zeit sind alle zwölf Tunnel fertig, ebenso Einlaßbauwerk, Beruhigungsbecken und Kraftwerksunterbau. Im Frühjahr 1955 soll die Arbeit beendet sein. [Nach Civil Engineering 22 (1952) S. 474].

Dr.-Ing. E. Bachus, Frankfurt/M.-Nied.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen.

Graf, Otto: „Über die Tragfähigkeit von Mauerwerk, insbesondere von stockwerkshohen Wänden“ (Reihe D, Heft 8, Fortschritte und Forschungen im Bauwesen) 51 S., Gr. DIN A 4, mit 40 Abb. Stuttgart: Franckh'sche Verlagsbuchhandlung, 1952. DM 3,70.

Die jetzt in manchen Vorschriften, z. B. den „Grundsätzen für die Ausführung von Mauerwerk aus Leichtbeton“, festgelegte Verknüpfung bestimmter Wanddicken mit bestimmten Geschöszahlen wird mit Einführung der Neufassung von DIN 1053 — Mauerwerk Berechnung und Ausführung — verlassen. Die Bemessung gemauerter Wände erfolgt künftig grundsätzlich nach der zulässigen Beanspruchung der verwendeten Steine und Mörtelarten. Es ist lediglich die Festlegung gewisser Mindestabmessungen vorgesehen. Dies hat zur Folge, daß die Tafel der zulässigen Beanspruchungen nicht nur wie bisher für örtliche Beanspruchungen sondern für die Gesamtabmessungen des Gebäudes und für die zulässige Stockwerksanzahl bei einer bestimmten Wanddicke maßgebend wird. Zugleich sollte die Tafel nicht nur für Wände von 1½ Stein Dicke, sondern für Wanddicken von 24 cm an Gültigkeit haben. Die Tafel der zulässigen Beanspruchungen stand daher im Mittelpunkt der Erörterungen bei der Neufassung von DIN 1053. Prof. Graf hat hierfür alle Veröffentlichungen über Versuche mit Mauerwerk gesammelt und ausgewertet. Die Arbeit wurde auf bisher noch nicht veröffentlichte Versuche an geschößhohen Wänden ausgedehnt. Diese wertvolle Untersuchung liegt nunmehr vor.

Die Auswertung umfaßt Berichte über etwa 2000 Versuche, die erst durch Umwertung der verschieden ermittelten Stein- und Mörtelfestigkeiten und sonstiger unterschiedlicher Bedingungen vergleichbar wurden. Die Auswertung ergab trotzdem noch erhebliche Streuungen, so daß die weitere Nutzbarmachung der Ergebnisse auf stockwerkshohe Mauerkörper beschränkt wurde. Die wichtigsten Ergebnisse sind die Zusammenstellungen der Tafeln 13 und 14, die Auskunft über die Zusammenhänge zwischen Stein-, Mörtel- und Mauerwerksfestigkeit geben und einen kritischen Vergleich mit den zulässigen Beanspruchungen von DIN 1053, Fassung 1937 und Neufassung 1952 erlauben. Bemerkenswert ist, daß Zusammenhänge zwischen Steingröße und Wandfestigkeit, ebenso über den Einfluß von Lochgröße und -anordnung bei Lochsteinen aus den vorliegenden Versuchen noch nicht abgeleitet werden können.

Von Interesse sind ferner die Auswertungen über den Einfluß von Wanddicke und Schlankheit, der sehr unterschiedlich

ist, je nachdem ob es sich um mittig oder außermittig belastete Mauerwerkskörper handelt. Bemerkenswert sind die noch spärlichen Berichte über den Einfluß der Saugfähigkeit, der nur bei außermittiger Belastung festgestellt werden konnte. Graf weist zum Schluß auf die noch offenstehenden Fragen für die Beurteilung der Mauerwerksfestigkeit hin. Diese Aufstellung wäre noch zu ergänzen durch die Frage nach der Dauerstandfestigkeit.

Die unterschiedlichen Versuchsbedingungen geben Veranlassung, Richtlinien für die Ermittlung der Mauerwerksfestigkeit vorzuschlagen. Zu diesen Richtlinien sollten die forschenden Stellen Stellung nehmen, damit die dringend notwendige Vereinheitlichung der Versuchsgrundlagen möglichst bald Wirklichkeit wird.

Die verdienstvolle Arbeit von Graf ist ein unentbehrliches Rüstzeug, für alle, die sich mit dem Mauerwerksbau befassen, Forscher, Lehrer und theoretisch interessierte Praktiker.

Bröcker.

Kersten, C., Baurat: Der Stahlhochbau, Bd. II., 5., neu bearbeitete Aufl. von Dipl.-Ing. W. Tramitz, Baurat an der Staatsbauschule Minden. (Ein Leitfaden für Studium und Praxis.) 260 S., Gr. DIN A 5, mit 560 Abb., 16 Zahlentafeln und 23 Zahlenbeispiele. Berlin, Verlag W. Ernst u. Sohn, 1953, geh. 24,— DM, geb. 27,— DM.

Mit dem vorliegenden II. Teil ist die Neubearbeitung und Erweiterung des bekannten Leitfadens von Kersten abgeschlossen. Umfaßt der 1949 erschienene, noch von K. selbst bearbeitete Band I im wesentlichen die Grundlagen, so zeigt Band II die konstruktive Ausbildung der Stahlhochbauten. In elf Abschnitten werden die einzelnen Tragformen behandelt. Der betonten Darstellung der baulichen Gestaltung entspricht die große Zahl der Abbildungen. Der Text gibt nicht nur eine Erläuterung, sondern begründet eingehend die Konstruktionsbeispiele. Der umfangreichste Abschnitt (154 Seiten von insgesamt 260) befaßt sich mit den Fachwerkbindern. Während bei den übrigen Traggliedern auf die Statik kaum eingegangen ist, wird bei den Bindertragwerken auch die Berechnung und Bemessung sehr ausführlich behandelt mit zahlenmäßig vollständig durchgeführten Beispielen, darunter auch geschweißten Fachwerkbindern.

Der vorliegende Band ist zusammen mit dem ersten vorzüglich geeignet, sich das ABC des Stahlhochbaues gründlich anzueignen.

R. Stein, Aachen.

Tölke, F., Prof. Dr.-Ing. habil., TH. Stuttgart: **Talsperren.** (= Sammlung Göschen, Band 1044.) 122 S., mit 70 Abb. Berlin: Walter de Gruyter & Co., 1953. Brosch. 2,40 DM.

Der bekannte Verfasser des im Jahre 1938 erschienenen größeren Werkes über Talsperren hat jetzt das Göschenbüchlein über diesen Stoff neu bearbeitet. Es enthält zuerst eine eingehende Behandlung der Gründungen und Untergrunddichtungen. Darauf folgen mehrere Kapitel über Massenbetonherstellung, danach das Wichtigste über die Gestaltung der verschiedenen Staumauertypen. Nach einem kurzen Eingehen auf Modellversuche wird die Gestaltung und der Bau von Stein- und Erddämmen besprochen. Ein größerer Abschnitt über Hochwasserentlastungen und Grundablässe beschließt den Stoff.

