DER BAUINGENIEUR

9. Jahrgang 19. Oktober 1928 Heft 42

BERICHT DES DEUTSCHEN EISENBAU-VERBANDES ÜBER DAS GESCHÄFTSJAHR 1927/28.

Das Jahr 1927 stand unter dem Zeichen eines allgemeinen Konjunkturaufschwungs. Einsichtige warnten jedoch stets vor einer zu optimistischen Beurteilung der Lage, und tatsächlich stellten sich schon in der zweiten Hälfte des Jahres 1927 in zunehmendem Maße Merkmale des Abflauens ein. Am deutlichsten zeigte sich dies in den wieder auftretenden Schwierigkeiten, für die industriellen Betriebe Arbeit zu beschaffen und für das notwendige Betriebskapital zu sorgen. War die Konjunktur von Anfang an eine solche der Menge und nicht der Preise, so bedeutete die immer stärker in Erscheinung tretende Zurückhaltung auf der Bestellerseite das Ende des Aufschwunges.

So zeigt die allgemeine Wirtschaftslage gegen Schluß des Berichtsjahres wieder eine Verschlechterung. Die Hoffnungen, die man um die Wende 1926/27 hegte, sind nicht in Erfüllung gegangen und die Entwicklung für die nächste Zukunft kann nur recht zurückhaltend beurteilt werden.

Man erkennt nun deutlich die Fehler, die in der Zeit des hinter uns liegenden Aufstiegs gemacht sind. Diese gingen in allererster Linie dahin, daß die nach der Stabilisierung der Währung aus dem Hereinströmen der ausländischen Kredite und aus dem Aufkommen der Steuerleistungen der Wirtschaft fließende Finanzkraft nicht nutzbringender, als es geschehen, verwendet wurde. Es wurde unterlassen, der Wirtschaft eine gesunde Kapitalgrundlage zu geben, um zu einer Verzinsung und Tilgung der aufgenommenen Kredite zu kommen und eine angemessene Verzinsung der investierten Kapitalien herauswirtschaften zu können. Statt dessen ist den ungesund gesteigerten Einnahmen gegenüber eine Ausgabenwirtschaft, namentlich der öffentlichen Hand, entstanden, die den jetzt naturnotwendig abnehmenden Einnahmen gegenüber sich gezwungen sehen wird, sich ganz wesentlich zurückzuentwickeln. Die Erwartung, das Jahr 1927 würde endlich die Überleitung zu einer normaleren Führung der Volkswirtschaft bringen, hat leider enttäuscht: Das wichtigste Ziel, eine Stabilisierung der Gesamtwirtschaftslage, ist nicht erreicht worden.

Die schwerste Enttäuschung hat wohl die Entwicklung der Lohn- und Arbeitszeitbedingungen gebracht. Die Zwangsbewirtschaftung der Löhne mit ihrer einseitigen Interessenpolitik hat dazu geführt, daß Deutschland jetzt in den ausschlaggebenden Industriezweigen den höchsten Lohnstand im Vergleich mit den wichtigsten europäischen Ländern erreicht hat. Dazu treten die Auswirkungen des unbekümmert um wirtschaftliche Notwendigkeiten in Kraft getretenen Arbeitszeitnotgesetzes! Die Erhöhung der Löhne und gleichzeitige Verkürzung der Arbeitszeit haben uns eine Belastung des Preisstandes gebracht, der sich nicht nur auf dem Inlandsmarkt, sondern gerade für unsere Ausfuhr auf das nachteiligste auswirkt. Auch wer auf dem Standpunkt steht, daß der Binnenmarkt die eigentliche Grundlage der deutschen Wirtschaft darstellt, kann vor der Tatsache die Augen nicht verschließen, daß die Steigerung der Ausfuhr unerläßliche Voraussetzung für die Aktivierung der deutschen Handelsbilanz bleibt, von der unser Schicksal abhängig ist.

Die Eisenbauindustrie im engeren Sinne hat von einer echten Konjunktur in ihren Reihen überhaupt nicht sprechen können. Zwar brachte auch uns das Vorjahr eine nicht unbeträchtliche Zunahme des Auftragseingangs (nachdem derselbe im voraufgehenden Jahre ganz erheblich zurückgegangen war); eine Aufbesserung der Preise auf ein Maß, das neben einem bescheidenen Unternehmergewinn die notwendigen Beträge für Rückstellungen und durchgreifende Maßnahmen zur kaufmännischen und technischen Verbesserung der Betriebe zugelassen hätte, erfolgte aber nicht. Trotzdem ist man in der klaren Erkenntnis der Notwendigkeit auf dem Wege der Rationalisierungsmaßnahmen vorwärtsgeschritten. Das finanzielle Ergebnis war dann allerdings vielfach das, daß durch die Kosten der Betriebsumstellungen oft recht erhebliche Verluste entstanden. An anderen Stellen zehrten Lohn- und Gehaltserhöhungen den größten Teil der durch die Rationalisierungsmaßnahmen erzielten Ersparnisse wieder auf.

Das abgelaufene Geschäftsjahr bietet denn auch, trotzdem es zu einem Teil noch in die Zeit der sogenannten Konjunktur fiel, nicht das Bild einer günstigen Entwicklung. In erster Linie hatte die Eisenbauindustrie in der zweiten Hälfte des Geschäftsjahres sehr unter dem Ausbleiben der Bestellungen der Deutschen Reichsbahn zu leiden, wodurch das Gesamtergebnis fühlbar beeinträchtigt wurde. Besonders in Mitleidenschaft wurden hierdurch diejenigen Firmen gezogen, die ihre Betriebe mehr oder weniger auf Lieferungen für die Reichsbahn eingestellt hatten und denen es bei der allgemeinen Lage nicht gelingen konnte, anderweit Aufträge zum Ausgleich heranzuholen. Die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft ist aber ein derartig wichtiger Faktor in der deutschen Volkswirtschaft, daß ihr Ausscheiden als Besteller sich in weitem Umfange konjunkturschädlich auswirkt.

So hält sich das Ergebnis des abgelaufenen Geschäftsjahres mit einer Zunahme des Auftragseingangs von etwa 5% im Rahmen des vorherigen, wobei erfreulicherweise zu beachten ist, daß es möglich war, die Ausfuhr in einem etwas höheren Ausmaß zu steigern. Wenn es also gelang, einen Rückgang der Gesamtbeschäftigung zu vermeiden, so darf im Interesse der Verhütung einer falschen Beurteilung dieser Tatsache nicht übersehen werden, daß sich die Gesamtbeschäftigung damit immer noch erst im Rahmen von etwa 70% der Produktionsmöglichkeit bewegt. Bedauerlich war es, daß es wiederum noch nicht gelang, in den Betrieben zu einem gleichbleibenden Beschäftigungsgrad zu gelangen. Auf Arbeitsmangel folgten oft Aufträge mit kürzesten Lieferfristen, nach deren Abwicklung die Werkstätten wieder leer waren.

Diese Umstände mußten erklärlicherweise auch die Preisbildung ungünstig beeinflussen. Nur wenigen Firmen war es möglich, ihre Werkstätten voll auszunutzen und damit zu einer gleichbleibenden Unkostenhöhe zu kommen. Wie unbefriedigend die Preisbildung im Vorjahr war, ist oben ausgeführt; das finanzielle Ergebnis des abgelaufenen Jahres ist ein noch ungünstigeres. Die erzielten Preise zeigen eine sinkende Tendenz und halten sich unter dem Durchschnitt des Vorjahres. Ein Bild der so entstandenen Lage geben die Abschlüsse von manchen alten angesehenen Eisenbaufirmen, die trotz verhältnismäßig guter Beschäftigung abermals dividendenlos bleiben oder Verluste von Hunderttausenden von Mark aufweisen. Die entstandenen Verluste sind zuzüglich derer aus dem Vorjahre in einzelnen Fällen so groß, daß man bezweifelt, selbst durch Kapitalzusammenlegungen wieder ein rentables Arbeiten herbeiführen zu können. Recht fühlbar machten sich auch die Folgen so mancher „Fehlkalkulationen" bemerkbar, die oft unter dem Druck der arbeitshungrigen Betriebe entstanden sein mögen.

In gleicher Weise wie das Inlandsgeschäft weist auch das Auslandsgeschäft ein wenig befriedigendes finanzielles Ergebnis auf. Auch hier bewegen sich die Preise nach unten.

Wohl ausnahmslos kann man von ihm sagen, daß es bestenfalls in Selbstkostengeschäften bestand und daß der Export oft nur soweit gepflegt wurde, als es zur Aufrechterhaltung der Geschäftsbeziehungen notwendig war. Auch Verluste, die in Unkenntnis der besonderen Anforderungen des Auslandsgeschäfts eintraten, spielen bei dem schlechten finanziellen Ergebnis mit eine Rolle. An der Ausfuhr waren außer dem europäischen Ausland hauptsächlich beteiligt Afrika, Südamerika, Indochina, China, beide Indien und die Türkei.

In der zusammenfassenden Tätigkeit der Arbeitsgemeinschaft der Eisen verarbeitenden Industrie (Avi) wurden die Belange der Eisen verarbeitenden Industrie vertreten. Mancherlei Erfolge wurden erreicht, wenngleich auch viele Wünsche und Forderungen noch der Erledigung harren. Die seit April 1926 bestehende Stabilität der Eisenpreise (Verbandsgrundpreise) erfuhr im Januar 1928 eine Unterbrechung. Die nunmehr drückenden Auswirkungen des neuen Lohn- und Arbeitszeitabkommens im Ruhrrevier brachten der Eisen schaffenden Industrie eine Erhöhung der Selbstkosten, die im Zusammenhang mit der Lohnsteigerung vom März 1927 und der Steigerung anderer Selbstkostenbestandteile ohne Erhöhung der Verkaufspreise nicht mehr getragen werden konnte. Die Verbandsgrundpreise für Stab- und Formeisen erfuhren zunächst im Januar 1928 eine Erhöhung von RM 3,—/t. Hierbei wurde in den Verhandlungen zwischen den Beteiligten festgelegt, daß zwischen den süddeutschen und norddeutschen Preisen etwa die Vorkriegsrelation bestehen bleiben und dementsprechend eine Spanne von RM 6,—/t zwischen den Verbandsgrundpreisen für die Frachtbasis Oberhausen und Neunkirchen für die Zeit des Bestehens der Eisenverbände aufrechterhalten werden soll. Die Verbandsgrundpreise Neunkirchen blieben daraufhin mit RM 2,—/t unter dem ursprünglich vorgesehenen Betrag.

Eine weitere Eisenpreiserhöhung um RM 4,—/t trat im Mai 1928 ein in Auswirkung des Lohnschiedsspruchs für den Ruhrbergbau.

Die Eisen verarbeitende Industrie konnte sich der sachlichen Berechtigung dieser Erhöhungen nicht verschließen und mußte ihnen zustimmen, wiewohl es eine bekannte Tatsache ist, daß der Eisenverarbeiter eine weit längere Zeit braucht, Materialpreissteigerungen von seinem Abnehmer wieder hereinzuholen, als der Eisenerzeuger, der die Preise verbandsmäßig festsetzen kann. In eindringlicher Form wurde aber gegen die Ursachen der Eisenpreiserhöhungen, die hauptsächlich in den lohnpolitischen Maßnahmen des Reichsarbeitsministeriums zu suchen sind, Einspruch erhoben und den Regierungsstellen gegenüber zum Ausdruck gebracht. Wir wollen gewiß den kulturpolitischen Forderungen der Arbeitnehmer in weitgehendem Maße Rechnung tragen, müssen aber darauf bestehen, daß die Belange der Güter erzeugenden Wirtschaft dabei besser gewahrt werden als bisher.

Auch die neue Erhöhung der Eisenbahntarife, um deren Ermäßigung wir uns jahrelang bemüht haben, wird vordringlich begründet durch die gekennzeichneten Maßnahmen der Reichsregierung. Es ist begreiflich, daß die Reichsbahn nicht gleichzeitig die Daweslasten tragen, Löhne und Gehälter erhöhen und die Frachttarife ermäßigen kann. Bekanntlich lagen die Eisenbahntarife trotz der im Jahre 1927 durchgeführten Ermäßigung noch immer um etwa 40% über den Sätzen der Vorkriegszeit. Für die Wirtschaft bedeutet die letzte Tariferhöhung zweifellos und trotz aller optimistisch gefärbten Gegenäußerungen eine neue fühlbare Beschwerung. Die mehrfache Belastung, die die Erzeugung der Güter auf dem Wege durch verschiedene Produktionsstufen erfährt, muß in vielen Fällen den Preis des Endproduktes entscheidend beeinflussen. Dieser Tatsache werden sich auch die Vertreter der Wirtschaft in dem Reichsbahngericht bewußt gewesen sein. Hoffen wir, daß es — wie beabsichtigt — möglich sein wird, die Tariferhöhung unter Schonung des Berufsverkehrs und des Güterverkehrs in Massenkonsumartikeln durchzuführen und insbesondere hierdurch das Entstehen einer neuen Lohnbewegung zu verhindern. Wir warnen erneut und eindringlich vor der Kapitulation der wirtschaftlichen Einsicht vor vernunftwidrigen und die Gebote der inneren Gesetzmäßigkeit der Wirtschaft zerstörenden Gewalten!

Im übrigen bemühten wir uns, auf den verschiedensten Teilgebieten des Tarifwesens die Interessen unserer Firmen teils allgemein, teils in Einzelfällen zu vertreten, so hinsichtlich des Seehafenausnahmetarifes, der Wagenstandsgelder und der Privatgleisanschlüsse. Der Seehafenausnahmetarif 35 erfuhr eine Ermäßigung der Sätze durchschnittlich um 20% in den Klassen A, B und C und von 13% in der Klasse D. Auch trat eine Erweiterung des Geltungsbereiches dieses Tarifes durch Hinzunahme einer Reihe von Versandstationen ein. Hingegen ließ sich eine Heraufsetzung der Wagenstandsgelder und der Gebühren bei der Benutzung der Privatgleisanschlüsse zufolge der bei der Reichsbahn eingetretenen Lohn- und Gehaltssteigerungen trotz eingehendster Verhandlungen der Verbände nicht verhindern. Der seit längerer Zeit verfolgte Plan der Einführung eines Ausnahmetarifes für die Ausfuhr über die trockene Grenze mußte bislang trotz allseitiger Billigung mit Rücksicht auf die Finanzlage der Reichsbahn zunächst noch zurückgestellt werden, seine Einführung wird aber jetzt im Zusammenhang mit der oben erwähnten Tariferhöhung — als ein gewisser Ausgleich — erfolgen.

Auf dem Gebiet der Handelsvertragsverhandlungen sind weitere Fortschritte zu verzeichnen, was die Zahl der zustandegekommenen weiteren Verträge, so in den Vertragsabschlüssen mit Griechenland, Japan und Jugoslawien angeht. In der Gesamtheit bleibt es leider bei dem bisherigen Bild, daß trotz aller hochtönenden Worte auf internationalen Zusammenkünften vom Abbau der Zollschranken und der Herbeiführung von wirksamen Maßnahmen zur Erleichterung des gegenseitigen Warenaustausches dem deutschen Export sich immer noch unübersteigbare oder nur mit Verlusten zu überwindende Zollschranken entgegenstellen. Viel zähe Arbeit wird hier noch geleistet werden müssen, um einigermaßen befriedigende Zustände zu schaffen. Überhaupt nicht vorwärtsgekommen sind die Handelsvertragsverhandlungen mit Polen, die im Fall eines einigermaßen günstigen Ausganges für einen Teil unserer Firmen einen praktischen Wert erlangen könnten.

Die im März 1928 inzwischen von Polen in Kraft gesetzte Valorisierungsverordnung hat den bisherigen Zustand noch weiter verschlechtert, indem nach ihr für Eisenkonstruktionen ein Betrag von rund RM 200,—/t als Zoll gilt.

Eingehend mitgearbeitet wurde von uns an der auf der Weltwirtschaftskonferenz beschlossenen Aufstellung eines internationalen Zolltarifschemas. Zweck dieses Schemas ist, zu einer Übersichtlichkeit über die Höhe der einzelnen Zolltarifsätze in den verschiedenen Staaten und damit allmählich zu einem vernünftigen Ausgleich der gegensätzlichen Interessen zu kommen. Möge dieser Arbeit ein solcher Erfolg, der freilich nach der Natur der Dinge erst in Jahren eintreten kann, beschieden sein!

Die Frage der Beschaffung von Betriebskapital stand, wie in früheren Jahren, im Vordergrund der Sorgen vieler Werke. Hier ist durch die Aufnahme einer 10-Millionen-Dollar-Anleihe durch die Deutsche Landesbankenzentrale A.-G. der Versuch gemacht, mit einigermaßen erschwinglichen Kostensätzen das Kreditbedürfnis der mittleren und kleineren Industrie zu befriedigen. Der Erlös dieser Anleihe wurde durch die Landesbanken in Form von hypothekarisch gesicherten Amortisationsdarlehen an die betreffenden Unternehmungen weitergegeben. Soweit wir haben feststellen können, ist dieser Geldbeschaffungsmöglichkeit auch aus den Kreisen unserer Industrie einiges Interesse entgegengebracht. Da die Beträge aber nur erststellig gegeben werden, ist ihr Wirkungsbereich gering. Neuerdings ist ebenfalls, um in erster Linie den Interessen der mittleren und kleineren Industrie zu dienen, der Plan der Errichtung einer „Zentralbank Deutscher Industrie"

in die Öffentlichkeit gebracht. Größeren Erfolg kann diese Einrichtung aber nur dann bringen, wenn sie ähnlich wie bei den Maßnahmen zur Stützung der Landwirtschaft auf eine Umschuldung hinwirkt. An weiteren Maßnahmen, namentlich um Neuanschaffungen von Maschinen und Apparaten für eine Modernisierung der Betriebe zu erleichtern, sei die Gründung der Berliner Kredit-Aktiengesellschaft erwähnt.

So wird von den verschiedensten Seiten und auf den verschiedensten Wegen versucht, dem Kreditbedürfnis der Industrie entgegenzukommen. Nach mancherlei Richtung hin werden die einzelnen Verfahren sich noch mehr als bisher praktischen Forderungen in der angedeuteten Richtung anpassen müssen. Sie verdienen daher auch die ernste Beachtung derjenigen Stellen, denen zu dienen sie bestimmt sind. Gleichwohl können wir einer Überschuldung der Betriebe nicht das Wort reden.

Der Enquete-Ausschuß (Ausschuß zur Untersuchung der Erzeugungs- und Absatzbedingungen der deutschen Wirtschaft) setzte seine Untersuchungen fort. Wir hatten Gelegenheit, dem Ausschuß außer in einer erschöpfenden Denkschrift in ausführlichen mündlichen Verhandlungen unter Hinzuziehung von Vertretern unserer Abnehmerseite und einer dem Verbande nicht angehörenden Firma eingehende Aufschlüsse über unsere Verbandstätigkeit zu geben. Der Ausschuß hatte keinerlei Bedenken gegen unseren Verband zu äußern und konnte sich von seiner wirtschaftspolitischen Daseinsberechtigung und Notwendigkeit überzeugen. In weiteren Vernehmungen wurden von unserer Seite dann noch Informationen, namentlich über die Verhältnisse des Eisenhandels, erteilt. Dankenswert ist es, daß die Ergebnisse der Untersuchungen des Enquete-Ausschusses der Öffentlichkeit zur Verfügung gestellt werden, um in ihnen, namentlich auch bei etwa beabsichtigten weiteren Verschärfungen der jetzigen Kartellgesetzgebung, zuverlässiges und objektives Material für die Beurteilung der Dinge, wie sie wirklich liegen, zur Verfügung zu haben.

In längeren Verhandlungen waren wir in Zusammenarbeit mit den in Frage kommenden Berufsgenossenschaften an der Neuaufstellung eines Entwurfes einer Gerüstordnung für den Stadtbezirk Berlin beteiligt. Die Arbeiten sind deshalb von besonderer Bedeutung, weil die Verordnung später allgemein Gültigkeit für das ganze Reich erhalten dürfte. Auch in anderen Fragen hatten wir mehrfach Gelegenheit, mit den Berufsgenossenschaften zusammenzuarbeiten. Erfreulich ist es, daß allmählich diesen Fragen in unserem Verband mehr Beachtung als bisher geschenkt wird, die Firmen namentlich sich auch nach der Seite der finanziellen Inanspruchnahme hin interessieren.

Der so bedeutsamen Frage der Heranbildung eines geeigneten Ingenieurnachwuchses für unsere Industrie widmeten wir erhöhtes Interesse. Hier wird noch mancherlei zu tun sein, um einmal durch eine Besserung der jetzigen Handhabung der Praktikantenausbildung, weiterhin aber auch durch eine entsprechende Beschäftigung der von der Hochschule kommenden Ingenieure bestehende Lücken auszufüllen. Es wird Hand in Hand mit den technischen Hochschulen vorzugehen und von diesen zu prüfen sein, inwieweit die Lehrstühle den Wünschen der Praxis noch werden entsprechen können. Unerläßlich wird es freilich sein, daß auch die Eisenbaufirmen bereitwilligst die sich aus der Durchführung solcher Maßnahmen ergebenden Inanspruchnahmen auf sich nehmen. Im übrigen nehmen wir, wie bisher, Gelegenheit, das Studium des Eisenbaues durch Mittelbewilligung für die Durchführung von Exkursionen, zur Drucklegung geeigneter Doktorarbeiten und dergl. zu fördern, wie wir auch den Gesellschaften von Freunden an den technischen Hochschulen, einzelnen Lehrstühlen, der Notgemeinschaft der Deutschen Wissenschaft und schließlich den Studentenschaften wieder namhafte Zuwendungen machten.

Die Veröffentlichungen in dem Verbandsorgan „Der Bauingenieur" waren gleichartig wie in den zurückliegenden Jahren. Von besonderen, das Gebiet des Eisenbaues berührenden Aufsätzen sei die Wiedergabe der Besprechung des Wettbewerbes „Hohe Brücke Kopenhagen" angeführt.

Der Ausschuß für Versuche im Eisenbau hat den Verlust des erst im Jahre 1925 in den Ausschuß berufenen Professor Dr.-Ing. Schachenmeier, München, zu beklagen, dem wir ein ehrendes Andenken bewahren.

Einer Ende 1927 abgehaltenen Sitzung des Gesamtausschusses haben sich mehrere Beratungen verschiedener für bestimmte Teilaufgaben gebildeter Unterausschüsse angeschlossen.

Mit der Förderung und Verarbeitung der Werkstoffe hat sich die durch die Kommission für hochwertige Baustähle ergänzte Kommission für Werkstoffe in gemeinsamen Beratungen mit der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft und dem Verein deutscher Eisenhüttenleute wiederholt beschäftigt. Zur Hauptsache waren die Beratungen durch verschärfte Abnahmebestimmungen der Reichsbahn und durch eine wesentliche, auf Schwierigkeiten bei der Herstellung zurückzuführende Erhöhung der Aufpreise für Silizium-Baustahl veranlaßt. Die Wirtschaftlichkeit des Silizium-Baustahls ist leider durch die Erhöhung der Aufpreise wesentlich eingeschränkt worden. Außerdem ist dadurch aber auch die Entscheidung über die Auswahl eines der zur Verfügung stehenden Baustähle als Einheitsbaustahl weiter verzögert worden, da zugleich auch die Frage, ob St 48 oder St Si in Einzelfällen als hochwertiger Baustahl zu verwenden ist, zunächst noch offen bleibt. Die vorläufigen Vorschriften für die Lieferung von Eisenbauwerken aus Silizium-Stahl (St Si) sind inzwischen in endgültiger Form durch die Hauptverwaltung der Reichsbahn eingeführt worden.

Seitens des Reichsbahn-Zentralamtes war beabsichtigt, durch entsprechende Änderungen der Fertigungs-Vorschriften das Lochen untergeordneter Bauteile wie Futterplatten, Belag- und Riffelbleche vollständig zu verbieten. Da sich das Lochen im allgemeinen immer noch billiger stellt als das Bohren und etwelche Nachteile nicht beobachtet worden sind, zumal die in Betracht kommenden untergeordneten Bauteile stets aus dem weicheren Baustoff St 37 bestehen, haben wir gebeten, von dem vollständigen Verbot des Stanzens abzusehen. Diesem Wunsche ist bislang entsprochen worden. Da seitens einzelner Reichsbahn-Direktionen verschiedenartige Anforderungen hinsichtlich des Kleinerbohrens von Nietlöchern bei Teilen, die einzeln gebohrt werden, an die einzelnen Betriebe gestellt werden, ist der Versuch gemacht worden, mit dem Reichsbahn-Zentralamt eine eindeutige Fassung der betreffenden Bestimmungen der Vorläufigen Fertigungsvorschriften zu vereinbaren. Die Verhandlungen haben bisher zu einem bestimmten Ergebnis noch nicht geführt, weil die Bearbeitungsverfahren in den einzelnen Betrieben ja verschiedenartig sind.

Im Normenausschuß der Deutschen Industrie wurde über neue Bestimmungen hinsichtlich der Abmaße und Krümmungen von Walzwerkserzeugnissen beraten. Abschließende Ergebnisse sind hierbei noch nicht erzielt worden, da die Walzwerke weitgehende Erleichterungen fordern.

In mehreren Besprechungen und Sitzungen wurden die Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenbauwerken für eine demnächst erscheinende Neuausgabe überholt. Erwähnenswert ist das Bestreben in diesen Vorschriften wie auch in den Werkstoffnormen, die bei der Bezeichnung unserer Flußstähle noch bestehenden Ausdrücke „Eisen" durch den zeitgemäßeren Ausdruck „Stahl" zu ersetzen.

Die amtlichen Preußischen Hochbaubestimmungen sind inzwischen in einer neuen Auflage erschienen. Über unseren bereits im Mai 1927 beim Preußischen Ministerium für Volkswohlfahrt eingereichten Antrag zur Überholung dieser Vorschriften ist bis heute noch keinerlei Entscheidung getroffen worden.

Die Kommission für wirtschaftliche Betriebsführung hat die im Vorjahre erwähnten Arbeiten fortgesetzt und neuerdings auf Veranlassung verschiedener Herstellerfirmen nochmals die praktische Erprobung von elektrischen Nieterhitzern aufgenommen. Außerdem sollen Erhebungen

über die Wirtschaftlichkeit von Gasfeuerungen durchgeführt werden. Die auf der vorjährigen Tagung der Betriebsingenieure abgehaltenen Vorträge sind inzwischen als besondere Berichte gedruckt und an unsere Mitglieder sowie auch an befreundete Vereinigungen versandt worden.

In einem vom Stahlwerks-Verband in Düsseldorf ins Leben gerufenen Sonderausschuß zur Aufstellung von Grundsätzen für Stahlwohnhäuser haben wir im Berichtsjahre ebenfalls mitgewirkt. Die bisherigen Beratungen dieses Ausschusses haben ergeben, daß die in den Vereinigten Staaten allgemein gebräuchliche Bauweise mit gepreßten Leichtprofilen unter ausgedehnter Verwendung von Streckmetall im deutschen Stahlwohnungsbau voraussichtlich nicht die gleiche Bedeutung gewinnen wird. Bessere Aussichten für die Verwendung zu tragenden Stahlgerippen bieten verschiedene kleinere I- und U-Profile, welche von einigen Stahlwerken bereits hergestellt werden, und welche auch in einem besonderen Normenblatt Aufnahme finden sollen. Von den weiteren wichtigen Arbeiten des Ausschusses sei die Untersuchung der Eignung von Füllbaustoffen, die in bezug auf Dauerhaftigkeit, Wärmehaltung und Schalldämpfung weitgehendsten Ansprüchen zu genügen haben, erwähnt. Die gesamten für den Stahlwohnungsbau in Betracht kommenden Gesichtspunkte sind inzwischen auch vom Deutschen Normenausschuß in einem Entwurf zu einem Normenblatt unter der Bezeichnung „Gütevorschriften für Stahlhäuser" zusammengefaßt worden.

DIE EISENBAUTEN DES GROSSKRAFTWERKES KLINGENBERG.

Von W. Rein, Berlin-Lichterfelde[1].

I. Einleitung.

Für die Deckung seines von Jahr zu Jahr fast sprunghaft wachsenden Bedarfs an elektrischem Strom waren für Groß-Berlin in den beiden Jahrzehnten vor dem Kriege insgesamt sieben verschiedene Kraftwerke, teilweise mitten in der Stadt und später im Weichbildrand, erbaut worden.

Die gewaltigen Anforderungen während des Krieges führten dann zum Bau des Fernkraftwerkes Zschornewitz, und als in der Nachkriegszeit die außerordentliche Steigerung des Strombedarfs anhielt, ergab sich eine stark anwachsende Abhängigkeit der Elektrizitätsversorgung Groß-Berlins vom Fernstrombezug aus Zschornewitz und von anderen Werken. Während 1918 erst 12% des Strombedarfs von auswärts bezogen wurden, waren es 1924 bereits über 50%, und den Berliner Werken fiel mehr und mehr die Aufgabe der Spitzendeckung des Verbrauchs zu. Der Fernstrombezug in solchem Umfang konnte aber, selbst bei ausreichender Deckung des Strombedarfs, der vielen auftretenden Störungen wegen als Dauerzustand vom Berliner Wirtschaftsleben nicht ertragen werden. Die unbedingte Aufrechterhaltung der Stromlieferung erfordert ein weitaus besseres Verhältnis der Stromerzeugung innerhalb des Stadtgebietes zum Fernbezug, da für Berlin die Frage der Betriebssicherheit geradezu brennend geworden war.

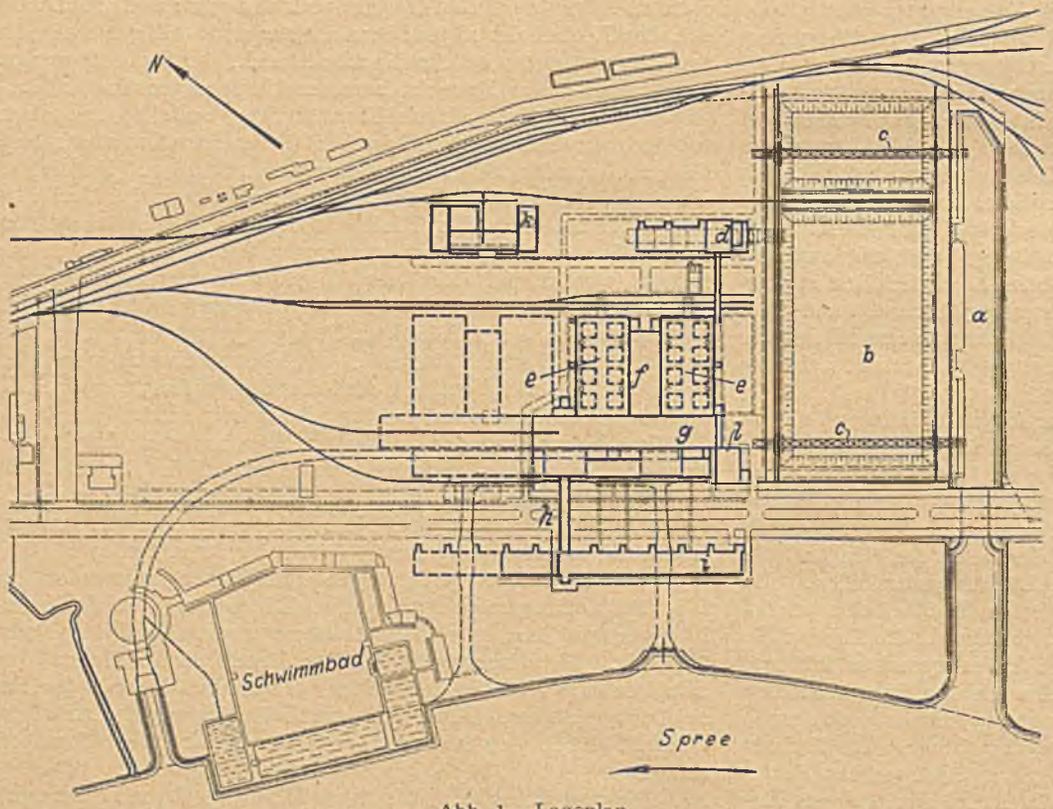


Abb. 1. Lageplan.

Die Berliner Stadtverordnetenversammlung beschloß daher im Juli 1925 den Bau eines neuen großen Kraftwerkes auf städtischem Gelände.

Eingehende Studien der großen amerikanischen Elektrizitätswerke, die trotz sehr hoher Grundstückspreise und baulicher Schwierigkeiten ausnahmslos innerhalb der großen Städte erbaut wurden, führten zu dem Beschluß, die neue Großkraftwerksanlage unter Vermeidung langer Überlandleitungen innerhalb des Stadtgebietes zu errichten. Die Wahl fiel auf ein zwischen Spree und dem großen Güterbahnhof Rummelsburg befindliches Gelände.

Die Gesamtanlage des neuen Kraftwerkes geht aus dem Lageplan, Abb. 1, hervor. Durch einen neu zu erbauenden Stichkanal a von etwa 500 m Länge, der unter der Cöpenicker Chaussee durchzuführen war, wird der Kohlenlagerplatz b des Kraftwerkes unmittelbar an die schiffbare Spree angeschlossen. Nach Bedarf kann also die Anlieferung der Kohle auf dem Wasserweg erfolgen oder durch Bahnanfuhr vom benachbarten Güterbahnhof Rummelsburg in geschlossenen Großraumgüterzügen.

Zwei fahrbare Kranbrücken c überspannen den etwa 120 m breiten Kohlenlagerplatz b und fördern mit 5-t-Greifern die ankommende Kohle entweder auf den Lagerplatz oder mittels einer Standbahn und einer besonderen Kohlenförderbrücke unmittelbar nach der Kohlenaufbereitung d. Zwei große Kesselhäuser e umschließen die umfangreiche Vorwärme-Pumpanlage f und grenzen unmittelbar an die Turbinenhalle g, von wo der erzeugte Strom mittels Kabeln über eine die Straße

[1] Nach einem auf der Hauptversammlung des Deutschen Eisenbau-Verbandes im Oktober 1926 in Aachen gehaltenen Vortrag.

überspannende Kabelbrücke h nach dem jenseits der Straße gelegenen großen Schalthaus i zur Verteilung und Weitergabe geleitet wird. Ein Werkstätten- und Lagergebäude k und ein Verwaltungshochhaus l vervollständigen die gewaltige Anlage, deren erster Ausbau in Abb. 1, durch kräftige Linien hervorgehoben ist, während die für später in Aussicht zu nehmende Erweiterung gestrichelt eingetragen ist.

Um der Berliner Stromerzeugung den Charakter der Spitzenversorgung zu nehmen und den Strombedarf auch bei Störungen des Fernstrombezuges absolut sicherzustellen, mußte dieser erste Ausbau des Großkraftwerkes schon eine außerordentlich große Leistung verbürgen. Diese große Leistung war aber auch gleichzeitig bedingt zur Erzielung größtmöglichster Wirtschaftlichkeit und günstiger Stromtarifpolitik. Damit verband sich die selbstverständliche Forderung, von den neuesten technischen und wissenschaftlichen Fortschritten bei der Anlage in weitgehendstem Maße Gebrauch zu machen.

Zwei Faktoren, und zwar: 1. die riesigen Ausmaße und Leistungsfähigkeit, und 2. die bemerkenswerten technischen Neuerungen, kennzeichnen daher das Werk als das größte und modernste Europas.

Die Größe des Werkes ergibt sich aus der Leistung des ersten Ausbaues von 270 000 kW, welche die Gesamtleistung aller bestehenden Berliner Elektrizitätswerke erheblich übertrifft.

Technische Neuerungen sind zunächst gegeben durch die Anwendung der Kohlenstaubfeuerung, welche u. a. die wirtschaftliche Ausnutzung minderwertiger Brennstoffe gestattet, gegen Brennstoffwechsel unempfindlich ist, rasche Betriebsaufnahme und Anpassungsfähigkeit an jede Belastungsschwankung, hohen Kesselwirkungsgrad und große Wirtschaftlichkeit gewährleistet. Ferner durch den Einbau größter Kesseleinheiten, und zwar von 16 Großdampferzeugern mit je 1750 m² Heizfläche, welche mit 37,5 at Überdruck und 400° Dampftemperatur arbeiten. Großdampferzeuger von diesen Ausmaßen waren bis dahin noch nicht erbaut worden.

Weitere technische Neuerungen finden sich in der Aufstellung von Vorwärmeturbinen mit ihren wärmewirtschaftlichen Vorteilen und großen Dampfturbogeneratoren.

Höchstmögliche Leistungen, geringer Raumbedarf, niedrige Anschaffungskosten, hohe Wirtschaftlichkeit und große Betriebssicherheit waren die Gesichtspunkte, die zu dieser großen neuzeitlichen Maschinenanlage geführt haben. Selbstverständlich sind auch bei der elektrischen Ausrüstung des Werkes alle technischen Fortschritte in weitgehendstem Maße zur Anwendung gekommen.

II. Die wichtigsten Eisenbauten.

Sämtliche Hochbauten der gesamten Anlage sind ausnahmslos in Eisenkonstruktion ausgeführt. Die Eisenfachwerkkonstruktion des Werkstätten- und Lagergebäudes, das eiserne tragende Gerippe des großen Schalthauses und des Verwaltungshochhauses bieten nicht viel Bemerkenswertes und treten in ihrer Bedeutung gegen die schweren und sehr ansprechend durchgebildeten Konstruktionen der eigentlichen Kraftanlage zurück. Immerhin sei erwähnt, daß das Schalthaus bei 140 m Länge und 18 m Breite in 5 Stockwerken etwa 57 000 m³ umbauten Raum aufweist.

Das Kohlenaufbereitungsgebäude.

Die beiden fahrbaren Kranbrücken von 119 m Stützweite beschicken, wie bereits erwähnt, den Lagerplatz und zwei Standbahnen zur Beförderung großer Kohlenkübel von 9,5 m³ Inhalt. Die gefüllten Kübel werden, falls die Kohle nicht zu brechen ist, unter die Auslegerbrücke, der Kohlenaufbereitung gefahren, dort von Einschienenkatzen gehoben, über die Rohkohlenbunker gefahren und entleert. Die Bunker (Abb. 3) bestehen aus eisernen aufgehängten Traggerüsten mit zwischengespannten Eisenbetonkappen, deren Innenflächen zum Schutz gegen die herabfallenden Kohlen mit einem besonders dauerhaften Putz versehen sind. Von den Bunkern aus nimmt die Kohle ihren Weg über Trockentrommeln zu den Mühlen, wo sie zu Staub gemahlen wird, um von da nach den unten angeordneten Staubkohlenbunkern befördert zu werden. Ein dicht bei der Brückenstütze angeordnetes Brecherwerk vervollständigt den maschinellen Teil der Anlage. Die gebrochene Kohle fällt aus dem Brecher in die Kübel, welche von einer dauernd sich drehenden Drehscheibe seitlich herausbefördert werden und dann von den Greiferkatzen zur Weiterbeförderung nach den Rohkohlenbunkern aufgenommen werden können. Die Eisenkonstruktion der durch Eisenfachwerkwände abgeschlossenen 40 m hohen Kohlenaufbereitung (Abb. 2) ist nach beiden Richtungen in mehrstöckige und teilweise dreistielige Rahmenträgwerke aufgelöst, welche einerseits die aus dem Eigengewicht, den Maschinen, der zu verarbeitenden Kohle und den Winddrücken herrührenden namhaften Lasten zum Boden ableiten, andererseits aber infolge ihrer schlanken Ausbildung für die Maschinenanlagen die erforderlichen Räume frei lassen. An das Gebäude schließt sich die Kohlenförderbrücke unmittelbar an, die einerseits an der Giebelwand des Gebäudes, andererseits auf einer besonderen, portalartig gebauten Stütze aufgelagert ist, und welche etwa 26 m frei über den Kohlenlagerplatz vorkragt. Das gesamte Konstruktionsgewicht der Kohlenaufbereitung nebst Förderbrücke beträgt 2150 t. Das abschließende Eisenfachwerk liegt zwischen den tragenden Rahmen. Die Ausmauerung besteht aus einer 13 cm starken Wand aus Hintermauersteinen und einer durch eine Luftschicht davon getrennten äußeren Prüßwand aus Klinkern. Die tragende und verkleidende Eisenkonstruktion tritt in den Außenwänden überall zutage. In Verbindung mit der natürlichen Gliederung der Außenwände ergab sich dadurch, wie Abb. 4 zeigt, ein gutes und sehr ansprechendes Aussehen.

