

DER BAUINGENIEUR

5. Jahrgang

15. Juni 1924

Heft 11

DAS ERDBEBENUNGLÜCK IN JAPAN VOM STANDPUNKT DES BAUINGENIEURS¹⁾.

Von Regierungsbaumstr. Briske, Oberingenieur der Siemens-Bauunion G. m. b. H. Komm. Ges., z. Z. Tokio.

Die Art der Zerstörungen im allgemeinen.

Die Trümmerstätten von Tokio und Yokohama erwecken auf den ersten Blick den Anschein, daß das Erdbeben ganz regellos gehaust, scheinbar sehr gediegene Bauwerke zerstört und andere, die besonders gefährdend aussahen, unbeschädigt gelassen hat.

Zweifelloos war die Heftigkeit des Erdbebens nicht bloß

von Flußläufen durch das Erdbeben ausgelöst wurden, hatten wohl die Schiefstellung ganzer Häuser, nicht aber ihren Einsturz zur Folge (Abb. 2). Während das Erdbeben im Hafen von Yokohama alles wild durcheinander geworfen hat (Abb. 3 – 7), erscheint es wie ein Wunder, daß gerade eines der am gefährlichsten aussehenden Bauwerke, ein Drehkran von 50 t Tragfähigkeit (Abb. 5) ganz unversehrt blieb.



Abb. 1. Yokohama, Teilansicht nach dem Brande.



Abb. 2. Yokohama, Bodensenkungen.

durch die Entfernung vom Erdbebenherd bedingt, sondern durch Eigentümlichkeiten der Bodenverhältnisse, wohl auch durch Interferenzerscheinungen. So blieb in der europäischen Niederlassung bei Yokohama, dem Bluff (der im Hintergrunde des

Bei näherer Betrachtung zeigt es sich, daß die Zerstörungerscheinungen der Bauwerke im wesentlichen aus ihrem stati-



Abb. 3. Hafen von Yokohama.

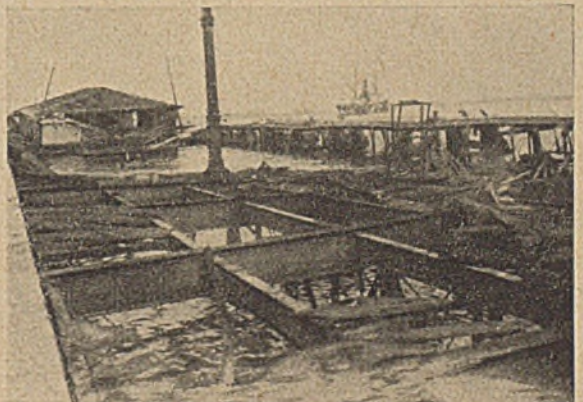


Abb. 4. Hafen von Yokohama.

Bildes 1 sichtbaren Hügelkette), kaum ein Gebäude verschont. Die ganze Hügelkette wurde so durcheinander gerüttelt, daß an den Böschungen große Erdmassen samt den darauf stehenden Häusern abstürzten. Dagegen haben im eben gelegenen eigentlichen Stadtgebiet von Yokohama (Abb. 1) doch eine ganze Anzahl von Häusern dem Erdbeben getrotzt und sind erst dem Feuer zum Opfer gefallen. Sogar so erhebliche Bodenbewegungen, wie sie allerdings nur ausnahmsweise in der Nähe

schen Verhalten gegenüber den durch das Erdbeben ausgelösten Schwingungen zu erklären sind.

Bislang platzten die Ansichten der Fachleute noch aufeinander, ob eigentlich die wellenförmige Bewegung der Erdoberfläche oder die vertikalen oder die horizontalen Stöße die Zerstörung der Gebäude verursacht haben.

So interessant die Frage vom seismographischen Standpunkt ist, für den Bauingenieur ist es weniger wichtig, die Ursache, als die Wirkung zu erkennen, und die ist, welcher Art die Bewegung der Erdoberfläche auch sein mag, stets die Auslösung von Schwingungen. Die senkrecht gerichteten Er-

¹⁾ Vortrag, gehalten in der Deutschen Gesellschaft für Natur- und Völkerkunde Ostasiens.

schütterungen sind weniger gefährlich, da ja die Bauwerke ohnehin für senkrechte Lasten, die meist erheblich größer als das eigene Gewicht sind, gerechnet und gebaut sind. Dagegen ist die Widerstandsfähigkeit der Bauwerke gegen wagerechte Schwingungen sehr verschieden groß, je nach ihrer Bauart. Der erwähnte Drehkran (Abb. 5) ist, seiner Bestimmung entsprechend, großen Biegemomenten gewachsen, auch entsprechend sicher gegründet, und kann deshalb auch ohne Schaden den Schwingungen widerstehen, die auftreten, wenn die Erdoberfläche unter ihm in zitternde Bewegung gesetzt wird. Ebenso erklärt es sich, daß die 100 m hohen Maste der drahtlosen Stationen, die hohen eisernen Gußbetontürme auf

von ihren westlichen Vorbildern, sind aber, soweit es sich um Holzbauten handelt, meist unter Fortlassung jeglicher Verstrebung ziemlich roh gezimmert, mit Recht gelten sie als weniger erdbebensicher, als die japanischen Wohnhäuser, bei denen zwar auch die Verstreibungen fehlen, aber von altersher alle Holzverbindungen sehr gediegen ausgeführt sind, so daß das Tragwerk der japanischen Häuser statisch als räumliches Rahmengebilde aufzufassen ist, das bis zu einem gewissen Grade auch wagerechten Kräften trotzt. So große Vorzüge das japanische Haus jedoch in Anpassung an Klima und Lebensgewohnheiten der Bevölkerung besitzt, so ist es doch keineswegs als erdbebensicher zu bezeichnen. Das bewiesen

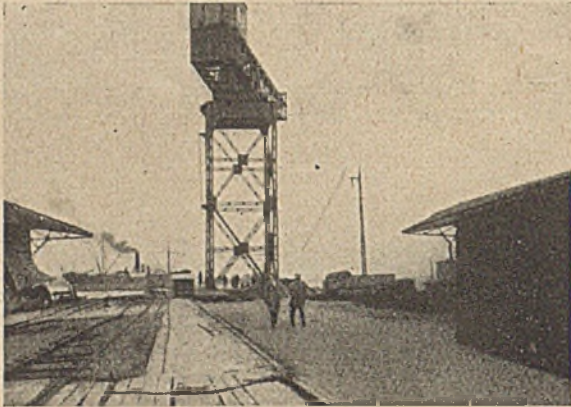


Abb. 5. 50-Tonnen-Kran im Hafen von Yokohama.

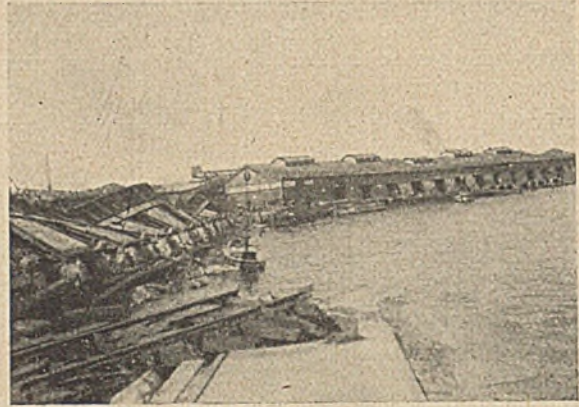


Abb. 6. Werft von Yokohama.

den Neubauten unversehrt geblieben sind, während z. B. an den alten Tempeltoren, den Toris, die granitene Säulen durch die Gewalt des Erdbebens oft an der Wurzel abgebrochen

die wiederum zahlreich erfolgten Einstürze japanischer Häuser in allen vom Erdbeben stärker betroffenen Gebieten, und die von Fachleuten längst ausgesprochene Ansicht, daß das japanische



Abb. 7. Werft von Yokohama.



Abb. 8. Tempeltore.

sind (Abb. 8). So fielen auch zahlreiche gemauerte Kamine in der Richtungslinie des Erdbebens — entweder nach Südwest oder nach Nordost — um, während Schornsteine in Eisenbeton oder Eisen die durch das Schwingen ausgelösten Biegespannungen meist ohne Schaden aufnehmen konnten.

Holzbauten.

Die umgelegten Schuppen im Hafen von Yokohama (Abb. 6 und 7) zeigen die für die meisten Holzbauten in Japan kennzeichnende Bauweise. Ihr Tragwerk besteht nur aus Pfosten und Riegeln ohne irgendwelche Verstreibungen oder Verkreuzungen. Die Widerstandsfähigkeit gegen Seitenkräfte wird nur durch die angenagelte Bretterschalung erreicht, was zwar gegen Winddruck, nicht aber gegen die ungleich stärkeren vom Erdbeben ausgelösten wagerechten Kräfte genügt. Auch die sogenannten europäischen Wohnhäuser unterscheiden sich zwar in Form und Aussehen nicht wesentlich

Haus nicht als erdbebensicher anzusprechen ist, hat sich durch die letzten traurigen Erfahrungen erneut bestätigt²⁾ (Abb. 9a).

²⁾ Eine sehr eingehende Schilderung der japanischen Holzbauweise findet sich in dem Werke: „Das japanische Haus“, eine bautechnische Studie von F. Baltzer, Königlicher Preussischer Eisenbahnbau- und Betriebsinspektor, Beirat im Kaiserlichen Japanischen Verkehrsministerium in Tokio; Berlin 1903, Verlag von Will. Ernst & Sohn. — Es heißt dort zur Frage der Erdbebensicherheit japanischer Häuser:

„Wenn im japanischen Hausbau die eingeschossige Anlage überwiegt, wenn die Ausführung gemauerter Schornsteinkasten, die je im Erdbebengebiet eine stete Gefahr bilden würden, grundsätzlich vermieden wird, wenn die Holzstützen des japanischen Hauses nicht tief in die Erde eingegraben, sondern nur auf die festgelagerten oder -gerammten Fundamente aufgesetzt werden, so muß dies gewiß als zweckentsprechend für das Erdbebengebiet bezeichnet werden, und man darf hierbei allerdings in der Erdbebengefahr zweifellos die maßgebende Ursache erblicken. Im übrigen aber verstößt die in Japan vorherrschende Bauweise in einigen Punkten auffallend gegen die wichtigsten Regeln der Baukunst im Erdbebengebiet: einmal bilden die schweren Ziegeldächer, deren Last noch durch das Gewicht der unter den

Ziegelbauten.

Bauten in Ziegelmauerwerk sind in Japan in den letzten Jahrzehnten mehr und mehr durch andere massive Bauweisen, vor allem Eisenbeton, verdrängt worden, da die sehr geringe Zugfestigkeit des Ziegelmauerwerkes schon bei kleineren Erdbeben zu Ribbildungen, bei größeren zu Zerstörungen führen

übrigen in den sehr starken Mauern verhältnismäßig wenig Fenster- und Türöffnungen, so daß nicht die Gefahr vorlag, wie bei Auflösung der Bauten in zahlreiche Einzelpfeiler, daß jeder Teil für sich schwingt und bricht. Abb. 11 zeigt den Einsturz eines der bekanntesten Bauwerke von Tokio, des Turmes in Asakusa, dessen oberen drei Stockwerke eingestürzt

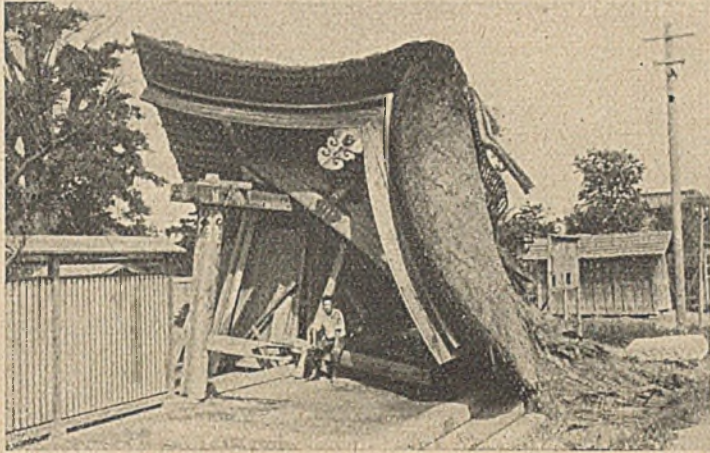


Abb. 9a. Japanisches Haus (schweres Dach auf leichtem Ständerfachwerk).

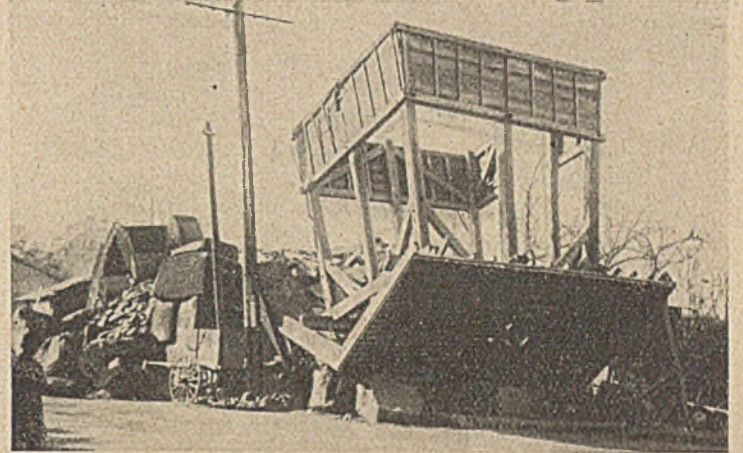


Abb. 9b. Gegenstück zu 9a. Gut verstreber Holzaufbau, bei Einsturz des massiven Unterbaus kaum beschädigt.

kann. So sind das Grand-Hotel in Yokohama und zahlreiche andere in der im Hochbau in Europa üblichen Weise errichteten Ziegelbauten in Yokohama in regellose Trümmerhaufen verwandelt. In Tokio, wo das Erdbeben weniger heftig auftrat, sind ebenfalls zahlreiche Ziegelbauten schwer beschädigt. Dagegen haben sich auch manche größere Ziegelbauten sehr viel besser bewährt, als man hätte denken sollen. Abb. 10 zeigt im Hintergrunde die durch das Erdbeben kaum beschädigten Ziegelbauten

sind. Die Tokio-Stadtbahn, die nach dem Muster der Berliner Stadtbahn als Viadukt in Ziegelmauerwerk gebaut ist, weist, soweit bekannt, nirgends auch nur einen RiB auf.

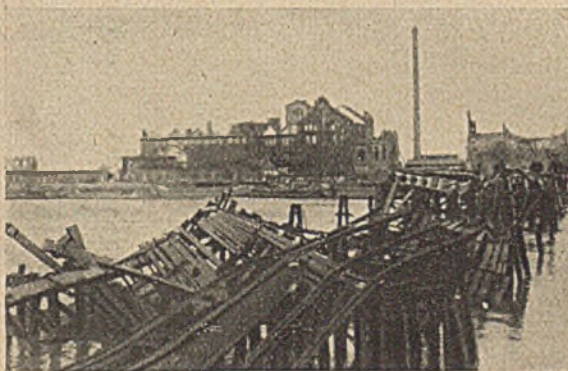


Abb. 10. Sapporo-Brauerei in Tokio, im Vordergrund zerstörte Bahnbrücke über den Sumida-River.

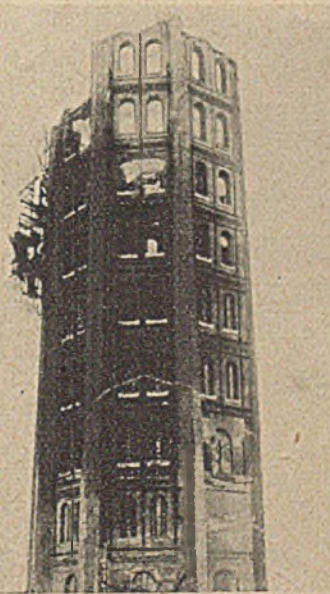


Abb. 11. Asakusa-Turm.



Abb. 12. Haupttelefonamt in Yokohama.

der Sapporo-Brauerei, während die im Vordergrund sichtbare hölzerne Straßenbrücke über den Sumida-River tüchtig durcheinander gerüttelt ist. Die sehr gediegenen, vor etwa zwei Jahrzehnten von einer deutschen Firma in Tokio errichteten Ministerialgebäude, die älteren Ziegelbauten im Geschäftsviertel Marunouchi sind ganz unversehrt; diese Bauten sind mit besonderer Sorgfalt ausgeführt, haben im

Dachpfannen reichlich aufgebracht Schlickmasse bedeutend gesteigert wird, bei Erdbeben eine erhebliche Gefahr; denn es wird hierdurch ein bedeutendes Gewicht mit hoher Schwerpunktlage geschaffen, dessen Verbindung mit dem Erdboden oder dem Unterbau des Bauwerks durch senkrechte, oft recht schwache Stützen nicht genügt, um starke Erdstöße mit Sicherheit zu übertragen. Sodann aber scheint das fast gänzliche Fehlen von Verkreuzungen und Aussteifungen zwischen den Stützen und dem Dachverbande des japanischen Hauses als ein erheblicher konstruktiver Fehler, umso mehr, da die Gefahren des Holzwerkes nicht wie beim deutschen Fachwerkbau mit

Eisenbeton.

Die Bedingung, Kraftwirkungen aller Richtungen einheitlich aufzunehmen, wird am besten von Eisenbetonbauten erfüllt. Im allgemeinen haben sich Eisenbetonbauten besonders gut bewährt. Abb. 12 zeigt das kurz vor dem Erdbeben fertiggestellte neue Telephongebäude in Yokohama, einen Eisenbetonbau, der trotz der an sich für die Standsicherheit ungünstigen

Ziegeln ausgemauert sind, die immerhin eine gewisse Unverschieblichkeit herstellen. So sehr man die Schrägstreben des deutschen Fachwerks als konstruktiv entbehrlich erachten mag, so notwendig wären sie in Japan, wo die Erdstöße oft das ganze Gebäude in eine schwingende, schaukelnde Bewegung versetzen. Die traurigen Erfahrungen bei dem letzten großen Erdbeben im Jahre 1891 im Bezirke zwischen Gifu und Nagoya haben gezeigt, daß viele Häusereinstürze lediglich eine Folge der schwerlastenden Ziegelbedachung waren, die auf einem ungenügend verstreberten Ständerwerk von schwachen Stützen ruhte.

Form, große Höhe bei schmaler Grundfläche, vom Erdbeben kaum Schaden davongetragen hat.

Selbstverständliche Voraussetzung ist für die Standfestigkeit eines Eisenbetonbaues neben einwandfreier Bauausführung die statische Gesamtordnung, die den wagerechten Schwingungen Rechnung zu tragen hat. Diese Bedingung wird beispielsweise bei den Rahmenkonstruktionen, die mit den in Deutschland üblichen sehr steifen Eckverbänden ausgeführt

wird der Beton zermalmt; bei stärkeren Schwingungen reißen die Eisen und der Zusammenbruch ist unvermeidlich.

Hochbauten in Eisenkonstruktion.

Während bei einem so wenig elastischen Baustoff wie Eisenbeton nur eine möglichst starre Konstruktion als erdbebensicher anzusprechen ist, konnte man bei Eisenbauten



Abb. 13. Zerstörte Eisenbetonbauten in Tokio.

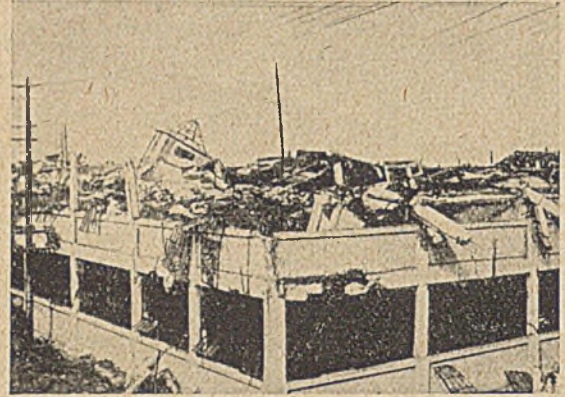


Abb. 14. Zerstörte Eisenbetonbauten in Tokio.

sind, ohne weiteres erfüllt. Entsprechend ausgeführte Bauten haben keinen Schaden davongetragen.

Trotzdem ist in Laienkreisen das vor dem Erdbeben vor-

verschiedener Auffassung sein. Der Gedanke liegt nahe, ein nur aus senkrechten und wagerechten Streben bestehendes eisernes Rahmenwerk zu bauen, das, wie es bis zu einem ge-

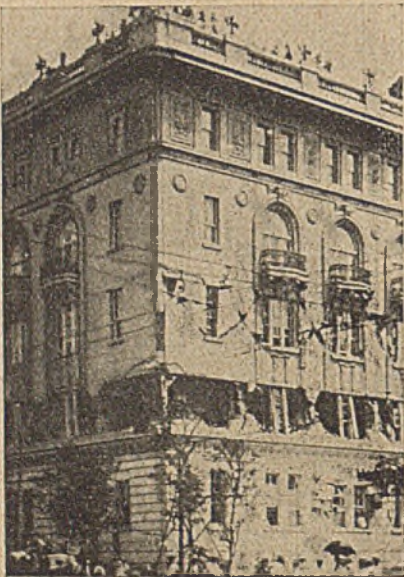


Abb. 15. Palasthotel in Tokio.

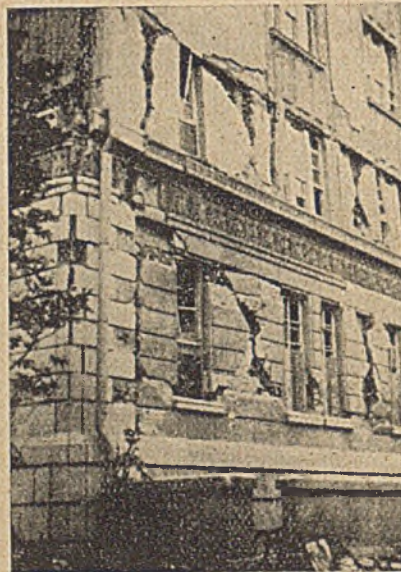


Abb. 16. Palasthotel in Tokio.

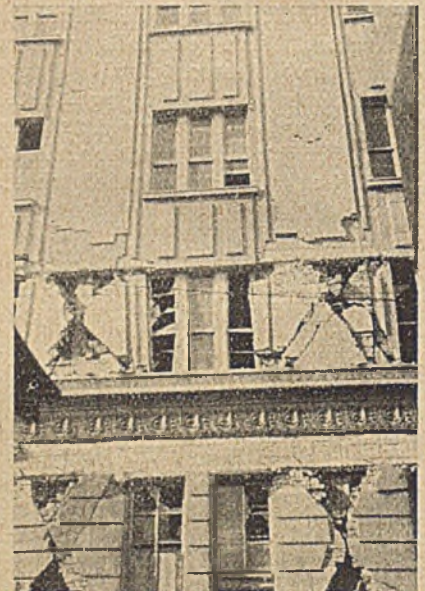


Abb. 17. Palasthotel in Tokio.

handen gewesene Zutrauen zur Eisenbetonbauweise vielfach verloren gegangen, weil gerade in Tokio, wo die Erdbebenschäden im allgemeinen nicht so sehr groß waren, einige neuere, teils nahezu fertige Eisenbetonbauten eingestürzt sind und zahlreiche Menschen begraben haben. Die Abb. 13 und 14 zeigen derartige Trümmerstätten.

Wohl zu Unrecht wird behauptet, daß Herstellungsfehler oder Verwendung minderwertiger Baustoffe schuld an dem Einsturz seien; der Fehler ist in der Konstruktion selbst zu suchen. Abb. 14 läßt deutlich den fast stets bei derartigen Bauten zu beobachtenden charakteristischen Einbruch am Kopf und Fuß der Säulen erkennen. Die schwachen Säulen sind den dort infolge der wagerechten Schwingungen auftretenden Biegemomenten nicht gewachsen; an den sich beim Hin- und Herschwingen ausbildenden Gelenkstellen

wissen Grade das japanische Haus tut, sich ausschwingen und alsdann in die Ruhelage zurückkehren kann. In der amerikanischen Literatur, die nach dem großen kalifornischen Erdbeben des Jahres 1906 erschien, ist dieser Gedanke ausführlich erörtert worden. Aus den Zerstörungerscheinungen, die im wesentlichen den jetzt in Japan zu beobachtenden entsprachen, wird folgerichtig hergeleitet, daß nur die horizontalen Stoßkräfte zerstörend wirken, und daher empfohlen, große Geschäftshäuser entweder ganz starr in Eisenbeton oder möglichst elastisch, nämlich als Eisenkonstruktion mit Fachwerkvierecken anstatt Fachwerkdreiecken, auszuführen³⁾.

³⁾ Vgl. Charles Derleth jr., The destruction extent of the California earthquake. Its effect upon structures and structural materials. Verlag M. Robertson, San-Francisco. Ferner: Wilh. Herb. Hobbs, Erdbeben. Eine Einführung in die Erdbebenkunde. Deutsch im Verlage von Quelle & Meyer. Leipzig 1910.

In San Francisco sind die neueren Geschäftshäuser überwiegend in Eisenbeton errichtet, während sich in Japan im Geschäftshausbau außer der Eisenbetonbauweise in den letzten Jahren hauptsächlich die New Yorker Bauweise, ein nur aus Säulen und Balken, ohne Diagonalen bestehendes Eisengerippe des Bauwerks mit leichter Mauerwerksausfüllung, eingebürgert hat. Ob dabei an die Erdbebengefahr, die früher nicht so sehr groß eingeschätzt wurde, gedacht worden ist, sei dahingestellt. Jedenfalls zeigen die Zerstörungserscheinungen an derartigen Bauten, daß die Empfehlung der Fachwerkvierecke für größere Hochbauten im Erdbebengebiet ein verhängnisvoller Irrtum ist. Denn man mußte folgerichtig, wenn das Eisengerippe elastisch nachgeben soll, auch die Ausfüllung irgendwie elastisch herstellen, statt mit Mauerwerk, das reißen mußte. Die meisten Bauten dieser Art zeigen Rißlinien der Ausmauerung in schrägen Kreuzen als Folge des Ausschlingens der Eisenkonstruktion (Abb. 15–17). Während diese Risse zwar kostspielige Wiederherstellungsarbeiten erfordern, doch noch keine Gefahr für den Bestand des ganzen Gebäudes bilden, liegt die große Gefahr vor, daß nach Zerstörung der Ausfüllung die Säulen selbst durch die Schwingungen bei großen Biegemomenten bleibende Formänderungen erleiden und schließlich zerstört werden.

Abb. 16 zeigt das eigenartige Beispiel des Palasthotels (Toyo-Kaikwan), bei dem die Säulen des zweiten Geschosses über die Elastizitätsgrenze hinaus, jedoch noch unterhalb der Bruchgrenze beansprucht wurden, so daß das Gebäude zwar

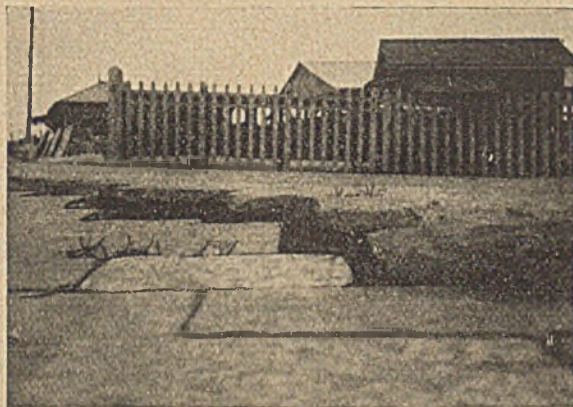
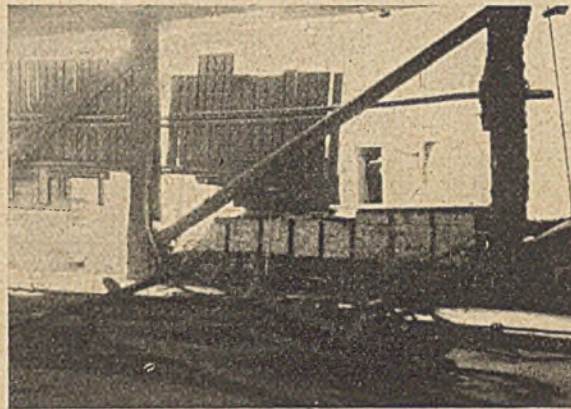


Abb. 19. Erdspalten (Güterbahnhof Yokohama-Takashima).

nicht einstürzte, in dem betreffenden Geschosß aber die ganze Mauerwerksausfüllung herausgedrängt wurde; die kräftigen Mittelstützen, etwa dem deutschen Profil I 32 B entsprechend, wurden mehr als 5 cm, einige der schwächeren Außenstützen bis zu 15 cm verbogen, ohne daß die Eisenbetondecken drüber und drunter wahrnehmbare Risse zeigen. Abb. 18 zeigt ein paar der ausgebogenen Säulen, von innen gesehen, die Holzstreben sind nach dem Erdbeben zur vorläufigen Sicherung eingezogen. Daß gerade das von unten gezählte zweite Geschosß, wie bei allen ähnlich konstruierten Gebäuden, die größten Zerstörungen erlitt, während das darüber und darunter liegende etwas, die beiden obersten Geschosse kaum sichtbarlich beschädigt wurden, dürfte sich aus dem Verhältnis der schwingenden Massen zur Widerstandsfähigkeit der Konstruktion erklären. Je weiter nach unten hin, desto größer werden Gewicht,

auch Hebelarm der schwingenden Massen, während die widerstehende Mauerausfüllung in allen Geschossen dieselbe bleibt, die Widerstandsmomente der Säulen nicht im gleichen Verhältnis wie die durch die Schwingungen ausgelösten Biegespannungen zunehmen. Im untersten Geschosß sind zwar die Biegespannungen am größten, jedoch die bessere Ausmauerung an den Frontleisten mit Werksteinverblendung und die teilweise Verspannung durch Fundamentmauern bieten hier größeren Widerstand.



[Abb. 18. Palasthotel, zweites Stockwerk von innen.

Besser als die für Erdbeben ungeeigneten Eisenrahmenbauten mit Mauerwerksausfachung haben sich solche mit Eisenbetonausfachung bewährt. Regelrechte Eisenfachwerkbauten mit Diagonalverband, z. B. Fabrikbauten in Yokohama, haben dem Erdbeben gut Widerstand geleistet, sind freilich vom Standpunkt der Feuersicherheit den Massivbauten weit unterlegen. Erwähnt sei noch, daß die Fundamente bei dem in Abb. 15–18 dargestellten Palast-Hotel, kräftige Betonklötze auf Pfahlrost, unbeschädigt geblieben sind; im Keller geschosß sind nirgends Risse wahrzunehmen. Das ist einer der vielen

Beweise gegen die übertriebene Behauptung, daß schlechte Gründung die Hauptschuld an den Zerstörungen trage. Gewiß ist die Zerstörungsgefahr der Bauwerke in Tokio, wo teilweise sehr schlechter Baugrund vorhanden ist, bei nicht einwandfreier Gründung noch größer als sonst, und gewiß ist die Verbindung aller Einzelfundamente durch einen Eisenbetonkranz oder durch eine durchgehende Eisenbetongrundplatte eine wichtige Maßnahme, um sicherzugehen, daß das Gebäude als



Abb. 20. Erdspalten.