Das Büchlein bringt die neuesten Erkenntnisse über Gründungen und Dichtungen, sowie über Massenbetonherstellung und die Gestaltung der Staumauern und Dämme. Es kann vor allem jedem Talsperrenbauer, aber auch dem Fachmann, der mit Massenbeton überhaupt zu tun hat, z. B. bei Schleusen, Docks usw. aufs wärmste empfohlen werden. Man muß nur als unbedeutenden Mangel nennen, daß das Werk, das doch im allgemeinen für den deutschen Leser bestimmt ist, von 55 Bildern von Stauwerken nur 4 von deutschen Stauwerken bringt. Es hätte doch bestimmt, wenn man schon nur große und moderne Stauwerke bringen will, ein Bild vom Genkel-Staudamm oder von den geplanten Staumauern Rosshaupten und Sylvenstein bzw. von den etwas älteren bestehenden Mauern Bleiloch oder Hohenwarte usw. interessiert. Ein ausführliches Schrifttumsverzeichnis ist dem Büchlein vorangesetzt. Die Ausstattung des Werkes ist vortrefflich.

Dr.-Ing. Fritz Orth, Berlin.

Streck, Otto, Prof. Dr.-Ing.: **Grundlagen der Wasserwirtschaft und Gewässerkunde.** 466 S., Gr. -8° mit 2191 Abbildungen. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer-Verlag, 1953. Ganzl. DM 43,50.

An den Rohstoff „Wasser“ werden heute Anforderungen gestellt, die noch vor wenigen Jahrzehnten undenkbar waren. Aus dem damaligen Überfluß ohne übergeordnete Bewirtschaftung ist ein Mangel geworden, der nur durch eine planvolle Wasserwirtschaft der Menge und Güte gedeckt werden kann. Die oft gegenläufigen Nutzungsarten mit ihrer gegenseitigen

Beeinflussung erfordern eine großräumige wasserwirtschaftliche Betrachtungsweise, die auf sicheren Unterlagen der Wasserwirtschaft und ihrer ober- wie unterirdischen Abflüsse gegründet sein muß.

Der Verfasser hat für diese Aufgaben, gestützt auf das eigene, in früheren Werken niedergelegte Wissen und unter Heranziehung einer umfangreichen Literatur, das Rüstzeug für die geschaffen, die sich in die Materie einarbeiten und für die, deren Beruf das ständige Weiterbilden und -forschen notwendig macht.

Mit den Elementen des Wasserhaushaltes, dem Klima und Wetter, beginnt die methodische Stoffbehandlung von Niederschlag, Abfluß, Verdunstung und ihren Zusammenhängen. Der Abfluß bedingt das Eingehen auf die allgemeinen Eigenschaften der oberirdisch fließenden Gewässer, für deren quantitative Bewirtschaftung die Grundlagen und Verfahren entwickelt werden. Die Schwerstoffe in den offenen Gewässern finden eine kurze Behandlung. Dem unterirdischen Wasservorrat wird der ihm heute in der Gesamtwasserwirtschaft notwendige Raum gewidmet. Auch die Vorgänge des Meeres im Küstengebiet sind erörtert. Mit einer gründlichen Übersicht über die qualitative und biologische Gewässerkunde, die Wassergütwirtschaft, deren Bedeutung für die Reinhaltung der Gewässer, für die Deckung des Trink- und Brauchwasserbedarfs und die Erhaltung des Lebens im und am Gewässer nicht hoch genug eingeschätzt werden, schließt das wertvolle, klar gegliederte und überaus inhaltsreiche Werk, dem eine weiteste Verbreitung gewünscht werden muß. Dem Verfasser ist besonders zu danken für seine Worte, daß nicht das Dogma, sondern der schöpferische Geist die Wasserwirtschaft lenken und beherrschen soll. Dem Verlag gebührt Dank für die gewohnte vorzügliche Ausstattung des Buches.

H. Wittmann, Karlsruhe.

Fauner, W. E., Prof. Dr.-Ing., TU Berlin - Charlottenburg: **Maschinen im Bauwesen.** Baudaten und Leistungswerte der gebräuchlichsten Baumaschinen und Baugeräte im Straßenbau. 2. Ausgabe Februar 1953. 99 S., Gr. DIN A 4. Vertrieb durch die Buchhandlung Robert Kiepert, Berlin-Charlottenburg 2. Preis DM 10,—.

Kollbrunner, C. F., Dr. sc. techn., Präsident der TKVSB, Zürich, und Herrmann, G., Dr. sc. techn., Assist. Prof. of Civil Engineering, Columbia University, New York: **Das Schweißen in Amerika und seine Anwendungen im Bauwesen.** (Erster Bericht der TKVSB über Schweißen.) (= Mitt. TKVSB Nr. 6.) 85 S., Gr. DIN A 5, mit 30 Abb. Zürich: Verlag Leemann, 1953. DM 6,—.

Verschiedenes.

Berechnung mehrstöckiger Rahmen

Die Vorschläge von V. Schadoursky [Der Bauingenieur 27 (1952), S. 113] und S. v. Spieß [Der Bauingenieur 28 (1953) S. 53] zu den Rechenverfahren für Stockwerkrahmen mit verschieblichen Knoten möchte ich durch den Hinweis auf eine anscheinend kaum bekannte weitere Möglichkeit ergänzen. Sie ist m. W. zum erstenmal von Luetkens: Methoden der Rahmenstatik, Berlin 1949, beschrieben worden. Da sie wesentlich handlicher ist als die sonst bekannten Berechnungsarten, möge sie an dem gleichen Beispiel des zweistieligen symmetrischen Stockwerkrahmens vorgeführt werden. Beim Vergleich ist zu berücksichtigen, daß hierbei keine weiteren Rechenoperationen notwendig sind als die angegebenen, während sonst mindestens die Lösungsarbeit an den Gleichungssystemen in den Beschreibungen nicht sichtbar wird.

Man definiert die Steifigkeiten der drehbaren Stäbe insofern allgemeiner als nach Cross, als bei einer Knotendrehung 1 zugleich Stabdrehungen zugelassen sind, damit keine Riegel-Festhaltekräfte notwendig werden. Bei den zur Untersuchung antimetrischer Belastung halbierten zweistieligen symmetrischen Stockwerkrahmen werden die Steifigkeiten der eingespannten Stiele

$$\bar{K}_{St} = EI_{St}/h \text{ statt } 4EI_{St}/h$$

und die der halben Riegel

$$\bar{K}_R = 3EI_R \cdot 2/l = 6EI_R/l.$$

Die Fortleitungszahl der Stiele ändert sich von $\gamma = +0,5$ in $\bar{\gamma} = -1$. Die entsprechenden Formeln für beliebige unsymmetrische mehrstielige Rahmen sind bei Luetkens angegeben.

Tabelle 1. Die Fortleitungszahlen sind $\bar{\gamma} = -1$

Knoten 1	2		3			4			5			6		
	21	22'	23	32	33'	34	43	44'	45	54	55'	56	65	66'
+27,000	+27,000		+13,000	+13,000		+9,000	+9,000		+5,000	+5,000		+1,125	+1,125	
+ 3,560	- 3,560	-34,280	- 2,160	+ 2,160										
			+ 2,100	- 2,100	-21,020	-1,040	+1,040							
+ 0,187	- 0,187	- 1,800	- 0,113	+ 0,113		+0,690	-0,690	-13,880	-0,470	+0,470				
			+ 0,070	- 0,070	- 0,698	-0,035	+0,035		+0,420	-0,420	-6,005	-0,170	+0,170	
+ 0,006	- 0,006	- 0,060	- 0,004	+ 0,004		+0,021	-0,021	- 0,420	-0,014	+0,014		+0,185	-0,185	-1,110
				- 0,002	- 0,022	-0,001	+0,001		+0,013	-0,013	-0,181	-0,005		
							-0,001	- 0,013	-0,000					
+30,753	+23,247	-36,140	+12,893	+13,105	-21,740	+8,635	+9,364	-14,313	+4,949	+5,051	-6,186	+1,135	+1,110	-1,110

In dem anschließend vorgerechneten Beispiel gleicht die Iteration äußerlich genau der bekannten Crossschen Form. Im allgemeinen Fall entstehen bei jeder einzelnen Knotendrehung zugleich Stabdrehungen und entsprechende Momente im ganzen Stockwerk. Dennoch ist der Arbeitsaufwand gering und mit dem eines der sonst verfügbaren Verfahren kaum vergleichbar.