Die zu ebener Erde stehenden sechs Kohlenmühlen der Anlage sitzen, ihrer Größe und der von ihnen ausgehenden Erschütterungen wegen, auf besonderen von den Gebäudefunda-

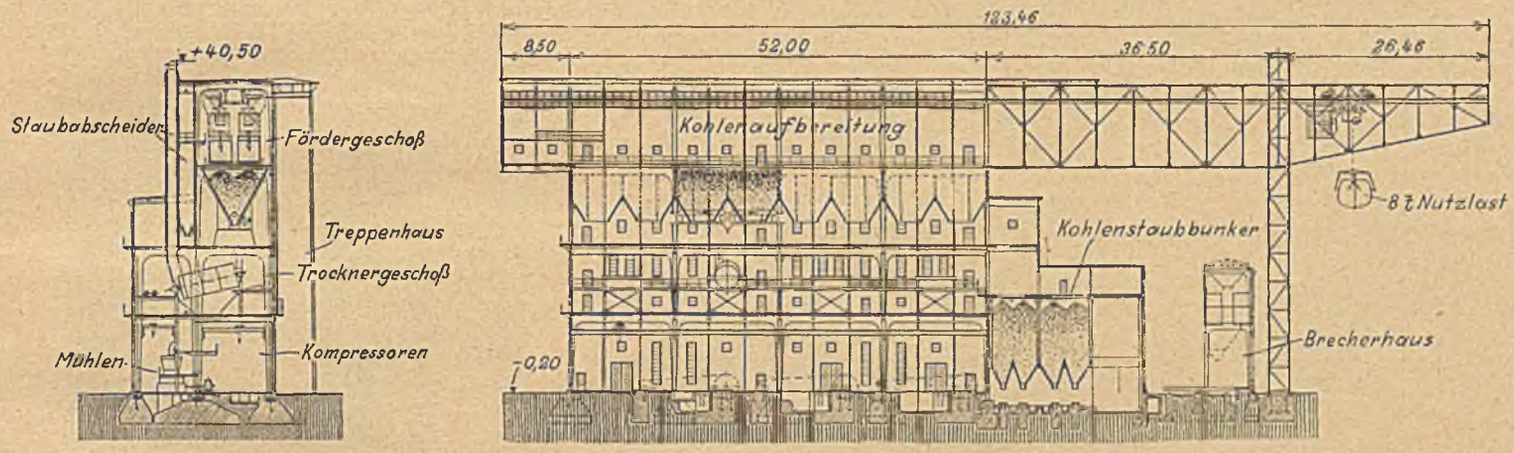


Abb. 2. Kohlenaufbereitung.

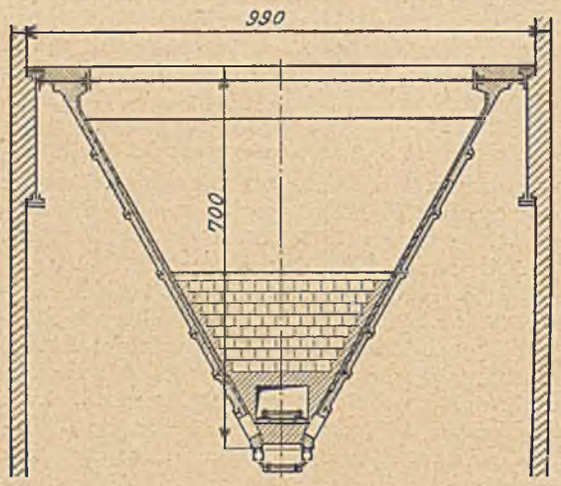


Abb. 3. Rohkohlenbunker.

menten getrennten Fundamentblöcken von 3 × 3 m² Grundfläche. Der Boden besteht aus gutem Sand, der 20 m tief, zum Teil sogar 40 m tief ansteht. Man glaubte zuerst von einer kostspieligen Pfahlgründung absehen zu können und beschränkte die Bodenpressung auf 1,4/cm². Nach Inbetriebnahme traten jedoch Senkungen der Mühlenfundamente ein, weshalb man sie nachträglich durchbohrte und durch die damit gewonnenen Öffnungen Preßbetonpfähle einbrachte. Die Mühlenfundamente senkten sich dann zwar nicht mehr, doch verursachten die von den Mühlen ausgehenden Erschütterungen Senkungen der Rahmenfundamente, welche an einzelnen Stellen bis zu 15 cm anwuchsen. Diese Senkungen wurden dauernd gemessen, und in den Eisenkonstruktionen traten Zusatzspannungen bis zum Ausmaße von 1200 kg/cm² auf. Obwohl diese Zusatzspannungen infolge der vorzüglichen elastischen Eigenschaften des Baustoffes keine unmittelbare Gefahr für die Standsicherheit des Gebäudes bedeuteten, entschloß man sich doch, die einzelnen Rahmenstützen und Wände zu heben und in ihre ursprüngliche Lage zurückzubringen. Hierbei mußten bei einzelnen Stützen Hubkräfte bis 1300 t aufgewendet werden, und man benutzte hierzu 54 hydraulische Pressen von 100 t bis 300 t Tragfähigkeit (Abb. 5).

Die Hebung des Gebäudes erfolgte in einzelnen Abschnitten von 10 bis 30 mm, welche genau der umgekehrten Reihenfolge und Größe der einzelnen gemessenen Senkungen entsprachen. Sie erfolgte unter Zuziehung besonderer Sachverständiger am 8. Oktober 1927 innerhalb eines Zeitraums von 12 Stunden glatt und ohne jeden Nachteil für das Gebäude. Der Vorgang verkörpert eine hervorragend ingenieurtechnische Leistung. Er beweist aber auch, wie sowohl die Bauleitung als auch die beteiligten Sachverständigen äußerten[2], das

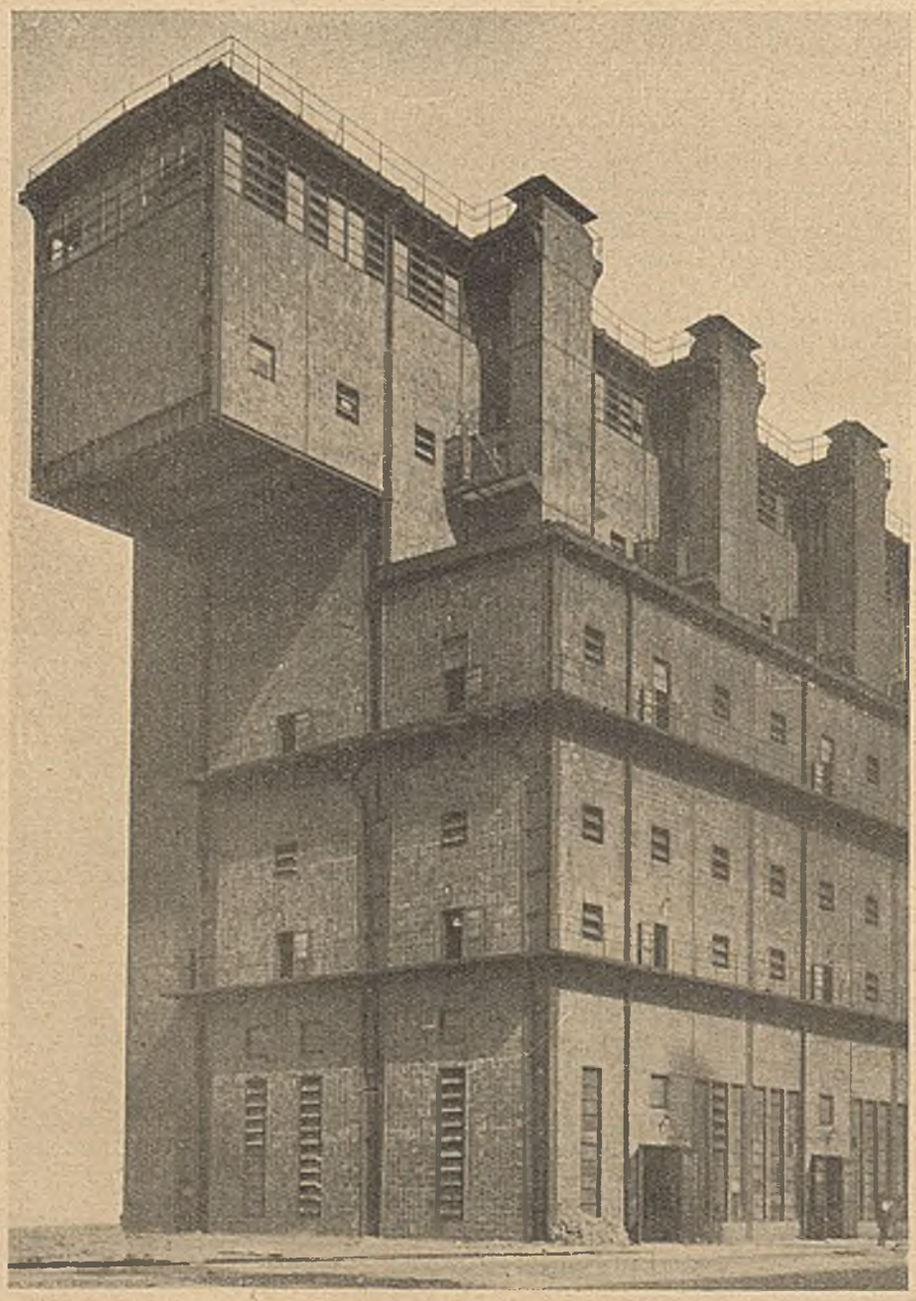


Abb. 4. Außenansicht der Kohlenaufbereitung.

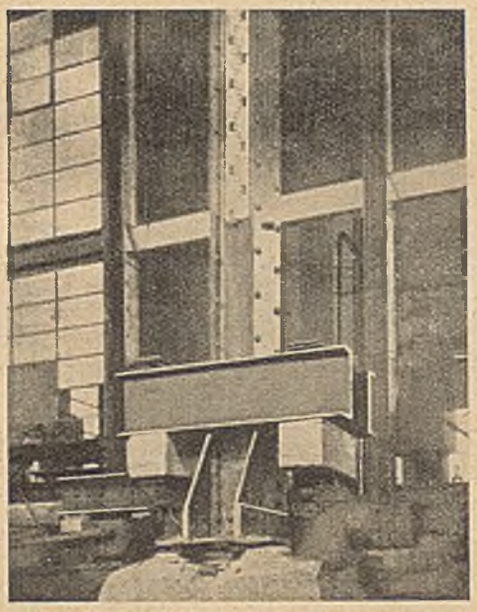


Abb. 5. Hebung der Kohlenaufbereitung.

vorzügliche und unerreichte Widerstandsvermögen der Eisenkonstruktion gegen Bodensenkungen und Erschütterungen. Jedenfalls hätte kein anderer Baustoff diese ungewöhnliche Überbeanspruchung ohne Gefährdung des ganzen Gebäudes ertragen können.

Für die Verbindung zwischen den Kesselhäusern und der Kohlenmahlanlage wurde zur Unterbringung der Kohlenstaub-Rohrleitung, ferner von Dampf-, Druckluft- und Wasserleitungen eine 50 m lange Brücke angeordnet, welche aus durchlaufenden Blechträgern besteht und in ihrem oberen, als ge-

[2] AEG. Mitteilungen 1927, Heft 11. Berliner Börsen-Zeitung 1927, Nr. 475.

schlossenes Eisenfachwerk ausgebildeten Teil die Rohrleitungen aufzunehmen vermag (Abb. 6).

Die Kesselhäuser.

Die beiden Kesselhäuser sind bei je 41 × 47 m Grundfläche bis zur Traufe 30,5 m hoch. Sie umschließen das Vorwärme- und Pumpengebäude und sind durchweg in dreigeschossiger, vollwandiger Rahmenkonstruktion ausgeführt. Abb. 7 zeigt den konstruktiven Aufbau der Kesselhäuser in Quer- und Längsschnitt. In den beiden Seitenfeldern jedes Kesselhauses sind je vier Großkessel von etwa 2000 t Gewicht aufzunehmen. In dem mittleren Feld sind oben die aus Eisengerippe bestehenden Staubkohlenbunker aufgehängt. Auch hier sind die Bunker von der gleichen Konstruktion wie bei der Kohlenaufbereitung. Sie bestehen aus einem eisernen Traggerüst mit zwischengespannten Eisenbetonkappen und Schutzverkleidung der letzteren. Das Vorwärmehaus ist oben durch ein abgestuftes Dach abgeschlossen und enthält einen Laufkran von 40 t Tragkraft. Beide Kesselhäuser sind über dem Dach des Vorwärmehauses durch eine Laufbrücke verbunden. Diese Brücke wie auch alle Laufkrane der Gesamtanlage sind ebenfalls als Rahmentragwerke ausgebildet, damit sie sich in ihrer äußeren Form den Hauptkonstruktionsformen anpassen.

Die schweren Kesselgehäuse sind mit ihren hohen Lasten auf die unteren Rahmen aufgesetzt (vgl. Querschnitt Abb. 7). Diese unteren Rahmen mußten insgesamt viermal abgestützt werden, da sie sonst zu schwer ausgefallen wären und zuviel Bauhöhe in Anspruch genommen hätten.

Die Kessel selbst werden durch schwere Kastenträger von 12,5 m Stützweite abgefangen. Welche Lasten von der im Querschnitt der Abb. 7 ersichtlichen Konstruktion aufzunehmen waren — für jedes Feld rd. 2070 t —, ergibt sich allein schon aus der Tatsache, daß diese Abstützungsunterzüge für sämtliche Kesselhäuser mehr als 1200 t wiegen. Auf den unteren Rahmen bauen sich die mittleren von etwa 15 m Höhe und schließlich darauf die oberen von etwa 10 m Höhe auf. Auch die oberen Rahmen haben recht erhebliche Lasten aufzunehmen, nämlich die 40 m hohen Schornsteine, deren Belastung von je einem besonderen Rahmenpaar übergeleitet wird, mit je 118 t Gewicht, und die an ihnen aufgehängten Obertrommeln der Kessel mit je 240 und 120 t Gewicht. Die mittleren Rahmen dienen zur Hauptsache als Windaussteifung, während abgesehen von der Stielbelastung durch den oberen Rahmen und

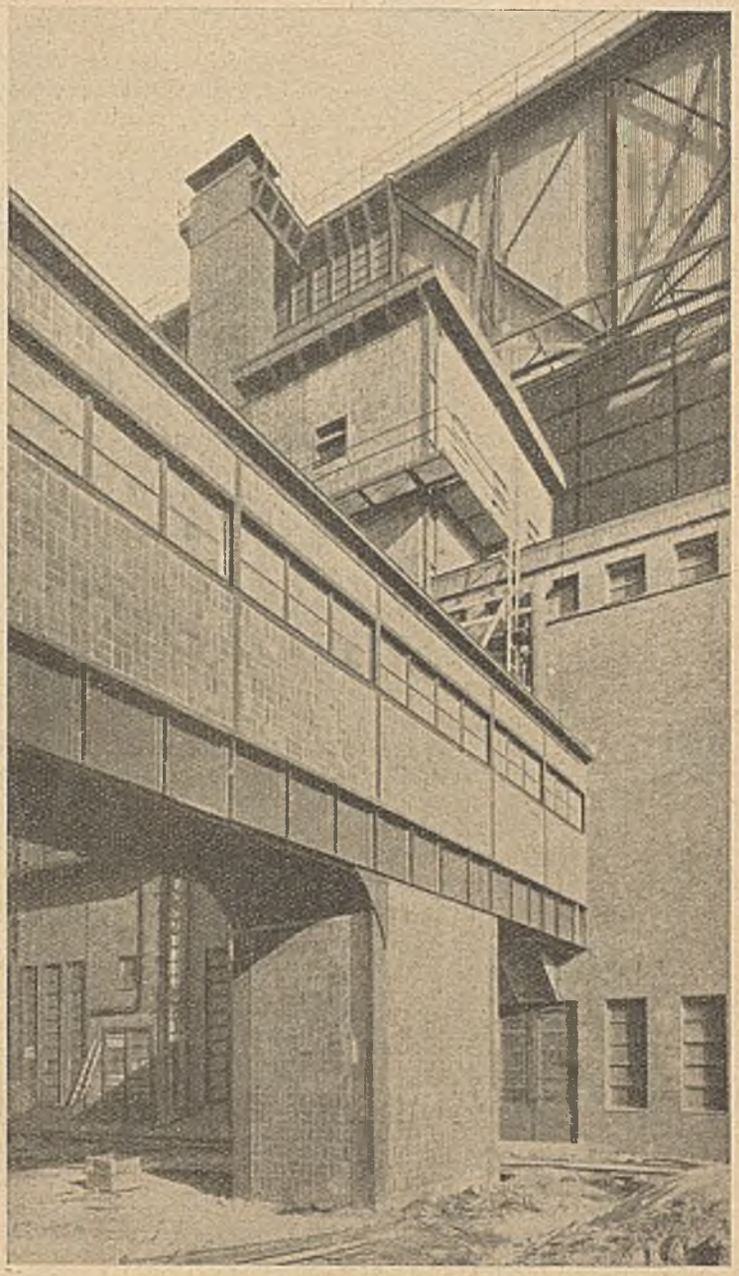
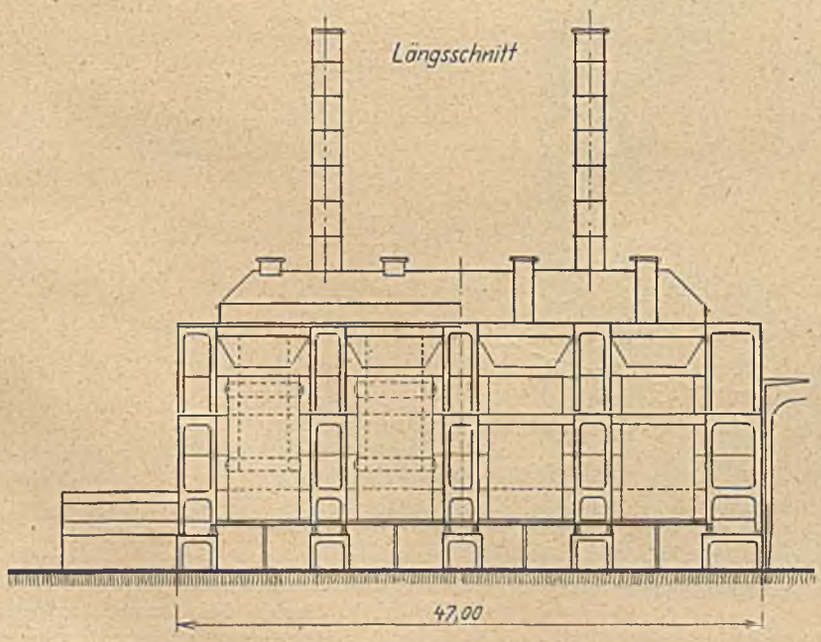


Abb. 6. Verbindungsbrücke zwischen Kohlenaufbereitung und Kesselhäusern.



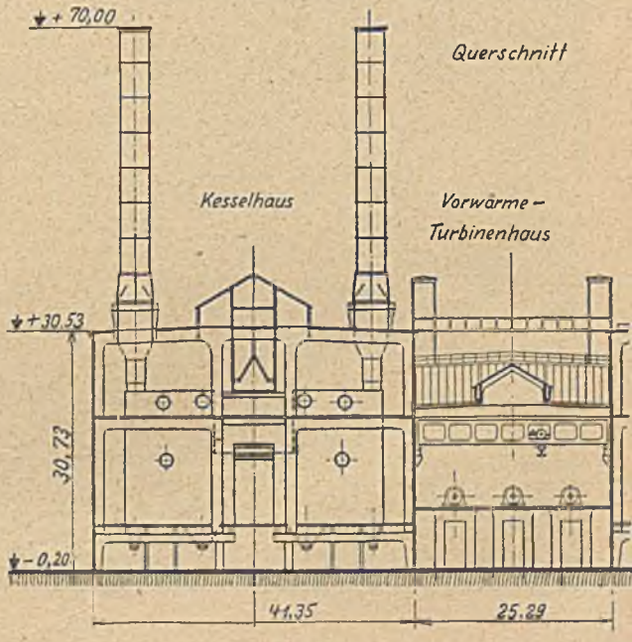


Abb. 7. Längs- und Querschnitt durch die Kesselhäuser.

den Auflagerdrücken des 40-t-Krans im Vorwärmehaus, nur verhältnismäßig geringe lotrechte Lasten hier aufzunehmen sind.

Trotz der außergewöhnlich großen Gebäudehöhe von über 30 m waren die für die Konstruktionen verfügbaren Räume sehr beengt.

Für die Stiel- und Riegelbreiten waren vorgeschriebene Abmessungen einzuhalten, und es ergaben sich dabei Gurtplattenstärken bis zu 78 mm Dicke. Die Abb. 8 und 9 zeigen auch, welche Konstruktionsmassen, namentlich in den unteren Teilen der Kesselhäuser, sich an einzelnen Punkten anhäufen.

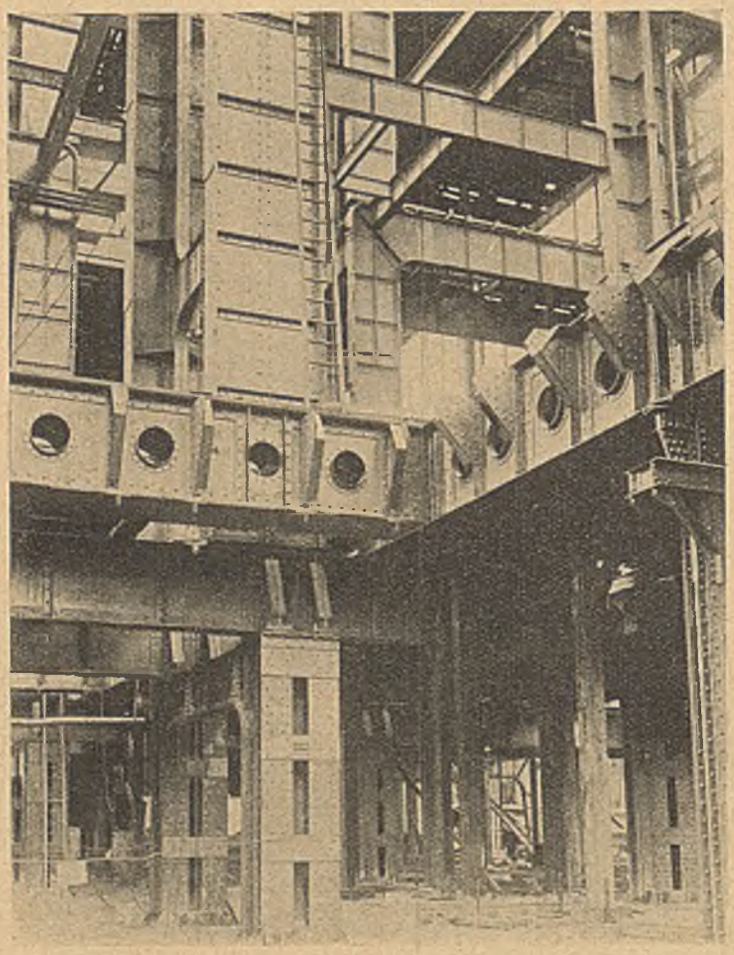


Abb. 8. Blick in die Kesselhauskonstruktion des unteren Geschosses.

Die hier in den Unterzügen sichtbaren kreisrunden Aussparungen dienen der Frischluftzuführung und der Unterbringung von Leitungen.

Die einzelnen Kessel fügen sich mit ihren schweren geschmiedeten Trommeln ganz knapp zwischen die Konstruktionen ein, und die Freihaltung der erforderlichen Räume bedingte ein besonderes Maß von konstruktivem Geschick. Zur Aufnahme der Winddrucke auf die Giebelwände sind in der Längsrichtung der Gebäude ebenfalls drei übereinander angeordnete eiserne Längsrahmen vorgesehen, deren Stiele mit den im Querschnitt des Gebäudes sichtbaren großen Tragrahmen fest verbunden sind und damit gleichzeitig eine sehr willkommene Knickaussteifung bilden (Abb. 7 Längsschnitt). Der mittlere Rahmen ist hier zur Erzielung geringerer Abmessungen nochmals durch einen Querriegel unterteilt. Im nördlichen Giebel der Kesselhäuser sind noch besondere Hubgerüste zum Hochziehen und Einbauen der schweren Kessel vorgebaut (vgl. auch Abb. 12).

Die Außenwände bestehen, soweit sie nicht verglast sind, aus weitmaschigem Eisenfachwerk mit der gleichen Ausfachung wie bei der Kohlenmahlanlage. Die Dachhaut besteht aus 6 und 10 cm starken Hohlsteindecken zwischen eisernen Trägern. Ein Aufbau in der Mitte sorgt für Belichtung und Lüftung des Mittelschiffes.

Das Konstruktionsgewicht der Eisenbauteile beträgt, ohne die eigentlichen Kesselgerüste und ohne die Schornsteine, rd. 10 000 t.

Die Turbinenhalle.

Die Tragkonstruktion der 25 m breiten, 146 m langen und bis zur Traufe 24 m hohen Turbinenhalle, Abb. 10 und 11, besteht aus vollwandigen Zweigelenkbogen in 8,3 m gegenseitigem Abstand. Die auf Pfähle gegründeten Maschinenfundamente reichen bis etwa 8 m Höhe über Boden. Die Rahmenbinder tragen in 19 m Höhe eine Kranbahn für zwei 40-t-Laufkrane, deren Gerüst ebenfalls rahmenartig ausgebildet ist.

Nach der Cöpenicker Chaussee zu schließt sich an die Turbinenhalle eine Reihe von Vorbauten an, die hauptsächlich Transformatoren und Pumpenräume enthalten und deren tragende Konstruktionen ebenfalls als mehrgeschossige, vollwandige eiserne Rahmen ausgebildet sind.

Der Innenraum der Halle ist auch nach erfolgtem Ausbau zweifellos noch von vornehmer und ansprechender Wirkung. Leider wird durch den in Fundamentoberkante, also in 8 m Höhe, geschaffenen Maschinen-

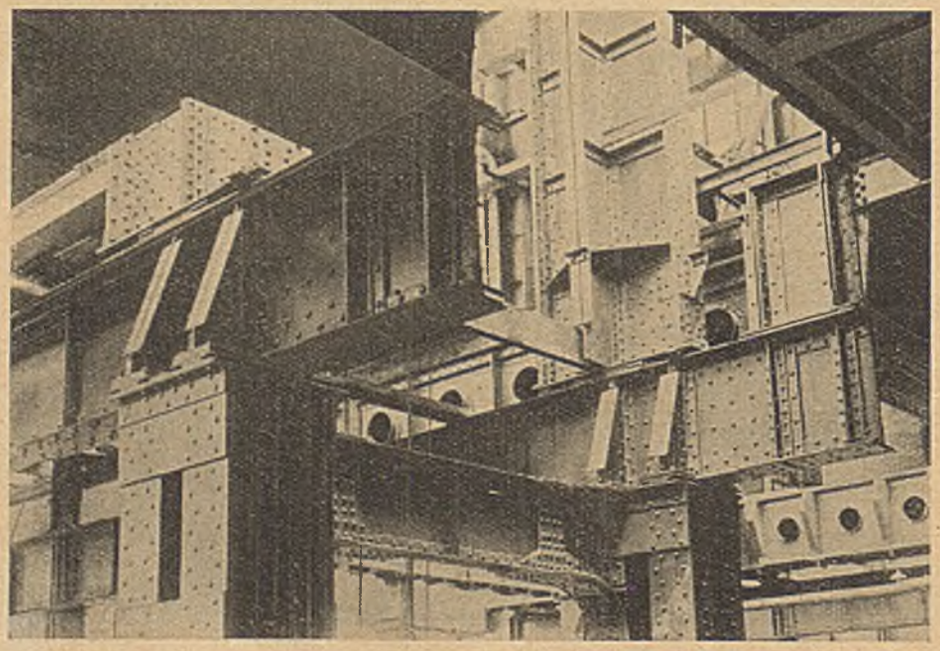


Abb. 9. Konstruktionen in Kesselhausmitte.

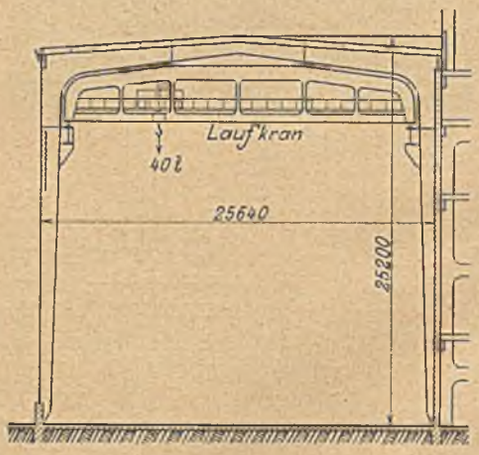


Abb. 10. Querschnitt durch die Turbinenhalle.

flur die darauf gestellten Turbinen und durch die beiden in der Halle laufenden Krane die vornehme Wirkung der schlanken Konstruktionsform der Binder beeinträchtigt, und der gesamte Raum erscheint infolgedessen etwas gedrückt (Abb. 11). Jedenfalls sind die Binder in ihren vollen Ausmaßen von ganz imposanter Wirkung und bilden eine sehr gut geratene Raumumschließung. Die Halle bleibt aber zweifellos — trotz dieser Beeinträchtigung — eines der schönsten neueren Bauwerke.

Das Konstruktionsgewicht für das Turbinenhaus mit seinen Anbauten beträgt etwa 2800 t.

Die Eindeckung der Turbinenhalle besteht aus Bimsbetonplatten auf Blechträgerpfetten. Die in den Außenwänden angeordneten Lichtbänder stimmen mit denen der Kesselhäuser überein. Die Ausbildung der Außenwände entspricht ebenfalls der der Kesselhäuser und Kohlenmahlanlage. Das gleichartige Aussehen dieser Bauten kennzeichnet sie dem Beschauer als eigentliche Betriebsanlagen. Die Tragkonstruktionen dieser Gebäude sind äußerlich unverkleidet geblieben. Überall treten sie klar zutage und vermitteln den Eindruck straffer Kraftbezwingung. In Verbindung mit den hochkant gestellten Klinkern der Ausfachungen verleihen sie sowohl dem Kesselhaus als auch dem Maschinenhaus ein imposantes Gepräge von außerordentlich glücklicher Gliederung (Abbildungen 12 und 13).

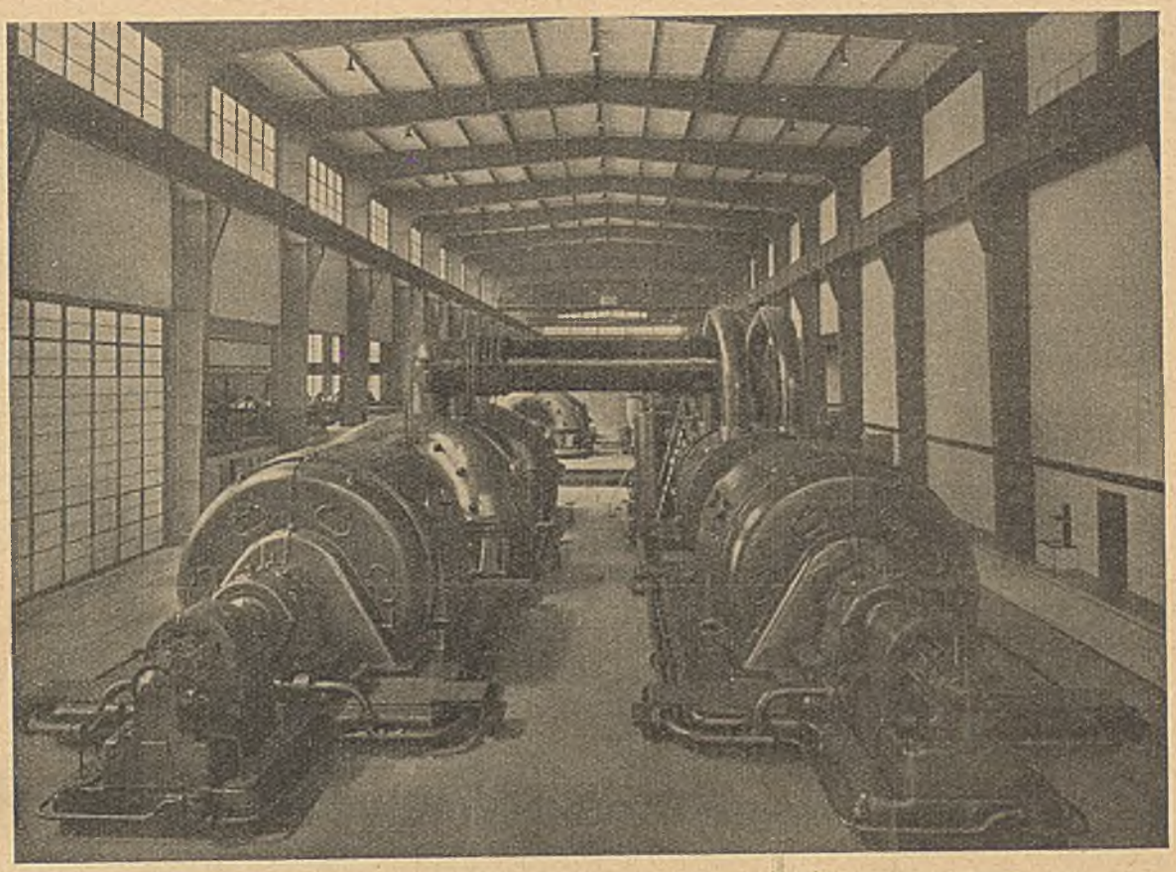


Abb. 11. Innenansicht der fertiggestellten Turbinenhalle.

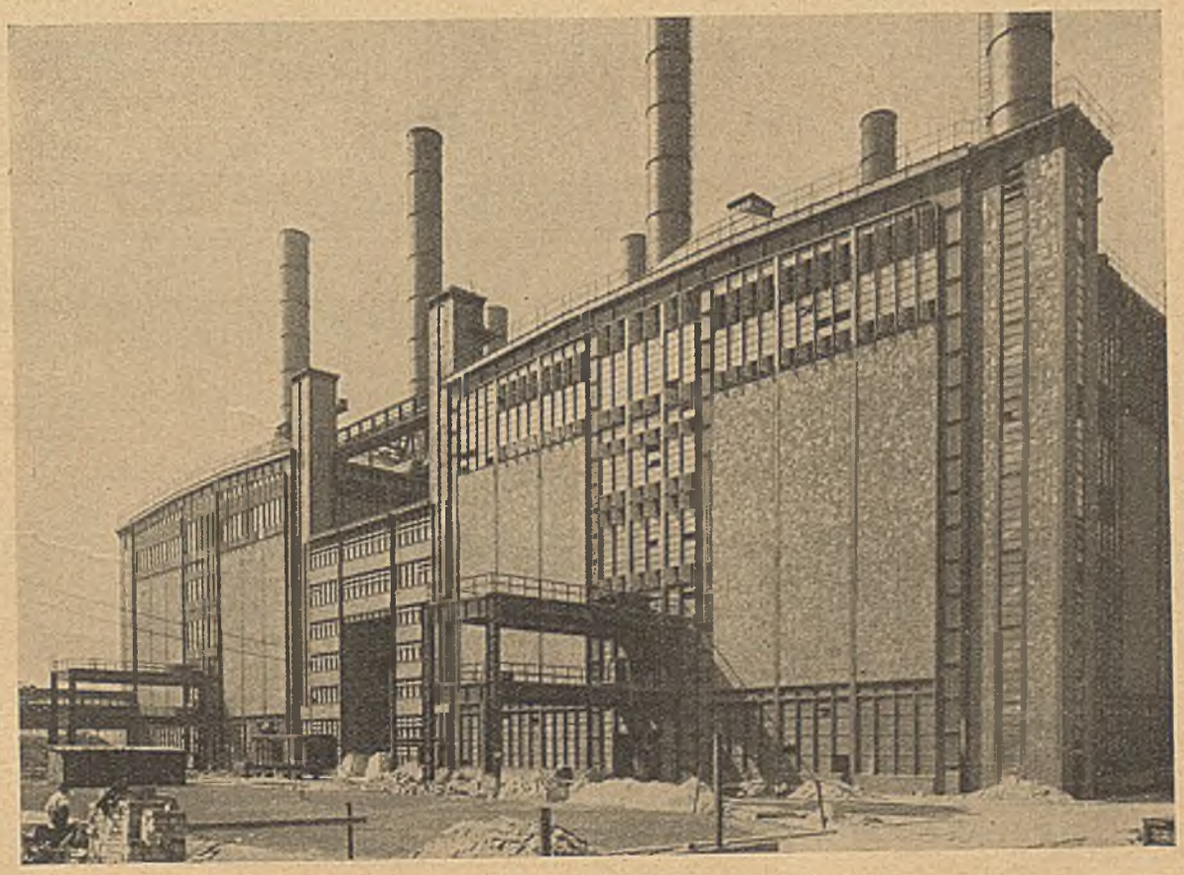


Abb. 12. Giebelwände der Kesselhäuser.

Sonstige Eisenbauten.

Die über die Cöpenicker Chaussee führende Verbindungs-

brücke, Abb. 14, für die Kabelüberführung endlich, ist als vollwandiger Zweigelenkrahmen von 37,5 m Stützweite und mit zwei Kragarmen von je 9 m Länge durchgebildet. Aus dem Querschnitt ist zu ersehen, wie in dem auf die Brücke aufgesetzten geschlossenen Aufbau die Kabel untergebracht sind. Außerdem enthält der Aufbau noch einen Verbindungsgang von der einen Straßenseite nach der anderen. Auch hier tritt die eiserne Tragkonstruktion unverkleidet zutage und ergibt in Verbindung mit den sie umrahmenden Ziegelsteinaufbauten auch aus nächster Nähe einen vorzüglichen Gesamteindruck (Abb. 15).

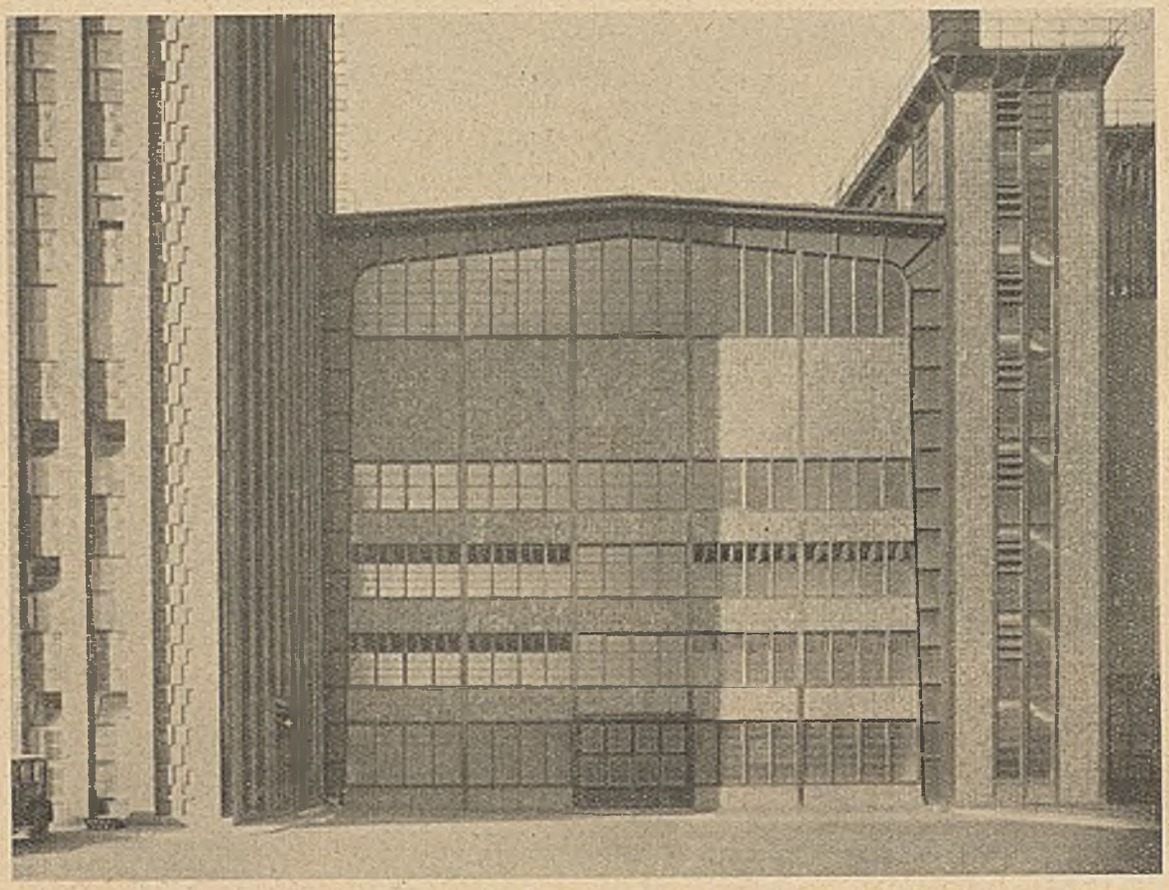


Abb. 13. Giebelwand der Turbinenhalle.

