

ZUR GESTALTUNG NEUZEITLICHER STELLWERKSBAUTEN.

Mit Beispielen aus dem RBD Bezirk Köln.

Von Reichsbahnoberrat **Jüsgen**, Köln.

Der Stellwerkshochbau bei der deutschen Reichsbahn, einst ein weniger beachteter Teil des früher zwischen Ingenieurbau und Architektur umstrittenen Gebietes, ist nach langer interessanter Entwicklungszeit nun doch wohl endgültig dem Eisenbahnhochbau zugefallen. Dieser bearbeitet es im engen Einvernehmen mit dem Betrieb, dessen Forderungen in möglichst vollkommener, wirtschaftlicher aber auch schöner Form zu erfüllen, dabei die vornehmste Aufgabe ist.

Daß ein so verhältnismäßig neues Gebiet, wie es der Stellwerkshochbau bildet, auf seinem Entwicklungsgange, genau wie

liegende Arbeitsgebiet, auf dem eigentlich fast jeder Fall nach Maßgabe der örtlichen Verhältnisse verschieden gelagert ist, kaum möglich. Scheint auch die äußere Gestalt eines Stellwerks mit seinen vielen Glasflächen und seinem Sonnenschutz oft primitiv und selbstverständlich, so kann man doch behaupten, daß gerade solche Bauwerke in ihren meist minutiösen Programmforderungen nur von erfahrenen und eingeübten Spezialfachleuten gemeistert werden können und selbst ein Architekt, der etwa ein stellwerksähnliches Kaffee vollendet bauen könnte, wäre ohne weiteres noch längst nicht in der Lage, nun auch einen brauchbaren Stellwerkshochbau zu planen.

Im folgenden soll nur von einer Reihe von Einzellösungen die Rede sein, die nicht für sich beanspruchen, überall das letzte an Möglichkeiten erschöpft zu haben, die aber alle individuell behandelt sind und neben den betrieblichen Forderungen auch in der äußeren Form gesunde Zweckmäßigkeit, möglichste Bodenständigkeit und überhaupt eine anständige Baugesinnung zeigen wollen. Abgesehen davon, daß für den Dienst in solchem Gebäude auch Wandflächen unentbehrlich sind, wurde schon aus Gründen wirtschaftlicher Wärmehaltung in der Regel davon abgesehen, aus den Stellwerken ringsum verglaste Leuchttürme zu machen. Ebenso wurden Eckfenster, die in solchem Bau leicht eine kleine konstruktive Schwäche bilden, auf die allerdings nicht seltenen Fälle beschränkt, wo eine klare Sicht solche Lösung verlangte. Aber auch dann ließ sich oft noch ein dünner eiserner Eckpfosten vertreten. Wo es durch Brauch oder Zweckmäßigkeit begründet schien, paßte man sich z. B. in der Dachform und der sonstigen Bauart dem

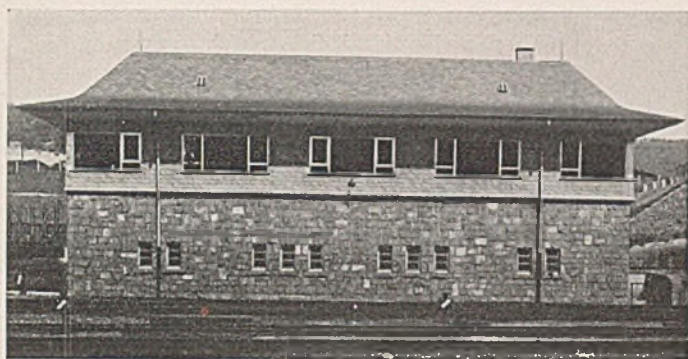


Abb. 1. Beschiefertes Fachwerk mit Steildach über Bruchsteinsockelgeschoß.

es beim Waggonbau, den Kraftwagen usw. sich zeigte, auch manche Irrtümer und Fehlschläge aufzuweisen hatte, ist nicht zu verwundern. Mittlerweile wurde aber ein gewisser Abschluß erreicht, wenn auch die technische und formelle Entwicklung nicht stille

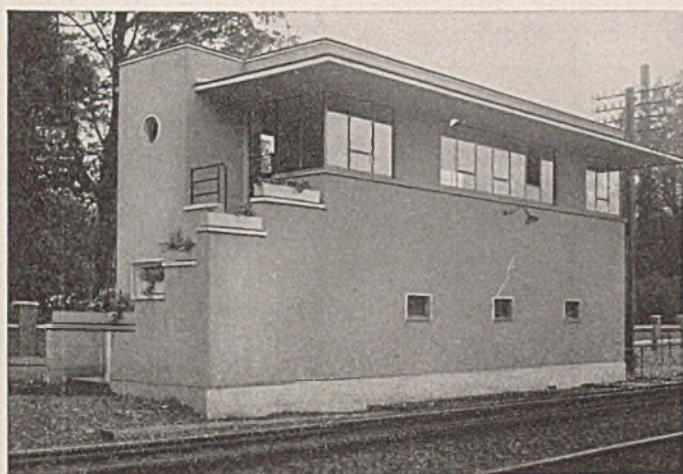


Abb. 2. Untergeschoß Ziegelbau, oben Beton. Flächen grüner Edelputz.

steht und auch künftig neue Anforderungen und Fortschritte auch neue Formen zeitigen werden.

Der Reichsbahndirektionsbezirk Köln hat aus den letzten Jahren eine Reihe von Stellwerksneubauten aufzuweisen, die als Beitrag zu diesem Kapitel wohl Interesse verdienen. Musterentwürfe für Bauwerke zur direkten Verwendung, sind für das vor-



Abb. 3. Altes mechanisches Stellwerk, etwa 50 Jahre alt.

vorhandenen und ortsüblichen an. Wo aber etwa neben einem uralten Stellwerksbau ein neuer nach neuzeitlichen Forderungen zu errichten war, verlangte es oft schon die Ehrlichkeit, solchen Neubau auch als Produkt seiner Zeit zu zeigen und ihn nicht mit alten Formen zu verbrämen, wie dies zu Zeiten der früheren Stilarchitektur bei Bauwerken jeder Art und Zweckform herunter bis

zum Abortgebäude leider so oft auf Kosten klarer Sachlichkeit geschah.

Der neuzeitlichen Stellwerkseinrichtung muß auch die gleichzeitig entstandene neue Außenform entsprechen. Allen denen, die

haltung und Wärmehaltung ausführen kann wie jede andere Dachform. Ein unzugänglicher Dachraum, der gar noch über einer heute oft verlangten oberen Betondecke aufzustellen wäre, könnte u. U. ebenso unzweckmäßig und damit unrichtig sein wie ein Flach-



Abb. 4. Elektrisches Vierreihenstellwerk. Ziegel-Unterbau nach Profil eingeschränkt.

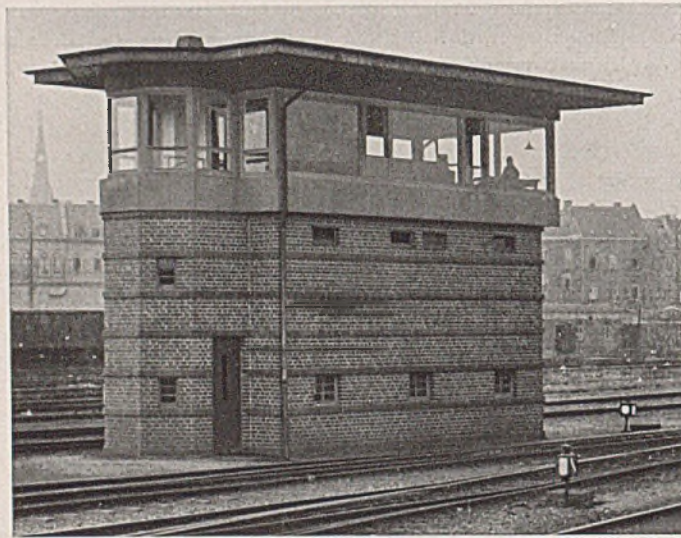


Abb. 5. Stellwerksbau von 1930.

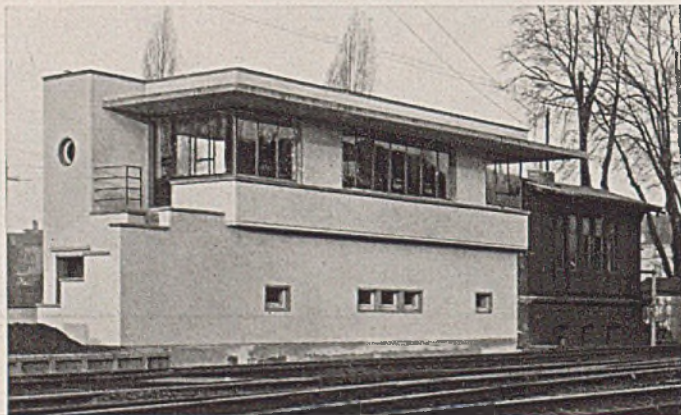


Abb. 6. Mechanisches Stellwerk in Putzbau. Rechts alter Fachwerkbau.

in einem Steildach die einzig tragbare Lösung für einen Stellwerksbau sehen wollen, sei gesagt, daß man auch eine gut entwässerte Flachdachkonstruktion ebenso wirtschaftlich bezüglich Unter-

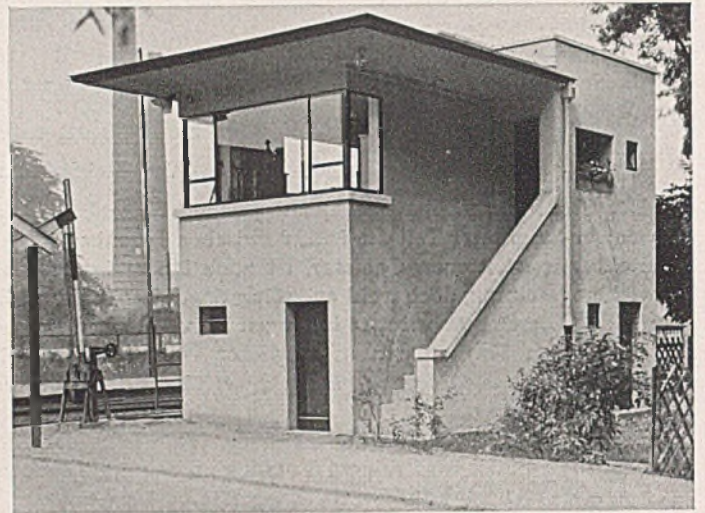


Abb. 7. Stellwerk mit Schrankenbedienung.

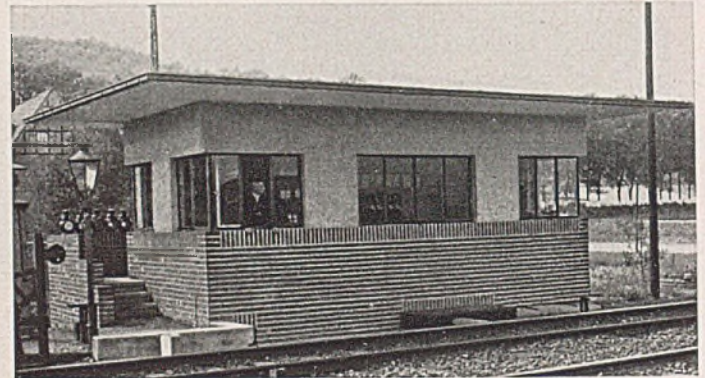


Abb. 8. Niedriges Streckenstellwerk mit Schrankenbedienung.

dach über einem niedrig gehaltenen Innenraum, bei dem man leicht noch einen Teil des Daches zur Vermehrung des Luftraumes in solch wichtiger Arbeitsstätte verwenden könnte. Es gibt bezüglich der Form hier keine allgemein gültigen Rezepte, genau wie man



Abb. 9. Häßliches älteres Stellwerk an einer Rheinstraße. Man beachte die unzweckmäßigen schrägen Eckfenster und die Überschneidung von Fenstern durch Abfallrohre

von keinem Städtebauer verlangen könnte, daß er entweder nur gerade oder nur gekrümmte Straßen vorsehen dürfte. Wo die wegen Schnee und Eis gefürchteten Außentreppen aus irgendeinem

Grunde unvermeidlich schienen, was oft eine reine Kostenfrage ist, wurden sie möglichst durch Dachüberstände geschützt und nicht auf die Wetterseite gelegt. Die wichtigsten Sichtfenster wurden

verständlich. Beschwerden über ungenügende Wärmehaltung sind daher auch nirgendwo laut geworden, wohl wurde mehrfach Einschränkung der Heizung verlangt, ein gutes Zeichen für die ge-



Abb. 10. Stellwerk (Putzbau) von 1930 mit Schrankenbedienung.



Abb. 13. Schrankenposten von schwer übersichtlichen Straßenkreuzungen.



Abb. 11. Stellwerk im Ahrtal in bodenständiger Bauweise 1928.



Abb. 14. Schrankenwärterposten. Holzwerk mit Karbolineum gestrichen. Öffnungen rot abgesetzt.



Abb. 12. Blockstelle im Rheintal von 1935.

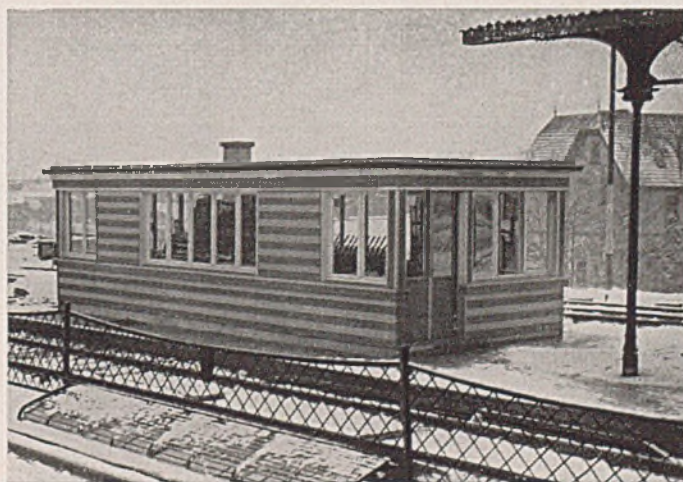


Abb. 15. Provisorischer Stellwerksbau aus Fachwerk, außen mit Holz, innen mit Cellotex verkleidet.

mit neuem oder gebrauchtem Spiegelglas, alle übrigen mindestens in gutem $\frac{6}{4}$ oder $\frac{8}{4}$ Maschinenglas ausgeführt. Daß alle dünnen Außenwände und besonders die Betondecken und Flachdächer auf beste mit Heraklith o. dgl. zu isolieren waren, schien ganz selbst-

wählte Bauart! Daß die Grundsätze von „Schönheit der Arbeit“ auch für Stellwerksbauten ihre Berechtigung haben, braucht kaum besonders betont zu werden.

Abb. 1 zeigt ein im Obergeschoß aus beschiefertem Fachwerk mit steilem Schieferdach ausgeführtes Bauwerk aus dem Jahre 1929. Ein etwa 6 Jahre später dort errichtetes Stellwerk (Abb. 2) sieht ganz anders aus. Hier war schon zwecks Vermeidung

Drahtzüge aber keinen Spannwerkraum besitzt. Den starken, durch die Weiterentwicklung bedingten Unterschied, zeigt das benachbarte elektrische Stellwerk der Abb. 4 von 1935, das gegenüber einem wenige Jahre früher hier errichteten Bau dieser Art

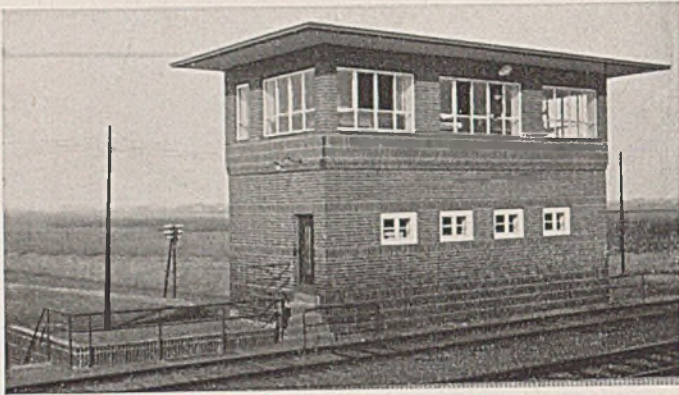


Abb. 16. Stellwerk in Klinkerverblendung dem zugehörigen Empfangsgebäude angepaßt.

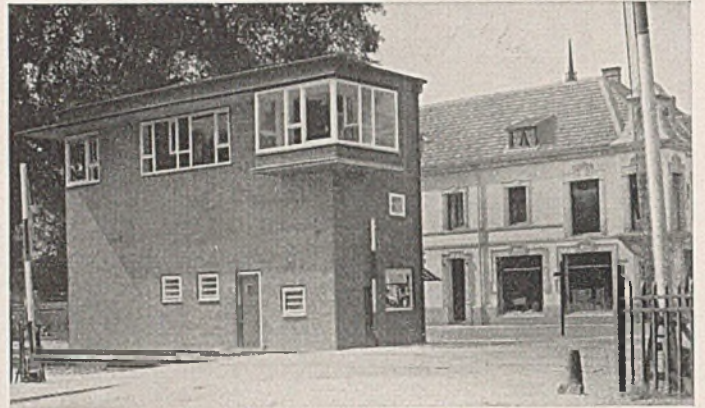


Abb. 19. Niederrheinischer Klinkerbau mit Aussichtserker und unterem Ladeneinbau.



Abb. 17. Stellwerk in lebhaft gegliederter Klinkerbauweise.

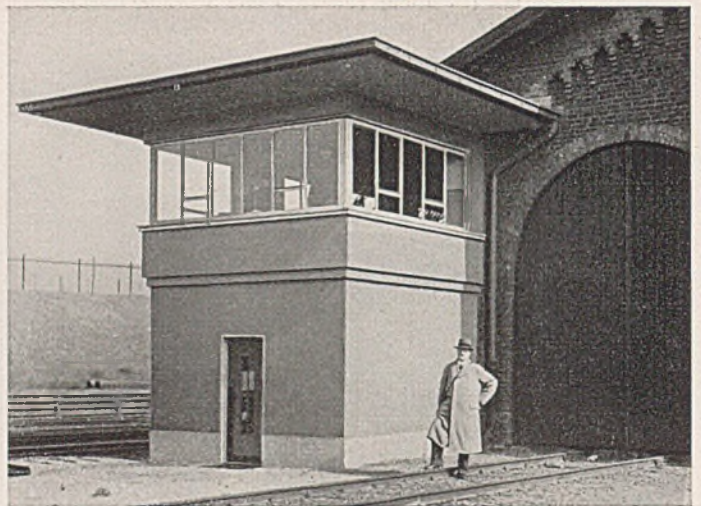


Abb. 20. Stellwerk in Beton-Putzausführung.



Abb. 18. Niederrheinischer Klinkerbau, Kopfseite wegen der benachbarten Straßenkreuzung oben ganz in Glas aufgelöst.



Abb. 21. Stellwerk in Verbindung mit Wartehalle auf einem Bahnsteig.

der kostspieligen Verlegungen von vorhandenen Freileitungen ein Flachdach zweckmäßig. Gleiche Ersparnisgründe bedingten die auf der Ostseite angelegte Freitreppe, deren mit Blumen geschmückte Absätze im Sommer eine Zierde der Strecke bilden. Einer guten Sicht wurde sogar soweit Rechnung getragen, daß selbst vom Abortfenster aus ein großer Teil der Strecke beobachtet werden kann. Abb. 3 zeigt ein sehr altes mechanisches Stellwerk auf einem Güterbahnhofe, das zwar auch schon das „moderne“ Flachdach aufweist, aber, wie es sonst nur bei den elektrischen Reiterstellwerken üblich und nötig ist, des Untergeschosses ermangelt, also offen liegende

(Abb. 5) doch einige Fortschritte im Sinne der Entwicklung zu einer gesunden Sachlichkeit aufweisen dürfte. Auch Abb. 6, die rechts im Hintergrunde ein altes, inzwischen abgebrochenes Stellwerk neben dem Neubau zeigt, spricht für sich. Beispiele ähnlicher Ausbildung zeigen die Abb. 7 u. 8, deren Programm (Streckenübersicht, Bedienung von Schranken usw.) sich meist schon im Äußeren deutlich zeigt. Abb. 9 ist ein unerfreuliches Gegenstück älterer Bauart. Zwei weitere Bilder (Abb. 10 u. 11) geben je einen solchen Bau in bodenständiger Form aus dem Rhein- und Ahrtal und die Abb. 12 u. 13 eine Blockstelle in besonders romantischer Lage und

Schrankenposten an schwierigen Wegekrenzungen wieder. Abb. 14 zeigt einen mit ganz einfachen, billigen Mitteln ausgeführten mit farbigem Karbolineum behandelten Schrankenposten und Abb. 15 ein ebenfalls in Holz als Provisorium gebautes kleines Stellwerk. Alle diese Kleinbauten ersetzen frühere Wellblechbuden, die abgesehen von ihrer großen Häßlichkeit auch nur in geringem Maße ihren Zweck erfüllten. Am Niederrhein, wo zufolge des holländischen Einflusses der Klinkerbau durchaus bodenständig ist und

standen, so sind sie in unserer schnellebigen Zeit doch schon in manchen Teilen überholt. Die Gegenüberstellung der Abb. 25 dürfte unschwer die Fortbildung der Betonbauformen zum Leichtereren zeigen. Bei ihm ist der Kabelboden nur unter der Stellwerksbank durchgeführt, während der geschlossene Aussichtserker von zweckgebundener dreieckiger Grundrißform elegant zur Seite vorkragt und diese Tendenz noch durch die später an dieser Stelle



Abb. 22. Reiterstellwerk in Ziegelausführung mit Schieferdach (schwere Unterbauten) um 1926.

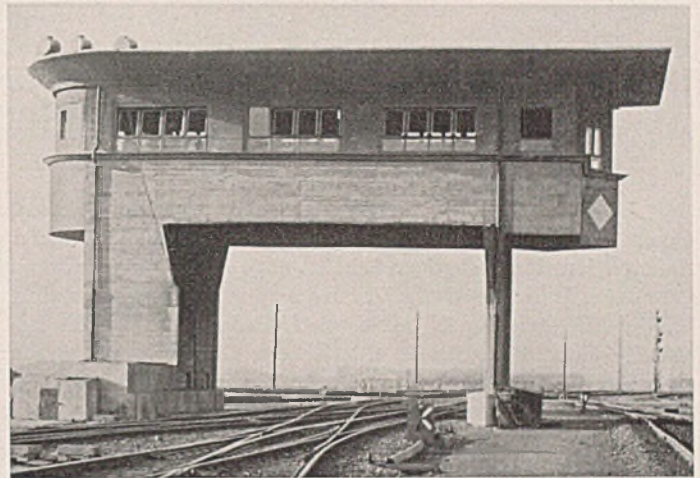


Abb. 24. Betonstellwerk auf einem Rangierbahnhof um 1928.

auch geübte Facharbeiter zur Verfügung stehen, hat man vielfach Empfangs- und Stellwerksgebäude in gleicher Art und Form mit Ziegeln verblendet, was im Gegensatz zu der früher auf einzelnen Bahnhöfen vorhandenen scheußlichen „Musterkartenarchitektur“ zu Bildern von erfreulichem Gesamteindruck führt. Beispiele solcher Stellwerke zeigen die Abb. 16—18, bei denen teils Normalsteine, teils Klinker im Kleinformat verwendet werden. Abb. 19 stellt noch insofern eine Sonderlösung dar, als hier mit Rücksicht

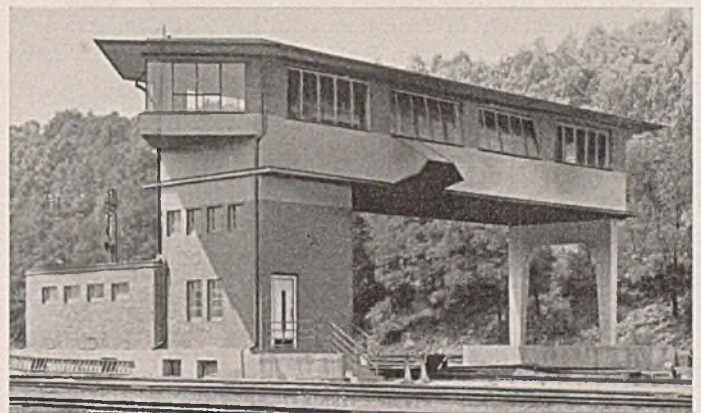


Abb. 25. Betonstellwerk 1933.