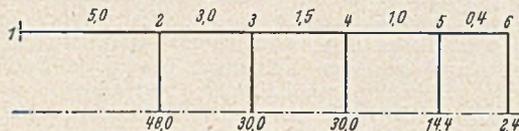


Abb. 1. Werte von \bar{K}_{Si} und \bar{K}_R .

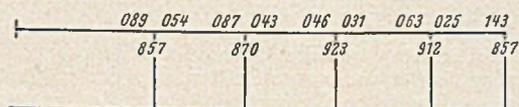


Abb. 2. Verteilungszahlen (1000fach).

Luetkens begründet dieses Verfahren durch Einführung eines geometrisch bestimmten Hauptsystems besonderer Art (mit „Hauptsystem B“ bezeichnet), bei dem Knotendrehungen mit Stabdrehwinkeln gekoppelt sind. Es läßt sich auch als Umkehrung des von Schadoursky abgewandelten Pilkey'schen Verfahrens deuten. Nach Pilkey wird aus der Gesamtmatrix der latent in den Ansätzen enthaltenen Knotendrehwinkel und Stabdrehwinkel zunächst die den ersteren zugeordnete Teilmatrix behandelt, indem die Knotendrehwinkel durch die Stabdrehwinkel ausgedrückt werden; hierzu wird das Crosssche Verfahren benutzt. Daß die Drehwinkel nicht in der Rechnung selbst auftreten, ändert bekanntlich nichts an dem gedanklichen Kern dieser mit dem Knotendrehwinkelverfahren im Grunde ihres Wesens identischen Berechnungsmethoden. Die Verdrüßungsgleichungen enthalten danach nur noch Stabdrehwinkel und werden durch Elimination oder durch — bei den von Schadoursky vorgeschlagenen Ansätzen sogar besonders leicht — unmittelbare Iteration gelöst. Daß Schadoursky und Pilkey nur insofern verschiedene Wege gehen, als bei letzterem die Stabdrehwinkel-Teilmatrix durch Zeilenaddition transformiert auftritt, ist hier unwesentlich. Wenn Schadoursky die Gleichungen nur für je ein Stockwerk ansetzt, so deckt sich das mit dem üblichen Vorgehen beim Knotendrehwinkelverfahren. Luetkens drückt dagegen zunächst die Stabdrehwinkel durch die Knotendrehwinkel aus und bestimmt sodann die letzteren. Der für die Praxis entscheidende Unterschied besteht darin, daß sich hierbei die Stabdrehwinkel im allgemeinen zunächst aus Gleichungen mit je einer Unbekannten durch die Knotendrehwinkel ausdrücken lassen, und sich danach diese bei zweistieligen symmetrischen Rahmen aus dreigliedrigen Gleichungen ergeben, während nach Cross-Pilkey (und Schadoursky) reichlich besetzte Matrizen unumgänglich sind. Naturgemäß ist diese Umkehrung der Reihenfolge auch bei den anderen Varianten des Knotendrehwinkelverfahrens, also etwa der Drehwinkeliteration usw., möglich.

Günter Raczat, Hagen (Westf.)

Geomechanik.

Im Januar 1953 hielt die Internationale Arbeitsgemeinschaft für Geomechanik in Salzburg ihr 3. Kolloquium ab. Sie hat sich die Aufgabe gestellt, Fragen der Geomechanik zu untersuchen, die bisher keine oder nur eine unvollständige Lösung gefunden haben und die gleichzeitig mehrere Fachgebiete, insbesondere die der Geologie, der Mechanik und der Festigkeitslehre berühren. Derartige Probleme liegen z. B. vor bei der Wirkung von Gebirgskörpern auf unterirdische Ingenieurbauten, bei der Beanspruchung von Talwänden durch Talsperren, bei besonderen Gründungsaufgaben u. ä. Der Arbeitsgemeinschaft gehören Vertreter aller beteiligten Fachgebiete an, und zwar Prof. Stini-Wien, Prof. Föppl-München, Prof. Nadai-Pittsburg, Dr. Torre-Wien, Dipl.-Ing. Roß jun.-Zürich, Dr. Müller-Salzburg, fallweise Prof. Sander-Innsbruck und Prof. M. Roß-Zürich. Wie sehr neben der Wissenschaft auch die bautechnische Praxis an dem bezeichneten Fragenkreis interessiert ist, ging auf der Tagung deutlich hervor aus der Teilnahme zahlreicher Vertreter von staatlichen und anderen Bauherren und von Bauunternehmungen aus Österreich und Deutschland.

Es wurden in mehreren Vorträgen und anschließender Diskussion vor allem Fragen der Beanspruchung unterirdischer

Ingenieurbauten durch Gebirgsdruck behandelt. Stini erläuterte die verschiedenen Arten des Gebirgsdruckes und forderte deren einheitliche Benennung, die sich bisher zum Schaden einer klaren gegenseitigen Verständigung nicht durchgesetzt hat. Man darf es als ein wichtiges Ergebnis der Tagung werten, daß im Anschluß an diesen Vortrag folgende einheitliche Bezeichnungen für die verschiedenen Arten des Gebirgsdruckes vereinbart wurden:

1. Der „Auflockerungsdruck“ aus der beim Auffahren eines unterirdischen Hohlraumes in seiner Umgebung entstehenden Lockerung des Gebirges (einschließlich der beim Lösen des Gebirges verursachten Lockerung);
2. Der „Überlagerungsdruck“ aus dem Gewicht des über dem Hohlraum liegenden Gebirges;
3. Der „Rutschungsdruck“ im Bereich eines abgleitenden Gebirgsteiles (Hangschub);
4. Der „tektonische Gebirgsdruck“ aus geologischen Rindenebewegungen.

Demnach ist die Bezeichnung „Echter Gebirgsdruck“, die in Anlehnung an v. Rabcewicz von seiten der Bauingenieure meist für den jetzigen „Überlagerungsdruck“, von den Geologen aber für den „tektonischen Gebirgsdruck“ verwendet worden ist, ganz verlassen. Es wäre sehr zu begrüßen, wenn im deutschen Sprachgebiet künftig für den Gebirgsdruck nur mehr die in Salzburg vereinbarten Bezeichnungen gebraucht werden würden.