Das aus Abb. 30 im Vordergrund ersichtliche Büro- und Verwaltungsgebäude ist ein elfstöckiges Hochhaus von 25,4 mal 17,1 m² Grundfläche und insgesamt 41 m Höhe. Ursprünglich war geplant, die Büro- und Wohlfahrtseinrichtungen in einem Flachbau unterzubringen. Späterhin entschloß man sich aus wirtschaftlichen Gründen zur Errichtung des Hochhauses, da damit zugleich die Möglichkeit der Unterbringung dreier Hochbehälter von je 75 m³ für die Wasserversorgung gegeben war. Das Traggerüst des Hochhauses besteht aus vierstieligen, in den drei oberen Geschossen aus dreistieligen eisernen Vollwandrahmen, welche alle lotrecht wirkenden Lasten aufnehmen. Die Aufnahme der Windlasten wies man den das Traggerüst verkleidenden Umfassungsmauern zu. Im ungünstigsten Falle ist auch das eiserne Traggerüst imstande, die Windlasten abzuleiten. Die Beanspruchung der Eisenkonstruktion erhöht sich in diesem Falle von 1200 auf etwa 1600 kg/cm².

Das Werkstätten- und Lagergebäude endlich besteht aus einem Eisenfachwerkbau, dessen Tragkonstruktion durchweg gegliederte eiserne Stützbinder aufweist.

III. Die Aufstellungsarbeiten.

Die Aufstellung der verschiedenen Eisenkonstruktionen stellte die bauausführenden Firmen vor Aufgaben, wie sie im Hochbau bis dahin, wenn überhaupt, nur vereinzelt vorgekommen sein dürften. Waren schon die Stückgewichte der einzelnen Konstruktionsglieder sehr erheblich, so konnten andererseits von der Bauleitung für die Aufstellung nur ganz knappe Zeiten eingeräumt werden. Hinzu kam noch, daß ebenso knapp auch die Gesamtlieferungszeiten waren, so daß die Rücksicht auf die Erzeugungsfähigkeit der liefernden Werkstätten in Verbindung mit den anderen ungewöhnlichen Verhältnissen ganz besonders sorgfältig ausgearbeitete Aufstellungspläne sowohl, als auch ungewöhnliche Ausrüstungen der Baustellen erforderte.

Die bis zu 26 t schweren Eisenbauteile für die Kohlenaufbereitung wurden mittels eines Bockkranes von den Eisenbahnwagen abgesetzt und durch einen fahrbaren Kran bis zur Baustelle befördert. Dort wurden zunächst die unteren 18 m hohen Rahmen mit Hilfe eines Portalkranes zu Teilstücken von 62 t Gewicht am Boden zusammengebaut und dann von zwei 27 m hohen eisernen Standbäumen aufgerichtet. Dann wurde der noch fehlende dritte Stiel des Rahmens mit Riegel von einem Schwenkkran hochgezogen und mit den bereits aufgestellten Teilen vernietet (Abb. 16 und 17). Die beiden Standbäume und der Schwenkkran wurden dann zur Wiederholung dieses Vorganges bei dem nächsten Rahmen um je 13 m ver-

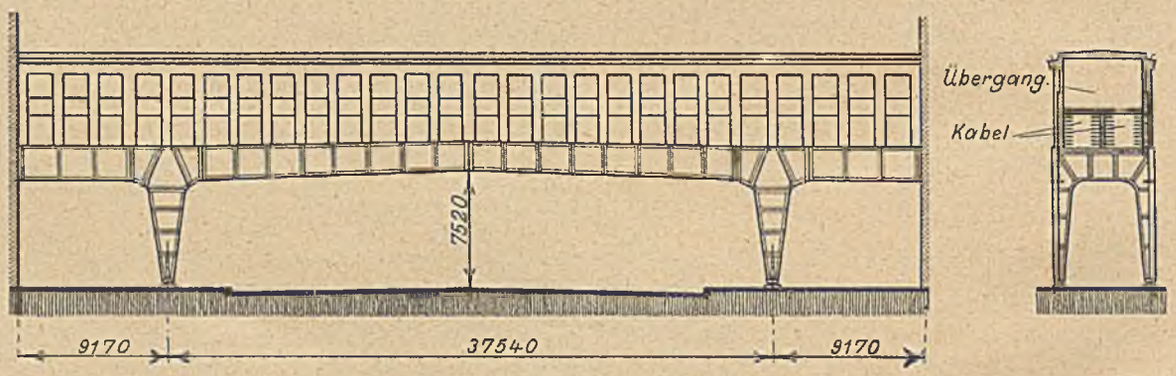


Abb. 14. Brücke für die Kabelüberführung.

schoben. Während dieser Arbeit wurden mittels eines auf Abb. 17 im Hintergrunde sichtbaren kleineren Schwenkkranes die Längsträger und sonstigen Verbindungen zwischen den Haupttragrahmen eingebaut.

Nach Fertigstellung des unteren Traggerippes wurden mit Hilfe eines darauf — also in 18 m Höhe — aufgestellten Schwenkkranes, in umgekehrter Richtung arbeitend, die oberen Rahmen aufgestellt und jeweils durch Längsträger und Zwischenkonstruktionen sofort verbunden. Gleichzeitig hatte man bereits mit dem Zusammenbau der Kohlenförderbrücke am Boden begonnen. Hierzu diente der bisher zum Zusammenbau der unteren Rahmen verwendete Portalkran. Währenddessen wurde aber auch die Portalstütze für die Brücke schußweise hochgebaut und abgenietet. Inzwischen waren die ersten beiden Felder der obersten Rahmenkonstruktion des Gebäudes eingebaut und man begann jetzt mit dem Hochziehen der fertig vernieteten 63 m langen Kohlenförderbrücke (Abb. 18 und 19). Zu diesem Zweck wurde das dem Gebäude zugekehrte Ende der Brücke durch zwei leichtere, auf den oberen Rahmen aufgestellte elektrische Züge gefaßt und außerdem eine hydraulische Hubvorrichtung auf dem oberen Querriegel der Portalstütze eingebaut. Hier war die Brücke an zwei von anderen Aufstellungsarbeiten her verfügbaren Flacheisenketten mit dicht aufeinanderfolgenden Bohrungen angehängt. Die Hubvorrichtung bestand aus zwei gemeinsam von einer am Boden aufgestellten elektrischen Pumpe gespeisten Kolbenpressen mit 880 mm Hub, welche, auf einem kräftigen Behelfsträger über dem Querringel der Portalstütze sitzend, eine mit den Ketten durch Bolzen gekuppelte Traverse hochdrückten. Jeweils nachdem die Pumpen ihren vollen Hub erreicht hatten, wurde die Brücke in der erreichten Höhenlage durch eingesteckte Bolzen gegen den kräftigen Behelfsträger abgestützt. Die Kolben der Pressen wurden abgelassen, die Traverse 80 cm tiefer in das überragende Ende der Kette eingebaut und die darüber hinausragenden, nicht mehr benötigten Kettenglieder abgenommen. Dann wiederholte sich das Spiel von neuem, bis die Brücke in einer Gesamtzeit von 12½ Stunden hochgezogen war. Um beim Hochziehen das hintere Ende der Brücke vom Gebäude freizubekommen, wurde die Portalstütze zuerst etwas nach vorn geneigt und in dieser Lage durch Seile vorübergehend gesichert. Nachdem die Brücke hochgebracht war, zog man die Portalstütze in ihre richtige Lage zurück und konnte dann die Brücke bequem an ihrem Gebäudeauflager anschließen.

Die gesamte Aufstellung der Anlage wurde dank der getroffenen Maßnahmen in der sehr kurzen Zeit von acht Wochen durchgeführt. Dazu trug vor allem die überaus reiche Ausstattung der Baustelle mit Hebezeugen bei, die gestattete, in jedem der Hauptarbeitsabschnitte gleichzeitig drei Arbeitsvorgänge durchzuführen.

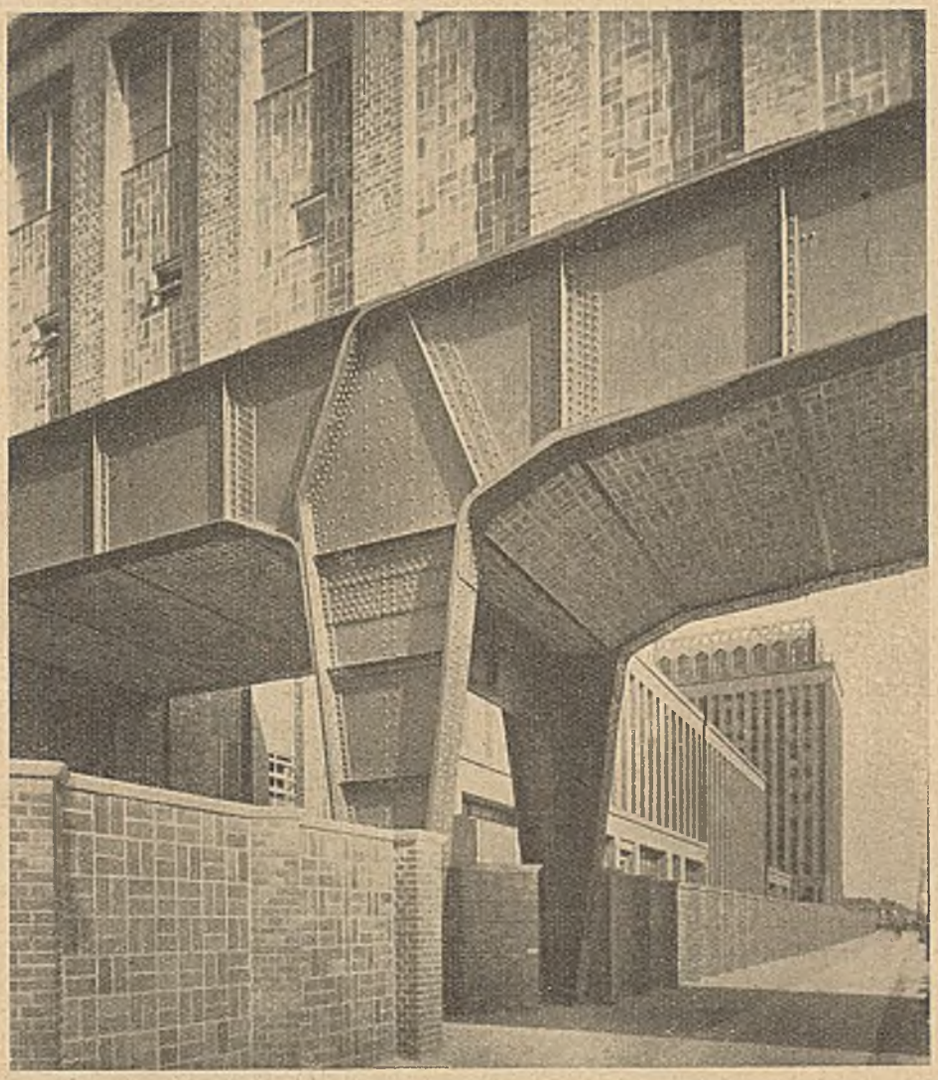


Abb. 15. Überbrückung der Copenicker Chaussee.

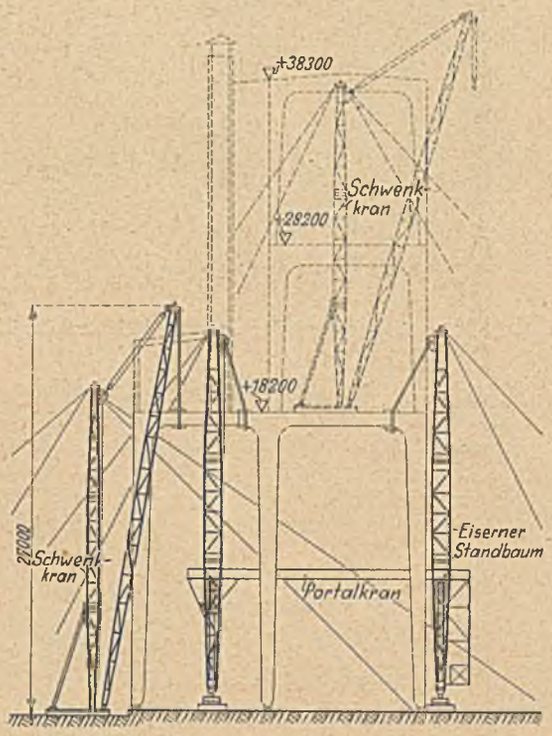


Abb. 16. Aufstellung der Kohlenaufbereitung.

Im ersten Abschnitt können wir den Zusammenbau der schweren Rahmen beobachten, während gleichzeitig die fertig zusammengebauten Teile mittels der hohen Standbäume aufgerichtet, und dahinter mit dem kleineren Schwenkkran die Längsträger usw. eingebaut werden.

Im zweiten Abschnitt beobachten wir gleichzeitig den Einbau der oberen Rahmen, das Hochbauen der Portalstütze und den Zusammenbau der Förderbrücke am Boden.

Abb. 19 zeigt den Beginn des Hochziehens der Brücke, während im Hintergrund der zum Absetzen der Brücke bereits fertig aufgestellte vordere Teil der Kohlenaufbereitung sichtbar ist. Das Hochziehen der ganzen Brücke ohne jede Rüstung stellt zwar keinen neuen Vorgang dar, ist aber bei der in Betracht kommenden Höhe von 40 m als kühne Leistung anzu-

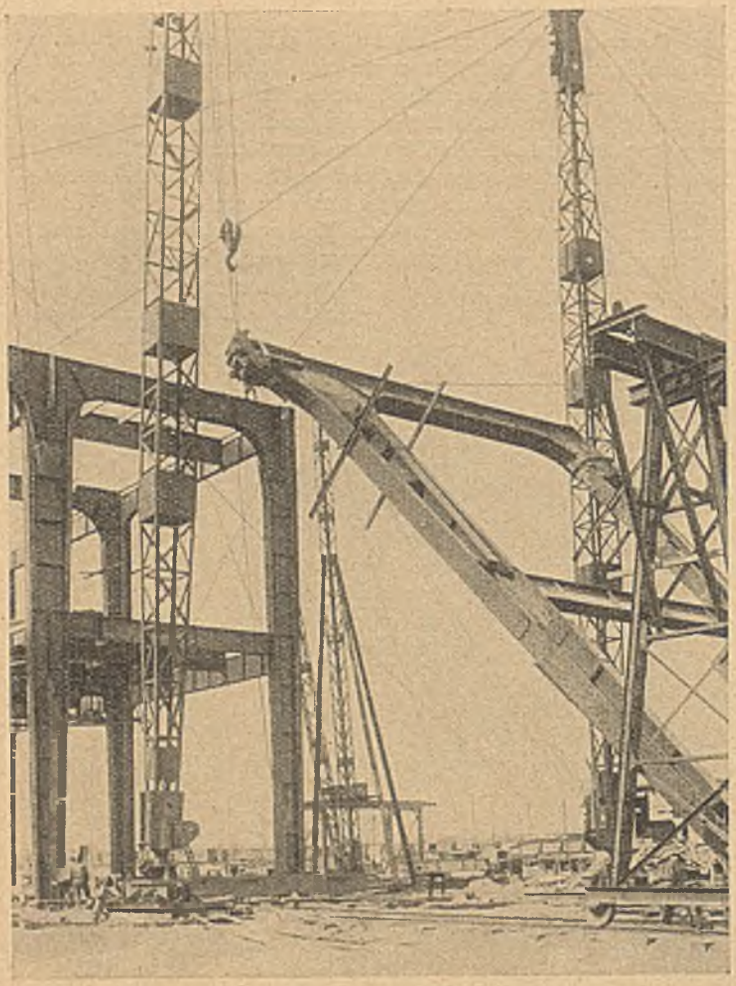


Abb. 17. Aufstellung der unteren Rahmen der Kohlenaufbereitung.

sprechen, deren geschickte und glückliche Durchführung — ohne jeden Unfall — zweifellos ein besonderes Verdienst des bauausführenden Werkes und seiner führenden Männer ist.

An der Aufstellung der beiden Kesselhäuser waren insgesamt vier Firmen beteiligt, von denen jede je eine Hälfte eines Kesselhauses aufzustellen hatte. Wie aus dem Querschnitt,

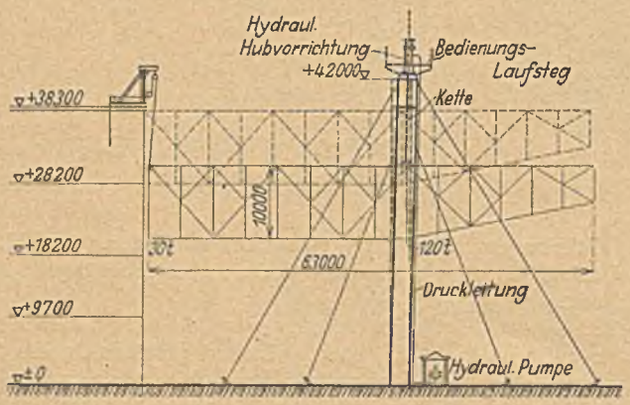


Abb. 18. Hochziehen der Kohlenförderbrücke.

Abb. 7, zu ersehen ist, besteht jedes Kesselhaus aus zwei Hauptrahmengruppen, so daß sich diese Trennung der Aufstellungsarbeit auch gut durchführen ließ.

Jede der vier Firmen hat für die Aufstellung ein besonderes Verfahren und entsprechende Ausrüstung der Baustelle gewählt, so daß sich bei der Betrachtung der einzelnen Arbeitsweisen für den Fachmann interessante Anregungen ergeben.

Für die Anfuhr der Eisenbauteile standen zwei Gleise vor dem der Turbinenhalle gegenüberliegenden Giebel der Kesselhäuser zur Verfügung. Hier wurden die ankommenden Stücke mit Schwenkkranen entladen und entweder auf Transportwagen abgesetzt oder vorläufig gelagert (Abb. 20).

Das Aufstellungsverfahren am südlichen Teil vollzog sich, wie Abb. 21 zeigt, folgendermaßen:

Die gesamten unteren Rahmen mit Verbindungen konnten in der ganzen Ausdehnung des Abschnittes, da nur 5 m Höhe in Frage kamen, mittels einfacher Standmaste aufgestellt werden. Auf der hierdurch geschaffenen Arbeitsbühne wurde nun ein besonders für die vorliegende Aufgabe gebauter großer Schwenkkran mit ausreichender Tragfähigkeit aufgestellt. Die Besonderheit dieses Kranes liegt darin, daß der Ausleger nicht

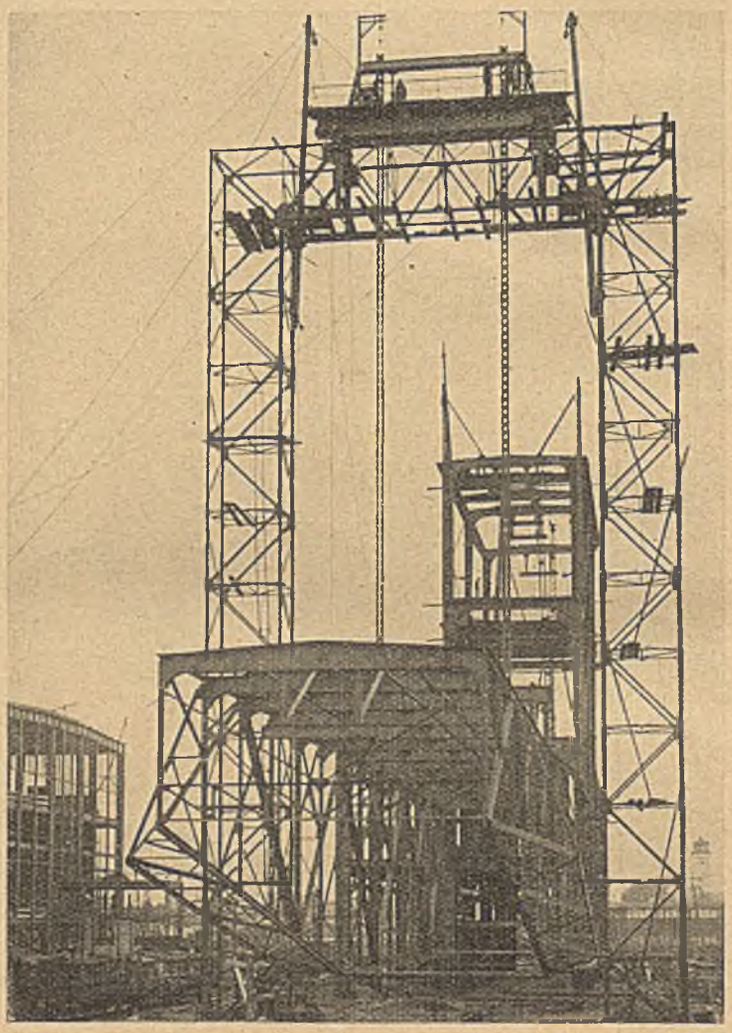


Abb. 19. Die Kohlenförderbrücke fertig zum Hochziehen.

am Fuße der Kransäule gelagert ist, sondern auf einem 6 m hohen, um die Kransäule herum gebauten Gerüst. Damit wurde der tote Raum verringert und erreicht, daß je zwei Paare der mittleren und oberen Rahmen bei ein und derselben Stellung des Krans eingebaut werden konnten, zumal die seitliche Reichweite des Krans die ganze Breite des Bauabschnittes bestrich. So wurden alle Rahmen des zweiten und dritten Geschosses, von der Turbinenhalle aus beginnend, Paar um Paar aufgestellt, indem man den Kran von Rahmenpaar zu Rahmenpaar in der Längsrichtung des Kesselhauses verschob. Für die Aufstellung der Endrahmen bzw. der äußeren Giebelwand hat man den Kran nicht um 180° gedreht, sondern — die bisherige Arbeitsweise fortsetzend — ein besonderes 5 m hohes Holzgerüst an dem Giebel vorgebaut. Für den Einbau der Längsträger hat man sich außerdem noch eines ausziehbaren

Standmastes bedient, der von Bühne zu Bühne und von Feld zu Feld wanderte.

Das hier angewendete Aufstellungsverfahren erscheint ungemein einfach und beschränkt sich auf verhältnismäßig geringen Aufwand an Baustellenausrüstung, zumal der große Schwenkkran für viele andere Montagearbeiten ohne weiteres wieder verwendbar ist. Die Durchführung des Verfahrens ist aber von der rechtzeitigen und folgerichtigen Anlieferung der Bauteile durch die Werkstatt abhängig, da zunächst das untere Stockwerk und dann die beiden oberen in einem Zuge fortlaufend aufgestellt werden mußten. Das Ausbleiben oder die verspätete Anlieferung einzelner Stücke hätte dabei zu Störungen führen können. Es darf aber erwähnt werden, daß sich die Aufstellungsarbeiten — dank des vorzüglichen Arbeitsplans

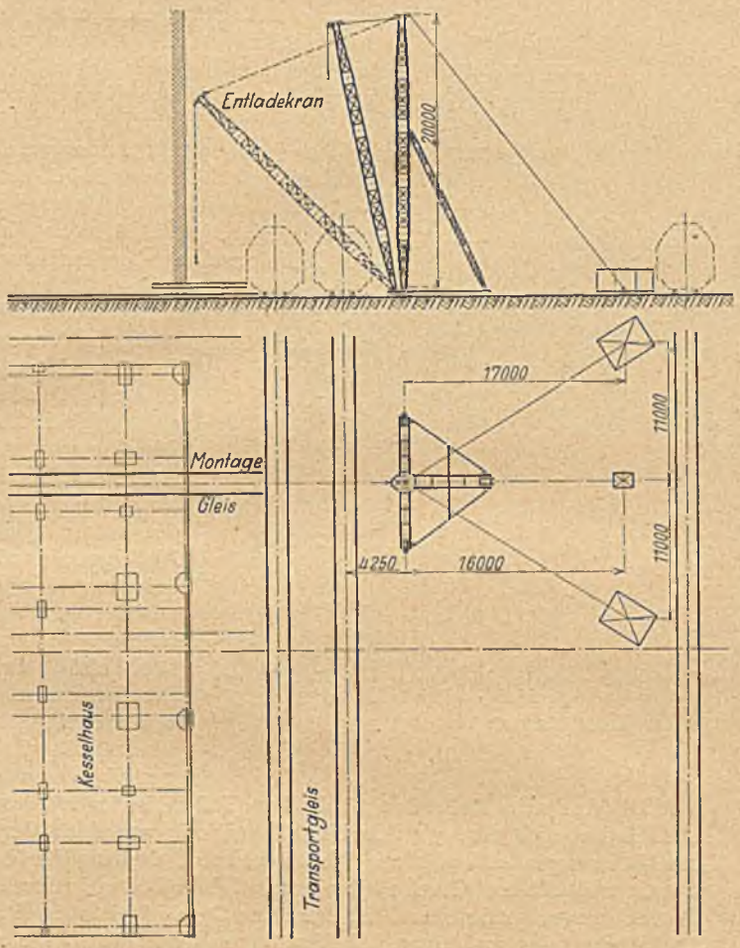


Abb. 20. Abladestelle vor den Kesselhäusern.

und seiner strikten Innehaltung durch die beteiligten Werke — reibungslos und glatt vollzogen.

Das im Nachbarfeld des südlich gelegenen Kesselhauses durchgeführte Verfahren vermeidet die Abhängigkeit von der Werkstatt dadurch, daß der ganze Raum des Arbeitsabschnittes der Höhe, Breite und Länge nach jederzeit von einem zunächst 24,5 m, später 36 m hohen fahrbaren Portalkran bestrichen werden konnte (Abb. 22). Mit diesem Kran konnten alle hochzubringenden Teile, sowohl die Hauptrahmen als auch die Längsverbindungen, von den Arbeitsgleisen aufgenommen und an jeder beliebigen Stelle eingebaut werden. Die der Turbinenhalle benachbarte Giebelwand allerdings mußte mittels besonderer Schwenkkrane hochgebaut werden, da der Portalkran diese Stelle nicht bestreichen konnte. Vermutlich bedingt die Verwendung dieses besonders für den vorliegenden Zweck gebauten Portalkrans einen höheren Kostenaufwand als die im Nachbarfeld verwendeten Krane. Er erspart aber die für das Versetzen der Drehkrane usw. aufzuwendenden Löhne und gestaltet die Arbeit, da man für den Hauptteil nur mit einem Hebezeug zu arbeiten hat, übersichtlich und einfach.

Auch der Wegfall der bei Schwenkkranen erforderlichen

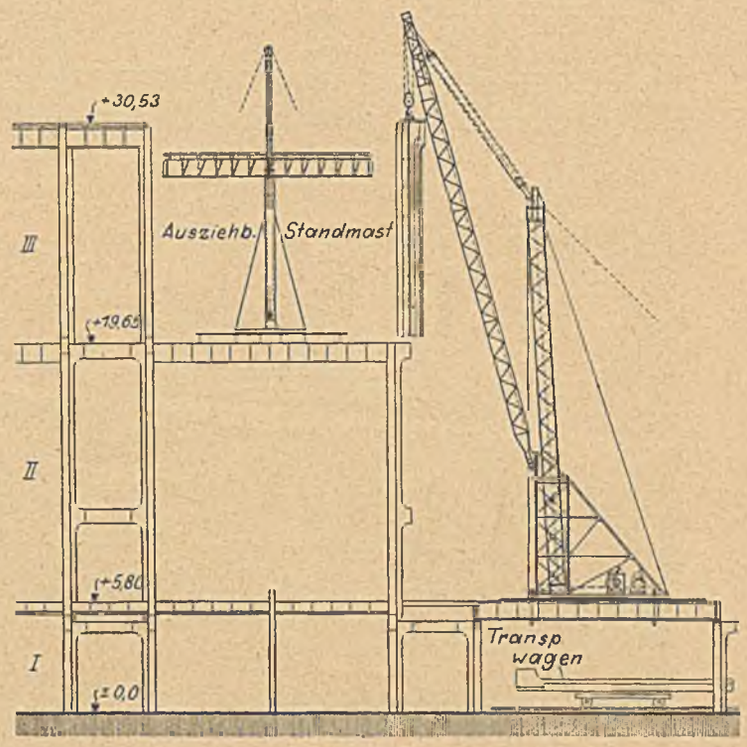


Abb. 21. Aufstellung des südlichen Teils der Kesselhäuser.

Seilabspannungen wird auf der Baustelle zweifellos als Vorteil zu werten sein.

Ein ähnliches Verfahren wurde bei dem inneren Teil des

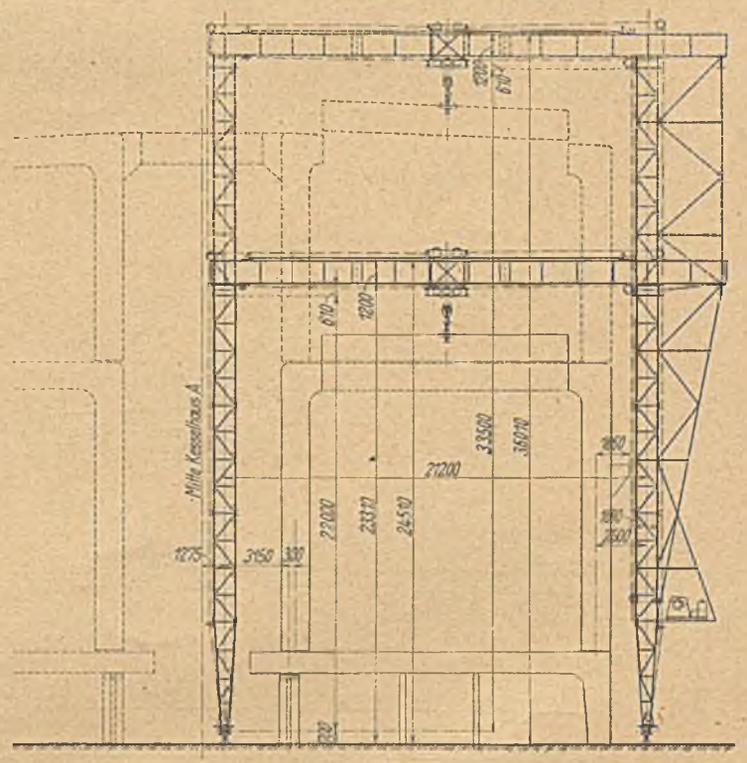


Abb. 22. Aufstellungskran.

nördlichen Kesselhauses eingeschlagen (Abb. 23). Aus Gründen der Kostenersparnis und der größeren Beweglichkeit hat die bauausführende Firma allerdings auf den Bau eines ganz hohen

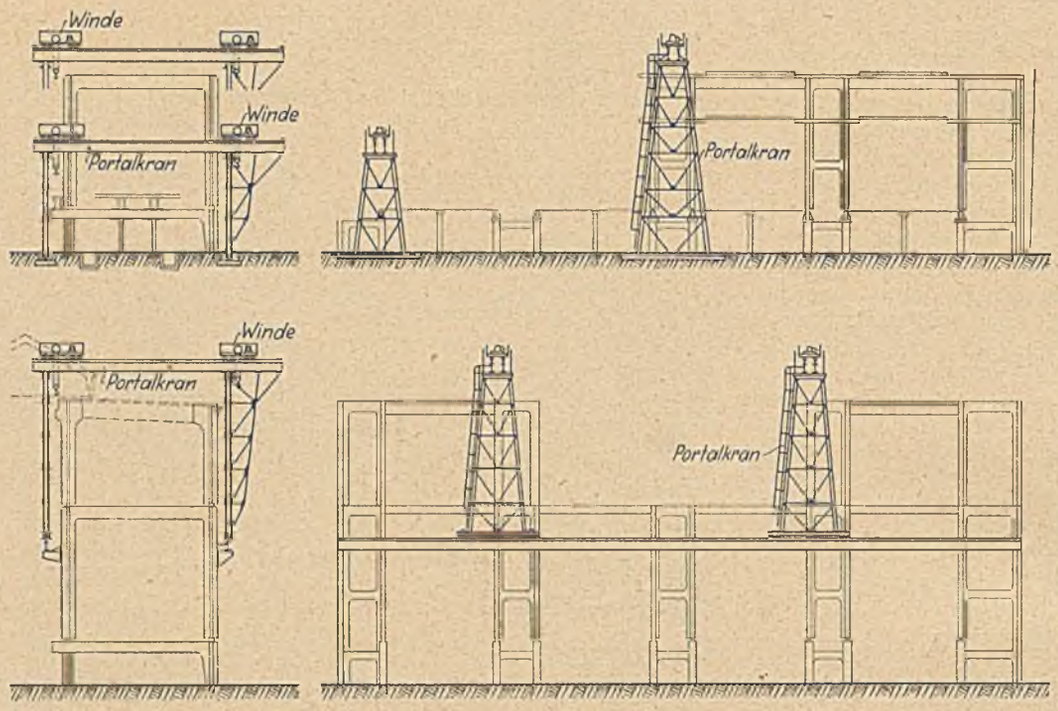


Abb. 23. Aufstellung des inneren nördlichen Kesselhausfeldes.

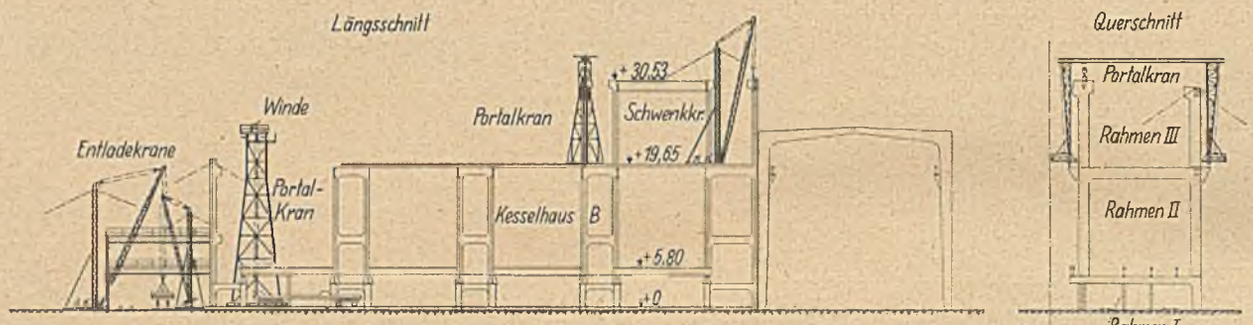


Abb. 24. Aufstellung des nördlichen Teils der Kesselhäuser.

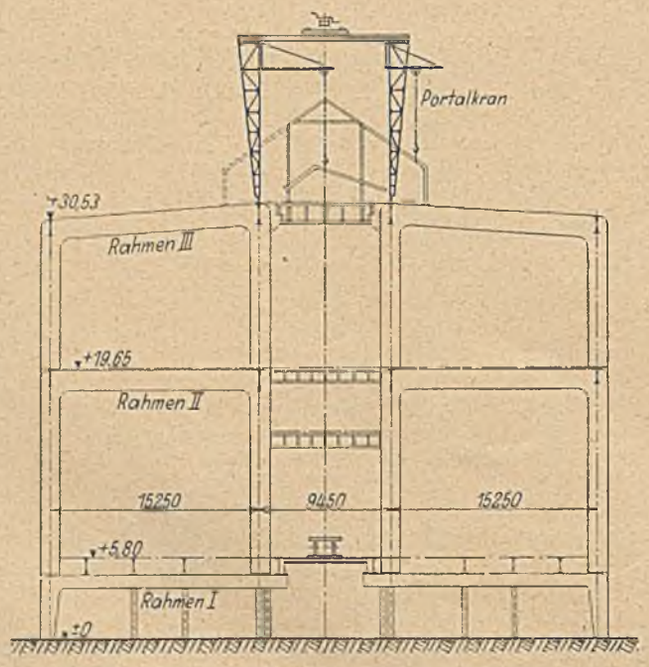


Abb. 25. Einbau der Mittelfelder der Kesselhäuser.

Portalkranes verzichtet und einen bei den beiden unteren Stockwerken verwendeten fahrbaren Portalkran der jeweiligen Höhe angepaßt. Erst nach Ausbau des mittleren Stockwerkes wurde in halber Höhe des Gebäudes eine Kranbahn hergestellt, der Portalkran hochgezogen und für die Aufstellung des oberen Stockwerkes auf dieser Kranbahn abgesetzt. Die Firma ging bei diesem Verfahren von der Erwägung aus, daß sie den Portalkran für andere Bauzwecke jederzeit und ohne weiteres wieder verwenden kann, und scheute sich nicht, die Kosten für das Hochziehen des Krans und die Herrichtung der Kranbahn aufzubringen. Der Vorteil des Arbeitens mit einem Hebezeug, für welches keine Abspannungsseile notwendig sind, ist auch bei diesem Verfahren erzielt, wobei zu berücksichtigen ist, daß auch hier die Giebelwand an der Turbinenhalle eine besondere Hebevorrichtung erfordert. Man entledigt sich dieser Aufgabe durch Verwendung von Standbäumen. Die Unabhängigkeit des Montagevorganges von der Werkstatt ist hier allerdings nicht in dem Maße gewahrt wie bei dem vorher geschilderten Verfahren; denn sämtliche drei Stockwerke mußten nacheinander in einem Zug aufgestellt werden.

Die den anschließenden nördlichen Teil errichtende Firma endlich hat sich eine gewisse Unabhängigkeit von den Werkstattlieferungen dadurch zu sichern gewußt, daß sie für das untere und mittlere Geschoß je einen auf dem Boden laufenden Portalkran verwendete, und für das obere Geschoß einen zweiten Portalkran, der auf einer behelfsmäßigen Kranbahn in etwa 20 m Höhe lief (Abb. 24). Die Giebelwand der Turbinenhalle wurde auch hier mit Schwenkkranen aufgebaut. Der auf der Bühne des mittleren Stockwerkes stehende Schwenkkran wurde in um 90° gedrehter Stellung auch gleichzeitig zum Hochziehen des Portalkrans benutzt.

Die Dachaufbauten und Verbindungsträger in der Mitte der Kesselhäuser wurden — nachdem die Seitenteile fertiggestellt waren — mit Hilfe eines weiteren kleinen Portalkrans eingebaut (Abb. 25). Da man die Stützweite dieses Krans der Lage vorhandener schwerer Träger anpaßte, mußte an beiden Seiten noch je ein kleiner drehbarer Ausleger angebracht werden, um auch die Seitenwände des Daches einbauen zu können.

Die vier bei den einzelnen Kesselhäusern angewendeten Aufstellungsverfahren werden wahrscheinlich Aufstellungskosten von verschiedener Höhe verursacht haben. Diese Kosten wird man aber zweifellos nicht zugunsten des einen oder anderen Verfahrens gegeneinander abwägen können, da ein wesentlicher Teil dieser Kosten durch die Baustellenausrüstungen verursacht ist, und diese sind je nach

den Arbeitsgebieten der einzelnen Firmen ganz verschieden zu bewerten.

Bei der Wahl der einzelnen Aufstellungsverfahren werden zweifellos auch persönliche Einstellungen eine gewisse Rolle gespielt haben. Während die eine Firma im Hinblick auf die Möglichkeit der Wiederverwendung bei anderen Arbeiten wesentlich höhere Aufwendungen für die Baustellenausrüstung aufbringen kann als die andere, wird diese wieder mehr Rücksicht zu nehmen geneigt sein auf die mehr oder minder regelmäßig von der Werkstatt anlieferbaren Konstruktionsteile.

Bei der Aufstellung der Kesselhäuser waren Stückgewichte bis zu 18 t zu bewältigen, und die in Betracht kommenden Höhen erforderten außerordentliche Umsicht und Geschicklichkeit der bauausführenden Firmen und Männer. Die vorgeschriebene Bauzeit war äußerst knapp, und es darf festgestellt werden, daß alle beteiligten Firmen — trotz eines vierzehntägigen Streiks — die Arbeiten in der vereinbarten Bauzeit von 9 Wochen bewältigen konnten.