Abb. 23. Reiterstellwerk aus Ziegeln mit Schieferdach um 1929.

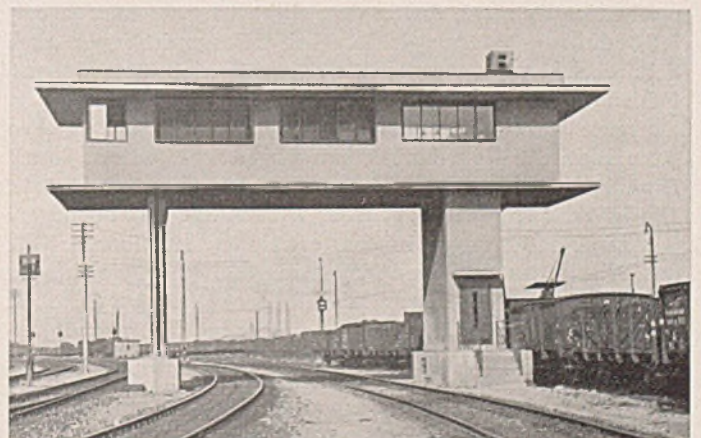


Abb. 26. Reiterstellwerk 1934, Eisenfachwerk mit Putzverkleidung, Gesimse unterseitig Eternit.

auf den Charakter der vorbeiführenden Straße in einer für Dienstzwecke entbehrlichen Erdgeschoßbocke ein kleiner Laden eingebaut wurde. Auch die Bauten Abb. 20 u. 21, von denen das erste an einen alten abgängigen Lokschuppen, das zweite an einen vorhandenen Aufenthaltsraum auf dem Inselbahnsteig eines romantischen Ahrdorfes anzugliedern war, stellen nicht uninteressante Versuche individueller Lösungen dar.

Für die Entwicklung der Bauform der Reiterstellwerke im Kölner Bezirk mögen einige wenige Beispiele, die schon für sich selbst sprechen, genügen. Einige ältere dieser Bauten zeigen die Abb. 22—24. Sind diese auch erst vor 8—12 Jahren ent-

angebrachte weit vorkragende Uhr unterstreicht. Eine mindestens interessante Sonderlösung bringt endlich das Stellwerk Abb. 26 aus dem Jahre 1934. Hier ließ die Gleislage nur ganz knappe Stützenbreiten zu. Dem rechtsseitigen Unterbau, der die zweiläufige Treppe enthält, stand nur eine äußere Breite von höchstens

1,80 m zur Verfügung. Schon das bedingte eine leichte Bauart wie sie sich in dem allseitig verglasten, durch Rauch- und Sonnenschutzgesimse stark horizontal gegliederten Aufbau zeigt.

Wenn auch die äußere Erscheinung keineswegs die Hauptsache des Stellwerks ist, so hat ihr Bild doch für den Gesamteindruck der Bahnanlagen auch seine große Bedeutung. Ein schlecht geplantes oder vernachlässigtes Gebäude dieser Art wird stets den Gedanken nahelegen, daß hier vielleicht nicht der richtige Geist

walte. Kein verantwortungsbewußter Architekt wird gerade bei solchen betriebswichtigen Bauten etwas planen, was gegen berechnete Forderungen der Zweckmäßigkeit oder der unbedingten Wirtschaftlichkeit verstößt. Darüber hinaus aber lasse man ihm die nötige Freiheit, deren er als berufener Künstler unbedingt bedarf, wenn er auch allein die Verantwortung für seine Arbeit tragen soll.

DER SPANNUNGSZUSTAND IN AFFINEN SCHALEN UND RAUMFACHWERKEN UNTER ANWENDUNG DES PRINZIPS DES STATISCHEN MASSENAUSGLEICHS.

Von Professor Dr.-Ing. Fr. Dischinger, Berlin.

I. Vorwort. — Ebenso wie zwischen affinen Schalen eine geometrische Verwandtschaft besteht, so sind auch zwischen den inneren Kräften derartiger Schalen enge Beziehungen vorhanden. Vor zehn Jahren war der Verfasser zum erstenmal vor eine derartige Aufgabe gestellt, als es sich darum handelte, die inneren Kräfte einer Kuppel mit elliptischem Grundriß zu berechnen. Direkte Berechnungsmethoden für derartige Raumsysteme mit Hilfe der Differentialgleichungen des Membranspannungszustandes gab es nicht und gibt es auch bis heute noch nicht. Das statische Gefühl wies aber den Verfasser darauf hin, daß gewisse Beziehungen zwischen den inneren Kräften der Rotationsschale (Grundschale) und der dazu affinen Schale mit elliptischem Grundriß bestehen müssen. Die vorerst noch langwierigen mathematischen Untersuchungen bestätigten dann dieses statische Fühlen, und es ergab sich, daß sich die inneren Kräfte der durch Eigengewicht oder Schnee belasteten Kuppel mit elliptischem Grundriß als Verzerrungen der Dehnungskräfte der dazu affinen Rotationsschale darstellen lassen, aber nur unter der Voraussetzung, daß sich die Flächenlasten zugehöriger Flächenelemente wie die Grundflächen verhalten. Damit ist aber gegeben, daß bei unveränderlicher Wandstärke der Grundschale bei der verzerrten Schale eine veränderliche Wandstärke vorausgesetzt werden mußte, denn die Oberflächen der beiden zueinander affinen Schalen sind nicht genau proportional den Grundflächen. Um demnach die inneren Kräfte der Schale mit elliptischen Grundrissen als Verzerrungen der Dehnungshälfte der Grundkräfte darzustellen, war eine geringfügige Umlagerung der Flächenlasten aus Eigengewicht notwendig und aus diesem Grunde wurde von dem Verfasser seinerzeit dafür die Bezeichnung „Prinzip des statischen Massenausgleichs“ eingeführt¹. Aus diesen Untersuchungen ergab sich des weiteren als überraschendes Resultat, daß in dem elliptisch geformten Zugring infolge dieses Massenausgleiches bei Eigengewicht wie auch bei Schneebelastung nur zentrische Zugkräfte auftreten, während bei Fehlen des Massenausgleiches die Zugkräfte noch durch Biegemomente überlagert werden, so daß der Zugring das Bestreben hat, seine elliptische Form durch Verbiegungen der Kreisform zu nähern. Die elliptische Kuppel mit Massenausgleich ist deshalb in statischer Hinsicht der Kuppel mit gleicher Wandstärke weit überlegen.

Die Ausführungen in dem erwähnten Handbuchartikel über das Prinzip des statischen Massenausgleichs bezogen sich nur auf die besonderen Fälle einer Verzerrung der Schale in senkrechter und horizontaler Richtung. Diese Beziehungen gelten aber auch in ganz allgemeiner Form für alle zueinander affinen Schalen.

Diese allgemeinere Darstellung des Spannungszustandes affiner Schalen hat der Verfasser anlässlich des Preis Ausschreibens der Akademie des Bauwesens im Jahre 1930 behandelt². Hierbei wurde mit Hilfe der Differentialgleichungen der beliebig geformten Schale die allgemeine Gültigkeit dieses Gesetzes nachgewiesen. Da

¹ s. Dischinger, Fr.: Handbuch für Eisenbetonbau. 3. Aufl. Band XII, S. 175 und S. 237.

² Ellerbeck: Preisaufrage der Akademie des Bauwesens auf dem Gebiet des Eisenbetons. Zbl. Bauverw. 51 (1930), S. 436. — Dischinger, Fr.: Eisenbetonschalendächer Zeiß-Dywidag zur Überdachung weitgespannter Räume. 1. intern. Kongreß für Beton- und Eisenbeton Lüttich 1930, Editions „La Technique des Travaux“.

seinerzeit die Veröffentlichung dieser Arbeit aus Mangel an Mitteln unterblieb, soll dies hier nachgeholt werden. Ein wesentlicher Teil dieser Arbeiten wurde in gekürzter Form schon 1935 im Bauingenieur veröffentlicht³.

In der Zwischenzeit hat W. Flügge, mein früherer Mitarbeiter in der Schalenabteilung der Dyckerhoff & Widmann AG., in seinem Buch⁴ eine gegenüber dem Handbuch für Eisenbetonbau teilweise erweiterte Darstellung der Beziehungen der inneren Kräfte affiner Schalen bei Anwendung des statischen Massenausgleiches gegeben. Jedoch sind Herrn Flügge Fehler unterlaufen, die im nachstehenden richtig gestellt werden.

Ich möchte gleich zu Beginn darauf hinweisen, daß das Prinzip des statischen Massenausgleiches und die sich daraus ergebenden Beziehungen zwischen den inneren Kräften affiner Schalen nur auf solche Raumsysteme anwendbar sind, bei denen die Flächenlasten ausschließlich durch Dehnungskräfte übertragen werden, d. h. auf Systeme, die innerlich statisch bestimmt sind. Diese Raumsysteme müssen aber auch äußerlich bestimmt sein. Durch diese beiden Bedingungen scheidet also Systeme aus, bei denen die Dehnungskräfte noch durch Biegemomente in wesentlichem Maße überlagert werden. Desgleichen auch Systeme mit statisch unbestimmter Lagerung, wie z. B. über mehrere Felder durchgehende Rohre. Andererseits gelten die nachstehenden Ausführungen nicht nur für massive Schalen, sondern auch für Raumfachwerke und Flechtwerke, so daß sich damit auch viele Aufgaben des Stahlbaues erledigen lassen.

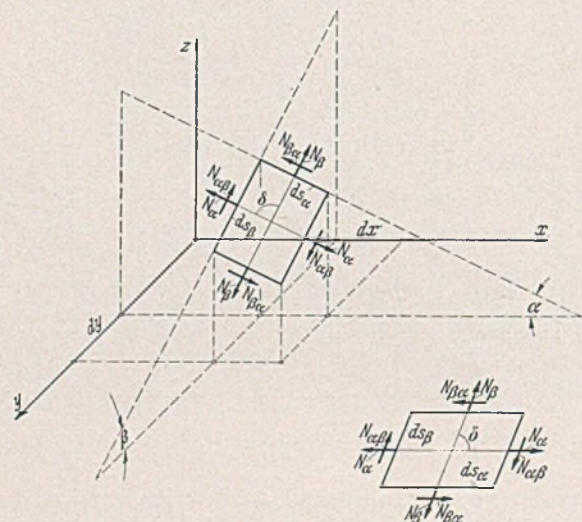


Abb. 1.

II. Die Beziehungen zwischen den Dehnungskräften affiner Schalen. In der Abb. 1 ist ein Flächenelement einer ganz beliebig geformten Schale dargestellt. Diese Schale bezeichnen wir als Grundschale, die wir dann durch Verzerrungen in eine dazu affine Schale überführen wollen. Die Grundschale denken wir uns

³ Dischinger, Fr.: Die Rotationsschalen mit unsymmetr. Form und Belastung. Bauing. 16 (1935), S. 374 bzw. 393.

⁴ Flügge, W.: Statik und Dynamik der Schalen. Berlin: Julius Springer 1934.

erzeugt durch zwei Scharen von beliebigen Kurven, die parallel den Ebenen xz und yz verlaufen. Dabei setzen wir voraus, daß mit der Änderung der Abszissen um dx und dy sich diese Kurven beliebig ändern können, so daß wir mit diesen beiden Kurvenscharen jede beliebige Fläche darstellen können. Durch zwei senkrechte Ebenen parallel zur yz -Ebene mit dem Abstand dx und zwei weitere zur xz -Ebene parallele Ebenen mit dem Abstand dy schneiden wir nun aus der Schale ein Flächenelement $dF = ds_\alpha ds_\beta$ heraus, dessen Grundfläche $dx dy$ ein Rechteck bildet. Das Flächenelement $ds_\alpha ds_\beta$ dagegen hat die Form eines Parallelogramms. Ganz streng gilt dies aber allerdings nur, wenn die Fläche in Richtung x und y keine Verwindung hat. Da dies jedoch bei einer beliebigen Fläche nicht der Fall zu sein braucht, ergeben sich für das Flächenelement $ds_\alpha ds_\beta$ geringfügige Abweichungen gegenüber einem Parallelogramm, auf die wir aber bei unseren Entwicklungen keine Rücksicht zu nehmen brauchen, weil es sich um Differentiale zweiter Ordnung handelt.

Da wir für die Schale gemäß Abschnitt I einen Membranzustand voraussetzen, erhalten wir aus den Gleichgewichtsbedingungen des Elementes gegenüber Verschieben in den Richtungen x , y und z zwischen den drei unbekanntenen Dehnungskräften N_α , N_β und $N_{\alpha\beta}$ und den an dem Schalelement in den Richtungen des Achsenkreuzes angreifenden Massenkraft X , Y und Z nachstehende Beziehungen:

$$(1a) \quad \begin{cases} \partial(N_\alpha \sin \alpha ds_\beta \sin \delta) + \partial(N_\beta \sin \beta ds_\alpha \sin \delta) \\ + \partial(N_{\beta\alpha} \sin \alpha ds_\alpha) + \partial(N_{\alpha\beta} \sin \beta ds_\beta) + Z dF = 0. \end{cases}$$

$$(1b) \quad \partial(N_\alpha \cos \alpha ds_\beta \sin \delta) + \partial(N_{\beta\alpha} \cos \alpha ds_\alpha) + X dF = 0.$$

$$(1c) \quad \partial(N_\beta \cos \beta ds_\alpha \sin \delta) + \partial(N_{\alpha\beta} \cos \beta ds_\beta) + Y dF = 0.$$

Durch eine beliebige Verzerrung aller Ordinaten und Abszissen erzeugen wir nun eine zur Grundschale affine Schale, deren Kräfte und Formgrößen wir zur Unterscheidung durch einen Querstrich kennzeichnen. Wir setzen die nachstehenden Verzerrungen voraus.

$$(2) \quad \bar{x} = n_x x, \quad \bar{y} = n_y \cdot y, \quad \bar{z} = n_z z.$$

Die Grundfläche des affinen Flächenelementes ist demnach im Verhältnis $n_x \cdot n_y$ mal größer als das der Grundschale. Die Gleichgewichtsbedingungen für das Flächenelement der affinen Schale entsprechen vollständig der Gl. (1).

$$(3a) \quad \partial(\bar{N}_\alpha \sin \alpha \bar{ds}_\beta \sin \delta) + \partial(\bar{N}_\beta \sin \beta \bar{ds}_\alpha \sin \delta) + \partial(\bar{N}_{\beta\alpha} \sin \alpha \bar{ds}_\alpha) + \partial(\bar{N}_{\alpha\beta} \sin \beta \bar{ds}_\beta) + \bar{Z} d\bar{F} = 0.$$

$$(3b) \quad \partial(\bar{N}_\alpha \cos \alpha \bar{ds}_\beta \sin \delta) + \partial(\bar{N}_{\beta\alpha} \cos \alpha \bar{ds}_\alpha) + \bar{X} d\bar{F} = 0.$$

$$(3c) \quad \partial(\bar{N}_\beta \cos \beta \bar{ds}_\alpha \sin \delta) + \partial(\bar{N}_{\alpha\beta} \cos \beta \bar{ds}_\beta) + \bar{Y} \cdot d\bar{F} = 0.$$

Wir wollen nun die Beziehungen zwischen den inneren Kräften der Grundschale und der dazu affinen Schale suchen. Derartige Beziehungen bestehen, wenn wir das Prinzip des statischen Massenausgleichs voraussetzen, nach welchem sich die Gewichte affiner Flächenelemente verhalten wie ihre Grundflächen.

$$(4a) \quad \bar{Z} d\bar{F} = n_x n_y Z dF$$

(Gesetz des statischen Massenausgleichs.)

Da die Flächenelemente dF und $d\bar{F}$ infolge ihrer verschiedenartigen Neigungen zur Grundfläche zueinander nicht in demselben Verhältnis stehen wie ihre Grundflächen, bedingt das Prinzip des statischen Massenausgleichs, daß bei der affinen Schale die Flächenlasten veränderlich sein müssen. Bei Eisenbetonschalen wird man zweckmäßig diese Veränderlichkeit der Flächenlasten durch eine veränderliche Schalenstärke erzeugen.

Um die Diff.-Gl. (3a) der affinen Schale in die Diff.-Gl. (1a) der Grundschale überführen zu können, müssen zwischen den Vertikalkomponenten der an affinen Flächenelementen angreifenden Dehnungskräfte folgende Beziehungen bestehen.

$$(5) \quad \begin{cases} \bar{N}_\alpha \sin \alpha \bar{ds}_\beta \sin \delta = n_x n_y \cdot N_\alpha \sin \alpha ds_\beta \sin \delta, \\ \bar{N}_\beta \sin \beta \bar{ds}_\alpha \sin \delta = n_x n_y \cdot N_\beta \sin \beta ds_\alpha \sin \delta, \\ \bar{N}_{\beta\alpha} \sin \alpha \bar{ds}_\alpha = n_x n_y \cdot N_{\beta\alpha} \sin \alpha ds_\alpha, \\ \bar{N}_{\alpha\beta} \sin \beta \bar{ds}_\beta = n_x n_y \cdot N_{\alpha\beta} \sin \beta ds_\beta. \end{cases}$$

Diese Gleichungen können wir auch in ganz allgemeiner Form schreiben:

$$(5a) \quad \bar{V} = n_x n_y V,$$

wobei mit V jede der obengenannten Kräfte gemeint sein kann, jedoch müssen wir uns merken, daß mit V bzw. \bar{V} keine Kräfte pro Längeneinheit, sondern die Gesamtkraft an dem Flächenelement bezeichnet ist. Durch diese Beziehungen zwischen den Vertikalkomponenten der inneren Kräfte sind aber auch die Beziehungen zwischen den Horizontalkomponenten schon eindeutig festgelegt, weil wir für die Schalen einen Membranzustand vorausgesetzt haben, bei dem die Dehnungskräfte immer in den Tangentialflächen der Schale verlaufen müssen. Diese Beziehungen können wir aus den Abb. 2a und 2b ohne weiteres ablesen. Die

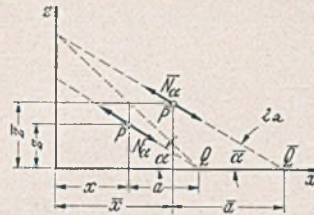


Abb. 2 a.

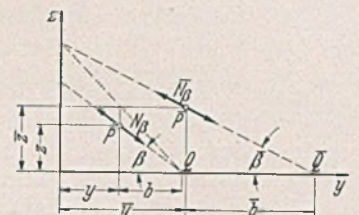


Abb. 2 b.

Abb. 2a zeigt die Projektion der Kräfte N_α und \bar{N}_β (bzw. $N_{\beta\alpha}$ und $\bar{N}_{\beta\alpha}$) der beiden zueinander affinen Flächenelemente auf die xz -Ebene und die Abb. 2b die Projektion der Kräfte N_β und \bar{N}_α (bzw. $N_{\alpha\beta}$ und $\bar{N}_{\alpha\beta}$) auf die yz -Ebene.

Da nach Abb. 2a $\bar{z} = n_z z$, $\bar{x} = n_x x$, $\bar{a} = n_x a$,

und nach Abb. 2b

$$\bar{z} = n_z z, \quad \bar{y} = n_y y, \quad \bar{b} = n_y b$$

lassen sich bei Berücksichtigung der Beziehungen zwischen den Vertikalkomponenten gemäß Gl. (5) nachstehende Beziehungen zwischen den Horizontalkomponenten der an zueinander affinen Flächenelementen angreifenden Kräfte ablesen.

$$(6) \quad \begin{cases} \bar{N}_\alpha \cos \alpha \bar{ds}_\beta \sin \delta = \frac{n_x^2 n_y}{n_z} N_\alpha \cos \alpha ds_\beta \sin \delta, \\ \bar{N}_{\beta\alpha} \cos \alpha \bar{ds}_\alpha = \frac{n_x^2 n_y}{n_z} N_{\beta\alpha} \cos \alpha ds_\alpha. \end{cases}$$

$$(7) \quad \begin{cases} \bar{N}_\beta \cos \beta \bar{ds}_\alpha \sin \delta = \frac{n_x n_y^2}{n_z} N_\beta \cos \beta ds_\alpha \sin \delta, \\ \bar{N}_{\alpha\beta} \cos \beta \bar{ds}_\beta = \frac{n_x n_y^2}{n_z} N_{\alpha\beta} \cos \beta ds_\beta. \end{cases}$$

Diese Gleichungen können wir wieder in der abgekürzten allgemeinen Form wie die Gl. (5a) anschreiben

$$(6a) \quad \bar{H}_x = H_x \frac{n_x^2 n_y}{n_z}$$

$$(7a) \quad \bar{H}_y = H_y \frac{n_x n_y^2}{n_z}$$

wobei mit H ebenso wie mit V nicht die Kraft pro Längeneinheit, sondern jeweils die Gesamtkraft am Flächenelement bezeichnet ist.

Die in den Gl. (4, 5 und 6) gegebenen Beziehungen der inneren Kräfte der beiden zueinander affinen Schalen sind richtig, wenn sich auch die Diff.-Gl. (3b und 3c) nach Einsetzen der Beziehungen der Gl. (6) und (7) in die Diff.-Gl. (1b und 1c) überführen lassen. Wir ersehen, daß dies möglich ist, wenn zusätzlich zu der Gl. (4a) auch zwischen den in horizontaler Richtung wirkenden Massenkraft X und Y gleichartige Beziehungen bestehen, und zwar in der Form:

$$(4b) \quad \bar{X} d\bar{F} = X dF \frac{n_x^2 n_y}{n_z}$$

$$(4c) \quad \bar{Y} d\bar{F} = Y dF \frac{n_x n_y^2}{n_z}$$

Wir fassen das Ergebnis nochmals zusammen als Gesetz 1,

Wirken auf zwei zueinander affine Schalen Massenkräfte ein, zwischen denen die nachstehenden Beziehungen bestehen

$$(4a) \quad \overline{Z} dF = n_x n_y Z dF$$

$$(4b) \quad \overline{X} dF = \frac{n_x^2 n_y}{n_z} X dF$$

$$(4c) \quad \overline{Y} dF = \frac{n_x n_y^2}{n_z} Y dF,$$

dann bestehen zwischen den Vertikal- und Horizontalkomponenten der inneren Kräfte die Beziehungen

$$(5a) \quad \overline{V} = n_x n_y V$$

$$(6a) \quad \overline{H}_x = \frac{n_x^2 n_y}{n_z} H_x$$

$$(7a) \quad \overline{H}_y = \frac{n_x n_y^2}{n_z} H_y,$$

wobei mit V und H nicht die Kräfte pro Längeneinheit, sondern die an den affinen Flächenelementen angreifende Gesamtkräfte bezeichnet sind. Durch die Gl. (4a) ist hierbei das Prinzip des statischen Massenausgleichs gekennzeichnet, nach dem sich die Gewichte der zueinander affinen Schalen wie ihre Grundflächen verhalten müssen.

Da wir es im allgemeinen nur mit der Schwerkraft zu tun haben, sind die durch die Gl. (4 b) und (4 c) gegebenen Beziehungen bedeutungslos, sie kommen nur in Frage, wenn wir Beziehungen zwischen den inneren Kräften von affinen Schalen ableiten wollen, die durch Windkräfte beansprucht werden. Ich komme hierauf noch im Abschnitt IV zu sprechen.

Die in den Gl. (5—7) gefundenen Beziehungen zwischen den inneren Kräften affiner Schalen bleiben, wie aus den Diff.-Gl. hervorgeht, auch erhalten, wenn die Massenkräfte Z (Flächenlasten) ganz fehlen, d. h. wenn der Membranspannungszustand durch äußere an den Rändern der Schale angreifende Kräfte erzeugt wird. Es gelten jetzt also die gleichen Beziehungen zwischen den inneren Kräften, aber diese sind jetzt nicht mehr an das Gesetz des Massenausgleichs gebunden, d. h. sie bestehen also auch bei affinen Schalen ganz beliebiger Wandstärke. Wir bezeichnen dies als Gesetz 2.