Ganzes schwingt, auch etwa doch auftretende ungleichförmige, senkrechte Stöße verteilt werden. Aber soweit sich die Ursache überhaupt feststellen läßt, war überall die mangelnde Widerstandsfähigkeit des Aufbaues gegen Schwingungen nicht die Gründungsweise an den Zerstörungen schuld.

Statische Berechnungen.

Die konstruktiven Maßnahmen gegen die zerstörenden Kraftwirkungen der wagerechten Schwingungen — Dreiecksverband und Rahmenkonstruktionen — wurden im vorstehenden bereits kurz angedeutet. Für den ausführenden Ingenieur entsteht die Frage, ob und wie weit sich die beobachteten Vorgänge rechnerisch erfassen lassen, um danach die Abmessungen für Wiederherstellungsarbeiten und Neubauten zu wählen.

Es wäre vermessen, behaupten zu wollen, daß man vollkommen erdbebensicher bauen kann. Es entzieht sich vorläufig jeder Voraussage, wann und wie heftig verheerende

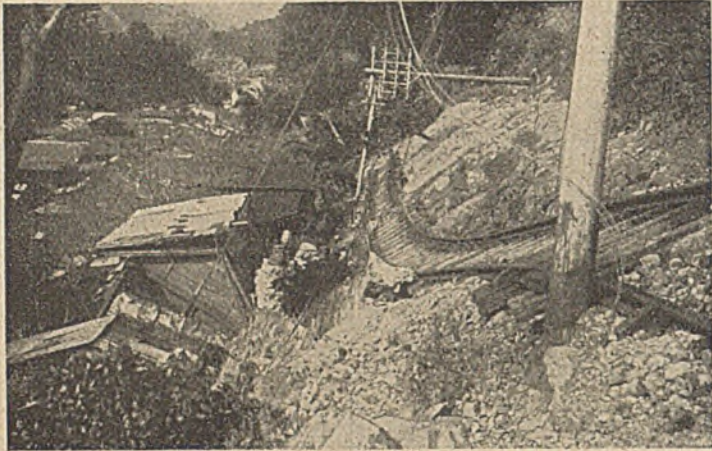


Abb. 21. Hakone-Bahn.

Erdbeben auftreten werden. Aber auch, wenn man die Bedingung stellt, daß die Bauten etwa Erdbeben von doppelter Heftigkeit desjenigen vom 1. September 1923 widerstehen sollen, und als Ursache der Zerstörungen nach Richtung, Ausschlag und Schwingungsdauer bekannte, wagerechte Schwingungen voraussetzt, ist eine scharfe Berechnung unmöglich. Denn die Eigenschwingungen der Gebäude und die dadurch bedingten Interferenz-Wirkungen lassen sich mathematisch mit den bisherigen Hilfsmitteln der Mechanik nicht scharf erfassen.

Praktisch jedoch genügt die schon vor dem Erdbeben in Japan bei Sonderfällen von Bauausführungen angewandte Näherungsberechnung, die Wirkung eines einzelnen wagerechten Stoßes der Erdoberfläche zu verfolgen, dessen wagerechte Beschleunigung ein Bruchteil der Fallbeschleunigung ist. Um einem solchen Stoß gewachsen zu sein, muß die Berechnung so erfolgen, als ob im Schwerpunkt jedes Massenteilchens außer der Schwerkraft eine der Stoßwirkung entgegengesetzte wagerechte Kraft wirkt, die sich zur Schwerkraft verhält, wie die Stoßbeschleunigung zur Schwerebeschleunigung. Das wäre also eine Aufgabe gleicher Art, wie sie etwa bei Berechnung der Standsicherheit und Festigkeit eines auf einem Eisenbahnwagen aufgebauten Krangerüsts gegen die beim Anfahren und Bremsen auftretenden Kräfte vorliegt. Von japanischer Seite liegen Berechnungen über das Verhältnis dieser wagerechten Stoßbeschleunigung zur Schwerebeschleunigung vor, die sowohl auf seismologischen Messungen wie auf rückwärtiger Berechnung aus den Zerstörungserscheinungen beruhen; und zwar wird die wagerechte Beschleunigung zu 0,1 bis 0,5 m/sec², je nach Entfernung vom Erdbebenherd, angegeben; mit anderen Worten, die Berechnung der Bauten hat so zu erfolgen, als ob auf alle Massenteilchen schräge Kräfte wirken, deren senkrechte Seitenkraft der Schwerkraft entspricht, deren wagerechte Seitenkraft 10 bis 50 vH der Schwerkraft beträgt. Erwünscht wäre es, daß der für künftige Bauten anzunehmende Bruchteil der wagerechten Stoßkraft, statt dem einzelnen Ingenieur überlassen zu bleiben, auf Grund seismologischer, statischer und wirtschaftlicher Untersuchungen durch baupolizeiliche Vorschriften einheitlich festgesetzt wird.

Auch die Richtung, aus der gefahrdrohende Stöße zu kommen pflegen, ist dabei wesentlich. Obgleich dieser Berechnungsweise, abgesehen von der Außerachtlassung der Schwingungswirkungen, einige Willkür hinsichtlich der Größenfestsetzung des Stoßes anhaftet, so zwingt sie doch zur einheitlichen Durchführung der Konstruktion; überließe man die Berechnung der wagerechten Verbandswirkung nur dem konstruktiven Gefühl, so würden einzelne stärker ausgeführte Konstruktionsteile nur eine wirtschaftliche Verschwendung bedeuten, da für den Sicherheitsgrad des Ganzen nur die schwächste Stelle des ganzen Bauwerks maßgebend ist. Eine gewisse Willkür ist ja bei den Belastungsannahmen wie in der Festlegung des Sicherheitsgrades stets vorhanden. Es sei nur an das Beispiel des Winddruckes erinnert, für den die Bestimmungen der meisten Länder bei Hochbauten etwa 125 kg/cm vorschreiben, einen nur bei sehr starken Stürmen auftretenden Winddruck; für die Bauten besonders lebenswichtiger Betriebe, wie Eisenbahnbrücken, schreibt man jedoch doppelt so hohen Winddruck, 250 kg/cm vor, der praktisch vielleicht innerhalb Jahrzehnten einmal im Zentrum eines Sturmes auftritt und dann allerdings schwächer konstruierte Bauten umlegen würde; diese Gefahr ist jedoch so außerhalb der Wahrscheinlichkeitsgrenze, daß es unwirtschaftlich wäre, jedes Bauwerk daraufhin konstruieren zu wollen. Entsprechend wird man die Größe der Stoßbeschleunigung im Erdbebenfalle, mit anderen Worten, den Sicherheitsgrad gegen Erdbeben, je nach der Lebenswichtigkeit des Bauwerkes, verschieden hoch anzunehmen haben.

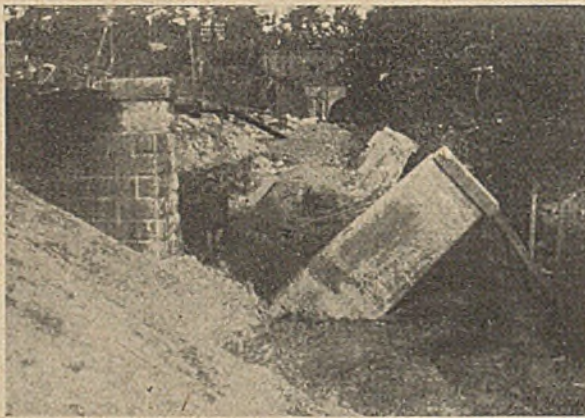


Abb. 22. Stützmauer Atami-Bahn.

Tiefbauten.

Schwieriger vielleicht noch als auf dem Gebiet des Hochbaues sind die Fragen, die sich für den Bauingenieur hinsichtlich des Tiefbaues ergeben.

Abb. 19 zeigt eine der Erdspalten, wie sie häufig auftreten, zum Teil wohl als Folge ungleichmäßiger Bodenbeschaffenheit, Ausweichen des Bodens nach Wasserläufen oder Hohlräumen hin, besonders auch bei aufgeschüttetem, lockeren Boden und Dämmen, Abb. 20. Wo solche Erdspalten sich auftun, können weder das Straßenpflaster widerstehen, noch die im Boden liegenden Leitungen.

Namentlich bei Gas- und Wasserleitungen sind oft die gegen Zug und Biegung wenig festen Muffenverbindungen gerissen. Bei flußeisernen Röhren mit zugfesten, vielleicht etwas gelenkigen

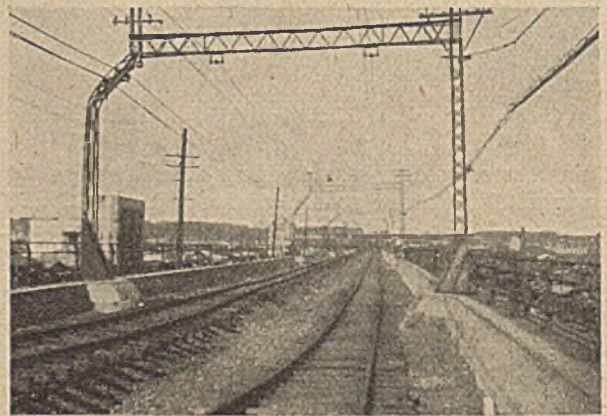


Abb. 23. Hochbahnstrecke Yokohama-Sakuragicho.

Verbindungen für Gas- und Wasserversorgung, bei Kanalisationsröhren in Eisenbeton dürften die Zerstörungsgefahr zwar nicht ganz beseitigt, doch erheblich verringert sein, so daß die

dadurch bedingten Mehrkosten berechtigt sind. Bei großen unterirdischen Eisenbetonkanälen dürfte die Zerstörungsgefahr geringer sein, als bei den kleineren Leitungen; die fertigen Eisenbetonkanäle der vor dem Erdbeben seitens der Stadtverwaltung Tokioin Angriff genommenen Kanalisierung haben sich gut gehalten.

Bahn- und Straßenbauten.

Zu den schwierigsten Ingenieuraufgaben gehört der Eisenbahn- und Straßenbau im Gebirge, und zwar weniger soweit eigentliche Kunstbauwerke — Brücken und Tunnel in Frage kommen, als für die normale Linienführung, namentlich an steilen Hängen entlang. Abb. 21 zeigt ein Bild aus dem am meisten vom Erdbeben betroffenen Gebiet südwestlich von Yokohama, zwischen Odawara und Hakone, wo teilweise ganze Ortschaften durch Bergstürze vernichtet, steile Einschnitts- und Auftragsböschungen zusammengestürzt, Stütz- und Futtermauern begraben, durch die Verwerfung des Bahnkörpers viele Züge entgleist sind. Hier sind die sehr kostspieligen Mittel sehr flacher Böschungen oder stärkster Stütz- und Futtermauern, z. T. vielleicht die Verlegung ganzer Strecken unter Umgehung der gefährlichen Steilhänge ins Berginnere mittels Tunnel wohl die einzige Möglichkeit, die Erdbebengefahr zu verringern. Welch gewaltigen Erddruck die durch das Erdbeben hin- und hergerüttelten Erdmassen auslösten, zeigt der Einsturz der Stützmauer in Abb. 22, ferner das eigenartige Beispiel des Bahnkörpers der vom Hauptbahnhof Yokohama nach Scakuragiho abzweigenden Linie der elektrischen Schnellbahn Tokio — Yokohama (Abb. 23). Der Bahnkörper besteht aus Erdschüttung zwischen kräftigen Betonstützmauern, welche durch die rüttelnde Wirkung der Erdmassen — der Stoß erfolgte quer zur Bahnachse — um mehr als 1 m auseinander gedrängt wurden. Abb. 23 zeigt das Zusammensacken der Erdschüttung und die Verbiegung der Traggerüste der elektrischen Oberleitung. Der Grund dieser auf

sind zahlreiche Viadukte mit schlanken Zwischenpfeilern eingestürzt, entweder durch Umsturz der Zwischenpfeiler (Abb. 24) oder durch Schiefstellung derselben unter den nicht



Abb. 24. Kanalbrücke in Yokohama.

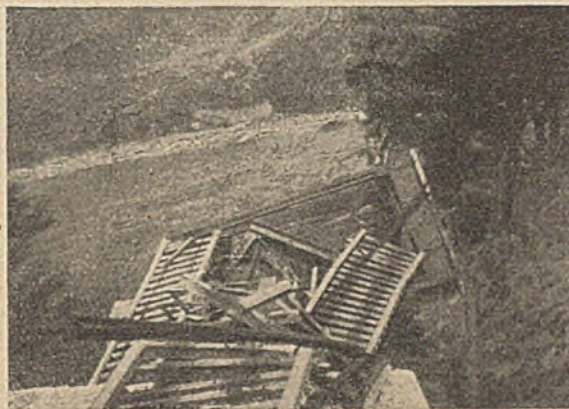


Abb. 25. Shiraito-Brücke der Atami-Bahn.

fest mit ihnen verbundenen Überbauten (Abb. 25). Eigenartig war der teilweise Einsturz der Hayakawa-Brücke (Abb. 26 u. 27) durch Verdrehen der Zwischenpfeiler. Abb. 26 zeigt einen der abgeschorenen Pfeiler, Abb. 27 die am beweglichen Widerlager abgestürzten eisernen Überbauten des einen Gleises.

Tunnel.

Verhältnismäßig gut haben die Tunnelbauten das Erdbeben überstanden.

Die normalen Tunnelbauten sind bei Herstellung im bergmännischen Vortrieb und Ausmauerung in Ziegelgewölbe, meist im Innern ganz unbeschädigt, da die Gewölbe-

den ersten Blick seltsam scheinenden Biegungsform ist, daß gerade am oberen Teil der Gittermaste, in Traversenhöhe, wo beim Auseinanderreißen der mit den Stützmauern verbundenen Mastfundamente ohnehin die stärksten Biegemomente auftreten, keine ausreichende Vergitterung da war.

Brücken.

Eisenbahn- und Straßenbrücken sind zwar vielfach zerstört, jedoch wohl durchweg als Folge von Konstruktionseigenheiten, die den beim Erdbeben ausgelösten, wahren Stoßkräften nicht genügend Rechnung trugen und mit einfachen Mitteln zu vermeiden sind.

konstruktion die quer zur Bahnachse wirkenden Seitenstöße einwandfrei überträgt. Die Zerstörungen sind fast durchweg auf die Tunneleingänge beschränkt, wo durch Erdstöße längs der Tunnelachse das Gewölbe nach außen hin keinen Widerstand fand und Querrisse entstanden oder durch Stöße quer zur Tunnelachse, Portale und Futtermauern (Abb. 28) beschädigt wurden. Schäden dieser Art lassen sich durch Anwendung der Eisenbetonbauweise vermeiden.

Der Bebauungsplan.

Die Schaffung des Schnellbahnnetzes für das künftige Groß-Tokio wird eine der wichtigsten und zugleich schwierigsten Aufgaben des Generalbebauungsplanes sein. Die Aufstellung dieses Planes liegt in Händen des Wiederaufbauamtes, einer ursprünglich selbständigen, neuerdings dem Ministerium des Innern angegliederten Behörde.

In großen Zügen dürften die Richtlinien des Bebauungsplanes bereits als festliegend zu betrachten sein. Der jetzige Charakter des Stadtbildes wird wohl im wesentlichen unverändert bleiben, nämlich die weiterfortschreitende Herausbildung der Innenstadt zum reinen Geschäftsviertel mit vieltöckigen, auf Grund der Erdbebenerfahrungen herzustellenden, massiven Häusern, und die Weiterausdehnung der Außenbezirke mit ein- bis zweistöckigen, der japanischen Lebensweise angepaßten Wohnhäusern. Das jetzige Riesenmaß der Ausdehnung von Tokio dürfte dabei noch überschritten werden; denn die Volksgesundheit und vor allem die Feuersicherheit erfordern eine Auflockerung der übervölkerten Stadtgebiete, unter



Abb. 26.

Zwischenpfeiler der Hayakawa-Brücke.

Während, wie bereits erwähnt, die nach Art der Berliner Stadtbahn in Ziegelmauerwerk gebaute Viaduktstrecke der Stadtbahn in Tokio ganz unversehrt blieb,

anderem auch durch Schaffung neuer Grünflächen im Zusammenhang mit den vorhandenen Parkanlagen als Sport- und Erholungsstätten und zugleich als Feuerschutzstreifen. Die zunehmenden Entfernungen, das Wachstum der Bevölkerungsziffer und die mit der Bildung eines ausschließlichen Geschäftsviertels stetig wachsende Ziffer der jährlich auf den Kopf der Bevölkerung entfallenden Fahrten stellen ganz besonders große Aufgaben an das künftige Schnellbahnnetz. Auch der Güter-

bewundernswertem Energieaufwand schon in wenigen Monaten wieder aufgebaut worden. Die Trümmer sind größtenteils beseitigt, Straßen und Bahnen wieder benutzbar, wobei die zerstörten Brücken durch rasch behelfsmäßig gezimmerte Holzbrücken ersetzt sind. Überall erhoben sich auf den Brand- und Trümmerstätten schon nach wenigen Wochen Wohnbaracken und Arbeitsschuppen aus Holz und Wellblech, die, so wenig Bequemlichkeit sie bieten, doch immerhin den hin-

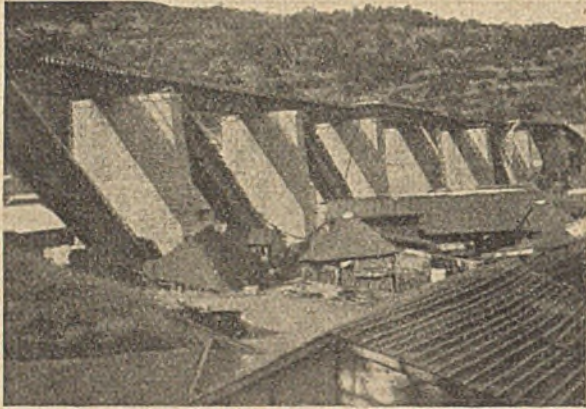


Abb. 27. Hayakawa-Brücke.



Abb. 28. Tunnel der Atami-Bahn.

verkehr bedingt großzügige Neuanlagen, so Kanal- und Hafenanbauten und neue Güterbahnhöfe. Somit ist die Festlegung des künftigen Verkehrsnetzes als Gerippe des gesamten Bauplanes eine der wichtigsten Aufgaben, die dem Bauingenieur beim Wiederaufbau von Tokio zufällt.

Die Lösung all dieser großen Aufgaben dürfte auch schon in der Entwurfsaufstellung geraume Zeit erfordern. Denn ein dringender Notstand, der überraschende Maßnahmen fordert, liegt nicht vor. In dem Umfange, wie ihn die Aufrechterhaltung des täglichen Lebens erfordert, sind Tokio und Yokohama mit

sichtlich Wohnen und Aufenthalt sehr bescheidenen Ansprüchen der einheimischen Bevölkerung genügen. Verfehlt ist daher die im Auslande scheinbar viel verbreitete Annahme, daß der Wiederaufbau von Tokio sofort mit Riesenschritten vor sich gehen würde; das verbieten die technischen, vor allem auch die wirtschaftlichen Schwierigkeiten. Doch als feststehend darf wohl schon heute angesehen werden, daß die Entwicklung von Tokio zu einer allen modernen Anforderungen gerecht werdenden Weltstadt durch das Erdbebenunglück nur eine vorübergehende Unterbrechung erfahren hat.

THEORIE UND WIRKLICHKEIT.

Von Ober-Baurat Professor a. D. E. Moerike, Stuttgart.

Übersicht. Die Gebrauchsformel des Verf. für Knickstäbe im „Knickausschuß“ des ETB. — Würdigung der Tetmajerschen Knickformel. — Bedenken gegen erhebliche Abweichungen von den Knickspannungen der Tetmajerformel. — Querschnittsbestimmung von Knickstäben nach Ostenfeld, Gehler u. Moerike. — Beispiele.

Der Arbeitsausschuß für Vereinheitlichung der technischen Baupolizeibedingungen (ETB) hat vor zwei Jahren, als gegen den von ihm veröffentlichten Entwurf über die Behandlung der flußeisernen Knickstäbe im Hochbau Einsprachen von verschiedenen Interessentenkreisen eingelaufen waren, einen Unterausschuß — den „Knickausschuß“ — mit der Bearbeitung dieser Frage beauftragt. Dieser Ausschuß mit seinem Obmann, Professor Dr.-Ing. Gehler, setzt sich aus einem Dutzend Sachverständiger in der Weise zusammen, daß eine gründliche, der Wichtigkeit der Aufgabe entsprechende Behandlung in bezug auf die baupolizeilichen, statischen, hüttentechnischen und wirtschaftlichen Seiten der Frage zu erwarten ist. In der Sitzung vom 6. Dezember 1922 hat nun der Obmann das vom Württembergischen Verein für Baukunde in seiner Einsprache vom Dezember 1921 empfohlene Berechnungsverfahren des Verfassers vorgetragen, das gestattet, mittels einer Gebrauchsformel¹⁾ aus der Belastung P^1 und der Stab-

länge l^m den erforderlichen Querschnitt unmittelbar zu bestimmen. Die Einfachheit der Berechnung wurde vom Ausschuß durchweg gewürdigt und der Obmann wurde beauftragt, über die Ableitung der Formel näheren Grund zu machen. Die Veröffentlichung des Sitzungsberichtes in der „Baunormung“, Beilage zu Heft 17 des „Bauingenieurs“ 1923, veranlaßte mich, über die Ableitung der Formel weiteren Aufschluß zu geben (s. Heft 24 von 1923).

Bevor dieser Aufsatz erschienen war, hatte der Obmann von sich aus eine Gebrauchsformel, die der des Verfassers äußerlich ziemlich nahekommt, im Prinzip und der Wirkung aber von ihr verschieden ist, in der „Baunormung“ vom 15. November 1923 Nr. 11/12 veröffentlicht (s. Beilage „Bauing.“ 1923, Heft 21), die unten noch zu besprechen sein wird. Da es sich um die Aufstellung baupolizeilicher Bestimmungen handelt, deren Aufnahme in die Bauordnungen der Gliedstaaten des Reiches angestrebt wird, so gilt es, den Zweck, nämlich für den Konstrukteur und die Beamten der Baupolizei bequeme, der Sicherheit wie der Wirtschaftlichkeit gerecht werdende Formeln aufzustellen, in erster Linie festzuhalten. Hierbei erscheint es als geboten, auf das Gute, das die Gegenwart schon besitzt und in weiten Kreisen seit langen Jahren in Übung ist, gebührende Rücksicht zu nehmen.

Zu dem letzteren zähle ich vor allem die von Tetmajer aufgestellte Knickformel, die erst nach langem, zähem Widerstand die Eulerformel innerhalb des unelastischen Bereichs auch bei den Behörden verdrängt hat. Die Gründe, die für diesen Fortschritt sprechen, sind u. a. in der Abhandlung des

¹⁾ In den früheren Abhandlungen des Zent. Bl. d. Bauv. Nr. 83 u. 98 von 1920 u. Nr. 99 von 1921 habe ich die Formel mit Rücksicht darauf, daß damals noch die Abänderung der geltenden, lediglich von der Eulerformel abhängigen Vorschriften in ferner Aussicht stand, „Faustformeln“ genannt. Jetzt, wo es gilt, neue Bedingungen aufzustellen, ist diese Bezeichnung irreführend, da die Formel praktisch brauchbare Ergebnisse, die jeder Kontrolle standhalten, liefert.

Verfassers vom Oktober 1922²⁾ in der Hauptsache wieder gegeben. Inzwischen ist nun auch eine eingehende, 71 Seiten umfassende, treffliche Abhandlung von Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. Krohn, Danzig, über das Knickproblem und die einschlägigen Formeln, insonderheit die von Tetmajer und Kármán, erschienen³⁾. Am Schluß kommt Krohn zu dem Urteil, „daß durch die Anwendung dieser Geraden (von Tetmajer) Ergebnisse erzielt werden, die mit der Erfahrung gut übereinstimmen, ist bekannt.“ — Jedenfalls gilt diese Tatsache für flußeiserne Vollwandstäbe (Kármán arbeitete mit hartem Stahl), und im Knickausschuß nahm Oberingenieur Dr.-Ing. Rühl mit Recht Veranlassung, darauf hinzuweisen, daß „die Versuche und Berechnungen von Tetmajer und Kármán in Wirklichkeit besser übereinstimmen, als allgemein angenommen wird.“

Es wäre auch anders der Umstand kaum erklärlich, daß die Tetmajerformel „in Mitteleuropa wohl die am meisten verwendete Knickformel“ ist⁴⁾, zumal wenn diese Umstellung immer weiter fortschreitet (z. B. kürzlich erst in Belgien) und andere Berechnungsweisen zurückdrängt. Daß die Tetmajerformel nicht so restlos befriedigt, wie es die Eulerformel in ihrem legitimen Gebiet, dem elastischen Bereich, tatsächlich tut, ist ohne weiteres zuzugeben, aber auch erklärlich, da der Baustoff die mathematische Voraussetzung für die Eulerformel unterhalb der Gleichmaßgrenze in nahezu idealer Vollkommenheit erfüllt. Wie schwer mangelhafte Lagerung und Zentrierung bei den Knickversuchen fernzuhalten ist und wie stark das Schwanken der Gleichmaß- und der Fließgrenze selbst bei den mit Sorgfalt ausgelesenen Probestäben und die kaum feststellbaren Abweichungen von der Geraden die Knickspannungen beeinflussen, mag in einem Aufsatz von Dipl.-Ing. W. Rein⁴⁾ nachgelesen werden.

Wenn schon solche Zufälligkeiten des Versuchsstoffes bei neueren, exakten Versuchen störend ins Mittel treten, so ist es nicht verwunderlich, daß Tetmajer vor mehr denn 20 Jahren Ergebnisse erzielte, die mit seiner Geraden nicht scharf übereinstimmen und daß heute noch nicht „die Gewinnung einer ideellen Knickspannungslinie für Bauwerkflußeisen im plastischen Knickbereich“ geglückt ist. Und die lediglich auf praktische Walzstäbe bezüglichen Worte Reins, daß die zu erwartenden Ergebnisse weiterer Versuche „einen wesentlichen Fortschritt gegenüber den Tetmajerschen Versuchen nicht versprechen“, weisen doch mit Nachdruck darauf hin, daß bei der Aufstellung neuer baupolizeilicher Bestimmungen dieser Fragwürdigkeit und Unsicherheit durch weise Beschränkung der Ansprüche Rechnung zu tragen ist, und daß Abweichungen von der Tetmajerschen Geraden, diesem zwischenstaatlichen Verständigungsmittel, nicht leicht zu nehmen sind. Gerade im Hinblick auf den Wettbewerb im Ausland dürfte es empfehlenswert sein, die gemeinsame Berechnungsgrundlage nicht ohne Not preiszugeben. So dankenswert die Fortsetzung der Versuche des „Deutschen Eisenbauverbandes“ in der Materialprüfungsanstalt Berlin-Lichterfelde in wissenschaftlicher Hinsicht und in Rücksicht auf das Verhalten gegliedert Druckstäbe zu begrüßen ist, so wenig ist es rätlich, in Ermangelung noch feinerer Beobachtungen, Formeln für die Knickspannungen aufzustellen, die der sichern Grundlage des Versuchs entbehren. Die, wenn auch in engen Grenzen wechselnde Beschaffenheit des handelsüblichen Flußeisens verträgt sich nicht mit rechnerischen Feinheiten, die vom Baustoff nicht erfüllt werden.

²⁾ „Bauing.“ 1922, Heft 20, S. 617—622.

³⁾ „Knickfestigkeit“ in der „Bautechnik“ von 1923 II verstärktes Sonderheft (Heft 25).

⁴⁾ „Über Knickversuche“ von Dipl.-Ing. W. Rein im „Bauing.“ 1923, Heft 19/20. Die in nächster Zeit weiter zu führenden Versuche des Deutschen Eisenbauverbandes mit eisernen Modellstäben lassen weitere wissenschaftliche Aufschlüsse über das oft rätselhafte Verhalten der Knickstäbe erwarten (vergl. auch Sitzungsberichte der Preuß. Akademie der Wissenschaften XXV, 1923 von H. Zimmermann). Wir haben aber die Forschung über das Knickproblem und die Bedürfnisse der Baupolizei auseinander zu halten.

Die Reichsbahnverwaltung hat nun vor kurzem ein Rechnungsverfahren für ihre eigenen Zwecke, aber nur für den Brückenbau, eingeführt; ihre eisernen Hochbauten berechnet sie nach wie vor nach den Vorschriften der Baupolizei. Es liegen nämlich in beiden Fällen die Belastungsverhältnisse so verschiedenartig, daß eine bis ins einzelne gehende Übereinstimmung der Berechnungsvorschriften kaum durchführbar wäre. Dazu kommt, daß der Reichsbahnverwaltung stets ein Stab wohlgeschulter Ingenieure zur Berechnung ihrer Brücken zur Verfügung steht, während bei der Baupolizei die Verhältnisse völlig anders gelagert sind. Hierüber gibt der seit langen Jahren in der Baupolizei erfahrene Baurat, Dr.-Ing. Schmidtmann, in seinem Aufsatz des „Bauingenieurs“ 1922 Heft 7, genügenden Aufschluß. Solche, auch in der Sitzung des ETB. vom 3./4. April 1922 geltend gemachten Bedenken sollten uns abhalten, Voraussetzungen für die Berechnung, für die Abnahme des Eisens und der fertigen Konstruktion zu machen, die in der Wirklichkeit nicht zutreffen; sie sollten uns aber auch veranlassen, aus dem Umstand Nutzen zu ziehen, daß die Bedingungen im Hochbau entschieden einfacher liegen als im Brückenbau.

Wir können daher von dem Berechnungsverfahren der Reichsbahn, deren ω -Verfahren für ihre Zwecke, nicht aber für unsere geeignet ist, völlig absehen. Gehler ist ihm nur in dem Punkte gefolgt, daß er die Grenze beider Bereiche auf $\lambda = 100$, statt auf 105, wie Tetmajer, festgelegt⁶⁾ und daß er, was folgenschwerer, im Gegensatz zu den Beschlüssen des Knickausschusses nicht von den Knickspannungen σ_k , der nächstliegenden Grundlage, sondern von der Annahme der Sicherheit n und der zulässigen Knickspannung $\sigma_{d_{zul}}$ ausgegangen ist und σ_k nach diesen Annahmen, entsprechend der Beziehung $\sigma_{d_{zul}} = \frac{\sigma_k}{n}$, bestimmt hat. Zu diesem Vorgehen sah sich Gehler durch den Zweck, eine passende Gebrauchsformel für die Bestimmung des gesuchten Querschnittes F zu erlangen, veranlaßt. Er hat, um eine annehmbare Überleitung seiner gekrümmten $\sigma_{d_{zul}}$ -Linie in die reduzierte Eulerlinie bei $\lambda = 100$ zu erhalten, die σ_k -Linie zwischen $\lambda = 60$ und 100, stark von der Tetmajerschen Geraden abweichend, so gestaltet, daß für $\lambda = 30, 40, 50, 60, 70, 80$ und 90 die Knickspannung $\sigma_k = 2400, 2400, 2400, 2400, 2380, 2318$ und 2216 kg/cm^2 beträgt, während die entsprechenden Zahlen nach Tetmajer sind: $\sigma_k = 2758, 2644, 2530, 2416, 2302, 2188$ und 2074 kg/cm^2 . Die Differenz zwischen den so errechneten und den von Tetmajer durch Versuche festgestellten Zahlen ist also eine ziemlich erhebliche und steigert sich bei $\lambda = 30$ und 40 bis auf 358 bzw. 244 kg/cm^2 . Auch innerhalb des Ausschusses waren die Ansichten über die Zulässigkeit der Höhe der Knickspannungen bzw. der Sicherheit, — also bevor der Gehlersche Vorschlag vorlag, geteilt, so daß erneuter Anlaß gegeben ist, über die Beibehaltung der Tetmajerschen Formel schlüssig zu werden; auch sind noch einige andere Ungereimtheiten, auf die Gehler selbst hinweist, zu beseitigen.