Föppl berichtete über neuere Erkenntnisse und Versuche aus der Mechanik und Festigkeitslehre, die auch für die Geomechanik von Bedeutung sind. Er erläuterte einen von ihm gefundenen Mittelwertsatz, mit dessen Hilfe u. a. beim ebenen elastischen Spannungszustand die Einhaltung einer gleichgroßen Tangentialspannung entlang dem Rande eines unterirdischen Hohlraumes erreicht werden kann. Für eine Querdehnungszahl $m = 4$, wie sie für manche Gebirgsarten zutrifft, ergibt sich eine gleichmäßige Tangentialspannung aus dem Gewicht der Überlagerung, wenn der Hohlraum etwa die Form einer hochstehenden Halbellipse mit einem Verhältnis der Halbachsen von 1:3 hat. Der Vortragende beschrieb weiter, wie mittels des „Kaiser-Effektes“ für jeden Stoff untersucht werden kann, unter welcher größten mechanischen Beanspruchung er in rückliegender Zeit gestanden hat. Damit kann man nun auch die größte Beanspruchung eines Gesteines durch frühere tektonische Kräfte ermitteln und die von Müller-Salzburg und Torre angegebene Berechnung der bei der Gebirgsbildung wirksamen Kräfte nachprüfen. Bei der Diskussion wurde allerdings eingewendet, daß das Versuchsergebnis durch eine spätere Umkristallisation im Gestein verfälscht sein kann. Föppl berichtete ferner an Hand von Lichtbildern über spannungsoptische Versuche an geschichteten und ungeschichteten Probekörpern. Aus ihnen ist zu schließen, daß der Spannungsverlauf bei einachsiger Druckbeanspruchung sich im geschichteten Gebirge auch bei geneigtem Schichtverlauf nicht grundsätzlich von dem im ungeschichteten Massengestein unterscheidet. Wenn bisher in praktischen Fällen schon entsprechende Annahmen gemacht wurden, so haben diese sich also jetzt als zulässig erwiesen.

Anschließend behandelte Torre die Anwendung hydrodynamischer Gleichungen auf das Fließen von Gebirgskörpern, die über die Elastizitätsgrenze hinaus beansprucht sind. Bei Anwendung dieser Gleichungen in der Geodynamik unterscheiden sich nur Zähigkeitskoeffizient und Geschwindigkeit in ihrer Größenordnung von den Verhältnissen bei zähen Flüssigkeiten. Als Zähigkeitskoeffizienten, die in der Geodynamik anzuwenden seien, nannte Torre $\mu = 10^{10}$ bis 10^{12} und als Strömungsgeschwindigkeit z. B. $v = 10^{-7}$ cm/sec. Eine solche Geschwindigkeit ergebe in 100 Jahren eine Fortbewegung in einer Größenordnung von 100 cm. Er zeigte, daß sich mit solchen Angaben und durch Anwendung hydrodynamischer Gleichungen die Beanspruchung eines Hohlraumhauses aus der Fließbewegung des Gebirges errechnen läßt. In einem bestimmten Falle ergab sich z. B. ein hydrodynamischer Druck von 205 t/m² auf eine Tunnelauskleidung.

Das 3. Kolloquium hat wertvolle neue Erkenntnisse auf dem Gebiet der Geomechanik gebracht.

F. Birkel, München.

Pflichtnormen für den sozialen Wohnungsbau und das öffentliche Bauwesen.

Nur die allgemeine Anwendung der Baunormen ermöglicht ein wirklich rationelles Herstellen der Baustoffe, Bauteile und Bauten. Der Bundesminister für Wohnungsbau hat es daher mit Rundschreiben vom 24. 12. 1951, 12. 9. 1952 und 17. 2. 1953

und durch seine Richtlinien für den Einsatz der Bundesmittel im sozialen Wohnungsbau allen Bauschaffenden zur Pflicht gemacht, die im DIN-Sonderheft: Pflichtnormen für den sozialen Wohnungsbau und das öffentliche Bauwesen (Beuth-Vertrieb GmbH, Berlin W 15 und Köln, 1953) enthaltenen Baunormen bei allen öffentlich geförderten Wohnungsbauten anzuwenden. Für den steuerlich begünstigten und für den frei finanzierten Wohnungsbau wird die Anwendung der Normen empfohlen. Die Pflicht zur Anwendung besteht im übrigen nur bei Neubauten und Wiederaufbauten, nicht bei Wiederherstellungen beschädigter Gebäude und bei Instandsetzungen. Doch ist es erwünscht, die Normen auch hier anzuwenden.

Die Anwendungspflicht ist so zu verstehen, daß z. B. in Fällen, in denen Wände aus Mauerziegeln hergestellt werden sollen, diese Mauerziegel DIN 105 entsprechen müssen, und daß in Fällen, in denen Stahlsteindecken mit Lochziegeln verwendet werden sollen, diese Lochziegel DIN 4159 entsprechen müssen. Die Anwendungspflicht bedeutet also nicht, daß bei allen Wänden in jedem Fall Mauerziegel nach DIN 105 angewandt oder alle Decken als Stahlsteindecken mit Lochziegeln nach DIN 4159 ausgeführt werden müssen.

Die Anwendung der Pflichtnormen wird auch durch die Baugenehmigungs- und Baupolizeibehörden überwacht werden.

Große Schweißtechnische Tagung des Deutschen Verbandes für Schweißtechnik E. V.

Bei der Tagung in Hamburg ist folgendes Programm vorgesehen:

Montag, 15. Juni 1953: Sitzungen der Leiter der Arbeitsgruppen des Technischen Ausschusses — des Hauptprüfungsausschusses — der einzelnen Arbeitsgruppen des Technischen Ausschusses. — Begrüßungsabend.

Dienstag, 16. Juni 1953: Jahresmitgliederversammlung — Sitzungen der einzelnen Arbeitsgruppen des Technischen Ausschusses.

Mittwoch, 17. Juni 1953: Offizielle Eröffnung der Großen Schweißtechnischen Tagung. — Festvortrag. Prof. Dr. phil. H. Deckert, Hannover: Technischer Fortschritt und Kultur. — Anders Svennerud, a. o. Prof. der Chalmers Techn. Hochschule Göteborg: Längsspannenkonstruktion geschweißter Schiffe. — Dr.-Ing. Martin, Minden: Werkstoffprüfung mit Ultraschall, insbesondere Prüfung von Schweißungen. — Dir. Dipl.-Ing. W. Fiedler, Brackwede b. Bielefeld: Leichtmetall-Schweißkonstruktionen im Schiffbau. — Dipl.-Ing. Raudenkolb, Hamburg: Flammrichten im Schiffbau. — Obering. Jansen, Hamburg: Brennschneiden im Schiffbau. — Dr.-Ing. Zorn, Frankfurt a. M.: Pulverputzverfahren.

Donnerstag, 18. Juni 1953: Obering. Dipl.-Ing. Höland, Bremen: Schweißen im Schiffbau. — Prof. Dr.-Ing. Grosse, Peine: Die Gewährleistung der Schmelzschweißbarkeit — eine Forderung der Stahlverarbeiter. — Präsident Dr. Pfender, Berlin: Ausgleich und Steuerung von Eigenspannungen durch autogenes Erwärmen. Grundsätzliche Überlegungen und praktische Möglichkeiten. — Obering. Dipl.-Ing. Lueb, Düsseldorf: Anwendung der Erkenntnisse moderner Metallkunde auf das Schweißen von Stählen höherer Festigkeit. — Dr.-Ing. Bechtle, Frankfurt a. M.: Moderne Brennschneidmaschinen im Schiffbau. — Prof. Dr.-Ing. Bierett, Salzgitter: Stahlleichtkonstruktionen unter dem Gesichtspunkt der Wirtschaftlichkeit. — Dr.-Ing. Oettel, Greifath über Frechen: Anwendung neuzeitlicher Schweißmethoden, einschließlich der autogenen Preßschweißung, beim Bau einer 35 km langen zweigleisigen Regelspurbahn für schwerste Beanspruchung. — Festabend in der Festhalle des Ausstellungsparkes von Planten un Blumen.