Wird der Membranspannungszustand affiner Schalen durch Randkräfte erzeugt, die den Beziehungen der Gl. (5—7) genügen, dann gelten die gleichen Beziehungen auch für die inneren Kräfte der Schalen unabhängig davon, ob die beiden zueinander affinen Schalen auch durch Massenausgleich miteinander verbunden sind, d. h. sie gelten auch für eine von der Grundschaale unabhängige Schalenstärke der affinen Schale.

Für die Berechnung der Spannungen aus Schneelast wird gewöhnlich vorausgesetzt, daß diese gleichmäßig über die Grundfläche verteilt ist. Damit ist aber das Massenausgleichsgesetz erfüllt, so daß die gefundenen Beziehungen zugleich auch für Schneelast gültig sind.

Die Gl. (5 a—7 a) geben einen sehr guten Überblick über die Kraftwirkungen in den beiden zueinander affinen Schalen. Für die Berechnung von Beispielen ist es jedoch vielfach bequemer auf die Gl. (5) zurückzugreifen, die wir nachstehend noch in eine etwas handlichere Form bringen wollen. Aus der Gl. (5) folgt:

$$\overline{N}_\alpha = n_x n_y N_\alpha \frac{ds_\beta \sin \alpha \sin \delta}{ds_\beta \sin \alpha \sin \delta}$$

Nun ist nach Abb. 2a

$$\frac{\sin \alpha}{\sin \alpha} = \frac{z \overline{PQ}}{z PQ}, \quad \frac{z}{z} = \frac{1}{n_z}, \quad \frac{\overline{PQ}}{PQ} = \frac{ds_\alpha}{ds_\alpha}$$

also

$$\frac{\sin \alpha}{\sin \alpha} = \frac{1}{n_z} \frac{ds_\alpha}{ds_\alpha}$$

demnach

$$(8) \quad \overline{N}_\alpha = \frac{n_x n_y}{n_z} \frac{ds_\alpha ds_\beta}{ds_\alpha ds_\beta} \frac{\sin \delta}{\sin \delta} N_\alpha$$

und in gleicher Weise ergibt sich

$$(9) \quad \overline{N}_\beta = \frac{n_x n_y}{n_z} \frac{ds_\alpha ds_\beta}{ds_\alpha ds_\beta} \frac{\sin \delta}{\sin \delta} N_\beta.$$

$$(10) \quad \overline{N}_{\alpha\beta} = \overline{N}_{\beta\alpha} = \frac{n_x n_y}{n_z} N_{\alpha\beta} = \frac{n_x n_y}{n_z} N_{\beta\alpha}^*.$$

Die Gleichung der Schubkraft Gl. (10) hat eine wesentlich einfachere Form, als die der Dehnungskräfte. Wenn wir dagegen zu den Spannungen übergehen, erhalten wir das umgekehrte Bild. Es ist $N_\alpha = \sigma_\alpha d$, $\overline{N}_\alpha = \overline{\sigma}_\alpha \overline{d}$.

Demnach

$$\overline{\sigma}_\alpha = \sigma_\alpha \frac{n_x n_y ds_\alpha ds_\beta d}{n_z ds_\alpha ds_\beta d} = \frac{\sin \delta}{\sin \delta} \frac{n_x n_y ds_\alpha ds_\beta \sin \delta d}{n_z ds_\alpha ds_\beta \sin \delta d} \left(\frac{ds_\alpha}{ds_\alpha} \right)^2 = \frac{n_x n_y dF d}{n_z dF d} \left(\frac{ds_\alpha}{ds_\alpha} \right)^2$$

Danach Abb. 1:

$$\overline{dF} = \overline{ds_\alpha} \overline{ds_\beta} \overline{\sin \delta} \text{ und } dF = ds_\alpha ds_\beta \sin \delta.$$

Wenn die Kuppel nur durch ihr Eigengewicht belastet ist, dann ergibt sich nach dem Gesetz des Massenausgleichs

$$\overline{dF} \overline{d\gamma} = n_x n_y dF d\gamma \quad (\gamma \text{ spez. Gew. des Baustoffes})$$

Damit erhalten wir aus den Gl. (5) die nachstehenden Gleichungen

$$(11) \quad \overline{\sigma}_\alpha = \frac{\sigma_\alpha}{n_z} \left(\frac{ds_\alpha}{ds_\alpha} \right)^2$$

$$(12) \quad \overline{\sigma}_\beta = \frac{\sigma_\beta}{n_z} \left(\frac{ds_\beta}{ds_\beta} \right)^2$$

$$(13) \quad \overline{\sigma}_{\alpha\beta} = \sigma_{\alpha\beta} \frac{n_x n_y d}{n_z d}$$

Die Schalenstärke ist gegeben durch

$$(14) \quad \overline{d} = d \frac{dF}{dF} n_x n_y, \quad \text{wobei } \frac{dF}{dF} = \frac{ds_\alpha ds_\beta \sin \delta}{ds_\alpha ds_\beta \sin \delta}.$$

Diese einfachen Beziehungen zwischen den Schalenstärken und den Spannungen bleiben auch erhalten, wenn die Schalen zusätzlich durch eine Eindeckung belastet sind. Es ist dann allerdings notwendig, daß auch für die Eindeckung der Massenausgleich durchgeführt wird. Aus dem Gesetz des Massenausgleichs ergibt sich dann:

$$\overline{dF} (\overline{d\gamma} + \Delta g) = n_x n_y dF (d\gamma + \Delta g)$$

$\Delta g = \text{Gewicht der Eindeckung.}$

Wenn wir für die Last der Eindeckung das Massenausgleichsgesetz anwenden, dann ist $\overline{dF} \Delta g = n_x n_y \Delta g dF$ und damit ergibt sich wiederum $\overline{dF} \overline{d\gamma} = n_x n_y dF d\gamma$. Wir ersehen daraus, daß unter dieser Voraussetzung die obigen Beziehungen zwischen den Spannungen erhalten bleiben. Wenn die Grundschaale gleiche

* Die Gl. (8-10) entsprechen den Gl. (60) des Buches von Flügge, aber sie unterscheiden sich davon in zwei Punkten: Einerseits fehlt bei Flügge der Faktor $\sin \delta / \overline{\sin \delta}$. Der Zähler $\sin \delta$ fehlt, weil Flügge für die Grundschaale ein rechteckiges Flächenelement vorschreibt. Damit ist aber verbunden, daß seine Gleichungen nicht allgemein gültig, und nur auf die Rotations- und Zylinderschalen anwendbar sind, nicht aber auf die Translationsflächen. Der Nenner $\overline{\sin \delta}$, müßte aber auch bei ihm vorhanden sein, weil bei einer horizontalen Verzerrung das zu dem rechteckigen affine Flächenelement die Form eines Parallelogrammes besitzt. Bei diesem Parallelogramm wirken aber die Kräfte N_α und N_β nicht senkrecht zu den begrenzten Linien des Elementes. Diese Tatsache hat Flügge bei der Entwicklung seiner Gl. (60) übersehen. Andererseits fehlt bei Flügge der Faktor $\frac{n_x n_y}{n_z}$. Der Grund liegt nicht in der mathematischen Entwicklung, sondern darin, daß Flügge der affinen Schale ein solches Gesamtgewicht zuteilt, daß der obige Faktor wegfällt. Daraus folgt, daß bei Flügge bei einer Verzerrung in senkrechter Richtung die affine Schale n_z -mal schwerer ist und in gleicher Weise auch das Scheitelgewicht. Bei einer horizontalen Verzerrung in Richtung der x-Achse müssen dagegen die beiden zueinander affinen Kuppeln trotz ihrer verschiedenen Grundfläche gleiches Gewicht haben. Damit ist verbunden, daß die beiden zueinander affinen Schalen im Scheitel verschiedenes Flächengewicht bzw. verschiedene Schalenstärken besitzen.

Wandstärke besitzt, dann können wir auch einfach mit einem ideellen spez. Gew. rechnen. Dieses ergibt sich aus der Gleichung: $d\gamma + \Delta g = d\gamma_i$ hieraus $\gamma_i = \gamma + \frac{\Delta g}{d}$.

Die in den Gl. (4—7) bzw. (8—14) gefundenen allgemeinen Beziehungen zwischen den inneren Kräften bzw. Spannungen der beiden zueinander affinen Schalen wollen wir in den nachfolgenden Abschnitten III und IV auf die beiden in Frage kommenden Sonderfälle der Verzerrung in senkrechter und horizontaler Richtung anwenden.

Je nach der Form der Schale ergeben sich bei den affinen Abbildungen verschiedene Werte für die Quotienten $\frac{ds_\alpha}{ds_x}$, $\frac{ds_\beta}{ds_y}$ und

die Winkelwerte $\sin \delta$. Hierbei müssen wir drei verschiedene Formen der Grundschaale unterscheiden und zwar danach, welches Koordinatensystem bei der Grundschaale vorhanden ist. Danach unterscheiden wir

a) die Translationsschalen, für die cartesische Koordinaten verwendet werden,

b) die Schalenformen, bei denen Polarkoordinaten verwendet werden,

c) die ausgesteiften Zylinderschalen, die als ein Sonderfall der Translationsschalen aufgefaßt werden können, aber bezüglich der affinen Beziehungen näher mit den Rotationsschalen verwandt sind.

Bei den affinen Schalen ergeben sich insbesondere bei horizontalen Verzerrungen wesentlich größere Krümmungsradien als bei den Grundschaalen. Aus diesem Grunde können Knickuntersuchungen nicht übertragen werden, es ist deshalb notwendig, die Knickuntersuchung zuerst für die affine Schale durchzuführen und die hieraus ermittelte Schalenstärke auf die Grundschaale zu übertragen.

Im Abschnitt V werden dann die zwischen den die Schalen aussteifenden Scheiben Binder und Ringen vorhandenen affinen Beziehungen behandelt werden. In dem abschließenden Abschnitt VII wird dann noch gezeigt werden, daß sich auch zwischen nichtaffinen Schalen Beziehungen ableiten lassen, nur auf Grundlage des Prinzips des statischen Massenausgleichs.

(Fortsetzung folgt.)

VERGLEICHSPRÜFUNG DER ABBINDEWÄRME VON ZEMENTEN.

Von Prof. Dr. Richard Grün und Dr. Wilhelm Köhler, Düsseldorf.

Die Abbindewärme spielt bei normalen Hochbauwerken mit geringen Abmessungen der Betonteile eine untergeordnete Rolle. Ihre Wichtigkeit steigt aber mit der wachsenden Abmessung der Bauten.

Die Herstellung solcher ganz besonders groß gehaltener Bauwerke oder solcher Bauten, aus denen die Wärme nicht abfließen kann, (Schächte) oder weiter solcher Bauwerke, von welchen eine möglichst geringe Schwindneigung verlangt werden muß, um ihre Zerstörung zu verhindern (Betonstraßendecken), wird aber in steigendem Maße in Angriff genommen, wobei man gleichzeitig besonders hohe Anforderungen an die schnelle Erhärtungsfähigkeit der Zemente stellt. Diese Festigkeitsanforderung erfordert aber auch eine Erhöhung des Kalk- und Tonerdegehaltes, sowie eine größere Feinmahlung der Zemente, wodurch dann wieder eine Erhöhung der Abbindewärme herbeigeführt wird.

So vorteilhaft eine hohe Abbindewärme bei tiefen Temperaturen sich auswirkt, so ungünstig ist sie in folgenden Punkten:

1. Bei Massenbauwerken (Talsperren) führt die starke Erhitzung des Kerns und die hiermit verbundene Ausdehnung zur Sprengung der starr bleibenden, ja sogar schrumpfenden Oberschicht.

2. Bei Schachtbauten im Gefrierverfahren (1, 2) vermag zu hohe Abbindewärme die künstlich hergestellte Frostwand aufzutauen, da die Wärme nicht abfließen kann.

3. Bei Betonstraßendecken führt die Abbindewärme gleichfalls eine bei der großen Abmessung der Betonplatten immerhin bemerkenswerte Ausdehnung herbei, die auch zur Ribbildung in der kühlbleibenden Oberfläche und nach dem Abfließen der Wärme zu Schwindribbildung führen kann. Dabei ist diese Art der Schwindung durch Laboratoriumsversuche, wie sie jetzt vorgeschrieben sind, überhaupt nicht zu erfassen. Um Schäden der geschilderten Art zu vermeiden, wurde bereits die Herstellung besonderer, „nicht hitzender“ Zemente gefordert (3, 4, 5, 6) und diese für die Erbauung des Boulder-Dammes bereits tatsächlich benutzt. Die Zemente hatten zwar niedrige Festigkeit, aber auch verhältnismäßig geringe Abbindewärme (7, 8, 9). Zusätzlich wurden noch mehrere Kilometer Kühlrohre in den Damm eingebaut, die für Kühlung des Betons sorgten.

Daß tatsächlich auch bei Heranziehung „nicht hitzender“ Zemente hohe Temperaturen im Innern von Sperrmauern entstehen können, zeigen die Messungen anlässlich des Baues der Bleiloch-Talsperre. Dort sind, wie aus Abb. 1 ersichtlich ist, Thermometer in das Talsperren-Massiv eingebaut und der Verlauf der Temperatur im Beton fortlaufend über mehrere Jahre hindurch gemessen worden (Thermometer 1—14). Die über den einzelnen Meßstellen eingetragenen Zahlen bedeuten die Temperaturen in °C

nach Ablauf eines Jahres, die darunter eingetragenen die nach Ablauf von 2 Jahren¹.

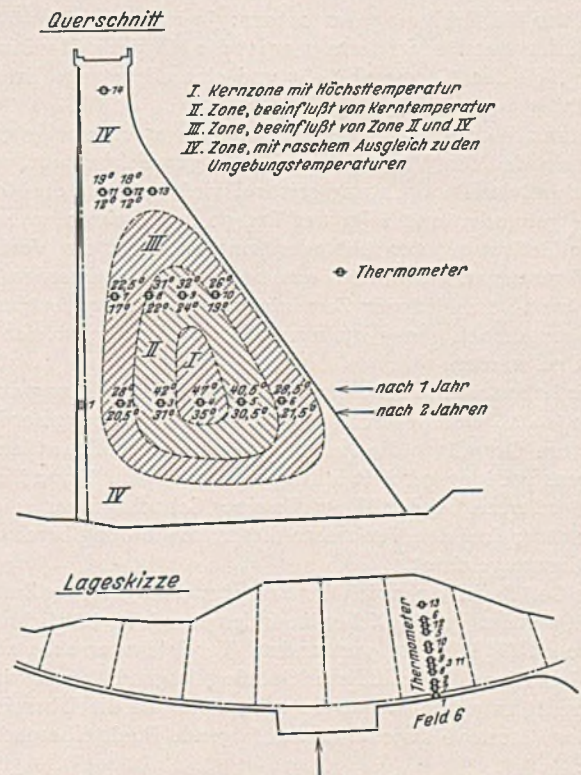


Abb. 1. Talsperrenquerschnitt mit eingebauten Thermometern.

Vergleicht man die Temperaturen gleicher Höhen, so erkennt man, daß das Hauptmassiv in mehrere Zonen mit verschiedenen Temperaturhöhen zerfällt (Abb. 1).

Im äußeren Teil des Bauwerkes herrscht bald nach dem Einbringen des Betons eine der Umgebung angegliche Temperatur, während sich im Innern des Massivs die Abbindewärme aufstaut.

Der Temperaturabfall von 1 zu 2 Jahren für jede Meßstelle ist nur 10—12° (von 47 zu 35° für den Kern). Die Folgen dieser Tatsache sind doppelte:

1. Der Kern dehnt sich stärker aus als die sich weniger er-

¹ Für die freundliche Überlassung der Zahlen sind wir der Oberen Saale A.-G. zu Dank verpflichtet.

hitzenden und schneller abkühlenden Schalentteile. Diese werden dadurch abgesprengt wie die Schale eines faulenden Eies.

2. Beim Schrumpfen, bei der Abkühlung des Betons kühlt sich die Schale schneller ab als der Kern und schwindet also stärker als dieser, der wie ein großer Fremdkörper in ihr liegt. Auch hier reißt dann die Schale, da sie stärker schwindet als der infolge seiner höheren Temperatur größer bleibende Kern.

3. Bei nachträglicher Abkühlung des Kerns nach mehreren Jahren treten unkontrollierbare Bewegungen im Innern der Mauer auf, die zu nicht voraussehenden weiteren Rissen führen können.

Bei der angeführten Talsperre liegen die Verhältnisse insofern günstig, als die Abbindezeit des Zements zu den Vorversuchen herangezogenen Portlandzementes durch Anwendung von Thurament herabgesetzt worden war. Bei Verwendung des Portlandzementes allein (25) wäre natürlich eine noch stärkere Erhitzung des Kerns zu erwarten gewesen.

Zur Bestimmung der Wärmeentwicklung in abbindendem Zement sind sowohl die indirekte Methode (9, 10, 11, 12) — durch Bestimmung der Lösungswärme von abgebundenem und nicht abgebundenem Zement in einem Säuregemisch aus Salpeter- und Flußsäure geeigneter Konzentration — unter Zugrundelegung des Satzes von Heß —, wie auch die direkte Bestimmungsart (13, 14, 15, 16, 17, 18) in adiabatischer, isothermer und halb-isothermer, experimenteller Durchführungsart angewendet worden.

Bei der indirekten Methode wird zwar der gesamte Energieinhalt gemessen, aber die Messung gestattet keine Schlüsse auf das Verhalten des Zementes im Bauwerk in den ersten Tagen. Die in dieser Zeit freiwerdende Wärmemenge ist aber ausschlaggebend für die Erhitzung des Betons: Je langsamer die Wärmeentwicklung stattfindet, desto eher ist die Möglichkeit vorhanden, daß ein Teil der Wärme abfließt und eine allzustarke Erhitzung ausbleibt.

Bei der direkten Methode fließt zwar auch bei guter Isolierung ein Teil der Wärme ab oder wird gar nicht erfaßt, weil sie nach Schluß der Beobachtungszeit frei wird, dafür ist die Methode aber zeitgebunden und zeigt das Tempo des Freiwerdens an.

Die Bedeutung der Abbindewärme erfordert ein Verfahren, welches gestattet, die in den ersten Tagen freiwerdende Abbindewärme verschiedener Zemente vergleichsweise festzustellen dabei aber einfach genug ist, um in Baustellenlaboratorien angewendet zu werden.

Wir haben nun in unserem Institut unter Anlehnung an französische (16, 18) und deutsche (19) Versuche auf dieser geforderten, einfachsten Grundlage die Ausbildung eines vergleichenden Meßverfahrens vor längerer Zeit in Angriff genommen. Diese Methode hat in der Praxis bei der Kontrolle eines Schachtausbaues im Gefrierverfahren (20) den Verfassern dieser Abhandlung bereits wertvolle Dienste geleistet.

Als Gefäße, in denen sich der Erhärtungsvorgang des Zementes abspielt, wurden gewöhnliche, im freien Handel erhältliche Thermosflaschen ($\frac{1}{2}$ l Inhalt) verwendet. Vergleichsversuche zeigten, daß die Isolationsfähigkeit dieser Gefäße genügend übereinstimmte. Bei Durchführung der Versuche war außer auf die Übereinstimmung des Wärmeabflusses noch auf folgende Punkte besonders zu achten:

1. Die Zementmenge war so zu wählen, daß die Temperatur bei allen Zementen, auch solchen mit höchster, sich auf eine kurze Zeit zusammendrängende Wärmeentwicklung unter dem Siedepunkt des Wassers blieben; Überschreitung des Siedepunktes führt zu Fehlern, eine Tatsache, auf die bereits Kleinlogel und Konyi hingewiesen haben (17).

2. Zweckmäßige Plastizität, also gute Verarbeitbarkeit war anzustreben.

Der Erhärtungsvorgang und die Geschwindigkeit der Wärmeentwicklung erfährt durch die in der Thermosflasche gestaute Wärme selbstverständlich eine gewisse Beschleunigung, die zu einer Zusammendrängung der Hauptwärmeentwicklung und damit auch zu einer Übersteigerung der Temperatur führt. Dies ist aber für die Vergleichsmessung keineswegs nachteilig, denn ein Zement der in der Meßvorrichtung eine höhere Temperatur erzeugt als

andere Zemente, wird auch in einem Bauwerk Temperaturen erzeugen, die über der Temperatur der anderen Zemente liegen. Die bis jetzt entwickelte Vergleichsmessmethode, die gut brauchbare Werte gab, ist nachstehend beschrieben:

A. Meßverfahren.

1. Meßvorrichtung.

Die Zeichnung (Abb. 2) zeigt die experimentelle Einrichtung, mit deren Hilfe die Temperatur entweder an einem Quecksilberthermometer in kurzen Zeitabständen abgelesen oder bei Verwendung von Widerstandsthermometern durch ein Selbstschreibegerät registriert werden kann.

Der Zementbrei wird in eine Hülse aus schwachem Kupferblech (40 g) eingebracht, die seitlich durch einen Doppelfalz verschließbar ist und einen abnehmbaren Boden hat. Nach jeweiliger Beendigung der Messung wird die Kupferhülse von der erstarrten Paste abgenommen und weiter verwendet. Das Thermometer taucht in eine in den Zementbrei eingeführte Messinghülse, die an dem durchbohrten Korken befestigt ist, so daß die Thermometer immer gleich tief in die Paste eintauchen. Der Kork wird mit Piccin abgedichtet. Die Thermometer selbst werden mit einer dünnen Ölhaut umgeben.

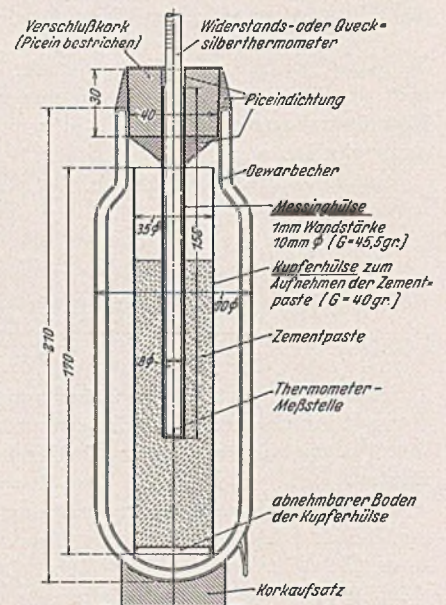


Abb. 2. Vorrichtung zur vergleichenden Messung des Temperaturverlaufs in erhärtendem Zement.

2. Arbeitsweise.

Die vollständige Meßvorrichtung, die zu prüfenden Zemente, das Anmachwasser und die zum Anrühren benutzten Gefäße werden bei gleicher Temperatur rd. 24 Std. vor Beginn der Messung gelagert. Alsdann werden 600 g Zement mit 200 cm³ Wasser angemacht und davon 200 g rasch in die Kupferhülse eingewogen. Das Kalorimetergefäß wird nach Einfügen der gefüllten Kupferhülse verschlossen und mit Piccin abgedichtet. Die Temperatur wird auf 0,1° genau abgelesen.

3. Eichung der Thermosflaschen.

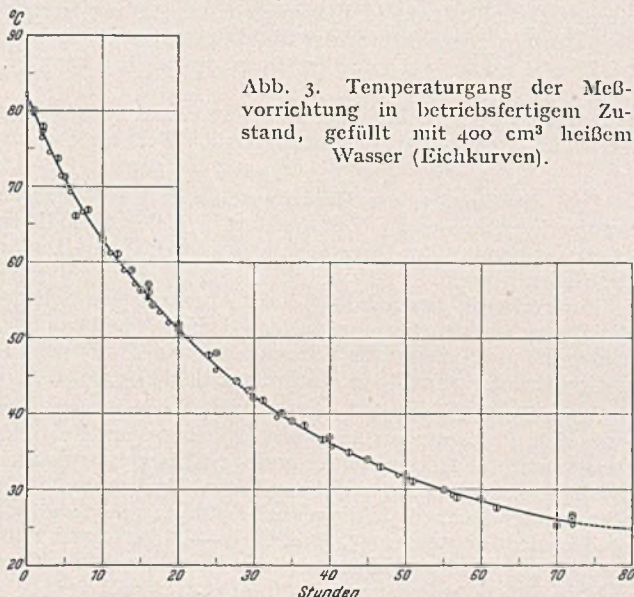
Naturgemäß sind die verschiedenen Thermosflaschen in ihrer Isolierfähigkeit etwas verschieden. Diese Verschiedenheit ist aber, wie die Versuche zeigten, so gering, daß es ohne weiteres möglich ist, aus angelieferten Flaschen solche auszusuchen, die in ihrem Wärmeabfluß genügend übereinstimmen. Dieser Wärmeabfluß wird in folgender Weise geprüft:

Die Flasche wird mit 400 cm³ Wasser von 85° gefüllt, verschlossen und der Temperaturabfall abgelesen. Es entsteht dann das Bild der Abb. 3, in der die Temperaturen für vier Flaschen eingetragen sind. Der Kurvenverlauf zeigt die ausgezeichnete Übereinstimmung der Flaschen. Ausnahmen zeigten sich durch schnelles Fallen der Kurve (von nur etwa 2—3° in 60 Stunden) an. Ungefähr 20% der Flaschen wurden wegen schlechter Wärmehaltung ausgeschieden.