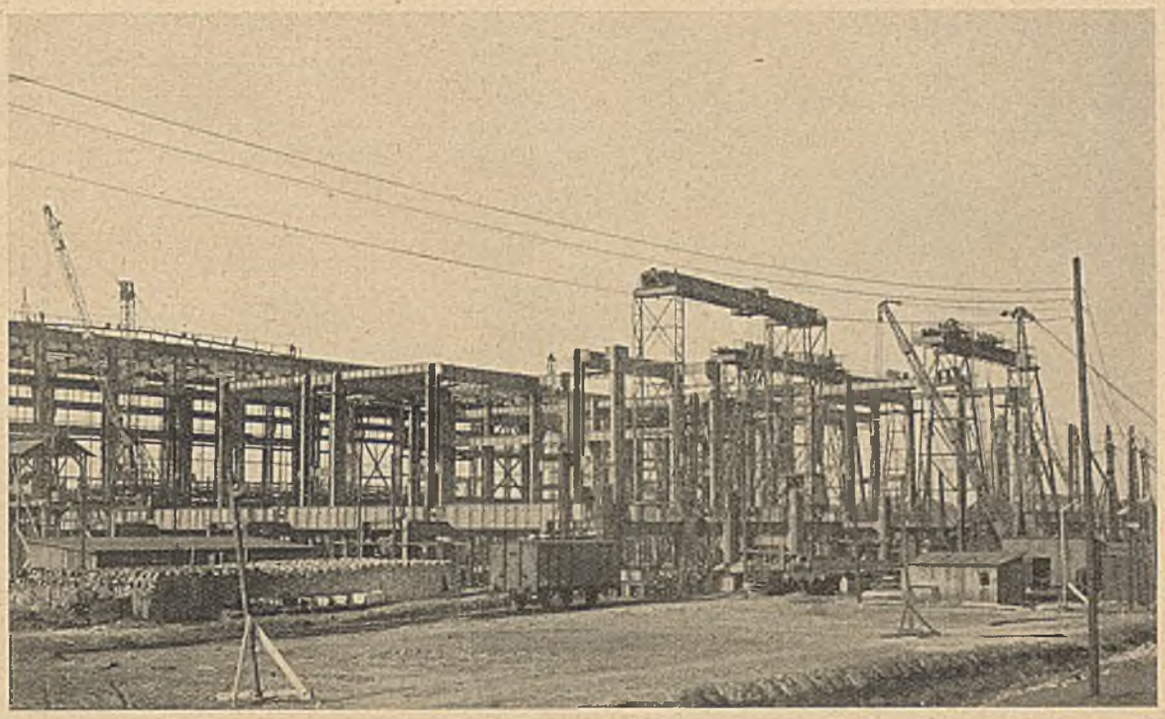


Abb. 26. Gesamtbild der Aufstellungsarbeiten an den Kesselhäusern.

Jedenfalls scheinen sich aber die verschiedenen Montageverfahren allesamt bewährt zu haben.

Nach der Aufstellung der Kesselhäuser machte der Einbau des Daches für das Vorwärmeturbinenhaus keine besonderen Schwierigkeiten. Hierzu wurde ein hoher Schwenkkran in der Weise verwendet, daß man zunächst die vollwandigen Dachbinder einbaute und dann mittels daran aufgehängter Flaschenzüge alle Bühnenträger hochzog und anschloß.

Abbildung 26 gibt ein anschauliches Bild der im vollen Gang befindlichen Aufstellungsarbeiten an den Kesselhäusern. Im Vordergrund rechts ist der große Schwenkkran der Entladestelle sichtbar.

Besondere Beachtung verdient noch die Aufstellung der Turbinenhalle. Mit Rücksicht auf die kurze Bauzeit und das 40 t betragende Eigengewicht der Hallenbinder entschloß sich die bauausführende Firma, die Aufstellung mittels einer besonderen für diesen Zweck herzustellenden verfahrbaren, mit Kränen ausgestatteten Rüstung auszuführen. Dieses durch die ganze Hallenlänge fahrbare Krangerüst trug auf der oberen Plattform in 19 m Höhe zwei Schwenkkrane, deren Hubvorrichtung elektrisch betrieben war (Abb. 27). Zunächst wurden nun mittels dieser Schwenkkrane die je 13 t schweren Stiele der Binder aufgerichtet und an dem Krangerüst behelfsmäßig befestigt. Dann hoben die beiden Krane den 14 t schweren Binderriegel und setzen ihn auf die Stiele ab. Nach deren Verbindung und Sicherung des Binders durch den Einbau der Längsriegel und Kranbahnträger wurde die Rüstung nach dem nächsten Binder verfahren, wo sich der Vorgang wiederholte (Abb. 28).

Auch dieses Aufstellungsverfahren hat sich recht gut bewährt und gestattete den Aufbau der ganzen Halle in der kurzen Zeit von 21 Tagen.

Unmittelbar anschließend wurden dann von der gleichen Firma die Vorbauten der Turbinenhalle aufgestellt. Hierzu wurde ein hoher eiserner Schwenkmast benutzt, der später auch bei der Montage des Vorwärmeturbinenhauses zwischen den Kesselhäusern Verwendung fand.

Die Aufstellung der über die Cöpenicker Chaussee führenden Verbindungsbrücke zwischen den Turbinenhausvorbauten und dem Schaltraum erfolgte mittels zweier Portalkrane (Abb. 29). Die Brücke wiegt insgesamt 220 t und wurde in 9 Tagen fertig aufgestellt.

Der Einbau der mittleren Brückenteile mußte in wenigen Nachtstunden vorgenommen werden, da der Straßenverkehr nicht gestört werden durfte.

Die etwa 50 m lange Verbindungsbrücke zwischen der Kohlenaufbereitung und den Kesselhäusern überspannt vier Gleise und zwei Werksstraßen. Bei ihrer Aufstellung durfte der lebhafte Verkehr auf den Gleisen nicht gestört werden.

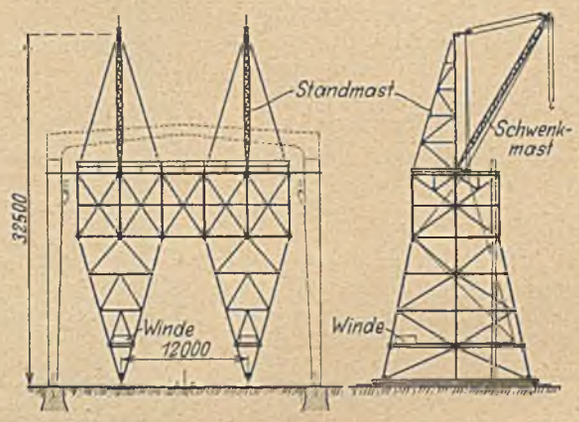


Abb. 27. Fahrbares Aufstellungsgerüst für die Turbinenhalle.

Für das Hochziehen der Hauptträger bediente man sich eines eisernen Standmastes und baute dann die Fachwerkkonstruktion mit einem oben auf den Hauptträger fahrenden kleinen Kran ein.

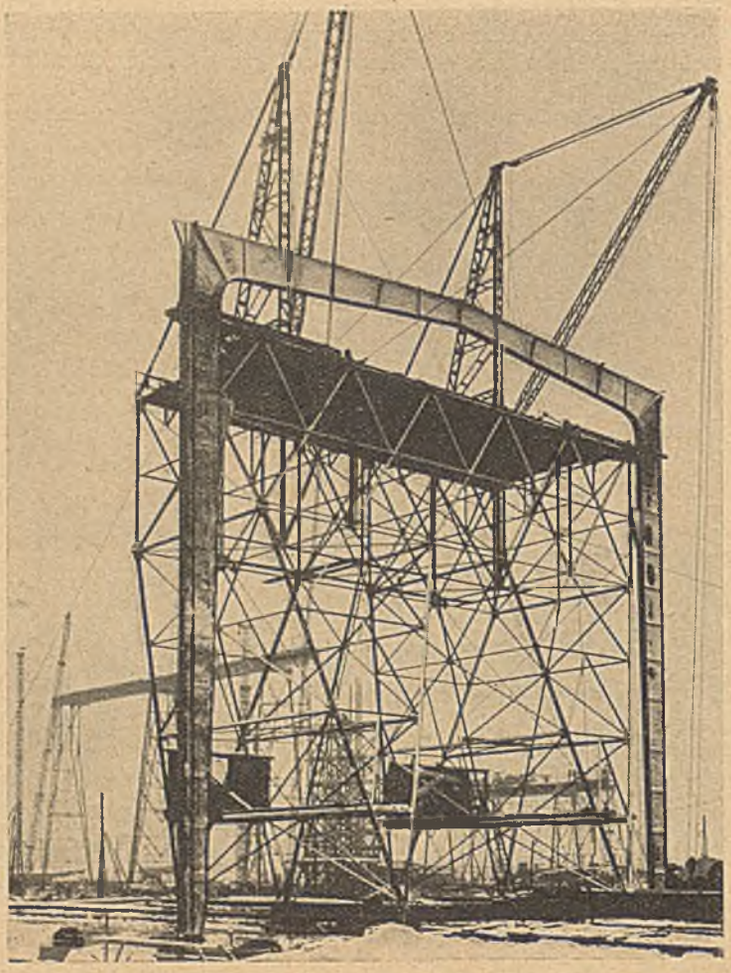


Abb. 28. Beginn der Aufstellung der Turbinenhalle.

IV. Sonstige Bauarbeiten.

Auch Tief- und Betonbauunternehmungen fanden bei dem Bau des Großkraftwerkes Rummelsburg ein Feld reicher Betätigung. Die Ausschachtungsarbeiten für den Stichkanal, Gebäude- und Maschinenfundamente und für den Wasserhaltungskanal erforderten allein etwa 225 000 m³ Bodenbewegung. Die Absenkung des Grundwasserspiegels um 2,5 m, das Rammen von 400 eisernen Ankerpfählen für die Baugruben, von nahezu 1000 Betonpfählen für die Turbinenfundamente und die Herstellung von etwa 20 000 m³ Beton und Eisenbeton geben einen Begriff von dem Umfang dieser Arbeiten. Da auch hier die Ausführungsfristen außerordentlich knapp bemessen waren, mußten vorzügliche und umfangreiche Baustellenausrüstungen getroffen werden, um die Fertigstellungstermine innehalten zu können.

Für den Bodenaushub waren große Bagger tätig. Für die Beschaffung des Kieses und den Abtransport des Bodenaushubes wurden besondere Be- und Entladestellen an der benachbarten Spree geschaffen, und für die Herstellung der großen Fundamentblöcke wurden riesige Gußbetonanlagen in bisher unbekanntem Ausmaße mit Gießtürmen von über 50 m Höhe eingerichtet. — Die Leistungen dieser Gußbetonanlagen konnten allerdings für die Fertigstellung der Fundamente nicht ausgenutzt werden, weil frühzeitiger Eintritt von starkem Frost die Einstellung des Betriebes forderte. Durch Aufstellung weiterer Mischmaschinen mußten dann die begonnenen Arbeiten im Stampfbetonverfahren zu Ende gebracht werden.

V. Verteilung der Arbeiten auf die verschiedensten Baustoffe.

Wie eingangs erwähnt, wurde der Bau des Großkraftwerkes Rummelsburg im Juli 1925 beschlossen. Unmittelbar anschließend wurde mit den Entwurfsarbeiten und der Aufstellung der Ausschreibungsunterlagen begonnen. Da das Kraftwerk vor Ende 1926 bereits in Betrieb genommen werden sollte, und somit eine Bauzeit von nur knapp einem Jahre zur Verfügung stand, erforderten schon diese Vorarbeiten schnelles und umsichtiges Handeln.

In der Tat wurde denn auch erreicht, daß die Bauarbeiten sofort nach Beendigung des großen Berliner Bauarbeiterstreiks im September und Oktober 1925 in Angriff genommen werden konnten.

Von besonderer Wichtigkeit bei den Entwürfen war auch die Wahl der für die einzelnen Anlagen in Betracht kommenden Baustoffe. Die Bauleitung entschied sich auf Grund ihrer Erfahrungen für Beton und Eisenbeton für alle Arbeiten unter dem Boden und bei den Hochbauten für den ausschließlichen Ausbau in Eisen.

Wie die Bauleitung bekanntgibt, schied die Verwendung von Eisenbeton für die Hochbauten von vornherein aus einer ganzen Reihe von Gründen aus.

Schon gewisse Bedingungen der Ausschreibungen, und zwar daß

1. die einzelnen Gebäude, auch wenn sie aneinander stoßen, unabhängig voneinander durchzubilden waren,
2. innerhalb jedes Gebäudes die Konstruktion jederzeit Änderungen leicht ermöglichen mußte, und
3. die statischen Grundlagen so anzunehmen waren, daß sich konstruktiv einfache Verhältnisse ergaben und schnellste Ausführung gewährleistet war,

weisen auch deutlich darauf hin, daß ihre Erfüllung nur durch den Ausbau in Eisen möglich war.

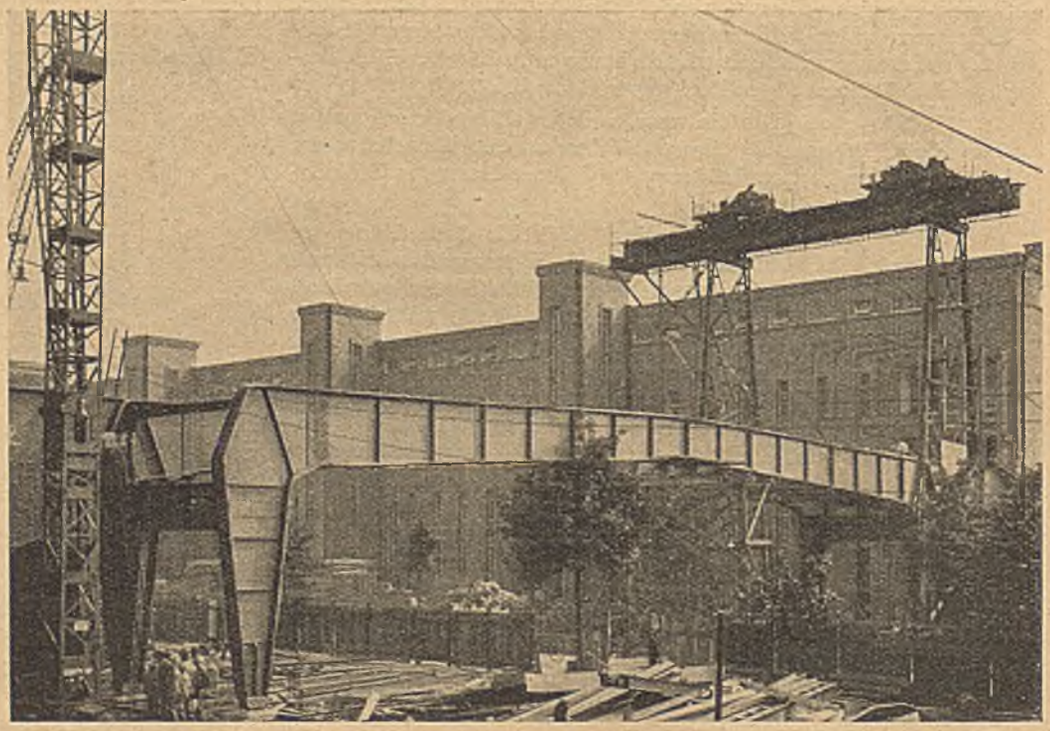


Abb. 29. Aufstellung der Brücke für die Kabelüberführung.

Von der leichten Änderungsmöglichkeit der Eisenkonstruktion und ihrer Anpassung an während des Entwurfes und während des Baues geänderte Maschinenanlagen ist bei dem Kraftwerk Klingenberg auch in reichem Maße Gebrauch gemacht worden. Hätte man diese Möglichkeit nicht gehabt, so wäre die Fertigstellung des ganzen Werkes zu dem gegebenen Zeitpunkt auch ernstlich in Frage gestellt worden.

Die Neuartigkeit der Maschinen- und Kesselanlagen und die Kürze der Bauzeiten brachten es mit sich, daß bei der Herstellung der Eisenkonstruktion viele Einzelheiten der maschinellen Anlage, vor allen Dingen der weitverzweigten dichten Rohrleitungen, noch gar nicht feststanden.

Nicht unerwähnt möge auch bleiben, daß bei den hohen in Betracht kommenden Einzellasten und großen Stützweiten nur die wenig sperrigen Abmessungen eiserner Tragwerke die erforderlichen Räume für den Einbau der Maschinenanlagen usw. freilassen konnten.

Die Bauleitung ließ sich bei ihrer Entscheidung auch von der Erwägung leiten, daß bei der getroffenen Wahl der Baustoffe eine weitgehendste Arbeitsteilung und Ausnutzung der verfügbaren Zeiten möglich war. Während die Fundierungs- und sonstigen Tiefbauarbeiten im Gange waren, konnten die Eisenbauteile in der Werkstatt hergestellt werden. Nach der Fertigstellung der Fundamente blieb keine Zeit mehr für die Aufstellung umfangreicher Schalungen und Rüstungen, vielmehr mußte sofort mit dem Hochtreiben der Eisenkonstruktion begonnen werden. Da jegliche feste Rüstung hierbei überflüssig war, konnten beispielsweise die Kessel schon in die Kesselhäuser eingebracht werden, während die eigentlichen Bauarbeiten noch in vollem Gange waren.

Die knappe Bauzeit an sich war auch gegeben durch die bereits eingangs erwähnte Notwendigkeit, die Berliner Elektrizitätsversorgung möglichst schnell von dem Fernstrombezug unabhängig zu machen.

Da für das Werk ein Baukapital von etwa 60 bis 70 Millionen Mark in Frage kommt, hatte man auch im Hinblick auf die namhafte Zinsenlast weiterhin ein besonderes Interesse an der schnellen Fertigstellung und Inbetriebnahme des Werkes, und schließlich bestand auch ein gewisses Interesse daran, die ganz neuartigen wärme- und maschinentechnischen Einrichtungen bei Inbetriebnahme des Werkes nicht durch andere Anlagen überholt zu sehen.

VI. Zusammenarbeit, Organisation, Leistungen, Bauzeit.

So sind in Rummelsburg den einzelnen Baustoffen Arbeitsgebiete zugefallen, die sie ihrer Eigenart und bestimmter Vorzüge wegen auch nur ausschließlich zu beherrschen in der Lage sind, und die Bauleitung betrachtet es als eine angenehme Pflicht festzustellen, daß sich das Zusammenarbeiten der verschiedenartigsten Bauunternehmungen in erfolgreicher und reibungsloser Form vollzogen hat.

Für die Gesamtlieferung von etwa 20 000 t Eisenkonstruktion wurden von den beteiligten Eisenbauanstalten Arbeitsgemeinschaften gebildet. Nur so war es möglich, die verschiedenen Arbeiten — und namentlich die Lieferung und Aufstellung der Kesselhauskonstruktionen — rechtzeitig fertigzustellen. Diese weitgehend in die einzelnen Betriebe übergreifenden Arbeitsgemeinschaften führen teilweise zur vollständigen Zentralisierung der Entwurfs- und Konstruktionsarbeiten und geben ein Beispiel erfolgreicher Zusammenarbeit mehrerer Eisenbauwerkstätten.

Abb. 30. Gesamtansicht des Werkes.

Erbauerin des auch äußerlich in sehr guter Form gehaltenen Großkraftwerkes ist die Berliner Städtische Elektrizitäts-Werke A.-G., deren technische Leitung Direktor Rehmer obliegt. Für die Bauausführung war von den Berliner Elektrizitätswerken bevollmächtigt Dr.-Ing. Wellmann, dem später auch die Leitung des fertiggestellten Werkes übertragen wurde. Den Auftrag für die Erbauung des Großkraftwerkes Rummelsburg hatte die AEG., deren Bauabteilung Direktor Laube vorsteht. Für den architektonischen Teil waren die Architekten B D A Klingenberg und Issel zugezogen, während die gesamten statischen Berechnungen von dem Ingenieurbüro Kuhn und Dipl.-Ing. Schaim durchgeführt wurden.

Der eigentliche Schöpfer des ganzen Werkes ist der leider zu früh verstorbene Geheimrat Klingenberg. Er war der geniale Bahnbrecher für den Großkraftwerksbau und als solcher weit über die Grenzen Deutschlands hinaus bekannt. Seine letzte Arbeit war die Aufstellung der gesamten Pläne für das später nach ihm benannte neue Großkraftwerk, und wenn er auch die Verwirklichung dieser Pläne nicht mehr erleben konnte, so wird das neue Werk ein gewaltiges Denkmal für sein erfolgreiches Schaffen sein.

DAS KUGELHAUS ALS NEUE BAUFORM FÜR GROSSBAUTEN.

Von MAN, Werk Gustavsburg.

Zusammenfassung. Die wirtschaftlichen, bautechnischen und baukünstlerischen Vorteile der Kugelbauweise für große Baukörper, wie Büro- und Verwaltungszentralen, Ausstellungen, Warenhäuser, Hotels, Sanatorien, Gaststätten, Vergnügungspaläste, Garagen usw. werden auseinandergesetzt und einige Entwürfe derartiger Großbauten besprochen.

Professor Peter Birkenholz, Architekt B.D.A., München, der Urheber der Kugelhausidee, hat erstmalig beim Wettbewerb um das Hochhaus an der Kölner Hängebrücke und dann beim Wettbewerb um den Völkerbundspalast in Genf, die Kugel als Bauform vorgeschlagen.

Die breite Öffentlichkeit wurde jedoch auf den neuen Gedanken noch nicht aufmerksam, obgleich verschiedene günstige Besprechungen in Zeitungen und Zeitschriften erschienen waren (Abb. 1). Erst die Veröffentlichungen der

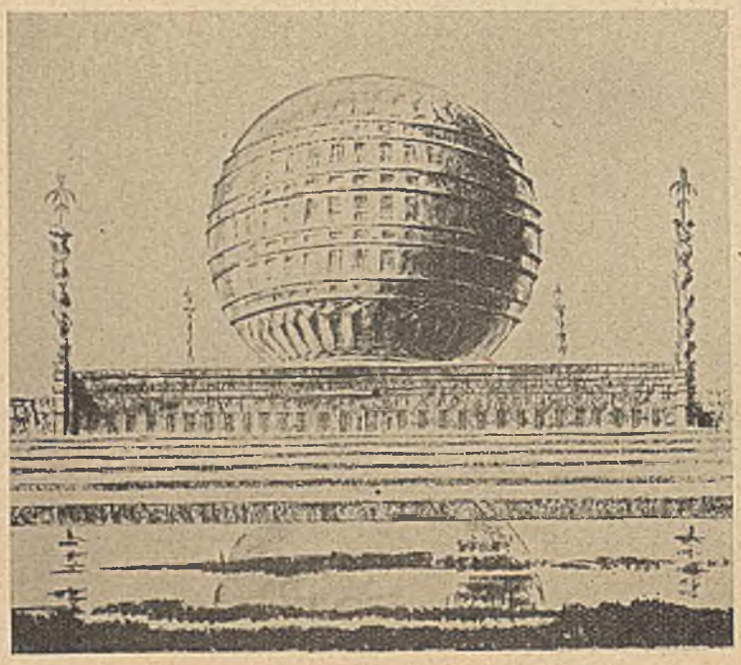


Abb. 1.
Entwurf eines Kuppelhauses für das Völkerbundsgebäude in Genf.

Münchener Illustrierten Presse vom November und Dezember 1927 erweckten die allgemeine Aufmerksamkeit.

Die Ausstellungsleitung der Dresdner Jahresschau 1928 erkannte das Neuartige und für Ausstellungszwecke Vorteilhafte der neuen Bauform und entschloß sich zur Errichtung eines Kugelhauses als erstes Kugelhaus der Welt. Die Dresdner Kugel (24 m Dmr.) wurde als Eisenskelettbau von der MAN Werk Gustavsburg konstruktiv durchgebildet, am 23. Januar 1928 in Auftrag genommen und bis zum 16. Mai 1928, dem Eröffnungstage der Ausstellung, äußerlich fertig übergeben.

Abb. 2 zeigt den fertigen Bau. Das oberste Geschoß birgt einen Caféraum, die anderen Geschosse Warenausstellungen und Verkaufsläden (Abb. 2).

Die bei der Dresdner Ausführung erkannten bautechnischen und wirtschaftlichen Vorteile gaben dem Erfinder und der MAN Anlaß, die Verwendung der neuen Bauform für andere Großbauten, besonders von größerem Durchmesser zu überlegen.

Anfragen von Interessenten boten die Möglichkeit, Vergleichsbeispiele mit prismatischen Bauten auf gleicher Grundlage durchzurechnen, und es zeigte sich, daß die erwarteten Vorteile der Kugelhausbauweise sich bestätigten.

Die Kugel als Gebilde mit der reinsten Form hat, verglichen mit anderen Körpern, bei gleichem Volumen die geringste Oberfläche.

Daraus ergeben sich für das Kugelhaus geringste Wandflächen bei gleichem Volumen, somit geringere Kosten und geringeres Eigengewicht, was wieder Ersparnisse in der Tragkonstruktion ergibt.

Von großem Einfluß auf die Bemessung und die Kosten

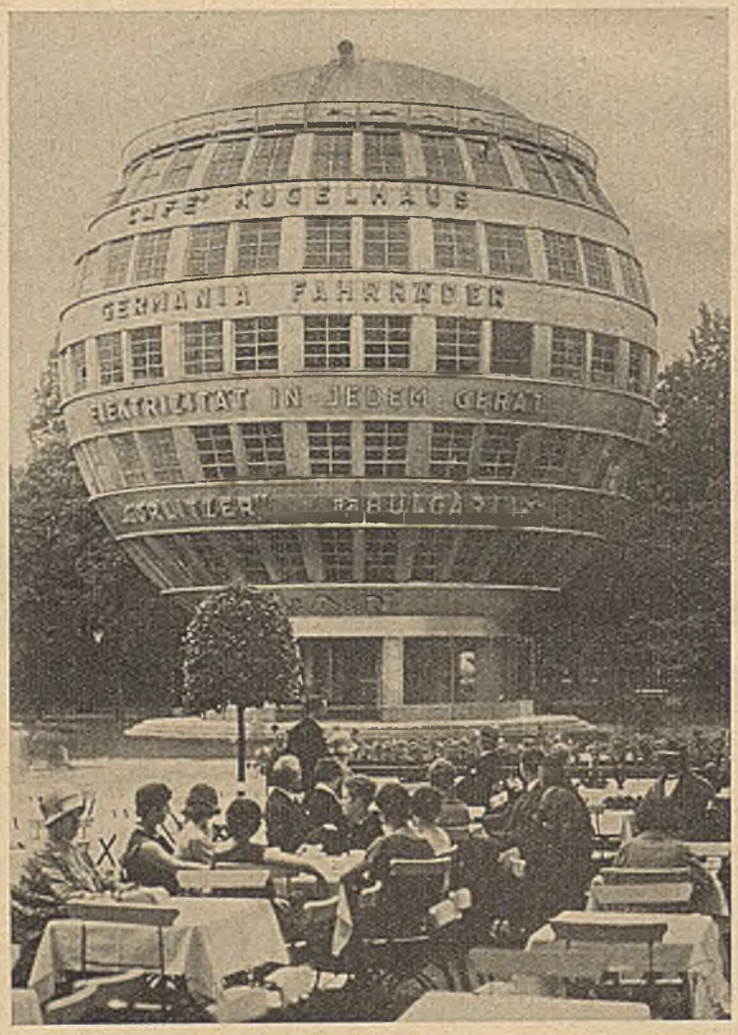


Abb. 2. Das erste Kugelhaus der Welt auf der Dresdner Jahresschau „Die Technische Stadt 1928".

der Tragkonstruktion hoher Turmhäuser ist die Windbelastung, die bis zu 250 kg/m² anzusetzen ist.

Bei der Kugel mit ihrem 6 mal kleineren Luftwiderstandskoeffizienten als die ebene Fläche ist die Windbelastung erheblich geringer, was auf die Tragkonstruktion des Kugelhauses von erheblichem Einfluß ist.

Von großem Vorteil, nicht zuletzt auf die Aufstellungsdauer und damit raschere Verzinsung des Anlagekapitals, ist die besonders einfache Errichtung des Eisenskeletts eines Kugelhauses. Von einem zentralen feststehenden Rüstturm aus können die unter sich gleichen Teile einfach eingesetzt werden. Dies gilt nicht nur für das Eisenskelett, sondern auch für den Einbau der Füllkonstruktionen, der Decken, Wände, Treppen, Aufzüge, sowie der Installationen (Abb. 3).

Geringeres Eigengewicht und wesentlich geringere Windlasten gegenüber prismatischen Hochhäusern ergeben natürlich auch kleinere Fundamentbelastungen. Dazu kommt die Möglichkeit, den Kugelsockel infolge des kleineren Durchmessers auf einem durchgehenden Ring oder einer Platte zu fundieren, was gegenüber sonst üblichen Einzelfundamenten günstig ist. Die Zusammenfassung der Baugewichte in dem Gerüst des Kugelsockels und die Fundierung auf einem kompakten Ringfundament kann gerade bei schlechten Baugrundverhältnissen von Vorteil sein. Über die konstruktive Ausbildung des Dresdner Kugelhauses geben die Abb. 4—6 Aufschluß.

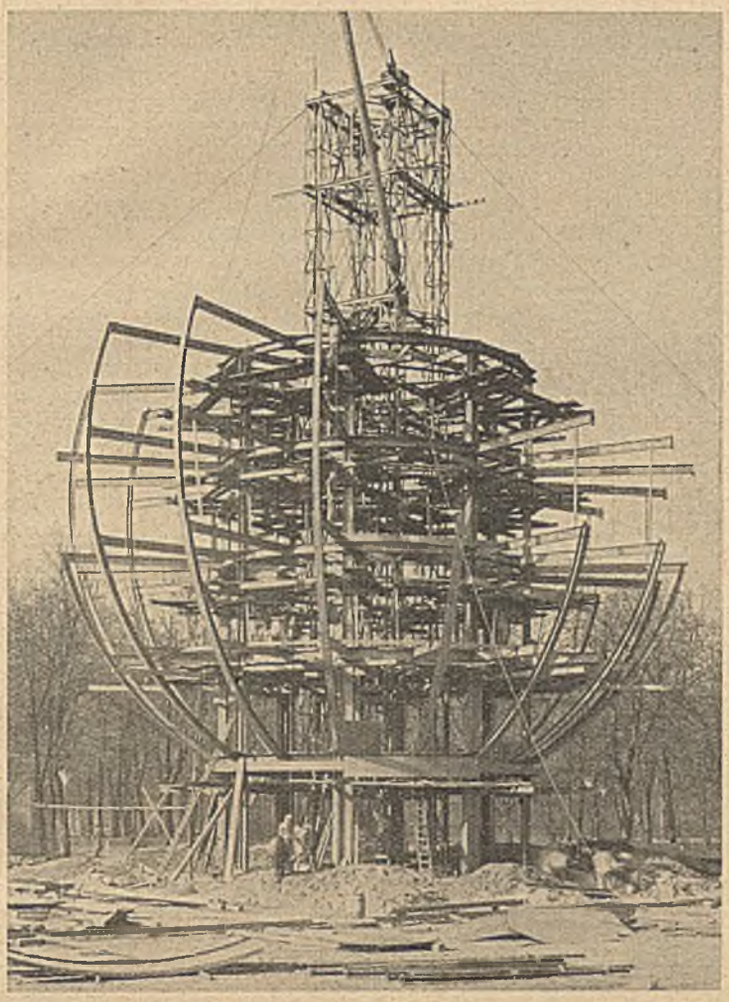


Abb. 3. Aufstellung des Dresdener Kugelhauses. Gesamte Montagedauer etwa 5 Wochen.

Zu den geschilderten wirtschaftlichen Vorteilen treten beim Kugelhaus besondere bautechnische Vorzüge.

Die Kreisringform der einzelnen Geschosse ergibt einfache, klare und übersichtliche Grundrißlösungen mit kleinsten Verkehrswegen — also wertvolle Zeitersparnis im Betrieb — für die Anordnung von Büroräumen bei Verwaltungszentralen oder von Zimmerfluchten bei Hotels, oder von Ausstellungsräumen für Warenhäuser und Ausstellungsgebäuden. Den Grundriß und senkrechten Schnitt eines Hotelgeschosses z. B. zeigt Abb. 7. Gleichmäßige Belichtung und Belüftung aller Räume, mithin keine toten und für die Ausnutzung verlorenen Ecken, daher Gleichwertigkeit aller Räume, rationellste Ausnutzung des Grundrisses. Die Kugel bietet den Vorteil, infolge der verschiedenen Bautiefen der einzelnen Geschosse Räume verschiedener Größe zu erhalten, wie dies z. B. auch ein Hotel benötigt. Einfache übersichtliche Verkehrsführung in jedem Geschoß. Der dargestellte Hotelgrundriß zeigt außerdem eine einfache, zweckmäßige Zusammenlegung aller Installationen in begehbare Schächte. Die in der Kugelform begründete Verschiedenheit der Raumtiefen ist ein nicht zu unterschätzender Vorteil. Denn in den seltensten Fällen wird der Gebrauchszweck der einzelnen Zimmer ein gleichartiger sein. So kommt es, daß bei der üblichen senkrechten Hochführung der Umfassungswände einmal die Räume für den wirklichen Bedarf zu groß, dann wieder zu klein sind. Beim Kugelhaus ist in der Äquatorgegend Platz für größere anspruchsvollere Räume, oben und unten gibt es noch durchaus passende Räume für normale Bedürfnisse, während die äußersten Räume oben und unten

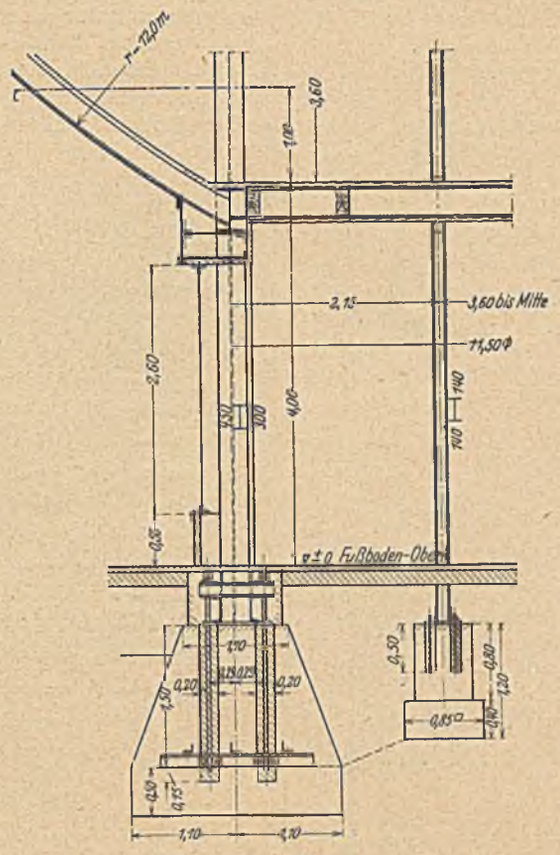


Abb. 4. Anschluß der Spanten am Hauptring und Stützen.

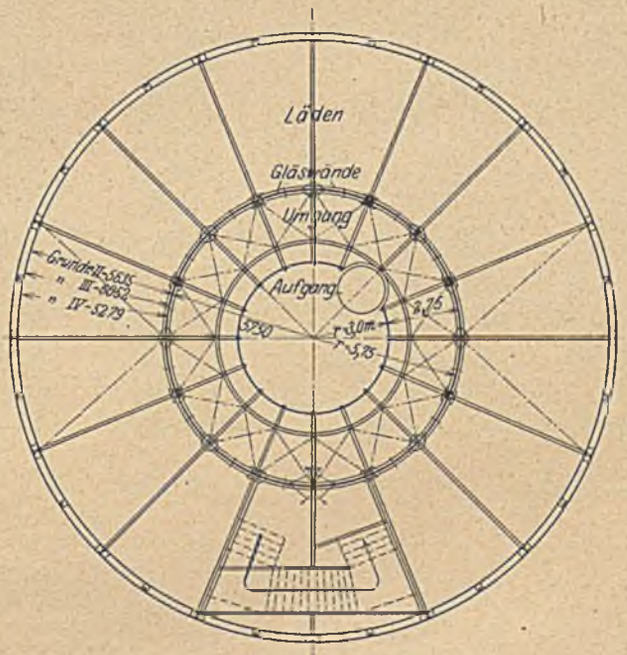


Abb. 5. Kugelhorizontalschnitt.

für Wirtschaftszwecke, für Unterbringung von Heizung, Kühlung, Lüftung und sonstige bisher oft nur zwangsweise in kostspielige Unterkellerungen oder Dachböden verlegte Installationen nutzbar sind und in notwendigen Größen ausgeteilt werden können.

Es gilt dies nicht nur für Hotels, sondern ebenso auch für Warenhäuser, Garagen und andere Großbauten.

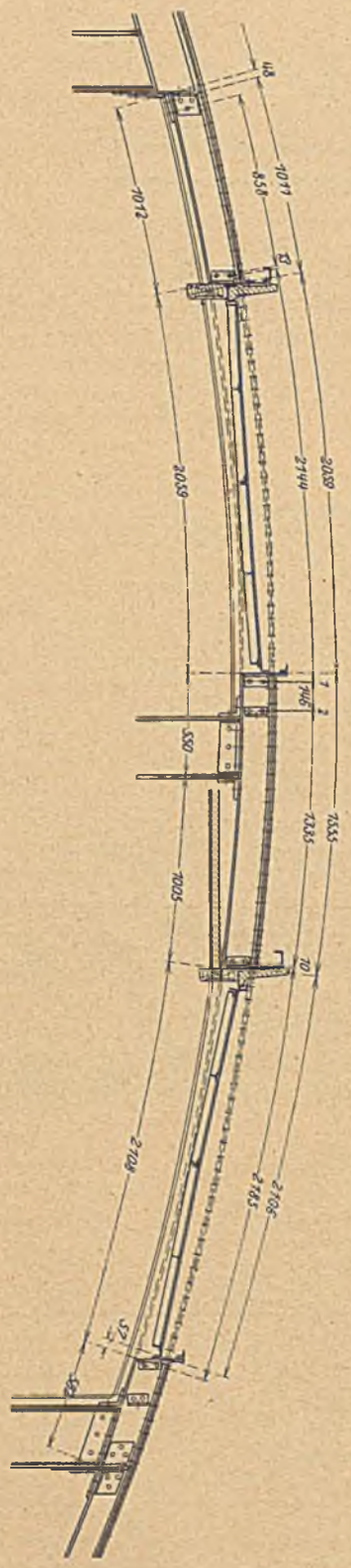


Abb. 6. Schnitt durch den Kugelmantel.