Freitag, 19. Juni 1953: Sitzungen der einzelnen Arbeitsgruppen des Technischen Ausschusses — Sitzung der Leiter, Hauptdelegierten, Stellvertreter und Experten in den Arbeitsausschüssen des Internationalen Institute of Welding.

Verbandsversammlung des Wupperverbandes.

Im Mittelpunkt der von dem Vorsteher, Oberstadtdirektor Dr. Bremme, Wuppertal, geleiteten Verbandsversammlung des Wupperverbandes am 26. März 1953 stand der von Verbandsdirektor Möhle erstattete Bericht über die Arbeiten des vergangenen Jahres.

Das Wasserwirtschaftsjahr 1952 stimmte in Niederschlag und Abfluß mit den beiden wasserwirtschaftlich günstigen Vorjahren fast überein. Die Verbesserung des Niedrigwassers

der Wupper konnte planmäßig durchgeführt werden. Für die beiden kleinen Hochwasserwellen im Januar 1952 leisteten die Talsperren vollen Hochwasserschutz.

Die neu erstellte Kläranlage Schwelm, bestehend aus zwei Absetzbecken und einem Regenklärbecken, wurde 1952 in Betrieb genommen. Die Verunreinigung des Schwelmebaches ging von diesem Zeitpunkt ab erheblich zurück. Die Bauarbeiten für die biologische Reinigung (Hochbelastete Belebtschlammanlage) auf der Kläranlage Wuppertal-Buchenhofen sind weitergeführt und die Lüftungs- und das Nachklärbecken im Rohbau fertiggestellt worden. Ein zweiter Faulbehälter von 6100 m³ Inhalt wurde 1953 in Betrieb genommen. Die Klärgasgewinnung konnte auf 2,12 Mio. m³, der Methangasverkauf auf 1,02 Mio. m³ gesteigert werden. Mit den Arbeiten für eine neue Zentralkläranlage für Leverkusen und Opladen wurde begonnen.

Die Bauarbeiten zur Erweiterung des Stausees Wuppertal-Beyenburg sind so weit vorgeschritten, daß der größte Teil der Erdarbeiten bereits im Herbst 1952 abgeschlossen war. Beim Bau des neuen Wehres wurde Sulfathüttenzement verwendet, der neben großen Festigkeitseigenschaften nur sehr geringe Abbindewärme erzeugt und sehr korrosionsbeständig ist. Außerdem wurde, erstmalig auf einer Großbaustelle, für den Beton des Wehrkörpers ein Rüttelgrobbleton hergestellt. Es wurden Steine von 10—50 cm Kantenlänge mittels eines Rüttlers in den Kiesbeton eingerüttelt, um auf diese Weise einen besseren Beton zu erhalten und dabei an Zement zu sparen. Das neue Verfahren wurde mit vollem Erfolg angewandt, und es ist gelungen, bis zu 50% Steine in den Kiesbeton einzubringen. Mit der Fertigstellung der Gesamtanlage ist im Herbst 1953 zu rechnen.

Die Frage der Einbeziehung des Dhünn-Gebietes in den Arbeitsbereich des Wupperverbandes liegt dem zuständigen Minister zur Entscheidung vor.

Der Überblick über die Finanzwirtschaft des Rechnungsjahres 1952 ergab, daß im ordentlichen Haushalt 2 310 000 DM und im außerordentlichen Haushalt 3 520 000 DM aufgewandt wurden. Das Vermögen des Verbandes belief sich am 31. März 1953 auf 27 018 435 DM gegenüber 6 792 000 DM Schulden. Der ordentliche Haushalt für das Rechnungsjahr 1953 schließt in Einnahme und Ausgabe mit 2 665 000 DM ab. Der Bedarf des außerordentlichen Haushaltes beträgt 6 160 000 DM.

Mitteilungen aus der Industrie.

(Ohne Verantwortung der Herausgeber.)

Neukonstruktion von fahrbaren Kompressoranlagen.

Bisher war es üblich, fahrbare Kompressoranlagen mit wassergekühlten Motoren und Kompressoren auszurüsten; demgegenüber hat die Fa. Irmner & Elze, Bad Oeynhausen, seit einiger Zeit solche Anlagen mit luftgekühltem Motorkompressor herausgebracht, die gegenüber der Wasserkühlung erhebliche Vorteile aufweisen. Es handelt sich dabei um 2, 4, 6 und 8 Zylinder-Maschinen, von denen jeweils 1, 2, 3 oder 4 Zylinder als Motor bzw. als Kompressor arbeiten. Die Anwendung der Luftkühlung bei Otto-Motoren ist allgemein bekannt. Der besondere Vorteil der Luftkühlung liegt aber gerade bei den Diesel-Motoren. Die wichtigsten Vorzüge der luftgekühlten Diesel-Maschinen liegen in der ständigen und sofortigen Betriebsbereitschaft bei Temperaturen von minus 20° bis plus 60°, wobei das Anlassen ohne zusätzliche Hilfsmittel von Hand bzw. mit dem elektrischen Starter erfolgt und die unangenehme Wartungsarbeit für Wasserkühlung entfällt. Wichtig ist auch die Betriebsstoffunempfindlichkeit und Verschleißfestigkeit der Maschinen, da die erforderliche Betriebstemperatur schon nach wenigen Umdrehungen erreicht wird und günstiger liegt als bei Wasserkühlung. Infolgedessen ergibt sich eine größere Lebensdauer des gesamten Aggregates.

Bei der Ventilkonstruktion des Kompressorsteiles wurden ganz neue Wege beschritten. Bisher war es allgemein üblich, je ein Saug- und Druckventil getrennt voneinander im Kopf des Kompressorzylinders unterzubringen. Die Größen dieser beiden Ventile ergaben sich zwangsläufig durch die Abmessungen der Zylinder, die nur verhältnismäßig kleine Durchgangsquerchnitte der Ventile zuließen. Infolgedessen waren insbesondere die Druckventilplatten und -federn besonders hoch beansprucht und in ihrer Lebensdauer begrenzt. Die von Irmner & Elze seit mehreren Jahren hergestellten kombinierten Saug- und Druckventile haben wegen ihrer konzentrischen Anordnung erheblich größere Querschnitte, da sie den ganzen Zylinderdurchmesser einnehmen. Infolgedessen ist die Beanspruchung der Ventildedern und -platten gering, so daß die Lebensdauer dieser Teile stark gesteigert werden konnte. Mehrjähriger Betrieb ohne Auswechselln dieser Teile ist keine Seltenheit mehr.