4. Übereinstimmung der Messungen.

Um die Zuverlässigkeit des Verfahrens zu prüfen, wurden die Kurven von etwa 40 Zementen mit jeweils zwei Meßvorrichtungen in zwei Arbeitsgängen mit immer neu angerührten Pasten aufgestellt. Es zeigte sich in allen Fällen gute Übereinstimmung der Parallelversuche. Größtenteils deckten sich die Kurven, die max. Abweichungen blieben bei der Höchsttemperatur unter 0,3°. Die meist gefundene völlige Übereinstimmung zeigt das Beispiel in Abb. 4 links, die größte Abweichung die Darstellung in Abb. 4 rechts. Bei der praktischen Anwendung des Verfahrens wurden

stets zwei Messungen durchgeführt: die wiedergegebenen Zahlen sind Mittel aus diesen Messungen.



B. Messungen.

1. Handelszemente.

Zunächst wurde die Abbinde-temperatur einer Reihe von Handelszementen geprüft. Die gefundenen Temperaturen und Festigkeitszahlen finden sich in Abb. 5. Obgleich alle Zemente normengemäße Festigkeiten haben, in dieser Beziehung also etwa gleichwertig sind, zeigen sich in der Temperaturentwicklung große Verschiedenheiten. Dabei sind die festesten Zemente keineswegs die heißesten (Zement 4), d. h. Zemente mit hoher Festigkeit haben geringere Wärmeentwicklung (Zement 1 u. 2). Um die Beziehung

zwischen Festigkeit und Abbinde-wärme aufzuzeigen, wurde in Abb. 6 der Quotient aus Höchsttemperatur und Normendruckfestigkeit nach drei Tagen gebildet, der also angibt, welche Temperatur der betr. Zement für je 1 kg Festigkeit erzeugt. Derjenige Zement wird der „kälteste“ sein, der auf die Festigkeitseinheit die geringste Temperatursteigerung hervorruft. (Allerdings kommt der zeitliche Eintritt der Abbinde-wärme bei der Berechnung nicht zum Ausdruck.) Es zeigen sich recht große Verschiedenheiten von 0,07—0,15° je Kilogramm Festigkeit. Auf den Zusammenhang zwischen Festigkeit und Abbinde-wärme weist auch Gronow² ausdrücklich hin.

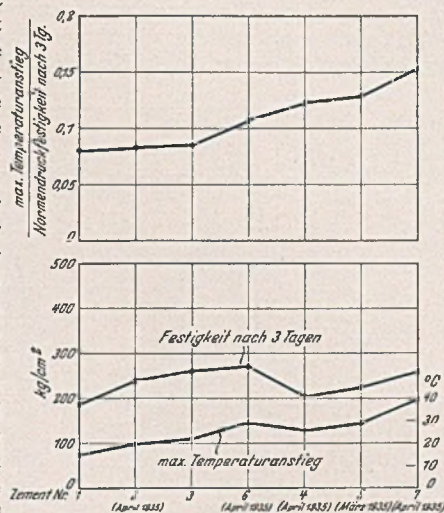


Abb. 6. Normendruckfestigkeit und maximaler Temperaturanstieg.

2. Einfluß der Mahlfeinheit.

Um festzustellen, wie beim gleichen Zement verschiedene Feinheit auf die Temperaturentwicklung einwirkt, wurde ein Handelsportlandzement nachgemahlen von 12,9% Rückstand auf d. 5000 M. S. auf 8,6, und 2,9% Rückstand. Es ergab sich eine wesentliche Beschleunigung der Wärmeabgabe und Erhöhung der Abbinde-temperatur (Abb. 7).

² Zement (1935) S. 747: Über Spezialzemente für die Herstellung von Massbauten.

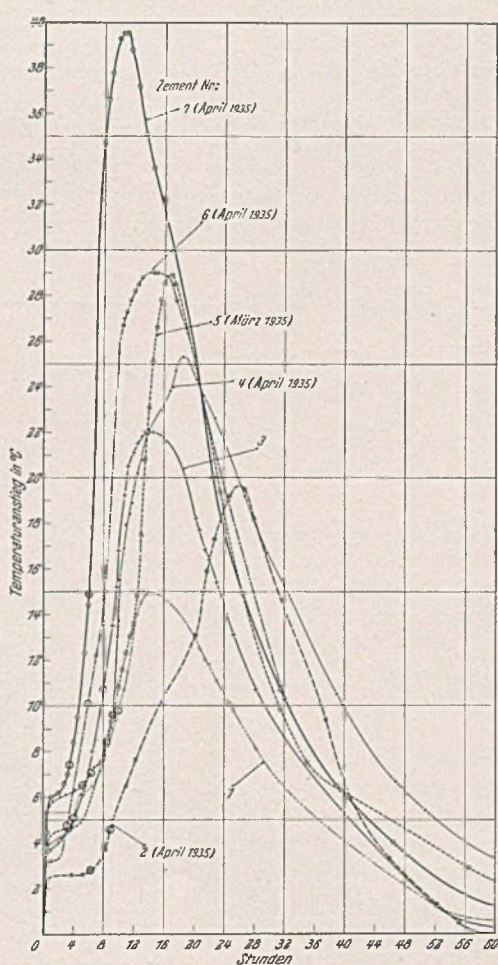
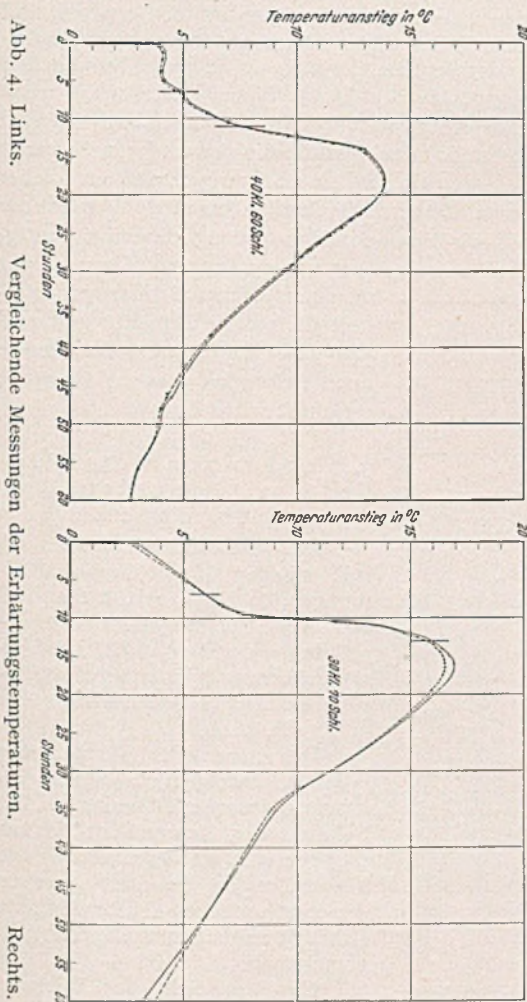
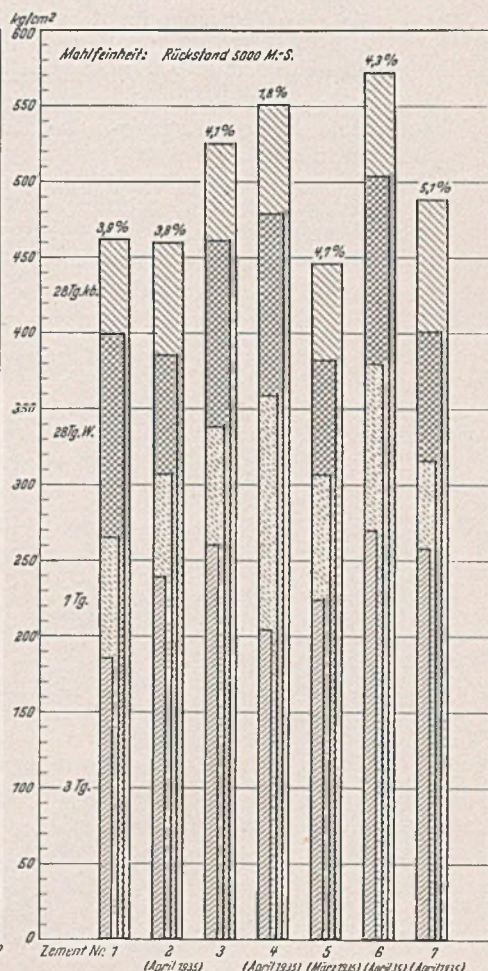


Abb. 5. Vergleichende Messung der Erhärtingstemperaturen von Handelszementen (1—7) mit zugehörigen Normenfestigkeiten.



C. Verringerung der Abbindewärme von Zementen.

Zur Verringerung der Abbindewärme können verschiedene Wege eingeschlagen werden: nämlich entweder die zweckmäßige Veränderung der Klinkerzusammensetzung, oder Ersatz eines Klinkeranteils durch Stoffe, die ohne oder mit möglichst geringer Festigkeitsherabsetzung die Abbinde-temperatur senken.

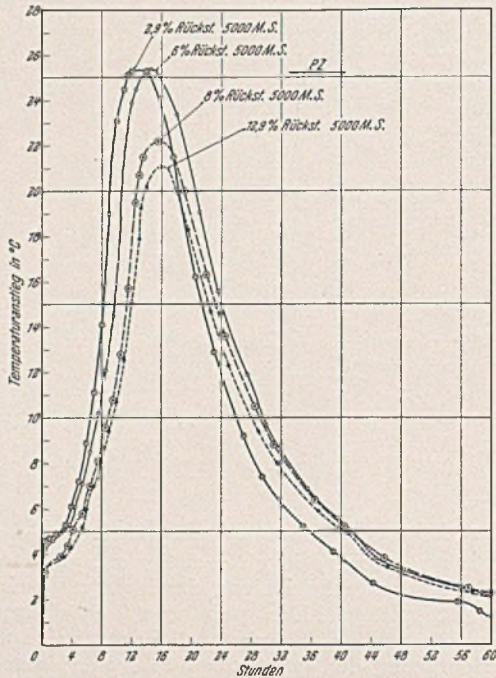


Abb. 7. Einfluß der Mahlfeinheit auf die Erhärtungstemperatur in abbindendem Zement.

I. Veränderung in der Klinkerzusammensetzung.

Die Bestimmung der Abbindewärme der einzelnen Klinkermineralien von Woods-Steinour-Stärke (8) und Honus (10) zeigt, daß bei der Hydratisierung von Trikalziumsilikat und Trikalziumaluminat die meiste Wärme frei wird. Man kann also durch Verringerung des Gehaltes an Trikalziumverbindungen Zemente mit niedriger Abbindewärme schaffen, welche, wie die Boulderdamm-Spezialzemente nach 28 Tagen 65—70 cal/g gegenüber einer Entwicklung von ungefähr 100 cal/g bei normalen Handelszementen

aufweisen. Nach Spindel (21) haben diese Portlandzemente mit niedriger Abbindewärme auch niedrige Zement- und Betonfestigkeiten, während Blanks (22) zwar geringere Anfangsfestigkeit, dagegen ziemliche Angleichung der Enddruckfestigkeit von normalem und Low-Heat-Zement nach 90 Tagen feststellen konnte.

2. Ersatz eines Klinkeranteils durch Stoffe, die mit geringer Wärmeentwicklung in den Erhärtungsvorgang eingreifen.

Daß die Zugabe von Hochofenschlacke die Wärmeentwicklung verringert ohne die Festigkeiten in gleichem Maße zu verändern, ist bereits von Gaye (23), Davey (24) und Baire (26) beschrieben worden.

Bauwerke, in denen infolge ihrer Abmessungen hohe Wärmeentwicklung zu erwarten war, wurden dementsprechend aus Hochofenzement (23) oder unter Verwendung von Thurament (25) (in der Hauptsache gemahlene Hochofenschlacke) erbaut.

Auch Traß, Ziegelmehl und Pansar, sowie andere Puzzolane eignen sich als Zementersatz, wenn es weniger auf Festigkeit und Salzwasserbeständigkeit als auf geringe Abbindewärme ankommt. Natürlich werden diese reaktionsträgen Hydraulite die Festigkeiten stärker drücken als die reaktionsfähigere Hochofenschlacke. (Lea, Science Progress 1935, Juli, S. 31—41, berichtet, daß solche Puzzolane unter dem Namen surkhi oder homra im Orient gehandelt und als Mörtelzusatz gebraucht werden.)

Um nun den Einfluß eines steigenden Schlackensandgehaltes auf Tempo und Höhe der Wärmeentwicklung und auf die Festigkeiten festzustellen, wurden aus ein und demselben Klinker und immer der gleichen Schlacke verschiedene Hüttenzemente synthetisch aufgebaut, deren Prüfungsergebnisse in Abb. 8 zusammengestellt sind: Mit steigendem Schlackenzusatz fällt der Scheitel der Kurven von 23,5° beim reinen Portlandzementklinker auf 10,5° beim schlackenreichen Hüttenzement mit 90% Schlacke, ohne daß die Festigkeiten im gleichen Verhältnis abfallen. Gleichzeitig rückt das erniedrigte Maximum von links (10 Stunden) nach rechts (18 Stunden). Auch der Kurvenanstieg ist bei den schlackenreichen Zementen flacher als bei den klinkerreichen: die in den ersten Stunden in Freiheit gesetzte Abbindewärme ist also geringer und wird vor allem während dieser Zeit langsamer frei. Besonders beachtenswert ist hier der Zement, der nur aus Schlacke besteht und der mit nur 3° Temperaturerhöhung als das Ideal eines nicht „hitzen-“ Zementes betrachtet werden kann. Allerdings sind die Festigkeiten wesentlich geringer als die der anderen Zemente mit Klinkergehalt. Immerhin sind sie noch so gut, daß ein solcher Zement für Talsperren, Zementschotterstraßen u. dgl. brauchbar ist, denn er hat nach 28 Tagen comb. Lagerung diejenige Festigkeit von 250 kg/cm², die noch vor wenigen Jahren als Normenfestigkeit für unsere Zemente galt und aus welchen die meisten, heute noch stehenden großen Bauwerke errichtet wurden.

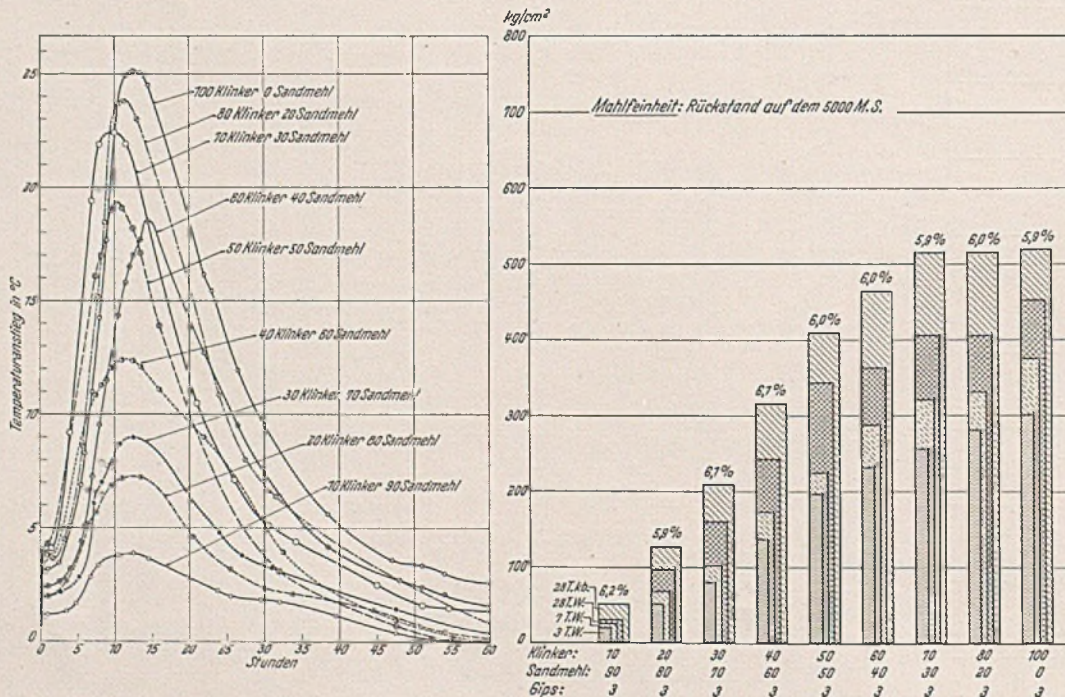


Abb. 8. Vergleichende Messungen der Erhärtungstemperaturen von Hüttenzementen mit verschiedenem Schlackengehalt mit zugehörigen Normenfestigkeiten.

3. Verdünnen des Klinkers mit inerten Beimengungen.

Die Verdünnung des Klinkers mit nicht hydraulischen Beimengungen führt bei fetteren Mischungen keineswegs zu Herabsetzungen der Festigkeit. Die Verschlechterung tritt erst bei stärkerer Verdünnung des Zementes (über 30%) ein (Abb. 9).

Die entwickelte Wärmemenge wird mit steigendem Sandmehlzusatz naturgemäß geringer. Der Scheitel der Temperaturkurven dagegen wird im Gegensatz zu den Feststellungen bei der Messung der synthetischen Hüttenzemente (Abb. 8) zeitlich nur unwesentlich verschoben.

Ein Vergleich der Wirkung von Schlacke und Sandmehl auf

das Temperaturmaximum für die einzelnen Verdünnungsgrade ergeben die Abb. 10a—g in welcher jeweils die Kurven für diese gleichen Verdünnungsgrade zusammengefaßt sind. Es zeigt sich,

daß durch den Sandmehlzusatz die Temperaturherabsetzung viel stärker ist als durch den Schlackenzusatz, weil eben das Sandmehl nicht in die Erhärtung eingreift, die Wechselwirkung zwischen Schlacke und Klinker dagegen eine gewisse Wärmeentwicklung zur Folge hat, wenn diese auch hinter der Wärmeentwicklung des Klinkers zurückbleibt. Die wesentlich stärkere Festigkeitsherabsetzung durch das inaktive Sandmehl zeigt Abb. 11.

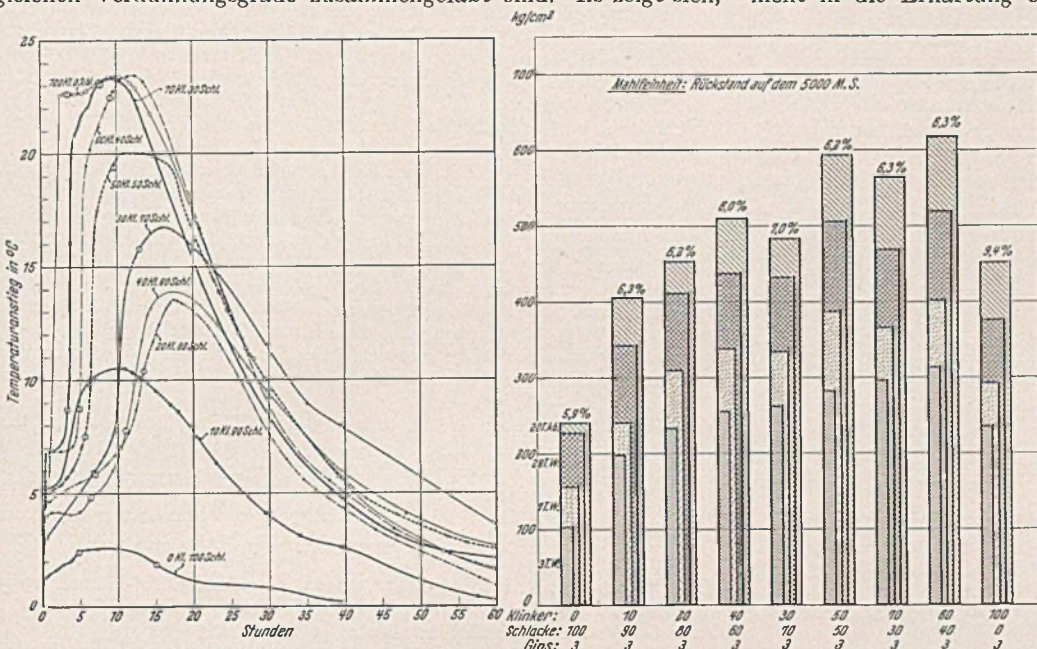


Abb. 9. Vergleichende Messungen der Erhärtungstemperaturen von Mischzementen aus Klinker und Sandmehl mit zugehörigen Normenfestigkeiten.

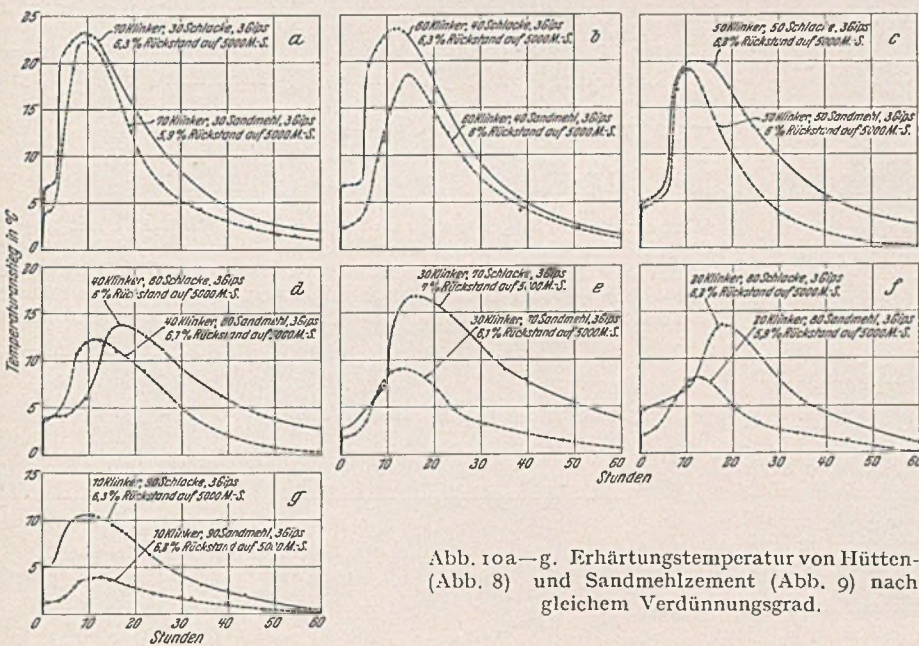


Abb. 10a—g. Erhärtungstemperatur von Hütten- und Sandmehlzementen gleicher Mahlfeinheit (Abb. 9) nach gleichem Verdünnungsgrad.

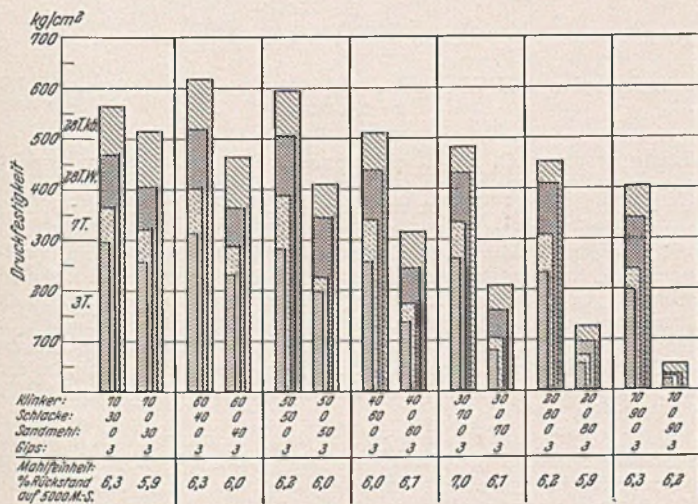


Abb. 11. Vergleich der Normenfestigkeiten von Hütten- und Sandmehlzementen gleichen Verdünnungsgrades.