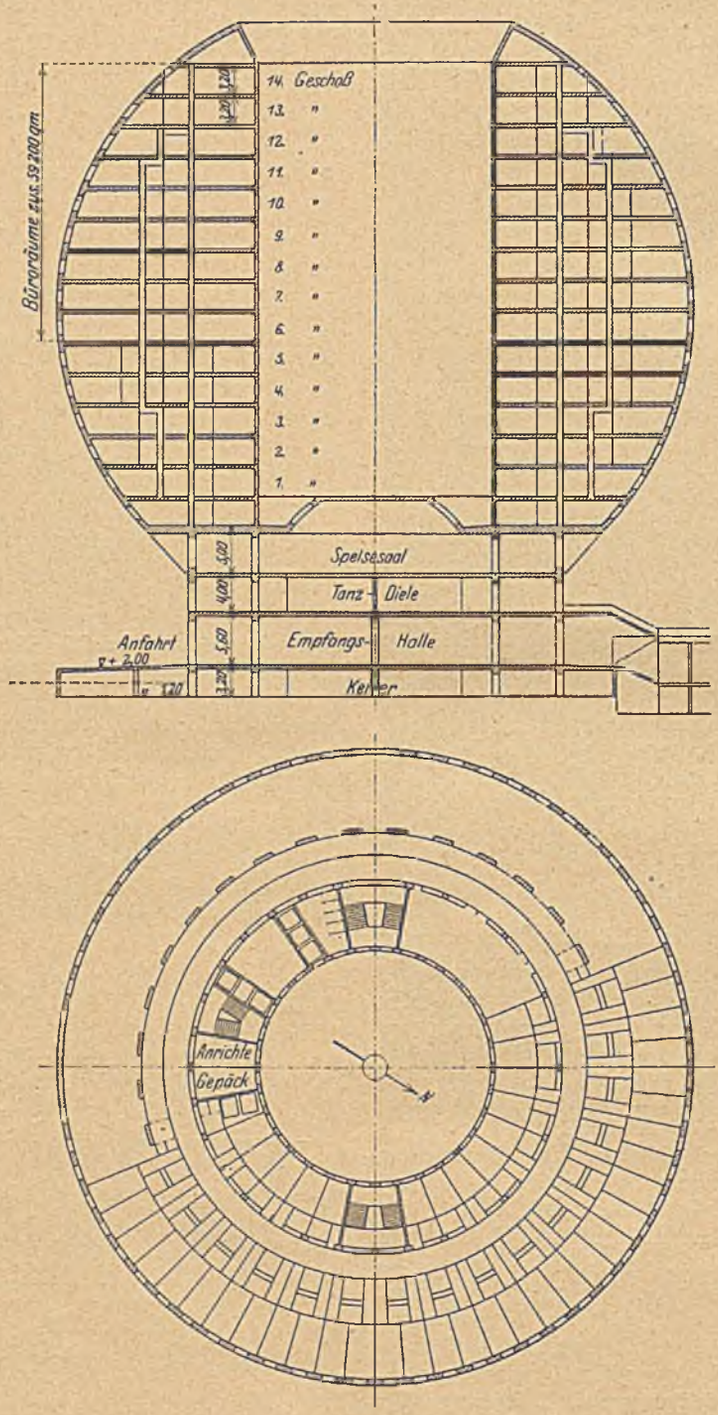


Abb. 7. Querschnitt und Grundriß.

Und es ist damit auch klar, daß der manchmal geäußerte Gedanke, die Zweckmäßigkeit der Rundform im Grundriß leuchte ein, während die Konsequenz des Vorteils der Gleichartigkeit auch im Aufriß zum Zylinderhaus führe und dieses also noch vorteilhafter als das Kugelhaus sein müßte, abwegig ist. Aber auch abgesehen von dieser grundsätzlichen Beziehung vermöchte das Zylinderhaus den Vorteil des Kugelhauses in seiner Oberflächen- und Lastangriffseinsparung nicht aufzuheben. Beim Zylinderhaus würde oben wieder ein Dach nötig, unten eine Überführung der Zylinderwand in einen kleineren Halsdurchmesser, wenn nicht der fundamentale Vorteil der kleinen Sockelgrundfläche preisgegeben werden sollte. Beim Kugelhaus geht die Wandfläche ungezwungen sowohl als Dach wie als Sockel fort, und diese praktisch zweckmäßige, technisch klare Konstruktion ergibt auch zweifellos die ästhetisch beste Lösung.

Die Kugelhausidee ist im übrigen natürlich nicht an die exakte geometrische Kugelform gebunden, sondern ist ebenso mit einer eiförmigen Gestaltung zu verwirklichen, wenn die technischen Anforderungen der Räume dies wünschenswert machen. Ebenso wie die kubischen und prismatischen Bauten die Möglichkeit geben, die typische Form für verschiedene Plätze abzuwandeln, daß nicht an jedem Ort das Gleiche entsteht, ist natürlich auch beim Kugelhaus reizvolle Abwandlung möglich. Und wenn auch einer Häufung von Kugelhäusern zu großen Baugruppen nicht das Wort geredet werden soll, so ist doch in Großstädten sehr wohl möglich, an mehreren geeigneten Plätzen Kugelhäuser zu erstellen, wovon keines dem anderen in der Erscheinung abträglich sein wird. Schon die Stellung in der Kreuzung von Straßenachsen oder in der Flankierung einer Ecke oder Einfügung in eine Straßen- oder Platzwand ergibt gänzlich verschiedene Eindrücke. Weiter ist beispielsweise durch die örtliche Lage eine zweckmäßige und reizvolle Abwandlung durch die Anlage von Terrassen oder eingeschossigen Flügelbauten erreichbar. Solche Flügelbauten könnten an der Straße und in Gängen große Schaufensterflächen zur Ausstellung von Waren bieten. Die eingeschossigen Räume selbst könnten z. B. bei Warenhäusern Plätze für Sonderverkäufe abgeben und wären so angelegt, daß der Verkehrsstrom den Aufzügen und Treppen im Sockelgeschoß der Kugel zufließt, um in die Spezialabteilungen der Kugelhausgeschosse überführt zu werden.

Ein bedeutsamer verkehrstechnischer Vorteil entsteht aus der Zurücksetzung des Kugelhalses gegen die Straße. Dadurch ergibt sich vor den Zugängen zum Kugelhaus eine große Freifläche, auf der sich der zu- und abströmende Verkehr entfalten kann, ohne Stauungen des Straßenverkehrs zu verursachen (Abb. 8, 8a). Hier zeigt sich ohne weiteres, daß die Verkehrsführung um das Kugelhaus, bei dem außerdem noch an Straßen-

breite gewonnen wird, einfacher, übersichtlicher und reibungsloser sich gestaltet, als beim rechteckigen Haus.

Prismatische Hochhäuser müssen oben turmartig abgesetzt werden, um nicht der Straße das Tageslicht wegzunehmen. Die Kugelform dagegen bietet dem Lichteinfall die geringste Behinderung. Die Kugelform ist, wie schon bemerkt, infolge der Ableitung der Windströme für die Windbelastung günstig, daraus ergibt sich umgekehrt beim Kugelhochhaus geringere

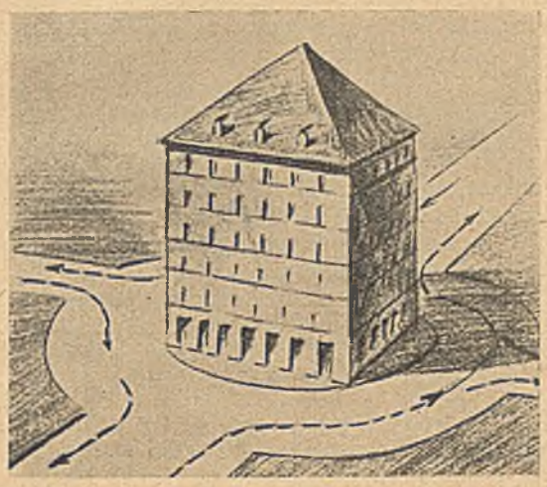


Abb. 8. Das eckige Haus im Rundverkehr.

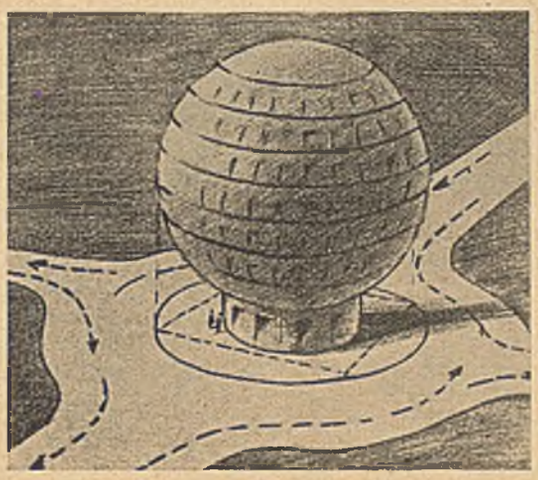


Abb. 8a. Das Kugelhaus im Rundverkehr.

Windbelästigung, als in den Räumen prismatischer Hochhäuser auf deren Wände der Wind senkrecht aufprallt. Die störende Saugwirkung der Wolkenkratzer in den höheren Geschossen sowohl, als auf der Straße, ist also beim Kugelhaus ebensowenig zu befürchten, wie lästige Schallreflexe.

Für den Eisenskelettbau mit seiner statisch klaren Ableitung aller Kräfte ist die neue Bauform ganz besonders geeignet, dgl. auch für die Anwendung der neueren Füllbaustoffe, insbesondere Leichtbaustoffe für Wände, Decken usw.

Die Außenhaut der Kugel kann in Kunststein, Eternit Keramik oder Kupfer hergestellt und in dieser Ausführung auch in den geneigten Flächen des oberen Kugelteiles wasserdicht und gegenüber Formänderungen aus Temperatureinflüssen nachgiebig erhalten werden.

Die Schrägstellung der Fenster bietet weder technische noch praktische Schwierigkeiten und beeinträchtigt die Innenraumwirkung keineswegs. In dem Caféraum der Dresdner Kugel z. B. mit ihrem verhältnismäßig kleinen Durchmesser und daher stark geneigten Fenstern wirkt die Schrägstellung, wie diese ja auch bei vielen Atelierfenstern der Fall ist, durchaus angenehm.

Kugelbauformen mit großem Durchmesser, wie sie für eine wirtschaftliche Verwendung in Frage kommen, bedürfen zur Belichtung und Belüftung der Innenräume eines zylindrischen Innenschachtes, der zur besseren Lichtführung nach oben düsenförmig sich erweitern kann.

Der Schacht hat vor den schluchtenartigen Höfen der Hochhäuser bisher üblicher Bauart den Vorteil, keine Ecken mit stagnierender Luft zu haben. Hohe Schächte können durch über dem Sockelgeschoß von außen einmündende Luftkanäle gut durchlüftet werden. Um den Schacht werden alle Zimmer gleich luftig und hell sein, es wird keine dumpfen inneren Eckzimmer geben (Abb. 9, 9a).

Eine gute Verwendungsmöglichkeit für das Kugel- oder Zylinderhaus bietet die Großgarage. Die Rundform des Grundrisses entspricht am besten der Bewegungsrichtung des Kraftwagens. Durch doppelgängige, schraubenförmige Rampen, von denen der eine Gang zur Auffahrt, der andere zur Abfahrt dient, sind die ringförmigen Gänge zu erreichen, an denen die Einzelboxen liegen. Diese Gänge werden für Auf- u. Abfahrt nur in einer Richtung befahren. Hier ist die verschieden große Raumtiefe in den verschiedenen Kugelgeschossen besonders erwünscht, da Boxen für kleine und große Wagen erforderlich sind.

Auch für Vergnügungspaläste ist das Kugelhaus besonders geeignet. Die einzelnen Stockwerke bergen Kabarett- und sonstige Vergnügungsräume. Im Obergeschoß können Cafés mit Fernsicht über die weitere Umgebung untergebracht werden.

Baukünstlerisch betrachtet, ist die Kugelbauform für große Baukörper kein Experiment, als das sie infolge ihrer Ungewohnheit manchem noch erscheinen konnte.

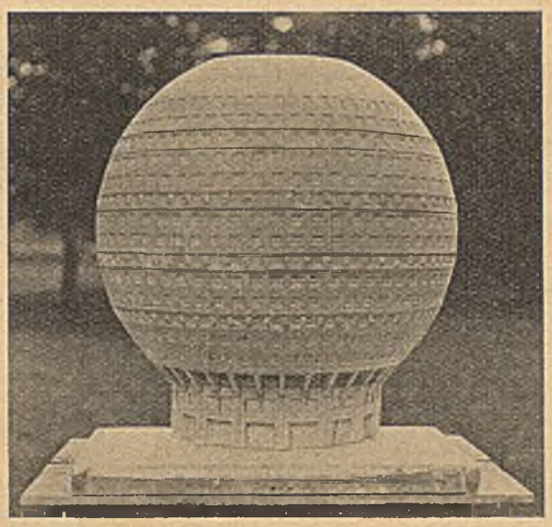


Abb. 9. Modell eines Kugelhotels (66 m ∅).

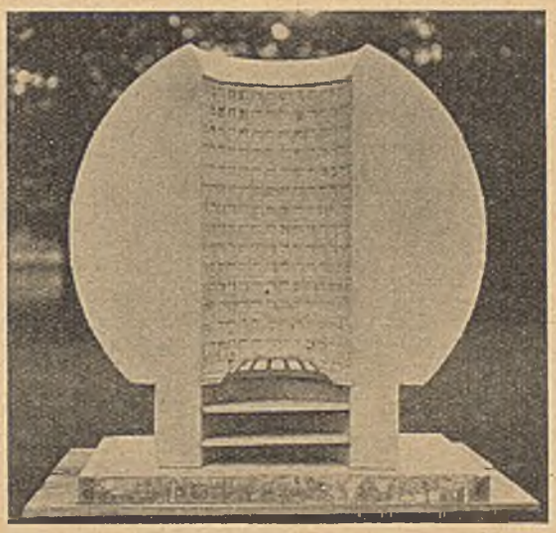


Abb. 9a. Modell eines Kugelhotels (66 m ∅).

Die Kugelbauform als Ergebnis künstlerischer Erfindung in technisch-wissenschaftlicher Ausbildung, entstanden aus der Zusammenarbeit von Ingenieur und Architekt, mit ihrer einfachen übersichtlichen Raumausteilung, ihrer gleichmäßig guten Licht- und Luftverteilung, enthoben der Brandung des Straßenverkehrs, und mit ihrer vorteilhaften freien Verkehrsfläche an der Straße zur freien Entfaltung des zu- und abströmenden Verkehrs, diese Bauform wird sich für ihre besonderen Zwecke durchsetzen, wie alles von innen heraus Gesunde und technisch Zweckmäßige auch in der Erscheinungsform sich seinen Platz erobert hat.

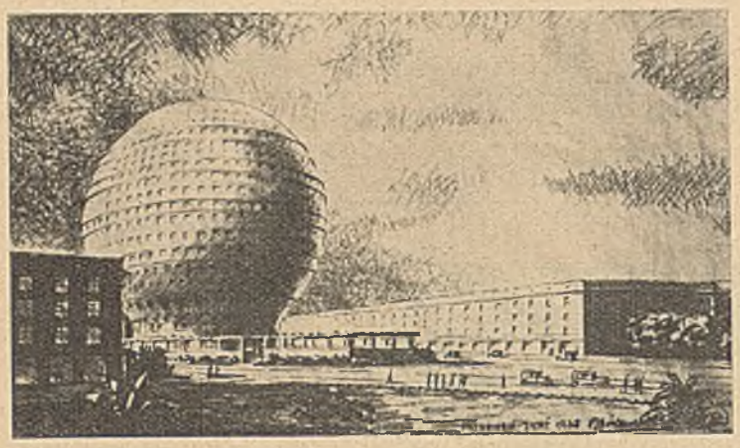


Abb. 10. Kugelhaus in einem Stadtteil mit hervorragender baukünstlerischer Wirkung.

Wie aber das Sprichwort sagt: „Eines schickt sich nicht für alle", so wird auch die geschilderte Kugelbauform nur für besondere Großbauaufgaben Verwendung finden. Abb. 9 zeigt das Modell eines Hotels für 1000 Zimmer.

In städtebaulicher Hinsicht ist das Kugelhaus geeignet, an geeignetem Platz zur Dominante und zu einem städtebaukünstlerischen Effekt eines Stadtteils zu werden. Die Fassade erlaubt eine Behandlung zu monumentaler Wirkungsweise. Abb. 11 zeigt ein Kugelhaus in einem Baukomplex und bringt die eigenartige Wirkung der Kugel gut zum Ausdruck (Abb. 10).

Solange die wirklichen Vorteile der neuen Bauweise noch nicht allgemein bekannt sind, werden, wie vielfach bei neuartigen Bauideen, wohl Unternehmungen den Schrittmacher bilden, bei welchen ein gewisses Sensations- und Reklamemoment eine Rolle spielt, wie dies die Ausführung in Dresden gezeigt hat. Ein solcher Reklamewert wird z. B. für ein Hotel oder Warenhaus nicht unbeträchtlich in Zahlen sich ausdrücken, und er wird auch die erste Sensation überdauern. Denn gleichwie jedes hervorragende charakteristische Bauwerk dauernd eine Anziehung ausübt, so wird auch das Kugelhaus wirken, wenn es nach den Absichten seines Erfinders gestaltet wird, doppelt wertvoll, weil es nicht durch hohen Aufwand äußerer Mittel, sondern mit beträchtlicher Kostenersparnis gegen bisherige Konstruktionen von Hochhäusern erreicht wird.

Erwähnung bedarf noch, daß die Kugelhausidee durch das Kunstschutzgesetz geschützt ist. Mehrere Ausführungsformen und verschiedene konstruktive Lösungen sind zum Patentschutz angemeldet.

ÜBER DIE BERECHNUNG DER BIEGUNGSMOMENTE EINES EINFACHEN BALKENS INFOLGE DER LASTENZÜGE DER DEUTSCHEN REICHSBAHN-GESELLSCHAFT.

Von Dr.-Ing. G. Worch, Privatdozent an der Technischen Hochschule Darmstadt.

Das Biegungsmoment an der Stelle C eines einfachen Balkens infolge einer Reihe beweglicher Einzellasten beträgt (vgl. Abb. 1)

$$M_x = A\,x - \sum_1^r P\,d \tag{1}$$

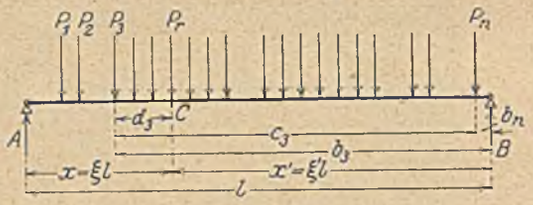


Abb. 1.

Soll die angenommene Laststellung die ungünstigste sein, so müssen bekanntlich die beiden Ungleichungen erfüllt sein:

$$\left\{\begin{array}{l} \text{bei einer kleinen Verschiebung nach links muß} \\ \qquad \sum_1^r P > \xi \sum_1^n P, \\ \text{bei einer kleinen Verschiebung nach rechts muß} \\ \qquad \sum_1^{r-1} P < \xi \sum_1^n P \end{array}\right. \tag{2}$$

sein. $\left(\xi = \frac{x}{l}\right)$.

Für die alten preußischen Lastenzüge (zwei Lokomotiven mit Tender und einseitig angehängten Güterwagen) war die Untersuchung leicht durchzuführen. Standen doch für die Werte $\sum_1^n P$, $\sum_1^{r-1} P$, $\sum_1^r P$, sowie auch für den Ausdruck $\sum_1^r P\,d$ sofort gebrauchsfertige Tabellen zur Verfügung. Aus diesen Tafeln konnten weiterhin die zur Ermittlung des Auflagerdruckes

$$A = \frac{1}{l} \sum_1^n P\,b = \frac{1}{l}\left[b_n \sum_1^n P + \sum_1^n P\,c\right] \tag{3}$$

erforderlichen Werte unmittelbar abgelesen werden.

Anders dagegen bei den Lastenzügen der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. Zwar behalten die angegebenen Formeln ihre Gültigkeit; jedoch können, da für die ungünstigste Laststellung in der Regel zwei Lokomotiven mit beiderseitig angehängten Güterwagen in Frage kommen, die vorhandenen Tabellen (die ja nur für den Fall: zwei Lokomotiven und einseitig angehängte Wagen aufgestellt sind) hier nicht verwendet werden. Im folgenden wird daher der Versuch unternommen, die Gleichung für das Biegungsmoment M_x sowie die beiden Kriterien der ungünstigsten Laststellung so umzuformen, daß die Benutzung von Tabellenwerten ermöglicht wird.

Die in Abb. 2 dargestellte Laststellung ergebe das größte Moment M_x.

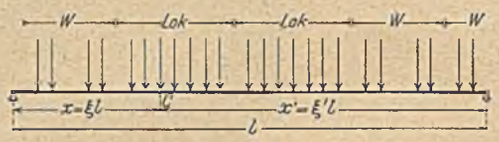


Abb. 2.

Wir denken uns nun für die Berechnung den Lastenzug aufgelöst in zwei Teile (je aus einer Lokomotive und einseitig angehängten Güterwagen bestehend), die gesondert auf den Träger aufgebracht werden.

Für den Belastungsfall nach Abb. 3 a ergibt sich

$$M_x = A\,x = \frac{x}{l} \sum_1^m P\,b = \xi \sum_1^m P\,b$$

Analog Formel (3) kann der Wert $\sum_1^m P\,b$ errechnet werden aus

$$\sum_1^m P\,b = b_m \sum_1^m P + \sum_1^m P\,c\,. \tag{4}$$

Stehen nur die Lasten P'_1 bis P'_n auf dem Träger (Abb. 3b), dann wird

$$M_x = B x' - \sum_1^r P' d = \frac{x'}{l} \sum_1^n P' a - \sum_1^r P' d = \xi' \sum_1^n P' a - \sum_1^r P' d .$$

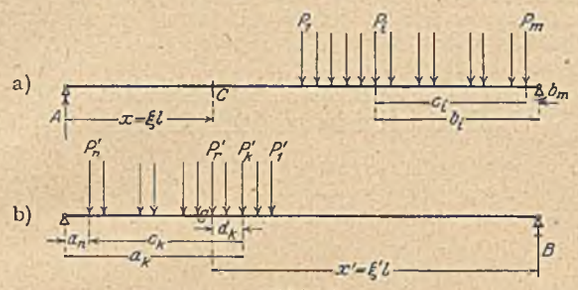


Abb. 3.

Der Ausdruck $\sum_1^n P' a$ wird auch hier wieder zweckmäßig errechnet aus

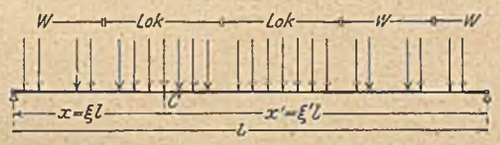
$$\sum_1^n P' a = a_n \sum_1^n P' + \sum_1^n P' c . \tag{5}$$

Durch Superposition dieser beiden Teilzustände ergibt sich dann das Moment für den ursprünglichen Belastungszustand (Abb. 2) zu:

$$M_x = \xi \sum_1^m P b + \xi' \sum_1^n P' a - \sum_1^r P' d . \tag{6}$$

Um nun zu prüfen, ob die angenommene Laststellung tatsächlich die ungünstigste ist, verschieben wir den Lastenzug um eine kleine Strecke e nach links (Abb. 4). Ebenso wie vordem führen wir die Rechnung für die beiden Teilzustände P und P′ getrennt durch.

Abb. 4.



Wirken nur die Lasten P_1 bis P_m auf den Balken (Abb. 5a), dann ist

$$A + \Delta A = \frac{1}{l} \sum_1^m P (b + e) = \frac{1}{l} \sum_1^m P b + \frac{e}{l} \sum_1^m P$$

und

$$M_x + \Delta M_x = (A + \Delta A) x = \frac{x}{l} \sum_1^m P b + e \frac{x}{l} \sum_1^m P$$

$$= \xi \sum_1^m P b + e \xi \sum_1^m P .$$

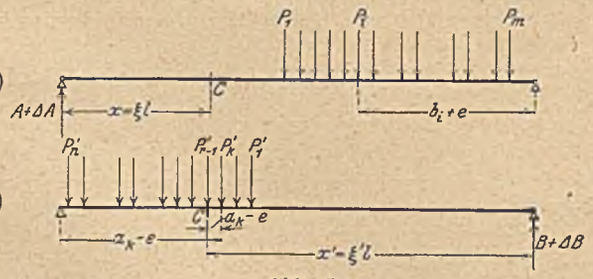


Abb. 5.

Für den Belastungsfall nach Abb. 5b wird:

$$B + \Delta B = \frac{1}{l} \sum_1^n P' (a - e) = \frac{1}{l} \sum_1^n P' a - \frac{e}{l} \sum_1^n P'$$

und

$$M_x + \Delta M_x = (B + \Delta B) x' - \sum_1^{r-1} P' (d - e)$$

$$= \frac{x'}{l} \sum_1^n P' a - e \frac{x'}{l} \sum_1^n P' - \sum_1^{r-1} P' d + e \sum_1^{r-1} P'$$

$$= \xi' \sum_1^n P' a - e \xi' \sum_1^n P' - \sum_1^{r-1} P' d + e \sum_1^{r-1} P' .$$

Das Moment für den in Abb. 4 angegebenen Belastungszustand wird somit:

$$M_x + \Delta M_x = \xi \sum_1^m P b + \xi' \sum_1^n P' a - \sum_1^{r-1} P' d$$

$$+ e \left[\xi \sum_1^m P - \xi' \sum_1^n P' + \sum_1^{r-1} P' \right] .$$

Ein Vergleich mit dem früher gefundenen Ausdruck (6) zeigt, daß

$$\Delta M_x = e \left[\xi \sum_1^m P - \xi' \sum_1^n P' + \sum_1^{r-1} P' \right]^{1*} .$$

Soll die ursprünglich angenommene Laststellung (Abb. 2) das größte Moment liefern, dann muß dieser Zuwachs kleiner als null sein, d. h. es muß folgende Bedingung erfüllt sein:

$$\xi \sum_1^m P - \xi' \sum_1^n P' + \sum_1^{r-1} P' < 0$$

oder

$$\xi \sum_1^m P < \xi' \sum_1^n P' - \sum_1^{r-1} P' \text{ (Linksverschiebung)} . \tag{7}$$

In entsprechender Weise wird die Rechnung für eine kleine Verschiebung nach rechts durchgeführt; wir erhalten als Merkmal für die ungünstigste Laststellung die Ungleichung

$$\xi \sum_1^m P > \xi' \sum_1^n P' - \sum_1^r P' \text{ (Rechtsverschiebung)} . \tag{8}$$

Eine zweite mögliche Anordnung der Lasten P und P′ ist in Abb. 6 dargestellt. Die Rechnung wird genau so durchgeführt, wie wir dies soeben für die Laststellung nach Abb. 2 angegeben haben. Wir erhalten

$$M_x = \xi \sum_1^m P b + \xi' \sum_1^n P' a - \sum_1^r P d , \tag{6 a}$$

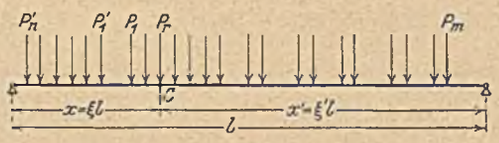


Abb. 6.

worin die Ausdrücke $\sum_1^m P b$ und $\sum_1^n P' a$ ebenfalls nach Gleichung 4 und 5 zu errechnen sind.

Als Kriterien für die ungünstigste Laststellung dienen die beiden Ungleichungen:

$$\xi' \sum_1^n P' > \xi \sum_1^m P - \sum_1^r P \text{ (Linksverschiebung)} \tag{7 a}$$

und

$$\xi' \sum_1^n P' < \xi \sum_1^m P - \sum_1^{r-1} P \text{ (Rechtsverschiebung)} . \tag{8 a}$$

1* Da $d_r = 0$ ist, ist $\sum_1^r P' d = \sum_1^{r-1} P' d$.

Die zum Ablesen der Summenwerte notwendigen Tafeln müssen allerdings neu aufgestellt werden. Haben wir es doch hier mit einem Lastenzug, bestehend aus einer Lokomotive mit einseitig angehängten Güterwagen zu tun. Die in den „Vorschriften für Eisenbauwerke" enthaltenen Tafeln gelten, wie bereits erwähnt, nur für zwei Lokomotiven mit einseitig angehängten Güterwagen.

Für den gebräuchlichsten Lastenzug N sei die Tabelle im folgenden angegeben.

Die vorstehend entwickelten Kriterien sind — genau wie die früher für die preußischen Lastenzüge geltenden (Formel 2) — abgeleitet unter der vereinfachenden Annahme, daß bei der Verschiebung des Lastenzuges auf dem Träger weder Lasten vom Balken herunter-, noch neue hinzukommen. Diese Voraussetzung ist nun häufig nicht erfüllt. In diesem Falle gibt es mehrere Laststellungen, für die sich die beiden Ungleichungen aufstellen lassen; es gibt also gewissermaßen mehrere Maximalmomente. Durch strenge Behandlung der Aufgabe könnte man natürlich aus diesen wieder den Größtwert ermitteln. Im allgemeinen lohnt sich jedoch die aufgewendete Mühe nicht. Wie Zahlenrechnungen zeigen, spielt der Unterschied in den Ergebnissen praktisch keine Rolle (vgl. u. a. das nachstehende Zahlenbeispiel), so daß es in der Regel genügt, nur das Moment für eine ungünstigste Laststellung (d. h. eine Laststellung, für die die Kriterien erfüllt sind) zu ermitteln.

Zahlenbeispiel.

Gesucht ist das größte Biegungsmoment an der Stelle C eines einfachen Balkens nach Abb. 7 infolge Belastung durch den Lastenzug N. (zweigleisige Eisenbahnbrücke).

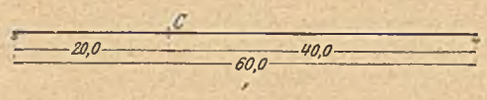


Abb. 7.

Es ist

$$\xi = \frac{20}{60} = 0{,}33\,, \quad \xi' = \frac{40}{60} = 0{,}67\,.$$

Wir versuchen zunächst eine Laststellung nach Abb. 8 a. Aus der Tabelle lesen wir ab:

$$\sum_1^m P = 375\,\text{t}\,, \quad (c_1 = 34{,}2\,\text{m})\,,$$

$$\sum_1^n P' = 255\,\text{t}\,, \quad (c_1 = 19{,}7\,\text{m})\,.$$

Tafel zur Berechnung der Biegungsmomente für ein Gleis.

Lastenzug N

Belastungslänge x' in m	$\sum Pc$ tm	$\sum P$ t	c_1 m	Lastenfolge
0—1,6	0	25	0	1 · 25 [1]
1,6—3,2	40	50	1,6	2 · 25
3,2—4,8	120	75	3,2	3 · 25
4,8—6,4	240	100	4,8	4 · 25
6,4—8,0	400	125	6,4	5 · 25
8,0—9,6	600	150	8,0	6 · 25
9,6—12,7	840	175	9,6	7 · 25
12,7—14,2	1382,5	195	12,7	7 · 25 + 1 · 20 [2]
14,2—18,2	1675	215	14,2	7 · 25 + 2 · 20
18,2—19,7	2535	235	18,2	7 · 25 + 3 · 20
19,7—22,7	2887,5	255	19,7	7 · 25 + 4 · 20
22,7—24,2	3652,5	275	22,7	7 · 25 + 5 · 20
24,2—28,2	4065	295	24,2	7 · 25 + 6 · 20
28,2—29,7	5245	315	28,2	7 · 25 + 7 · 20
29,7—32,7	5717,5	335	29,7	7 · 25 + 8 · 20
32,7—34,2	6722,5	355	32,7	7 · 25 + 9 · 20
34,2—38,2	7255	375	34,2	7 · 25 + 10 · 20
38,2—39,7	8755	395	38,2	7 · 25 + 11 · 20
39,7—42,7	9347,5	415	39,7	7 · 25 + 12 · 20
42,7—44,2	10592,5	435	42,7	7 · 25 + 13 · 20
44,2—48,2	11245	455	44,2	7 · 25 + 14 · 20
48,2—49,7	13065	475	48,2	7 · 25 + 15 · 20
49,7—52,7	13777,5	495	49,7	7 · 25 + 16 · 20
52,7—54,2	15262,5	515	52,7	7 · 25 + 17 · 20
54,2—58,2	16035	535	54,2	7 · 25 + 18 · 20
58,2—59,7	18175	555	58,2	7 · 25 + 19 · 20
59,7—62,7	19007,5	575	59,7	7 · 25 + 20 · 20
62,7—64,2	20732,5	595	62,7	7 · 25 + 21 · 20
64,2—68,2	21625	615	64,2	7 · 25 + 22 · 20
68,2—69,7	24085	635	68,2	7 · 25 + 23 · 20
69,7—72,7	25037,5	655	69,7	7 · 25 + 24 · 20
72,7—74,2	27002,5	675	72,7	7 · 25 + 25 · 20
74,2—78,2	28015	695	74,2	7 · 25 + 26 · 20
78,2—79,7	30795	715	78,2	7 · 25 + 27 · 20
79,7—82,7	31867,5	735	79,7	7 · 25 + 28 · 20
82,7—84,2	34072,5	755	82,7	7 · 25 + 29 · 20
84,2—88,2	35205	775	84,2	7 · 25 + 30 · 20
88,2—89,7	38305	795	88,2	7 · 25 + 31 · 20
89,7—92,7	39497,5	815	89,7	7 · 25 + 32 · 20
92,7—94,2	41942,5	835	92,7	7 · 25 + 33 · 20
94,2—98,2	43195	855	94,2	7 · 25 + 34 · 20
98,2—99,7	46615	875	98,2	7 · 25 + 35 · 20
99,7—102,7	47927,5	895	99,7	7 · 25 + 36 · 20
102,7—104,2	50612,5	915	102,7	7 · 25 + 37 · 20
104,2—108,2	51985	935	104,2	7 · 25 + 38 · 20
108,2—109,7	55725	955	108,2	7 · 25 + 39 · 20
109,7—112,8	57157,5	975	109,7	7 · 25 + 40 · 20
112,8—114,4	60180	1000	112,8	7 · 25 + 40 · 20 + 1 · 25 [3]
114,4—116,0	61780	1025	114,4	7 · 25 + 40 · 20 + 2 · 25
116,0—117,6	63420	1050	116,0	7 · 25 + 40 · 20 + 3 · 25
117,6—119,2	65100	1075	117,6	7 · 25 + 40 · 20 + 4 · 25
119,2—120,8	66820	1100	119,2	7 · 25 + 40 · 20 + 5 · 25
120,8—122,4	68580	1125	120,8	7 · 25 + 40 · 20 + 6 · 25
122,4—125,6	70380	1150	122,4	7 · 25 + 40 · 20 + 7 · 25
125,6—127,2	74060	1175	125,6	7 · 25 + 40 · 20 + 8 · 25
127,2—128,8	75940	1200	127,2	7 · 25 + 40 · 20 + 9 · 25
128,8—130,4	77860	1225	128,8	7 · 25 + 40 · 20 + 10 · 25
130,4—132,0	79820	1250	130,4	7 · 25 + 40 · 20 + 11 · 25
132,0—133,6	81820	1275	132,0	7 · 25 + 40 · 20 + 12 · 25
133,6—135,2	83860	1300	133,6	7 · 25 + 40 · 20 + 13 · 25
135,2—138,3	85940	1325	135,2	7 · 25 + 40 · 20 + 14 · 25

[1] Eine Lokomotive. — [2] Eine Lokomotive mit einseitig angehängten Großgüterwagen. — [3] Eine Lokomotive, zehn Großgüterwagen, zwei Lokomotiven.

Ferner beträgt:

$$\sum_1^{r-1} P' = 0, \quad \sum_1^{r} P' = 25\,t.$$

Die Bedingungen für die ungünstigste Laststellung ergeben sich nach Gl. 7) und 8) zu

(Linksverschiebung) $0{,}33 \cdot 375 < 0{,}67 \cdot 255 - 0$ oder $125 < 170$
(Rechtsverschiebung) $0{,}33 \cdot 375 > 0{,}67 \cdot 255 - 25$ oder $125 > 145$

Die zweite Ungleichung ist nicht erfüllt; wir müssen also den Lastenzug nach rechts verschieben.

Für die in Abb. 8 b angegebene Laststellung beträgt lt. Tabelle

$$\sum_1^{m} P = 375\,t, \quad (c_1 = 34{,}2\,m),$$

$$\sum_1^{n} P' = 255\,t, \quad (c_1 = 19{,}7\,m).$$

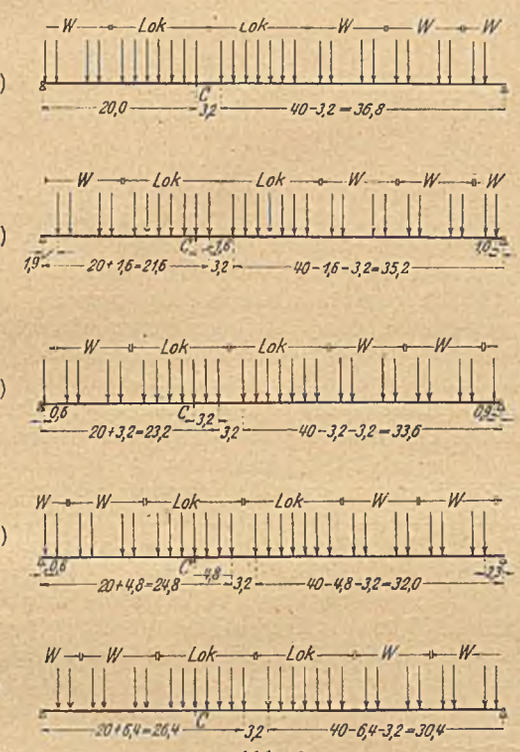


Abb. 8.

Diesmal ist

$$\sum_1^{r-1} P' = 25\,t, \quad \sum_1^{r} P' = 50\,t.$$

Wir erhalten also

(Linksverschiebung) $0{,}33 \cdot 375 < 0{,}67 \cdot 255 - 25$ oder $125 < 145$
(Rechtsverschiebung) $0{,}33 \cdot 375 > 0{,}67 \cdot 255 - 50$ oder $125 > 120$

Jetzt sind die beiden Kriterien erfüllt; die Laststellung nach Abb. 8 b ergibt also einen Größtwert des Biegungsmomentes M_x.

Aus der Tabelle lesen wir ab:

$$\sum_1^{m} P\,c = 7255\,tm, \quad (\text{für } c_1 = 34{,}2\,m),$$

$$\sum_1^{n} P'c = 2887{,}5\,tm, \quad (\text{für } c_1 = 19{,}7\,m),$$

und errechnen nach Gleichung (4) und (5)

$$\sum_1^{m} P\,b = 1{,}0 \cdot 375 + 7255 = 7630\,tm$$

$$\sum_1^{n} P'a = 1{,}9 \cdot 255 + 2887{,}5 = 3372\,tm$$

Das Moment $\sum_1^{r} P'd$ beträgt nach der Tafel 40 tm.

Damit sind alle Werte bestimmt, die zur Berechnung von M_x erforderlich sind; wir erhalten (nach Gleichung 6)

$$M_x = 0{,}33 \cdot 7630 + 0{,}67 \cdot 3372 - 40 = \mathbf{4751{,}3}\,tm.$$

Um nun zu prüfen, ob es noch andere Laststellungen gibt, für die M_x ein Größtwert wird, verschieben wir den Lastenzug noch weiter nach rechts (Abb. 8 c).

Lt. Tabelle ist:

$$\sum_1^{m} P = 355\,t, \quad (c_1 = 32{,}7\,m),$$

$$\sum_1^{n} P' = 275\,t, \quad (c_1 = 22{,}7\,m).$$

$$\sum_1^{r-1} P' = 50\,t, \quad \sum_1^{r} P' = 75\,t.$$

Diese Werte in die beiden Kriterien eingesetzt ergibt:

(Linksverschiebung) $0{,}33 \cdot 355 < 0{,}67 \cdot 275 - 50$ oder $118{,}3 < 133{,}3$
(Rechtsverschiebung) $0{,}33 \cdot 355 > 0{,}67 \cdot 275 - 75$ oder $118{,}3 > 108{,}3$

Wie man erkennt, sind auch für diese Laststellung die beiden Ungleichungen erfüllt.

Mit Hilfe der Tafelwerte

$$\sum_1^{m} P\,c = 6722{,}5\,tm, \quad (\text{für } c_1 = 32{,}7\,m),$$

$$\sum_1^{n} P'c = 3652{,}5\,tm, \quad (\text{für } c_1 = 22{,}7\,m).$$

ermitteln wir

$$\sum_1^{m} P\,b = 0{,}9 \cdot 355 + 6722{,}5 = 7042\,tm,$$

$$\sum_1^{n} P'a = 0{,}5 \cdot 275 + 3652{,}5 = 3790\,tm.$$

Lt. Tabelle ist ferner $\sum_1^{r} P'd = 120\,tm$.

Dann ist:

$$M_x = 0{,}33 \cdot 7042 + 0{,}67 \cdot 3790 - 120 = \mathbf{4754{,}0}\,tm.$$

Wir untersuchen ferner den Belastungsfall nach Abb. 8 d. Lt. Tabelle beträgt hierfür:

$$\sum_1^{m} P = 335\,t, \quad (c_1 = 29{,}7\,m),$$

$$\sum_1^{n} P' = 295\,t, \quad (c_1 = 24{,}2\,m),$$

$$\sum_1^{r-1} P' = 75\,t, \quad \sum_1^{r} P' = 100\,t.$$

Damit wird:

(Linksverschiebung) $0{,}33 \cdot 335 < 0{,}67 \cdot 295 - 75$ oder $111{,}7 < 121{,}7$
(Rechtsverschiebung) $0{,}33 \cdot 335 > 0{,}67 \cdot 295 - 100$ oder $111{,}7 > 96{,}7$

Die beiden Kriterien sind also für diesen Belastungsfall wiederum erfüllt.