MAUSER
Stahlfenster

FOR ALLE FLÜGELARTEN
DREIKAMMERDICHTUNG
MIT VIERFACHANSCHLAG
VERMEIDUNG VON ZUGLUFT
VOLLIG VERWINDUNGSFREI

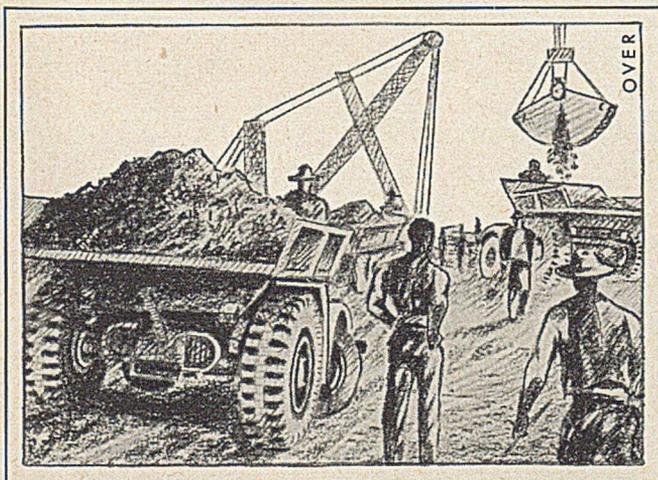
MAUSER - WERKE G.M.B.H. KÖLN - EHRENFELD

STAHLBAU HUMBOLDT

Technische Bearbeitung und Montage Stahlbau Humboldt
Lieferung in Arbeitsgemeinschaft

Eisenbahn- und Straßenbrücken
Stahlskelette für Wohn-
und Geschäftshäuser
Industriebauten aller Art
Behälter • Bunker • Silos
Walzwerkshallen • Schachthallen
Fördergerüste

KLÖCKNER-HUMBOLDT-DEUTZ AG · KÖLN



Zettelmeyer
AUTO-SCHÜTTER
Hubert Zettelmeyer · Konz b. Trier

TH. & ED. WAGNER

BAUUNTERNEHMUNG · STRASBOURG (FRANCE)
HOCHBAU · TIEFBAU · INDUSTRIEBAU
STAHLBETON · SPANNBETON

„Stabil“-GITTERROSTE
CARL WELLEN & CO.
DÜSSELDORF — TEL. 17441



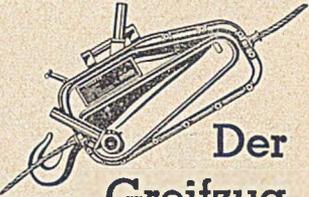
D. B. G. M.

BIMSBETON-
Stegdecken



nach DIN 4028.
Eisenarmiert
für Decken,
Dächer u. Wände

Bimsbausteinwerk Rasselstein
Stahl- u. Walzwerke Rasselstein / Andernach R.G.
NEUWIED



Der Greifzug leistet mehr!

- unbegrenzte Zuglängen
- beliebige Zugrichtung
- geringes Gewicht, 18 kg
- hohe Leistung, 1,5 to u. mehr

Secalt A. G.
Werk Gladbach
(22c) Berg, Gladbach
Hüttenstraße 102

Soeben erschienen!

Drillung (Torsion) Schub und Scheren im Stahlbetonbau

Von Dr.-Ing. Dr.-techn. Ernst Rausch, Beratender Bauingenieur VBI

3. neubearbeitete und erweiterte Auflage. 168 Seiten mit 240 Abbildungen, Leinenband 27,— DM

Aus dem Inhalt

Ermittlung der Drillmomente. Berechnung der Schubspannungen aus Drillung allein und Drillung mit Schub. Bewehrung gegen Drillung. Bewehrung gegen Schub und Scheren. Anwendung der Drillbewehrung bei Stahlbeton-Bauteilen. Schubsicherung bei gleichzeitiger Normalkraft. Bewehrung gegen Schub und Drillung bei gleichzeitiger Normalkraft. Zusammenstellung der Ergebnisse.

Das früher unter dem Titel „Berechnung des Eisenbetons gegen Verdrehung (Torsion) und Abscheren“ erschienene Buch enthält in der erheblich erweiterten Auflage die Grundlagen für die Bewehrung des Stahlbetons gegen Drillung und die Grundlagen für die Bewehrung gegen Querkraft bzw. Schubkraft. In diesem Werk sind sämtliche durch Schubbeanspruchung aus Drillung und Querkraft im Stahlbetonbau verursachten Einwirkungen zusammengefaßt. Die lang erwartete Neuauflage wird von den im Beruf stehenden Bauingenieuren besonders begrüßt werden.

DEUTSCHER INGENIEUR - VERLAG GMBH

Verlag des Vereines Deutscher Ingenieure

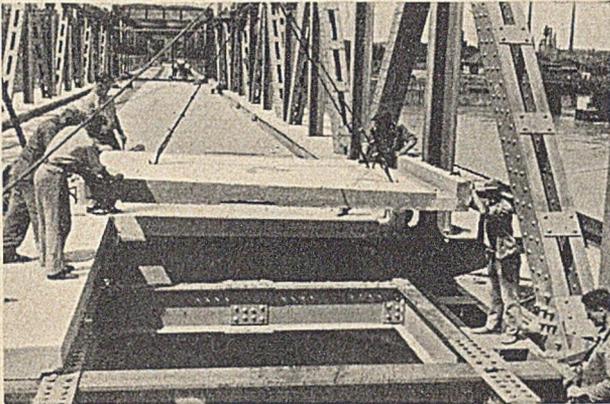
DÜSSELDORF · INGENIEURHAUS

ED. ZÜBLIN AG.

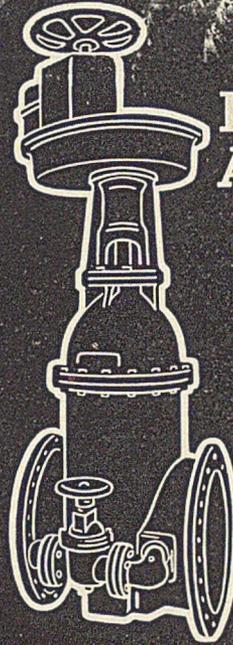
BAUUNTERNEHMUNG

Stuttgart, Duisburg, Düsseldorf, Frankfurt a. M.,
Berlin, München, Karlsruhe, Kehl a. Rhein,
Pforzheim, Friedrichshafen

Schleuderbetonrohrwerke Kehl a. Rh.



Verlegen der Fahrbahnplatten für die Rheinbrücke
Kehl-Strasbourg



ERHARD ARMATUREN

Seit 80 Jahren

Wir liefern Armaturen für:

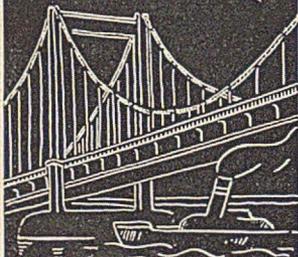
- Wasser
- Gas
- Dampf
- Heizung
- Öl
- Säure
- Turbinenschieber
- Hebringschieber
- Talsperrenschieber



DER SCHLÜSSEL ZUR BETRIEBSSICHERHEIT
Johannes Erhard Inh. H. Waldenmaier Südd. Armaturenfabrik · Heidenheim/Brenz

Linde

DRUCKLUFTWERKZEUGE FÜR BAU- U. ABBRUCHUNTERNEHMUNGEN



ABBAU- U. AUFBRUCHHAMMER
FÜR BETON-, MAUERWERK-
UND ERDARBEITEN

SPATENHAMMER
FÜR ERD-, LEHM-
U. TORFARBEITEN

NIETKOPFABSCHERHAMMER
ZUM ABSCHLAGEN VON
NIETKÖPFEN BIS 40 mm Ø

sowie alle für einen störungsfreien Druckluftbetrieb erforderlichen Armaturen

Verlangen Sie unverbindliche Angebote und kostenlose Vorführung

MASCHINENFABRIK SÜRTH
SÜRTH BEI KÖLN



2

Verantwortungsbewußte
Hersteller im Verband
der Deutschen
Faserplattenindustrie

sorgen für behagliches, schönes Wohnen in Räumen
mit Holzfaserplatten-Fußböden,
erhalten die Gesundheit durch Schutz mit Holzfaser-
Isolierplatten gegen Kälte, Wärme oder gegen
Feuchtigkeit,
lassen ruhig und nervenschonend arbeiten in
Räumen mit Schallschluck-Decken und -Wänden
und schaffen hygienisch einwandfreie Wandverklei-
dungen in Küche, Toilette, Bad, Treppenhaus und
Flur mit dekorativen, abwaschbaren und tempera-
turbeständigen Holzfaser-Lackplatten.
Verlangen Sie unsere neuen Informationsblätter.