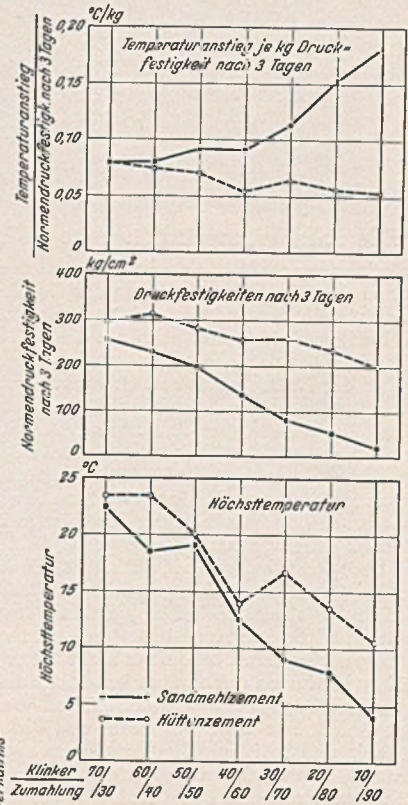


Abb. 12. Temperaturanstieg und 3 Tage Normendruckfestigkeit von Hütten- und Sandmehlzementen gleicher Mahlfeinheit (6% Rückstand auf dem 5000 M. S.).

Zusammenfassung.

Nach kurzer Schilderung der gebräuchlichsten Methoden zur Bestimmung der Abbindewärme von Zementen wird eine Methode beschrieben, die so vereinfacht ist, daß sie mit billigen Mitteln auf der Baustelle als Vergleichsverfahren durchgeführt werden kann. Die Zuverlässigkeit des Verfahrens wird dargetan und mit diesem eine Reihe Handelszemente geprüft, die große Verschiedenheit der in ihren Normenfestigkeiten ungefähr gleichwertigen Handelszemente in bezug auf ihre Abbindewärme wird gezeigt.

Weiter werden die Mittel zur Herabsetzung der Abbindewärme erörtert und Hochofenschlackenmehl und Sandmehl als

Zementersatz geprüft. Beide Mineralmehle setzen die Abbinde-wärme herab. Bei Hochofenschlacke ist auch bei hohen Prozent-sätzen die Abbinde-temperatur zwar höher als bei Sandmehl, dafür sind aber die Festigkeiten wesentlich besser, so daß der Temperatur-anstieg je Kilogramm erreichter Festigkeit bei Hochofenschlacke wesentlich geringer ist als bei Sandmehl (0,03° gegen 0,19°). Ersatz von Portlandzement durch Hochofenschlacke ist also ein Mittel zur Erreichung nicht hitzender Zemente mit noch brauchbaren Festig-keiten: ein sehr „kühler“ Zement mit der sehr günstigen Zahl 0,05° je Kilogramm Normendruckfestigkeit ist der Spezialzement mit nur 10% Klinker und 90% Hochofenschlacke, da er nach 3 Tagen noch 200 kg/cm² Druckfestigkeit erreicht.

Schrifttum.

- (1) Grün: Untersuchungen über den Abbindeverlauf und die Er-härtung von Beton in Gefrierschächten. Zement (1928) Nr. 37, S. 1371 ff.
- (2) Grün-Beckmann: Untersuchungen über die Abbinde-temper-aturen von Beton und ihre Nutzenanwendung beim Ausbau eines Gefrierschachtes. Zement (1932) Nr. 3, S. 36.
- (3) Montcrieff, A.: Institution of Structural Engineers. Zement (1934) S. 281.
- (4) Kühn, H.: Normenfragen. Zement (1934) S. 155, 187, 223.
- (5) Giertz-Hedström: Zement (1931) S. 213.
- (6) Bates, P. H.: Proc. Americ. Soc. Test. Mater., Juni (1933), ref. Tonind. Ztg. (1933) S. 956; Journ. of the Am. Concr. Inst. Bd. 6 (1935) Nr. 3, S. 225—243; ref. Zement (1935) S. 648; Tonind.-Ztg. (1935) S. 440, 451, 460.
- (7) Bates, P. H.: Chemical Heat of Setting in Large Masses. Bur. Stand., J. Amer. Concr. Inst. Nov. (1929).
- (8) Woods-Steinour-Stärke: Engng. News Rec. (1932) Vol. 109 Nr. 14, 15, S. 404—435 ff.; ref. Beton u. Eisen Nr. 7/8 (1933) S. 130.
- (9) Lerehu, Bogue: Bur. Stand. J. Res. Nr. 5 (1934) S. 645—64; ref. Zement (1935) S. 155.
- (10) Honus, O. F.: Heat of Hydration of Cements and its Consti-tuents. Cem. and Cem.-Manuf. (1934) Vol. VII, S. 157, 208, 244.
- (11) Woods-Steinour-Stärke: Einfluß der Zusammen-setzung des Portlandzementes auf die Wärmeentwicklung während des Erhärtens. Chem. Zbl. (1933) I 285; Ind. Engng. Chem. 24, 1207—14, Nov. (1932); Rivers. ref. Cem.-Manuf. (1933) 161—170.
- (12) Hedström: Bestimmung der Abbinde-wärme des erhärtenden Zementes. Chem. Zbl. (1934) II 2578, IV A (1934) 67—72.
- (13) Davey, N.: A simple form of adiabatic calorimeter. The struct. Eng. Juli (1935).
- (14) Świćtosławski: Über ein Labyrinth-Strömungs-Kalorimeter zur Messung der Erhärtungswärme von Zementen. Ann. de l'Acad-émie des Sciences Techniques à Varsovie, Bd. III (1936) 39.
- (15) Sándri, R.: Über die Messung der Abbinde-wärme von Zementen. Zement (1933) 22, 593.
- (16) Marcotte: Le Ciment (1934) 39, 284.
- (17) Kleinlogel und Konyi: Beziehungen zwischen Abbindezeit und Wärmeentwicklung aus Zementen. Zement (1933) 22, 2.
- (18) Langavant, Cl.: Les corrections à effectuer pour l'Interpré-tation des Essais de Réaction Thermique. Rev. Matér. Constr. (1935) 91—96, 121—126.
- (19) Grimm, Rud.: Wärmemessung und Wasserdichte bei Beton. Zement (1928) 1723.
- (20) Schmidt: Ausbau von Schacht 3 Auguste-Viktoria, Hüls i. W. Glückauf (1935) 1069.
- (21) Spindel, M.: Welche Anforderungen kann man an Zement und Beton stellen? Wasserwirtsch. u. Techn. (1935) S. 169; ref. Beton u. Eisen (1935) S. 265 ff.
- (22) Blanks, R. F.: Low heat Cement. Cem. and Cem.-Manuf. (1935) May, 128.
- (23) Gaye: Der Gußbeton. Berlin (1926) S. 163—166.
- (24) Davey, N.: Wärmeabgabe beim Abbinden von Beton. Chem. Zbl. (1935) I, 1106; Soc. Chem. Ind., Chem. u. Ind. 53, Trans. 343—345, 2. 11. 34.
- (25) Sommer: Die Verwendung von Thurament beim Bau der Saale-Talsperre. Bautechn. (1934) 17/18.
- (26) Bairé, G.: Erwärmung der hydraulischen Bindemittel. 14. Congr. Chim. ind. Paris (1934) Commun. 1; Chem. Zbl. (1936) I 2415.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Die Rila-Wasserkraftwerke in Bulgarien.

Im Frühjahr 1934 führte eine Studienreise den Verfasser durch Bul-garien u. a. zu den Wasserkraftanlagen der Gesellschaft „Granitoid“ im Rila-Gebirge, unweit des berühmten Klosters. In liebenswürdiger Weise bot deren Besitzer, Herr Konsul Naudascher, Gelegenheit, die Werke zu besichtigen, die sowohl wegen ihrer technischen Ausführung als auch wegen der Entlegenheit und Ungunst der Landschaft ihren deut-schen und bulgarischen Erbauern zur Ehre gereichen¹.

Die Kraft des Wassers wird in Bulgarien seit alters her in kunstvollen Einrichtungen ausgenutzt: Wasserräder aus Holz, oft auch aus Eisen-blech, gespeist aus auf hohen Gerüsten verlegten Gerinnen, oftmals mittels einfacher Druckrohre. Zur Gewinnung von Elektrizität wurde sie erstmals im Jahre 1901 benutzt in einer Anlage bei Panscherevo (südlich Sofia). Diese schneidet eine große Schleife des Isker ab und liefert etwa 2000 PS für die Stadt Sofia. Die zweite Anlage mit 700 PS wurde 1912 bei dem Dorfe Enina (nördlich Kasanlik) errichtet. Ein Plan der Stadt Sofia, Wasserfälle bei Boyana mit etwa 1000 m Fall auszu-bauen, ist noch nicht zur Ausführung gekommen.

Nach dem Kriege sind scheinbar nicht mehr viele Anlagen gebaut worden. Die wichtigsten davon sind jedenfalls die Zentralen Pastra und Rila (1925 und 1929) umfassenden „Orion-Werke“ im Rila-Gebirge. Sie versorgen nicht nur die Stadt Sofia und die „Granitoid“-Werke in Batanofzi, Pirin und Sofia mit Strom, sondern auch die Orte im Struma-Tal bis Krupnik und die Braunkohlengruben Pernik und Radomir. Sie besitzen zusammen mit den Dampfkraftwerken Kurilo (im Balkan) und Pernik wohl das größte zusammenhängende Elektrizitäts-Netz des Landes mit rd. 100 km 60 000 V-Leitung, 140 km 15 000 V-Leitung und 80 Um-spannstationen.

Das Einzugsgebiet der Gesamtanlage umfaßt die Flüsse Rila und Iliena und hat 200 km² Fläche mit einer Höhenlage von 1600 bis 2800 m. Es liefert jährlich i. M. 243 Millionen m³ Wasser oder 7,76 m³ sec. Davon entfallen 70% auf die Monate April bis Juli. Trotzdem wurden die Zu-leitungen für 10 m³/sec gebaut mit Rücksicht auf den geplanten End-ausbau, der eine Talsperre an der Stelle der jetzigen Wasserfassung vor-sieht (s. Abb. 1).

Etwa 7 km unterhalb des alten Rila-Klosters liegt das Wehr. Es besitzt drei bewegliche und eine feste Öffnung von je 4,00 m Breite, deren Krone auf + 851,6 m Meereshöhe liegt. Vor dem Kanaleinlauf befindet sich eine 0,70 m hohe Schwelle zum Abhalten von Geschiebe mit der Kronenhöhe + 849,00. In 285 m Entfernung liegt ein zweiteiliges Klä-r-becken (s. Abb. 2, auf der auch zu sehen ist, wie ein Wildbach in eleganter Eisenbetonkonstruktion darüber hinweggeführt ist). Von hier

führt ein 5100 m langer Freispiegel-Hangkanal mit 1,25‰/00 Gefälle nach einem Ausgleichsbecken am Kamenitza-Bache. Dieser Kanal (s. Abb. 3) ist ein Eisenbetonkasten von 10 cm Wandstärke und 2,20/2,00 m l. W. Er ruht alle 5 m auf Rahmen von 30/30 cm Querschnitt und 0 bis 20 m Höhe. Alle 10 m ist eine Dehnungsfuge angeordnet, deren

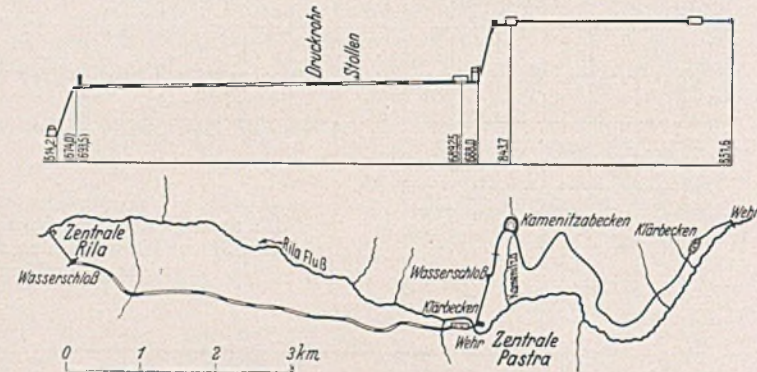


Abb. 1. Lageplan und Längsschnitt der Anlage (aus „Granitoid Is-westija“).

Dichtung ursprünglich durch einbetonierte Zinkblechstreifen bewirkt wurde. Nachdem diese binnen 5—6 Jahren zerfallen waren, sind sie jetzt durch Gummi-Streifen 15 × 20 mm ersetzt, die mittels T-Eisen 60/60 mm mit angeschweißten von außen angezogenen Schrauben an die Wand an-gepreßt werden (s. Abb. 4). Selbst wenn diese Dichtung ebenfalls zer-fallen sollte, ist doch ihre Auswechslung an Einfachheit nicht mehr zu über-bieten, gegenüber dem früher notwendigen Ausstemmen und neuen Einbetonieren der Dichtungsbleche. Einige bemerkenswerte Bauwerke überqueren die Seitenschluchten, so z. B. eine Vierendeel-Brücke von 20 m Spannweite die Kamenitza. An dem kahlen, steilen Hang ist der Kanal fast in seiner ganzen Länge als helles Band zu sehen und bietet ein großartiges Bild!

Das Kamenitza-Becken dient zum Ausgleich und zur Speicherung während der Nacht. Es faßt 38 000 m³. Die Sohle liegt auf Kote 840,5 bis 835,5, der Wasserspiegel max. auf 843,70. Die Wände sind als max. 10 m hohe Eisenbeton-Pfeilerstau-mauer ausgebildet (s. Abb. 5); Pfeilerentfernung 5,0 m, Pfeilerstärke 0,30 m, Plattenstärke oben 30 cm, unten 40 cm. Zwischen den Pfeilern sind je drei Versteifungs-rippen von 15/20 cm angeordnet. Die Pfeiler liegen normalerweise außer-

¹ Vgl. den Aufsatz in „Granitoid Iswestija“ Sofia, März 1934.

halb des Beckens, nur entlang der Kamenitza, wo sie gefährdet wären, sind sie ins Beckeninnere verlegt. Die Sohle ist 20 cm stark betoniert. Auch diese Mauer hat alle 10 m Dehnungsfugen aus Zinkblech.

Vom Kamenitza-Becken führt ein 900 m langes Eisenbeton-Druckrohr mit $0,8\frac{0}{00}$ Gefälle nach dem Wasserschloß, das auf einem vorspringenden Felsen hoch über dem Dorfe Pastra liegt. Es ist ein riesiger Schacht aus Eisenbeton mit 1150 m^3 Fassungsvermögen. Die Schwelle des Heberüberfalles liegt auf 843,65. Im Laufe der Zeit haben sich in den Wänden Undichtigkeiten gezeigt, die scheinbar auf Arbeits-

hang entlang mit 1,25 % Gefälle nach dem Wasserschloß. Die lichte Weite beträgt 2,20 m. Auf insgesamt 2970 m ist die Leitung als Stollen durch den Felsen getrieben, 3030 m sind Eisenbeton-Druckrohr. Der Überdruck ist max. 20 m Wassersäule. Da das Druckrohr fast auf die ganze Länge überschüttet ist — nur einige kurze Übergänge über tiefeingeschnittene Schluchten liegen frei — sind keine Dehnungsfugen vorgesehen. Bis 1934 hatte man an drei Stellen Undichtigkeit festgestellt, scheinbar an Übergängen von Druckrohr zu Stollen. Sie wurden durch 20 cm breite Gummistreifen gedichtet, die durch Eisenringe von innen



Abb. 2. Obergraben und oberes Klärbecken der Zentrale Pastra.



Abb. 3. Der Hangkanal.

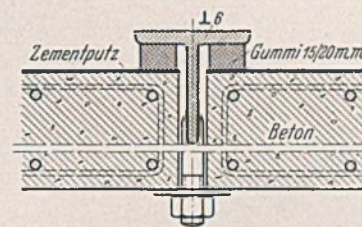


Abb. 4. Fugendichtung des Hangkanals.



Abb. 5. Pfeiler des Kamenitza-Beckens.



Abb. 7. Wehr und unteres Becken in Pastra.

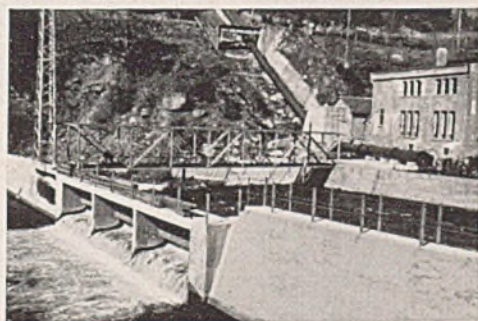


Abb. 6. Zentrale Pastra: Maschinenhaus, Rohrbahn, Wehr und Einlaufbauwerk.



Abb. 8. Wasserschloß der Zentrale Rila; obere Kammer.

fugen zurückzuführen sind. Sie wurden beseitigt, indem eine 30—40 cm starke Eisenbetonschale innen davorgesetzt wurde.

Das stählerne Druckrohr nach dem Maschinenhaus ist 300 m lang und hat 1,50 m bis 1,40 m \varnothing . Die Rohrbahn hat noch Platz für ein zweites Rohr, ebenso sind die Wasserbauten für ein zweites Maschinenhaus ausgeführt. Der Wasserspiegel im Untergraben liegt auf 688,0. Das Bruttogefälle von 155,65 m wird in zwei Turbinen verarbeitet mit 2,00 und 2,65 m^3/sec , 1000 und 750 Umdr./min, 3300 und 4500 PS bei 5000 V und 50 Per/sec. Bei Vollausbau auf 10 m^3/sec liefert die Zentrale 10 575 kW gegen jetzt 5165 kW (s. Abb. 6).

Die Zentrale Pastra wurde in den Jahren 1924/1925 erbaut. 1928—1929 wurde als zweite Ausbaustufe die Zentrale Rila ausgeführt. Um ihr gleich das sandfreie Wasser der ersten Stufe zuführen zu können, schließt ihr Obergraben unmittelbar an deren Untergraben an. Um aber trotzdem von Pastra unabhängig zu bleiben, sind außerdem ein zweites Wehr und ein großes Klärbecken angeordnet (s. Abb. 7). Auch dieses Becken ist als Pfeilerstaumauer ausgeführt mit nach innen gelegten Pfeilern, da an drei Seiten der Rila-Fluß mit Unterspülung droht. Es faßt 46 000 m^3 . Der Wasserspiegel schwankt zwischen 683,50 und 689,25. Übrigens ist die Wehrbrücke ebenso wie die Eisenkonstruktion der Maschinenhäuser vollständig geschweißt.

Der Oberkanal der Zentrale Rila beginnt am Turbinenauslauf von Pastra, unterfährt das Klärbecken und führt als Druckrohr am Berg-

an die Wandung angepreßt werden. Die 19 Stollen sind 390 m bis 620 m lang. Bis auf den längsten, bei dem Maschinen und künstliche Lüftung verwendet wurden, sind sie alle im Handbetrieb durchgeschlagen worden. Die Gesamtbauzeit betrug 13 Monate.

Das Wasserschloß von Rila ist ebenfalls vollständig in den Berg eingearbeitet. Es besteht aus einem Schacht mit zwei großen Kammern. Die obere faßt 500 m^3 und ist oben offen (s. Abb. 8). Der Rand ihres Überfalles liegt auf + 693,50 m. Die untere Kammer liegt etwa auf + 674 m und ist 425 m^3 groß. Das stählerne Fallrohr zum Maschinenhaus ist 300 m lang und genau wie in Pastra ausgebildet.

Das Maschinenhaus Rila ist moderner und großzügiger als das ältere von Pastra. Der Untergraben-Wasserspiegel liegt auf Kote + 514,20 m, das Nutzgefälle beträgt also bei rd. 19,50 m Verluste ab Klärbecken Pastra rd. 155,50 m. Von der Wehrkrone an (+ 851,60 m) werden also jetzt 337,40 m Bruttogefälle verarbeitet. Zur Verfügung stehen — anders als in Pastra — 8 m^3/sec . Damit können max. 9650 kW erzeugt werden, allerdings erst, wenn die vorgesehenen drei Einheiten aufgestellt sind. Vorläufig sind nur zwei vorhanden, für die dritte sind der Platz und die Schaltanlagen im Maschinenhaus, die Rohrbahn und die Wasserbauten fertig. Sie bestehen aus liegenden Spiralturbinen mit 750 Umdr./min und 2,66 m^3/sec mit direkt gekuppeltem BBC-Generatoren von 5000 V, 50 Per/sec und 3200 kW.

Die Zentrale Rila ist gleichzeitig die Haupt-Schaltanlage

des ganzen Netzes. Die Einrichtungen hierfür sind großzügig und modern; so ist zwischen allen Schaltstellen bis nach Sofia ein eigenes Fernsprechnetz eingerichtet. Der Strom wird von Pastra mit 35 000 V angeliefert. Pastra dient als Laufwerk und Rila als Spitzenwerk. In Rila wird die Fernleitung nach Sofia mit 60 000 V beschickt.

R. Frank e, Heidenau Sa.

Das städtische Schwimmbad in Bordeaux.

In den Jahren 1933—1934 erbaute die Stadtverwaltung von Bordeaux nach den Entwürfen von M. Madeline, Chefarchitekt des Gouvernements, ein Schwimmbad, das wegen der sorgfältigen Planung und zweckmäßigen Anordnung besprochen zu werden verdient. Die Anlage besteht aus einer Winterschwimmhalle, einem offenen Sommerbecken, umfangreichen Umkleide- und Duschräumen und einem großen Sonnenbad, das auf einem parkartigen Gelände neben dem Sommerbecken angelegt ist. In einem besonderen Trakt sind zwei Turnsäle mit Nebenräumen untergebracht (Abb. 1).

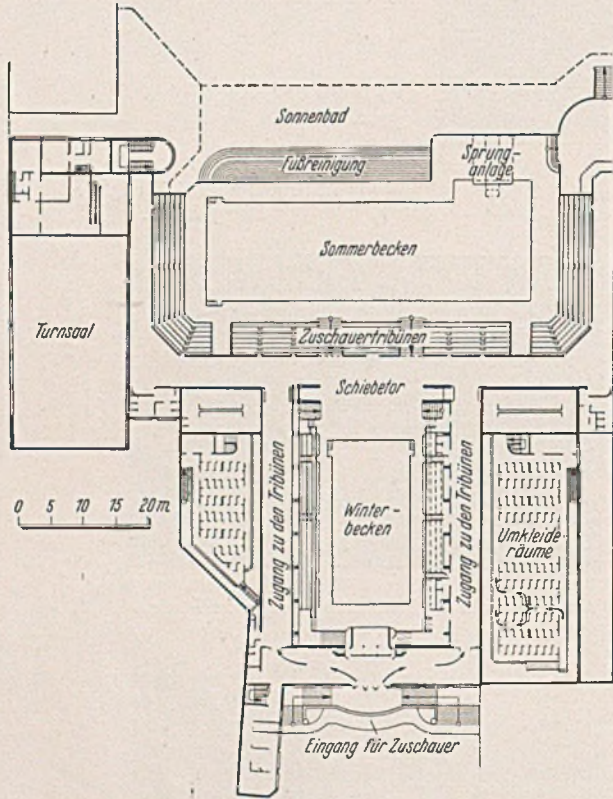


Abb. 1. Grundriß des Obergeschosses.