Es ist lt. Tafel:

$$\sum_1^{m} P\,c = 5717{,}5\,tm, \quad (\text{für } c_1 = 29{,}7\,m),$$

$$\sum_1^{n} P'c = 4065\,tm, \quad (\text{für } c_1 = 24{,}2\,m),$$

und

$$\sum_1^{r} P'd = 240\,tm.$$

Damit wird

$$\sum_1^{m} P\,b = 2{,}3 \cdot 335 + 5717{,}5 = 6488\,tm,$$

$$\sum_1^{n} P'a = 0{,}6 \cdot 295 + 4065 = 4242\,tm,$$

und

$$M_x = 0{,}33 \cdot 6488 + 0{,}67 \cdot 4242 - 240 = \mathbf{4750{,}7}\,tm.$$

Zum Schluß sei noch der Belastungsfall nach Abb. 8 c betrachtet. Für diesen beträgt ebenfalls

$$\sum_1^m P = 335 \text{ t}, \quad (c_1 = 29{,}7 \text{ m}).$$

$$\sum_1^n P' = 295 \text{ t}, \quad (c_1 = 24{,}2 \text{ m}),$$

jedoch

$$\sum_1^{r-1} P' = 100 \text{ t}, \quad \sum_1^r P' = 125 \text{ t}.$$

Also wird:

(Linksverschiebung) $0{,}33 \cdot 335 < 0{,}67 \cdot 295 - 100$ oder $111{,}7 < 96{,}7$
(Rechtsverschiebung) $0{,}33 \cdot 335 > 0{,}67 \cdot 295 - 125$ oder $111{,}7 > 71{,}7$

Die erste der beiden Ungleichungen ist nicht erfüllt; diese Laststellung ergibt also keinen Größtwert für M_x.

Nach den „Vorschriften für Eisenbauwerke" gerechnet, ergibt sich

$$M_x = 0{,}941 \cdot 5325 = 5010{,}8 \text{ tm}.$$

Nimmt man näherungsweise an, daß die Güterwagen nur an einer Seite angehängt sind, so beträgt das Biegungsmoment (die Rechnung ist, da bekannt, hier fortgelassen)

$$M_x = 4557{,}3 \text{ tm}.$$

Wie zu erwarten war, liefert die Rechnung nach den Vorschriften zu große, die Näherungsrechnung zu kleine Ergebnisse. Die Abweichungen gegenüber den oben gerechneten genauen Werten betragen + 5,5 bzw. — 4 v.H.

Führt man die Untersuchung für andere Querschnitte bzw. andere Spannweiten durch, so ändern sich selbstverständlich die Verhältnisse; z. B. beträgt das Biegungsmoment für die Mitte desselben Trägers (Spannweite 60 m), nach dem oben angegebenen Verfahren ermittelt, 5325 tm, d. h. genau so groß wie nach den Vorschriften. Die Näherungsrechnung liefert dagegen $M_{Mitte} = 5005$ tm; der Unterschied beträgt in diesem Falle also — 6 v. H.

DER TRAPEZTRÄGER ALS TYP DER EISENBAHNBRÜCKE MITTLERER STÜTZWEITE.

Von Dipl.-Ing. Harry Gottfeldt, Berlin.

Der Typisierung und Normalisierung stellen sich aus bekannten Gründen im Eisenbau erhebliche Schwierigkeiten entgegen. Abgesehen von der Normalisierung der Profile finden wir z. B. im Eisenhochbau nur ganz geringe Ansätze zu einer Vereinheitlichung bei einzelnen immer wiederkehrenden Konstruktionsteilen. Von einer Typisierung ganzer Anlagen, seien es auch nur kleinere Fabrikhallen oder dergl., kann jedoch zur Zeit noch gar keine Rede sein. Etwas erfolgversprechender liegen die Verhältnisse im Brückenbau, und zwar hier besonders beim Bau von Eisenbahnbrücken, die diesem Streben durch die Einheitlichkeit der Belastung, der erforderlichen Nutzbreite sowie der Fahrbahnausbildung besonders entgegenkommen; bei Brücken mittlerer und großer Stützweiten bildet wegen der meist beschränkten Konstruktionshöhe die Ausführung mit untenliegender Fahrbahn die Regel; die Anzahl der auf einer Brücke zu überführenden Gleise beträgt in der Mehrzahl der Fälle eins; hierzu kommt, daß die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft die hier angedeuteten Ziele in Erkenntnis ihrer wirtschaftlichen Wichtigkeit durch Festlegung der Stützweiten und sonstigen Abmessungen in möglichst abgerundeten Zahlen und durch Sammlung zur Wiederverwendung geeigneter Entwürfe nach Möglichkeit unterstützt.

Abb. 1.

Abb. 2.

Abb. 3.

Für kleinere Stützweiten, etwa zwischen 15 und 25 m, beherrscht heute der Blechträger fast unbeschränkt das Feld. Brücken großer und größter Stützweiten scheiden wegen ihres selteneren Vorkommens aus der vorliegenden Betrachtung naturgemäß aus. Für mittlere Stützweiten (etwa 30 bis 60 m) findet man bei älteren Ausführungen zahlreiche Systeme, bei denen man durch verschiedenartige Krümmung der Gurtungen teils ästhetische Wirkungen, teils eine größtenteils wohl nur auf dem Papier stehende Ersparnis zu erreichen suchte. Weitere Unterschiede ergaben sich aus den verschiedenen Möglichkeiten der Ausfachung. In den letzten Jahren hat sich jedoch der Trapezträger mit steigenden und fallenden Streben mehr und mehr zum Normaltyp derartiger Brücken entwickelt. In seiner schlichten Einfachheit, seinem klaren Krafteverlauf und seiner einfachen Herstellung verkörpert er den Gedanken des reinen Zweckbaues, wenn er auch in landschaftlich besonders hervorragenden Gegenden wegen seiner etwas eckigen Umrißformen, zumal bei mehreren hintereinander liegenden Öffnungen, nicht immer allen ästhetischen Anforderungen genügen mag. Auch hinsichtlich der Einzelausbildung lassen sich bereits in weitem Umfang einheitliche Normen erkennen. Der Obergurt wird aus zwei U-Eisen mit Deckplatten gebildet (Abb. 1); bei größeren Stabkräften werden die U-Eisen durch einen entsprechenden Querschnitt aus Stehblech und Winkeleisen ersetzt. Für die Ausbildung des Untergurtes stehen sich zur Zeit im wesentlichen zwei Querschnitte gegenüber, die in Abb. 2 und 3 dargestellt sind. Der erste bietet den Vorteil der Symmetrie, während bei dem zweiten der Querträgeranschluß einfacher wird. Die Verstärkung dieser Grundquerschnitte erfolgt durch senkrechte oder wagerechte Beibleche. Werden diese an den Innenseiten der U-Eisen-Stege angeordnet, so empfiehlt es sich nicht, sie gegen die Knotenbleche zu stoßen, da hierdurch die Nietarbeit vermehrt und die Beanspruchung der Knotenbleche erhöht wird. Die Beibleche laufen besser ungestoßen bzw. besonders gedeckt über die Knotenbleche hinweg. An den Knotenpunkten, wo keine Beibleche erforderlich sind, werden sie durch entsprechende Futter ersetzt, um den Knotenblechabstand konstant zu halten. Für die Streben sind I-förmige Querschnitte üblich, und zwar werden Walzprofile, und hier wieder die breitflanschigen Peiner Träger, die durch ihre gedrungene Form gleich guten Widerstand gegen Zug- und Druckkräfte bieten, bevorzugt. Durch den Fortfall jeglicher Nietarbeit längs des Stabes stellt sich dieses Profil trotz des Überpreises billiger als ein aus einzelnen Teilen zusammengesetzter Querschnitt. Die Anschlüsse können die stets erwünschte kurze und gedrungene Form erhalten, da sich in den breiten Flanschen Niete großen Durchmessers in versetzter Anordnung unterbringen lassen. Hierdurch läßt sich auch die Größe der Knotenbleche in mäßigen Grenzen halten. Die Güte der Vernietung wird durch die Parallelität der Flanschen gehoben, was insbesondere bei den neuerdings zugelassenen hohen Nietbeanspruchungen von Wichtigkeit ist.

Bei der Querschnittsbemessung geht man, sofern nicht die im folgenden noch zu besprechenden Pfosten maßgebend sind, zweckmäßig so vor, daß man zunächst einen für die zweite oder dritte Strebe — die hier besprochenen Träger haben i. d. R. 8 bis 10 Felder — passenden Peiner Träger wählt und das gleiche Profil für die nach der Mitte zu liegenden Streben beibehält. Die geringe Gewichtsersparnis, die durch die Wahl eines aus Stehblech und Winkeln zusammengesetzten Profils im mittleren Teil erzielt werden könnte, wird durch die geschilderten Vorteile des Peiner Trägers bei weitem ausgeglichen. Auch die Wahl eines kleineren Trägerprofils für die Mittelfelder bietet keine wesentlichen Vorteile, da durch die dann an den Anschlüssen erforderliche Auffutterung die Materialersparnis oft wieder aufgehoben, die Werkstattarbeit vermehrt, die Beanspruchung der Anschlußniete ungünstiger gestaltet und die Anzahl der für das Bauwerk verwendeten Profile unnötig vermehrt wird. Für die nach dem Auflager zu liegenden Streben wird ebenfalls der gleiche

Grundquerschnitt beibehalten, der durch auf die Flanschen aufgelegte Platten verstärkt wird. Die Platten erhalten zweckmäßig die gleiche Stärke wie die Knotenbleche, stoßen stumpf gegen diese und werden durch besondere Laschen angeschlossen. Durch die Wahl eines solchen Querschnitts ergibt sich nebenher der beachtliche Vorteil, daß gerade bei den am stärksten beanspruchten Streben die Anschlußniete doppelschnittig werden.

Weniger geklärt ist die Frage nach dem günstigsten Querschnitt der Pfosten. Diese haben außer einer Normalkraft noch ein Biegungsmoment aufzunehmen, da die hier betrachteten Stützweiten und davon abhängigen Trägerhöhen die Anordnung eines oberen Windverbandes meist noch nicht gestatten. Für eine derartig zusammengesetzte Beanspruchung ist an sich der Peiner Träger ebenfalls geeignet. Es wird jedoch häufig der Einwand erhoben, daß die Verbindung zwischen Aussteifungseckblech und Pfosten nicht so zweckentsprechend gestaltet werden kann, wie bei einem Pfostenquerschnitt aus Stehblech und Winkeln. Bei letzterer Ausbildung kann das Eckblech in den Pfosten einbezogen werden, so daß die Nieten durch das Biegungsmoment nur auf Abscheren bzw. Lochleibungsdruck beansprucht werden, während bei einem Walzträger die Verbindungsnieten nur im Flansch sitzen, so daß eine Beanspruchung auf Kopfabreißen möglich ist. Auf diese Frage soll bei der nun folgenden Einzelbesprechung von Bauwerken der geschilderten Art noch näher eingegangen werden.

Eine konsequente Verkörperung der vorstehend vorgetragenen Grundsätze stellt der anläßlich der Neubauten am Bahnhof Charlottenburg erforderlich gewordene Überbau der Strecke Berlin—Güsten dar. Die photographische Aufnahme Abb. 4 läßt die ruhige, klare Wirkung des innerhalb des Bahngeländes liegenden Bauwerks erkennen. Die Systemskizze Abb. 5 zeigt, daß alle Hauptabmessungen auf volle Meter abgerundet sind. Der Obergurt besteht aus zwei U 30 und einer Kopfplatte 520 · 13, dazu kommt als Verstärkung eine zweite, gleichstarke Kopfplatte sowie zwei Flacheisen 105 · 12 an den unteren Flanschen der U-Eisen. Der Untergurt wird von zwei Stehblechen 320 · 13 mit Winkeleisen 120 · 120 · 13 entsprechend Abb. 2 gebildet; die Verstärkung erfolgt durch zwei weitere Stehbleche 320 · 15, die in der im Vorhergehenden geschilderten Weise über die Knotenbleche hinweglaufen. Sämtliche Füllungsstäbe haben gemäß den vorstehenden Erwägungen einen Grundquerschnitt aus einem I P 28, obgleich sich hierdurch bei der mittelsten Strebe nur eine Beanspruchung von 1180 kg/cm² gegenüber einer für St. 48 zulässigen von 1820 kg/cm² ergibt. Bei der ersten und dritten Strebe waren Verstärkungen erforderlich, die bei der dritten Strebe aus je einer Platte 290 · 10 bestehen, die an den Anschlüssen durch 6 mm starke Futter auf die Knotenblechstärke aufgefuttert wurden, während bei der ersten Strebe je 2 Flacheisen erforderlich waren, von denen jedoch nur eins an die Knotenbleche angeschlossen zu werden brauchte, während das andere nur zur Erzielung der nötigen Knicksicherheit im mittleren Teil des Stabes erforderlich ist und daher ungedeckt gegen die Knotenbleche ausläuft. Der Anschluß ist also trotz der zweifachen Platten recht einfach, wenn auch das Einbringen des Stabes bei der Montage hierdurch etwas erschwert wurde. Die Abb. 6 zeigt den Querschnitt mit der Eckaussteifung, die für sämtliche Knotenpunkte gleich ausgebildet ist; zu diesem Zweck werden die nur in jedem zweiten Knotenpunkt vorhandenen Knotenbleche an den übrigen Punkten durch entsprechende Futter ersetzt. Die im Verhältnis zur Stützweite besonders große Höhe dieses Bauwerkes gibt Veranlassung, nochmals auf die bereits angeschnittene Frage der Rahmenwirkung einzugehen. Wir betrachten zu diesem Zweck zunächst den Pfosten losgelöst von der übrigen Konstruktion und nehmen ungünstig an, daß die Gegenkraft der am oberen Ende angreifenden Kraft H ganz unten von dem Windverbandsknotenblech ausgeübt wird. Die Kraftwirkung und der Momentenverlauf sind für diesen Fall unter Vernachlässigung des schwer zu erfassenden elastischen Verhaltens der einzelnen Teile in Abb. 7 dargestellt. Für die Stelle des größten Moments läßt sich leicht ableiten:

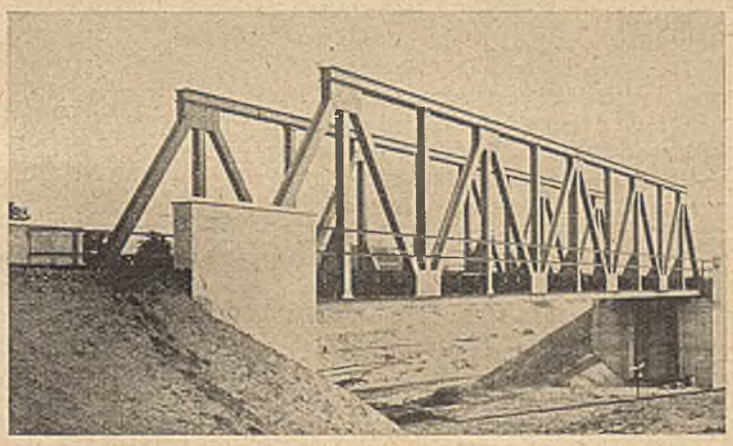


Abb. 4.

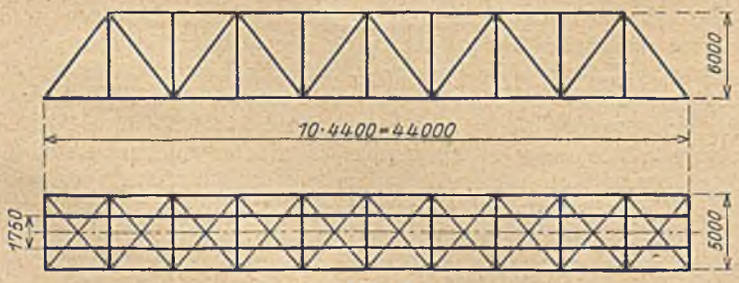


Abb. 5.

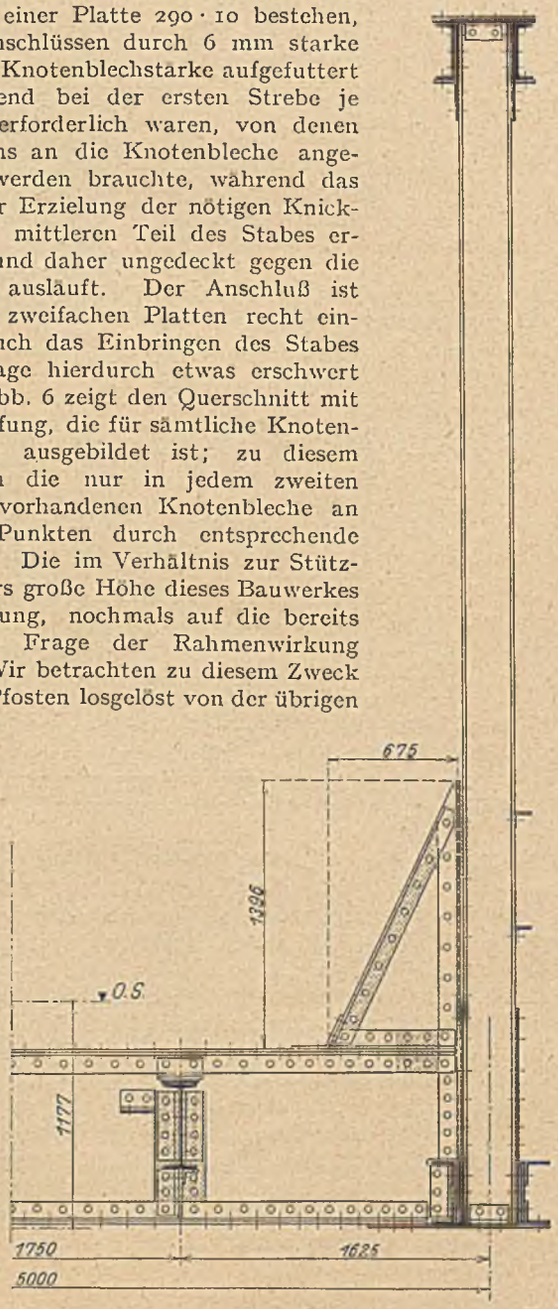


Abb. 6.

$$x = \frac{b}{2}\left(1 - \sqrt{\frac{3h - 2b}{3h}}\right)$$

und für das größte Moment selbst mit $a = \alpha h$

$$M_{max} = H a \left(\frac{1}{2} + \frac{1 + 2\alpha}{6\alpha}\sqrt{\frac{1 + 2\alpha}{3}}\right) = H a \mu .$$

Die Beziehung $\mu = f(\alpha)$ ist in Abb. 8 graphisch dargestellt. Da α im allgemeinen größer als 0,5 sein wird, für diesen Wert aber die Vergrößerung des meistens der Berechnung zugrundegelegten

Moments H a erst 4,4% beträgt, ergibt sich, daß die Rechnung mit M = H a in Anbetracht der rohen Annahmen über die Größe von H ausreichend genau ist. Beachtlich ist immerhin,

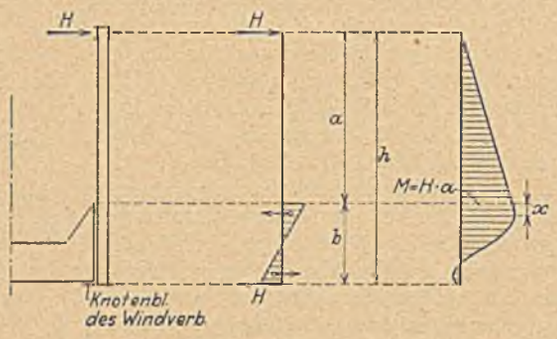
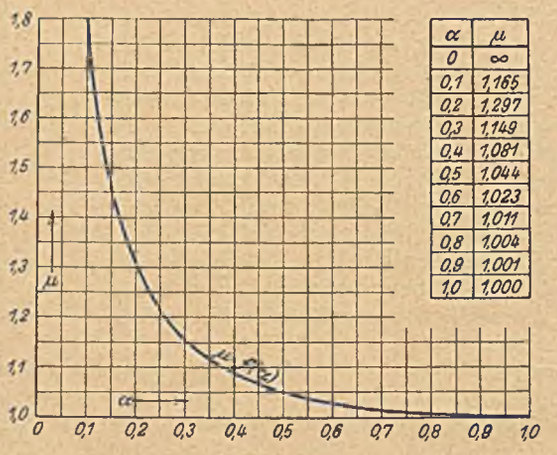


Abb. 7.

daß der Prozentsatz, um den das wirkliche Moment größer als H · a ist, gerade bei kurzen Pfosten am höchsten ist, so daß man hier besser die obige Formel bzw. Kurve verwendet. Die Bean-



α	μ
0	∞
0,1	1,165
0,2	1,297
0,3	1,149
0,4	1,081
0,5	1,044
0,6	1,023
0,7	1,011
0,8	1,004
0,9	1,001
1,0	1,000

Abb. 8.

spruchung der Niete auf Zug läßt sich naturgemäß nur roh und nur von Fall zu Fall überschlagen. Wir ermitteln zu diesem Zweck das Widerstandsmoment des gesamten Nietbildes; tatsächlich wird zwar in der Druckzone die Kraftübertragung durch direkte Berührung erfolgen; da die Flanschen der Pfosten und Anschlußwinkel jedoch nachgiebig sind, steht hierfür im wesentlichen nur die schmale Fläche des Steges zur Verfügung, die beiläufig der Summe der einzelnen Nietquerschnitte entsprechen mag. Diese Annahme ist jedenfalls eher zu ungünstig als zu günstig; der Abstand der äußersten Nieten beträgt 2,2 m, die übrigen werden in gleichen Abständen angenommen, obgleich die obersten Nieten tatsächlich so eng wie möglich angeordnet sind. Rechnet man mit einem Maß von 17 · 0,13 = 2,21 m, so wird

$$W_{\text{Niete}} = \frac{4 \cdot 4{,}155 \cdot 6{,}5^2}{110{,}5}(1+9+25+49+81+121+169+225+289)$$
$$= 6150 \text{ cm}^3 .$$

Der Wert von H ergibt sich aus der statischen Berechnung der Brücke zu 4,30 t; damit wird die Beanspruchung der Nieten auf Zug

$$\sigma = \text{rd.}\ \frac{4300 \cdot 600}{6150} = \text{rd. } 420 \text{ kg/cm}^2 .$$

In Anbetracht der ungünstigen Annahmen kann also gesagt werden, daß die Zugbeanspruchung der Nieten 300—400 kg/cm² nicht überschreiten wird. Dieser Wert kann als durchaus erträglich bezeichnet werden, zumal wenn man berücksichtigt, daß die oberen Nieten keine anderweitigen Kräfte zu übernehmen haben, während bei Umkehrung der Richtung von H die unteren, gleichzeitig zum Anschluß des Querträgers dienenden Nieten durch das Windverbandsknotenblech weitgehend entlastet werden, das möglichst kräftig mit dem Pfosten zu verbinden ist[1]. Die Wahl eines Peiner Trägers für die Pfosten erweist sich demnach als einwandfrei. Wir untersuchen jetzt noch das Eckblech für sich, dessen schräge Kante im vorliegenden Fall mit Rücksicht auf die Anordnung einer Stromschiene ziemlich steil geneigt ist, und zwar wieder unter der Annahme, daß dasselbe absolut starr ist. Bei Betrachtung der Abb. 9 wird ohne weiteres klar, daß die Zugbeanspruchung zwischen Eckblech und Querträger erheblich höher sein muß, als die vorstehend zwischen Eckblech und Pfosten ermittelte. Es läßt sich ableiten, daß diese beiden Beanspruchungen erst bei einem Neigungswinkel von etwa 30 bis 35° gegen die Wagerechte annähernd gleich werden. Bei 45° beträgt die Zugbeanspruchung der Niete zwischen Eckblech und Querträger bereits beiläufig das Doppelte und mehr der oben überschlagenen Beanspruchung zwischen Eckblech und Pfosten. Der kritische Punkt der hier gewählten Eckausbildung liegt also nicht, wie meist angenommen wird, bei den Nieten zwischen Pfosten und Eckblech, sondern vielmehr bei denen zwischen Querträger und Eckblech. Gelingt es daher nicht, die Neigung des Eckblechs auf mindestens 40 bis 45° herabzudrücken, so empfiehlt Verfasser eine Ausführung nach Abb. 10, die ohne wesentliche Mehrarbeit eine Zugbeanspruchung der fraglichen Nieten vermeidet, wohingegen ein biegungsfester Stoß zwischen Querträgerstehblech und Eckblech stets erhebliche Schwierigkeiten bereitet. Sind die Nieten im Querträger durch die Schubkraft bereits stark beansprucht, so können die Laschen zwischen Eckblech und Querträgerstehblech nach der punktierten Linie ausgebildet werden. Die besprochene Brücke hat ein Gesamtgewicht von 128 t ohne Lager.

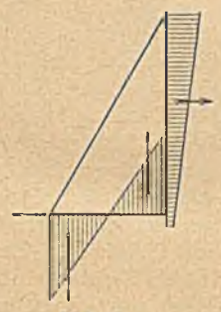


Abb. 9.

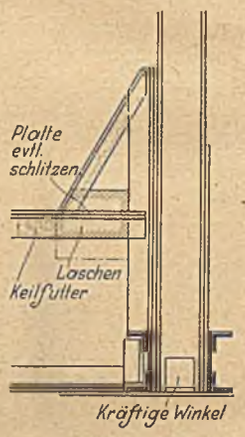


Abb. 10.

Ein ganz ähnliches Bauwerk, die Flutbrücken der Oderbrücke bei Deutsch Nettkow (l = 8 · 4,6 = 36,8 m, h = 4,68 m, a = 4,9 m, Material: St. 37), ist in der Abb. 11 wiedergegeben Die Gurtungen haben fast die gleichen Querschnitte wie bei der vorstehend beschriebenen Brücke, nur sind die U-Eisen im Obergurt durch ein Profil aus Stehblech und Winkeln ersetzt. Die Streben und Pfosten bestehen aus einem IP 28, das, soweit erforderlich, durch aufgelegte Platten verstärkt ist. Nur bei der mittelsten Strebe hat man sich zwecks Gewichtsersparnis zu einem Profil aus Stehblech und Winkeln entschlossen, das ein Gewicht von 82 kg/m ohne Nietzuschlag gegenüber 113 kg/m des IP 28 hat. Die Gewichtsersparnis für einen ganzen Überbau im Gesamtgewicht von 100,4 t beträgt etwa 700 kg, dürfte also unter Berücksichtigung der Mehrarbeit kaum als sehr erheblich zu bezeichnen sein. Bemerkenswert ist die Ausbildung und der Anschluß der zweiten Strebe, eines Zugstabes, für den dennoch der volle Querschnitt des IP 28 ohne Nietabzug in Rechnung gesetzt wurde. Nietlöcher sind nur an den Anschlüssen vorhanden und werden hier durch auf den Steg gelegte Flacheisen ersetzt, die nur über die Länge des Anschlusses reichen. Eine so weitgehende Materialausnutzung wäre bei einem zusammengesetzten Querschnitt nicht möglich gewesen. Die Eckbleche zeigen auch hier die meist übliche steile Neigung. Wegen beschränkter Bauhöhe wurden bei dieser Brücke auch für die Längsträger Peiner Träger gewählt, die ein großes Widerstandsmoment mit geringer Höhe vereinen; vorhanden ist ein

[1] Vgl. die Angaben über Versuche mit auf Zug beanspruchten Nieten in Amerika; Bauing. 1928, S. 651.

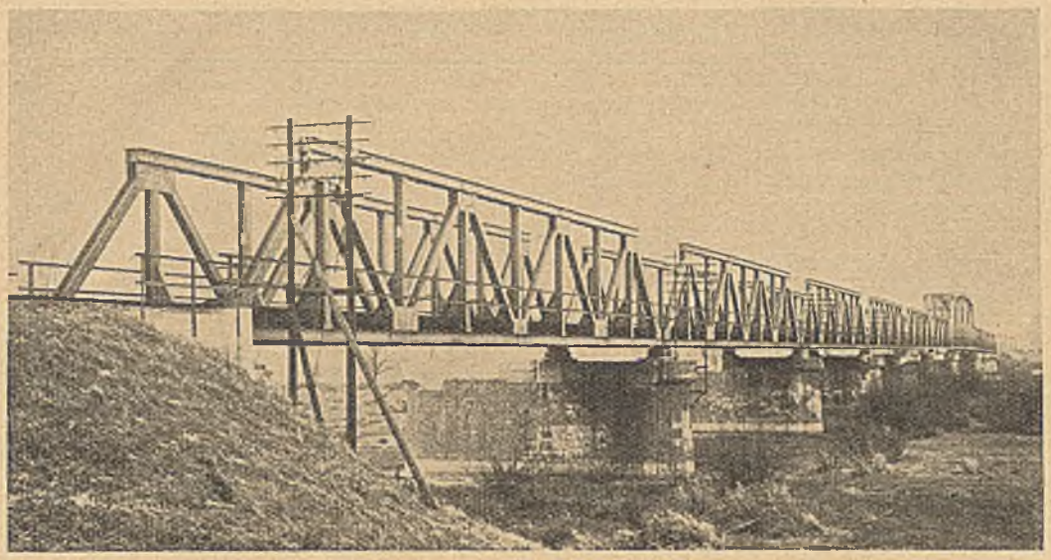


Abb. 11.

IP 40, während als Normalprofil ein I 55 erforderlich gewesen wäre. Das Gewicht der Peiner Träger steigt dadurch auf 29 t, also rd. 29% des bereits oben angegebenen Gesamtgewichtes.

In gewissem Gegensatz zu den bisher beschriebenen Bauwerken steht die Wipperflutbrücke bei Rügenwalde ($l = 8 \cdot 3{,}6 = 28{,}8$ m, $h = 3{,}6$ m, $a = 5$ m, Material: St. 37), die noch deutlich den Kampf der Meinungen erkennen läßt. Dies äußert sich zunächst darin, daß für die Pfosten ein zusammengesetzter Querschnitt vorgeschrieben wurde. Durch das Einlassen der Eckbleche in Pfosten und Querträger entsteht eine ganz erhebliche Mehrarbeit, wie Abb. 12 erkennen läßt. Überdies sind auch noch die meisten Eckpunkte voneinander verschieden.

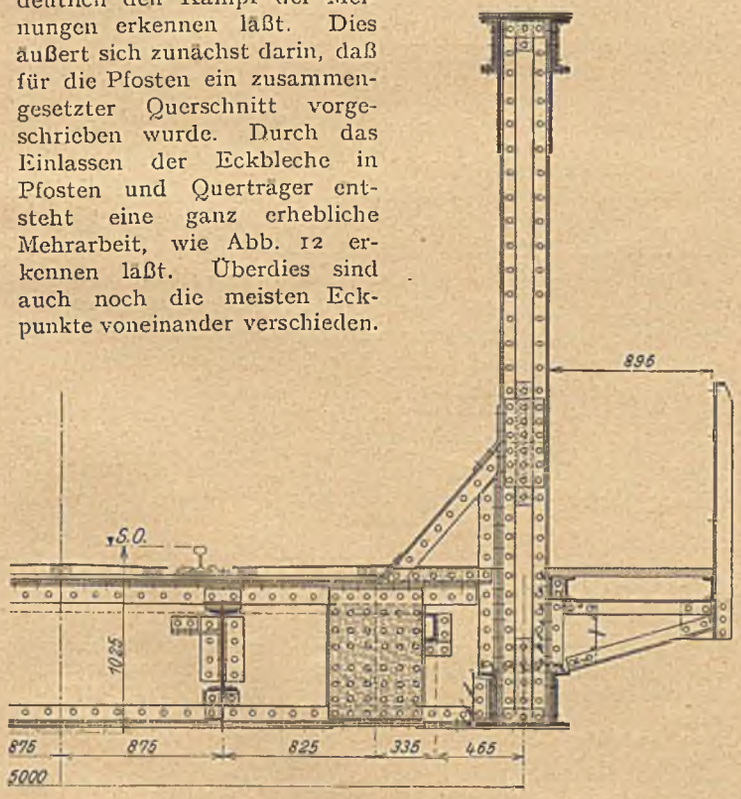


Abb. 12.

Die Streben bestehen zwar aus Peiner Trägern, jedoch wurden zwei verschiedene Profile gewählt; die ersten beiden Felder weisen IP 26, im ersten Feld durch Platten verstärkt, auf, während in den beiden mittelsten Feldern IP 24 mit beiderseits 10 mm starken Futtern an den Anschlüssen gewählt wurden. Diese Futter müssen bekanntlich vor dem Knotenblech mit ihrem vollen Querschnitt an den Peiner Trägern angeschlossen werden und werden daher recht lang. In dem vorliegenden Fall mit seinen verhältnismäßig kurzen Streben stellte sich daher schließlich an Stelle der angestrebten Gewichtsersparnis ein Mehrgewicht von 29 kg je Strebe gegenüber einem IP 26 heraus.

Die vorstehenden Betrachtungen dürften hinreichend gezeigt haben, daß die Typisierung von Eisenbahnbrücken mittlerer Stützweiten durch Wahl des Trapezträgers sowie die Normalisierung der einzelnen Bauglieder auf gutem Wege ist. Es wäre heute bereits durchaus denkbar, zunächst die Hauptabmessungen für etwa um je 2 m steigende Stützweiten festzulegen, d. h. also z. B. Untersuchungen darüber anzustellen, ob bei einer Brücke von 40 m Stützweite eine Teilung von $8 \cdot 5$ m oder von $10 \cdot 4$ m die günstigere ist, und allmählich weiter fortschreitend die günstigsten Systemhöhen, dann die Stabkräfte und Querschnitte, schließlich auch Einzelheiten, wie die Anschlüsse, Knotenblechstärken usw. festzulegen. Entsprechendes gilt natürlich auch für die Fahrbahn und die Verbände.[2]

Solange das aber nicht geschehen ist, bleibt nichts anderes übrig, als für jede Brücke eine in sich abgeschlossene Berechnung anzufertigen. Wenn nun auch die Berechnung eines so einfachen Systems keinerlei Schwierigkeiten bereitet, seien zum Schluß doch noch einige Hinweise für eine bequeme und übersichtliche Aufstellung der Berechnung gestattet, und zwar unter Beschränkung auf die des Hauptträgers.

Die Stabkräfte infolge ständiger Last sind

$$D_m = \frac{Q_m}{\sin \delta}, \quad G_m = \frac{M_m}{h};$$

setzt man

$$M_m = \sum_1^m Q_m \lambda,$$

so wird

$$G_m = \sum_1^m Q_m \operatorname{ctg} \delta.$$

Die Stabkräfte infolge ständiger Last können dann in einer einzigen Tafel zusammengestellt werden, die z. B. für die vorstehend an erster Stelle besprochene Brücke mit $\sin \delta = 0{,}8064$, $\operatorname{ctg} \delta = 0{,}7333$ und einer Knotenlast $G = 8{,}1$ t folgende Form hat:

Pkt.	G_m	Q_m	$\sum Q_m$	D_m	O_m	U_m
0	4,05					
		36,45		—45,2		
1	8,10		36,45			+26,7
		28,35		+35,2		
2	8,10		64,80		—47,5	
		20,25		—25,1		
3	8,10		85,05			+62,4
		12,15		+15,1		
4	8,10		97,20		—71,3	
		4,05		— 5,0		
5	8,10		101,25			+74,2

Die Stabkräfte infolge Verkehrslast werden aus den den B. E. beigegebenen Tabellen ermittelt. Die Bedingung für die un-

[2] Vgl. Schellewald „Die Rationalisierung im Eisenbau" Bautechnik 1927, Heft 35.

günstigste Laststellung zur Ermittlung der Strebenkräfte — $\sum P \lesseqgtr \frac{1}{\lambda} P$ — dürfte allgemein bekannt sein. Für die oben angeführte Brücke ist z. B. $\frac{1}{\lambda} P = 10 \cdot 25 = 250$ t, entsprechend einer Belastungslänge $l_x = 17{,}6$ m. Grundstellung ist also in den ersten 3 Feldern maßgebend ($3 \cdot 4{,}4 = 13{,}2 < 17{,}6$; $4 \cdot 4{,}4 = 17{,}6$). Das Vorziehen von zwei Lasten kommt hier nicht in Frage, da dem Wert $10 \cdot 2 \cdot 25 = 500$ t bereits eine Belastungslänge von 42,5 m entspricht.

Die Einflußlinie für die Durchbiegung in Trägermitte ergibt sich mittels der w-Gewichte. Die Formeln für die letzteren (Hütte Bd. III) lassen sich bei dem vorliegenden System noch weitgehend vereinfachen. Zunächst ist

$$\sec\beta = \sec\gamma = 1; \quad \sec\delta = \frac{d}{\lambda}; \quad h_m = h;$$

$$\Delta s = \frac{S\,s}{E\,F},$$

wenn S die Stabkräfte infolge 1 t in Trägermitte sind. Für die Gurtungen wird $S = \frac{m\lambda}{2h}$; $s = 2\lambda$; $\Delta s = \frac{m\lambda^2}{hEF_m}$; für die Streben ebenso: $\Delta s = \frac{d^3}{2EF_m\lambda h}$. Hiermit wird unter Berücksichtigung der Vorzeichen:

$$E h^2 w_m = \frac{m\lambda^2}{F_m} - \frac{d^3}{2F'_m\lambda} + \frac{d^3}{2F'_{m+1}\lambda}.$$

F_m bezieht sich auf die Gurtungen, F'_m auf die Streben. Nun ist:

$$\delta_m = M_{w_m}.$$

Also

$$\Delta\delta_m = Q_{w_m}\lambda = \lambda\sum_m^{\frac{n}{2}} w_m,$$

$$E h^2 \Delta\delta_m = \lambda^2 \sum_m^{\frac{n}{2}} \frac{m}{F_m} + \frac{d^3}{2}\frac{1}{F'_m}.$$

Setzt man

$$\frac{\lambda^3}{E h^2} = \mu, \quad \frac{1}{2}\left(\frac{d}{\lambda}\right)^3 = c,$$

so erhält man folgende Rekursionsformel zur Berechnung der δ_m:

$$\frac{1}{\mu}\delta_m = \frac{1}{\mu}\delta_{m-1} + \sum_m^{\frac{n}{2}} \frac{m}{F_m} + \frac{c}{F'_m}.$$

Für die oben angeführte Brücke wird z. B.

$$\mu = \frac{4{,}4^3}{21\,000\,000 \cdot 6{,}00^2} = 1{,}127 \cdot 10^{-7}\ \mathrm{tm}^3,\ c = \frac{1}{2}\cdot\left(\frac{7{,}44}{4{,}40}\right)^3 = 2{,}4173.$$

Die Berechnung der δ_m beschränkt sich auf die folgende höchst einfache Tafel:

Stab	F	$\frac{m}{F_m}$	$\frac{c}{F'_m}$ $\sum \frac{m}{F_m}$ $\frac{1}{\mu}\cdot\delta_m$	Pkt.
D_1	0,0336		71,8	
		→	480,6	
$U_{1,2}$	0,0202	49,5	552,4	1
D_2	0,0144		167,9	
		→	431,1	
$O_{2,3}$	0,0185	108,1	1151,4	2
D_3	0,0202		119,7	
		→	323,0	
$U_{3,4}$	0,0298	100,7	1594,1	3
D_4	0,0144		167,9	
		→	222,3	
$O_{4,5}$	0,0278	143,9	1984,3	4
D_5	0,0144		167,9	
		→	78,4	
U_5	0,0319	78,4[1]	177,5[2]	
		+	2408,1	5

[1] Für U_5 ist der halbe Wert von $\frac{m}{F_m}$ einzusetzen, da der Stab nur einmal vorkommt.

[2] Längenänderung der mittelsten Vertikalen, unter Berücksichtigung von μ, $\left(\frac{1 \cdot 6{,}00}{21\,000\,000 \cdot 0{,}0144 \cdot 1{,}127 \cdot 10^{-4}} = 177{,}5\right)$.

Die Werte $\frac{m}{F_m}$ sind von unten nach oben zu addieren; die erhaltenen Summen wurden, wie durch Pfeile angedeutet, gleich in die nächste Spalte geschrieben. Die gefundenen Ordinaten haben die Dimension tm^{-2}, der Multiplikator die Dimension tm^3. Die Durchbiegungen ergeben sich hiernach also in m.