Bezug nur über den Fachhandel



VERBAND DER DEUTSCHEN FASERPLATTEN-INDUSTRIE
und verwandter Betriebe e. V., Abteilung II
FRANKFURT AM MAIN · FRANZ-RÜCKER-ALLEE 19-21



NIVELLIERE-THEODOLITE-RED.TACHYMETER

BUSSOLEN-MESSBÄNDER - MESSLATTEN UND ALLE WEITEREN ZUBEHÖRTEILE

Fennel
KASSEL
SEIT ÜBER 100 JAHREN

OTTO FENNEL SÖHNE K.G. KASSEL, KÖNIGSTOR 16

TEL.-ADR.: FENNELS
TELEFON: 4810

STELLENANGEBOTE

STAHLHOCH- und BRÜCKENBAU

Bedeutendes Unternehmen in Nordrhein-Westfalen hat in absehbarer Zeit den Posten eines

Leiters des Stahlbaues

neu zu besetzen. Einstellung zunächst als Oberingenieur und Prokurist.

Bewerbungen von Diplomingenieuren mit entsprechender Praxis in Entwurf, Berechnung und Konstruktion sowie Akquisition erbeten unter „Der Bauingenieur 766“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

Zum sofortigen Eintritt wird ein tüchtiger erfahrener

KONSTRUKTEUR

für Stahlhoch- und Brückenbau gesucht. 3 Zimmer-Wohnung kann zur Verfügung gestellt werden. Gefl. Angebote unter „Der Bauingenieur 768“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

Fabrik chemischer Baustoffe (führende Fabrikate, Nähe Karlsruhe, sucht zur Unterstützung des technischen Leiters jüngeren

Diplom-Ingenieur

des Bauwesens, der daran interessiert ist, sich eine Spezialausbildung anzueignen auf dem Gebiet des Betons, der Zementzusatzmittel, der Abdichtungen und des allgemeinen Bautenschutzes. Eignung zum Werbeingenieur Bedingung, da häufige Besuche bei Baubehörden, Baufirmen und Baustellen in Frage kommen. Eintritt baldigst.

Handschriftliche Angebote mit Lebenslauf und Gehaltsansprüchen erbeten unter „Der Bauingenieur 787“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

Zum sofortigen Eintritt *gesucht*:

Bauleiter

mit langjähriger Erfahrung im Stollen- u. Tunnelbau und nachweisbarer Unternehmerpraxis

Bewerbungen mit Zeugnisunterlagen und Lebenslauf unter „Der Bauingenieur 786“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.



STAHLBAU PETER SCHÄFER

SEIT 1868

G. M. B. H.

LUDWIGSHAFEN AM RHEIN

STELLENANGEBOTE

Bauingenieur für Statik (TH od. HTL)

für Projektbearbeitung und Kundenberatung im Spannbetonbau gesucht. Firmensitz: Düsseldorf.

Bewerbungen mit ausführl. Lebenslauf, Zeugnisabschriften, Lichtbild und Gehaltsforderungen unter 3232 Annoncen-Wankum, Düsseldorf, Graf-Adolf-Platz 1.

Beim Tiefbauamt der Stadt Koblenz sind folgende Stellen neu zu besetzen:

- a) ein Bauingenieur
Fachabteilung Straßenwesen
- b) ein Bauingenieur

Bewerber zu a) muß praktische Erfahrungen in der Planung, Ausschreibung, Durchführung und Abrechnung von sämtlichen Arbeiten, vornehmlich aber Teearbeiten auf dem Gebiete des städt. Straßenbaues haben.

Vergütung erfolgt nach TO.A. Va.

Von dem Bewerber zu b) werden Kenntnisse in der Entwurfsbearbeitung, Durchführung von Baumaßnahmen und im Angebots- und Abrechnungswesen des städt. Tiefbaues verlangt.

Vergütung erfolgt nach TO.A. VII ggf. mit späterer Auf-rückungsmöglichkeit.

Die Bewerber wollen ihr Gesuch mit selbstgeschriebenen Lebenslauf, beglaubigten Zeugnisabschriften und sonstigen Unterlagen bei dem Herrn Oberbürgermeister der Stadt Koblenz, Personalamt, bis zum 1. 6. 1953 einreichen.

Persönliche Vorstellung nach Aufforderung.

Das **HANOMAG**-Baumaschinen-Programm



Radschlepper R 45
mit hydraulischem Front-
lader für 1000 kg Last

Kettenschlepper K 55
mit hydraulischem Front-
lader für 1500 kg Last



Planierraupe K 55 E
mit hydraulischem
Gerade- oder Schwenkschild

Planierraupe K 90
mit Gerade- oder
Schwenkschild

Sonderausrüstungen:
Seilwinde Reißzähne Tiefreißer usw.

HANOMAG · HANNOVER



**Wirtschaftlichkeit
und Betriebssicherheit**

seit 40 Jahren durch Vahleschienen
PAUL VAHLE KG. DORTMUND

Stabilitätsprobleme der Elastostatik

Von

Dr.-Ing. habil. Alf Pflüger

Professor an der Techn. Hochschule Hannover

Mit 389 Abbildungen. VIII, 339 Seiten. 1950.
Ganzleinen DMark 34,50

Die Stabilitätsprobleme der im Bauwesen und Maschinenbau als Konstruktionsteile verwendeten elastischen Körper wurden im bisherigen Fachschrifttum meist nur andeutungsweise und auch in den Fachzeitschriften keinesfalls lückenlos dargestellt. Es ist deshalb zu begrüßen, daß der Verfasser jetzt ein solches Werk mit einer vollständigen Darstellung vorlegt und damit den nicht ganz einfachen Stoff möglichst verständlich macht. Über grundsätzliche Ausführungen zum Stabilitätsproblem, über eine Darstellung exakter Lösungen, Kriterien für die Gleichgewichtsarten, zwei- und dreidimensionale Probleme, über Näherungsverfahren für Verzweigungs- und Eigenwertprobleme führt uns der Verfasser schließlich zur praktischen Bedeutung der Stabilitätstheorie. Gerade diese Darstellung in geschickter Verbindung der Theorie mit der Praxis ist für die Anwendung des Buches für den Konstrukteur von ganz besonderer Bedeutung, so daß dieses hervorragende Werk jedem Ingenieur, der die Kenntnisse zur Diplom-Hauptprüfung in der konstruktiven Fachrichtung besitzt, dem also namentlich die Grundtatsachen der Platten- und Schalentheorie bekannt sind, nur empfohlen werden kann.