Das Winterschwimmbecken ist 25 m lang, 12 m breit und faßt 520 m³ Wasser. Die größte Wassertiefe reicht aus für Sprünge von 5 m Höhe. Die Halle ist 37 m lang, 22 m breit und 14 m hoch. Rund um das Becken führt ein Umgang für die Schwimmer. An den Längsseiten der Halle befinden sich Zuschauertribünen, deren Zugang schon vom Betreten des Gebäudes an vollkommen getrennt ist von dem Zugang für die Badenden. Die gegen Süden liegende Schmalseite der Halle bildet ein großes Schiebetor, das sich gegen das Sommerbecken hin öffnet. Die reichlich groß bemessenen Fensteröffnungen an diesem Schiebetor und an den Längsseiten geben dieser lichtdurchfluteten Halle ein freundliches Gepräge (Abb 2).

Das Sommerbecken liegt quer vor der Winterhalle und ist an drei Seiten von Zuschauertribünen umgeben, an der vierten grenzt es an das Grüngelände des Sonnenbades. Das Schwimmbecken, das tiefer liegt als das Winterbecken, hat 50 m Länge und 15 m Breite, seine größte Tiefe von 5,50 m gestattet Sprünge vom 10 m-Turm. Für die Wasserspringer ist gut vorgesorgt. Ein 1 m-Brett und zwei 3 m-Bretter sind auf leichten Eisengerüsten angebracht, eine 5 m- und eine 10 m-Plattform auf einem einstielligen Eisenbetonrahmen.

Während die Zuschauer die Tribünenzugänge des Winter- und des Sommerbeckens über eine Freitreppe in den ersten Stock erreichen, betreten die Badenden das Gebäude im Erdgeschoß und gelangen über besondere Gänge in die Umkleieräume. Die Kabinen haben zwei Türen. Von der Straße kommend betritt der Schwimmer die Kabine durch die eine Tür, legt dort Kleider und Schuhe ab und verläßt nun die Kabine barfuß durch die andere Tür, um zu den Reinigungsduschen und dem Schwimmbecken zu gelangen. Durch diese Anordnung wird erreicht, daß der Straßenschmutz nur bis zu den Kabinen getragen wird. Die eigentlichen Badeanlagen sind nur über die sogenannten Barfußgänge zugänglich. Dieses auch schon in einigen deutschen Bädern angewendete System verbessert natürlich die Reinlichkeit in den Bädern erheblich.

Die ganze Anlage ist mit Ausnahme der über den Zuschauertribünen liegenden Wänden und der Decke der Winterhalle als Eisenbeton-Skelettbau ausgeführt, wobei durch die sorgfältige Wahl von Dehnfugen die einzelnen Baublocks voneinander und besonders von den Schwimmbecken getrennt sind. Zur Überdeckung der Winterhalle wurden Eisenfachwerksbinder gewählt. Interessant ist die Ableitung der Windkräfte

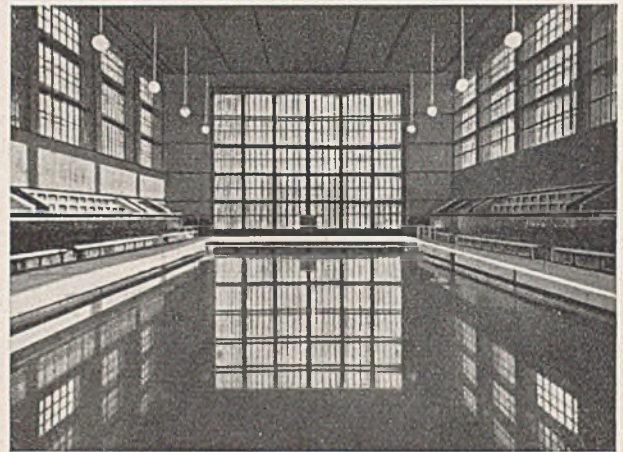


Abb. 2. Das Winterbad, links und rechts die Tribünen, im Hintergrund das Schiebetor.

(Abb. 3). Die um das Winterbecken herumführende, auskragende Platte gibt als horizontaler Träger die Windlasten an die vier Eckstützen der Eisenbetonkonstruktion ab. Dort sind in den Giebelwänden Windstreben vorgesehen, die den Schub gegen den Boden ableiten. Die durch die

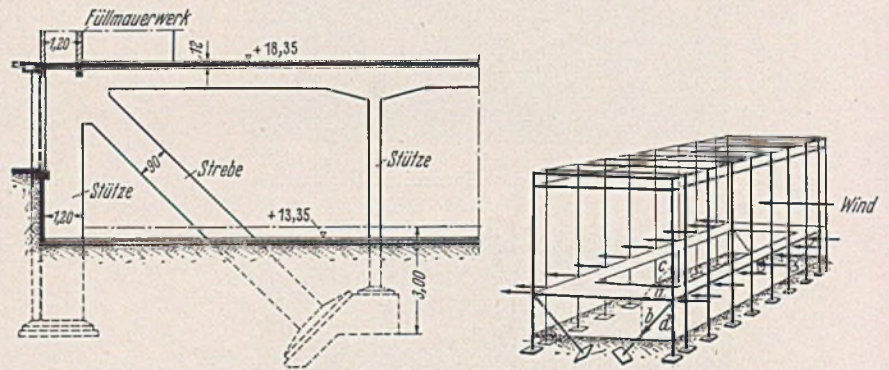


Abb. 3. Aufnahme der Windkräfte.

Kräftezerlegung in der Säule entstehende Zugkraft ist kleiner als die entgegenwirkende Belastung. Diese einfache und klare Lösung der leidigen Windfrage vermeidet Biegemomente in den Stützen weitgehendst und scheint sehr wirtschaftlich zu sein.

Die Betriebs-Einrichtungen, Heizung, Lüftung und Wasserreinigung sind mit den neuesten Errungenschaften ausgerüstet. Von einem zentralen Kommandoraum kann mittels Fernmeldeapparaten die Luft-Temperatur jedes Raumes und die Wasser-Temperatur der Schwimmbecken beobachtet und reguliert werden. Die Heizung der Räume erfolgt im wesentlichen durch ein Umwälzverfahren, wobei die Luft bei Passieren der Heizanlage durch einen Reinigungsfilter gepreßt wird. Eine Ventilatorenanlage von 50 000 m³/h Leistung sorgt für eine einwandfreie Umwälzung. In einigen Räumen sind noch zusätzliche Heizrohre vorgesehen.

Das Wasser in den Becken wird fortlaufend durch Frischwasser erneuert und das Altwasser an der tiefsten Stelle abgezapft. Zu- und Abfluß sind so bemessen, daß innerhalb sechs Stunden eine vollständige Erneuerung des ganzen Beckeninhaltes erfolgt. Das abgezapfte Altwasser wird zunächst filtriert und dann mittels eines Zerstäubungsverfahrens durchlüftet. Nach einer Sterilisation mit Aluminiumcarbonat und Soda und neuerlicher Filtration wird das Wasser auf Badetemperatur erwärmt und wieder dem Becken zugeführt. Fortlaufende Kontrollen der Filter und der chemischen Beschaffenheit des Wassers, sowie zeitweilige hygienische Überprüfungen durch den Gesundheitsdienst der Stadtverwaltung sorgen für einwandfreien Zustand des Wassers.

Die architektonische Ausgestaltung ist auf die Farbenwirkung der verschiedenen Fliesenbeläge abgestellt, und in den Formen sehr sparsam. Die ganze Anlage wirkt in ihrer Geschlossenheit sehr gut und scheint auch vom betrieblichen Standpunkt bis ins letzte durchdacht. (Nach Travaux 19 (1935) S. 395.)

Dr.-Ing. P u c h e r.

Der Viadukt von Colombes.

An der Bahnstrecke Paris—Le Havre befanden sich zwischen Asnières und Colombes bisher noch vier schienengleiche Kreuzungen mit stark befahrenen Straßen, die nunmehr durch Über- bzw. Unterführungen ersetzt wurden. Da die Arbeiten ohne Verkehrsunterbrechungen ausgeführt werden mußten, mußten während der verschiedenen Baustadien zunächst zwei neue Gleisstränge verlegt werden, die nach Beendigung der Bauarbeiten als endgültig verblieben zwecks Trennung der Vorort von den Ferngleisen.

Unweit des Bahnhofes Colombes wurde als Teil dieser Gesamtarbeiten ein Viadukt von 585 m Länge und 16,70 bis 23,70 m Breite erbaut, wodurch zwei schienengleiche Kreuzungen beseitigt wurden. Gleichzeitig wurde der Bahnsteig des Vorortbahnhofes Colombes mit einem Warteraum auf den dort verbreiterten Viadukt zwischen die Gleise verlegt derart, daß die Vorortgleise am Bahnsteig und die Ferngleise außen liegen (Abb. 1).

Die Fahrbahn besteht aus Walzträgern von 650 mm Höhe mit Betonummantelung. Das ganze Bauwerk ist in der Längsrichtung in zwei voneinander unabhängige Hälften aufgeteilt. Die Fahrbahnplatte liegt

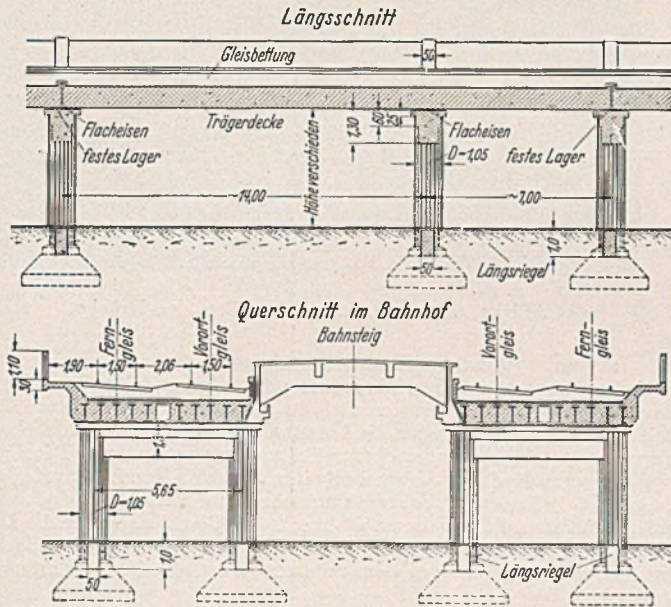


Abb. 1. Übersicht.

auf geschlossenen Querrahmen mit rechteckigen Riegeln und säulenartigen Stielen auf. Die Rahmenentfernung ist abwechselnd 7 und 14 m, während die Deckenträger jeweils über zwei Felder durchlaufen (Abb. 1). Zur Aufnahme der Bremskräfte ist jedes der 7 m entfernten Rahmen-

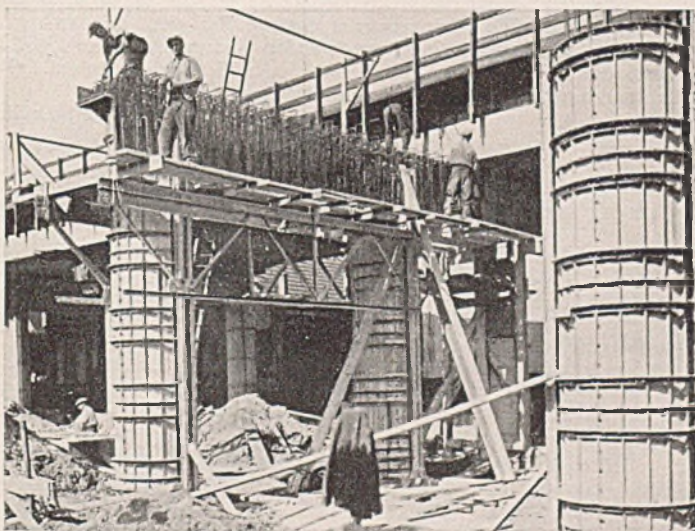


Abb. 2. Eisene Schalungen.

paare durch untere Längsriegel wiederum zu einem Rahmen in der Längsrichtung zusammengefaßt. (Abb. 1). Die Rahmen stehen auf Einzel-fundamenten und erzeugen eine größte Bodenpressung von 4 kg/cm². In jeder Brückenhälfte ist die Fahrbahn durch eine Längsfuge zwischen den beiden Gleisen nochmals in zwei Hälften aufgeteilt. Die Abdichtung besteht aus einer Bitumenklebeschicht mit Schutzbeton. In der statischen

Berechnung wurde ein Stoßzuschlag von 10 % berücksichtigt. Die Betonbereitung erfolgte mit 400 kg hochwertigem Zement je Kubikmeter Beton bei einer zulässigen Druckspannung von 75 kg/cm². Die Betonproben ergaben mit 10 cm-Würfeln nach 8 Tagen 300 kg/cm² bei einem $w = 0,45$.

Das Bauprogramm sah für die Herstellung je einer Längshälfte des Viaduktes 10 Monate vor. Wegen der erforderlichen großen Betonierleistungen, der sehr beschränkten Platzverhältnisse und der Zufuhrmöglichkeit zum Bauplatz nur an den Enden entschloß man sich zur Anwendung von Pumpbeton und stellte eine Pumpe System Giese-Koomyan mit 10 m³ Stundenleistung bei einer theoretischen Förderweite von 200 m auf. Durch das fette Mischungsverhältnis, eine maximale Korngröße der Zuschläge von nur 25 mm und durch die Verwendung von Rohren mit 150 mm Weite gelang es sogar, den Beton bis 250 m weit zu pumpen, so daß man mit zwei Anlagen auskam. Der Beton wurde in einem kontinuierlichen Mischer mit 12 m³ Stundenleistung zubereitet. Um dem Bauwerk ein gutes Aussehen und geometrisch genaue Formen zu verleihen, wählte man eiserne Schalungen, die bei der Fahrbahntafel unmittelbar an den Deckenträgern aufgehängt wurden, wodurch man jede Abstützung auf den Boden und dadurch mögliche ungleichmäßige Setzungen und Durchbiegungen vermied (Abb. 2).

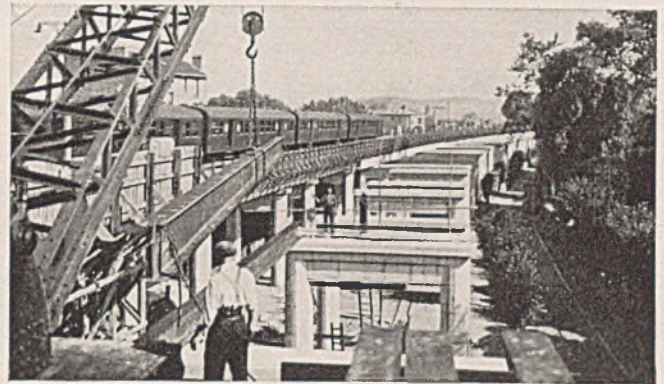


Abb. 3. Verlegen der Träger.

Da die Rahmen in einem Guß erstellt wurden und der Beton hierbei bis zu 6 m hoch durch die fertigen Bewehrungen und Schalungen herabfiel, verwendete man Vibratoren zur Verdichtung des Betons, die außen an die Stahlschalung angesetzt wurden. Sie zeigten eine Tiefenwirkung bis 40 cm und eine Oberflächenwirkung im Umkreis von rd. 80 cm. Die erzielten Ergebnisse bezgl. Dichte des Betons und tadelloser Oberflächengestaltung waren ausgezeichnet. Die Zeitenfolge bei der Durchführung der Arbeiten war die folgende:

Erster Bauabschnitt Mai—Dezember 1934: Aushub mittels Bagger, Herstellung der Fundamente mit einem 500 l-Mischer und Verfahren des Betons auf 60er-Spur-Gleis, Bewehren, Schalen und Betonieren der Rahmen. Das Betonieren eines Rahmens dauerte etwa 2 Stunden. Je Woche wurden i. M. vier Rahmen fertiggestellt und alle Rahmen bis September 1934 beendet. Die dem Bau der Rahmen folgende Herstellung der Fahrbahntafel erfolgte derart, daß zunächst die 21 m langen und 6 t schweren Träger von einem Kran vorgestreckt wurden (Abb. 3). Zur Einschalung standen Tafeln für 42 m Viadukt zur Verfügung. Einschalen und Betonieren gingen rasch vonstatten und es folgten unmittelbar die Isolierungs- und Restarbeiten. Die gesamten Arbeiten des ersten Bauabschnittes konnten in 8 Monaten vollendet werden.

Zwischenabschnitt Dezember 1934—März 1935: Umlegung der Gleise auf die erste Viadukthälfte, In-Betriebnahme dieser Gleise und Bau zweier Hilfsbahnsteige aus Holz.

Zweiter Bauabschnitt: Da die Staatsbahn verlangte, daß die gesamte Anlage am 1. Januar 1936 in Betrieb genommen werden mußte, mußte notgedrungen die zweite Viadukthälfte bereits bis zum 1. September 1935 beendet werden, da das letzte Jahresdrittel für den Bau des Bahnsteiges und für die Elektrifizierung der Vorortbahn beansprucht wurde. Es standen somit für den zweiten Bauabschnitt nur die 5 Bau-monate April—August 1935 zur Verfügung. Zur Innehaltung dieser beschränkten Frist mußten eiserne Schalungen für weitere 42 m Fahrbahnplatte beschafft werden, so daß innerhalb 9 Tagen 84 statt 42 m Fahrbahn betoniert werden konnten. Außerdem wurde eine zweite Mischanlage mit Pumpe und ein zweiter Kompressor mit Vibratoren aufgestellt. Es ergaben sich dann folgende Leistungen: 5—6 Rahmen je Woche, Verlegen der Träger für eine Öffnung pro Tag und Fertigstellung von 84 m Fahrbahn in 9 Tagen bei durchgehend zwei Arbeitsschichten. Die Zeitenfolge war die nachstehende:

10. April: Beginn der Fundamentherstellung und Einrichtung der Pumpenanlagen.

13. Mai: Rahmenbau im Gange, Beginn der Trägerverlegung.

15. Juni: Beginn der Deckenherstellung.

Die gestellten Termine konnten eingehalten werden. Der Bau des Bahnsteiges beanspruchte nur 2 statt der ursprünglich vorgesehene

5 Monate. Die ganzen Arbeiten wurden innerhalb 13 Monaten durchgeführt, während im ersten Programm 20 Monate vorgesehen waren. (Nach Travaux 20 (1936) S. 49.)

Dr.-Ing. Kurt P f l e t s c h i n g e r, Berlin.

Der Abbruch der Waterloo-Brücke in London.

Die Waterloo-Brücke über die Themse in London, 1811 bis 1817 von Rennie, dem älteren der beiden bekannten Londoner Architekten, erbaut, war nach dem Urteil des Bildhauers Canova die edelste Brücke der Welt; für ihr baukünstlerisches Gewand hatten die Zeichnungen des bekannten italienischen Kupferstechers Piranesi als Vorbild gedient. Die Brücke spielte eine bedeutsame Rolle im Stadtbild von London, sie bot nicht nur einen reizvollen Anblick, sondern man hatte von ihr auch einen schönen Blick auf die Themse und die Uferstraße, die deren linkes Ufer begleitet. Ihre Breite von 12,8 m genügte dem neuzeitlichen Verkehr nicht mehr, und die Gewölbe wiesen schwere bauliche Schäden auf, so daß die Brücke schon vor 13 Jahren für den Verkehr geschlossen werden mußte, der auf ein neben ihr errichtetes einstweiliges Bauwerk verwiesen wurde. Nach langjährigen Erörterungen über das Schicksal der Brücke ist man schließlich, nachdem die Regierung einen Teil der Kosten übernommen hat, zu der Entscheidung gekommen, daß die alte Brücke abgebrochen und durch eine neue ersetzt wird.

Seit dem Jahre 1934 sind die Abbrucharbeiten im Gang¹. Im November 1934 waren bereits die Gewölbe frei gelegt. Auf den Pfeilern wurden Eisenbetonsockel errichtet, die zur Aufnahme eines die Brücke mit Ausnahme der Mittelöffnung überspannenden Gerüsts dienen. Das Gerüst besteht aus vier Trägern, bei deren Entwurf darauf Bedacht genommen wurde, daß sie nach Beseitigung der Gewölbe unter ihnen freitragend abgebaut werden können. Über der Mittelöffnung braucht dieses Gerüst nicht durchgeführt zu werden, weil hier das Gewölbe wegen seiner starken Formveränderung schon seit Jahren von unten gestützt ist. Von diesem Gerüst aus wurden durch jedes Gewölbe 32 Löcher von 13 cm Durchmesser zur Aufnahme von Hängeeisen gebohrt, die zur Aufnahme der Abbruchsgerüste dienen. Diese letztgenannten Gerüste, bestehend aus einer der Gewölbeleibung angepaßten Blechschalung auf Querträgern und Längsrippen, wurden schwimmend zusammgebaut und eingefahren. Unter dem Gewölbe wurden die Gerüste angehoben und an die Hängeeisen angeschlossen, so daß sie von unten gegen die Gewölbe anlagen.

Bei den beiden Landwiderlagern waren die Lagerfugen des Mauerwerks geneigt, und es bestand daher die Gefahr, daß die Pfeiler für die Gerüstträger ins Rutschen kommen könnten. Auf dem linken Ufer wurden daher vier Eisenbetonpfeiler 10,6 m tief in das Mauerwerk niedergetrieben, bis waagerechte Lagerfugen erreicht wurden. Diese Pfeiler wurden am unteren Ende eingespannt, so daß sie den Schub des Mauerwerks aufnehmen konnten, wenn die Gegenwirkung des Gewölbes infolge von dessen Abbruch nicht mehr vorhanden war. Auf dem rechten Ufer wurde vor das Landwiderlager ein von Schrägpfeilern getragener Betonklotz zur Aufnahme des Schubs des Mauerwerks vorgesetzt.

Das obere Abbruchsgerüst und die untere Schalung mit ihrem Tragwerk wiegen für jede Öffnung der Brücke etwa 200 t; außerdem lastet auf den Pfeilern ein Teil des Gewichts des Gewölbes von etwa 600 t, das für den Pfeiler dann gefährlich werden kann, wenn das Gewölbe auf seiner einen Seite abgebrochen ist. Es war deshalb nötig, das Mauerwerk der Pfeiler daraufhin zu untersuchen, ob es dieser Belastung gewachsen wäre. Dies geschah, indem in dieses Mauerwerk Löcher gebohrt wurden, in die beleuchtete Spiegel hinabgelassen wurden. Es zeigte sich, daß das

¹ S. Bauing. 16 (1935) S. 332.

Mauerwerk in gutem Zustande war; nur einige kleine Hohlräume mußten mit Mörtel ausgegossen werden.

Besondere Schwierigkeiten bereitete die Anbringung des unteren Gerüsts unter der linksufrigen Landöffnung, weil unter ihr der Verkehr aufrecht erhalten werden mußte. Die sechs Längsträger dieses Gerüsts wurden oben auf der Brücke einzeln zusammengebaut, dann seitlich der Brücke herabgelassen, auf Gleitbahnen abgesetzt und auf diesen unter das Gewölbe geschoben, nachdem die Querverbindungen an ihnen angebracht worden waren. Sodann wurde das Gerüst, an den Hängeeisen hängend, gegen das Gewölbe angelegt; wo es nicht satt anlag, wurde der Zwischenraum mit Sand ausgefüllt.

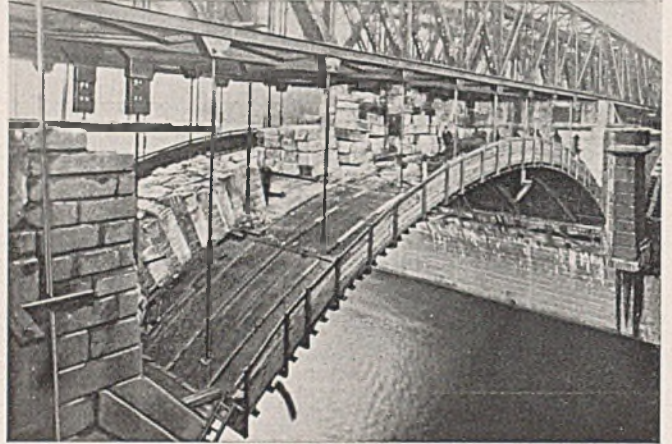


Abb. 1. Abbruchsgerüst der Waterloo-Brücke.