Das beschriebene Verfahren stellt die absolut einfachste Möglichkeit zur Berechnung dar, da bei demselben nur noch diejenigen Größen benutzt werden, die tatsächlich Einfluß auf die Durchbiegung haben, jedoch keinerlei Hilfswerte wie es die w-Gewichte sind.

Die Berechnung und Ausführung aller hier besprochenen Bauwerke erfolgte durch die Firma Steffens & Nölle Akt.-Ges., Berlin-Tempelhof, die auch die Zeichnungen und Abbildungen zur Verfügung gestellt hat.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Zugversuche mit Nietverbindungen.

In dem Bericht über die 5. Jahresversammlung des American Institute of Steel Construction in der vorliegenden Zeitschrift wurde bereits auf einen bemerkenswerten Vortrag Prof. C. R. Youngs von der Universität Toronto über Zugversuche mit Nietverbindungen hingewiesen. Im folgenden sollen auf Grund des vorliegenden vollständigen Wortlautes dieses Vortrages ergänzende Mitteilungen gemacht werden.

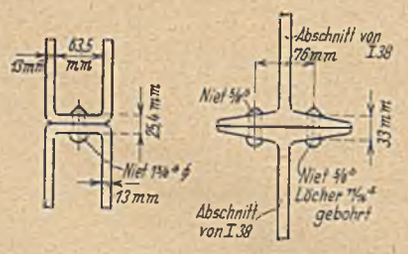


Abb. 1 Abb. 2

I. Frühere Versuche.

1. Im Jahre 1900 von D. O. Tennant in Toronto, Versuchsstücke nach Abb. 1 u. 2[1], Niete: $^5/_8''$ (15,9 mm) Durchmesser, mittels Preßlufthammer eingesetzt. Löcher auf $^{11}/_{16}''$ (17, 5 mm) gebohrt. Durchschnittliche Festigkeitseigenschaften des Eisens, aus dem die Niete hergestellt waren: Streckgrenze: 2300 kg/cm², Zerreißfestigkeit: 3300 kg/cm², Nietlänge[2] nach Abb. 1 25,4 mm, nach Abb. 2 im Mittel 33 mm. Fast alle Niete rissen im Schaft, mit Ausnahme von fünf, bei denen die Köpfe abrissen. Versuchsergebnisse siehe Tabelle 1.

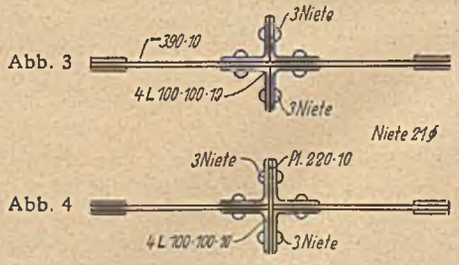


Abb. 3

Abb. 4

[1] Der kegelförmige Nietkopf ist auch in Amerika nicht mehr üblich.

[2] Die Amerikaner haben für dieses Maß, das der gesamten Blechdicke entspricht, das bezeichnende und kurze Wort „Grip". Es ist nicht zu verwechseln mit der Schaftlänge des rohen Nietes.

Tabelle I. — Versuche von Tennant.

Versuchsstück	Gesamtbelastung des Nietes	Zugfestigkeit, bezogen auf den Querschnitt des					
		rohen Nietes			geschlagenen Nietes		
		kleinste	größte	mittlere	kleinste	größte	mittlere
		kg/cm²					
nach Abb. 1	10 t	4724	5575	5069	3902	4570	4434
nach Abb. 2	10 t	4127	5624	5062	3410	4654	4440

2. Versuche des Vereins Deutscher Brücken- und Eisenbau-Fabriken, im Jahre 1912 (mitgeteilt im „Eisenbau" 1912, S. 193ff). Als Teil eines umfangreichen Versuchsprogramms wurden Versuchsstücke nach Abb. 3 u. 4 zerrissen. Die Stücke unterscheiden sich nur durch ein zwischengelegtes Blech nach Abb. 4. Nietdurchmesser: 21 mm Versuchsergebnisse nach Tabelle 2.

Tabelle 2. — Deutsche Versuche.

Versuchsstück	Nietdurchschnitt	Nietlänge	Durchschnittliche Gesamtbelastung eines Nietes	Durchschnittliche Zugfestigkeit
	mm	mm	t	kg/cm²
nach Abb. 3	21	20	10,50	3040
nach Abb. 4	21	30	10,65	3080

Das Zwischenblech ist somit ohne Einfluß. Die wesentlich geringeren Bruchfestigkeiten gegenüber den Tennantschen Versuchen sind auf die beträchtlichen Biegungsbeanspruchungen der Niete zurückzuführen.

3. Versuche im Polytechnischen Institut zu Brooklyn (mitgeteilt von C. R. Hill in den Engineering News vom 12. April 1917). Versuchsstücke nach Abb. 5, aus der auch alle Abmessungen ersichtlich sind. Versetzen mittels hydraulischer Nietmaschine mit Ausnahme von Versuchsstück A, das mittels Preßlufthammer genietet wurde. Auch hier, wie bei den deutschen Versuchen treten erhebliche Biegungsbeanspruchungen in den Nieten auf. Versuchsergebnisse siehe Tabelle 3.

Abb. 5.

Tabelle 3. — Versuche in Brooklyn.

Versuchsstück	Nietdurchmesser	Nietlänge	Durchschnittliche Ges.-Belastung	Durchschnittliche Zugfestigkeit des rohen Nietes	Durchschnittliche Zugfestigkeit des geschlag. Nietes	Bemerkungen
	mm	mm	t	kg/cm²		
Nr. 7	19	19	9,5	3346	2840	Bruch d. Winkels A a. d. Ecke
Nr. 8	19	19	9,3	3269	2777	dito
Nr. 1	19	25,4	8,6	3023	2580	Bruch im Nietschaft R
Nr. 6	19	31,8	7,7	2714	2306	dito
Nr. 5	10	19	7,0	2475	2102	Bruch d. Winkels A a. d. Ecke
Nr. 2	17	25,4	7,5	2692	2236	Bruch am Ende d. Flacheisens
Nr. 3	22,2	19	9,1	2348	2032	do.
Nr. 4	22,2	19	7,8	2018	1750	Bruch im Nietschaft R.

4. Versuche von Frank Burton[3], städtischer Baubevollmächtigter in Detroit, im Jahre 1924, mit 60 mittels Preßluft versetzten Nieten. Elastizitätsgrenze: 2396 bis 2740 kg/cm², Zugfestigkeit: 4210 bis 4430 kg/cm².

II. Versuche von Prof. Young in Toronto (Sommer 1927.)[4]

Es wurden drei verschiedene Belastungsarten untersucht: 1. Reiner Zug, 2. Zug und Biegung, 3. Zug, Biegung und Abscherung. Der Bericht enthält nur Angaben über die Versuche zu 1. und 2., die zu einer Versuchsreihe A zusammengefaßt wurden. Die Versuche der Reihe B (3. Belastungsart) befanden sich zur Zeit der Abfassung des Berichtes noch in den Anfangsstadien. Versuchsstücke der Reihe A nach Abb. 6. Belastungsarten: am Querstück x: reiner Zug, am Querstück y: Zug und Biegung, Hebelarm 28,6 mm, am Querstück z: Zug und Biegung, Hebelarm 57,2 mm, Hergestellt wurden 18 Versuchsstücke mit drei verschiedenen Nietdurchmessern (15,9; 19,0 und 22,2 mm) und drei verschiedenen Nietlängen, je zur Hälfte mit Maschinen- und Lufthammernietung. Die Gesamtzahl der Versuche betrug somit 54. Um Verbiegungen beim reinen Zugversuch möglichst auszuschalten, wurden sowohl das Querstück x, als auch die Längsstücke w aus einem Winkelpaar in U-Form hergestellt. Die Unterschiede in den Nietlängen ergaben sich durch die verschiedenen Schenkelstärken der Winkel. Alle Löcher wurden gestanzt, und zwar 1,6 mm größer als der nominelle Nietdurchmesser. Der bei der Maschinennietung vorhandene Druck der Preßluft betrug 7 at, wobei die Maschine eine Kraft von 45 t ausübte. Die Art der Einspannung für den reinen Zugversuch ist aus Abb. 7 ersichtlich. Für die anderen Versuche war die Anordnung ähnlich. Um die beabsichtigte Biegung im Niet bei den Querstücken y und z zu erzeugen, erhielten die U-förmigen Druckstücke Schneiden, mittels deren die Last bei y 28,6 mm und bei z 57,2 mm außermittig angebracht werden konnte. Die Eigenschaften des Nietstahles wurden durch Vorversuche mit Rundeisen von ⅝", ¾" und ⅞", Durchmesser auf Zug und Biegung festgestellt. Durchschnittliche Streckgrenze: 2330 kg/cm² bei den ⅞"-Stäben bis 2720 kg/cm² bei den ¾"-Stäben. Entsprechende Zugfestigkeiten: 3210 kg/cm² und 3880 kg/cm², Dehnung: 21,5 bis 30,3%. Beim Biegungsversuch wurde jeder Stab um 180° zusammengebogen, ohne Risse zu zeigen. Durch Kontrolle der Niettemperatur beim Versetzen verschaffte man sich Gewißheit, daß die Verhältnisse mit der fabrikmäßigen Herstellung der Niete übereinstimmten.

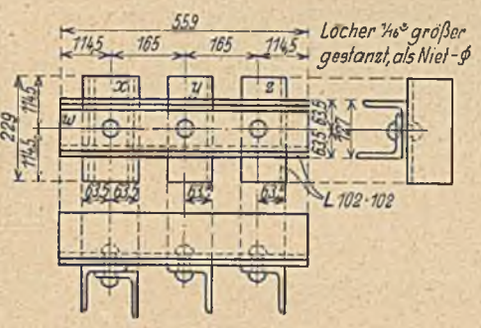


Abb. 6.

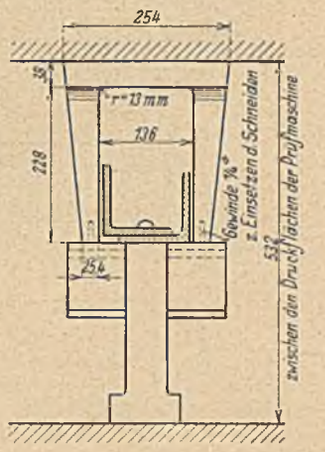


Abb. 7.

Versuchsergebnisse. 1. Reiner Zugversuch, Zusammenstellung in Tab. 4. Bezeichnung: A = Versuchsreihe, ⅝, ¾, ⅞ = Nietdurchmesser, M = Maschinennietung, H = Preßlufthammer-Nietung, 1, 2, 3 = Bezeichnung der verschiedenen Nietlängen, x, y, z = Versuchsquerstücke.

Tabelle 4. — Young. Reiner Zug.

Versuchsstück	Nietlänge	Größte Gesamtbelastung des Nietes	Zugfestigkeit, bezogen auf den Querschnitt des rohen Nietes	Zugfestigkeit, bezogen auf den Querschnitt des geschlagenen Nietes
	mm	t	kg/cm²	
A ⅝ M 1 x	25,4	10,8	5470	4515
A ⅝ M 2 x	38,1	10,1	5110	4210
A ⅝ M 3 x	50,9	10,2	5130	4230
A ⅝ H 1 x	25,4	11,5	5840	4820
A ⅝ H 2 x	38,1	10,3	5210	4300
A ⅝ H 3 x	50,9	9,2	4620	3820
A ¾ M 1 x	31,8	17,2	6010	5120
A ¾ M 2 x	50,9	15,1	5310	4510
A ¾ M 3 x	63,5	13,7	4800	4100
A ¾ H 1 x	31,8	15,7	5500	4690
A ¾ H 2 x	50,9	14,2	4990	4240
A ¾ H 3 x	63,5	13,8	4840	4120
A ⅞ M 1 x	38,1	19,0	4900	4270
A ⅞ M 2 x	50,8	17,9	4660	4060
A ⅞ M 3 x	76,3	16,2	4150	3620
A ⅞ H 1 x	38,1	18,3	4720	4100
A ⅞ H 2 x	50,8	16,7	4310	3750
A ⅞ H 3 x	76,3	15,1	3880	3370

[3] S. a. Bautechnik 1925, Heft 23.

[4] Tensile Working Stress for Rivets, by Prof. C. R. Young. Druckschrift des American Institute of Steel Construction, Inc., 285 Madison Avenue New York.

Hieraus folgt zunächst: Die Zugfestigkeit sinkt mit wachsender Nietlänge. Maschinenniete zeigen im allgemeinen höhere Bruchfestigkeiten, als die Lufthammer-Niete für die gleichen Nietlängen. Die Bruchfestigkeit nimmt mit wachsendem Nietdurchmesser ab.

Die Bestimmung der Längenänderung der Niete wurde mit einem eigens hierfür konstruierten Dehnungsmesser durchgeführt. Die sehr bemerkenswerten Ergebnisse sind in den Abb. 8—10 graphisch

Abb. 8.

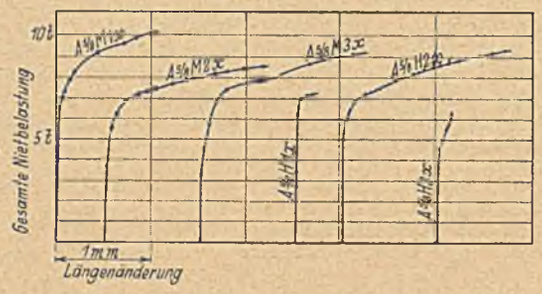


Abb. 9.

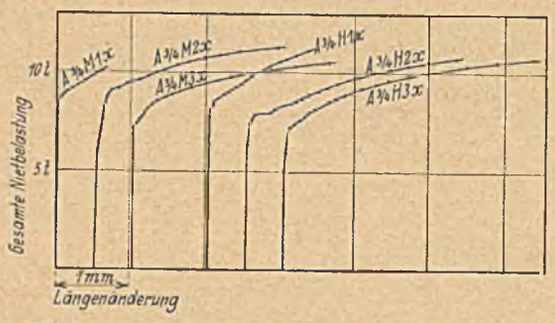
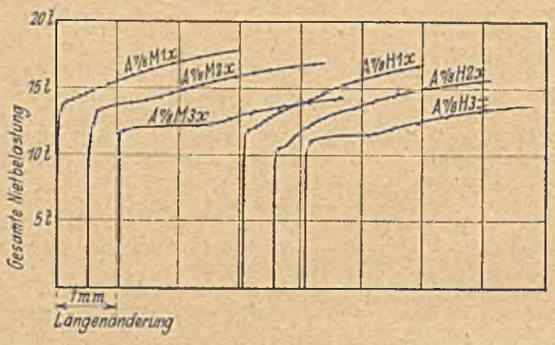


Abb. 10.



dargestellt. Was besonders dabei auffällt, ist die Tatsache, daß die Niete erst nach einer sehr beträchtlichen Belastung anfingen, eine merkbare Längenänderung zu zeigen.

2. Zug und Biegung. Tab. 5 enthält die Versuchsergebnisse für eine Außermittigkeit von 28,6 mm, Tab. 6 für e = 57,2 mm. Wie zu erwarten war, werden in diesem Falle die Bruchfestigkeiten erheblich niedriger. Jedoch ist zu beachten, daß die Verdoppelung der Außermittigkeit nicht etwa eine entsprechende Herabsetzung der Festigkeit bewirkt.

Bemerkenswert ist, daß bei allen vorstehenden Versuchen das oft gefürchtete Abreißen des Kopfes nur äußerst selten eintrat. In weitaus den meisten Fällen rissen die Nieten im Schaft.

Prof. Young beschäftigt sich in seinem Vortrag sodann mit den sogenannten Anfangsspannungen der Niete, die die Veranlassung waren, daß man bisher zusätzliche äußere Zugkräfte nach Möglichkeit vermied. Augenscheinlich widersprechen seine Versuche im Hinblick auf die Ergebnisse der Kurventafeln Abb. 8—10 der weitverbreiteten Meinung, daß diese zusätzlichen Zugkräfte sich zu den u. a. sehr hohen Anfangsspannungen[5] der Niete einfach addieren; die Niete hätten dann schon bei erheblich geringer Belastung reißen müssen. Prof. Young gibt hierfür folgende Erklärung: Zwei ringförmige elastische Scheiben von der Gesamtdicke l (Abb. 11) werden bei der Abkühlung der Niete um den Betrag Δl zusammengepreßt. Die Gesamtdicke beträgt daher nach dem Erkalten der Niete $l - \Delta l$, wobei die sogenannte „Anfangsspannung" ΣP herrscht. Die Berührungsflächen der Ringe üben somit ebenfalls gegenseitig Druckkräfte ΣP aus. Denkt man sich nun mit Hilfe von dünnen Stäben, die an den Flächen AA verankert sind, Zugkräfte ΣP an den Ringen angebracht, so würden die Ringe sich wiederum um Δl verkürzen, sodaß jetzt die Gesamtdicke $l - 2\Delta l$ vorhanden wäre. Hierdurch sinkt die Pressung der Ringe aufeinander um ΣP, d. h. es wird eine um ΣP geringere Kraft auf die Nietköpfe ausgeübt, als vor Anbringen der Zugkraft ΣP vorhanden war. Das Anbringen der Zugkraft ΣP hat somit den Gesamtzug im Nietschaft nicht verändert, und es ist kein Anwachsen der Nietspannung möglich, bevor nicht die äußere Zugkraft die Anfangsspannung der Niete erreicht hat[6].

[5] S. hierüber u. a. die Versuche von Bach u. Baumann in der Zeitschrift d. V. d. I., November 1912.

Tabelle 5. — Young. Zug u. Biegung. e = 28,6 mm.

Versuchsstück	Nietlänge	Größte Gesamtbelastung des Nietes	Zugfestigkeit bezogen auf den Querschnitt des rohen Nietes	Zugfestigkeit bezogen auf den Querschnitt des geschlagenen Nietes
	mm	t	kg/cm²	kg/cm²
A 5/8 M 1 y	31,8	7,6	3840	3160
A 5/8 M 2 y	38,1	8,4	4250	3500
A 5/8 M 3 y	44,5	6,9	3460	2860
A 5/8 H 1 y	31,8	7,3	3690	3050
A 5/8 H 2 y	38,1	6,4	3210	2650
A 5/8 H 3 y	44,5	5,4	2720	2250
A 3/4 M 1 y	44,5	9,3	3260	2770
A 3/4 M 2 y	54,0	7,8	2740	2340
A 3/4 M 3 y	60,5	8,7	3050	2600
A 3/4 H 1 y	44,5	8,6	2840	2410
A 3/4 H 2 y	54,0	9,0	3150	2690
A 3/4 H 3 y	60,5	8,7	3040	2590
A 7/8 M 1 y	57,1	10,0	2550	2240
A 7/8 M 2 y	63,6	9,7	2500	2160
A 7/8 M 3 y	76,2	9,5	2440	2120
A 7/8 H 1 y	57,1	9,4	2410	2100
A 7/8 H 2 y	63,6	9,0	2320	2020
A 7/8 H 3 y	76,2	9,4	2440	2110

Tabelle 6. — Young. Zug und Biegung. e = 57,2 mm.

Versuchsstück	Nietlänge	Größte Gesamtbelastung des Nietes	Zugfestigkeit, bezogen auf den Querschnitt des rohen Nietes	Zugfestigkeit, bezogen auf den Querschnitt des geschlagenen Nietes
	mm	t	kg/cm²	kg/cm²
A 5/8 M 1 z	31,8	4,76	2410	2000
A 5/8 M 2 z	38,1	3,65	1840	1520
A 5/8 M 3 z	44,5	4,65	2340	1930
A 5/8 H 1 z	31,8	4,76	2410	2020
A 5/8 H 2 z	38,1	5,18	2610	2160
A 5/8 H 3 z	44,5	4,65	2340	1930
A 3/4 M 1 z	44,5	6,5	2270	1940
A 3/4 M 2 z	54,0	5,85	2050	1750
A 3/4 M 3 z	60,5	5,78	2020	1730
A 3/4 H 1 z	44,5	6,20	2165	1850
A 3/4 H 2 z	54,0	6,28	2200	1870
A 3/4 H 3 z	60,5	6,18	2160	1840
A 7/8 M 1 z	57,1	7,10	1820	1590
A 7/8 M 2 z	63,6	6,30	1630	1420
A 7/8 M 3 z	76,2	6,42	1670	1450
A 7/8 H 1 z	57,1	6,49	1680	1460
A 7/8 H 2 z	63,6	6,73	1740	1510
A 7/8 H 3 z	76,2	6,51	1680	1460

Schließlich leitet Prof. Young aus den Versuchsergebnissen der Tab. 4—6 unter Zugrundelegung eines Sicherheitsfaktors von 4, eine in dem erwähnten Bericht bereits angegebene Formel für die zulässige Zugbeanspruchung von Nieten ab, die hier der Vollständigkeit halber noch einmal wiederholt werden soll. Es ist danach (vorausgesetzt, daß die Blechstärken etwa den bei den Versuchen in Toronto verwendeten entsprechen) die zulässige Zugbeanspruchung von Nieten bei reinem Zug und bei Zug und Biegung (in kg und cm umgerechnet)

$$k_z = 1500 - 220\,d - 245\sqrt{e}$$

worin k_z = zulässige Beanspruchung in kg/cm², d = Nietdurchmesser in cm und e = Außermittigkeit in cm bedeutet. Eine Rückwärtsrechnung mit dieser Formel zeigt nicht nur für die Youngschen Versuche, sondern auch für diejenigen von Tennant und in Brooklyn zufriedenstellende Übereinstimmung.

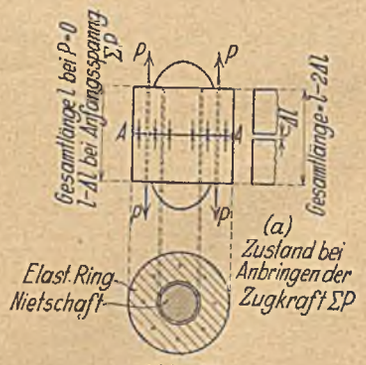


Abb. 11.

[6] Dieser etwas umständliche Gedankengang kann auf die einfachere Anschauung zurückgeführt werden, daß die in Abb. 11 dargestellten Druckkräfte, welche die Scheiben gegenseitig aufeinander ausüben, durch entgegengesetzt gerichtete Zugkräfte ersetzt werden können, ohne daß das Kräftesystem geändert wird; man kann also eine äußere Zugkraft bis zur Größe der Anfangsspannung der Niete anbringen, ohne die Nietspannung dadurch zu erhöhen.

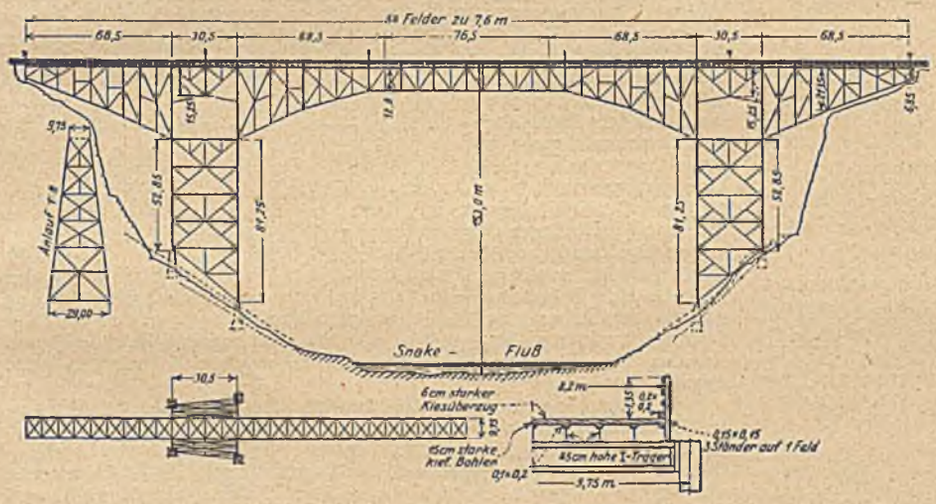
Schlußbemerkung.

Die vorstehend wiedergegebenen Versuchsergebnisse verdienen die allergrößte Beachtung. Die amtlichen Bestimmungen enthalten zwar keinerlei Vorschriften oder gar Verbote über Zugspannungen in Nietverbindungen, es ist jedoch allgemein üblich, sie möglichst zu vermeiden, und entweder die Verbindung so zu konstruieren, daß die Niete nur Scherspannungen erhalten, oder, falls dies nicht möglich ist, sie durch Schrauben zu ersetzen. Die letztere Ausführungsart ist gewöhnlich die einfachere, wenn auch nicht die bessere, insbesondere wenn die Verbindungen Erschütterungen ausgesetzt sind. Nach den Versuchen Prof. Youngs würde jedoch eine Nietverbindung hinsichtlich der Zugbeanspruchung mindestens dasselbe Vertrauen verdienen, wie eine Schraubenverbindung, ohne deren nachteilige Eigenschaften bei Vorhandensein von Erschütterungen zu besitzen. Allerdings reicht der Umfang der bisher angestellten Versuche wohl noch nicht zu einer endgültigen Stellungnahme aus, insbesondere fehlen noch weitergehende Untersuchungen über den Einfluß der Nietlänge. Immerhin ist zu erhoffen, daß weitere Forschungsarbeit nach dieser Richtung hin zu lohnenden Ergebnissen führt.

Dipl.-Ing. R. Cajar, Magistratsbaurat b. d. Baupolizei Berlin.

Straßenbrücke von 153 m Höhe über der Talsohle in Idaho.

Die neue Brücke (Abb. 1) über die Snake-Fluß-Schlucht, 5 km nördlich von der Stadt Twin-Falls in Idaho, ersetzt einen Zickzackweg durch die Schlucht und eine niedrige Brücke darin und spart mindestens 30 Minuten Fahrzeit für Kraftwagen. Sie besteht aus zwei Gerüstpfeilern (Abb. 1 u. 2), der einfacheren Herstellung wegen gleich hoch gemacht, die auf die Felsufer gegründet sind, einer Ausleger-Mittelöffnung von 213,5 m und zwei Seitenarmen von je 68,5 m Lichtweite, die in Eisenbetonwiderlagern verankert sind. Die Hauptträger haben 9,75 m Mittenabstand (Abb. 3), die Fahrbahn, die aus 15 cm



starken Kiefernbohlen mit 6 mm Asphaltkiesüberzug besteht und auf 45 cm hohen I-Trägern ruht (Abb. 4), 8,2 m Lichtbreite. Die Höhe der Fahrbahn über der Talsohle ist 153 m (Abb. 1) und damit die größte in Amerika. Berechnet ist die Fahrbahn für zwei Lastkraftwagen von je 25 Tonnen (je 900 kg) Gesamtgewicht nebeneinander, die übrigen Teile für eine gleichförmige Belastung von 2500 bis 1800 kg/m, je nach der Belastungslänge. Die Gerüstpfeiler sind von einem Kabelkran aus, die Träger durch freies Vorbauen mit Hilfe von Laufkranen in 111 Arbeitstagen ohne ernstlichen Unfall errichtet worden. Das Gesamtstahlgewicht ist 2900 Tonnen (je 900 kg), wovon 70% auf der Südseite angeliefert worden waren. Die Brücke ist von einer Brückengesellschaft erbaut worden, die für 50 Jahre die Berechtigung zur Erhebung von Brückengeld erhalten hat. (Nach P. M. Murray, Chefingenieur der Union-Bridge-Co. in Portland (Oregon), in Engineering-News-Record vom 16. Febr. 1928, S. 282—284 mit 5 Zeichn. und 4 Lichtbild.) N.

Die Errichtung der Straßenbrücke über die Carquinez-Meerenge in Kalifornien.

Die Straßenbrücke über die Carquinez-Meerenge, 50 km nördlich von San Francisco (vergl. Bauingenieur 1926, S. 536, Abb. 2), ist in den Landöffnungen, der südlichen und einem Teil der nördlichen Kragträgeröffnung auf Lehrgerüsten (Abb. 1) errichtet worden, für die Seitenpfeiler und die Mittelpfeilergruppe diente ein von der Marineverwaltung entliehener Schwimmkran (Abb. 2), die Kragarme wurden mittels Laufkranen freitragend vorgebaut (Abb. 1), die Zwischenstücke am Ufer zusammengebaut, eingefahren und mit Hilfe von sandgefüllten Gegengewichtkästen (Abb. 3) in Stufen von 6 m gehoben. Die Gegengewichte waren so schwer, daß sie auch die Reibung sicher überwinden konnten und beim Niedergehen durch die Aufzugbremsen nachgelassen wurden. Durch ständige Theodolith-Beobachtung von Marken in einer wagerechten Ebene am Einhängträger, Fernsprechverbindungen aller Stellen und genaues Wagrechtstellen am Ende

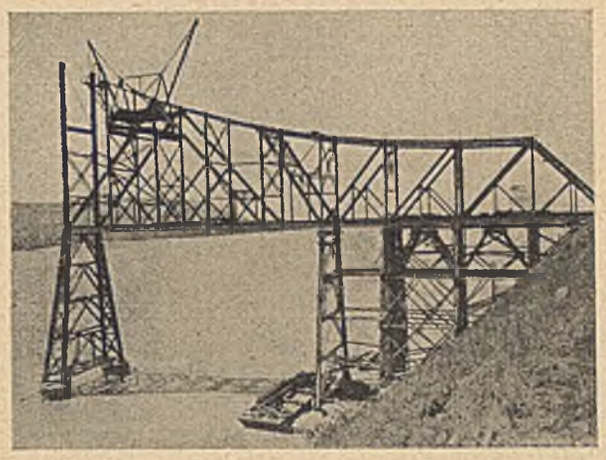


Abb. 1.

jeder Hubstufe ging das Heben glatt von statten und dauerte nur 40 Minuten beim ersten und nur 35 Minuten beim zweiten Zwischenträger. Der Sand der Gegengewichte wurde durch Bodenklappen in

Abb. 2.

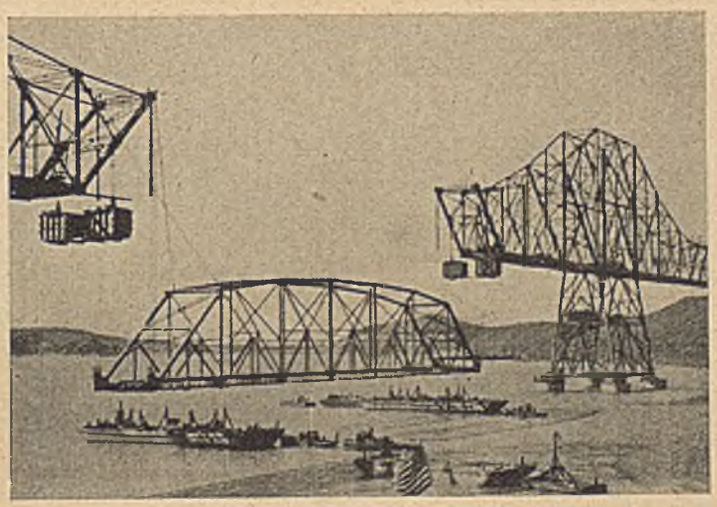
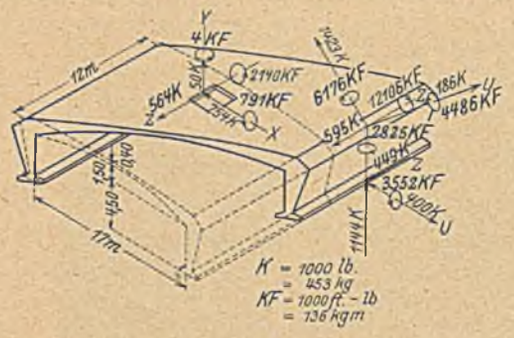


Abb. 3.

Prahme abgelassen und bei der zweiten Hebung wiederverwendet. (Nach Engineering vom 6. Jan. 1928, S. 5—8 u. 16 mit 3 Zeichn., 8 Lichtb. und 1 Zahlentafel.)

Steifrahmen-Bauart für schiefe Brücken.

Der zunehmende Kraftwagenverkehr macht in Amerika die Vermeidung schiefer Brücken durch Abbiegen der Zufahrten unmöglich und erfordert, infolge des Versagens der Rippenbauart, die Steifrahmenbauart



Die fettgedruckten Zahlen sind Zusatzkräfte und Momente infolge der Schiefe.

auch für schiefe Brücken. Bei starker Schiefe genügt aber die Berechnung der Kräfte in den zwei Richtungen des Hauptschnittes nicht, sondern es müssen auch die Kräfte in der Richtung senkrecht dazu berücksichtigt werden, wofür ein genügend einfaches Verfahren von Prof. Ch. Rathbun angegeben worden ist. Die obenstehende Abbildung zeigt (fettgedruckt) die Zusatzkräfte und -momente infolge der Schiefe. Die Westchester-County-Park-Commission hat in den letzten fünf Jahren viele schiefe Brücken dieser Bauart über ihre Parkwege mit vollem Erfolg ausgeführt und studiert nun die Anwendung auf schiefe Brücken mit mehreren Öffnungen. (Nach A. G. Hayden, Entwurfsingenieur in Brouxville, im Engineering-News-Record vom 1. Dez. 1927, S. 867—869 mit 4 Abb. und 3 Zahlentaf.) N.

Vereinigte Niet- und Schweißverbindung als Windversteifung.

In Detroit (Michigan) ist eine Windversteifungsverbindung zwischen Säulen und I-Eisen-Deckenträgern von 30 bis 60 cm Höhe (Abb. 1) ausgeprobt worden, bei welcher die Nietung die lotrechten

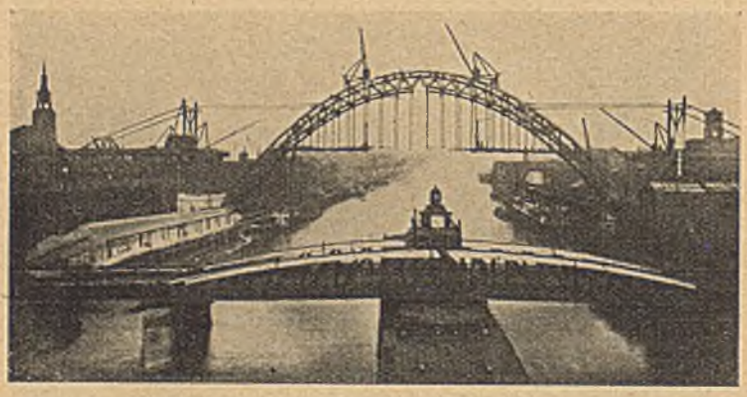
Abb. 1.

Abb. 2.

Scherkräfte, die Schweißung (Abb. 2), die Zug- und die wagerechten Scherkräfte in den Flanschen aufnehmen sollte. Die Bruchfestigkeit der Schweißstellen hat 1150 bis 1600 kg/cm² betragen. (Nach W. A. Hakin, Bauingenieur, und R. G. Richards, Direktor in Detroi, im Engineering-News-Record vom 10. Nov. 1927, S. 752 mit 1 Zeichn. und 1 Zahlentaf.) N.

Die Tynebrücke bei Newcastle.

Der Bogen der neuen stählernen Straßenbrücke (s. Abb.) über den Tyne zwischen Newcastle und Gateshead ist Ende Februar geschlossen worden. Er hat eine Spannweite von 162 m zwischen den Fußbolzen, eine Pfeilhöhe von 52 m, Parabelform, 6,2 m Höhe des



Fachwerks im Scheitel, 13,7 m Mittenabstand der beiden Träger und 25,5 m lichte Durchfahrthöhe für den Schiffsverkehr. Die vorkragenden Bogenteile wurden, dem Baufortschritt entsprechend, in verschiedenen Höhen über Hilfstürme mit den 3,5 m hohen durchlaufenden Blechträgern der Landöffnungen durch Stahlkabel verankert, in welche auf jeder Seite zwei starke Wasserdruckpressen eingeschaltet waren. Die Schlußlücke von 22 cm zwischen den Obergurtenden wurde durch Nachlassen der Bogenhälften mit Hilfe der Pressen unter Fernsprechverbindung aller Arbeitsstellen in einer halben Stunde geschlossen und verdornt. Das Untergurtreststück wird unter 300 t Druck, der Beanspruchung durch das Eigengewicht entsprechend, eingesetzt und der Scheitel vernietet, wodurch der einstweilige Dreigelenkbogen zum planmäßigen Zweigelenkbogen wird. (Nach Engineering vom 2. März 1928, S. 266 mit 1 Lichtbild.) N.

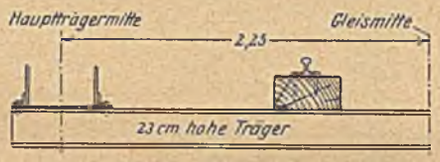
Straßenbeförderung eines 103 Tonnen schweren Trägers.

In Los Angeles wurde der 30 m lange, 0,9 m breite und 2,1 m hohe Hauptträger (s. Abb.), 103 t (je 900 kg) schwer, für den Zuschauerraum eines Theaters vom Eisenwerk nach dem Theater in

der Zeit von 1 bis 5 Uhr nachts auf Laufwagen mit zusammen 44 Rädern ohne Störung gebracht. (Nach Engineering-News-Record vom 24. Nov. 1927, S. 849, mit 1 Lichtb.) N.

Zugspannung von Nieten in einer alten Eisenbahnbrücke.

Eine alte Eisenbahnbrücke von 37 m Spannweite im Staate New York, 1863 erbaut und 1901 erneuert, enthielt einen ungewöhnlichen Fall von Zugspannung von Nieten. Die 23 cm hohen Quer- (I)-Träger waren an jedem Ende mit 4 Nieten von 25 mm Stärke durch die oberen Flanschen der I-Träger und die äußeren Winkel der Hauptträger-Untergurte an die Hauptträger angehängt (s. Abb.). Nach den damaligen Belastungsverhältnissen kamen auf einen Querträger 5700 kg Lokomotivgewicht, bei 25 km Geschwindigkeit mit 100 % Stoßzuschlag 11 400 kg, und 400 kg Eigengewicht, zusammen also 11 800 kg, das gibt für jeden der 8 Niete eine Belastung von 1475 kg, die bei einer Scherspannung von 700 kg/cm² und 25 % Abzug wegen Handnietung schon 55 % der Scherkraft von 2650 kg erreicht. Es ist bemerkenswert, daß die Nieten eine so hohe Beanspruchung ohne irgend welchen Schaden so lange ausgehalten haben.



Übrigens lassen die Vorschriften für Straßenbrücken des Bundesstraßenamts der Vereinigten Staaten Zugspannungen für Niete von 50 % der Scherfestigkeit und die Vorschriften für die neue Hudson-Brücke in New York solche von 40 % zu. (Nach H. D. Hassey von der Amer. Bridge Co. in New York City. Engineering News-Record vom 2. Jan. 1928, S. 206 mit 2 Zeichn.) N.

Vergleichende Festigkeits- und Dauerversuche mit Schienenstahl[1].

Zur Vermeidung von Schienenbrüchen, als deren Ursache im allgemeinen Lunker, Seigerungen und Sprödigkeit angesehen werden, wurde Schienenstahl nach zwei Verfahren hergestellt, um festzustellen, ob die Mehrkosten für den Guß durch bessere Schienenqualität gerechtfertigt sind. Die Verfahren unterschieden sich dadurch, daß einmal wie üblich der Siemens-Martinstahl in normalen Kokillen (Standard, weiteres Ende nach unten) und das andere Mal mit verlorenem Kopf in Kokillen vergossen wurde, die das weitere Ende oben hatten und einen heizbaren Kopf besaßen (Gathmann), damit der Stahl nachsaugen kann, um Lunker zu vermeiden. Der Stahl wurde in zwei Stahlwerken erzeugt nach annähernd denselben Vorschriften; einigen Chargen wurde Aluminium zur Desoxydation zugefügt. Die mittleren Blöcke jeder Charge wurden zur Prüfung verwendet und zu 100-Pfund-Schienen verwalzt. Die Schienen wurden auf Schlagbiegefestigkeit unter einem Fallhammer geprüft. Nach dem Verhalten hierbei und nach dem Bruchaussehen erwiesen sich die G-Schienen (Gathmann-Verfahren) als besser gegenüber den St-Schienen (Standard-Verfahren), weil sie frei von Lunkern und Seigerungen waren, wenn das Verhältnis von Kopf zu Block (17 %) richtig gewählt wird. Die Schienen wurden ferner in die Strecke eingebaut und ihr Verhalten im Betriebe kontrolliert. Die weitere Untersuchung erstreckte sich auf Versuche mit dem Werkstoff. An den Blöcken wurde die Verteilung vom C, P, S und Si

[1] J. R. Freemann jr., R. L. Dowdell und W. Berry, Bur. of Stand. Techn. Papers No. 363.