„Der Bau“

SPRINGER-VERLAG
BERLIN · GÜTTINGEN · HEIDELBERG

fi



**1000
LIEBHERR
TURM-DREHKRANE**

IN 3 JAHREN

bedeuten einen unerreichbaren Vor-
sprung an Erfahrung und Konstruk-
tionsreife.

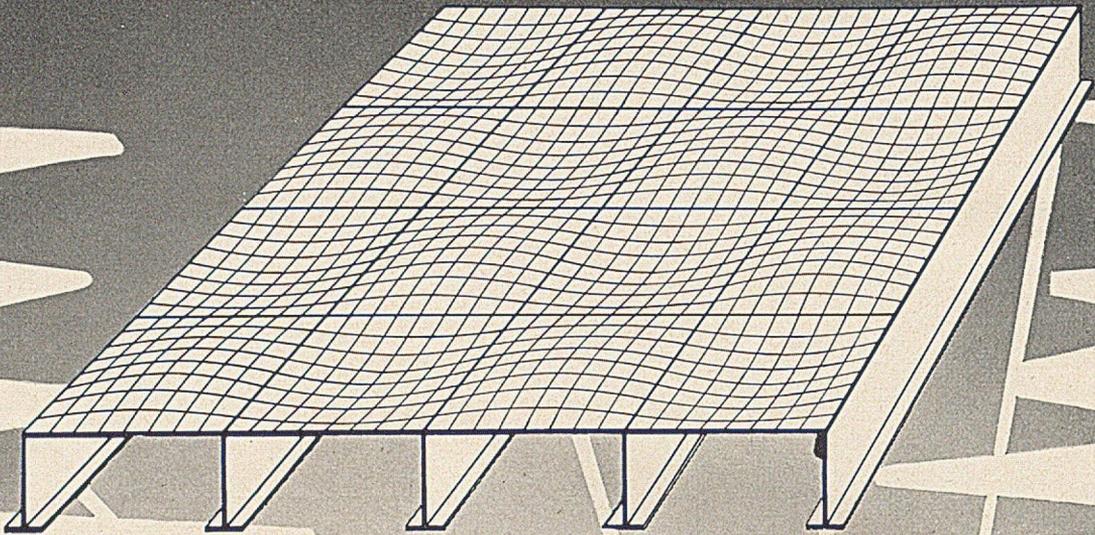
Liebherr Turmdrehkrane

haben 4 Bewegungen: heben-fahren-schwenken
und Auslegerverstellung unter Last, sind
S-kurvenfahrbar, können von oben und
unten bedient werden, besitzen im Öl-
bad laufende Getriebe und sind mit
allen Sicherheitsvorrichtungen versehen.

Form	6	10	20	30
Größe Ausladung	12 m	14-16 m	18-20 m	22-24 m
Tragkraft	500 kg	700 kg	1100 kg	1350 kg
Rollenhöhe	12,5-17 m	19 m	23 m	27 m

ORBIS BAUMASCHINEN u. GERÄTE GMBH
DUISBURG VULKANSTRASSE 13

WELLSTAHLPLATTE



Die zweiachsig gewellte Stahlplatte für Leichtfahrbahnen (D.B.P. ang.) bietet folgende Vorzüge:

1

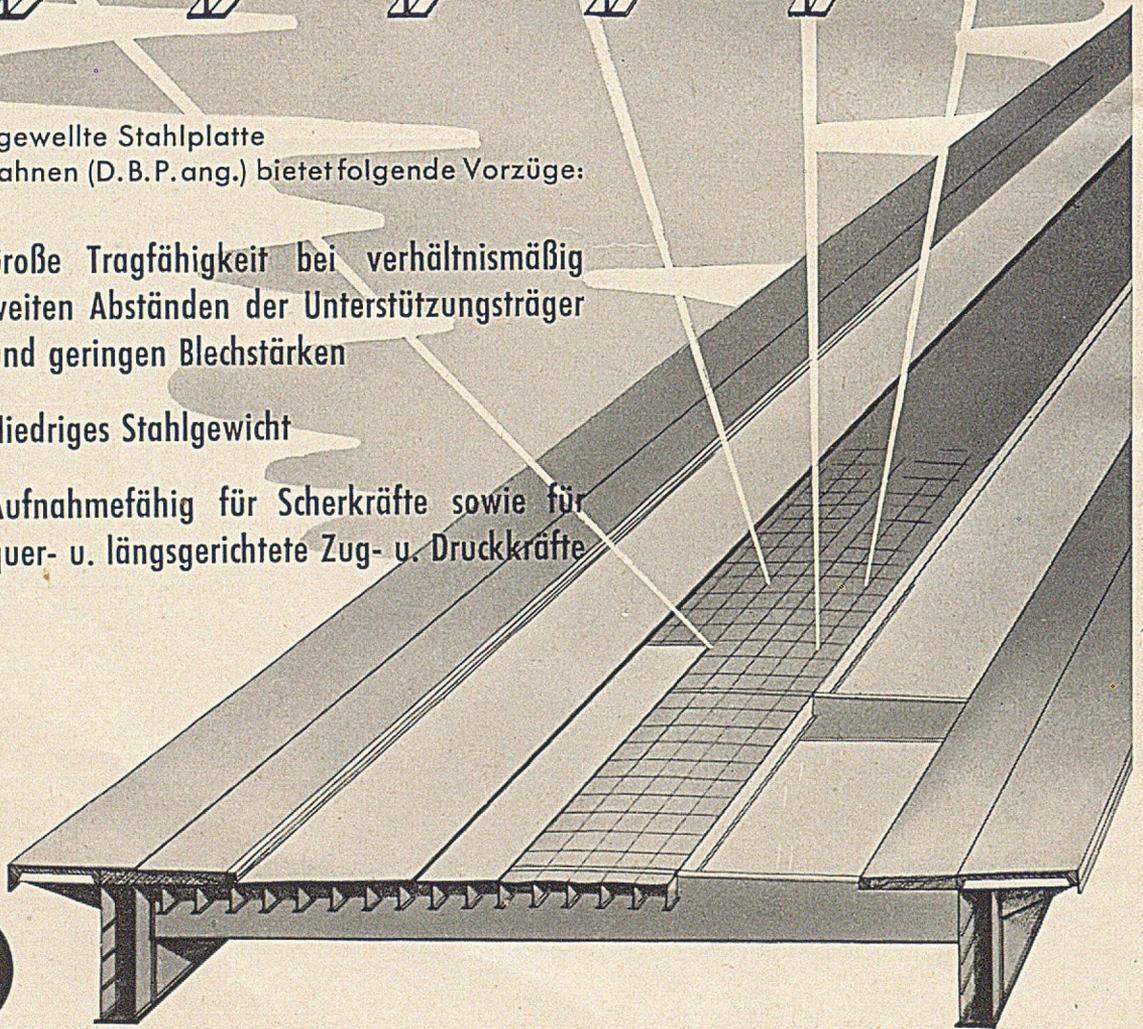
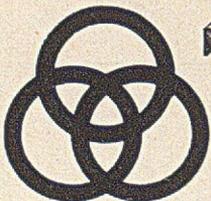
Große Tragfähigkeit bei verhältnismäßig weiten Abständen der Unterstüztungsträger und geringen Blechstärken

2

Niedriges Stahlgewicht

3

Aufnahmefähig für Scherkräfte sowie für quer- u. längsgerichtete Zug- u. Druckkräfte



STAHLBAU RHEINHAUSEN