Im Juni 1935 waren die Gerüste über und unter der Brücke fertig, und der Abbruch des Gewölbemauerwerks begann. Der Gewölbeschub wurde bei diesen Arbeiten dadurch aufgehoben, daß das untere Gerüst mit Hilfe von Winden gegen die Leibung gepreßt wurde; hierdurch ergab sich eine Durchbiegung der oberen Träger um etwa 30 mm. Die Gefahr, daß der gegen Ende der Abbrucharbeiten stehenbleibende schmale Mittelteil des Gewölbes plötzlich zusammenbrechen könnte, war dadurch beseitigt. Während des weiteren Abbruchs des Gewölbes wurde die Durchbiegung der oberen Träger dadurch aufrecht erhalten, daß die abgebrochenen Wölbsteine auf dem unteren Gerüst abgelagert wurden (vgl. Abb. 1).

Ende 1935 war der Abbruch der Gewölbe beendet, die unteren Gerüste waren abgelassen, um schwimmend abgeführt zu werden. Der Abbruch der oberen Träger wurde Ende 1935 begonnen. Sonntag, den 16. Februar 1936, konnte das Stahlgerüst über der linken Uferstraße, dem „Strand“ abgebrochen werden. Der Straßenverkehr wurde von Mitternacht an gesperrt. Mit Hilfe eines Krans wurden die 12 t schweren Träger niedergelassen und auf Schiffe übergehoben. Die Arbeit dauerte sieben Stunden; um 8 Uhr morgens konnte die Straße für den Verkehr wieder freigegeben werden. Die nächste Arbeit, die auszuführen ist, ist der Abbruch des Pfeilermauerwerks, der zum Teil von Gerüsten aus, zum Teil unter dem Schutze von Spundwänden vorzunehmen sein wird. Man hofft, die Abbrucharbeit in Jahresfrist vollendet zu haben. (Nach Engineering 140 (1935) S. 684 und Engineer (1936) S. 193.)

W e r n e c k e, Berlin.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Zu alt?

Der Neuaufbau und der Aufschwung unserer industriellen Wirtschaft haben es mit sich gebracht, daß die Erwerbslosigkeit unter den jüngeren Arbeitskräften bis zu 35 Jahren behoben ist, ja daß sich sogar schon ein Mangel an jüngeren Arbeitskräften bemerkbar macht. Demgegenüber muß aber mit Besorgnis festgestellt werden, daß unter den älteren Arbeitskräften noch bittere Not herrscht und in der praktischen Regelung des Arbeitseinsatzes ganz offensichtlich das Bestreben vorherrschend ist, einen Bedarf an Fachkräften nicht aus den höheren Altersgruppen zu decken.

Dieser Zustand ist in staats- und arbeitspolitischer Hinsicht untragbar, ganz besonders aber dann, wenn ein Mangel an Arbeitskräften in einer Berufsgruppe festgestellt wird, wie dies im Ingenieurberuf der Fall ist. Um hier den tatsächlichen zahlenmäßigen Verhältnissen auf den Grund zu gehen, wurde vom Ingenieurdienst e. V. Berlin NW 7, Hermann Göringstr. 27, dessen Aufgabe die Betreuung der stellungslosen Ingenieure ist, im Auftrage der Reichsanstalt für Arbeitsvermittlung und Arbeitslosenversicherung eine Umfrage veranstaltet, deren Ergebnis von ihm in einer Denkschrift niedergelegt und beleuchtet worden ist. Danach stehen einem von der Wirtschaft angemeldetem Fehlbedarf von 4000 Ingenieuren, der sich bis zum Jahre 1942 auf

10 000 erhöhen soll, zur Zeit über 6600 arbeitswillige und arbeitsfähige Ingenieure mit zum Teil reichen Erfahrungen ohne Arbeit gegenüber, die hauptsächlich im Alter von 35 bis 59 Jahren stehen. Dabei ist besonders zu vermerken, daß rund 1700 der Altersgruppe von 30 bis 39, rund 3500 der von 40 bis 59 angehören und daß auch eine beachtliche Zahl von Kriegsteilnehmern in diesen Jahrgängen noch stellungslos ist. Da die Meldungen an den Ingenieurdienst mit Unterstützung der Landesarbeitsämter zusammengestellt wurden, können diese Ziffern als amtlich bezeichnet werden.

Auf das in fachlicher und wirtschaftlicher, moralischer und sozialer Hinsicht Bedenkliche dieser Sachlage wird in der Denkschrift eindringlich hingewiesen und dies unter anderem durch Aufrufe des Treuhänders der Arbeit für Brandenburg und des Vorsitzenden des Ingenieurdienst e. V. noch hervorgehoben und unterstrichen. Es ist unmoralisch und unsozial, Ingenieure, die jahrelang tätig gewesen sind, lange vor Erreichung der Altersgrenze zum alten Eisen zu werfen — und dies gerade dann, wenn man nach Ingenieuren ruft. Auch die industrielle Wirtschaft selbst kann es sich auf die Dauer nicht leisten, auf die Erfahrungen der älteren Ingenieure zu verzichten. Außerdem fordern deren zum Teil vielköpfige Familien ebenfalls gebieterisch ihre baldige Wiedereingliederung in den Wirtschaftsablauf.

Um den Mangel an Ingenieuren zu beseitigen, hatte die Wirtschaft, die diese Zahlen vielfach nicht kennt, vorgeschlagen, Studierende nach einem abgekürzten Studiengang und Notabschluß vorzeitig anzustellen und die Werbung für das technische Studium zu verstärken. In der Denkschrift wird der Wirtschaft aber mit Recht vorgehalten, daß diese Vorschläge keineswegs gerechtfertigt und also falsch sind, solange noch so viele erwerbslose Ingenieure zur Verfügung stehen und nur darauf warten, in die freien Stellen einzuspringen, auf die sie geradezu einen Anspruch haben. Die Denkschrift ruft vielmehr dazu auf, das Vorurteil gegen die älteren Ingenieure endlich fallen zu lassen, ihre Bewerbungen nicht mehr mit dem Hinweis „zu alt“ ungeprüft zur Seite zu legen, sondern sie lediglich nach ihrem Können zu beurteilen und ihnen die Möglichkeit ihrer Wiedereinarbeitung in eine Gemeinschaft schaffender Menschen zu geben, um so mehr als dies durch verschiedene behördliche Maßnahmen erleichtert worden ist. Es wird mit Recht gefragt, ob denn die Werkleiter, Betriebsführer und Direktoren ihren Platz einem Jüngeren einräumen, nur weil sie alt sind? Keineswegs! Warum also legt man den Altersmaßstab bei solchen Fachkameraden an, die das Schicksal der Krise einst erwerbslos gemacht hat? Soll dieses Schicksal jetzt, wo Ingenieure wieder nötig gebraucht werden, verewigt werden?

Den Schluß der Denkschrift bildet ein eindringlicher Aufruf an alle führenden Männer der Wirtschaft und der Behörden die Gefahren der dargelegten Verhältnisse zu erkennen und ihrerseits alle Hebel zu deren Abänderung in Bewegung zu setzen. Der vorhandene Bedarf an Ingenieuren ist der beste Schrittmacher für alle Maßnahmen, die die älteren stellungslosen Ingenieure wieder in Arbeit und Brot bringen sollen. Es ist ein Gebot der Volksgemeinschaft, alle die Notstände zu beseitigen, die behoben werden können — vor allem wo es sich wie hier um einen Notstand handelt, der gar nicht vorhanden sein mußte. Deshalb ist es um so mehr gerechtfertigt, die Allgemeinheit auf ihn hinzuweisen.

Der Ingenieurdienst, der über jahrelange Erfahrungen verfügt und auf beachtliche Erfolge zurückblicken kann, stellt sich weiterhin in den Dienst dieser Aufgabe und steht jedem, der Abhilfe schaffen will, mit Rat und Tat zur Seite.

**Auszug aus der Denkschrift
zur Frage der Unterbringung der zur Zeit noch erwerbslosen Ingenieure.**

Vorbemerkung.

Unter den Begriff „Ingenieure“ fallen nach den Aufnahmebedingungen der Reichsgemeinschaft der Technisch-Wissenschaftlichen Arbeit (RTA): 1. Absolventen der Technischen Hochschulen; 2. Absolventen der höheren technischen Staatslehranstalten und der diesen als gleichwertig anerkannten Fachschulen; 3. Berufskameraden ohne anerkannte Fachschulbildung mit nachweislich mindestens zehnjähriger Ingenieurstätigkeit. Die Meldungen aller 6600 Ingenieure liegen mit Angabe des Namens, der Anschrift, der beruflichen Ausbildung und Fachrichtung vor.

I. Lage.

Das Problem der stellungslosen Jung-Ingenieure ist gelöst, es besteht sogar bereits ein Mangel an jüngeren technischen Fachkräften. Von der deutschen Wirtschaft wird ein ungedeckter Bedarf von etwa 4000 Ingenieuren angemeldet. Gibt es aber wirklich keine stellungslosen Ingenieure mehr?

Antwort auf diese Frage gibt eine Erhebung, die wir in der Zeit von Oktober 1935 bis Mitte Februar 1936 im Auftrage der Reichsanstalt für Arbeitsvermittlung und Arbeitslosenversicherung in engster Zusammenarbeit mit den Landesarbeitsämtern durchgeführt haben.

II. Ergebnis der Umfrage.

Diese Erhebung zeigt folgendes Bild:

Zahlentafel I.

Anzahl der zur Zeit erwerbslosen Ingenieure

Gesamtzahl	davon im Alter von:						
	unter 25 Jahre	25—29	30—39	40—49	50—59	60—65	über 65 Jahre
6539	194	747	1679	1393	2048	390	86

Da noch einige Meldungen ausstehen, so kann angenommen werden, daß die Gesamtzahl der zur Zeit erwerbslosen Ingenieure über 6600 beträgt.

Zahlentafel II.

Alterszusammensetzung der erwerbslosen Ingenieure.

Altersgruppen	Insgesamt	Prozente
unter 25 Jahren	194	2,9
von 25 bis 29 „	747	11,4
„ 30 „ 39 „	1679	25,7
„ 40 „ 49 „	1393	21,4
„ 50 „ 59 „	2048	31,4
„ 60 „ 65 „	390	5,9
über 62 Jahre	86	1,3
Zusammen	6539	100%

Zahlentafel III.

Berufliche Gliederung der erwerbslosen Ingenieure.

Fachgruppe	Prozente
Architektur	2,5
Bauwesen	10,7
Bergbau	2,0
Chemie	4,5
Elektrotechnik	21,3
Eisenhüttenwesen	4,2
Maschinenbau	52,8
Verschiedenes	2,0
	100%

III. Auswertung der Umfrage.

Wertet man das Ergebnis der Umfrage aus, so ist zunächst grundsätzlich folgendes festzustellen: Dem Arbeitsmarkt stehen nach rund 6600 arbeitsfähige und arbeitswillige Ingenieure zur Verfügung. Dies sind in der Hauptsache Fachkameraden mit langjährigen Erfahrungen und nachweislichen Erfolgen. Von einem ungedeckten Fehlbedarf an Ingenieuren kann also nicht die Rede sein. Im einzelnen ist zu dem Ergebnis der Umfrage folgendes zu sagen:

1. Den höchsten Anteil zeigt die Altersgruppe zwischen 50 und 60; nur in den Notstandsgebieten Breslau, Rheinland (Dortmund), Saar und Zwickau bildet die Gruppe zwischen 30 und 40 den Höchstwert.
2. Die 194 Ingenieure unter 25 Jahren finden nur beschränkt Anstellung infolge der Vorschriften des Arbeitsplatztausch-Gesetzes vom August 1934.
3. Auffallend ist die Höhe der Anteile der Altersgruppen 25 bis 29 Jahre (11,4%) und vor allem 30 bis 39 (25,7%). In der Gruppe 30 bis 39, deren Höhe geradezu bedenklich ist, ist der Anteil der zwischen dem 35. und 40. Lebensjahr Stehenden größer, als der zwischen dem 30. und 35. Hier ist mit dem ersten Blick zu erkennen, wie sich das Vorurteil ausgewirkt hat, Ingenieure über 35 als „zu alt“ zu bezeichnen und ihre Einstellung grundsätzlich abzulehnen. Leider befinden sich unter diesen noch zahlreiche Kriegsteilnehmer, deren Nichteinstellung einen Verstoß gegen den Geist der Volksgemeinschaft und Dankbarkeit bedeutet.
4. Von den Gruppen 30 bis 39, 40 bis 49 und 50 bis 59 ist die zwischen 40 und 49 die niedrigste, eine Erscheinung, die sich bei Arbeitslosenzählungen häufiger findet und damit zu erklären ist, daß in dieser Gruppe die Zahl der Stellungwechselnden am geringsten ist.
5. Die Gruppen 30 bis 39, 40 bis 49 und 50 bis 59 machen zusammen 78,5% der Gesamtzahl aus. Diesen 78,5% gilt unsere besondere Aufmerksamkeit, unter ihnen befinden sich all die stellungslosen „Alt-Ingenieure“, die zum größten Teil noch arbeitswillig und rüstig sind und die zu vermitteln das Gebot der Stunde ist. Allein die beiden Gruppen 40 bis 49 und 50 bis 59 machen über 50% aus.
6. Die Vermittlung der Gruppen zwischen 60 und 65 und über 65 wird am schwierigsten sein. Der Anteil der über 65 jährigen (hier 1,3%) ist verhältnismäßig willkürlich, einige Bezirkstellen haben diese Gruppe überhaupt nicht gemeldet, einige haben es doch getan. Es sind hier u. a. diejenigen Rentner gemeldet, die sich noch rüstig genug fühlen, um nicht tatenlos mit ihrer an sich ja kärglichen Rente in das Tal des Todes absteigen zu wollen.

IV. Vorschläge der Wirtschaft.

Die deutsche Wirtschaft kennt diese Ziffern nicht. Sie meldet einen Fehlbedarf von 4000 Ingenieuren an, und zwar bei den verschiedensten Ministerien, bei der Reichsanstalt und gibt diesen Bedarf von Mund zu Mund weiter. Hierbei wird darauf hingewiesen, daß dieser Fehlbedarf in Anbetracht der kriegsschwachen Jahrgänge und des an sich verminderten Ingenieurstudiums bis 1942 auf etwa 10 000 Ingenieure ansteigen wird.

Angesichts dieser Tatsache ist nun der Vorschlag gemacht worden, die jetzt in der Ausbildung Stehenden einen abgekürzten Studiengang durchlaufen zu lassen und nach einem Notabschluß in die Praxis zu übernehmen. Ferner soll für den Eintritt in das technische Studium geworben werden.

Vor beiden Vorschlägen müssen wir warnen, und zwar mit folgenden Hinweisen und Begründungen:

1. Dem Bedarf an 4000 Ingenieuren stehen 6600 stellungslose Ingenieure gegenüber. Es sollte wohl möglich sein, den dringendsten Bedarf aus dieser Zahl in kürzester Frist zu decken.
2. Die Zahl derjenigen, denen eine verkürzte Ausbildung zugemutet werden könnte — es kann sich hierbei doch nur um die Besten handeln — ist für den augenblicklichen Bedarf von so untergeordneter Bedeutung, daß diese Zahl gar nicht zu werten ist. Außerdem würde man gerade den Besten für immer die Möglichkeit nehmen, eine gut fundierte, allgemeine technische Ausbildung zu bekommen, auf Grund derer sie auch noch später den wachsenden Anforderungen ent-

sprechen können. Es muß mit Deutlichkeit darauf hingewiesen werden, daß die Anforderungen an die Qualität der Industriearbeitskräfte ständig steigen und in gleicher Weise werden auch immer steigende Anforderungen an die deutschen Ingenieure gestellt.

3. Es ist daher verantwortungslos, eine Notausbildung vorzuschlagen, die im Augenblick einigen wenigen hilft. In einigen Jahren aber werden z. B. die kurz Ausgebildeten hoffnungslos und sicher brotlos, da dann besser und gründlich Ausgebildete zur Verfügung stehen. Die Auswirkungen solcher Vorschläge würden aber gerade dann zutage treten, wenn die, die sie gemacht haben, infolge ihres Alters aus der Führung der Werke ausgeschieden sind und diese Auswirkungen nicht mehr unter ihre Verantwortung fallen.
4. Bei einer Werbung für das technische Studium sollte man die Zeitdauer der Ingenieurausbildung sowie die Zahl der z. Zt. noch vorhandenen erwerbslosen Ingenieure ernsthaft in Erwägung ziehen, bevor man etwas unternimmt.

V. Schlußfolgerungen.

Es ist falsch und unverantwortlich, die Studierenden vor dem Studiumabschluß in die Industrie zu holen, es ist genau so falsch eine verkürzte fachliche Ausbildung vorzuschlagen.

Richtig allein ist, auf die vorhandenen Ingenieure zurückzugreifen, um die Lücken auszufüllen und somit den Ausbildungsgang der Jüngeren zu schützen.

Voraussetzung hierfür ist, daß die Vorurteile gegen eine Einstellung von älteren Ingenieuren in der Industrie und namentlich bei Behörden fallen. In der Praxis liegen die Verhältnisse doch so, daß im allgemeinen Bewerbungen von Ingenieuren von über 35 Jahren grundsätzlich beiseite gelegt werden, ohne daß man sich ein Urteil über das Können oder die Arbeitsfähigkeit dieser Fachgenossen gebildet hat. Weiterhin hat man Mißtrauen gegen ihre Arbeitsleistung, oder man fürchtet zu hohe Gehaltsansprüche, mangelnde Fähigkeit zur Unterordnung und schließlich und nicht zuletzt Schwierigkeiten bei einer evtl. späteren Entlassung.

Wenn auch die hier angeführten Schwierigkeiten und Vorurteile hier und da zutreffen, so kann und darf man sie nicht verallgemeinern. Niemand denkt daran den Betrieben alte unfähige Ingenieure aufzuschwatzen oder zu fordern, daß Ingenieure, wenn sie nicht mehr arbeitsfähig oder bereit sind, sich in das ihnen zugewiesene Arbeitsgebiet einzuordnen, auf jeden Fall zu behalten sind.

Was vielmehr gefordert wird, ist, sich der langjährigen Erfahrungen dieser Ingenieure — auf die wir heute, wo besonders hohe Anforderungen an die Technik gestellt werden, nicht verzichten können — zu bedienen und sie dort anzusetzen, wo sie noch brauchbar sind und das leisten, was ihrer Vergütung entspricht. Ein solcher Entschluß weitsichtiger, verantwortungsbewußter und sozial denkender Betriebsführer wird erleichtert und gefördert durch folgende Tatsache: 1. Es stehen noch genügend arbeitsfähige und arbeitswillige Ingenieure zur Verfügung. 2. Die langjährigen vielseitigen Erfahrungen dieser Fachgenossen kommen in vollstem Maße den Werken und somit der Allgemeinheit zugute. 3. Die Einstellung braucht nicht danach zu erfolgen, welche gehobene Stellung der Ingenieur zuletzt bzw. früher einmal hatte, maßgebend ist vielmehr allein die Tatsache, welcher Arbeitsplatz zur Zeit frei ist bzw. neu geschaffen wird. So kommt z. B. ein früherer Prokurist auch für Arbeiten ohne Procura in Frage. 4. Die Entlohnung erfolgt nicht nach Alter oder früherem Einkommen, sondern ausschließlich nach dem Leistungsprinzip. Hierbei sollte man allerdings den älteren Ingenieuren im Hinblick auf ihre langjährigen Erfahrungen in der betreffenden Tarifgruppe die höchste Gehaltsstufe zubilligen. 5. In den Fällen anfänglicher Minderleistung gewährt die Reichsanstalt für Arbeitsvermittlung und Arbeitslosenversicherung unter bestimmten Voraussetzungen den Werken einen Barzuschuß von RM 50,— monatlich. 6. Viele der zur Zeit noch erwerbslosen Ingenieure haben in der wertschaffenden Arbeitslosenfürsorge bei technisch-wissenschaftlichen Arbeiten, für die der Ingenieurdienst von der Reichsanstalt für Arbeitsvermittlung und Arbeitslosenversicherung als Treuhänder eingesetzt wurde, ihr Können bereits unter Beweis gestellt und sich zum Teil mit den neuesten Erkenntnissen und Fortschritten der Technik vertraut gemacht. Dafür, daß es bisher möglich gewesen ist, in den letzten drei Jahren über 8500 Ingenieure auf diese Weise zusätzlich weitergebildet zu haben, gebührt der Reichsanstalt unser besonderer Dank. 7. Und schließlich blicken wir auf die vielen alten Ingenieure in leitenden, höheren und untergeordneten Stellungen, die heute überall zum Wohle der Werke tätig sind. Entläßt man sie oder sind sie minderwertige Arbeitskräfte, nur weil sie alt sind? Keineswegs! Also, warum urteilt man so anders über die Fachkollegen, die das Schicksal erwerbslos gemacht hat.

VI. Praktische Durchführung.

Die Reichsanstalt wurde gebeten: 1. Ihrerseits ihren Einfluß bei Industrie und namentlich bei Behörden dahingehend geltend zu machen, daß das Vorurteil gegen ältere Ingenieure beseitigt wird und diese wertvollen Mitarbeiter eingestellt werden. Der Ingenieurdienst und die technisch-wissenschaftlichen Vereine werden die Reichsanstalt hierbei weitgehend unterstützen. 2. Sich dafür einzusetzen, daß Maßnahmen zu einer schnelleren Ausbildung von Ingenieuren bzw. Versuche, die Studierenden vor Abschluß ihrer Ausbildung zu veranlassen, das Studium abzubrechen und in die Industrie überzugehen, abgestoppt werden bzw. unterbleiben. 3. Weiterhin dem Ingenieurdienst Geldmittel bereitzu-

stellen für die Schulung und Weiterbildung der zur Zeit erwerbslosen Ingenieure bei volkswirtschaftlich wertvollen Maßnahmen auf technisch-wissenschaftlichem Gebiet, weil nachweislich durch die bisherigen Erfahrungen in der wertschaffenden Arbeitslosenfürsorge des Ingenieurdienstes gerade über diesen Weg die Ingenieure schneller und mit besserem Dauererfolg wieder Eingang in die Praxis fanden. Der Ingenieurdienst stellt sich mit seinen langjährigen Erfahrungen, mit seinen ehrenamtlichen Mitarbeitern und seiner Organisation (55 Bezirkstellen) bereitwillig in den Dienst dieser Aufgabe.

An die Industrie, an die Behörden usw. geht die dringende Bitte, auf die vorhandenen Ingenieure zurückzugreifen. Geben wir ihnen dadurch erst einmal die Möglichkeit, erneut ihr Können zu beweisen, und tragen wir somit dazu bei, die Erfahrungen dieser alten Kollegen für unsere Wirtschaft auszunutzen, wodurch gleichzeitig diesen Fachgenossen das Vertrauen zu sich selbst und zu ihrem fachlichen Können zurückgegeben wird. Stellt ältere Ingenieure ein!

Ingenieurdienst e. V., Berlin NW 7, Hermann-Göring-Straße 27.

90 Jahre Akademischer Verein Hütte.

Der vor allem durch die „Hütte, des Ingenieurs Taschenbuch“ in den Kreisen der Technik bekannte Akademische Verein Hütte, e. V., Berlin blickt im Mai dieses Jahres auf ein neunzigjähriges Bestehen zurück. Gegründet am 16. Mai 1846 von Studierenden des damaligen Königlichen Gewerbe-Instituts, der jetzigen Technischen Hochschule Berlin, nahm die „Hütte“ bereits im ersten Jahrzehnt ihres Bestehens drei große Aufgaben in Angriff, die ihren Ruf begründet haben. Als erstes unternahm sie die Herausgabe brauchbarer Zeichnungen bewährter technischer Anlagen, die damals schwer zu erhalten waren und daher großen Anklang fanden. Diese Aufgabe hat sie mit Erfolg durchgeführt, bis sie von den in wachsender Zahl erscheinenden technischen Fachzeitschriften übernommen wurde. Als zweites ist die Gründung des Vereins deutscher Ingenieure durch die „Hütte“ auf ihrem zehnten Stiftungsfest zu nennen. Zwar hat die „Hütte“ selbst ihre Mitglieder immer nur aus den Studenten der Technischen Hochschule Berlin ergänzt und niemals beabsichtigt, über den dadurch bedingten kleinen Mitgliederkreis hinauszugehen. Schon frühzeitig erkannte sie aber die Notwendigkeit eines Zusammenschlusses aller deutschen Ingenieure und gründete daher bereits in der Zeit stärkster Zerrissenheit Deutschlands einen Verein, der sich über das ganze deutsche Reichsgebiet erstreckte und heute mit rd. 36 000 Mitgliedern der größte Ingenieurverband der Welt ist. Die dritte Tat bestand dann in der 1856 erfolgten Schaffung des Taschenbuches, das heute in 26. Auflage vorliegt und längst zum unentbehrlichen Helfer auf allen Gebieten der Technik geworden ist. Dieses Buch und die übrigen, es ergänzenden Hüttenwerke, an denen zahlreiche namhafte Fachleute des deutschen Sprachgebietes mitarbeiten, stellen einen wesentlichen Beitrag für die Weiterentwicklung der deutschen Technik und ein Beispiel erfolgreicher technisch-wissenschaftlicher Gemeinschaftsarbeit dar.