Gehler hat im Hinblick auf diese Differenzen in seiner Abb. 5 (S. 49) außer der genannten σ_k -Linie noch 4 andere Varianten aufgenommen und schreibt: „Mit diesen 4 Linien dürften nahezu alle Möglichkeiten erschöpft sein, die sich bei künftigen Knickversuchen mit einzelnen Profilgruppen ergeben würden“. Die ungünstigste Variante mit $\sigma_k = 2072$ statt 2400 bei $\lambda = 60$ sieht also den Fall vor, daß die Knickspannung in einer Lage λ , wo die Tetmajerformel im Gegensatz zu den Werten für sehr niedere λ wohl am wenigsten Anfechtung erfahren hat, durch neuere Versuche berichtigt werden könnten. Der Eintritt dieser Möglichkeit ist aber nach dem obigen Urteil von W. Rein so gut wie ausgeschlossen.

Ich meine nun aus den oben angeführten Gründen und um der Baupolizei in Bälde eine sichere Berechnungsgrundlage geben zu können, daß etwa solche in der Zukunft liegende Berichtigungen das Notwendige nicht aufhalten sollten. So dürfte es auch für den Hochbau entbehrlich sein, besondere

Gebrauchsformeln für Flußstahl aufzustellen; dieser Baustoff kann wohl für gewisse weitgespannte Brücken, kaum aber für andere Eisenbauten, schon der Kosten wegen, in Betracht kommen. Tritt je dieser Fall ein, so stehen die Sonderformeln von Tetmajer und Kármán (s. S. 67⁵⁾) usw. zur Verfügung; für eine allgemeine Regelung scheint kein Bedürfnis vorzuliegen.

Für den Belastungsfall I (ständige und Verkehrslast, Schneelast, Bremswirkung oder Schrägzug von nur 1 Kran) kommt nun Gehler zu der Gebrauchsformel

$$F = \frac{P}{1,1} + \frac{k}{1,89} l^2 \dots \dots \dots (1)$$

Er sagt von ihr, sie habe vor allem den Vorteil, daß für viele Fälle nur die Querschnittsfläche und nicht ihr Trägheitsmoment ermittelt zu werden brauche; das gelte z. B. für das erstmalige Aufsuchen der erforderlichen Querschnittsfläche beim Entwerfen, vor allem aber für alle Nachprüfungen durch die Baupolizei. Dieser Vorteil ist zweifellos nicht gering; er ist es auch gewesen, der mich vor Jahren gereizt hat, — die erste Veröffentlichung geht auf 10 Jahre zurück, — eine leistungsfähige Gebrauchsformel aufzusuchen. Sie lautet:

$$F = \alpha P + \beta l^2 \dots \dots \dots (2)$$

In beiden Formeln ist P in Tonnen, l in Meter einzusetzen, so daß F in cm² erscheint. Wie die Beiwerte α und β für Formel 2) gefunden werden und von den Querschnitten der verschiedenen Profiltypen abzuleiten sind, ist in meiner letzten Abhandlung gezeigt⁶⁾. Aufgebaut ist die Formel 2) auf der Tatsache, daß die Knickspannungen im unelastischen Bereich von der Form des Querschnitts abhängig sind, daß aber die Beiwerte innerhalb des Profiltypus im allgemeinen wenig wechseln. Es rührt dies davon her, daß geometrisch ähnliche Querschnitte ein und denselben Wert des Quotienten $F:i^2$ aufweisen (i ist Trägheitshalbmesser).

Für die Knickspannung hält sich mein Verfahren durchweg an die Tetmajersche Gerade: $\sigma_k = 3100 - 11,4 \lambda$ kg/cm², obschon sie für kleine Werte von $\lambda = \frac{1}{i}$ Spannungen ergibt, die über die sonst angenommene Streckgrenze von ≥ 2400 kg/cm² hinausgehen. Das Flußeisen Tetmajers hatte nämlich eine etwas hohe Gleichmaß- und Streckgrenze (2400 bzw. 3000 kg/cm²). Diesem Umstand aber braucht praktisch keine Bedeutung beigemessen zu werden, da meine $\sigma_{d,zul}$ -Linie bei $\lambda = 24,0$ die zulässige Druckspannung von 1200 kg/cm² (I Belastungsfall) erreicht und solch gedrungene Druckstäbe kaum vorkommen. Die zulässige Knickspannung geht auch in Wirklichkeit in der Nähe von $\lambda = 20$ in reine Druckspannung über, dabei ist zu beachten, daß das Flußeisen nach Überschreitung der Streckgrenze wiederum eine „Festigung“ des Stabes erfährt (s. S. 73 und 74⁴⁾), bevor die Würfel Festigkeit erreicht ist.

Für die zulässige Knickspannung $\sigma_{d,zul}$ bin ich von einer Geraden (Abb. 1) ausgegangen, welche die auf 4fache Sicherheit reduzierte Eulerhyperbel im Punkt $\lambda = 105$ berührt⁶⁾. Sie schneidet die Ordinatenachse mit $\sigma_{d,zul} = 1415$ kg/cm² und zeigt bei $\lambda = 105$ $\sigma_{d,zul} = 475$ kg/cm². Damit ist der unschöne, harte Knick der Tetmajergeraden im Anschluß an die Eulerhyperbel beseitigt und die Spannungen nehmen einen für die

Gestaltung der Sicherheitslinie $n = \frac{\sigma_k}{\sigma_{d,zul}}$ wünschenswerten Verlauf (s. Abb. 1). Wollen wir die $\sigma_{d,zul}$ -Gerade je um einiges ändern, wozu aber m. E. kein Anlaß vorliegt, so kann dies jederzeit dadurch erreicht werden, daß die Tangente um einen kleinen Winkel im Berührungspunkt gedreht und die Spannung für $\lambda = 0$ erhöht oder erniedrigt wird.

Bilden wir nun nach der Beziehung $n = \frac{\sigma_k}{\sigma_{d,zul}}$ die λ -n'-Linie (Abb. 2), so erhalten wir eine gleichseitige Hyperbel, deren Ordinaten der Tab. I zu entnehmen sind; diese gibt die zulässige Sicherheit n' und die dazugehörigen $\sigma_{d,zul}$ an.

Tabelle I.

für $\lambda = 0$	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	105
$n' = 2,19$	2,25	2,32	2,40	2,50	2,62	2,75	2,92	3,13	3,41	3,75	4,00
$\sigma_{d,zul} = 1,415$	1,325	1,236	1,146	1,057	0,967	0,878	0,788	0,699	0,609	0,520	0,475 t/cm ²

Diese bei $\lambda = 105$ durch einen kurzen Übergangsbogen abgerundete n'-Linie geht schlank und flüssig in die Wagrechte des elastischen Bereichs über und vermeidet die harten, der

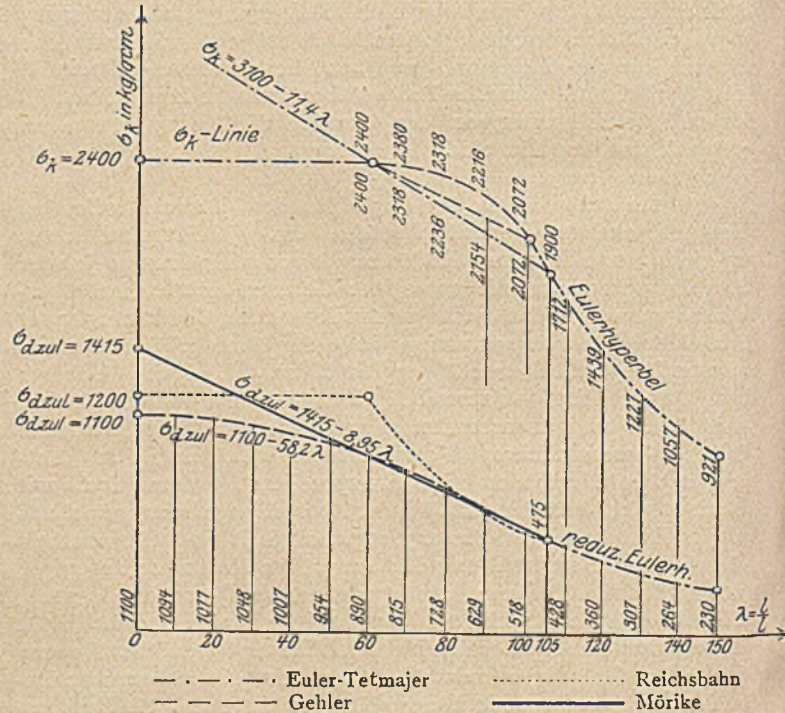


Abb. 1.

Wirklichkeit kaum entsprechenden Z-förmigen Knicke (siehe Abb. 2).

Was nun die Linie der Werte P anbelangt (Abb. 3), die sich aus $\sigma_{d,zul}$ für einen bestimmten Querschnitt z. B. $F = 103,6$ cm² (s. Prof. c)⁵⁾ ergeben, so stellt diese Linie eine Parabel dar, deren Achse mit der Ordinatenachse zusammenfällt; ihr Scheitel liegt in der Höhe $\frac{F}{\alpha} = \frac{103,6}{0,9} = 115,1$. Die Linie der F cm² nach Formel 2) ist insofern abhängig von der genannten, als P der ersteren angehört. Der Beiwert β , der den Aufwandswert $\frac{F}{i^2}$ als Faktor in sich schließt, ist so gewählt, daß innerhalb $\lambda > 30 < 105$ die Linie nicht zu sehr von der Wagrechten $F = 103,6$ (Abb. 4) abweicht. Die Formel liefert zwischen $\lambda = 24$ und 105 gute, brauchbare Näherungswerte für den gesuchten Querschnitt. Jenseits dieser Grenzen, ab- bzw. aufwärts, liefert sie Querschnitte F, die im allgemeinen über den Bedarf hinausgehen, so daß wir uns bei der Benützung

⁵⁾ „Bauingenieur“ 1923, S. 638 ff.
⁶⁾ Die Reichsbahn hat als Bereichsgrenze den Punkt $\lambda = 100$ angenommen. Diese Wahl ist ziemlich belanglos; es könnte auch $\lambda = 110$, wie im Knickausschuß hervorgehoben wurde, gewählt werden. Ich hielt mich an die von Tetmajer angenommene Grenze, die auch sonst eingehalten wird (vgl. Taschenbuch des Stahlwerkverbandes A.-G. u. sonstige Nachschlagwerke); ohne Not sollte vom üblichen, zumal nicht aus formalen Rücksichten, abgewichen werden.

der Formel auch außerhalb ihres Bereiches auf der sicheren Seite bewegen. Der Beiwert α regelt den Beitrag, den der Querschnitt durch reine Druckspannung, durch die gleichmäßige Beanspruchung $\sigma = \frac{P}{F_0}$ zur Aufnahme der Last leistet. Wenn wir von der Streckgrenze $\sigma_k = 2400 \text{ kg/cm}^2$ ausgehen und, um $\sigma_{d,zul}$ für $\lambda = 0$ zu erhalten, $\sigma_{d,zul}$ im selben Verhältnis reduzieren, wie sich die (ideelle) Streckgrenze

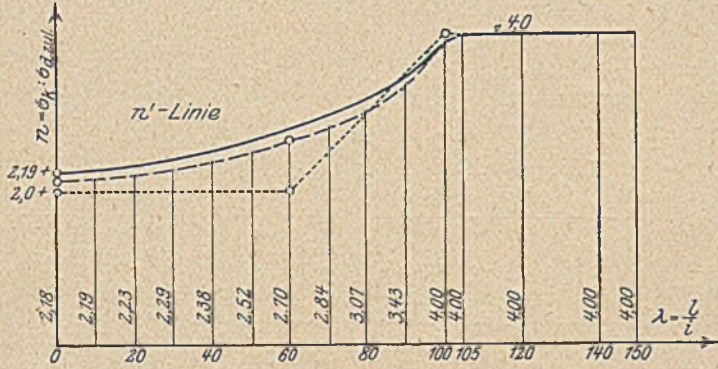


Abb. 2.

Tetmajers zu $\sigma_{d,zul}$ bei $\lambda = 0$ verhält, nämlich wie $3100 : 1415 = 2,12 = n$, so erhalten wir $\sigma_{d,zul} = \frac{2400}{n} = 1096 = \text{rd. } 1100 \text{ kg/cm}^2$, oder es ist in Tonnen $F_0 = \frac{P}{\sigma} = \frac{P}{\sigma_{d,zul}}$, d. h. unser $\alpha = 0,9$. Dieser Wert stimmt mit der auf anderem Wege gefundenen Zahl überein (S. 638⁵⁾) und mit dem Nenner des ersten Summander der Gehlerschen Formel 1).

Ferner ist $\beta = \frac{F - F_0}{l^2}$, eine Zahl, die wir aus den Profilen

a) b) und c) (S. 638⁵⁾) ableiten. Setzen wir dort für $\lambda = 105$ die Werte der Spalte 5) und die Querschnittsgröße F_0 ein und dividieren die Differenz mit der zu $\lambda = 105$ gehörigen Stablänge l^2 , so erhalten wir $\beta = 1,90$ bzw. $1,64$ bzw. $1,43$ oder durchschnittlich für den Profiltyp des übers Kreuz gestellten, schenkligigen Winkelpaares $\beta = 1,64$. Diese Zahl wurde in der Gebrauchsformel auf $\beta = 1,5$ verringert, weil, wie dort ausgeführt, durch die Wahl schlanker Querschnitte mit dünnen Schenkeln (Spitzennummer) ein etwaiger Abmangel von F ausgeglichen wird. Es ist ohne weiteres klar, daß der Mittelwert von β nicht zu weit von den Grenzwerten abweichen darf, damit er auch diese noch genügend deckt. Ist dies nicht mehr der Fall, so ist der Profiltypus in zwei oder mehr Gruppen zu teilen, von denen jede ihr besonderes β erhält.

Wenn in der Formel 2) der zweite Summand größer als der erste, d. h. $F_1 \geq F_0$ wird, so ist es ein Zeichen dafür, daß λ sich der Zahl 105 genähert oder sie bereits überschritten hat, und daß die Berechnung des Stabes nach der Eulerformel zu geschehen hat.

Wenn die Tetmajerformel so schweren Stand hatte, sich bei den Behörden durchzusetzen, so lag dies vor allem daran, daß die Eulerformel ein zwar bequemeres, im unelastischen Bereich allerdings stark fehlerhafte Ergebnisse lieferndes Verfahren ermöglichte (vgl. S. 617²⁾). Die von mir vorgeschlagene Gebrauchsformel 2) gestattet nun unter strenger Einhaltung der Tetmajerschen Voraussetzungen eine womöglich noch ein-

fachere Handhabung: der gesuchte Querschnitt F wird unmittelbar aus P und l gewonnen; alles lästige Ausprobieren und Abschätzen kommt in Wegfall. Sie ist in dieser Beziehung m. W. neu⁷⁾, denn die bekannte Ostenfeldsche Näherungsmethode nach der Formel

$$F = F_0 + \frac{1}{3} \xi l^2 \text{ cm}^2 \text{ (s. S. 80-84)}^8)$$

mit ihrem je nach den Profiltypen verschiedenen „Formwert“ $\xi = \frac{F}{l^2} = \frac{F^2}{J}$ (wo $J =$ Trägheitsmoment) verlangt eben eine von dem gesuchten F abhängige Vorberechnung, von der Dr.-Ing. R. Mayer sagt: „Wie man sieht, bereitet die Ermittlung eines passenden Querschnitts nach dieser Formel einige Mühe“. Die Richtigkeit dieses Urteils kann an beliebigen Beispielen nachgeprüft werden. Dasselbe gilt von dem Gehlerschen Verfahren. Hier tritt eben an Stelle des ξ der Beiwert $k = \frac{F}{l^2}$; im Prinzip ist es ein und dasselbe. Nehmen wir z. B. ein gleichschenkliges Winkelpaar nach Nr. 2 der Tab. II mit $P = 30,0 \text{ t}$ u. $l = 2,0 \text{ m}$, so ergibt meine Formel 2) $F = 0,9 \cdot 30,0 + 3,0 \cdot 2,0^2 = 39,0 \text{ cm}^2$.

Die Ostenfeldsche Formel 3) gibt bei $\xi = 6,0$ $F = 27,3 + \frac{1}{3} \cdot 6,0 \cdot 2,0^2 = 35,3 \text{ cm}^2$, während Gehler nach seiner Tabelle auf S. 51 $F = \frac{30,0}{1,1} + \frac{4,4 \cdot 2,0^2}{1,89} = 36,6 \text{ cm}^2$ erhält. Die beiden Ergebnisse weisen also auf 2 | 90'90 | II mit $F = 37,4 \text{ cm}^2$ als brauchbar hin. Aber dieses Profil ist zu schwach. Die Probe ergibt $i = 2,72 \text{ cm}$, $\lambda = 73,6$, $\sigma_k = 2260 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma =$

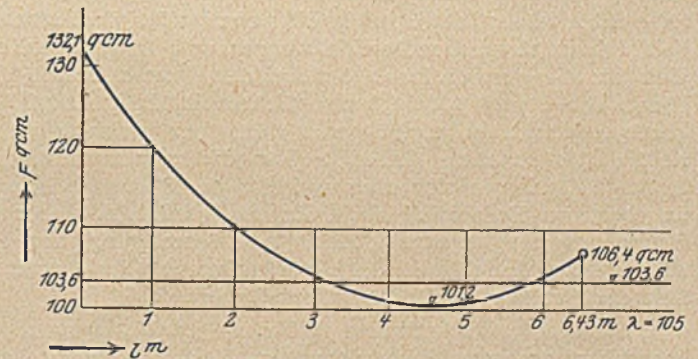


Abb. 4.

800 kg/cm^2 und $n = 2,83$, während nach Tab. I die zulässige Sicherheit nach Tetmajer $n' = 3,00$ betragen sollte. — Nach meiner Formel mit $F = 39,0 \text{ cm}^2$ wählen wir unter Berücksichtigung der auf S. 639 meiner Abhandlung 5) gegebenen Regel das schlanke Spitzenprofil 2 | 100 100 | 10 mit $F = 38,4 \text{ cm}^2$. Die Probe ergibt $i = 3,03 \text{ cm}$, $\lambda = 66,0$, $\sigma_k = 2350 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma = 780 \text{ kg/cm}^2$ und $n = 2,85$. Diese Sicherheit reicht aus, da die zulässige nach Tab. I $n' = 2,85$ beträgt. — Der Wert von k ist bei Gehler für Profil Nr. 5–10 zu 5,4 und von Nr. 11–16 zu 4,4 angegeben; rechnen wir mit dem größeren k , so erhöht sich F auf $38,8 \text{ cm}^2$, so daß das gewählte Profil nahegelegen hätte. Es ist aber unmöglich auf Grund der Angaben von P und l vorauszusehen, welcher Gruppe der Nummern sich F einreihen wird. Dadurch wird ohne Vornahme der

7) Das Verfahren des Verf. hat auch in sachverständigen Kreisen eine freundliche Aufnahme gefunden. Der zur Prüfung des Entwurfs des ETB. eingesetzte Sonderausschuß des Württ. Ver. f. Baukunde hat Ende 1921 ein günstiges Urteil über die Formel abgegeben und ein Mitglied des Knickausschusses schrieb mir, er sei in der Sitzung vom 6. Dezember 1922 „mit besonderer Begeisterung für meine Gedankengänge eingetreten usw.“. Dergleichen sprach mir Dr.-Ing. R. Mayer seine Freude darüber aus, daß ich neue Gebrauchsformeln für die Praxis gegeben hätte, er hielte sie „für eine sehr wertvolle Hilfe für den Hochbau.“ (Vergl. auch die Fußnote „Bauing.“ 1922 S. 622.)

8) „Die Knickfestigkeit“ von Dr.-Ing. Rudolf Mayer, 1921.

Probe das Ergebnis unsicher. Bei meiner Formel ergibt sich die Gruppe mit den zugehörigen Beiwerten eindeutig aus P und I.

Bei scharfer Bestimmung der Sicherheit n ist in allen drei Fällen die Probe, wie vorstehend, erforderlich; auf diese kann die baupolizeiliche Kontrolle für die Regel und in vielen Fällen auch der Konstrukteur verzichten. Ja, es stände kein Bedenken im Wege, meine Gebrauchsformel mit der Maßgabe baupolizeilich zuzulassen, daß bei der Probe die n'-Linie nicht um mehr als 2 vH unterschritten werden darf. Eine solche Erleichterung, die bezüglich der Sicherheit nicht zu beanstanden wäre, würde auch Querschnitte noch zulassen, die knapp unter dem normalen n' blieben. Damit könnten die Proben völlig entbehrt werden; das F der Formel allein böte eine hinreichende Sicherheit. Damit wäre die denkbar größte Vereinfachung erreicht.

Gehler gibt auf S. 50 seines Vorschlages bzgl. der Höhe der Knicksicherheit die Anregung, die zulässige Druckbeanspruchung σ_{zul} von 1100 kg/cm², von der er ausgegangen ist (S. 46), auf 1000 kg/cm² herabzusetzen, um für $\lambda = 40, 60$ und 80, $n = 2,60, 291$ bzw. 3,23, also eine größere Sicherheit n zu erzielen, als seine Formel mit $n = 2,38, 270$ bzw. 3,07 bietet. Seinen Erwägungen kann ich um so eher beitreten, als er dort auf frühere Ausführungen von Krohn, Kayser und mir beifällig Bezug nimmt. An meiner Formel hätte ich nichts zu ändern, da sie ganz ähnliche Werte, wie die gewünschten ergibt, nämlich $n = 2,50, 275$ bzw. 3,13, und diese Werte auf die Tetmajerformel und nicht auf andere σ_k bezogen sind.

Vom Knickausschuß ist durch Einführung der drei Belastungsfälle I, II und III in zweckmäßiger Weise die bisher gültige Unterscheidung von „Stützen“ und „Druckstäben“ mit ihrer 5- bzw. 4fachen Sicherheit entbehrlich gemacht. Ich habe daher in der Tab. I und II die Angaben für 5fache Sicherheit (d. h. im elastischen Bereich) weggelassen. In der Tabelle II sind für die verschiedenen Größen der Querschnitte F die Werte von α und β bei 4facher Sicherheit (Belastungsfall I) gegeben, von denen einige gegen früher nur geringfügige Berichtigungen erfahren haben⁹⁾. Für die zwei anderen Belastungsfälle lassen sich ohne weiteres die Beiwerte α und β angeben, im Bedarfsfall auch für den Flußstahl. Über die Behandlung gegliederter Stäbe, die Berechnung der Abstände ihrer Bindebleche, die Berücksichtigung der Ausmittigkeit der Last usw. gilt das früher Gesagte¹⁾.

Die Knotenblechstärke δ in Nr. 1-3 und 7 ist zu 1,4 cm angenommen; kleinere Abweichungen, z. B. $\delta = 2,0$ cm, sind für die Rechnung belanglos. — Die Spalten 3 und 4 sind nur der Bequemlichkeit halber beigesetzt; ihr Inhalt ist den statischen Tabellen der Taschenbücher entnommen. — Bei dem Querschnitt Nr. 9 wechselt der Aufwandswert $\frac{F}{l^2}$ so stark, daß die Anwendung der Formel 2) nicht angebracht ist. Dagegen führt folgende Rechnung rasch zum Ziel: Für $h = 25, 30$ und 40 cm ist der mittlere Wert von $i = 10,5, 12,5$ und 1,63 cm. Wir werden also im allgemeinen bei kleinerer Last, d. h. $P < 50$ t mit dem kleineren, bei $P = 50$ bis 100 t mit dem mittleren und bei $P > 100$ t mit dem größeren Wert von i rechnen.












Beispiel: $P = 40$ t, $l = 6,0$ cm. Es ist $\lambda = \frac{600}{10,5} = 57,1$

und nach Tabelle I ist $\delta_{zul} = 905$ kgr/cm², so daß $F = \frac{40000}{905} =$

44,2 cm²; wähle $h = \sqrt{65/65,9} = 44,9$ cm. — Probe. Sie ergibt $i = 10,7$ cm, $\lambda = 56,1$, $\sigma_k = 3100 - 640 = 2460$ kg/cm² $\sigma = 910$ kg/cm² und $n = 2,70$; Tabelle I gibt $n' = 2,70$. Das Profil ist also brauchbar. Durch Vergrößerung von h wächst die Tragkraft der Stütze erheblich, bei Stützen, die mehrere

⁹⁾ Der Beiwert α in der Tab. II Nr. 7 letzte Spalte im „Bauing.“ 1922, S. 620 ist versehentlich zu 1,0 statt 0,9 angegeben. — Die Indizes $\sigma_{d1}, \sigma_{d2}, \sigma_{d3}$ sind nun entsprechend in σ_{dul} und in n^1 umgewandelt.

Tabelle II.

1.	2.	3.	4.	5.	6.
Nr.	Querschnitt	Fläche cm ²	i cm	F cm ²	Bemerkungen
1	 2:3 Nr. 10/15-4/6	66,4-9,6	4,5-2,1	0,9P+1,81 ²	
2	 1:1 a) Nr. 16-12 b) „ 11-5	115,0-50,8 58,0-9,6	4,9-3,7 3,7-1,5	0,9P+1,81 ² 0,9P+2,61 ²	
3	 1:2 Nr. 10/20-3/6	91,4-11,7	4,0-1,6	0,9P+2,81 ²	
4	N Pr.  a) Nr. 60 b) „ 55-40 c) „ 38-20	254,0 215,8-118,0 107,0-33,4	4,28 4,0-3,1 3,0-1,9	0,9P+7,51 ² 0,9P+7,01 ² 0,9P+6,01 ²	
5	 I ^B a) Nr. 60 b) „ 55-50 c) „ 47 1/2-40 d) „ 38-30 e) „ 29-18	300,6 288,0-261,8 242,0-203,6 191,2-159,1 141,1-59,9	6,50 6,60-6,69 6,79-6,91 6,93-7,02 6,75-4,23	0,9P+4,51 ² 0,9P+3,31 ² 0,9P+2,81 ² 0,9P+2,01 ² 0,9P+1,71 ²	
6	 a) Nr. 30-18 b) „ 16-12 c) „ 10-8	117,6-56,0 48,0-34,0 27,0-22,0	11,7-7,0 6,2-4,6 3,9-3,1	0,9P+0,61 ² 0,9P+0,81 ² 0,9P+1,31 ²	
7	 $\delta <$ a) Nr. 30 b) „ 28-24 c) „ 22-20 d) „ 18-12 e) „ 10-8 f) „ 6 1/2-5	117,6 106,6-84,6 74,8-64,6 56,0-34,0 27,0-22,0 18,06-14,24	4,5 4,23-3,80 3,66-3,46 3,30-2,80 2,70-2,54 2,47-2,37	0,9P+2,81 ² 0,9P+3,51 ² 0,9P+3,01 ² 0,9P+2,71 ² 0,9P+2,01 ² 0,9P+1,51 ²	
8	 1:1 Nr. 16-5	115,0-13,1	6,08-1,91	0,9P+1,51 ²	
9	 h Nr. 16-6 4 1:1	230,0-27,64	—	—	
10	 4 NP 15-5	250,4-29,8	11,49-4,34	$\left. \begin{matrix} 0,9P+0,81^2 \\ 0,9P+1,11^2 \end{matrix} \right\}$	dünnwandig dickwandig
11	 I ^P Nr. 28-16 „ 47 1/2-30 „ 60-50	130,8-45,0 239,2-150,8 294,3-258,8	7,07-3,97 7,5 7,2	0,9P+1,61 ² $\left\{ \begin{matrix} P \\ \sigma_{dul} \end{matrix} \right.$	

Stockwerke durchsetzen, wird je nach der Lastgröße $h > 40$ cm zu nehmen sein. — Bei Nr. 11 ist $i_y \approx 7,5$ cm (Trägheitshalbmesser auf die Y-Achse bezogen) ziemlich unveränderlich; hieraus ergibt sich, wie bei Nr. 9 λ, σ_{dul} und n' aus Tabelle I.

Auf S. 51 seines Vorschlages sagt Gehler über meine Gebrauchsformel: „Hieraus ergibt sich, daß es bei der Verwendung einer parabolischen Gebrauchsformel nicht angängig ist, für die Linie der zulässigen Druckbeanspruchung eine aus der Tetmajerformel hergeleitete Gerade anzunehmen (vgl.

Zent.-Bl. von 1920 S. 525). An Stelle der zahlreichen Faustformeln von Moerike, die jeweils zwei Beiwerte α und β enthalten, tritt nach meinem Vorschlag eine einzige Gebrauchsformel mit nur einem Beiwert $k = F: i^2 = F^2: J$, der aus den Profiltabellen der Taschenbücher entnommen werden kann, so daß besondere Tabellen nicht erforderlich sind“.

Auf die erste Beanstandung brauche ich nach obigem nicht weiter einzugehen: es liegt hier offenbar ein Mißverständnis vor, da Gehler damals die Ableitung meiner Formel⁵⁾ noch nicht kannte. Dasselbe gilt für die Bezeichnung „Faustformeln“¹⁾. Die beiden Beiwerte α und β sind auch bei Gehler genau in derselben Anzahl vorhanden; ob der eine $\frac{1}{1,1}$ oder, wie bei mir, 0,9 lautet, ist einerlei; bei anderer als 4facher Sicherheit im elastischen Bereich oder bei Annahme der andern zwei Belastungsfälle wird sich auch der Beiwert $\frac{1}{1,1}$ wie bei mir α ändern müssen. Statt meinem Beiwert β erscheint bei Gehler der Beiwert k , der genau so, wie bei mir, einer gleichgroßen Tabelle zu entnehmen ist, nur daß vielfach bei unrichtiger Einschätzung des Wertes k eine zweite Berechnung nötig wird; bei meiner Formel gibt P und l , unabhängig von F , ohne weiteres die richtige Wahl der Gruppe des Profiltypus und damit α und β . Hierin liegt eben der Unterschied zwischen dem Gehlerschen und meinem Verfahren. Der Konstrukteur erhält hier F unmittelbar, nicht mittelbar durch Schätzung wie dort.

Wie gestaltet sich nun der Berechnungsgang bei beiden Methoden?

Gehler schließt seine Abhandlung mit drei Beispielen a) b) und c). Gegeben sind $P = 30,0$ t und $l = 4,0$ m.

a) Der Querschnitt besteht aus zwei gekuppelten \square -Eisen, bei denen $J_x < J_y$ ist. Gehler findet $F_1 = 39,15$ cm² und wählt Nr. 14 mit $F = 40,8$ cm²; bei $\lambda = 73,4$ ist die Sicherheit n nach seiner Übersicht III 2,9. Die Nachrechnung gibt den genaueren Wert $F_2 = 38,9$ cm², so daß Nr. 14 belassen bleiben kann.