über den ganzen Längsschnitt ermittelt. Den Schienen wurden aus dem Kopf Probestäbe für Zug-, Kerbschlag- (Isod), Verschleiß- (Amsler) und Dauerbiegeversuche entnommen. An dem ganzen Schienenprofil wurde die Kugeldruckhärte (Rockwell), die Verteilung der Verunreinigungen durch mikro- und makroskopische Schliffbilder und der Betrag der inneren Spannungen im Schienenkopf bestimmt.

Die Festigkeitseigenschaften, Streckgrenze, Festigkeit, Dehnung, Kontraktion und Rockwellhärte waren bei beiden Schienensorten im wesentlichen gleich, nur waren die Ergebnisse bei den G-Schienen gleichmäßiger als bei den St-Schienen. Die Kerbzähigkeit war bei den G-Schienen etwas größer als bei den St-Schienen, besonders im Steg. In der Menge und der Verteilung der Verunreinigungen war kein merklicher Unterschied zwischen beiden Schienensorten. Die Dauerversuche wurden auf der Dauerbiegemaschiene von H. F. Moore in der Weise durchgeführt, daß ein an den Enden verdickter sich mit 2000 Umdrehungen je Minute drehender Stab an den Enden gelagert und symmetrisch an zwei Stellen belastet ist, sodaß zwischen diesen beiden Punkten ein gleichmäßiges Biegungsmoment herrscht. Bei jeder Drehung des Stabes um 90° ändert sich die Spannung der Randfasern oben und unten von Druck in Zug bezw. umgekehrt. Der Stab war nicht völlig zylindrisch, sondern hatte in der Mitte den kleinsten Durchmesser und nahm nach den Enden im Durchmesser nach einem Krümmungshalbmesser von 250 mm zu. Aus jedem Schienenkopf wurden je sechs und aus dem Steg ein Stab entnommen; sie wurden längs der Achse poliert, um Querrisse zu vermeiden. Ein Stab wurde zunächst mit einer Spannung gleich 60% der statischen Zugfestigkeit in der Maschine der Wechselbeanspruchung unterworfen. Je nach der Zahl der Wechsel bis zum Bruch, die dieser Stab aushielt, wurde die Belastung der weiteren Stäbe geändert, bis ein Stab 25 000 000 Wechsel aushielt, ohne zu brechen. Die zugehörige Beanspruchung ist als Dauerfestigkeit bezeichnet und ergab sich zu 32,4 bis 41,5 kg/mm für alle Schienen, wobei die G-Schienen mehr nach dem oberen Wert zu lagen. Durch vorausgehende Wechselbelastung bei Spannungen oberhalb der Dauerfestigkeit (overstressing) wurde die Dauerfestigkeit herabgesetzt, und durch gleiche Vorbeanspruchung unterhalb der Dauerfestigkeit (understressing) wurde letztere um etwa 7 kg/qmm erhöht.

Es wurde von den Verfassern vorgeschlagen, durch Dauerversuche an den eingebauten Schienen festzustellen, ob sie im Betriebe über oder unter der Dauerfestigkeit beansprucht wurden, je nachdem, ob der Dauerversuch nach dem Ausbau der Schiene erhöhte oder verminderte Dauerfestigkeit im Vergleich mit dem nicht beanspruchten Schienenmaterial ergeben würde.

Im großen und ganzen wurde aus den mitgeteilten Untersuchungen gefolgert, daß die G-Schienen nur gleichmäßiger ausgefallen seien als die St-Schienen; erst die Prüfung der verlegten Schienen nach ihrem Wiederausbau könne Aufschluß über die etwaige Überlegenheit der G-Schienen geben. Fiek.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Beziehungen zwischen Kapitalmarkt und Bautätigkeit.

Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Müller.

(Fortsetzung von Seite 747.)

Aus diesen Betrachtungen erhellt, daß die Inanspruchnahme der sichtbaren Kapitalbildung für Zwecke baulicher Neuanlagen (Wert 5 Milliarden) nach Berücksichtigung der aus Steuermitteln (0,9 Milliarden), Haushaltsmitteln und privaten Geldern erster Hand zufließenden Beträge erheblich unter der Summe von 5 — 0,90 Milliarden Mark blieb, sich also im Jahre 1927 zwischen 3 und 4 Milliarden Mark bewegt haben wird. Auf Grund dieser Feststellung können nun die beiden folgenden tabellarischen Übersichten (aus dem erwähnten Werke „Baumarkt und Gesamtwirtschaft" entnommen) gewürdigt werden.

Inländische Emissionen bzw. Kreditgewährung.

	1900/13	1913	1925	1926	1927
1. Zunahme d. Sparkasseneinlagen	950	1010	1240	1500	—
Annahme bezgl. d. Sparkassengelder Von 1. etwa $^4/_{10}$ in Schuldverschreibungen angelegt	(Unter Ziffer 2 und folgenden enthalten.)				
etwa $^3/_{10}$ Hypoth.	300	300	350	450	—
etwa $^3/_{10}$ Kredite an Gewerbetreibende und Gemeinden	300	300	350	450	—
2. Pfandbriefemissionen exkl. Mobilisationspfandbriefe	900	760	(ca. 700)	(ca. 1380)	1546
Kommunalobligationen	—	—	—	380	
Anleihen der öffentlichen Hand	1250	1000	50	1230	—
Industrieobligationen	400	160	112	270	—
Aktienemissionen (exkl. Fusion)	750	900	650	900	—
Sichtbare Kreditgewährung im Inland	3900	3420	2212	ca. 5060	ca. 3900

Außerdem geben wir noch den Kapitalzufluß aus dem Auslande an (s. Reichskreditges. Bericht 1927/28, Seite 18).

	In Milliarden Mark			
	Mittel 1910/13	1925	1926	1927
1. Sichtbare inländische Kapitalbildung:				
a) Emissionen u. Spartätigkeit	3,90	2,20	5,06	(3,90)
b) Baukostenanteil, Hauszinssteuer	—	0,60	0,68	0,85
Summe 1.	3,90	2,90	5,74	4,75
2. Kapitaleinfuhr vom Auslande:				
Anleihen	—	1,24	1,60	1,34
Sonstige Kredite	—	2,56	0,94	3,06
Summe 2.	—	3,80	0,66	4,40
Summe 1. u. 2. Sichtbares Kapital	3,9	6,70	6,40	9,15

Eine vollständige Zusammenstellung der Kapitalbildung für 1927 liegt nicht vor. Nachdem die Durchschnittsbildung für die drei letzten Jahre mithin nicht möglich ist, erscheint es im Hinblick auf eine gewisse Phasenverschiebung auch als angängig, das Spitzenjahr der Investition (1927) mit dem Spitzenjahr der Geldflüssigkeit (1926) zu vergleichen.

Die eingehende Einzelbesprechung der Zusammenhänge müssen wir hier jedoch durch kurze Hinweise ersetzen. Man vgl. beispielsweise die Kapitalneuanlagen der öffentlichen Hand und der gemischtwirtschaftlichen Gesellschaften für Bauzwecke und Wohnungszwecke in Höhe von 1,5 + 1,6 = 3,1 Milliarden Mark im Jahre 1927 mit den Summen der Kommunalobligationen sowie der inländischen und der ausländischen Anleihen der öffentlichen Hand und bedenke, daß gemäß der speziellen Wohnungsfinanzierungsstatistik noch ca. 200 Millionen Mark Darlehen von Sparkassen und Kreditanstalten an Gemeinden für Wohnungsbauzwecke hinzukommen.

Weiterhin vergleiche man die Beträge der Industrieobligationen, der inländischen Aktien-Emissionen und der Auslandsanleihen der Industrie mit dem Betrage von beiläufig 2 Milliarden Mark für Arbeiten an gewerblichen Bauten. Welcher Teil hiervon als Erneuerungsbetrag zu betrachten ist, läßt sich

zur Zeit nicht angeben, schätzungsweise werden 1,2 bis 1,5 Milliarden als Neuinvestition im volkswirtschaftlichen Sinne gelten können.

Erfahrungsgemäß tritt jedem baulichen Aufwand noch ein entsprechend höherer Betrag für Neuanlage in Maschinen, Einrichtungen und Stärkung der Betriebsmittel zur Seite, so daß jede bauliche Neuinvestion der Industrie die Aufbringung von Kapitalien in 2- bis 3facher Höhe des eigentlichen Bauwertes zur Voraussetzung hat.

Überschätzt wird im allgemeinen die direkte Bedeutung des in der Kapitalmarktstatistik nachgewiesenen Betrages an Pfandbriefemissionen für die Bau- und Wohnungsbaufinanzierung. Gewiß war das Hypothekengeschäft ein reges; beachtet man, daß neben den 1380 Millionen Hypotheken entsprechend den Pfandbriefemissionen die hypothekarischen Beleihungen seitens der Sparkassen und der Versicherungsanstalten im Jahre 1927 angeblich 500 bis 600 Millionen betragen haben, so kommt man sogar zu dem Schluß, daß die Ausdehnung des Hypothekengeschäfts im genannten Jahre (abgesehen von den Hypotheken aus der öffentlichen Hand) nahezu 2 Milliarden betrug. Die Erhebungen des Konjunkturforschungsinstitutes vom Jahre 1926 lassen aber erkennen, daß den umfangreichen Pfandbriefemissionen zur Zeit der Erhebung nur geringe Zuflüsse zum Wohnungsneubau entsprachen, und daß diese kaum den Betrag von jährlich 200 Millionen Mark erreicht haben. Wohl die Hälfte der den Betrag von 1380 Millionen Mark entsprechenden Hypotheken wird der Konsolidierung der landwirtschaftlichen Schuld gedient haben, ein weiterer erheblicher Betrag der wachsenden Belastung von städtischem Altbesitz, ein kleiner Teil auch der Neuanlage gewerblicher Art.

Wir lassen es bei diesen kurzen Feststellungen über die derzeit wichtigsten Geldquellen bewenden. Mengenmäßige Erfassung ist jedenfalls eine der ersten Voraussetzungen für richtige Beurteilung der Lage. Die zur Zeit gangbare allgemein gehaltene Auffassung, daß wir uns in einer Periode der Investition befinden, besagt sehr wenig zur Erklärung der Baumarktlage; wenn überhaupt, kann diese Ansicht doch wohl auch nur in dem begrenzten Sinne gelten, als wir die Investition über die geringe inländische Kapitalbildung hinaus, durch Auslandsgelder und Zubußen der öffentlichen Hand aus Steuergeldern aufrecht erhalten. Wir halten jedoch die genannte Ansicht an sich für anfechtbar. An Hand kapitalmarktstatistischer Angaben wird die echte Kapitalbildung leicht überschätzt, die Vorfragen einer der scheinbaren Kapitalbildung möglicherweise gegenüberstehenden Umschuldung und Verschuldung infolge unzulänglicher Erneuerungsrücklagen werden meistens übergangen. Bei der baulichen Produktion lassen gewissenhafte Untersuchungen einen erheblichen Rückgang der Investition gegenüber der Vorkriegszeit erkennen, der bei der Umrechnung in Friedenswerte klar in Erscheinung tritt.

Zur Gewinnung weiterer Ausblicke müßten selbstverständlich noch eine Reihe weiterer Einflüsse gewürdigt werden, von derzeitigen Einflüssen die Störung der Rentabilitätsverhältnisse, von langfristigen besonders die jetzt schon erkennbare aber erst später wirksam werdende Änderung in der Bevölkerungsbewegung, deren Folgen sich um die Mitte des nächsten Jahrzehnts, beginnend beim Wohnungsbau, im Baugewerbe geltend machen werden.

Einstweilen ist bei dem derzeitigen Überwiegen der öffentlichen Hand in der Bautenfinanzierung die Fortführung der wirtschaftspolitischen Maßnahmen für den Beschäftigungsgrad entscheidend. Die Frage ist, innerhalb welcher Zeit sich nach den gewaltsamen Verletzungen der Wirtschaft eine nach Umfang und Zinssätzen genügende freie Kapitalbildung einstellen kann, dies insbesondere bei teilweiser Wiederausschaltung der öffentlichen Hand, um eine angemessene und rentable Bautätigkeit zu ermöglichen.

Verfasser kam zu dem Schluß, daß die jetzige Subventions- und Baumarktpolitik, unbeschadet gewisser Reformen, nicht vor Mitte des kommenden Jahrzehnts definitiv entbehrt werden kann, aber auch noch bei einer Umstellung zu dieser Zeit mit einer Einschränkung der Bautätigkeit zu rechnen ist. Ferner wird die Forderung einer vorübergehenden Freigabe von etwa jährlich 400 Millionen Mark Auslandsgeldern für den Wohnungsbau vertreten, ohne welche bei aller Rücksichtnahme auf Währungsinteressen und Abbau der Schuldenwirtschaft nicht durchzukommen ist.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 1 vom 6. Januar 1928, S. 18.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 31 vom 2. Aug. 1928.

Kl. 7 d, Gr. 5. Sch 73 485. Hugo Schmidt, Berlin-Charlottenburg, Bismarckstr. 66. Kern zur Herstellung von Eisenbewehrungen für Betonrohre; Zus. z. Pat. 428 913. 17. III. 25.

Kl. 19 a, Gr. 28. H 114 079. August Hermes, Leipzig, Delitzscher Straße 7 F. Zwängrolle für Gleisrückmaschinen. 29. XI. 27.

Kl. 19 b, Gr. 6. Sch 79 841. Franz Schmidt, Köln-Merheim rrh., Kratzweg 8, und Carl Hittfeld jr., Köln-Höhenberg, Olpener Straße 132. In einem Kraftwagen eingebaute Schneeschmelzvorrichtung. 21. VIII. 26.

Kl. 20 g, Gr. 1. K 107 159. Miloslav Kafka u. Brüder Prásil & Co., Prag; Vertr.: M. Löser u. Dipl.-Ing. O. H. Knoop, Pat.-Anwälte, Dresden. Einrichtung zur Höheneinstellung des Mittelteiles von Drehscheiben. 16. XII. 27. Tschechoslowakische Republik 7. I. 27.

Kl. 20 g, Gr. 7. O 17 120. Orenstein & Koppel Akt.-Ges., Berlin SW 61, Tempelhofer Ufer 23/24. Vorrichtung zum Aufnehmen und Absetzen von Hängebahnwagen. 8. II. 28.

Kl. 20 i, Gr. 33. Sch 79 601. Ludwig Schäfer, Bingen a. Rh., Bahnhof. Mechanische Zugbeeinflussungseinrichtung. 29. VII. 26.

Kl. 20 i, Gr. 35. W 72 673. Karl Ernst Wenzel, Hamborn a. Rh., Roonstr. 16. Einrichtung zur Sicherung des Betriebes auf Gleisstrecken mit Hilfe von Strahlensendern. 26. V. 26.

Kl. 35 b, Gr. 1. M 88 380. Demag Akt.-Ges., Duisburg. Verladeanlage für Schüttgut. 12. II. 25.

Kl. 37 d, Gr. 12. M 87 932. John McAskill, Brooklyn, u. Jane Elovson, geb. Jacobson, New York City, V.St.A.; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anwalt, Berlin SW 11. Schiebefenster. 13. I. 25.

Kl. 37 e, Gr. 11. B 128 458. Dipl.-Ing. Hans Braun; Zürich; Vertr. Dipl.-Ing. W. Ziegler, Pat.-Anw., Berlin-Charlottenburg: Rahmenzwinge für Schalwände. 27. XI. 26. Schweiz. 31. XII. 25.

Kl. 37 e, Gr. 11. P 53 993. Wilhelm Plessing, Leipzig-Taucha. Lehrgerüst für Ringmauern von Gruben und Flüssigkeitsbehältern. 11. XI. 26.

Kl. 42 k, Gr. 28. L 68 011. Stephanus Lindner, Berlin-Charlottenburg, Wilmersdorfer Str. 132. Vorrichtung zum Feststellen des sog. Brechpunktes von Asphalt, Asphaltprodukten, Bitumen u. dgl. 21. II. 27.

Kl. 80 b, Gr. 13. H 104 015. Carl Gustav Hanhart, Thalwil b. Zürich; Vertr.: Pat.-Anwälte E. Herse, Cassel-Wilhelmshöhe, und Dipl.-Ing. H. Hillecke, Berlin SW 61. Verfahren zur Bekleidung von Betonflächen, insbesondere solchen von Flüssigkeitsbehältern mit schmelzbaren Massen wie Asphalt oder dgl. 24. X. 25.

Kl. 84 a, Gr. 3. L 64 750. Ulrich Liebsch, Insterburg. Verschlußkörper für Wasserbehälter, insbesondere für Schleusen. 24. XII. 25.

Kl. 84 a, Gr. 4. P 53 929. J. Pohlig Akt.-Ges., Köln-Zollstock, und Hermann Schmarje, Köln, Lothringer Str. 25. Seilbahnanlage für Schüttung von Dämmen mit Betonkern. 29. X. 26.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 31 vom 2. Aug. 1928.

Kl. 20 a, Gr. 12. 464 290. Gesellschaft für Förderanlagen Ernst Heckel m. b. H., Saarbrücken. Seilschwebebahn mit selbsttätigen Seilklemmvorrichtungen. 13. II. 27. G 69 469.

Kl. 20 g, Gr. 1. 464 419. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg, Katzwanger Str. 100. Verholvorrichtung für durch Schiebebühnen oder Drehscheiben zu verstellende Wagen. 12. I. 28. M 102 957.

Kl. 20 i, Gr. 4. 464 414. Pletterij voorh. L. J. Enthoven & Cie., Delft, u. Simon Jacobus Vroom, Haag, Holland; Vertr.: Dr.-Ing. R. Specht, Pat.-Anw., Hamburg. Herz- oder Kreuzungsstück für Eisenbahnen. 8. XII. 26. P 54 150. Holland 31. V. 26.

Kl. 20 i, Gr. 35. 464 454. C. Lorenz Akt.-Ges., Berlin-Tempelhof, Lorenzweg 1, u. Dr.-Ing. Wolfgang Baseler, München, Walhallastr. 21. Einrichtung zur Signalübertragung auf bewegte Gegenstände, insbesondere fahrende Züge; Zus. z. Pat. 463 242. 11. VII. 26. L 66 240.

Kl. 20 i, Gr. 35. 464 291. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zur Übertragung eines Signals auf ein Fahrzeug; Zus. z. Pat. 456 360. 19. V. 27. S 79 756.

Kl. 37 c, Gr. 1. 464 397. Fa. Carl Ludowici K. a. A., Jockgrim, Pfalz. Firstziegel. 10. XII. 26. L 67 427.

Kl. 37 c, Gr. 1. 464 398. Fa. Carl Ludowici K. a. A., Jockgrim, Pfalz. Firstziegel. 10. XII. 26. L 67 428.

Kl. 37 f, Gr. 1. 464 399. Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Düsseldorf. Hohlwand. 24. II. 26. B 124 263.

Kl. 55 f, Gr. 14. 464 462. Dipl.-Ing. Eduard Prée, Dresden-N. Glacisstr. 1. Rollendachpappe mit einer im Endzustande steinartigen Deckschicht. 21. III. 25. P 50 159.

Kl. 42 c, Gr. 5. 464 433. Askania-Werke A.-G. vorm. Centralwerkstatt Dessau und Carl Bamberg-Friedenau, Berlin-Friedenau-Kaiserallee 87/88. Theodolit mit photographischer Einrichtung zum Festlegen der jeweiligen Zielrichtung. 24. XI. 25. R 66 001.

Kl. 80 b, Gr. 8. 464 312. G. Polysius Eisengießerei und Maschinenfabrik, Dessau. Verfahren zur Herstellung feuerfester Massen, beispielsweise zum Auskleiden von Drehöfen, Schachtöfen, Kesselfeuerungen u. dgl. aus Schmelzzement mit Zusätzen. 6. III. 25. P 49 996.

Kl. 80 b, Gr. 25. 464 348. Philipp Hilsheimer, Hornberg (Schwarzwaldbahn). Verfahren und Vorrichtung zur Schotterteerung; Zus. z. Pat. 417 253. 5. XI. 25. H 104 295.

Kl. 85 b, Gr. 1. 464 283. Max Braunert, Fraustadt, Schles. Wasserenteisenungsanlage. 12. II. 26. B 124 043.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Taschenbuch für Bauingenieure. Herausgegeben von Geh. Hofrat Prof. Dr.-Ing. e. h. Max Foerster. Fünfte, verbesserte und erweiterte Auflage. Zwei Bände. Mit 338 Textfiguren. Verlag von Julius Springer, Berlin. Gbd. RM 42.50.

Schon der Umfang der neuen fünften Auflage des nun seit 17 Jahren in der Fachwelt bestens bekannten „Taschenbuches", das längst zu einem zweibändigen Standardwerk geworden ist, läßt vermuten, daß im Vergleich mit der alten Ausgabe viel Neues Aufnahme gefunden hat. Tatsächlich kann man sich mit Befriedigung davon überzeugen, daß den großen und vielseitigen Fortschritten der Bauingenieurwissenschaften überall gebührend Rechnung getragen und die neue Auflage so ausgestaltet wurde, daß sie auch weitgehenden Ansprüchen gerecht wird. Im Verein mit dem verdienstvollen Herausgeber hat ein Stab von namhaften Mitarbeitern die nicht leichte Kunst gemeistert, auf verhältnismäßig beschränktem Raum das Wichtige und Wissenswerte in klarem Ausdruck dem Leser zu vermitteln.

Die allgemeine Einteilung geschah diesmal derart, daß der Erste Band die theoretischen Hilfs- und Grundwissenschaften des Bauingenieurwesens enthält (Mathematik, Mechanik, Festigkeitslehre, Baustatik, Eisenbetonbau, Vermessungskunde, Baustoffe), daß er aber ferner auch dem Werkstattbau, der Maschinenbaukunde einschl. Elektrotechnik, den Betriebsmitteln, den Fernmeldeanlagen und Sicherungseinrichtungen der Eisenbahn, der Betriebswissenschaft sowie den Grundzügen des Bau- und Enteignungsrechtes gewidmet ist. Es ist nicht möglich, die große Reichhaltigkeit der gesamten 2537 S. umfassenden Auflage vor Augen zu führen; es möge genügen, wenn nur die Neuerungen und Ergänzungen kurz erwähnt werden. Innerhalb der Mathematik (Prof. Dr.-Ing. Kögler-Freiberg) bildet ein Teilabschnitt über praktische Mathematik (Prof. Dr.-Ing. Werkmeister-Dresden: Zahlenrechnen, Beobachtungsfehler, Ausgleichsrechnungen, Interpolation) eine wertvolle Zugabe, während die beiden Kapitel Mathematik und Mechanik (Prof. Dr.-Ing. Kögler-Freiberg) ohnedies eine erhebliche weitere Ausgestaltung und Erneuerung erfahren haben. Das Kapitel Festigkeitslehre (Prof. Dr.-Ing. Gehler) ist grundlegend umgearbeitet worden; dasselbe gilt von der Baustatik (Prof. Dr.-Ing. Beyer); wobei viele Beispiele aus der Baupraxis die theoretischen Erörterungen auswertend unterstützen. Ebenso hat neben der neuzeitlichen Ausgestaltung des vom Herausgeber bearbeiteten Abschnitts über Material, Konstruktions-Elemente und Grundzüge des Eisenbetonbaues dieser Abschnitt eine wichtige Ergänzung durch Bearbeitung von vier interessanten Zahlenbeispielen aus dem Gebiet größerer Eisenbetonausführungen (Prof. B. Löser) erfahren. Der Abschnitt Vermessungskunde (Prof. Dr.-Ing. Werkmeister) ist in Anpassung an die neuzeitlichen Verfahren ziemlich umfangreich geworden; neu eingeführt ist die rein systematische Darstellung der Meßinstrumente und Meßverfahren. Die neuesten Ergebnisse der wissenschaftlichen Forschung und der Erfahrung sind in dem wieder vom Herausgeber bearbeiteten Kapitel über Baustoffe, einschließlich der Straßenbaustoffe, verwertet, wobei auch die für die einzelnen Baustoffe wichtigen Dichtungs- und Schutzmittel, ferner die hochwertigen Stähle und Zemente entsprechende Erwähnung gefunden haben. Der Werkstattbau (Dr. Bleich) hat verschiedene Ergänzungen erfahren und namentlich wurde innerhalb der Maschinenbaukunde einschließlich Elektrotechnik (Reichsbahnoberrat Wentzel) eine fast vollkommen neue Bearbeitung durchgeführt. In Anbetracht der neuerlich sich häufenden Eisenbahnunfälle wird der wesentlich umgestaltete Abschnitt über Fernmeldeanlagen und Eisenbahnsicherungsanlagen (Oberbaurat Prof. Möllering) besondere Beachtung finden; auch die Betriebswissenschaft (Prof. Dr.-Ing. Mayer) wurde vervollständigt und am Schluß des I. Bandes ein Kapitel über Bau- und Enteignungsrecht (Prof. Dr. jur. Dr.-Ing. Schmitt) neu eingefügt.

Der Zweite Band umfaßt den Holz-, Massiv- und Eisenbau, den Wasserbau und die Wasserwirtschaft, die Wasserversorgung, Entwässerung, den Straßen-, Erd- und Tunnelbau, sowie das Eisenbahnwesen. Innerhalb des Holzbaues (Dr.-Ing. Gesteschi) haben die Abschnitte über Hallenbauten, Brücken- und Baugerüste eine wesentliche Erweiterung erfahren. Der Massivbau (Prof. Dr.-Ing. Kunze) behandelt das Mauerwerk, den Beton und Eisenbeton im Hoch- und Brückenbau, wobei besonders auch die Stützmauern mit neuzeitlichen Bauweisen erwähnt werden. Der Eisenhochbau (Herausgeber) und der Eisenbrückenbau (Prof. Dr.-Ing. Gehler) zeigen die Entwicklung dieser Bauweise besonders in Richtung der Materialersparnis durch Verwendung hochwertiger Stähle; namentlich der Eisenbrückenbau zeigt wesentliche Erweiterungen. Der Abschnitt Wasserbau (Prof. Dr.-Ing. Engels, Prof. Heiser) ist durch die Behandlung wirtschaftlicher Fragen in willkommener Weise ausgebaut worden. Prof. Heiser hat insbesondere das Gebiet der Talsperren, den Ausbau der Wasserkräfte und die Wasserkraftanlagen behandelt. Das städtische Bauwesen hat in den Abschnitten Wasserversorgung (Stadtbaurat Prof. Dr.-Ing. Heilmann) und Entwässerung der Städte (Geheimrat Prof. Dr. Dr. Genzmer) Bebauungspläne (derselbe), Straßenbau, Straßenbahnen und Stadtschnellbahnen (Oberbaurat Prof. Geissler) weitgehendste Berücksichtigung erfahren; besonders der letztgenannte Abschnitt ist in der Einzelbearbeitung vollkommen neu. Die Kapitel über Erdbau (Prof. Dr.-Ing. Müller) und Tunnelbau (Prof. Dr.-Ing. Risch) enthalten die Vorführung neuzeitlicher Bauweisen und Konstruktionen in großer Vollständigkeit, wobei auch die wirtschaftlich grundlegenden Erwägungen und Darstellungen nicht zu kurz gekommen sind. Namentlich gilt dies auch von dem Abschnitt über Eisenbahnwesen (Prof. Dr.-Ing. Müller, Prof. Dr.-Ing. Bloss, Reichsbahnrat Dressler), der in 14 Unterteilungen alles enthält, was der Bauingenieur hinsichtlich neuzeitlicher Erkenntnis, Forschung und Praxis wissen muß. Am Schluß des II. Bandes befindet sich ein allein 47 S. umfassendes Sachverzeichnis (Prof. Dr.-Ing. Kögler), welches die Handhabung des umfangreichen Taschenbuches wesentlich erleichtert. — Das vorzüglich ausgestattete Werk hat sich mit der neuen 5. Auflage weiterhin eine hervorragende Stellung in der Bauingenieurwissenschaft gesichert.

Kleinlogel.

„Die Stadt". Von Theodor Fischer. Schriften des bayerischen Landesvereins zur Förderung des Wohnungswesens. Heft 23. Verlag Ernst Reinhardt, München. Preis RM 0,60.

In der kleinen feinsinnigen Schrift, welche den Inhalt eines Vortrages im Rahmen einer akademischen Feier darstellt, hat der berühmte Stadtebauer Theodor Fischer der Fachwelt die Zusammenfassung der Ideen seines Lebenswerkes übermittelt. Die Grundlage der Betrachtungsweise über die Stadt bildet der Wandel im Wesen und in der Form der Stadt. Dieser Wandel hat jahrhundertelang die Form der Stadt nur wenig zu beeinflussen vermocht, wiewohl das Leben der Stadt in diesen Zeitläuften mannigfachen Änderungen unterworfen gewesen ist. Erst die Maschine, welche die Zusammenballung der Menschenmassen in den Großstädten zuwege gebracht hat und den Verkehr mit dergünstigsten Überwindung von Zeit und Raum geschaffen hat, hat die Grundlage zu einem neuen Zusammenleben der Menschen gelegt. Diese Entwicklung gilt es, im Sinne der neuzeitlichen Städtebaukunst zu fördern. Dafür das tiefere Verständnis herbeizuführen, ist die vorliegende Schrift ganz besonders geeignet.

Sie sei allen denen besonders empfohlen, die das Wesen des Städtebaues in seiner Abhängigkeit von dem jeweiligen Stand der Kultur erfassen wollen.

Professor Geißler-Dresden.

Stahl und Eisen als Werkstoff. Gesammelte Vorträge der Gruppe Stahl und Eisen der Werkstofftagung Berlin 1927. Herausgegeben vom Verein deutscher Eisenhüttenleute, Düsseldorf 1928. Verlag Stahleisen m. b. H.

Die Sammlung der Vorträge über Stahl und Eisen der bedeutsamen Werkstofftagung des vergangenen Jahres umfaßt insgesamt vier Bände und zwar

Band I Forschung und Prüfung,
,, II Eisen und Schiffbau, Eisenbahn und Straßenbahn, Blechverarbeitung und Oberflächenbehandlung, Schweißen und Löten,
,, III Heiz- und Kraftanlagen, Landwirtschaft, Maschinenbau, Elektrotechnik,
,, IV Bergbau, Fahrzeug- und Flugzeugbau, Werkzeuge.

Von besonderem Interesse für den Bauingenieur ist der 100 Seiten starke Band II. Hier verdient in erster Linie der an die Spitze gestellte Vortrag ,,Die Streckgrenze als Berechnungsgrundlage für den Konstrukteur" von Professor Dr.-Ing. H. Kulka mit anschließender Aussprache die Aufmerksamkeit der Bauingenieure. In gedrängter Form behandelt K. das Wesen der Streckgrenze und die Schwierigkeit der Feststellung ihrer genauen Lage. An einer Reihe von Beispielen wird dann die bedeutsame Rolle der Streckgrenze als Grenzwert bei plastischen Formänderungsvorgängen, wie bei der Wechselbelastung von Bauteilen, bei der Feststellung der Knicksicherheit und anderer wichtiger Probleme eingehend erörtert. Alle diese Vorgänge zeigen, wie berechtigt es ist, die Streckgrenze als Gütemaßstab für die Konstruktion zu betrachten. Dr.-Ing. Erlinghagen behandelt die Werkstoffrage im Eisenbau. Nach kurzer Darlegung der Gesamterzeugung der deutschen Stahlwerke in der Nachkriegszeit bespricht der Vortragende die nach dem Normenblatt DIN 1612 vereinheitlichten vier Stahlsorten zusammenfassend hinsichtlich der Festigkeitseigenschaften, ihrer Kosten und Verwendungsaussichten. Anschließend werden die neuen hochwertigen Baustähle St 48 und St Si einer eingehenden Betrachtung unterzogen und schließlich mit den im Ausland, England, Frankreich und Vereinigten Staaten verwendeten Stahlsorten verglichen. Von den weiteren Vorträgen über Schiffbaustähle werden die Erfahrungen hinsichtlich der Schweißung sowohl als auch der Korrosion für den Eisenbauer von besonderem Wert sein. Aus dem weiteren Inhalt des Heftes 2 seien noch erwähnt die Vorträge von Reichsbahnoberrat M. Füchsel über ,,Gütesteigerung der Stähle für Kuppelung, Federn und Eisenbau", von Dr.-Ing. R. Kühnel über ,,Die Abnutzung von Schienen und Radreifen" sowie von Dr.-Ing. Daeves über ,,Witterungsbeständige Stähle im Eisen- und Straßenbahnbau, deren Rostsicherheit durch einen entsprechenden Kupferzusatz erreicht wird". Unter der Gruppe Schweißen und Löten bespricht Dr.-Ing. Strelow die Prüfung von Schweißnähten und ergeht sich dabei auch eingehend auf die erforderlichen Festigkeitsuntersuchungen. Beachtenswert sind ferner auch die Ausführungen von Professor Dr.-Ing. Hilpert über ,,Werkstoffersparnis beim Schweißen".

Auch der 69 Seiten starke Band I (Forschung und Prüfung) enthält manches Anregende und Beachtenswerte für den Bauingenieur. Erwähnt seien u. a. die Vorträge von Professor Dr.-Ing. Körber-Düsseldorf über ,,Die Grundlagen der mechanischen Werkstoffprüfung" und von Dr.-Ing. Siebel über ,,Die Prüfung der Warm- und Kaltverformbarkeit". Hier sind von besonderem Interesse die Druckversuche für die Ermittlung der vollständigen Fließkurven der Werkstoffe mit Hilfe des Kegelstauchverfahrens.

Wie schon aus diesen kurzen auszugsweisen Angaben ersichtlich ist, behandelt die vorliegende Sammlung, deren reicher Inhalt hier auch nicht annähernd wiedergegeben werden kann, eine Fülle von Fragen, die für die heutigen Bestrebungen nach weitgehender Wirtschaftlichkeit unter möglichster Ausnützung der Festigkeitseigenschaften eine vorzügliche Grundlage bilden. Dem rechnenden konstruierenden und forschenden Ingenieur bietet sie ein übersichtliches Bild des gegenwärtigen Standes der Werkstoffkenntnis und gibt ihm auch für neue Aufgaben reichliche Anregung. Rein.

Der praktische Eisenhochbau. Von Gregor. Band III: Fachwerkwände — Stützen — Grundbau, 249 Seiten mit 341 Abb. Berlin 1928. Hermann Meusser. Preis geb. RM 40.—.

Gregor gibt der Fachwelt mit dem soeben erschienenen III. Band einen wertvollen Abschluß seines Werkes ,,Der praktische Eisenhochbau". Das Erscheinen dieses Bandes wird um so lebhafter begrüßt werden, als hier Gebiete, die in dem bisherigen Schrifttum etwas vernachlässigt waren, ausführlich behandelt werden.

Der erste, 65 Seiten starke, Abschnitt enthält die Berechnung und Ausbildung der Fachwerkwände, denen sich einige vollständig behandelte, praktisch durchgerechnete Beispiele anfügen. Dieser Abschnitt bringt neben der konstruktiv sehr klaren Darstellung verschiedener Fachwerkverbände auch eiserne Fenster, Tore und Kranschürzen mit ihren mechanischen Einrichtungen. Eine wertvolle Ergänzung bilden Tafeln mit Belastungsbreiten für I- und U-Riegel, ferner mit Grundwerten für zusammengesetzte Riegelprofile.

Der zweite Abschnitt, Stützen und Portale, nimmt mit 170 Seiten den weitaus größten Teil des Bandes ein. Hier werden vollwandige und gegliederte Geschoßbau-Stützen, Pendelstützen und eingespannte Stützen an Hand einer vorzüglichen Auswahl von Beispielen nach zeitgemäßen und praktischen Gesichtspunkten behandelt. Dem praktischen Zweck des Buches ist durch elementar gehaltene statische Untersuchungen, in welchen sich eine gründliche und klare Auffassung widerspiegelt, Rechnung getragen. In der übersichtlich aufgebauten Ermittlung der Überzähligen für die Aufnahme der Windkräfte durch unten eingespannte und durch eine Dachkonstruktion verbundene Stützen wird die Formänderung der Dachkonstruktion vernachlässigt. Für die Praxis dürfte diese Annäherung ausreichen, im übrigen aber verursacht ihre Berücksichtigung in besonderen Fällen keinerlei Mühe.

Unter dem Kapitel Portale werden die hauptsächlich bei Kranbahnen in Betracht kommenden einfach statisch unbestimmten Ausführungen besprochen. Auch bei diesem Abschnitt ist die bauliche Durchbildung auf breiter Grundlage mit gründlichem Verständnis und klarer Behandlung des Kräftespiels bearbeitet. Auch die Erläuterung der Trägeranschlüsse, Stützen, Kopf- und Fußausbildungen fügt sich passend in den Rahmen des Werkes ein.

Der dritte Abschnitt ist dem Grundbau gewidmet.

Die Vorzüge des Gregorschen Werkes sind bei der Herausgabe der beiden ersten Bände schon hinreichend gewürdigt worden. Der vorliegende Schlußband bildet in der ausführlichen Behandlung des senkrechten Ausbaus der Eisenhochbauten durch Einbeziehung einzelner schon im ersten Band gebrachter Teile gewissermaßen einen selbständigen Teil. Es bedarf keines besonderen Hinweises, daß auch dieser dritte Band weitgehende Erwartungen erfüllt. In dem Gregorschen Werk ist die reiche eigene Praxis und Erfahrung, das eigene Lebenswerk des Verfassers wohl geordnet und elementarwissenschaftlich aufgebaut, zu einem Lehrbuch im wahren Sinne des Wortes ausgestaltet. Die klare Sprache und die vorzügliche Ausstattung des Buches und die Reichhaltigkeit des Stoffes stempeln das Werk zu dem besten der bisher erschienenen. Einige ganz kleine Mängel, so z. B. vermeidbare unsymmetrische Anschlüsse S. 42/43 sind sicherlich übersehen worden und können bei der Neuauflage mit Leichtigkeit berichtigt werden. Die Abbildungen 70 und 71 lassen leider etwas an Klarheit zu wünschen übrig. Vielleicht entschließt sich der Verlag später zu einer weniger weitgehenden Verkleinerung, damit sich auch diese beiden Abbildungen den übrigen in ihrer vorzüglichen Klarheit anpassen. Dem großen Wert des Buches wird hierdurch selbstverständlich keinerlei Abbruch getan. Rein.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).
Fernsprecher: Zentrum 15207. — Postscheckkonto: Berlin Nr. 100329.

Herbsttagung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen.

Es ist beabsichtigt, am 12. und 13. November d. Js. eine größere Veranstaltung als Herbsttagung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen stattfinden zu lassen. Näheres wird noch bekanntgegeben. Für auswärtige Teilnehmer ist vielleicht von Interesse, daß am Abend des 13. November das große ,,Fest der Technik" stattfindet, das gemeinsam von allen technisch-wissenschaftlichen Vereinen Berlins veranstaltet wird.

Ortsgruppe Brandenburg.

Die Ortsgruppe Brandenburg der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen ladet die Mitglieder der D. G. f. B. zu einem Vortragsabend am Dienstag, den 23. Oktober d. Js., pünktlich abends 8 Uhr, im Ingenieurhaus, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Straße 27 (großer Saal, I. Stock) ein.

Herr Dr.-Ing. Ernst Dierbach, Leiter der Abteilung Bodenorganisation der Deutschen Lufthansa, Berlin, wird über ,,Neues über Flughafenbau" sprechen.

Anschließend spricht Herr Professor Ossadschi aus Moskau, Stellvertretender Vorsitzender der Russischen Staatskommission für Planwirtschaft (zur Zeit auf der Durchreise in Berlin) über ,,Der Bau des Wolga-Don-Kanals".

Die Vorträge werden von Lichtbildvorführungen begleitet sein. An die Vorträge wird sich voraussichtlich eine Aussprache anschließen.

Der Eintritt ist frei; Gäste sind willkommen.

Insbesondere wird darauf hingewiesen, daß bei allen Veranstaltungen der Ortsgruppe Brandenburg jedes Mitglied der D. G. f. B. herzlichst willkommen ist.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Buchdruckerei G. m. b. H., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.