Nach meiner Formel ist für \square Gruppe b) $F = 0,9 P + 0,8 l^2 = 27,0 + 12,8 = 39,8$ cm². Wir wählen also gleichfalls Nr. 14. Berechnen wir n nach Tetmajer, so ist $\sigma_k = \frac{3100 - 840}{2260}$ und $\sigma = \frac{30000}{40,8} = 735$ kg/cm² und $n = \frac{2260}{735} = 3,08$; der zulässige Sicherheitsgrad ist nach Tab. I $n' = 2,99$. Das Profil ist also brauchbar. Die Zahl $n = 2,9$ entspricht eben nicht der Tetmajerschen Geraden, sondern den von Gehler angenommenen Knickspannungen; bei diesem Beispiel fällt dies zufällig weniger ins Gewicht, bei den folgenden aber mehr. Seine Berechnung ist umständlicher, denn die Nachrechnung erfordert die Feststellung von $k = \frac{l^2}{J}$; die meinige kann bei ganzen Zahlen, wie hier, im Kopf vollzogen werden; erstere setzt auch voraus, daß von den beiden Beiwerten $k = 1,4$ bzw. 1,0, der größere als der zutreffende gewählt wird. Diese Wahl ist nicht immer leicht, da ein Abschätzen, von P und l ausgehend, oft kaum möglich ist und zu Fehlgriffen führt.

b) Gewählt ist ein I P-Querschnitt. Gehler erhält Nr. 18 mit $F = 59,3$ cm² und $J = 1228$ cm⁴; es ist $\lambda = 88$ und $n = 3,4$.

Die Formel des Verfassers gibt nach Tabelle II $F = 0,9 P + 1,6 l^2 = 52,6$ m². Wir wählen gleichfalls Nr. 18. Bei der Probe nach Tetmajer wird $\sigma_k = 2100$, $\sigma = 507$ kg/cm² und $n = 4,15$.

Die von der Tetmajergeraden abweichenden freien Annahmen bedingen ziemlich auseinandergehende Sicherheitsgrade n , die leicht zu Mißverständnissen und Fehlern führen, den Vergleich im allgemeinen erschweren und den unmittelbaren verhindern.

c) Gewählt ist ein übers Kreuz gestelltes gleichschenkliges Winkelpaar.

Gehler berechnet $F_1 = 56,1$ cm² und wählt 2. $\overline{120|120|13}$ mit 59,4 cm²; er findet bei der Nachrechnung 51,2 cm² und läßt es bei dem gewählten Querschnitt, welcher $\lambda = 87,2$ und $n = 3,3$ ergibt, bewenden.

Meine Formel gibt laut Tabelle II $F = 0,9 P + 1,5 l^2 = 51,0$ cm²; wähle 2 $\overline{120|129|11} = 50,8$ cm² mit $\lambda = 86,7$. Nach Tetmajer ist $\sigma_k = 2114$ kg/cm², $\sigma = 590$ kg/cm² und $n = 3,58$, während Tabelle I den zulässigen Sicherheitsgrad zu $n' = 3,32$ angibt. Das Winkelpaar ist also brauchbar. Das stärkere Profil Gehlers ist um 17 vH schwerer und hat die überschüssige Sicherheit von $n = 4,14$.

Im vorliegenden Fall ist die Möglichkeit richtiger Einschätzung von k noch fragwürdiger als im Beispiel a), während meine Formel keinen Zweifel über die Wahl der Beiwerte aufkommen läßt. Da der Beiwert β mit dem Aufwand an Eisen steigt und fällt, so ist ohne weiteres zu ersehen, daß das Profil a) den Profilen b) und c) (S. 639)⁵⁾ überlegen sein muß.

Solche Unsicherheiten in der Berechnung sollten beseitigt werden, damit nicht die künftige Bekanntheit des Entwurfes wiederum zahlreiche Einsprachen hervorruft, wie es im Dezember 1921 geschehen ist. Gehler schließt seine Abhandlung mit den Worten: „Diese drei Beispiele zeigen zunächst die Einfachheit der Zahlenrechnung. Sie lassen aber auch erkennen, daß eine Nachprüfung des Wertes k bei einiger Übung des Konstrukteurs kaum erforderlich ist.“ — Diese Ansicht vermag ich nicht zu teilen. Die Ostenfeld-Gehler'sche Methode ist weniger treffsicher, und ohne Nachrechnung bietet sie keine Sicherheit; dabei wird das Schätzungsvermögen des Konstrukteurs in zahlreichen Fällen versagen. Das liegt in der Natur der Sache.

Als ich meinen Aufsatz vom Oktober 1922 (S. 618) 2) die Worte schrieb, daß es nunmehr Zeit sei, „aus den Gegensätzen der Meinungen über die Euler- und Tetmajerschen Knickbedingungen die Synthese als Fortschritt aufzubauen“, dachte ich nicht daran, ein Drittes, nämlich andere, neue Knickspannungen aufzusuchen; ich wollte jeder der beiden Knickformeln ihr legitimes Bereich ungeschmälert zuweisen. Nur auf diesem Boden halte ich eine Verständigung für aussichtsreich, die gerade durch eine bequeme Gebrauchsformel für beide Teile erleichtert werden müßte. Ich halte die Erörterung Gehlers in der „Baunormung“ für ganz willkommen, weil sie uns nötigt, das Für und Wider scharf ins Auge zu fassen und das Beste daraus zu wählen.

DIE NEUE LOKOMOTIVMONTAGEHALLE DER BERLINER MASCHINENBAU-AKTIEN-GESELLSCHAFT VORM. L. SCHWARTZKOPFF IN WILDAU.

Von O. Leitholf, Berlin.

Unter den zahlreichen Bauten, welche genannte Gesellschaft in den letzten Jahren für ihr Wildauer Werk errichtete, nimmt die neue Lokomotiv-Montagehalle wegen ihrer erheblichen Ausmaße bei gleichzeitig großzügiger Anordnung neuzeitlicher Transportanlagen die erste Stelle ein (Abb. 1). Aber auch sonst dürfte diese Werkstätte nach Größe und Wesensart

von anderen ähnlichen Bauten Europas nicht übertroffen werden.

Bei ihrer Errichtung sind neuere Anschauungen zur Geltung gekommen, welche von den bei der Ausführung größerer Lokomotiv-Aufstellhallen in den letzten Jahrzehnten allgemein üblichen wesentlich abweichen.

Ältere Bauweise.

Ältere Anlagen wiesen in der Regel fünf nebeneinander liegende Schiffe von gleicher Länge auf, wobei das mittlere nur zur Aufnahme einer Schiebebühne dient, welche seine gesamte Grundfläche in ihrer Längsrichtung bestreicht (Abb. 2.). Die Aufstellung der Lokomotiven erfolgt in den beiden, dem Mittel-

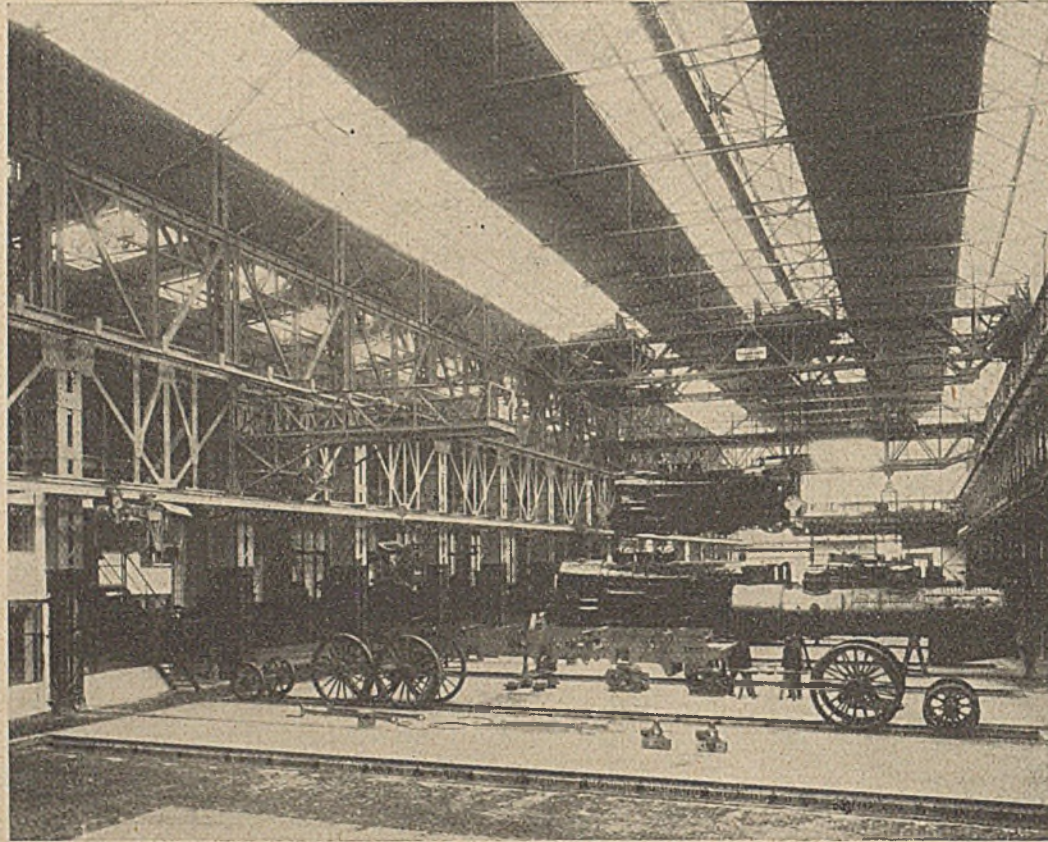


Abb. 1.

schiff benachbarten Schiffen, derart, daß die Lokomotiven mit ihren Längsachsen quer zur Längsachse der Schiffe und somit auch quer zur Bewegungsrichtung der Schiebebühne zu stehen kommen, während die beiden Außenschiffe als Stapelräume und als Werkplätze für Nebenarbeiten dienen. Die Schiebebühne liegt dabei in einer Grube und so tief versenkt, daß die Oberkanten ihrer Plattform und zugleich ihrer quer verlegten normal- und schmalspurigen Gleisanlagen mit denen der Aufstellschiffe in gleicher Höhe liegen. Die beiden äußeren Schiffe werden in gleicher Weise zur Aufstellung der Lokomotiven benutzt.

Die Achsenteilung des Gebäudes ist notwendig so bemessen, daß in einem jeden Binderfeld zwei größte Lokomotiven, und zwar auf jeder Seite des Schiebebühnenschiffes je eine, zur Aufstellung gelangen können. Da die Binder auf den Mitten der Pfeiler der seitlichen Frontwände liegen, gehen auch durch diese die Begrenzungsebenen eines Lokomotivstandes, ihre Schnittlinien mit den lotrechten Trennungsebenen der benachbarten Schiffe bilden die geometrischen Achsen der Innenstützen des Hallenraumes.

Aufgabe der Schiebebühne ist es, von den Giebelportalen des Mittelschiffes aus, den einzelnen Lokomotivständen als Zubringer der in anderen Werkstätten fertig gestellten Einzelteile der Lokomotiven — gegebenenfalls auch der reparaturbedürftigen Lokomotiven — einerseits und dem Abtransport der fertigen Lokomotiven andererseits zu dienen. Diese werden dann zunächst nach dem Druckproberaum gebracht, der zweckmäßig außerhalb des Hallenbaues einem Giebelportal des Mittelschiffes anzugliedern ist.

Diese Anordnung hat den Nachteil, daß selbst bei voll-

kommenster Kranausrüstung der Aufstellschiffe und ihrer Ausstattung mit den bereits erwähnten quer verlegten Voll- und Schmalspurgleisen bei der Fortbewegung der Einzelteile und der Lokomotiven immer noch zeitraubende und mühevoll Handarbeit zu verrichten ist. Die Schiebebühne verursacht weiterhin eine störende Trennung des gesamten Hallenbaues in

zwei Teile, da zwischen ihnen im günstigsten Falle nur bei zeitweiser Mitbenutzung der Schiebebühne ein ungestörter Verkehr an ihrem jeweiligen Standort möglich ist. An allen anderen Stellen erfordert der unmittelbare Übergang von einer Seite zur anderen ein Durchklettern der Grube. Das Schiebebühnenschiff bringt außerdem Unübersichtlichkeit des Betriebes, Raumverschwendung und Mehraufwand für Beheizung und Belichtung des Hallenbaues mit sich.

Die in Wildau bereits seit Jahrzehnten im Betrieb befindliche alte Montagehalle (Abb. 2) zeigt diese unvorteilhafte Anordnung. Der eigentliche zwingende Grund für ihren Ersatz ist jedoch nicht allein in diesen Nachteilen, sondern mehr noch in der für heutige Anforderungen zu geringen Weite der Lokomotivstände, die 6 m beträgt, zu suchen.

Neben den erwähnten fünf-schiffigen kommen auch einschiffige Aufstellhallen zur Verwendung, wobei die Längsachsen der Lokomotiven ebenfalls quer zur Längsachse der Halle stehen. Die Schiebebühne liegt dann im Freien vor einer seitlichen Frontwand der Halle. Ihre Weite ist

dabei so reichlich bemessen, daß neben den Lokomotiven genügend freier Raum für Arbeits- und Stapelzwecke verbleibt. Erwünschter sparsamer Raumaussnutzung wegen wird die vorerwähnte Frontwand nicht als Mauerkonstruktion, sondern besser als Eisenfachwerkwand ausgeführt.

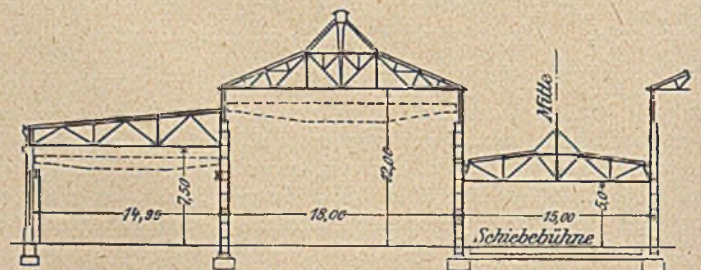


Abb. 2.

Die in ihrem Unterteil zwischen den eisernen Wandstützen verbleibenden Toröffnungen werden am besten durch zweiteilige Schiebetore geschlossen. Die Einzeltore laufen dann nicht in gleicher Flucht, sondern in parallelen Ebenen, um ein Verschieben der Hälften in die Nachbarfelder bewirken zu können.

Neue Bauweise.

Für diese hier in Anwendung gekommene amerikanische Bauweise wird nur ein Aufstellschiff nötig, in welchem die Lokomotiven ebenfalls quer zur Gebäudeachse stehen.

An Stelle der Schiebebühne der alten Bauweise treten hier Laufkrane, welche in der Haupthalle selbst angeordnet sind und die Beförderung aller Lasten übernehmen. Die Krane müssen die Lasten dann aber so hoch anheben können, daß sie über den noch im Bau befindlichen Lokomotiven schwebend ihrem Ziele zugeführt werden können (Abb. 1).

Für Anhub und Fortbewegung der größten zu bewältigenden Last, der vollständigen Lokomotive, können ein oder auch zwei Krane verwendet werden, die auf gleicher Spur laufen.

Hier sind vier Laufkranserien angeordnet, von welchen die in oberster Lage befindliche zwei Laufkrane zählt, deren ein jeder für sich zur Beförderung einer schwersten Lokomotive ausreicht.

A. Allgemeine Anordnung.

In seiner Gesamtanlage besteht der Hallenbau aus drei nebeneinanderliegenden Schiffen I, II u. III (vergl. Abb. 3, 4 und 6).

Schiff I, die zweigeschossige Südhalle ist 18,01 m weit und 260,27 m lang; die Höhe des Erdgeschosses beträgt 9,12, die des 1. Stockes an der Traufe gemessen 6,28 m, der Grundrißinhalt ist 4972 m².

Schiff II, die mittlere, eingeschossige, eigentliche Aufstellhalle von 26,40 m Gesamtweite ist 260,27 m lang mit

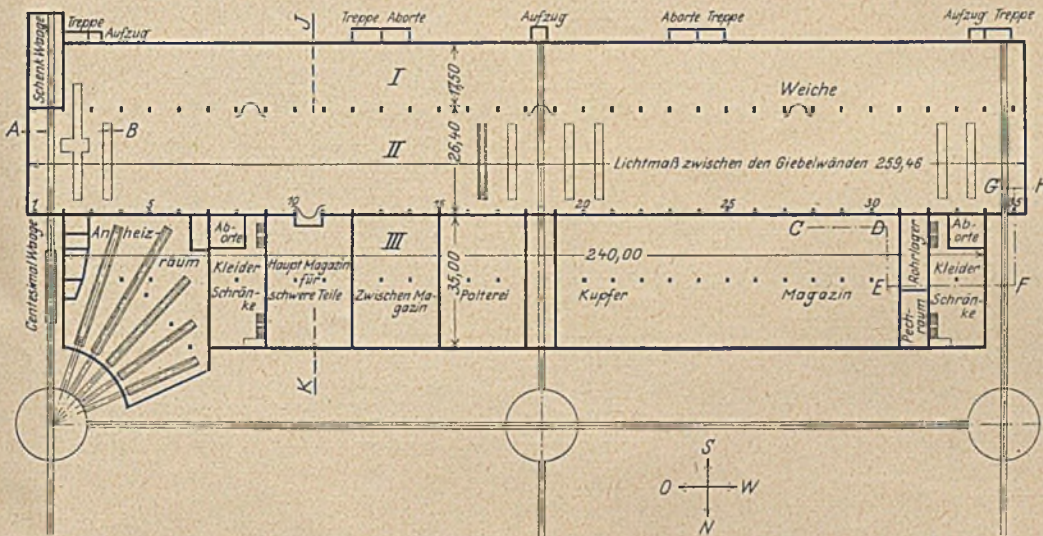


Abb. 3.

17,30 m Höhe bis Binderuntergurt und 23,30 m Konstruktionshöhe bis Laternenfirst des Daches gemessen; der Grundrißinhalt beträgt 6871 m².

Schiff III, die eingeschossige Nordhalle besteht aus einem rechteckig gegliederten Teil von 35,38 m Weite und 241 m Länge und einem unregelmäßig gestalteten Anheizraum der Nordostecke mit den größten Grundmassen von rd 38,26 m Weite, 51,00 m Tiefe und 14,33 m Konstruktionshöhe bis Laternenfirst. Der Grundrißinhalt beträgt 9237 m².

Die bebaute Fläche der drei Schiffe beträgt insgesamt 21 080 m².

1. Umschließung und Innenwände des Gesamtbaues.

Die Umschließung ist aus massiven Wänden in Ziegelrohbau gebildet, mit einziger Ausnahme der Westgiebel der Schiffe I und II, welche mit Rücksicht auf spätere Erweiterung als vorläufige Abschlußwände aus Eisengerippen und ein Stein starker Ausfachung bestehen.

Im Schiff III ist auch die Trennwand zwischen dem regelmäßigen Teil und dem unregelmäßig gebildeten Anheizraum als 1½ Stein starke Massivwand ausgeführt worden. Als Trennwand zwischen den Schiffen II und III dient eine ein Stein starke Steineisenwand, die sich auf der Seite von III gegen die Hauptstützen lehnt und mit diesen verklammert ist. In ihrem

oberen Teil krägt diese Wand nach der Mittelhalle II über und findet dort — soweit sie die Halle III überragt — nach oben ihre Fortsetzung in der Fachwerkwand der Halle II (Abb. 4).

Der obere Teil dieser Wand ist ein Stein stark ausgefacht, der untere verglast. Die obere Hälfte der Verglasung bilden Lüftungsdrehflügel (Abb. 3 bis 6).

Alle übrigen Trennwände bestehen wieder aus ein Stein starken Eisenfachwerkwänden. Die Hallen I und II sind durch keine Trennwände geschieden, dagegen befindet sich im Obergeschoß der Halle I zwischen beiden Schiffen eine Drahtnetz-Brüstungswand von 2 m Höhe.

2. Aufbau der Hallen.

Neben diesen tragfähigen Umfassungs- und Scheidewänden bilden den Hauptaufbau die eisernen Innenstützen, und unter diesen sind besonders hervorzuheben die 68 Hauptstützen, welche an den beiden Seiten der Mittelhalle II stehen (Abb. 4, 5, 14). Sie übernehmen neben den ihnen zukommenden Eigengewichts- und zusätzlichen Lasten ganz besonders alle von den Laufkränen der Mittelhalle kommenden hohen Belastungen und erbringen mit ihren eingespannten Füßen in der Hauptsache die Standfähigkeit des Gebäudes gegen Winddruck. Ihre Teilung, zugleich Pfeilerteilung der seitlichen Frontwände und Weite der Lokomotivstände, ist mit Rücksicht auf die zeitliche Forderung für letztere und auch weiter zu erwartende

Steigerungen der Lokomotivbreiten zu 7,50 m gewählt worden.

In den Querfluchten dieser Hauptstützen sind in Halle III noch Mittelstützen angeordnet. Im Anheizraum konnte sich die Stützteilung nur teilweise dieser Regelmäßigkeit unterordnen (Abbildung 3, 6).

Neben den in Halle I und II vorhandenen normalen 34 Feldern von 7,50 m Teilung liegen an den Ost- und Westgiebeln noch schmalere Felder von 1,65 m bzw. 2,81 m Breite. (Abb. 6.) In den Feldern 1—2, 18—19 und 34—35 endigen die Vollbahn- und Schmalspurgleise der dort einmündenden, das Fabrikgebäude in Nord-Süd durchziehenden Fabrikstraßen, von welchen jede eine Länge von nahezu ein km hat (Abb. 3). Zur

Freihaltung der Einfahrten der beiden äußeren Gleise wurden die Giebelwände des Schiffes III um den Betrag des schmalen Endfeldes und eines normalen Feldes auf die Stützenachsen 2 und 34 zurückgesetzt, während die mittlere Einfahrt vom Hallenraum III seitlich durch Fachwerkwände abgetrennt ist. (Abb. 3, 5 und 6).

Der regelmäßige Teil des Schiffes III hat mehrfache Einbauten, die bei 7,50 m verfügbarer freier Höhe zwei Geschosse von je 3,75 m Höhe bilden. Sie dienen der Lagerung von Materialien und Werkzeugen einerseits, und Einrichtungen der Arbeiterwohlfahrt andererseits (Abb. 3).

Der Südfrontwand, bei Schiff I, sind besondere Vorbauten angegliedert, welche bei den Feldern 2—4, 12—14, 23—25 und 33—35 durchweg Treppen, bei 12—13, 23—24 Aborte, und bei 3—4 und 33—34 Aufzüge enthalten. In der Flucht der mittleren Einfahrt 18—19 liegt ein weiterer Lastenaufzug. Weiterhin hat die Südwand im Einfahrtsfeld 1—2 einen bis zur Giebelwand herangeführten Ausbau von 9,89 m Weite und 8,31 m Tiefe, eine Erweiterung, welche zur Aufstellung der Schenkwaage nötig wurde (Abb. 3 u. 6).

Nach Abzug der drei für die Einfahrten in Benutzung genommenen Felder verbleiben im Schiff II noch 31 mit Feuergruben versehene Lokomotivstände verfügbar.

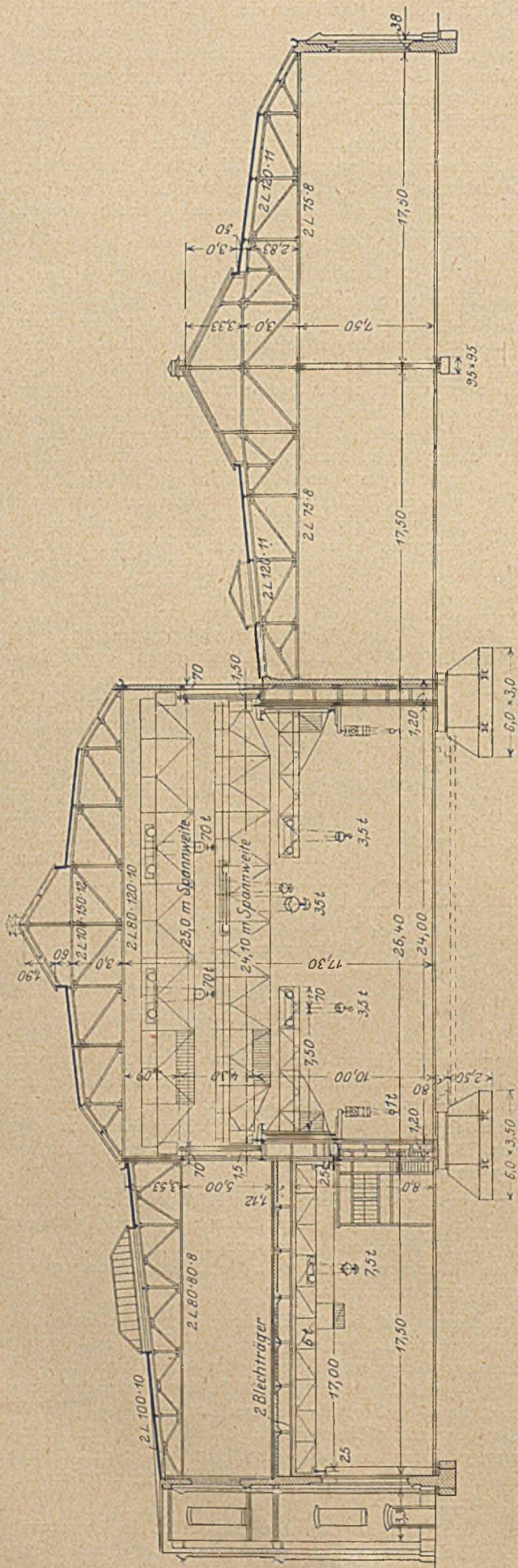


Abb. 4.

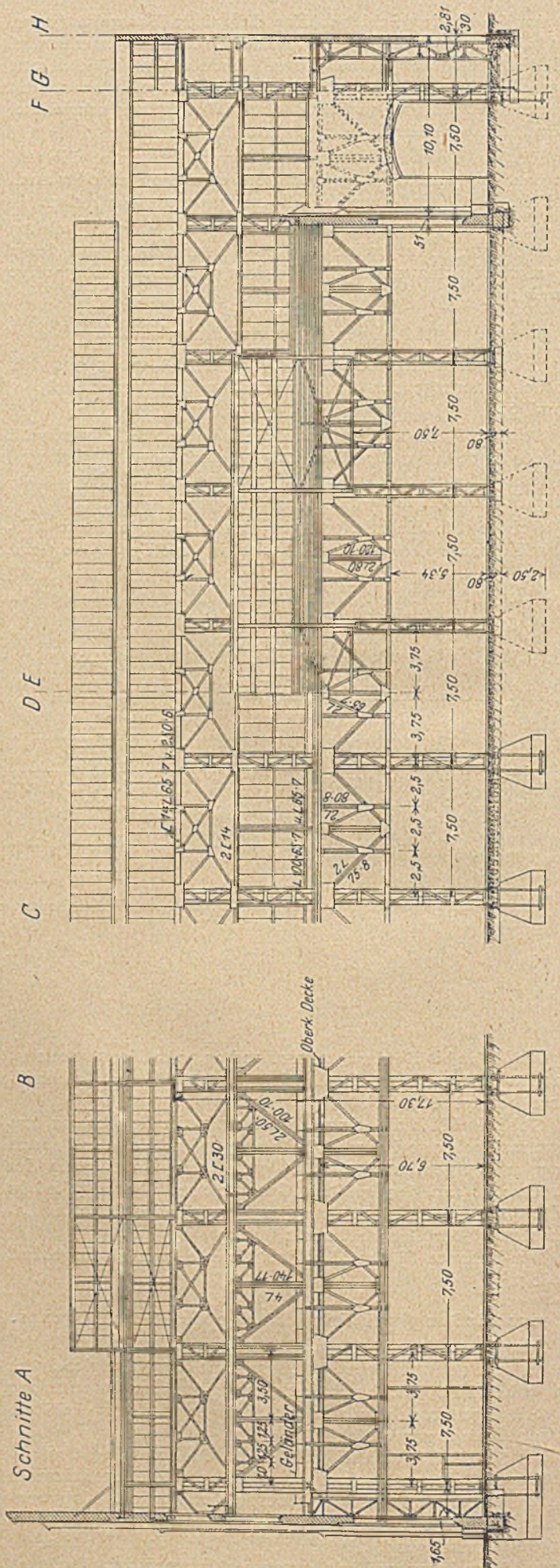


Abb. 5.

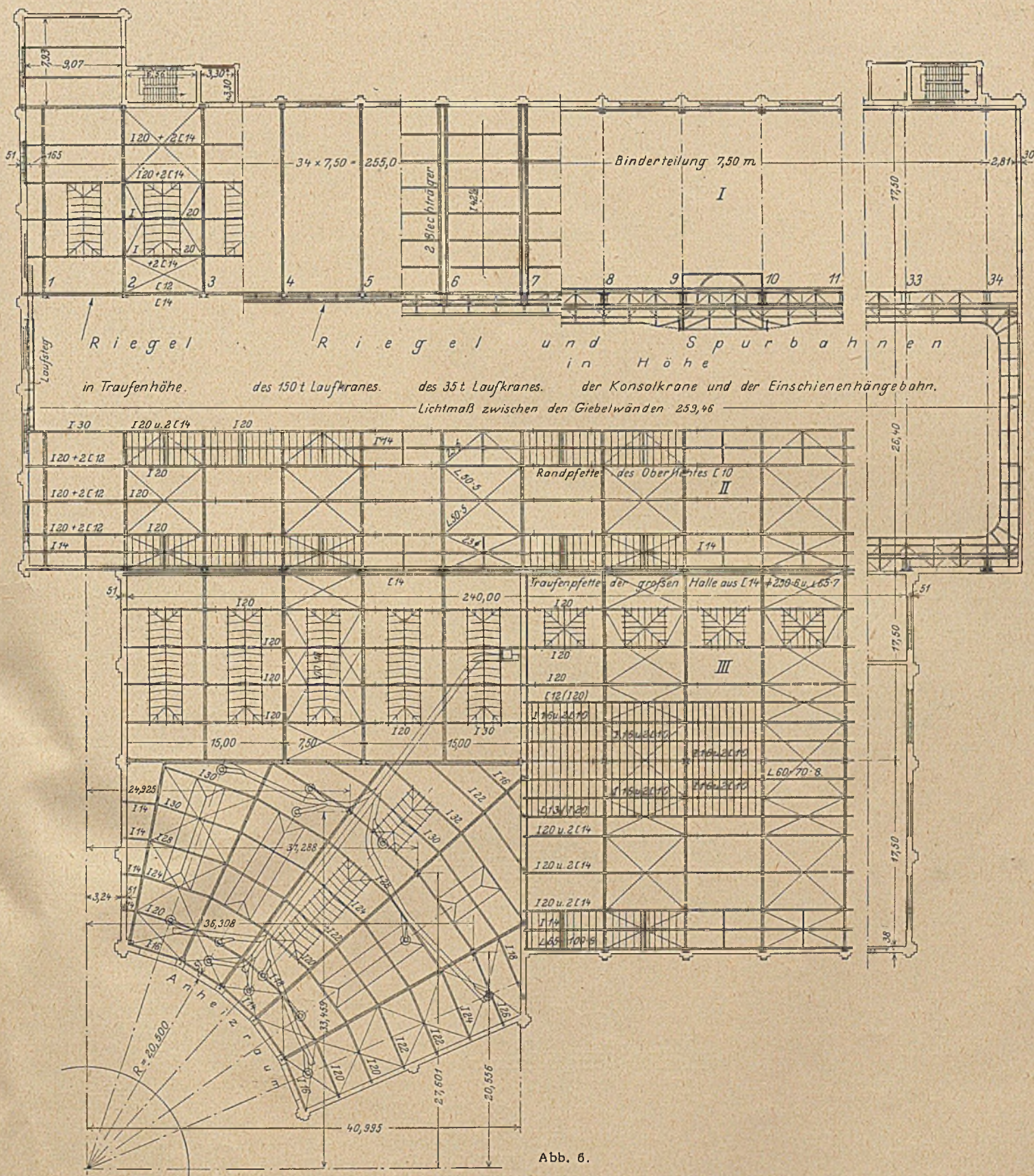


Abb. 6.

B. Krane.

(Abb. 1 u. 4).

1. Die Südhalle I enthält im Erdgeschoß in seiner gesamten Länge Spurbahnen, auf welchen zwei Laufkrane von je 7,5 t Tragkraft bei 17,00 m Stützweite, fahren.

Eine Spurbahn ruht auf den inneren Mauervorlagen der Südfrontwand, die anderen auf Konsolen der Hauptstützen.

2. In der Mittelhalle II, der Aufstellhalle, liegen wie bereits bemerkt, vier Serien Laufkrane, und zwar von oben nach unten gezählt:

- a) Zwei Laufkrane von je 140 t Tragkraft und 25 m Spurbweite, S. O. über dem Fußboden 14,30 m.
- b) Zwei Laufkrane von je 35 t Tragkraft und 24,10 m Spurbweite, S. O. über Fußboden 10 m.

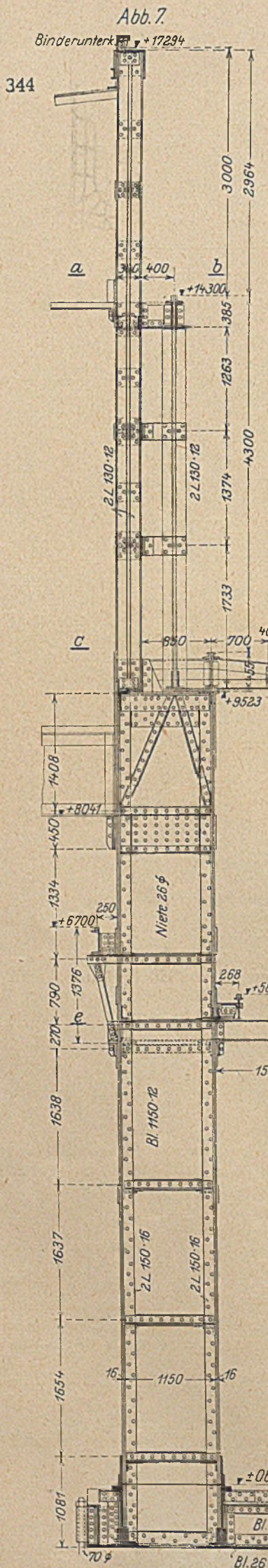
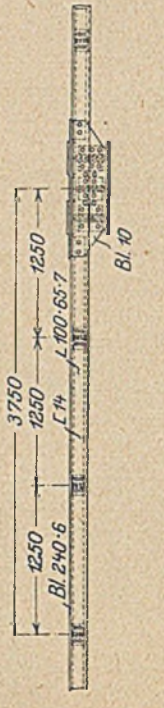


Abb. 10.
Grundriß der Kopfplatte



Stütze der Südseite.

Abb. 11.
Grundriß a-b.



Abb. 12.
Grundriß c-d.

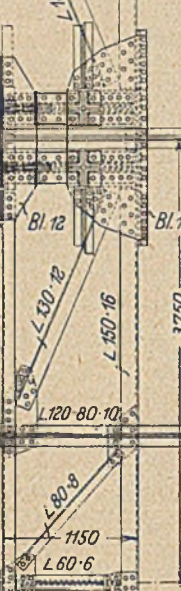


Abb. 13.
Grundriß e-f
in Höhe der Einschienerbahn
Niete 20 φ

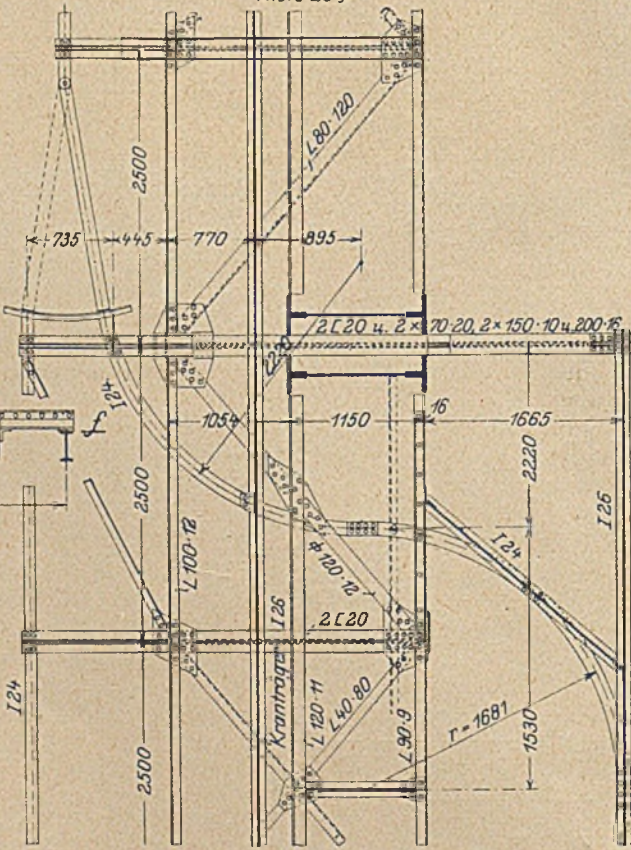


Abb. 9.
Grundriß der Fußplatte.

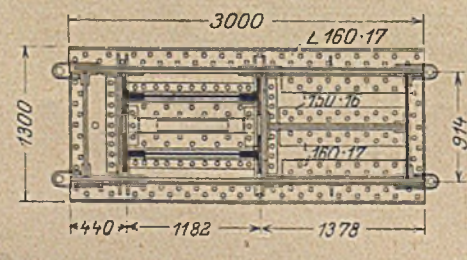
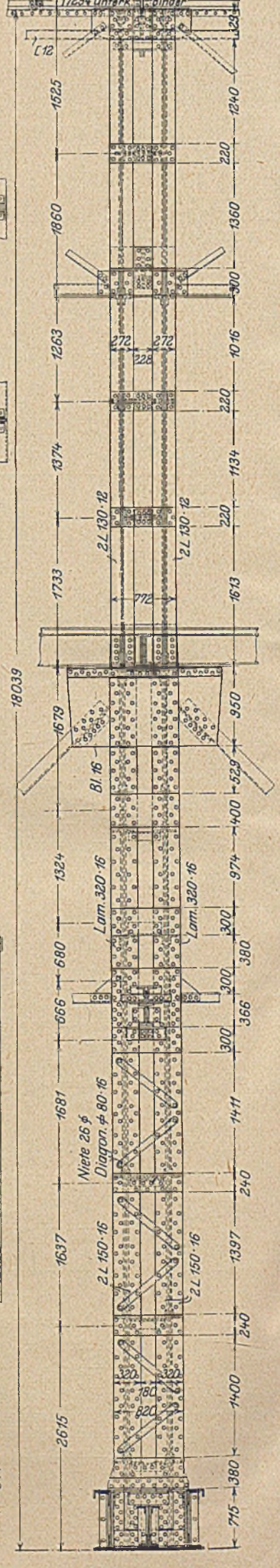


Abb. 8.



- c) Sechs fahrbare Wandkonsolkrane, davon drei auf jeder Seite von je 3,50 t Tragkraft und 7,50 m Kragweite, S. O. über Fußboden 5,88 m.
- d) Einschienehängbahn, Laufkatzen mit Führersitz in größerer Zahl, von 1 t Tragkraft. Sie umlaufen den gesamten Umfang der Halle II und fahren nach Bedarf mittels Weichen in die Schiffe I und III ein (Abb. 3 u. 6).

Die beiden oberen Laufkrane haben je zwei Laufkatzen, deren jede 70 t Tragkraft hat (Abb. 4). Als schwerste Lokomotiven kommen z. Zt. deutsche von 120 t und spanische von 130 t in Betracht.

Die beiden unter diesen befindlichen Laufkrane von je 35 t Tragkraft kommen für die Beförderung schwerster Einzelteile in Frage, während die Konsollaufkrane für leichte Stücke bis 7,50 t Gewicht Verwendung finden.

Die Laufkatzen können in die Seitenschiffe einfahren, um dort Lasten abzusetzen. Diese dafür vorgesehenen Einfahrten dienen aber auch zum Ausweichen sich begegnender und zum Absetzen beschädigter Laufkatzen.

Alle Hebezeuge derselben Serie benutzen die gleichen Spurbahnen.

Abb. 1 zeigt in anschaulicher Weise die Verwendung einzelner Kranarten: Es trägt ein schwerer Kran eine Lokomotive, einer darunter einen Kessel und ein Konsolkran eine Feuerbuche.

C. Dachkonstruktionen.

Schiff I zeigt ein Pultdach, II und III haben Satteldächer als oberen Abschluß (Abb. 4). Die Eindeckung der Oberlichter erfolgte durchweg in 6 mm starken Drahtglas und insbesondere bei den großen Flächen der satteldach- und pultdachförmigen Oberlichter in kittloser Verglasung, bei den Raupen und den sonstigen zelt-dachförmigen Einzeloberlichtern hingegen in verkitteter Verglasung auf 1-Sprossen. Für die übrige Dachhaut kam Doppelpappdeckung — bei mehr als 3,50 m Fettenteilung — auf 10 cm st. Hohlziegel-Leichtsteindecken mit Eiseneinlagen zur Verwendung.

Die Binderteilung ist der Achsteilung des Gebäudes gleich, nämlich 7,50 m, wobei die eisernen I-Fetten als Gerberträger zur Ausführung kamen. Die Auslegerfetten sowohl als auch die Koppelträger des Doppelpappdaches sind aus I 20 gebildet, während für die Glasdächer schon I 14 bzw. I 16 und für die Firstfetten der Laternen 2 [14 bis 2 [16 genügen.

Bei der Wahl der Binderformen waren nur Gründe der Zweckmäßigkeit entscheidend, wie Abb. 4 erkennen läßt. Die Satteldachbinder des niedrigen Schiffes III finden eine Zwischenunterstützung auf den bereits erwähnten Stützen, die pendelnd ausgeführt sind. Über ihnen weisen die Binder bei Vermeidung von Kontinuität eine Trennfuge auf. Im Anheizraum konnte diese Stützteilung von 7,50 m mit Rücksicht auf seine Benutzung und wegen seiner teilweisen unregelmäßigen Grundrißform nicht durchweg beibehalten werden. Hier befinden sich nur ein mittleres Feld von 7,50 m und zwei Seitenfelder von je 15 m Weite, welche durch Gitterträger, die aus den Dachraum nicht heraustreten, überbrückt werden. Zu diesen beiden Stützen treten noch drei weitere, die im unregelmäßigen vorderen Raumteil die Freilängen einzelner Binder der trapezförmigen äußeren Felder einschränken. Bei der Anordnung der letzteren war den in Abb. 6 dargestellten Rauchabsaugern und ihren Leitungsrohren Rechnung zu tragen. Die äußeren Auflager der letztgenannten Binder ruhen auf den durch innere Eisenstützen gesicherten Mauerpfeilern der im Grundriß polygonal gestalteten Torwand (Abb. 6). Bei allen Bindern

der drei Schiffe blieben die Abmessungen der Gurt- und Wandgliederquerschnitte in den üblichen Grenzen.

Kreuzverbände sind bei allen Dächern regelmäßigen Grundrisses in jedem zweiten Felde vorgesehen, und zwar in denjenigen, welche die Auslegerfetten enthalten. Unterhalb der Oberlichter bestehen die Windverbände aus Rundeseisen von 23 mm Dmr. Bei Halle II besitzen die gleichen Felder unterhalb der Laternentraufen in Höhe der Pfosten Versteifungskreuze, in Halle III befinden sich letztere in den gleichen Feldern, und zwar über den Pendelstützen.

Diese reichliche Zahl der Verbände war vorwiegend mit Rücksicht auf die durch fahrende Krane auftretenden Längsbeanspruchungen am Platze. Die in lotrechten Ebenen liegenden Dehnfugen, welche für die Dachverbände und alle übrigen Eisenkonstruktionen in ganzer Höhe des Gebäudes gleichmäßig hindurchgehen, sind in jedem vierten Felde, also in $4 \cdot 7,50 = 30$ m Abstand voneinander angeordnet.

Der Dehnung der Dachverbände in der Querrichtung

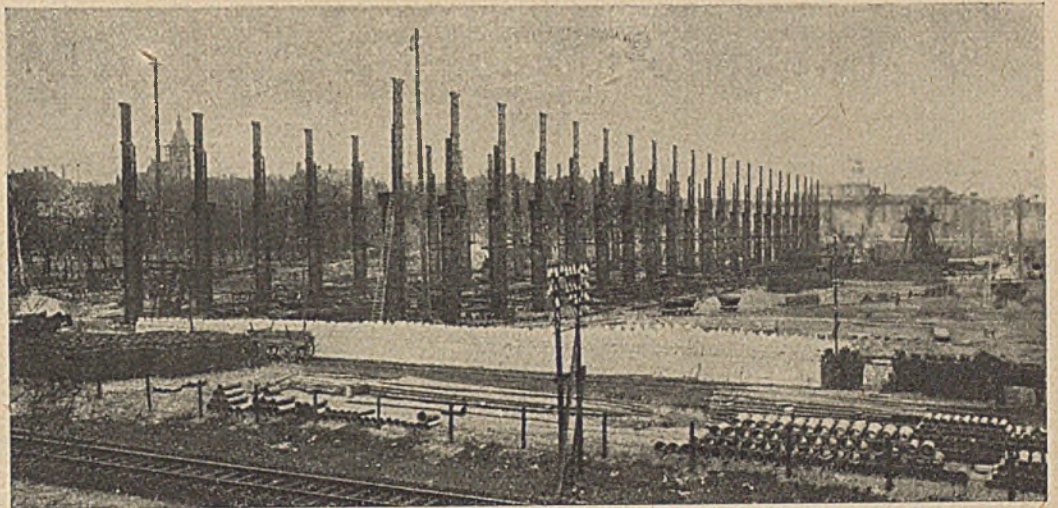


Abb. 14.

ist Rechnung getragen durch bequeme Verschraubung der Binderauflager des Schiffes I auf den Kragstücken der südlichen Hauptstützen, weiterhin durch Anordnung eines beweglichen Auflagers der Binder der Mittelhalle auf der Nordreihe der Hauptstützen und endlich durch die bereits erwähnten Pendelstützen der Halle III, deren in verlängertem Zementmörtel gemauerte Frontwand erfahrungsgemäß in der Lage ist, geringere Schwingungen mit auszuführen.

D. Innerer Aufbau.

Schiff I.

Zwischendecke (Abb. 4, 6 und 16).

Die Unterzüge, welche sich von den Innenvorlagen der Südfrontwand bis zu den schweren Innenstützen 17,50 m weit spannen, bestehen aus zwei genietetem Blechträgern, ein jeder enthält: Steg 1000 . 12, vier Gurtwinkel 150 . 14 und sechs Lamellen 400 . 11 mm. Beide liegen von Mitte zu Mitte, wie die beiden Hälften der schweren Zwillingsstützen, 500 mm voneinander. Für die Kappenträger, die bei 2,53 m Teilung $7,50 - 0,5 = 7$ m frei liegen, kamen $142\frac{1}{2}$ zur Verwendung. Zwischen letzteren spannen sich Decken aus 15 cm starken, porigen Lochsteinen mit 3 cm Aufbeton und Eiseneinlagen. Im Estrichfußboden sind Schmalspurgleise versenkt verlegt worden. In der Südostecke war mit Rücksicht auf die erforderliche Raumerweiterung für den Wägeraum, sowohl für die Dach- und Deckenkonstruktion, die Auswechslung je zweier Binder bzw. zweier schwerer Unterzüge der Zwischendecke erforderlich. Die Berechnung der Konstruktionen erfolgte für 1000 kg/m^2 Nutzlast mit 50 vH Zuschlag für Erschütterungen.

Schiff II.

a) Hauptstützen (Abb. 1, 4, 5, 7, 9 und 14 bis 17).

Die rd 18 m hohen Zwillingshauptstützen bestehen aus zwei Hälften, von denen eine jede einen unteren, schweren 10,25 m hohen Teil, der an seinem Fuß nach Maßgabe der dort auftretenden Momente in die rahmenartig gebildete Fußplatte eingespannt ist, und einen oberen, leichteren, 7,25 m hohen Teil aufweist. Beide Teile zeigen I-förmige Querschnittsanordnung, wobei die Stege quer zur Gebäudeachse liegen; erstere sind bei ihren Stoßfugen miteinander verlascht.

Die Belastungen der Stützen beider Reihen sind wegen der Verschiedenheiten der von Schiff I und III kommenden Lasten ungleich; die der südlichen Reihe ist die größere. Als größte Lastzahlen sind ermittelt für die Stützen der Südseite 395 t und für die der Nordreihe 235 t. Eine jede Stützhälfte der unteren Teile setzt sich zusammen bei der Südseite aus einem Steg 1150 . 12, vier Gurtwinkeln 150 . 16 und zwei Lamellen 320 . 16, bei der Nordseite treten gegenüber der erstgenannten Gurtwinkel 150 . 14, die übrigen Teile bleiben die

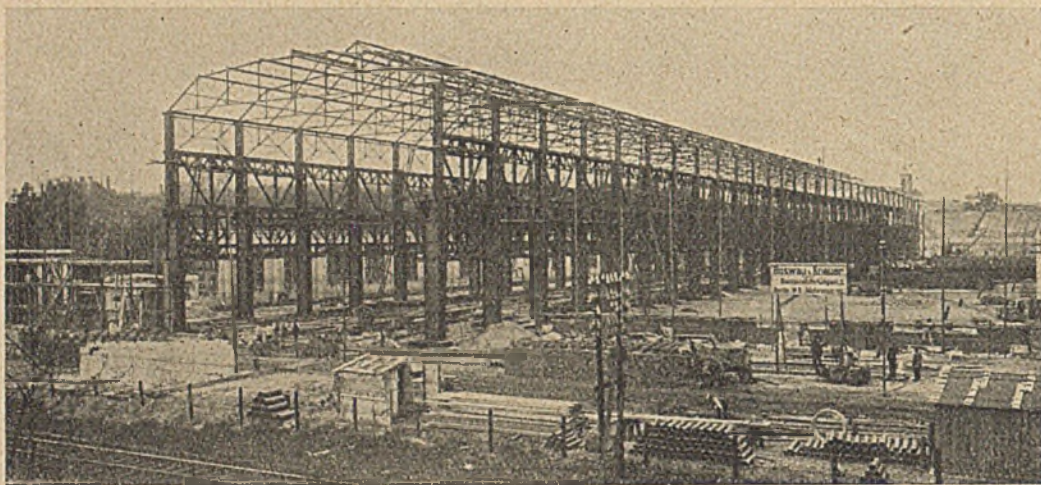


Abb. 15.

gleichen. Für die oberen Schüsse kamen für jede Hälfte gleichmäßig 4 L 130 . 12 zur Verwendung, die bei 300 mm Gesamtbreite durch Bindebleche miteinander verbunden sind.

Die Fußplatten beider Seiten bedingten gleiche Abmessungen. Gewählt wurde eine rechteckige Sohlplatte 3,0 . 1,30 . 0,026 mit zwei äußeren Stegblechen 3,0 . 0,69 . 0,03, Saumwinkeln 160 . 17, einem Mittelsteg 0,016 mit Saumwinkeln 150 . 16 und einer Gesamthöhe der Fußplatten von 0,716 m.

Infolge der einseitig nach der Längsachse des Mittelschiffes hin liegenden Kranlasten und der eintretenden Verdrängung aller Lasten der Stützenfüße auf der Windseite in gleicher Richtung (bei Wind auf der Breitseite des Hallenbaues), erforderten die Fußplatten gegenüber den Schäften eine einseitig nach dem Innern des Hauptschiffes entwickelte Anordnung.

Die für die Verankerung der Fußplatten erforderlichen Schlaufen, welche an den Endigungen der äußeren Stegbleche angeschlossen sind, erhielten für Durchführung der Ankerbolzen bequeme Weiten.

Alle angezogenen Einzeldarstellungen beziehen sich auf die Stützen der Südseite.

Bei beiden Wänden sind die Ankerabmessungen die gleichen, nämlich 5,1 cm innen und 7 cm außen.

b) Gitterträger und Stützenriegel der Langwände (Abb. 5, 7, 8).

In einem Wandfeld von 7,5 m Weite befinden sich, von oben nach unten gerechnet — die nachfolgend angeführten Kranunterzüge und Stützenriegel von 7 m Stützweite:

1. Traufengitterträger (Abb. 10).

Konstruktionshöhe im mittleren Drittel 1,62 m und bei den Stützpunkten $2 \cdot 1,62 = 3,24$ m. Der Obergurt besteht aus einem wagerecht verlegten \square Nr. 14, das die Sprossen der pultdachförmigen, verglasten Randfelder der Mittelhalle unmittelbar stützt und zudem in Verbindung mit einem Stegblech 240 . 6 und einem an seiner unteren Kante angeordneten Saumwinkel 65,7 mm den Traufenriegel bildet. Alle übrigen Gitterstäbe bestehen aus einem Winkel bzw. aus 2 L 65,7 mm. Auf der Nordseite der Mittelhalle bilden diese Gitterträger zugleich das Gerippe für den auszufachenden obersten Teil der Wand.

2. Gitterträger für die Krane von 140 t Tragkraft (Abb. 5, Schnitt A B, Abb. 11).

Sie enthalten bei 4,40 m Konstruktionshöhe je einen wagerechten Ober- und Untergurt, zwei Auflager- und einen Mittelpfosten, dazu in einer jeden Hälfte ein Zugband als Hauptstab. Für den Obergurt, der aus 2 \square 30 besteht, erforderten die hohen Raddrucke der Krane den Einbau zweier Hilfsgitterträger, welche für ersteren vier Zwischenunterstützungen bilden, wodurch seine freie Stützweite für Raddrucke auf 1,25 m verringert wird. Der Gitterträger liegt mit seiner Mittelebene 40 cm vor der inneren Flucht des 30 cm breiten Stützenschusses, welche die obere Endigung der Hauptstütze bildet. Seitlich ist der Obergurt zudem in seiner ganzen Länge versteift und bildet mit dieser Versteifung den dort erforderlichen Stützenriegel. Letzterer besteht insgesamt aus den beiden erwähnten \square 30 des Obergurtes, weiterhin aus 2 \square 14, die 30 cm breite Fußversteifung der oberen Stützenschüsse, ferner aus einem Lamellenblech 810 . 10 mm, auf welchem die mit

ihren Unterkanten gleich hochliegenden \square -Eisenpaare aufstehen.

Sämtliche Teile sind miteinander vernietet.

Als Untergurt der Gitterträger, welcher nur für die Übertragung der wagerechten Brems- und Windkräfte, weiterhin des Schrägzuges der Krane dient, wurden 2 L 200 . 100 . 12 nötig; die Hauptdiagonalen sind aus 4 L 100 . 50 . 10 gebildet, die im obersten Abschnitt durch zwei Lamellen 200 . 13 verstärkt sind. Für den Mittelpfosten genügten 2 L 140 . 17 über Eck, als Auflagerpfosten 4 L 130 . 12, während die Gitterstäbe der Hilfsdiagonalen aus zwei in der Regel ungleichschenkligen Winkeleisen bestehen.

3. Gitterträgerpaare unterhalb der 35 t Krane.

Sie liegen in den beiden Außenflächen der schweren unteren Stützenschüsse, die 1,182 m Abstand voneinander haben. Konstruktionshöhe 3,85 m. Mit Rücksicht auf die Dehnfugen, die sich wie bereits erwähnt, in jedem vierten Felde, also in 30 m Abstand voneinander befinden, bilden diese Gitterträger mit den unteren Teilen der Hauptstützen Rahmen mit vier Öffnungen. Unter dieser Voraussetzung wurde die Berechnung auf lotrechte Last, wagerechte Brems- und Windkräfte und für Schrägzug durchgeführt.

Die oben erwähnten Krane ruhen dabei auf den inneren, der Hallenmitte zugekehrten Gitterträgern, während die von den oberen Wandteilen kommenden Lasten den äußeren Gitterträgern zufallen, soweit diese Lasten nicht von den Hauptstützen unmittelbar getragen werden.

Die Grundform dieser Gitterträger ist die gleiche wie bei 2, sie unterscheiden sich aber durch ihre Hilfssysteme vonein-

ander. Hier sind nämlich neben dem Mittelpfosten des Hauptsystems, und zwar in 1,25 m Abstand, auf jeder Seite zwei Hilfspfosten und -Streben eingebaut worden, so daß neben der Hauptteilung noch eine Zwischenteilung von drei Feldern entsteht, von denen ein jedes 2,50 m Breite hat. Diese enge Unterteilung erschien mit Rücksicht auf erwünschte Materialersparnis angemessen. Es lasten nämlich auf den Obergurten der inneren Gitterträger zunächst die Lasten der 35 t-Krane, weiterhin treten dort auf die oberen Seitenschübe der Wandkonsolkrane, während in Höhe der Untergurte die lotrechten Lasten und die unteren wagerechten Seitenschübe letztgenannter Krane, dazu die Lasten, welche von der Einschienebahn herrühren, wirksam werden.

Für die Aufnahme dieser mehrfachen Belastungen und ihre Übertragung in die Knotenpunkte der Ober- und Untergurte der Gitterträger dienen zwei Lagen von Querträgern, die in Höhe der Ober- und Untergurte einerseits, in der Mitte der Stützen andererseits, in den Teilpunkten der Hilfssysteme angeordnet sind. Diese Teilpunkte sind mit den Ober- und Untergurten verbunden. Dabei liegen die oberen Querträger ungestoßen auf den Obergurten auf, während die unteren an den Untergurten aufgehängt sind. Die oberen Querträger kragen normal 0,84 m über, die unteren 1,10 m nach dem Innern des Schiffes II bis zu den äußerst gelegenen Spurbahnen, bei den Weichen der Hängebahn, jedoch bis zu 2,30 m innen und zudem nach den Schiffen I und III aus.

Über Form, Abmessung und Lagerung der Querträger, ebenso der Schienen und Unterzüge für die drei Kranarten der Mittelhalle gibt für die normale Ausführung Abb. 7 Aufschluß, auch ist dort die Abstützung von Schiene und C-Unterzug, auf welche die Krane, die im Erdgeschoß des Schiffes I laufen, zu erkennen. Es verbot sich wegen der Art der Anordnung der oberen Querträger, die Schiene der 35 t-Krane unmittelbar auf die Obergurte der inneren Gitterträger zu legen, sie ruhen vielmehr — auch in sparsam gewählter Anordnung — auf Wechsen I 36, die bei 2,50 m Stützweite über genannten Obergurten mit Spielraum verlegt und an die auf gleicher Oberkante verlegten oberen, in Nietarbeit hergestellten, Querträger angewinkelt sind. An der inneren Endigung enthalten letztere Querhäupter, gegen welche die für die Aufnahme des oberen Seitenschubes dienenden Unterzüge I 26 sich legen.

Die unteren Querträger, die aus 2 I 24 bestehen, verlangten erhebliche Verstärkungen bei der Ausbildung der Weichen (Abb. 12). Als Unterzüge für die lotrechte Gesamtlast der Konsol-Laufkrane kamen I 26, als Seitenverstreben I 24, die beide hart aneinander gelegt und durch Niete zum Ganzen verbunden sind, zur Verwendung. Die Katzen der Hängebahn laufen mit vier Rädern auf den Unterflanschen von I 24 als Unterzug, der in der Regel unter dem inneren Freieinde der unteren Querträger aufgehängt ist.

Abb. 13, welche die Anordnung einer Weiche im Grundriß darstellt, gibt bei Berücksichtigung des Vorstehenden zu besonderen Darlegungen keinen Anlaß, es sei denn noch zu erwähnen, daß der Krümmungshalbmesser des Unterzuges möglichst groß und nicht unter 1,50 m zu wählen ist; er beträgt hier mindestens 1,681 m. Als Unterzüge sind I 24 gebräuchlich, wie es auch hier befolgt wurde.

Die Querschnittsabmessungen der Stäbe beider Hauptgitterträger sind, ihrer verschiedenen Belastung entsprechend,

ungleich. Da in diesen Stäben an keiner Stelle Biegemomente und mit Rücksicht auf Knicksicherheit nur geringe Freilängen auftreten, war es möglich, überall mit einfachen Winkelisen auszukommen. Ihre Abmessungen sind aus Schnitt A-B-C-D-E-F-G-H Abb. 5 und aus 3, 7, 8, 12 u. 13 erkennbar.

Zwischen den gegenüberliegenden Pfosten der Trägerpaare sind die zufolge statischer Nachweise erforderlichen Vergitterungen und ebenso zwischen den Ober- und Untergurten Kreuzverbände angeordnet; bei den Untergurten sind die Kreuzverbände mit Rücksicht auf ausreichende Steifigkeit der weiter ausladenden Kranfahrbahnen bis zum I-Unterzug der Konsol-Laufkrane verbreitert worden (Abb. 6 u. 13).

Abb. 6 gibt im größeren Umfange eine Übersicht der Wandriegel, Gitterträger und auch der Einschienehängebahn im Grundriß, sie läßt erkennen, in welcher Weise die Unterzüge der letzteren mit Krümmungen an die Giebelwände — hier ist die Giebelfachwerkwand dargestellt — herangeführt wurden.

Die mit Laufstegen versehenen galerieartigen Vorbauten

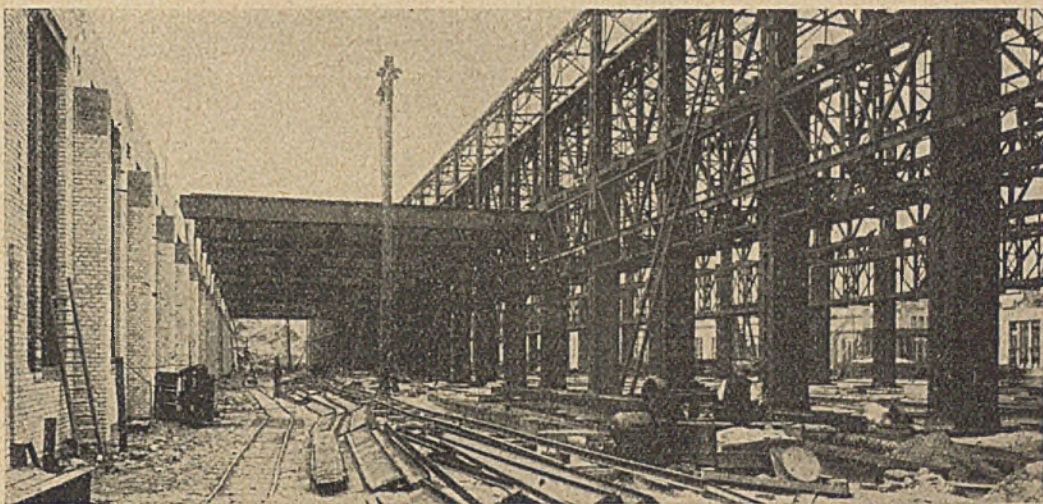


Abb. 16.

dienen zunächst zur Weiterführung der Einschienebahn nach den Schmalseiten der Halle, aber zugleich auch als Versteifungsträger der Giebelwände gegen Winddruck. Zwecks Verminderung der Freilänge dieser Galerien gegen den Einfluß der lotrechten Lasten und der Windkräfte erhielten sie an jeder Giebelwand außer den Unterstützungen in den Ecken noch zwei Zwischenunterstützungen, die durch Gitterständer gebildet werden, die sich gegen die Giebelwände lehnen, und die an ihren Fußenden in kräftige Fundamentkörper eingespannt sind (Abb. 5).

In Höhe der Spurbahnen der 140 t-Krane erhielten die Giebelwände gleichfalls durch Treppenläufe erreichbare schmale Galerien, die wenigstens bei dem Fachwerkgiebel wieder als Windversteifung zur Geltung kommen. Von diesen Galerien führen Stiegen nach den Firstlaternen des Hauptdaches, die dort ihre Fortsetzung in einem Laufsteg finden, welcher in der Gesamtlänge der Laterne durchgeführt, und welcher für die Reinigung und Unterhaltung des Firstoberlichtes von Wert ist.

Die nachfolgend aufgeführten Abbildungen stellen dar:

Abb. 15: Gerippe der Mittelhalle während der Aufstellung mit Anfängen der Südfrontwand von Osten.

Abb. 17: Raum der Mittelhalle vollendet und belegt, von Osten gegen den vorläufigen Abschlußgiebel gesehen.

Schiff III.

Zu der bereits unter A gegebenen Erläuterung ist Wesentliches nicht mehr hinzuzufügen. Bemerkt sei nur noch, daß bei der Mitteleinfahrt sowohl in der Frontwand, als auch in

der Scheidewand, die die Schiffe III und II trennt, neben dem Hauptgleis noch zwei Schmalspurgleise, auf jeder Seite eins, durch ein gemeinsames zweiflügeliges Tor hindurch geführt werden, und daß diese Schmalspurgleise eigene Toreinfahrten im Haupttor haben, wodurch besondere Ausführungen notwendig wurden.

E. Fundamente.

Sie wurden in Beton ausgeführt und in allen wesentlichen Teilen statisch ermittelt, so vor allem bei den Giebelwänden und den Hauptstützen der Halle II (Abb. 5).

Bemerkenswert sind besonders die letztgenannten, deren Sohlflächen 3,30 m tief unter Fabriksohle liegt. Bei 2,50 m Gesamthöhe dieser Fundamente beträgt ihre Sohlfläche auf

Mit Hinzurechnung der Arbeiten, welche die Errichtung der vorher fertiggestellten, benachbarten Lokomotivabstellhalle und weiterhin der Lokomotivreparaturwerkstatt erforderten, ergibt sich als Gesamtbetrag der für die drei Gebäude erforderlichen Bodenbewegung von rd 5000 m³.

Der Art nach bestand der Boden aus Sand, Lehmsand, Lehm und in der untersten Schichtung von den letzten vier Feldern am Westgiebel ab aus festgelagerten schweren Ton. Außerhalb der Halle, in der Nähe des Westgiebels, befand sich in einer tiefen Erdsenkung (frühere Lehmkule) ein Weiher mit unterirdischer Wasserzuführung. Sein unterirdischer Abfluß, der zur Dahme führt und gefaßt werden mußte, bereitete der Fertigstellung der Halle ein Hindernis.

Der Boden, welcher durch die Abtragarbeiten gewonnen wurde, fand Verwendung — soweit er leichter Art war — zur Auffüllung eines der Gesellschaft gehörenden, am Dahmefluß gelegenen Wiesengeländes und zur Verfüllung des Weihers, während der schwerere Boden zur Aufbesserung benachbarten, der Landwirtschaft dienenden Geländes verwertet wurde.

H. Bauzeit.

Die Anlieferung des Rüstzeugparkes und der Eisenkonstruktionen setzte im Februar 1922 ein, im April 1923 wurde das fertige Bauwerk übergeben.

Unter Würdigung der im genannten Zeitabschnitt herrschenden, das Bauen erschwerenden Umstände, so z. B. der zu Beginn der Bauarbeiten einsetzende Streik der Bahnangestellten, Verstopfung der Bahnanlagen, vielfache Arbeitseinstellungen der Handwerker und Arbeiter auf dem Bau selbst, Frosttage im Nachwinter 1922, Auftreten von mehr als 100 Regentagen im weiteren Verlauf des letztgenannten Jahres, endlich der im Januar 1923 erfolgten Besetzung des Ruhrgebietes mit folgen-

der Grenzsperrre und anderer in jener Notzeit herrschenden Unzuträglichkeiten, muß das hier Geleistete als ein bedeutungsvolles Beispiel deutschen Fleißes und Wagemuts angesehen werden.

J. Eisenverbrauch.

Südhalle I.

Dach einschl. Raupen	4550 m ² je 31,6 kg/m ²	143,8 t
Decke		
4550 m ² Kappenträger	je 36,8 kg/m ²	167,4 t
Blechträger und Unterzüge	je 110 kg/m ²	500,5 t
Kranunterzüge, Sturzträger		65,0 t
Westliche Giebelwand		14,3 t
Zusammen		890,0 t

Mittelhalle II.

Dachkonstruktion einschließlich Laufstege	(6871 m ² · 32,5) + 11,2 t = 223,3 t + 11,2 t	234,5 t
Seitenwände:		
Verbände	9000 m ² zu 85 kg/m ²	765,0 t
70 Hauptstützen	je 15 t	1050,0 t
Einschienehängbahn		71,8 t
Giebelwände	12,0 t + 29,7 t	41,7 t
Zusammen		2163,0 t

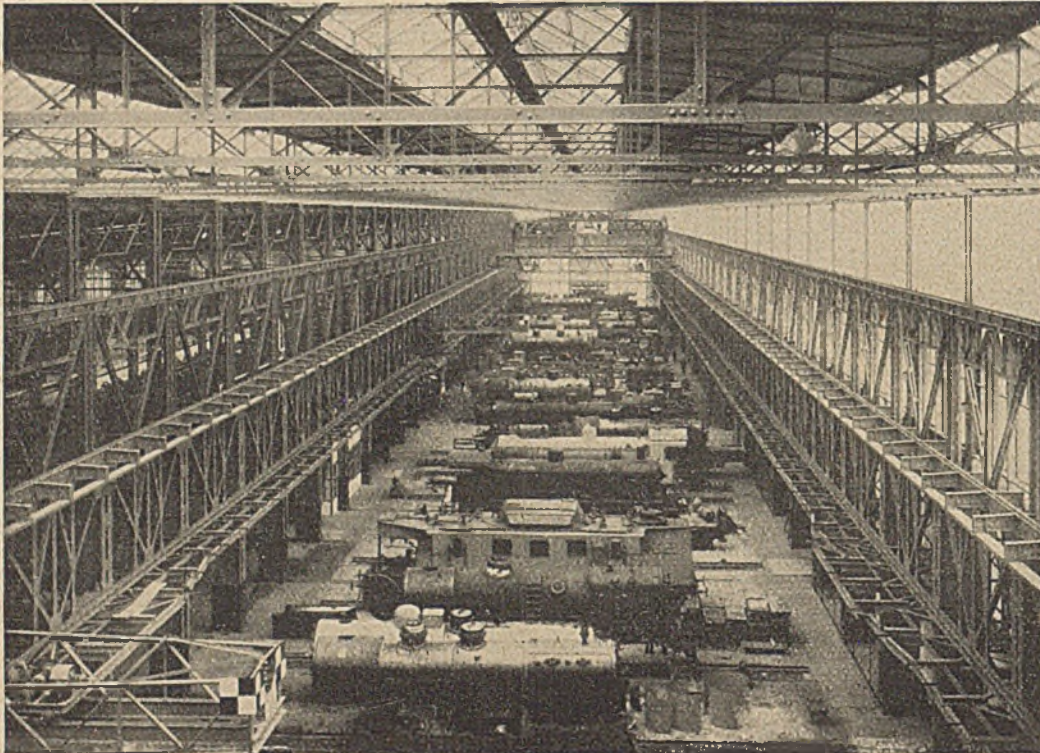


Abb. 17.

der Südseite 6,0 · 3,5, der Nordseite hingegen 6,0 · 3,0 m. Die Fundamentkörper der Hauptstützen wurden in den oberen Teilen im Mischungsverhältnis 1 : 3, in den unteren 1 : 6 ausgeführt.

F. Belastungs- und Spannungsannahmen.

Es waren die preußischen Bestimmungen zugrunde zu legen. Eine Überschreitung der für Flußeisen vorgeschriebenen Höchstspannung von 1200 auf 1400 kg/cm² erschien zulässig, wenn bei der Spannungsermittlung ein Zusammentreffen besonders ungünstiger Voraussetzungen vorlag.

Als größte Kantenpressungen wurden für die Fußplatten der Hauptstützen (Beton 1 : 3) 35, für die Bodenpressung 3,5 kg/cm² gewählt.

G. Erdarbeiten.

(Abb. 14 bis 16).

Sie waren erheblicher Art, weil das zu bebauende Gelände nur am Ostgiebel, nächst der Görlitzer Bahn, in erwünschter Höhe lag, während es von da nach Westen hin anstieg und nahe der Lage des Westgiebels einen Zuwachs an Höhe von 12 m aufwies. Der Abtrag wurde jedoch über den Westgiebel hinaus um weitere 15 m fortgeführt und es ergaben sich als Bodenbewegung für die Montagehalle 3500 m³; hierzu treten noch die Beträge für den Aushub der Fundamente mit insgesamt 900 m³.

Nordhalle III.

Dachkonstruktion einschließl. Oberlichter:	
9237 m ² zu 26,6 kg/m ²	245,7 t
Stützen, Sturzträger, Zubehör	42,7 t
Einbauten	197,0 t
Zusammen	486,0 t
Gesamtbetrag	3640,0 t

Die Aufstellung der Richtlinien und Wegbereitung für dieses ansehnliche Bauwerk sind dem Direktor der Berliner Maschinenbau-Aktiengesellschaft, E. Brückmann, zu danken.

Bauleitung und örtliches Baubüro für alle baulichen Maß-

nahmen — auch die Ausarbeitung der architektonischen Entwürfe unterstand dem Obering. Brune genannter Firma.

Als hauptsächlichste Unternehmerfirmen sind zu nennen: Gottlieb Tesch, Berlin, für die Erd- und Betonarbeiten, Boswau & Knauer, Berlin, für die Maurerarbeiten und Gutehoffnungshütte, Sterkrade, für die gesamten Eisenkonstruktionen. Die Leistungen letztgenannter Firma waren, wie erwartet, vorbildlich.

Der Verfasser vorstehender Beschreibung unterzog sich der gesamten Ausarbeitungen konstruktiver und rechnerischer Art, insbesondere auch der Entwurfsbearbeitung ihrer Einzelzeichnungen und Übernahme der Oberleitung der Bauausführung.

DR.-ING. E. H. JULIUS BRENZINGER †.

Am 17. Mai 1924 ist unser langjähriges Vorstandsmitglied und Ehrenmitglied, Herr Dr.-Ing. e. h. Julius Brenzinger in Freiburg i. B. gestorben. Trauernd stehen wir an der Bahre dieses ausgezeichneten Mannes, der den Deutschen Beton-Verein mitbegründete und in jahrelanger, uneigennütziger Arbeit stützte und förderte, des Mannes, den der Verein in seiner 22. Hauptversammlung im Jahre 1919 einstimmig zum Ehrenmitglied erwählte „in dankbarer Anerkennung seiner erfolgreichen Tätigkeit für den Verein und für die Beton- und Eisenbetonbauweise in Deutschland, die er durch mustergültige Bauausführungen und durch bahnbrechendes Wirken besonders auf dem Gebiete der Betonwerksteinerzeugung sowie der architektonischen und künstlerischen Behandlung des Betons wirksam gefördert hat“.

Fürwahr, ein reiches erfolgreiches Leben ist abgeschlossen! Und köstlich ist es dem Verewigten gewesen, weil es Mühe und Arbeit gewesen. Arbeit war der Zweck und Inhalt dieses Lebens, gediegene deutsche Arbeit im Dienste der von ihm gegründeten Firma, deren Aufstieg er mit Stolz verfolgen konnte, für seine Arbeiter und Angestellten, Arbeit im Dienste der Allgemeinheit, für den Zweig der Bauindustrie, der er angehörte, für seine Vaterstadt, für seine Mitmenschen, für Arme, Notleidende und Kranke.

Julius Brenzinger war am 27. Oktober 1843 zu Kandern im Badischen Oberland als Sohn des Arztes Franz de Paula Brenzinger geboren. Nachdem er die Kunstschule in Karlsruhe besucht und in verschiedenen Städten als Bildhauer gewirkt hatte, gründete er im März 1872 die Firma Brenzinger & Co. als Stukkatur- und Betonwerksteingeschäft in Freiburg, wo seine Familie in 9 Generationen seit 1589 ansässig ist. Der Aufschwung, den die Firma nahm, ist bekannt. Von der Hochwertigkeit ihrer Leistungen zeugen die hervorragenden Beton- und Eisenbetonbauten, die sie im Laufe der Jahre errichtet hat, zeugen die Sonderausführungen in Betonwerkstein, die vorbildlich genannt werden können. Gediegene Arbeit war es, die hier geleistet wurde, nach dem Willen und Beispiel des Firmeninhabers, dessen ganzes Wesen darauf eingestellt war, daß, was geschah, wertvoll sei.

Und so war auch sein Wirken im Deutschen Beton-Verein

wertvoll für den Verein, wertvoll für die ganze im Verein zusammengeschlossene Industrie. Von 1899 bis 1919, also bis zu seinem 76. Lebensjahre gehörte er dem Vorstände des Vereins an, nicht nur der Form und dem Namen nach, sondern hier sowie auch im Ausschuß für Betonwaren- und Werkstein eifrig mitschaffend bis in sein hohes Alter, das ihm die

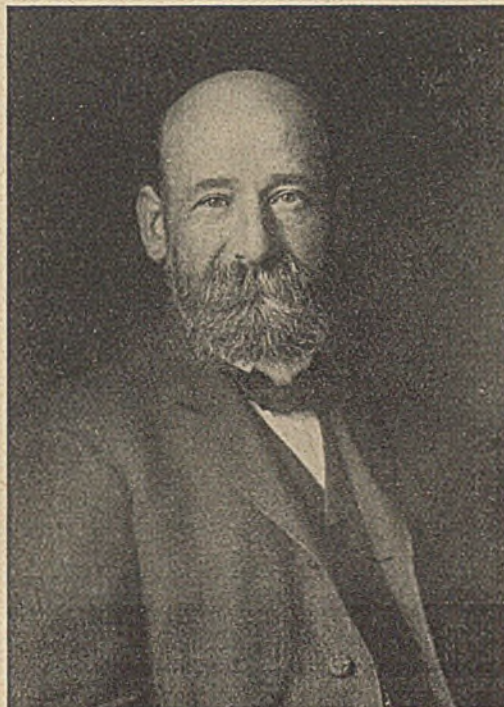
körperliche und geistige Frische und Regsamkeit nicht nahm und ihm auch im Verein immer mehr das Ansehen des weisen Ratgebers und väterlichen Beraters gab, dessen treffendem erfahrenerem Urteil jeder gern Gehör schenkte.

Erst als im vorigen Jahre der Tod ihm die Lebensgefährtin nahm, mit der er 47 Jahre lang in glücklicher Ehe gelebt hatte, da wurde er lebensmüde, und seine Kräfte nahmen ab. Er, der so viel häuslichen Sinn hatte, dem die Liebe und Sorge für seine Familie selbstverständliches Lebensbedürfnis war, er litt zu sehr unter diesem Verlust. In die letzten Wochen seines Lebens traf die Kunde von dem plötzlichen Tod seines Enkels, der aller Voraussicht nach berufen war, das vom Großvater gegründete Unternehmen weiterzuführen, dessen Leitung jetzt der Sohn inne hat. Diesen schweren Schlag konnte der Achtzigjährige nicht mehr überwinden, und so hat er den Tod als Erlöser begrüßt und ihn herbeigesehnt.

Blumen durften wir ihm zum Abschied nicht bringen. Es war der ausdrückliche Wunsch des Verstorbenen, der in seiner anspruchslosen und bescheidenen Art auch angeordnet hatte, daß die Beisetzung in aller Stille stattfinden sollte. Er wollte nicht, daß denen, die ihm nahestanden, durch seinen Tod etwa Zeitversäumnisse oder Reiseschwierigkeiten entstünden.

Wem die Freude ward, Julius Brenzinger zu kennen, der mußte ihn liebhaben und verehren. Möchte es uns nie an solchen Männern fehlen! Der Verstorbene war unser Ehrenmitglied. Wir ehrten in ihm die ernste deutsche Pflichtauffassung, die goldene Menschlichkeit. Und so wollen wir ihn stets in ehrender Erinnerung behalten, ihn, der die Ehre im Herzen trug. Ihm nachzueifern soll unser Streben sein, nachdem er von uns gegangen ist. Friede seiner Asche!

Deutscher Beton-Verein (E. V.)



STÄDTEKANALISATION IN TUNNELBAUWEISE.

Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Petry, Obercassel-Siegkreis.

Übersicht. Allgemeine technische und wirtschaftliche Vorteile der Tunnelbauweise bei Städtekanalisationen; Art und Anwendungsgebiete, ausgeführte Anlagen.

Wie auf allen Gebieten, so muß heute auch beim Bau städtischer Kanalisationen gespart werden. Unter diesen Umständen verlohnt es sich, auf eine Sonderbauweise hinzuweisen, die den Stadtverwaltungen beim Bau von Kanalisationen erhebliche Ersparnisse bringen kann. Sie treten bei größerer Tiefenlage der Kanäle ein, wenn man die Kanäle nicht in offener Baugrube, sondern unterirdisch in Tunnelbauweise ausführt. Man spart dabei den Aushub und den Ausbau der tiefen Baugruben. Aber auch bei weniger tiefen Kanälen kann die Tunnelbauweise oft erhebliche technische Vorteile bringen. Man stößt bei Kanalbauten und ähnlichen Leitungsbauten oft auf große Schwierigkeiten, offene Bau-

gruben anzulegen, besonders in engen, verkehrsreichen

Straßen, in denen kein oder wenig Raum zur Lagerung der ausgehobenen Bodenmassen vorhanden ist, in Straßen, in denen Gas-, Wasser- und Kanalleitungen, Tram- bahngleise u. dgl. liegen. Tiefe Baugruben werden hier zudem sehr teuer und bringen Gefahren für die benachbarten Leitungen und für die Fundamente der nahestehenden Gebäude mit sich. Wendet man bei Städtekanalisationen die Tunnelbauweise an, so kommen aber die Ersparnisse hinzu,

die dadurch entstehen, daß nicht Jahre lang für die Straßenunterhaltung Kosten aufgewendet werden müssen. Die so lästigen und auf die Dauer außerordentlich kostspieligen Setzungen der Straßenoberfläche mit allen ihren Folgeerscheinungen treten nicht ein. Brüche von Gas- und Wasserrohren werden vermieden, denn die unterirdische Baugrube wird bei der Tunnelbauweise so ausgehoben, wie es das Kanalprofil verlangt, der Kanal wird also fest an das Erdreich angepreßt. Ein Hauptvorteil dieser Bauweise liegt eben darin, daß sich die Baugrube genau dem durch die Lichtweite des Kanals einschließlich Wandstärke gegebenen Profil anpaßt, so daß die Ausbetonierung unter Vermeidung jeglicher Hinterfüllung sich dem gewachsenen Erdreich bzw. der vorgetriebenen Stollen- auskleidung anschmiegt. Hierin liegt der große Vorteil gegenüber der meist üblichen Ausführungsweise in Türstockzim- merung.

In vielen Fällen ist die Tunnelbauweise geradezu unent- behrlich. Wenn enge Straßen kanalisiert werden sollen, in denen elektrische Bahnen fahren, so wird die Anlage offener Baugruben und die Lagerung des Bodenaushubes, der bei engen Verhältnissen zudem die Baugrubenränder stark be- lasten würde, oft geradezu unmöglich. Die Tunnelbauweise

gestattet es, die Kanäle unter den Trambahngleisen hindurch- zuführen, ohne daß der Bahnbetrieb Unterbrechungen erleidet und der sonstige Straßenverkehr behindert wird.

Auch wenn es sich darum handelt, Kanäle unter Staats- bahngleisen hindurchzuführen, besonders bei mehrgleisigen Strecken und unter Güter- und Verschiebebahnhöfen, bietet die Tunnelbauweise außerordentliche Vorteile, denn die Er- fahrung hat gelehrt, daß die Eisenbahnzüge während des Baues mit unverminderter Geschwindigkeit über die unterirdische Baugrube hinwegfahren können.

Es gibt Stadtverwaltungen, die bis jetzt überhaupt keine Betonkanäle ausgeführt haben sondern ihre Kanalleitungen grundsätzlich mauern lassen. Auch für diese besteht die Mög- lichkeit, wenn nach den Ortsverhältnissen die Tunnelbauweise

angebracht ist, mit dieser billiger zu bauen als sonst, denn die Kanäle werden dann eben in das Erdreich ein- betoniert und kön- nensodann innen mit Klinkern oder Stein- zeug- Sohl- schalen oder Platten verklei- det werden, so daß man nicht gezwun- gen ist, den eingebür- gerten und beliebten Baustoff im Kanal- innern aufzugeben.

Die Tunnelbau- weise ist von der Firma Hüser & Cie., Obercassel, Sieg- kreis, in den 80er Jahren des vergan- genen Jahrhunderts eingeführt worden und seitdem in einer Reihe von deutschen Städten (z. B. Ober- cassel, Godesberg, Bonn, Brühl, Köln,

Duisburg, Hagen i. W., Kreuznach, Saarbrücken, Merse- burg, Torgau, Heidelberg u. a.) mit bestem Erfolg angewandt worden. Nach den Erfahrungen dieser Firma wird bei Städte- kanalisationen, wenn nicht besondere Umstände die Tunnel- bauweise fordern, im allgemeinen bis zu 6 m Baugrubentiefe die Anlage der Kanäle in offener Baugrube billiger werden. Von 6 m Tiefe ab ist dann unter sonst gleichen Verhältnissen die Tunnel- bauweise billiger. In engen Straßen und bei besonderen Ver- hältnissen kann die Tunnelbauweise schon in Tiefen von 4–5 m vorteilhaft sein, und bei Unterfahung von mehrgleisigen Bahn- körpern hat man sie schon bei Deckungen von nur wenigen Metern mit Vorteil angewandt. Wird hier in offener Baugrube gearbeitet, so kommen teure Abfangungen der Gleise in Frage, und die Arbeit muß in die Zugpausen gelegt werden, während bei unterirdischem Baubetrieb der Bahnverkehr keine Stö- rungen erleidet. Die Vorteile der Tunnelbauweise bei Unter- fahung von Bahnkörpern sind, auch von Reichsbahndirek- tionen längst anerkannt worden. Die Reichsbahndirektionen Köln, Elberfeld, Saarbrücken z. B. haben die Bauweise der Firma Hüser immer wieder zur Anwendung bringen lassen.

Abb. 1 gibt ein Bild vom Bau der Unterführung des Vor- ortssammelkanals der Stadt Köln, 3,20 × 3,25 m i. L. unter den

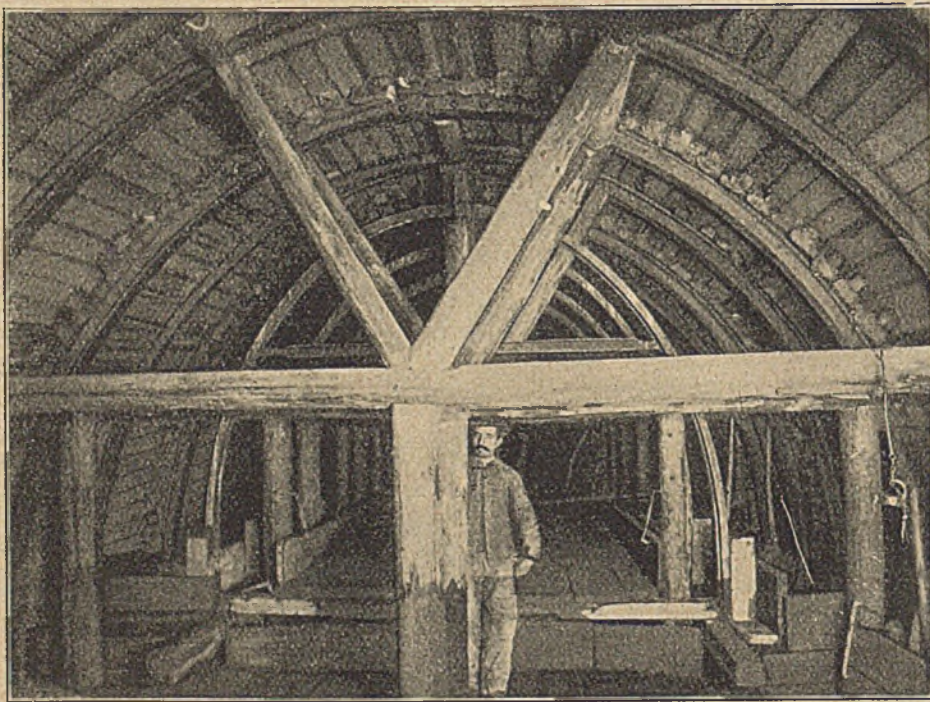


Abb. 1.

Schnellzugsgleisen der Strecke Köln—Neuß—Holland und dem Güterbahnhof Köln-Nippes. Abb. 2 zeigt das Innere des nicht verputzten Sammelkanals. Während der Ausführung führen die schweren Schnellzüge mit unverminderter Geschwindigkeit über die unterirdische Baustelle hinweg.

Zur Ausführung der Tunnelbauweise legt man Bauschächte in einer Mindestentfernung von 50 m an; neuerdings ist man auch schon bis zu 70 m Entfernung gegangen. Im allgemeinen wird aber die Schachtentfernung von 50 m eingehalten, damit die unteren Strecken nicht zu lang werden. Die Schächte werden so weit angelegt, daß die zum Ausbau der unterirdischen Baugrube erforderlichen Materialien, also vor allem die Eisenbügel eingebracht werden können. Soweit die Bauschächte nicht mit den endgültigen Einsteigeschächten des Kanalnetzes zusammenfallen, werden sie nach Fertigstellung des Kanals wieder zugeworfen. Zwischen zwei Schächten wird nun im Tunnelbau gegeneinander gearbeitet, also, da der Kanal ins Gefälle zu liegen kommt, von einer Seite bergab, von der anderen bergauf. Der Aushub wird nur gerade so groß bemessen, als das Lichtprofil des Kanals zuzüglich der Wandstärke ergibt. Als kleinstes Lichtprofil kann bei der Tunnelbauweise 70/105 cm gelten, dies

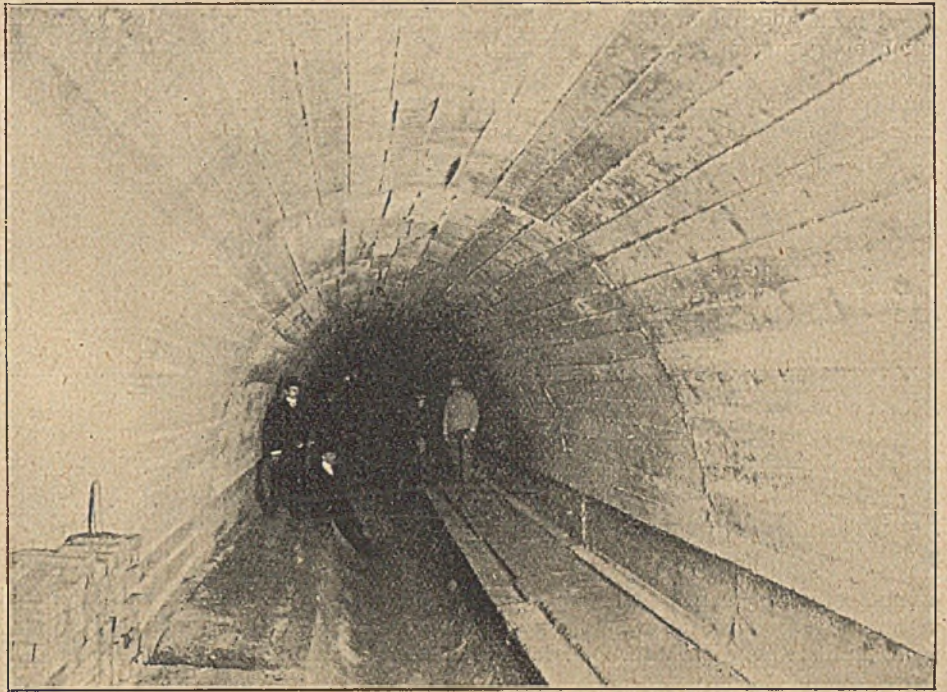


Abb. 2.

profil gekrümmt sind, auf Holzschwellen gestellt und in diese eingelassen werden, und daß dann zwischen diese Bügel und das Erdreich hölzerne Schwarten fest eingetrieben werden. Die Holzschwellen der Sohle werden von vornherein in das richtige Gefälle gelegt, und zwar mittels einer nach dem Gefälle geschnittenen Latte und einer Wasserwaage. Neuerdings werden die Sohlenschwellen statt aus Holz auch aus Beton gefertigt.

Wenn die Baugrube ausgebaut ist, wird zunächst die Kanalsohle betoniert, dann die eiserne Innenschalung aufgestellt und das Kanalprofil zwischen äußerer und innerer Verschalung ausgestampft.

Abb. 3 gibt ein Bild vom Bau der Kanalisation in Merseburg. Man sieht deutlich die gebogenen Bügel sowie die Schwarten und deren Stoßstellen. Ferner erkennt man die fertig betonierte Sohle und die Innenschalung; ein Teil der Kanalseitenwandung ist schon betoniert; der Kanal hat kreisrunde Form und 1,50 m lichte Weite.

Die Grubenschienen bleiben in der Regel im Beton stecken, tragen also zur Erhöhung der Widerstandsfähigkeit der Kanalwandung bei. An sich muß ja der Ausbau schon so stark gewählt werden, daß er allein das trägt, was später der Kanal mit dem Ausbau zusammen zu tragen hat. Da zu den Holzschwarten nach deren Einbetonierung keine Luft gelangen kann, faulen sie nicht. Bei alten Bauausführungen ist von der Firma Hüser festgestellt worden, daß die Holzschwarten gewissermaßen versteinert und so hart waren, wie der Beton. Es mag hier darauf hingewiesen werden, daß beim Bodenaushub in den Tiefen oft kiesiges oder sandiges Material gewonnen wird, das zur Betonierung der Kanäle verwendet werden kann. Was an Aushubmaterial weggeschafft werden muß, wird durch die Bauschächte nach oben gebracht und sofort abgefahren, ohne daß man in der Straße viel davon merkt. Ein gewaltiger Vorteil gegenüber der offenen Bauweise, bei der die Aushubmassen bis zum Wiedereinfüllen der Gräben auf der Straße liegen und den Verkehr behindern. Liegen die Tunnelbaugruben unter Straßenbahngleisen, so können die Bauschächte selbstverständlich seitlich angelegt werden, wie ja meist die Revisions- und Einsteigeschächte angeordnet werden, sodaß der Straßenbahnverkehr keine Unterbrechung erfährt.

Bei der Tunnelbauweise spielt die Bodenart keine Rolle. Sie kann in jedem Boden ausgeführt werden, abgesehen vielleicht von reinem, schwerstem Felsboden. Aber auch hier ist die Tunnelbauweise für die Städte und deren Einwohner



Abb. 3.

ergibt eine Höhe des Arbeitsraumes von rd 1,35 m. Das wesentliche der Bauweise besteht darin, daß mit dem Aushub des Profils alle 75 cm eiserne Grubenschienen („Bügel“), die nach dem Kanal-

wohl noch angenehmer als die offenen Baugruben, und zwar auch bei geringer Tiefenlage der Kanäle. Einmal ist das Einbauen von offenen Baugruben in Felsgestein sehr schwierig und bei Sprengungen mit Gefahren verbunden, außerdem aber kommt ein solcher Kanalstrang mit aufgefülltem Bodenmaterial im Felsgestein nach Jahren noch nicht zur Ruhe. Gerade in felsigem Boden ist der Vorteil der Tunnelbauweise, daß man nicht mehr aushebt, als für das lichte Kanalprofil einschließlich der Wandstärke unbedingt erforderlich ist, in die Augen springend. Daß solche Ausführungen in festem Gestein vorkommen, zeigen die Ausführungen in Limbach i. Sa., wo die unterirdische Baugrube im Felsen gesprengt wurde.

Die Tunnelbauweise bietet auch dann keine besonderen Schwierigkeiten, wenn im Wasser gearbeitet werden muß. Die Kanäle in Merseburg z. B. wurden nur in wasserhaltigem Boden ausgeführt; dort wurde Tag und Nacht gepumpt. Ist starker Wasserandrang vorhanden, so wird zwischen zwei Bauschächten nicht von zwei, sondern nur von einer Seite her gearbeitet; das Wasser wird durch eine unter der Sohle liegende Drainage abgezogen, und die Bauausführung wird so eingerichtet, daß das Drainagewasser dann den Weg nimmt, den auch später das Kanalwasser laufen soll. Zur Wasserableitung können die gewöhnlichen Drainagerohre benutzt werden oder auch Sohlsteine, die an der Baustelle aus Beton gestampft und

mit Drainagelöchern versehen werden. Werden statt der Holzschwellen beim Ausbau der Gruben Betonschwellen verwendet, so sind diese mit Wasserlauföchern versehen.

Die Ausführung der Tunnelbauweise erfordert natürlich peinlich genaue Arbeit. Es gehört also genügende Erfahrung dazu und außerdem geübte Leute. Es bedarf besonderer Fachkenntnis, um bei der Anlage des unterirdischen Tunnels genau in der im Plan vorgeschriebenen Richtung zu bleiben und mit den Strecken zwischen zwei Schächten sowohl in der Höhen- wie in der Breitenrichtung genau zusammenzutreffen. Auch gegen unvorhergesehene Fälle, Auftreten von Gasen u. dgl. muß man gewappnet sein. Beim Vortreiben des Tunnels kann einmal ein Einbruch erfolgen, namentlich beim Sprengen eines Steines. Ist das Loch nicht zu groß, dann wird es von unten verstopft, ist dies aber wegen seiner Größe nicht möglich, so muß über der Einbruchsstelle ein Schacht getrieben und das Loch von oben ausgefüllt werden. Derartige Zwischenfälle sind bei offenen Baugruben natürlich auch möglich, dann aber in ihren Folgen oft schwerer und gefährlicher.

Alles in allem kann gesagt werden, daß nach den Erfahrungen der Firma Hüser die Ausführung von Kanälen im Tunnelbau bei der Städteentwässerung sehr viele Vorteile bietet und wirtschaftlicher ist, als die übliche Ausführung der Kanäle in offenen Baugruben.

DIE ZEIT DES SCHWANKENDEN GELDSTANDES ALS BILDNERIN BLEIBENDER WERTE FÜR DAS VERDINGUNGSWESEN.

Von Dr.-Ing. Hasse, Privatdozent an der Technischen Hochschule zu Charlottenburg¹⁾.

Übersicht. Gliederung der preisbildenden Umstände — Nachweis der Mehrlöhne als Notbehelf — Überlagerung des Festpreisvertrages durch Selbstkostenvertrag hinsichtlich der Mehraufwendung — Wirtschaftlich-pädagogische Beschränkung durch Begrenzung der Tagewerke — Feststellung des spezifischen Aufwandes an Löhnen, Bau- und Betriebsstoffen — Preisänderung nach dem Anteilsverhältnis der einzelnen preisbildenden Faktoren (Sachwertwährung) — Ergebnis: Tieferes Eindringen in die Preisbildung von Seiten der Bauherren und des Unternehmers, sowie größere Urteilsfähigkeit von Seiten der Bauherren und gewissenhaftere Veranschlagung von Seiten der Unternehmer.

Es herrscht eine verständliche Neigung die hoffentlich abgelaufene Zeit der Geldentwertung als überwunden zu betrachten und mit der Beurteilung von Verdingungs- und Vertragsfragen an der Stelle wieder anzuknüpfen, wo wir vor dem Kriege aufhörten.

Die Zeit der Geldentwertung stellte Bauverwaltungen und Unternehmer vor die gemeinsame Aufgabe, bestehende und neue Verträge so zu gestalten, daß der Unternehmer kein unbilliges Wagnis trug und die vergebende Stelle nicht über-teuert wurde. Hieraus entwickelten sich die sogenannten Gleitpreisverträge. Man kann also den Gegenstand des vorliegenden Aufsatzes auch dahin abgrenzen, daß man festzustellen sucht, welche bleibenden Werte die Gleitpreisverträge für das Verdingungswesen geschaffen haben.

Zum Verständnis des folgenden bedarf es einer kurzen Übersicht über Aufbau und Gliederung der Kosten, die für einen Verdingungsanschlag im Gebiete des Ingenieur-Baufaches in Frage kommen:

A. Gestehungskosten (Voraussehbar).

I. Wertschaffende (Produktive) in unmittelbarer Beziehung zum Vordersatz der gewollten Leistung.

1. Baustoffe mit allen Nebenkosten.
2. Löhne mit allen denjenigen Nebenkosten, die in unmittelbarem Zusammenhang mit der Lohnauszahlung fällig werden. (Soziale Lasten.)

II. Unproduktive, nicht in unmittelbarer Beziehung zum Vordersatz der gewollten Leistung.

1. Einmalige:
 - a) Einrichtung,
 - b) Abbau.

2. Laufende:

- a) Gerätevorhaltung,
- b) Betriebsstoffe und -energien,
- c) Bauaufsicht.

B. Unkosten. (Nicht voraussehbar, ihrem Wesen nach in untrennbarem Zusammenhang mit den Gestehungskosten, aber nur durch Erfahrungszuschläge zu jenen anschlagmäßig zu erfassen.)

I. Eigentliche Unkosten (anteilige Zentralverwaltung, Steuern, Abgaben usw.).

II. Wagnisse.

III. Rücklagen und etwaiger Gewinn.

Im Vordergrund unseres Interesses steht die Gruppe A, weil von dieser alle Berechnungen ausgegangen sind, die dazu dienen sollten, die Wirkungen der Teuerung bzw. der Geldentwertung zu mildern oder aufzuheben.

Nunmehr folge eine kurze Erörterung der verschiedenen Vertragsformen mit denen man der Wirkung der zuerst als Teuerung bezeichneten Geldentwertung entgegenzutreten suchte.

Der rechtliche Ausgangspunkt für alle Vertragsänderungen war die Erwägung, daß es sich dabei um einen Umstand handelte, den der Unternehmer nicht mit seinem Wagnis zu vertreten hatte. Die Verwaltungen suchten zunächst den Gesichtspunkt der Billigkeitserwägung in den Vordergrund zu ziehen und hatten davon den Vorteil, daß das Wagnis der Teuerung zunächst in gewissem Verhältnis geteilt wurde. Damit sollte der Unternehmer durch seine Opfer zum Weiterbestehen derjenigen Gesellschaftsordnung beitragen, auf der auch sein eigenes Dasein beruhte. Es entsprach dies auch privatwirtschaftlich der zwangsläufigen reziproken Beziehung zwischen Wagnis und Gewinnmöglichkeit. Auch die allgemein übliche Vertragsbestimmung, wonach der Unternehmer bei Änderung der preisbildenden Umstände nur Anspruch auf den nachgewiesenen Schaden, nicht aber auf entgangenen Gewinn hat, leistete dieser Auffassung Vorschub, im Gegensatz zu § 252 BGB., der nachgewiesenen Schaden und entgangenen Gewinn

¹⁾ Gekürzte Wiedergabe eines Vortrages in der Deutschen Gesellschaft für Bau-Ingenieurwesen am 27. Februar 1924. Vollständiger Abdruck erscheint in der Verkehrstechnischen Woche (Verlag G. Hackebeil, Berlin SW 68) und als Sonderdruck im gleichen Verlage.

als untrennbare Einheit behandelt. Der Unternehmer begibt sich also ganz allgemein durch Anerkennung seiner einschränkenden Bestimmung noch heute eines ihm sonst zustehenden wesentlichen Rechtsanspruches.

Zunächst einmal war immerhin die Teuerung dem Grunde nach anerkannt, der Höhe nach wurde der Nachweis an diejenigen Beweismittel angelehnt, die Einfachheit und Übersichtlichkeit mit der größten Beweiskraft verbanden.

Der natürliche Ausgangspunkt waren die nachgewiesenen Mehrlöhne. Dadurch entwickelte sich eine Vertragsform, die eine Übereinanderlagerung des Festpreisvertrages und eines Selbstkostenvertrages darstellte. Letzterer stellte sich mathematisch dar durch die Gleichung

$$K = s + z,$$

wobei K die Gesamtsumme der Kosten, s die nachgewiesenen Selbstkosten und z einen prozentualen Zuschlag zu diesen bedeutet.

Der Fall $z = 0$ ist reine Erstattung der nachgewiesenen Mehrlöhne. Hiervon geht die Entwicklung aus. Aus dem obigen Überblick über den Aufbau der Kosten und aus eigenen Erfahrungen weiß jeder Leser, namentlich aus Unternehmerkreisen, wie hoch derjenige Kostenanteil ist, der nicht aus Löhnen besteht und trotzdem von ihnen mittelbar abhängt, selbst wenn Baustoffe nicht in Frage kommen. Auch war hier zunächst eine begriffliche Schwierigkeit zu überwinden, die am besten aus folgendem Beispiel klar wird:

Betrag in einem Einheitspreise der Lohnanteil 50 im Hundert, der Anteil der sonstigen Gesteungskosten 30 im Hundert, so verblieben für Unkosten im Sinne der obigen Ausführungen 20 im Hundert. Machte man nun die Mehrlöhne zum Ausgangspunkt einer Berechnung, die selbst unter Ausschaltung des Gewinnanteiles nur den tatsächlichen Mehrbetrag an Gesteungskosten, soweit sie nicht Löhne waren, in ein prozentuales Verhältnis zu den Löhnen gebracht werden, und zwar in ein solches von außen her, also auf Hundert der Löhne. Bei unserem Beispiel werden also aus den 30 im Hundert des Einheitspreises 60 aufs Hundert der Löhne, eine zunächst erschreckend hohe Zahl, deren Überwindung eben wegen dieser begrifflichen Schwierigkeit eines großen Aufwandes von Beweisstoff bedurfte.

Damit ist diese Zwischenstufe des Selbstkostenvertrages ausreichend gekennzeichnet. Der Vollständigkeit halber sei noch auf den verunglückten Versuch hingewiesen, der mathematisch durch einen negativen Wert von z charakterisiert war. Pädagogischer Gesichtspunkt: Beteiligung des Unternehmers am Wagnis der Mehrlöhne und Steigerung seines Interesses an der Niederhaltung. Hierüber ist die wirtschaftliche Entwicklung so schnell zur Tagesordnung übergegangen, daß diese Vertragsform keine bleibenden Werte zeitigen konnte.

Es begann alsbald mit zunehmender Bewußtheit der Kampf zwischen den zwei Begriffen Teuerung oder Geldentwertung? Eine kleine Zwischenbetrachtung mag zeigen, was es damit auf sich hat. Wenn der Unternehmer einen Auftrag hatte, der auf 100 000 Papiermark mit der Kaufkraft vom Tage des Abschlusses lautete, so konnte eine gleichwertige Zahlung folgerichtig nur dadurch erfolgen, daß er am Zahlungstage verhältnismäßig so viel Papiermark mehr erhielt, als die Kaufkraft der Papiermark inzwischen zurückgegangen war. War sie am Zahlungstage nur noch die Hälfte wert, so bedeutete das für ihn 50 000 Papiermark von der ursprünglichen Kaufkraft, d. h. er hatte eben 50 000 Papiermark von der ursprünglichen Kaufkraft zu wenig erhalten, und damit stellte dies den erlittenen Schaden dar. Dieser Sachlage suchte man dadurch Rechnung zu tragen, daß man die angebotenen Festpreise auf einen bestimmten Stundenlohnsatz bezog und bei Änderungen den Einheitspreis für die betroffenen Leistungsabschnitte proportional änderte. Es war dies gleichzeitig der erste unbewußte Schritt zu einer Sachwertwährung.

Ein entsprechendes Verfahren ging von der Geldentwertung aus und fand seinen Verfechter in der Person des Kölner Oberbauers Rintelen. Dieser machte bei langfristigen Material-

lieferungen den wohlgelungenen Versuch einer Preisteilung nach einem Bestandteil, der sofort in Papiermark zahlbar war, und einem zweiten, der der Aufwertung nach dem Stande der Goldmark unterliegen sollte. Aus naheliegenden Gründen konnte sich das Verfahren in Verwaltungskreisen nicht einführen, obwohl es sich bei den Versuchen gut bewährt hatte.

Auf die Dauer konnte die Lohnsteigerung nicht das alleinige Gleitmerkmal bleiben, denn die Teuerung war auf den verschiedenen Wirtschaftsgebieten zu ungleich, weil die Weltmarktlage sehr verschieden wirkte. Man mußte also neben den Löhnen noch andere Gleitmerkmale schaffen. Diese Vertragsformen sind also eine Weiterentwicklung der proportionalen Preisänderung nach einer Mehrheit von Schlüsseln, deren Anzahl von den Umständen abhing.

Allmählich entwickelte sich dies so weit, daß die Preise gewissermaßen vertikal aufgespalten wurden, indem man bei jeder Position den Preisteil angeben ließ, der beispielsweise auf Löhne, auf Kohle, auf Öl, auf Geräte usw. entfiel, mit der Wirkung, daß jeder dieser Preisteile sich proportional in gleicher Weise ändern sollte wie die zu Grunde liegende Schlüsselzahl. Die Abgeltung stellte dann gewissermaßen eine zusammengesetzte Sachwertwährung dar.

Besonders schwierig war hierbei die Abgeltung der Gerätevorbehaltung und zwar deshalb, weil die drei Faktoren, die in der Gerätevorhaltung eingeschlossen sind, vielfach nicht mit der nötigen Sicherheit auseinandergehalten werden. Bei der Gerätevorhaltung ist zu scheiden zwischen dem Zins für das im Gerät gebundene Betriebskapital, der Tilgungsrücklage für die ziemlich rasche Wertminderung und den unmittelbaren Aufwendungen für die eigentliche Unterhaltung, d. h. die laufenden Ausbesserungen im Betriebe auf der Baustelle. Der letztere Kostenteil muß unbedingt von der Baustelle selbst aufgebracht werden, bei den beiden anderen herrscht eine gewisse Willkür, die namentlich darin ihren Ausdruck findet, daß man die Tilgungsrücklage geringer bemessen kann, wenn es sich um neues Gerät handelt oder um solches, das längere Zeit nicht beschäftigt war, weil dann das Interesse an der Erlangung eines Bauauftrages ohnehin größer zu sein pflegt. Man hat deshalb stellenweise mit sehr gutem Erfolg aus der Gerätevorhaltung eine selbständige Position geschaffen, wodurch die anderen Positionen sehr viel leichter vergleichbar sind. Auch im übrigen sind mit einer derartigen Horizontal-Aufspaltung der Positionen beispielsweise Abtrennung des Leegerüstes, der Kosten für Einrichtung und Abbruch der Baustelle usw. gute Erfahrungen gemacht worden.

Gleichzeitig suchte man einen Übelstand zu beseitigen, der durch die Selbstkostenverträge in das Verdingungswesen hineingekommen war. Was dem Unternehmer in der wirtschaftlichen Unsicherheit der Nachkriegszeit zunächst zu gönnen war, die Befreiung vom Wagnis für spezifische Minderleistung, entwickelte sich allmählich zu einer Gefahr, denn beim Selbstkostenvertrag hatte der Unternehmer kein Interesse daran, die Gesamtzahl der Tagewerke wirtschaftlich zu beschränken. Dies bekämpfte man zunächst dadurch, daß man im Angebot angeben ließ, wieviel Tagewerke bestimmt erforderlich sein würden.

Der nächste Schritt war die weitere Aufspaltung der Preise mit Angabe des spezifischen Aufwandes an Löhnen, Bau- und Betriebsstoffen usw. für jede einzelne Position, also dasselbe, was oben als zusammengesetzte Sachwertwährung bezeichnet wurde, nur mit dem Unterschied, daß jetzt der Aufwand nach oben begrenzt war, und daß dadurch wieder der Anreiz hineinkam, das wirtschaftliche Ergebnis durch eigene Geschicklichkeit günstiger zu gestalten.

Diese Art der Fragestellung war um so wertvoller, je mehr sich die Aufspaltung der eigenen Veranschlagungsweise des Unternehmers näherte, denn damit begegneten sich beide Teile insofern auf halbem Wege, als der Unternehmer durch Wiedergabe seiner Preisaufspaltung gewissermaßen an einem früheren Zeitpunkt als sonst mit seiner Veranschlagung aufhören konnte, während die Verwaltung eben bis zu diesem Punkte tiefer als bisher in den Anschlag eindrang.

Es ist nun von besonderem Interesse, festzustellen, daß ähnliche Bestrebungen, die sich hier gewissermaßen aus einer Notlage heraus entwickelt haben, unter einem ungleich höheren Gesichtspunkte ganz unabhängig von der Geldentwertung anderweit schon viel früher eingesetzt haben und in vieler Hinsicht auf ähnlichem Wege zu ähnlichen Erfolgen gelangt sind. Es handelt sich dabei um die Arbeiten des früheren Intendanturbaurats und jetzigen Oberregierungsaurats Dr.-Ing. Rothacker, der zuerst vor einigen Jahren mit einem ziemlichen umfassenden Werk „Das Verdingungswesen und seine Heilung“ an die Öffentlichkeit trat.

Ich habe mich mit dem damaligen Stande seiner Arbeiten im Zentralblatt der Bauverwaltung auseinandersetzen versucht.

Rothackers Vorgehen unterscheidet sich von dem bisherigen im allgemeinen nur der Not ausweichenden Versuchen grundsätzlich durch die Höhe der Gesichtspunkte, von denen er ausgegangen ist. Ihm ist es darum zu tun, den angemessenen Preis zu finden, bei dem der Unternehmer bestehen und der Bauherr brauchbare Leistung verlangen kann. Um dies zu erreichen, will er den Unternehmer durch die Form des Angebotes erziehen und die vergebende Stelle urteilsfähig und selbständig machen. Rothacker geht vom Hochbau aus und stützt sich auf die sehr ungünstigen Verdingungserfahrungen der früheren Militärverwaltung. Diese müssen tatsächlich sehr viel schlimmer gewesen sein als bei mancher anderen Behörde, wo Störungen in der Vertragsabwicklung infolge leichtsinniger Preisbildung doch im allgemeinen zu den Ausnahmen gehörten. Es mag dies auch daran liegen, daß die Unternehmer des Hochbaues vielfach kaum mehr sind als Handwerksmeister, also im Fache tüchtig, aber kaufmännisch wenig geschult. Infolgedessen ist die Erziehungsbildung, die Rothacker mit seinen Bemühungen am Handwerkerstand leistet, außerordentlich hoch zu bewerten. Für den Hochbau ist sie besonders wichtig, weil die Hochbauarbeiten in eine Fülle von einzelnen Titeln zerfallen, die nach einzelnen Handwerkern getrennt sind und auch meist einzeln vergeben werden, so daß die Verdingung dem Bauleiter auch eine viel größere Einzelarbeit auferlegt. Aus der hochbautechnischen Erfahrung erklärt sich auch die von Rothacker vorgeschriebene Preisspaltung. Er verlangt grundsätzlich eine Vorspalte für die Baustoffeinheiten, eine weitere für den darauf zu machenden Unkostenzuschlag, faßt dann beide zusammen zu denjenigen Preisteil, der für die gewollte Einheit in Frage kommt. Ebenso hält er es bei den Löhnen und gewinnt so zwei Preisteile von Gestehungskosten, die auf Baustoffen und Löhnen beruhen. Beide werden mit einem weiteren Zuschlag für allgemeine Unkosten, Rücklagen und Gewinn zum endgültig aufzuwendenden Einheitspreis zusammengefaßt.

Eine völlige Offenlegung der Preiskonstruktion, wie sie zu Rothackers System gehört, ist auch vielfach von anderer Seite verlangt worden. Die Meinungen darüber, ob man etwas derartiges vom Unternehmer überhaupt verlangen kann, sind ebenso geteilt wie über die Voraussetzungen und Bedingungen, unter denen dies billigerweise geschehen darf. Einer erzwungenen Vorlage derartiger Einzelheiten stehen vorläufig folgende Bedenken entgegen:

1. Die unzulängliche Gewähr der wirklichen Geheimhaltung.
2. Auch bei objektiver Geheimhaltung die subjektive Gefahr unbewußter Übertragung, insofern, als die vergebende Stelle durch besonders vorteilhafte Vorschläge des einen Unternehmers veranlaßt werden kann, die ganze Ausschreibung hiernach umzuformen, wie dies auch tatsächlich vorgekommen ist.
3. Die Inanspruchnahme von Ingenieurarbeit seitens des Unternehmers ohne Vergütung.
4. Die Anforderung von Material, dessen Prüfung mehr Arbeit verursacht, als dem gewollten Zweck entspricht.

Die einzelnen Momente verlieren mit der Zahl der vorliegenden Angebote an Gewicht, jedenfalls darf aber nicht

außer acht gelassen werden, daß die offene Vorlage einer Preiskonstruktion einen Akt besonderen Vertrauens bedeutet, und zwar eines größeren Vertrauens, als es der Unternehmer sonst selbst bewährten Geschäftsfreunden entgegenzubringen pflegt. Dieses Vertrauen liegt so sehr auf ethischem Gebiet, daß auch die Gegenleistungen gleicher Art sein müssen, und nur da, wo diese Voraussetzungen geschaffen werden, kann dieses Vertrauen ernsthaft beansprucht werden.

Grundsätzlich erscheint es aber nicht nötig, daß derartige Preiskonstruktionen als unmittelbares Verdingungserfordernis bezeichnet werden, denn bei zahlreich beschickten Verdingungen fallen von vornherein eine größere Anzahl aller Angebote derart aus dem Rahmen, daß sie überhaupt nicht in Frage kommen. Es hat deshalb keinen Zweck, sämtliche Angebote mit solchen Einzelheiten zu belasten, daher wurde es vielfach üblich, die Unternehmer, die in engere Wahl kamen, namentlich bei unwahrscheinlich niedrigen Preisen, nach den Einzelheiten ihrer Preisbildung zu fragen. Gegen dieses nachträgliche Abfragen ist eingewandt worden, daß der Unternehmer dann Zeit habe, seine Zahlen nach Bedarf abzustimmen. Dem kann man aber durch Form und Art der Fragestellung wirksam begegnen.

Diese historische Betrachtungsweise der verschiedenen Verfahren, mit denen man der Geldentwertung zu begegnen suchte, und der gleichzeitigen Parallelerscheinungen, hat einen etwas breiten Raum eingenommen. Dies gleicht sich aber dadurch aus, daß wir nunmehr die Folgerungen verhältnismäßig schnell ziehen können, denn diese sind in den bisherigen Ausführungen bereits enthalten. Die bleibenden Werte liegen nach der praktischen Seite in folgendem:

1. Größere Beweglichkeit in der allgemeinen Gliederung des Verdingungsanschlages, also Vermeidung der Anhäufung von Leistungen in Positionen übertriebenen Umfanges, deren Bestandteile nichts miteinander zu tun haben, d. h. weitgehende Horizontalspaltung durch individuelle Abtrennung von Positionen, die eine selbständige Behandlung gestatten. Hierher gehört besonders die getrennte Abgeltung der Gerätevorhaltung sowie der Einrichtungs- und Abbaukosten der Baustelle.

2. Verankerung der Preisbildung in der Wirtschaftslage durch Festsetzung der zugrunde gelegten Preiseinheiten für Löhne, Bau- und Betriebsstoffe, auch heute noch von Wert, solange noch keine unbedingte Gewißheit besteht, daß die Währung standhalten wird, von dauerndem Wert auch insofern, als man dann eine größere Beweglichkeit gewinnt, wenn es sich darum handelt, dem Unternehmer ein nicht übersehbares Wagnis zu erleichtern, wenn er beispielsweise eine Lohnschätzung vorgenommen hat, die sich nachher ohne sein Verschulden als unhaltbar erweist.

Auf einer höheren Warte stehen diejenigen Momente, die man wohl mehr als ethische kennzeichnen kann. Hierhin gehört:

- a) Die Wiederherstellung eines sittlichen Vertragsverhältnisses, in welchem beide Teile gleich hoch stehen, nicht wie früher, wo der Unternehmer häufig nur als eine nachgeordnete Stelle der Bauverwaltung aufgefaßt wurde. Dies war sinnwidrig, denn was der Unternehmer leistet und liefert, ist genau so gut wie das Geld, was er dafür bekommt, denn dafür sorgt ja eben der strenge Vertrag.

- b) Tieferes Eindringen in die preisbildenden Umstände und zwar von beiden Seiten. Der Unternehmer weiß, daß er heute, schon um den Überblick über seine Lage nicht zu verlieren, mit ganz anderer Gewissenhaftigkeit veranschlagen muß als früher, namentlich jetzt in der Zeit des wirtschaftlichen Tiefstandes. Tieferes Eindringen in die preisbildenden Umstände aber auch von seiten der Bauleitung. Die betrübenden Fälle, daß man eine Arbeit ausschrieb, um überhaupt erst mal herauszubekommen, was sie kosten könnte, gehören wohl der Vergangenheit an. Auch die phantastische Vorstellung über die Gewinnmöglichkeiten des Unternehmers und die dadurch hervorgerufenen Ansprüche an nicht bezahlte Neben-

leistungen sowie das Unterdrücken von Forderungen, die durch Dispositionsängel der Bauleitung hervorgerufen waren, kann heute wohl kaum noch beobachtet werden.

c) Größere Freiheit in der Behandlung von Nachforderungen. Die Bauleitungen haben nicht mehr den sportlichen, vielfach auch durch das Prüfungsgebaren der oberen Instanzen großgezogenen Ehrgeiz, mit dem Unternehmer nur im Rahmen des Vertrages abzurechnen und Nachforderungen jeder Art grundsätzlich hinwegzudisputieren oder gar zu verstecken. Man mutet dem Unternehmer kein verstecktes unübersehbares Wagnis mehr zu, sondern führt darin eine offene Sprache. Die Preise kommen in das richtige Verhältnis zu den Wagnissen, ein leichtfertiges Übersehen der letzteren läßt den Unternehmer ohnedies ausfallen. Die Nichtberücksichtigung solcher Wagnisse, die er vorher nicht übersehen konnte, kann ihn aber niemals so schädigen wie früher, weil er keine so schwere Beweislast zu tragen hat, und weil die Bauleitungen heute in der Behandlung dieser Fragen mehr Freiheit haben und diese hoffentlich behaupten werden.

Es ist mir bekannt, daß die Offenlegung der Preisteilung

viele Gegner hat, daß manche sie nur noch für die Übergangszeit gelten lassen, und daß viele der Meinung sind, sie werde mit der völligen Stabilisierung der Mark von selbst verschwinden. Ich halte es nicht für unmöglich, daß es bei kleineren Vergebungen, namentlich auf privatwirtschaftlichem Gebiet, dahin kommen wird, würde es aber bedauern, wenn sich dieser Zustand verallgemeinern sollte. Die frühere Vergabungs- und Prüfungsweise war entschieden nicht ausreichend. Wir müssen deshalb danach streben, uns eine nach dem Zweck abgestimmte Möglichkeit eingehenderer Preisprüfung zu erhalten. Deshalb darf die systematische Preisspaltung nach irgend einer Formel, mag sie nun von Rothacker stammen oder von irgend einem anderen, aus dem inneren Anschlagbetrieb des Unternehmers nicht verschwinden, dagegen ist es eine reine Zweckmäßigkeitsfrage, in welchem Umfange und in welcher Form man sie für die Preisbeurteilung heranziehen will. Die Möglichkeit einer Heranziehung müssen wir uns aber für alle Zeiten sichern, denn ohne dieses praktische Ergebnis aus der Periode des schwankenden Geldstandes werden uns auch die Werte, die darauf beruhen, unweigerlich wieder verlorengehen.

ÜBER SCHWIMMBRÜCKEN.

Von Dipl.-Ing. Siegfried Kiehne, Oberingenieur der Deutsche Werke A.-G. Werft Kiel in Kiel.

Für die Überbrückung von Flüssen und Hafenbecken, welche von Schiffen mit hohen Masten durchfahren werden, gibt es je nach dem herrschenden Schiffs- und Landverkehr verschiedene Möglichkeiten.

I. Unbehinderter Schiffs- und Landverkehr.

1. Feste Hochbrücken.
2. Unterwassertunnel.

Beide Ausführungsarten kommen nur bei großem Schiffsverkehr und gleichzeitig lebhaftem Landverkehr in Betracht; ihre Anlagekosten sind hoch. Wegen der erforderlichen Anrampungen scheidet meistens ein schwerer Lastverkehr aus.

II. Unbehinderter Schiffsverkehr, stoßweiser Landverkehr.

3. Schiffsfähre.
4. Schwebefähre.

Schiffs- und Schwebefähren werden eingerichtet, wenn bei starkem Schiffsverkehr der Landverkehr an Bedeutung zurücktritt. Beide Verkehrsarten haben den Nachteil, daß sie hohe Betriebsunkosten verursachen, die mit der Zunahme des Landverkehrs steigen.

Die Anlagekosten der Schiffsfähren sind geringer als die der Schwebefähren.

III. Zeitweilig freier Schiffsverkehr, zeitweilig unterbrochener Landverkehr.

5. Fest gegründete bewegliche Brücken.
6. Bewegliche Schwimmbrücken.

Beide Bauarten werden angewendet, wenn der Landverkehr den Schiffsverkehr überwiegt. Die Betriebsunkosten sind in beiden Fällen verhältnismäßig gering. Die Anlagekosten einer fest gegründeten beweglichen Brücke sind, besonders bei schlechtem Baugrund oder großen Wassertiefen, höher als die Anlagekosten einer beweglichen Schwimmbrücke.

Bei allen beweglichen Brücken muß die Bewegung in der Weise geregelt sein, daß der Gesamtschwerpunkt der an der Bewegung beteiligten lotrechten Lasten keinerlei lotrechte Verschiebung erfährt.

Dieser Grundsatz läßt sich auch auf die beweglichen Schwimmbrücken anwenden.

Bekannt sind die Schwimmbrücken mit seitlich ausfahrbarer Schiffsöffnung. Der ausfahrbare Teil der Schwimmbrücke wird in der Schwimmebene entweder ganz ausgefahren oder um einen festen Punkt gedreht, so daß keine lotrechte Verschiebung des Schwerpunktes eintritt. Arbeit muß nur zur

Überwindung des Winddruckes und des Wasserwiderstandes geleistet werden.

Die Schwimmbrücken mit ausfahrbarem Schiffsdurchlaß haben den Nachteil, daß beim Öffnen und Schließen verhältnismäßig große wagerechte Wege zurückzulegen sind. Der Landverkehr erleidet dadurch jedesmal eine längere Unterbrechung. Auch beim Durchfahren kleinerer Schiffe muß der Schiffsdurchlaß fast stets in ganzer Breite geöffnet werden. Durch den ausgefahrenen Brückenteil werden wertvolle Wasserflächen in Anspruch genommen und ihrem sonstigen Zweck entzogen.

Die nachstehend beschriebene schwimmende Klappbrücke mit Gewichtsausgleich¹⁾ der Deutsche Werke Aktiengesellschaft Werft Kiel vermeidet diese Nachteile (Tafel).

Die schwimmende Klappbrücke besteht im allgemeinen aus zwei Teilen, die derart in der Längsachse verschieblich angeordnet sind, daß sie an der Trennungsstelle eine entsprechende der Breite der durchfahrenden Schiffe veränderliche Öffnung freilassen. Zwischen den beiden der Schiffsöffnung zunächst gelegenen Schwimmkörpern sind zwei miteinander verbundene bewegliche Brückenklappen angebracht, welche maschinell angehoben werden und bei der Bewegung den beweglichen Schwimmkörper mit sich ziehen.

Als Gewichtsausgleich dient ein an Ketten aufgehängtes Gegengewicht, das beim Anheben der Brückenklappen nach unten sinkt und beim Niederfallen der Brückenklappen angehoben wird. Die Bewegungen sind so geregelt, daß der Gesamtschwerpunkt der beweglichen Teile seine Höhenlage beibehält.

Je nach der Breite des durchfahrenden Schiffes werden die eine oder beide Klappbrücken ganz oder teilweise geöffnet. Das Öffnen und Schließen der Brücke geht in kürzester Zeit vor sich. Außer den von der Brückenfahrbahn in geschlossenem Zustande eingenommenen Wasserflächen wird beim Öffnen der Brücke kein Platz beansprucht.

Für die Berechnung der Klappbrücke und des Ausgleichgewichtes sind zwei Fälle zu unterscheiden:

a) Die Schwerpunkte der Brückentafeln liegen in der Verbindungslinie der Klappengelenke.

In Abb. 1 seien AB und BC die beiden Brückenklappen, A das feste Gelenk, B und C die beiden beweglichen Gelenke.

Unter der Voraussetzung, daß $\sphericalangle BAC = \sphericalangle CAD = \varphi$ ist, ergibt sich in bezug auf den in der wagerechten Verbindungslinie AC angenommenen Gesamtschwerpunkt S:

1) Dem Verfasser durch D.R.P. geschützt.

- 1) $2 G_1 b \sin \varphi = G_2 c \sin \varphi$,
- 2) $2 G_1 b = G_2 c$.

Es herrscht unabhängig vom Winkel φ in jeder Lage Gleichgewicht, wenn

3) $G_2 = \frac{2 G_1 b}{c}$ gewählt wird.

Die Punkte A, B, C, D sind die Eckpunkte eines Rhombus,

b) Die Schwerpunkte der Brückentafeln liegen außerhalb der Verbindungslinien der Klappengelenke.

Bei dieser Anordnung läßt sich zwar nicht mit mathematischer Genauigkeit, so doch mit großer Annäherung ein Gewichts-ausgleich in jeder Lage der Brückenkappen erreichen.

Bei den aus den Abb. 2 a-c ersichtlichen Bezeichnungen ergibt sich für die beiden, praktisch möglichen Grenzfälle $\varphi = 90^\circ$ und $\varphi = \alpha$ Gleichgewicht, wenn nach Abb. 2 c

4) $G_1 b = G_2 c$,

und nach Abb. 2 a

5) $G_1 b \sin \alpha = G_2 c \sin \alpha$ ist.

Nach Abb. 2 a ist aber ferner:

6) $c = a \frac{1 - \sin \alpha}{\cos \alpha}$.

Das Gegengewicht G_2 wird also in erster Annäherung:

7) $G_2 = G_1 \frac{b \cos \alpha}{a (1 - \sin \alpha)} = \frac{G_1 b}{c}$.

Für alle zwischen den Grenzen $\varphi = 90^\circ$ und $\varphi = \alpha$ liegenden Fälle ergibt sich nach Abb. 2 b die allgemeine Beziehung:

8) $G_1 b \sin \varphi \geq G_2 \sqrt{c^2 - a^2} [\cos(\varphi - \alpha) - \sin \alpha]^2$.

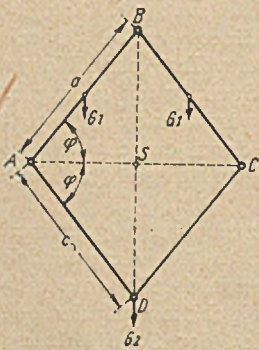


Abb. 1.

Man wertet zweckmäßig in bezug auf das jeweils vorliegende praktische Beispiel die beiden Seiten der Ungleichung (8) für alle Winkel φ aus und trägt die Ergebnisse in einer Kurve auf. Die Momente der Klappengewichte sind größer als die Momente des Gegengewichtes in bezug auf die für die Winkel $\varphi = \alpha$ und $\varphi = 90^\circ$ angenommene Schwerpunktsachse. Durch Vergrößerung des Gegengewichtes G_2 hat man es dann in der Hand, in der Weise einen Ausgleich zu schaffen, daß die Momente des Gegengewichtes bei verschiedenen Winkeln φ teils größer, teils kleiner als die Momente der Brückenkappen werden.

Zahlenbeispiel:

Es seien bei den aus den Abb. 2 a-c ersichtlichen Bezeichnungen:

$a = 11,3 \text{ m}$

$b = 5,2 \text{ m}$

$\alpha = 17^\circ$

$G_1 = 1,0$ (der Einfachheit halber),

dann wird auf Grund der Gleichungen (6) und (7):

$c = a \frac{1 - \sin \alpha}{\cos \alpha} = 11,3 \frac{1 - \sin 17^\circ}{\cos 17^\circ} = 8,36 \text{ m}$

$G_2 = G_1 \frac{b}{c} = 1,0 \frac{5,2}{8,36} = 0,62$.

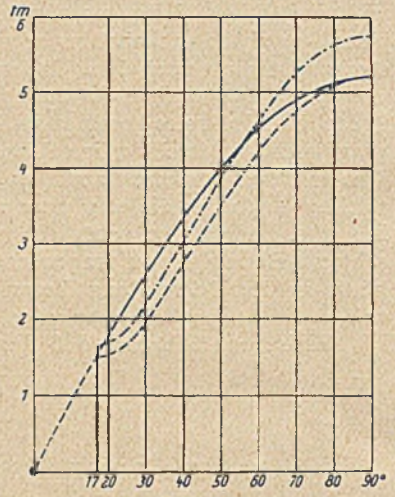
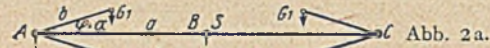


Abb. 2b.

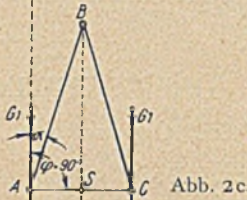


Abb. 2c.

Abb. 2.

Abb. 3.

— $G_1 \cdot b \sin \varphi$
 - - - $G_2 \times$
 $\times \sqrt{c^2 - a^2} [\cos(\varphi - \alpha) - \sin \alpha]^2$
 $G_2 = 0,62; \quad G_2 = 0,69$

Die Auswertung der Ungleichung ergibt die nachstehende Zahlentafel:

φ	$G_1 b \sin \varphi$	$G_2 \sqrt{c^2 - a^2} [\cos(\varphi - \alpha) - \sin \alpha]^2$	
		$G_2 = 0,62$	$G_2 = 0,69$
17°	1,52	1,52	1,685
30°	2,60	2,02	2,24
40°	3,34	2,75	3,05
50°	3,98	3,51	3,89
60°	4,50	4,19	4,64
70°	4,89	4,75	5,26
80°	5,12	5,08	5,63
90°	5,20	5,20	5,76

In Abb. 3 sind die Werte der Zahlentafel aufgetragen. Ein Ausgleich der Momente läßt sich schaffen, wenn $G_2 = 0,69$ gewählt wird.

In den meisten Fällen können die beiden Gegengewichte G_2 zu einem Körper vereinigt werden, der an zwei Punkten aufgehängt ist. In dem vorliegenden Zahlenbeispiel würde der Abstand der Aufhängepunkte

$2 a \sin \alpha = 2 \cdot 11,3 \sin 17^\circ = 6,60 \text{ m}$

betragen.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Widerstandsfähigkeit von Bauwerken gegenüber Erdbeben.

(Bericht nach Engineering News-Record 1923, Vol. 91, Nr. 26, S. 1044.)

Ein Erdbeben ist eine Art einfacher harmonischer Bewegung, darzustellen durch die Projektion einer Kreisbewegung auf die gerade Linie. Wenn bei der Kreisbewegung t die Umlaufzeit, r der Halbmesser des durchmessenen Kreises, v die Bahngeschwindigkeit und a die Zentrigetalbeschleunigung darstellen, so ist

$v = \frac{2 \pi r}{t}$ und $\max a = \frac{v^2}{r} = r \left(\frac{2 \pi}{t} \right)^2$.

Beim Erdbeben ist t gleich der Schwingungsdauer und $2 r$ gleich

der doppelten Schwingungsbreite (Abb. 1).

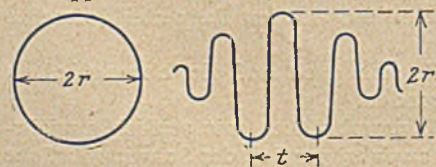


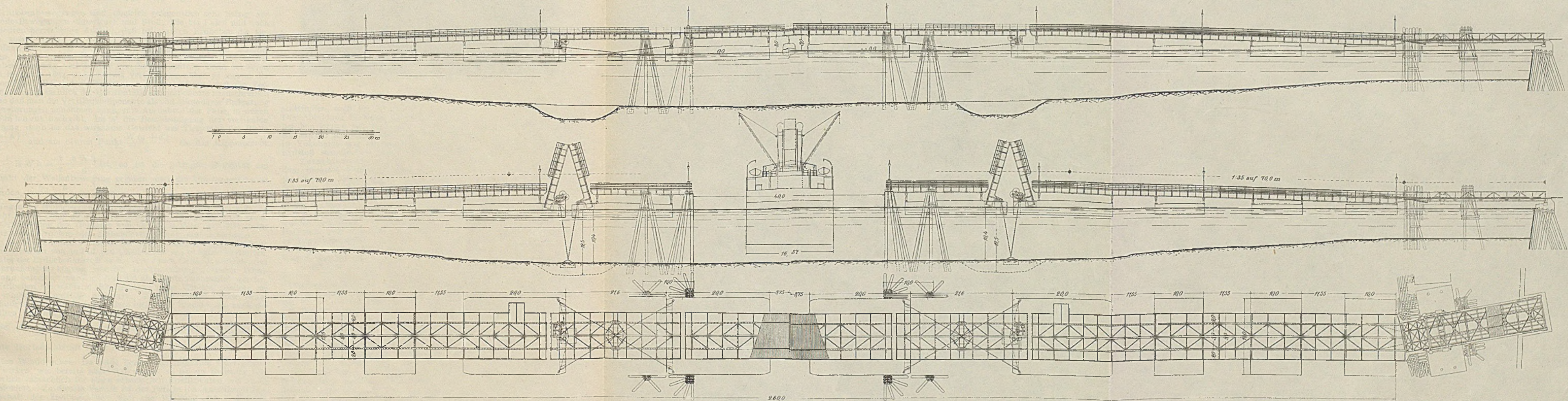
Abb. 1.

Zeigt der Seismograph eine Schwingungsdauer von 1 sek und eine Schwingungsbreite von 100 mm an, so ist

$a = \frac{100}{2} \left(\frac{2 \pi}{1} \right)^2 = 2000 \text{ mm/sec}^2$.

Im Falle des Vorliegens unbefriedigender seismographischer Aufzeichnungen kann z. B. die horizontale Beschleunigung der Be-

ENTWURF
für eine
Schwimmende Klappbrücke mit Gewichtsausgleich (D. R. P.)
über den Kieler Hafen.
Deutsche Werke Aktiengesellschaft Werft Kiel in Kiel.



wegung aus der Beobachtung umgefallener Grabsteine berechnet werden aus $a = \frac{xg}{y}$, wobei g die Erdbeschleunigung, y die Schwerpunktshöhe und x den Horizontalabstand des Schwerpunkts von der Kippkante bedeuten. — Die Kraft, die ein Erdbeben auf irgendein Bauwerk vom Gewichte W ausübt, ist $F = \frac{Wa}{g}$. Der Ausdruck $\frac{a}{g}$ wird seismischer Koeffizient genannt und mit K bezeichnet. Ist $a = 2000 \text{ mm/sec}^2$, so ist $\frac{a}{g} = K = \frac{2000}{9800} = \frac{1}{5}$ und damit die vom Erdbeben ausgeübte Kraft $F = \frac{1}{5}W$. — In Tokio wurde, ehe das letzte Beben eintrat, K bei Bauentwürfen mit $\frac{1}{10}$ angenommen, was einem Beben mit $a = 1000 \text{ mm/sec}^2$ entspricht, das beim Tokioer Erdbeben vom Juni 1894 auftrat. Allerdings war schon beim großen Erdbeben in Nagoya, Oktober 1891, ein $a = 2600 \text{ mm/sec}^2$, also $K = \frac{1}{3}$ zu verzeichnen gewesen.

Die Stabilität von Bauwerken gegenüber Erdbeben ist proportional seiner Größe, nicht seinem Gewicht. Sind b und h Breite und Höhe eines Bauwerkes, W sein Gewicht, F die horizontal wirkende Erdbebenkraft, so ist das Umsturzmoment $\frac{1}{2}Fh$, das Stabilitätsmoment $\frac{1}{2}Wb$. Kippen tritt ein, wenn $Fh > Wb$ ist. Da nun $F = KW$ ist, so ist die Sicherheit gegen Kippen angezeigt durch $K < \frac{b}{h}$.

Erdbebenbewegungen sind, obgleich gelegentlich sehr heftig, andauernde Bewegungen ohne Ruck und Stoß. Die bei Laien und auch Ingenieuren herrschende Ansicht, daß bei starken Erdbeben die Gebäude zuerst durch die vertikale Kraftkomponente emporgehoben und dann durch das plötzliche Abwärtsgeraten zerstört würden, ist ein Irrtum. Gewöhnlich ist die Vertikalkomponente der Erdbebenbewegung viel kleiner als die horizontale, beim schweren Beben in Tokio 1894, z. B. 11 mm vertikal gegenüber 73 mm in der Horizontalen. Bei jedem Beben war zu beobachten, daß die Zerstörungen hauptsächlich der Horizontalkraftkomponente zuzuschreiben sind, so daß man die Vertikalkomponente als von sekundärer Bedeutung für Zerstörungen annehmen kann, mit Ausnahme der Fälle, in denen das Fundament nachgibt. Ist a' die Beschleunigung der vertikalen Bewegung, dann ist das wirksame Gewicht am Tiefpunkt der Welle $W(g - a')$ und am oberen Punkt $W(g + a')$. Da das Kippmoment gleich $\frac{1}{2}KW h = \frac{1}{2} \cdot \frac{a'Wh}{g}$ ist, so ist die geringste Stabilität am Tiefpunkt der Wellenbewegung gegeben und die Umsturzgefahr ist vorhanden, wenn $\frac{a'}{g - a'} > \frac{b}{h}$ ist.

Wegen der geologischen und geographischen Verhältnisse in Japan vollzieht sich in Tokio die Erdbebenbewegung stets von Ost nach West. Eine Orientierung der Gebäude von Ost nach West gestaltet daher das statische Problem der Gebäudeversteifung am einfachsten. — Wegen der bedeutenden Winde an der Küstenlinie werden die Gebäude für eine Windlast von 30 Pfd. pro Quadratfuß = 150 kg/m^2 entworfen. Die unter der Erdbebenkraft $F = K \cdot W$ in einem Gebäude auftretenden Beanspruchungen können wie die Beanspruchungen durch Windbelastung berechnet werden. Nun ist aber stets beobachtet worden, daß Erdbeben nie während des Herrschens von Winden, sondern bei vollkommener Windstille auftreten. Eine Addition beider Beanspruchungen kommt daher praktisch nicht vor, braucht also auch der statischen Rechnung nicht zugrunde gelegt zu werden.

Bei Anwendung des seismischen Koeffizienten von $\frac{1}{10}$ ist die gesamte Horizontalkraft unter dem Einfluß des Bebens nur $\frac{1}{3}$ des gesamten Winddruckes. Da beide Beanspruchungsarten nicht gleichzeitig wirken, wie bereits angeführt wurde, so ist ein Bauwerk also gewöhnlich tatsächlich für einen seismischen Koeffizienten von rd $\frac{1}{3}$ dimensioniert. Zu diesem Punkte ist der Bericht der Amerikanischen Gesellschaft der Zivilingenieure über die Wirkung des Erdbebens von San Francisco vom April 1906 interessant, in welchem es heißt, daß Gebäude, die für einen Winddruck von 150 kg/m^2 versteift sind, sicher den Beanspruchungen durch ein Erdbeben von der Stärke desjenigen in San Francisco standhalten.

Zerstörungen an Gebäuden: Jedes Bauwerk hat eine natürliche Schwingungsdauer, die von seiner Gestalt, Größe und Homogenität abhängt. Wenn die Schwingungsperiode eines Bauwerkes größer ist als die eines schädlichen Erdbebens, so kann das Bauwerk als „hohe Säule“, im andern Falle als „kurze Säule“ angesprochen werden. Die Schwingungsdauer eines schädlichen Bebens ist 1–1,5 s. Bei allen „hohen Säulen“, wie z. B. Kaminen, ist die Bruchstelle gewöhnlich in $\frac{2}{3}$ Höhe über dem Boden, bei den „kurzen Säulen“ an der Basis. Zu den letzteren zählen die meisten der modernen Geschäftshäuser in Tokio, bei denen das unterste Stockwerk als ein Ganzes mit dem Unterbau aufgefaßt werden kann. Die Zerstörung tritt dort

vornehmlich im zweiten Stockwerk auf (vgl. die Schäden am Marunouchi-Gebäude beim Erdbeben vom April 1921, wo alle Pfeiler des zweiten Stockwerks unter einem Winkel von 45° abrißen und die Zerstörungen am Palast-Hotel beim letzten Beben, wo die Säulen und Wände des zweiten Stockwerks herabgeschleudert wurden). Bei Backsteinbauten ist im allgemeinen zweifellos der fehlende Synchronismus in der horizontalen Schwingung von Mauer und Dach die Hauptursache der Zerstörung. Es war zu beobachten, daß ein- und zweistöckige Gebäude meist am Zusammenschluß von Dach und Mauer beschädigt wurden. Je leichter ein Gebäude in den oberen Teilen ist, desto weniger schadet ihm ein Erdbeben. Das typische japanische Haus, das gewöhnlich aus leichten Wänden und einem schweren Ziegeldach besteht, ist genau das Gegenteil davon, weshalb es besonders stark der Zerstörung durch Erdbeben ausgesetzt ist. Beim gewöhnlichen japanischen Geschäftshaus setzte, wie schon erwähnt, die Zerstörung namentlich im zweiten Stockwerk ein.

Abb. 2 stellt ein ganz modernes Eisenbetonbauwerk dar. Die Außenseite der Mauer ist mit Kerben überzogen zur besseren Haltbarkeit des Putzes. Da jedes Jahr hunderte von kleineren Erdbeben



Abb. 2.

stattfinden, muß der Putz alle drei bis vier Jahre erneuert werden. Die Abbildung bestätigt zugleich die allgemeine Beobachtung, daß bei dem letzten Beben die Hauptbeschädigungen nicht diesem selbst, sondern der nachfolgenden Feuersbrunst zuzuschreiben sind. Besonders in Yokohama war festzustellen, daß Tausende von Gebäuden dem Erdstoß standhielten, aber nachher durch Feuer zerstört wurden.

Zerstörungen an den japanischen Reichsbahnen. Das dem jüngsten Erdbeben folgende Feuer fügte dem Eigentum der japanischen Reichsbahnen wenig Schaden zu, ausgenommen den Schaden an rollendem Gut. Die Hauptbeschädigungen sind auf das Erdbeben selbst zurückzuführen. Auf einem Gebiet von 3270 Quadratmeilen mußten 372 Meilen Eisenbahnlinien erneuert werden. 68 Brücken und 32 Tunnels, letztere mit einer Gesamtlänge von 2855 Fuß = 870 m wurden beschädigt. 22 Holzstationsgebäude fielen zusammen, 4 aus Backstein und 13 aus Holz brannten nieder. Das Beben verursachte 22 Zugunglücksfälle, 53 Lokomotiven verbrannten und wurden beschädigt, 386 Personenwagen, 817 Güterzugswagen und 31 elektrische Wagen verbrannten.

Schäden an Brücken. Dabei handelt es sich meist um das Bersten, Weichen oder Einstürzen von Widerlagern und Pfeilern. Charakteristisch ist der Schaden an der Brücke über den Banyu-Fluß auf der Tokaido Hauptlinie, einer Blechträgerbrücke mit Spannweiten von 21 m, die auf Pfeilern aus Backstein und Haustein ruhte, und auf Brunnen gegründet war. 44 dieser Pfeiler brachen nahe der Wasserstandlinie ab und fielen stromabwärts (Abb. 3). Die Brunnen neigten sich und einige verschoben sich um 0,6–1 m. Bei der Brücke über den Sakawa-Fluß auf der Atamulinie, die aus Fachwerkträgern (8 Öffnungen von 150 Fuß = 46 m) und Blechträgern (16 Öffnungen von 60 Fuß = 18,3 m) bestand, erlitten die Pfeiler keine Beschädigungen. Diese Pfeiler standen aus Beton mit Hausteinvormauerung und waren auf Eisenbetonbrunnen gegründet. Die Brücke wurde nur dadurch beschädigt, daß durch die Erdbebenbewegung einer der Fachwerkträger von 46 m Spannweite aus seinem Lager gerückt wurde. Beträchtliche Beschädigungen erlitten die Brücken älteren Bautyps, wo die Pfeiler durch Steinbögen verbunden waren. Ein unmittelbarer Vergleich solcher Bauten mit neueren Bautypen war am Übergang über den Rokugo-Fluß möglich. Hier war an einer Eisenbrücke ähnlicher Konstruktion wie der über den Sakawa-Fluß nur ein einziger Pfeiler gebrochen (Abb. 4), während an einer benachbarten Steinbogenbrücke 5 Pfeiler in der Nähe des Kämpferpunktes barsten.

Die Schäden an Erddämmen und Erdbefestigungen bestanden zumeist im Weichen und Sinken der Erdmassen, wodurch Bahndämme unterbrochen, Widerlagermauern und Gebäude zum Umsinken gebracht wurden. Ein typisches Bild zeigt Abb. 5.

In Gegenden, in denen heftige Erschütterungen vorkamen, wie in den gebirgigen Gegenden von Hakone, ereigneten sich Fels- und Erdstürze, und in deren Folge Überschwemmungen und Schlammüberflutungen, die Häuser, Eisenbahnen, Wälder begruben oder fort-

schwemmt. Der größte und folgenschwerste Erdsturz ereignete sich bei der Nebukawa-Station, wo das Stationsgebäude und ein einfahrender Zug fortgerissen, Passagiere und Bahnbeamte in die See geworfen und mehr als 100 Personen getötet wurden. Dort trat auch die größte Schlammflut auf, die den größeren Teil einer Eisenbrücke samt ihren Pfeilern mitriß. (Brücke mit 3 Öffnungen von 43 m aus Fachwerkträgern und 4 Öffnungen von 12 m aus Blechträgern.)

Tunnelbeschädigungen bestanden meist in Rissen in den Mauern am Eingang. Gelegentlich zeigten sich auch Beschädigungen im Innern. Die Hochbahnlinien in Tokio erlitten, abgesehen von einigen weggeschobenen Blechträgern keine Beschädigungen, trotz des weichen Baugrundes. Die Schienen liegen meist auf Backstein- oder Eisenbetonbögen von 8—12 m Spannweite, auf Holz- und Eisenbetonpfählen fundiert. Wo der Baugrund weicher war, sind die Steinbögen durch Eisenbetonplatten ersetzt. Bei der Überführung über Eisenbahnlinien wurden eiserne Blechträger, über den Sotobori-Kanal Eisenbetonbögen von 38 m Spannweite verwendet. Die beim Beben unversehrt gebliebenen Hochbahnbauten waren nachher dem Feuer von lagerndem Material ausgesetzt, erlitten dabei aber auch nur leichte Beschädigungen.

Das Hauptgebäude des Bahnhofs in Tokio, ein 3stöckiges Eisenfachwerkgebäude mit Backsteinwänden blieb trotz seiner Größe unbeschädigt. Die Bahnhofsgebäude von Manseibashi, Shimbashi und Yokohama, 2stöckige Backsteingebäude, wurden durch Feuer zerstört. Die Überreste zeigten keine Erdbebenschäden. Die Maschinenhäuser zu Shinagawa und Yokohama, Eisenbetongebäude auf aufgeschüttetem Boden, zeigen an verschiedenen Stellen Risse. Die meisten gußeisernen Säulen der Bahnsteigdächer in Yokohama waren gebrochen.

Das rollende Gut wurde hauptsächlich durch Feuer zerstört, ein Teil auch durch Entgleisungen von Zügen beim Erdbeben.

Schlußfolgerungen. Die Größe der Beschädigungen wechselt mit der Entfernung der Objekte vom Erdbebenherd, den geographischen und geologischen Verhältnissen der Örtlichkeiten, den Bauarten. Der Widerstand von Erddämmen und -Anschüttung ist gering, die Herstellung hoher Erddämme oder die Errichtung von Gebäuden auf Anschüttungen muß sehr sorgfältig erfolgen. Das Verhalten von

Backsteinmauerwerk scheint von der Güte der Arbeit, der Steine und des Mörtels abhängig zu sein. Gut gemauerte Steinmauern litten wenig; nach Aussage anderer sollen Backstein- und

Steinmauerwerk geringen Widerstand dem Erdbeben entgegengesetzt. In Tokio erlitten allerdings einige Backsteinbauten von weniger als 5 Stockwerken keinen Schaden doch wird dies dem guten Baugrund oder sonstguter Fundierung zugeschrieben. Der Widerstand von reinem Beton scheint ungefähr derselbe zu sein, wie der des Backsteinmauerwerks. Im allgemeinen leisten Eisenbauwerke und Eisenfachwerke in Verbindung mit Eisenbetonmauern einen ausgezeichneten Widerstand. Alsdann kommen Eisenfachwerkbauten mit guten Ziegel- oder Hartsteinzwischenwänden. Der Eisenbeton kommt bezüglich seiner Widerstandsfähigkeit gegenüber einem Erdbeben nächst der

Eisenkonstruktion. Dazu kommt noch, daß der Eisenbeton vortrefflich dem Feuer widersteht. Eisenbetonmauern erlitten praktisch keinen Schaden. Zwischendecken und Dächer sollten so leicht als möglich ausgeführt werden zur Verringerung der den Mauern und Stützen zu fallenden Erdbebenbeanspruchung. Wände und Stützen sollten so angeordnet sein, daß die Erdbebenkräfte auf die ganze Konstruktion übertragen werden. Großräumige Bauten mit wenig Zwischenmauern sind ungünstig. Es sind durch gut verteilte und genügend starke Zwischenmauern für Querversteifungen zu sorgen. Dort wo ungenügende Versteifungen vorlagen, waren oft verbogene Eisenstützen anzutreffen. Die Übertragung der horizontalen Kräfte sollte durch die Mauern erfolgen, nicht durch die Stützen, so daß seitliche Kräfte bei Säulen von sekundärer Bedeutung sind. Alle Teile des Fundaments sollten so fest miteinander verbunden sein, daß alle Bauteile zusammenwirken und sich zusammenbewegen. Der teilweise

Einsturz des 15. Bankgebäudes in Yokohama ist dem Verstoß gegen die letzte Forderung zuzuschreiben. Holzhäuser von weniger als 3 Stockwerken, mit leichten Dächern eingedeckt, zeigen eine ziemlich hohe Widerstandsfähigkeit gegenüber Erdbebenbeanspruchungen. Da die Dachziegel bei der Erdschütterung fortgeschleudert werden, sollte jeder einzelne Ziegel für sich befestigt werden.

Dr. A. Hummel, Karlsruhe.



Abb. 3.

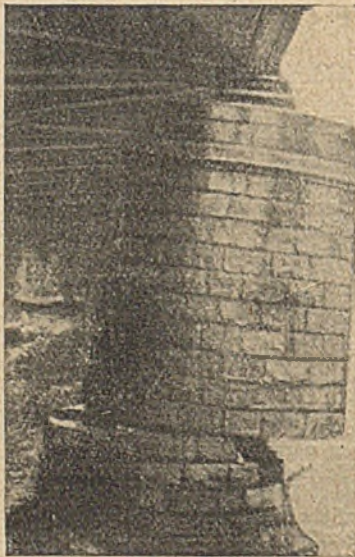


Abb. 4.



Abb. 5.

BUCHBESPRECHUNG.

Der Kalksandstampfbau und seine Bedeutung für die ländliche Siedlung. Von Albert Cramer, Regierungsbaumeister a. D., Breslau. Verlag des Vereins Deutscher Kalkwerke E. V. Berlin 1923. Grundzahl: 0,30.

Wiedergegeben ist hier in Broschürenform (10 Seiten) ein Vortrag des Verfassers über den neuzeitlichen Kalksandstampfbau auf Grund der neuen Ausführungen aus den Jahren 1919—22. In dieser Zeit hat der Vortragende 67 Häuser und Ställe ohne den geringsten Mißerfolg errichtet. Die hierbei gewonnenen Erfahrungen in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht bilden den Hauptinhalt des interessanten Vortrages, der auch besonders ausführlich auf die praktische Her-

stellung der Häuser eingeht. In wirtschaftlichem Sinne verdient hervorgehoben zu werden, daß der Verfasser das Verhältnis der Herstellungskosten von Ziegelmauerwerk zu Schlackenbeton zu Kalksandstampfbau zu: 81,5:54,7:43,7 berechnet; die Herstellung des letzteren ist also mit sehr erheblichen Ersparnissen verbunden, M. F.

Berichtigung zum Aufsatz Eiselin in Heft 8 und 9.

1. In Heft 8 auf Seite 248 rechts, letzte Zeile, muß es heißen: $\epsilon_{10 B} = 0,85$ statt $\epsilon_{10 B} = 0,85$.
2. In Heft 9 auf Seite 282 rechts, Abb. 9, links: σ = effektive Spannung, bezogen auf den jeweiligen kleinsten Querschnitt — statt σ = effektive Spannung, bezogen auf den ursprünglichen Querschnitt.