Berichtigung.

Berichtigung zum Aufsatz Marcus „Beitrag zur Untersuchung von Behältern mit ebenen Wandungen“ 17 (1936) S. 40.

Auf Seite 41, 19. Zeile von oben muß es „X oder Y zwangsläufig . . .“ heißen und nicht „Y oder Y . . .“
Dr. Marcus, Paris.

Vereinheitlichung im Bogenanschlagwesen.

Normgrößen für Bogen und Säulen.

Die Bemühungen des Werberates der deutschen Wirtschaft, Ordnung in das früher arg zersplitterte und in der Preisgestaltung ungesunde Gebiet des Anschlagwesens zu bringen, haben ihren sichtbaren Ausdruck in der 9. Bekanntmachung vom 1. Juni 1934 gefunden. Die hiernit gegebenen Richtlinien erfahren eine wertvolle Ergänzung durch das in diesen Tagen herausgekommene Normblatt DIN 683 über Anschlagbogen- und Anschlagstellen-Größen. In Übereinstimmung mit dem Werberat hat der Deutsche Normenausschuß in diesem Normblatt hinsichtlich der Anschlagbogen-Größen insofern einen Schritt weiter getan, als jetzt die Anschlagbogen nicht mehr aus der Hoch- oder Querlage des Ausgangs-Normformates, sondern nur noch aus einer, nämlich der Querlage, entwickelt werden. Die Bestimmungen des Werberates in Ziffer 1 der „Allgemeinen Geschäftsbedingungen für den Bogenanschlag“ (Anlage 1 zur 9. Bekanntmachung), wonach die Entwicklung der Anschlagbogen aus der Hoch- oder Querlage freigelassen ist, bleiben durch die neue Norm unberührt. Der Werberat der deutschen Wirtschaft behält sich aber vor, die Bestimmungen der „Allgemeinen Geschäftsbedingungen für den Bogenanschlag“ zu gegebener Zeit im Sinne des Normblattes abzuändern.

DIN 683 enthält gleichzeitig Richtlinien für eine einheitliche Gestaltung der Nutzflächen von Anschlagstellen, um damit für die Zukunft eine wirtschaftliche Herstellung der Säulen und Tafeln sowie ein vorteilhafteres Gesamtbild der Anschlagstellen und eine völlig gleichmäßige Durchführung des Bogenanschlages zu gewährleisten.

Den Werbungtreibenden ist zu empfehlen, sich mit dem Normblatt vertraut zu machen, das geeignet ist, die für das Anschlagwesen notwendige Klarheit und Einheitlichkeit weiter zu fördern. (Vertrieb: Beuth-Verlag, Berlin SW 19; Stückpreis RM 0,75, ausschl. Versandkosten.)

MITTEILUNGEN DES DEUTSCHEN NORMENAUSSCHUSSES

Noch nicht endgültig!

DIN

Entwurf 1
E 4101

Vorschriften für geschweißte, vollwandige, stählerne Straßenbrücken

Einspruchsfrist bis 15. Juli 1936

(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung an den Deutschen Normenausschuß, Berlin NW 7, Dorotheenstr. 40, erbeten.)

Vorbemerkungen.

Maßgebend für die Berechnung und bauliche Durchbildung geschweißter, vollwandiger, stählerner Straßenbrücken sind, soweit sich nicht aus dem Nachstehenden Abweichungen ergeben, die Bestimmungen von DIN 1073 — Berechnungsgrundlagen für stählerne Straßenbrücken — und DIN 1079 — Grundsätze für die bauliche Durchbildung stählerner Straßenbrücken¹.

§ 1. Allgemeines.

1. Mit Entwurf und Bauausführung geschweißter, stählerner Straßenbrücken dürfen nur zuverlässige und nur solche Unternehmer betraut werden, die über geeignete Fachingenieure und Werkeinrichtungen verfügen. Dazu gehören u. a. Durchstrahlungsanlagen oder andere Mittel, wichtige Nähte einwandfrei zu prüfen, ferner besondere Einrichtungen, mit denen sich die zu verschweißenden Teile leicht um eine waagerechte Achse drehen lassen, ohne daß hierbei unzulässige Spannungen in bereits geschweißten Teilen oder Verdrehungen des Werkstücks entstehen.

2. Der Unternehmer muß nachweisen, daß eine vom zuständigen Ministerium anerkannte Stelle seine gesamte Werkeinrichtung besichtigt und sich über seine Fachingenieure unterrichtet hat. Bei dieser Besichtigung sind Schweißprüfungen unter Leitung des Fachingenieurs nach § 9 vorzunehmen. Wenn Zweifel an der Leistungsfähigkeit des Unternehmers aufkommen, können die Besichtigung und die Schweißprüfungen wiederholt werden. Die Schweißarbeiten in der Werkstatt und auf der Baustelle müssen fortlaufend von Fachingenieuren des Unternehmens überwacht werden (vgl. Reichsstrafgesetzbuch § 222, 230, 330 und 367,14 und 15 sowie BGB. § 831²).

¹ Die rechnerischen Höchstspannungen, die sich ergeben, wenn man Belastung mit einer Dampfwalze und mehreren Lastwagen in ungünstigster Laststellung annimmt, treten bei Straßenbrücken nur selten auf; die Spannungen, die durch häufig verkehrende Fahrzeuge (Lastwagen) hervorgerufen werden, sind bedeutend kleiner. Die Berücksichtigung der Dauerfestigkeit, wie sie z. B. die Vorläufigen Vorschriften für geschweißte, vollwandige Eisenbahnbrücken verlangen, ist daher in der Berechnung von Straßenbrücken im allgemeinen nicht erforderlich.

Die Entscheidung, inwieweit Straßenbrücken, auf denen auch Straßenbahnen verkehren, oder einzelne Bauteile solcher Brücken nach den für geschweißte, vollwandige Eisenbahnbrücken gültigen Vorschriften zu berechnen sind, trifft der zuständige Reichsbevollmächtigte für Bahnaufsicht.

² RStGB. § 222. Wer durch Fahrlässigkeit den Tod eines Menschen verursacht, wird mit Gefängnis bis zu drei Jahren bestraft.

Wenn der Täter zu der Aufmerksamkeit, welche er aus den Augen setzte, vermöge seines Amtes, Berufes oder Gewerbes besonders verpflichtet war, so kann die Strafe bis auf fünf Jahre Gefängnis erhöht werden.

§ 230. Wer durch Fahrlässigkeit die Körperverletzung eines anderen verursacht, wird mit Geldstrafe oder mit Gefängnis bis zu zwei Jahren bestraft.

War der Täter zu der Aufmerksamkeit, welche er aus den Augen setzte, vermöge seines Amtes, Berufes oder Gewerbes besonders verpflichtet, so kann die Strafe auf drei Jahre Gefängnis erhöht werden.

§ 330. Wer bei der Leitung oder Ausführung eines Baues wider die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst dergestalt handelt, daß hieraus für andere Gefahr entsteht, wird mit Geldstrafe oder mit Gefängnis bis zu einem Jahr bestraft.

§ 367. Mit Geldstrafe oder mit Haft wird bestraft:

14. wer Bauten oder Ausbesserungen von Gebäuden, Brunnen, Brücken, Schleusen oder anderen Bauwerken vornimmt, ohne die von der Polizei angeordneten oder sonst erforderlichen Sicherungsmaßregeln zu treffen;

15. wer als Bauherr, Baumeister oder Bauhandwerker einen Bau oder eine Ausbesserung, wozu die polizeiliche Genehmigung erforderlich ist, ohne diese Genehmigung oder mit eigenmächtiger Abweichung von dem durch die Behörde genehmigten Bauplane ausführt oder ausführen läßt.

BGB. § 831. Wer einen anderen zu einer Verrichtung bestellt, ist zum Ersatz des Schadens verpflichtet, den der andere in Ausführung der Verrichtung einem Dritten widerrechtlich zufügt. Die Ersatzpflicht tritt nicht ein, wenn der Geschäftsherr bei der Auswahl der bestellten

Die Fachingenieure müssen auf dem Gebiet der Statik, des Stahlbaus und der Schweißtechnik gründliche Kenntnisse und praktische Erfahrungen haben. Sie sind für die unter ihrer Aufsicht ausgeführten Schweißarbeiten verantwortlich. Der Unternehmer hat die Fachingenieure der zuständigen Aufsichtsbehörde zu nennen und jeden Wechsel sofort anzuzeigen.

Die Schweißarbeiten dürfen nur von geübten und nach § 9 geprüften Schweißern ausgeführt werden.

3. Mit der Ausführung zu schweißender Straßenbrücken darf nicht vor der Genehmigung der zuständigen Aufsichtsbehörde begonnen werden.

§ 2. Werkstoffe.

1. Als Werkstoff dürfen nur die für genietete Stahlbrücken geeigneten verwendet werden. Wenn ihre Eignung für die Schweißung nicht, wie bei St 37 — auch gekupfert — und St 52 feststeht, so muß sie besonders nachgewiesen werden.

2. Die Schweißdrähte sind so zu wählen, daß die Schweißnähte einwandfrei werden und die in § 9 geforderten Eigenschaften bekommen.

3. Der Unternehmer ist dafür verantwortlich, daß nur geprüfte und DIN 1913 entsprechende Schweißdrahtsorten verwendet werden. Das Prüfungszeugnis für die Schweißdrahtsorten, das der zuständigen Aufsichtsbehörde auf Verlangen vorzulegen ist, muß von einer amtlich anerkannten Prüfstelle³ ausgestellt und darf höchstens zwei Jahre alt sein.

§ 3. Schweißverfahren.

1. Zulässig sind Lichtbogenschweißungen (mit Gleich- oder Wechselstrom), elektrische Widerstands-, Gasschmelzschweißungen oder gas-elektrische Schweißungen. Die Anwendung verschiedener Schweißverfahren an derselben Brücke ist nicht ausgeschlossen.

2. In den Bauvorlagen sind die gewählten Schweißverfahren anzugeben.

§ 4. Berechnung.

A. Berechnung der Schweißverbindungen.

1. Die ausreichende Bemessung der Schweißverbindungen ist in übersichtlicher und prüfbarer Form nachzuweisen.

2. Nähte, die wegen erschwelter Zugänglichkeit nicht einwandfrei ausgeführt werden können, sind bei der Festigkeitsberechnung außer Ansatz zu lassen.

3. Die Spannung σ von Kehlnähten und Stumpfnähten der Anschlüsse und Stöße gezogener oder gedrückter oder auf Schub beanspruchter Glieder wird nach der Formel

$$(1) \quad \sigma = \frac{P}{\Sigma(a \cdot l)}$$

errechnet. Hierin bedeuten

P die Größe der durch die Schweißverbindung zu übertragenden Kraft;
l die Länge der Schweißnähte ohne Endkrater, die mindestens gleich der Nahtdicke a anzunehmen ist (bei Stumpfnähten brauchen Endkrater nicht abgezogen zu werden, wenn auf untergelegten Hilfsblechen an den Enden über die Bleche Schweißwülste A und B hervorstehen (Abb. 1), die man nachher bis an die Blechkanten glatt abrast oder abschlichtet);

a die Dicke der Schweißnähte, das ist bei Kehlnähten die Höhe des eingeschriebenen gleichschenkligen Dreiecks (Abb. 2), bei Stumpfnähten die Dicke der zu verbindenden Teile, bei verschiedenen Dicken die kleinere (Abb. 3).

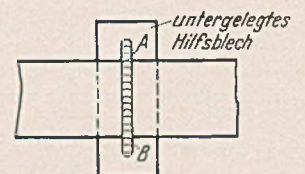


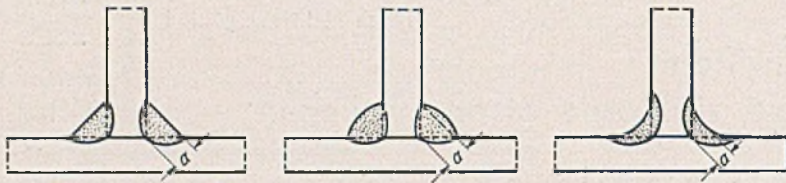
Abb. 1.

Personen und, sofern er Vorrichtungen oder Gerätschaften zu beschaffen oder die Ausführung der Verrichtung zu leiten hat, bei der Beschaffung oder der Leitung die im Verkehr erforderliche Sorgfalt beobachtet oder wenn der Schaden auch bei Anwendung dieser Sorgfalt entstanden sein würde.

Die gleiche Verantwortlichkeit trifft denjenigen, welcher für den Geschäftsherrn die Besorgung eines der im Abs. 1 Satz 2 bezeichneten Geschäftes durch Vertrag übernimmt.

³ Die Prüfstellen werden besonders bekanntgegeben.

4. Müssen die Schweißnähte außer für eine Auflagerkraft A auch für ein Biegemoment M , wie z. B. beim biegefesten Anschluß eines Trägers (Abb. 4) berechnet werden⁴, so ist wie folgt zu verfahren:



Bei hochbeanspruchten Gurtungen aus St 52 Naht bearbeiten

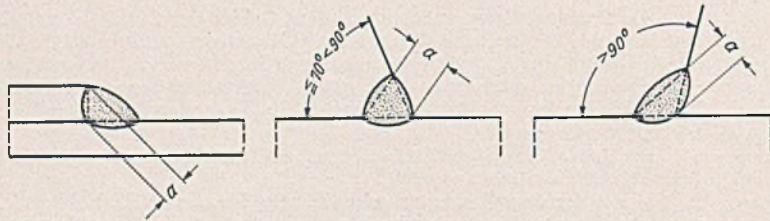


Abb. 2.

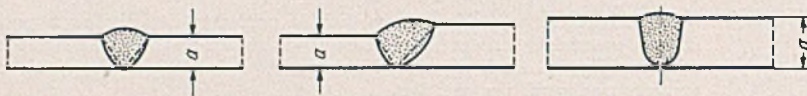


Abb. 3.

Die Spannung aus dem Biegemoment M wird berechnet nach der Formel

$$(2) \quad \sigma_I = \frac{M_I}{W}$$

aus dem Auflagerdruck A_I nach der Formel

$$(3) \quad \tau_I = \frac{A_I}{\Sigma(a \cdot l)}$$

M_I und A_I sind die in dem maßgebenden Belastungsfall gleichzeitig auftretenden Werte.

Die Gesamtspannung errechnet sich nach der Formel

$$(4) \quad \sigma = \sqrt{\sigma_I^2 + \tau_I^2} \leq 0,75 \cdot \sigma_{zul} \text{ bei St 37 und St 52.}$$

W ist das Widerstandsmoment einer Fläche, die entsteht, wenn man die Dicken a der Anschlußnähte in die Anschlußebene umklappt (Abb. 4).

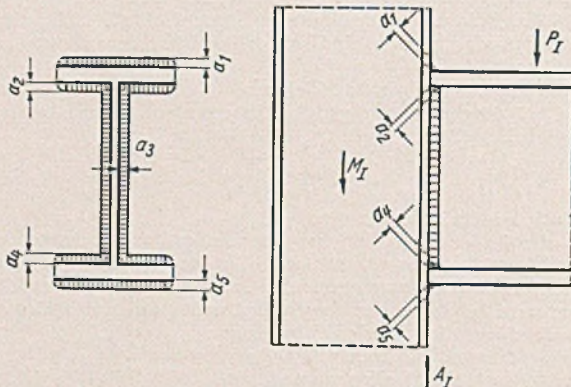


Abb. 4.

Außerdem ist nachzuweisen, daß

$$(4') \quad \tau_I' = \frac{\max A_I}{\Sigma(a \cdot l)} \leq 0,65 \cdot \sigma_{zul} \text{ bei St 37 und St 52}$$

ist. In den Formeln (3) und (4') umfaßt $\Sigma(a \cdot l)$ die Anschlußnähte, die nach ihrer Lage Schubkräfte in bevorzugtem Maße übertragen. Bei I-, [- und ähnlichen Querschnitten kommen dafür nur die Stegnähte in Betracht.

5. Die Hauptnaht zwischen Gurt und Steg an einer Stelle x eines geschweißten, vollwandigen Trägers ist wie folgt zu berechnen: Ist $\max M_{Ix}$ das größte Biegemoment, Q_{Ix} die zugehörige Querkraft, oder bei $\max Q_{Ix}$ das zugehörige Biegemoment M_{Ix} , so sind folgende Bedingungen zu erfüllen:

⁴ S. Kommerell: Erläuterungen zu den Vorschriften für geschweißte Stahlbauten. Teil I, Hochbauten. Teil II, Brücken. Berlin: Verlag Wilhelm Ernst & Sohn.

a) Die Scherspannung τ des Stegbleches am Übergang von Steg zur Gurtung AA (Abb. 5) darf die zulässige Scherspannung für Schweißnähte nicht überschreiten.

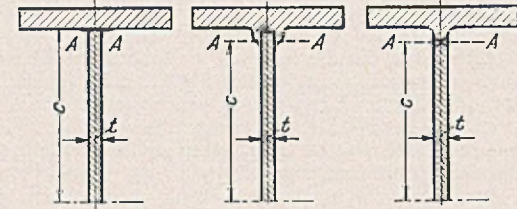
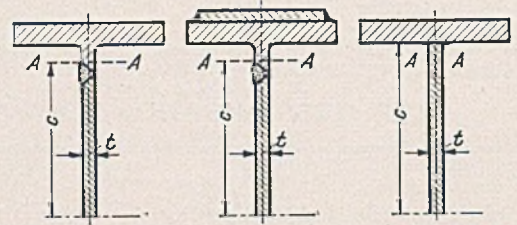


Abb. 5.

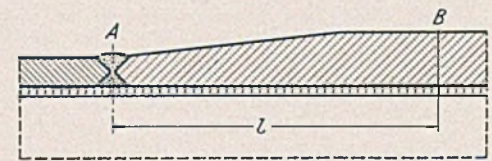


Abb. 6.

Es muß sein:

$$(5) \quad \tau_I' = \frac{\max Q_{Ix} \cdot S}{J \cdot t} \leq 0,65 \cdot \sigma_{zul} \text{ bei St 37 und St 52}$$

In der Formel (5) ist S das statische Moment der Gurtung über der Linie AA in bezug auf die Nullachse,

J das Trägheitsmoment des ganzen Querschnitts und t die Dicke des Stegblechs.

Der Nachweis für die Kehlnähte nach der Formel (5) ist nicht erforderlich, wenn das Kehlmaß

$$a \leq \frac{t}{2}$$

ist.

b) Ist c der Abstand des Überganges des Stegs zur Gurtung von der Nullachse, so muß mit

$$(6) \quad \sigma_I = \frac{M_{Ix} \cdot c}{J} \quad \text{und}$$

$$(7) \quad \tau_I = \frac{Q_{Ix} \cdot S}{J \cdot t}$$

nachgewiesen werden, daß die Hauptspannung

$$(8) \quad \sigma = \frac{\sigma_I}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_I^2 + 4 \tau_I^2} \leq 1,1 \cdot \sigma_{zul} \text{ bei St 37 und St 52}$$

ist.

6. Ist das Stegblech bei x gestoßen und ist $\max Q_{Ix}$ die größte am Stoß mögliche Querkraft, so muß nachgewiesen werden, daß

$$(9) \quad \tau_I' = \frac{\max Q_{Ix}}{t \cdot h_s} \leq 0,65 \cdot \sigma_{zul} \text{ bei St 37 und St 52}$$

ist. Bei symmetrischen Querschnitten ist h_s die Stegblechhöhe (Abb. 5, $h_s = 2c$). Ist ferner $\max M_{Ix}$ das am Stoß berechnete größte Biegemoment, J das Trägheitsmoment des Gesamtquerschnitts, so muß mit

$$(10) \quad \sigma_I = \frac{\max M_{Ix} \cdot \frac{h_s}{2}}{J} \quad \text{und}$$

$$(11) \quad \tau_I = \frac{Q_{Ix}}{t \cdot h_s}$$

nachgewiesen werden, daß

$$(12) \quad \sigma = \frac{\sigma_I}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_I^2 + 4 \tau_I^2} \leq 0,8 \cdot \sigma_{zul} \text{ bei St 37 und St 52}$$

ist.

7. Es ist zweckmäßig, die Biegemomentenlinie und die ausnutzbare Momentendeckungslinie zeichnerisch anzutragen.

Bei stumpfgestoßenen Gurtplatten verschiedenen Querschnitts ist die für den Querschnittszuwachs erforderliche Anschlußlänge dadurch zu

berücksichtigen (Abb. 6), daß der Stumpfstoß A so gelegt wird, daß die Biegemomentenlinie durch die Momentendeckungslinie nicht geschnitten wird.

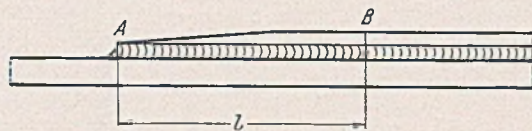


Abb. 6a.

Bei Stumpfnähten unter 45° (vgl. § 6, 5) kann für die Bemessung der Länge l die Nahtmitte (Abb. 7) genommen werden.

8. Bei dem Anschluß von Gurtplatten durch Kehlnähte ist sinn gemäß zu verfahren (Abb. 6 a).

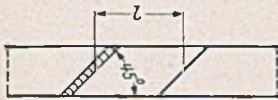


Abb. 7.

9. Etwaige Löcher für Montagebolzen oder Niete in der Zugzone von Baugliedern, die auf Biegung beansprucht sind, müssen bei der Berechnung des Querschnitts abgezogen werden, wenn nicht der Querschnittsverlust durch Schweißnähte vor dem Loch bereits angeschlossen ist.

Die Scherspannung und der Lochleibungsdruck der Montagebolzen sind nachzuweisen. Werden als Montagebolzen genau eingebaute Kegelbolzen verwendet, so darf man sie für den Gesamtanschluß als mittragend berechnen.

B. Vorschriften für bestimmte Bauteile.

I. Fahrbahnlängsträger.

Die Fahrbahnlängsträger sind durch durchschießende Platten auf der Zugseite über oder durch die Querträger miteinander zu verbinden. Die durchschießende Platte und ihre Schweißverbindungen sind für ein Auflagermoment gleich $\frac{3}{4}$ des größten Moments eines freiauflagernden Balkens auf zwei Stützen zu bemessen.

II. Querträgeranschlüsse.

Die Anschlüsse der Querträger an die Hauptträger sind so zu bemessen, daß ein Einspannmoment max M von mindestens $\frac{1}{4}$ des größten Feldmoments der Querträger aufgenommen werden kann. Die Berechnung ist im übrigen mit Formel (2 bis 4) durchzuführen.

Die Auflagerkraft der Querträger auf die Hauptträger ist für den Anschluß nach der Formel

$$(13) \quad \max A' = 1,2 (\Lambda_g + \varphi \cdot \Lambda_p)$$

zu berechnen.

§ 5. Zulässige Spannungen der Schweißnähte.

Für die Spannungen der Schweißnähte sind folgende Werte zulässig:

Tafel I.

Nahtart	Art der Beanspruchung	Zulässige Spannung		Bemerkung
		St 37	St 52	
Stumpfnähte, [wenn die Wurzel nachgeschweißt ist (I. Güte)]	Zug	0,8 σ_{zul}	0,8 σ_{zul}	σ_{zul} ist die nach DIN 1073 § 15 für den zu verschweißenden Werkstoff zulässige Spannung
	Druck	1,0 σ_{zul}	1,0 σ_{zul}	
	Abscheren	0,65 σ_{zul}	0,65 σ_{zul}	
Stumpfnähte, wenn die Wurzel nicht nachgeschweißt werden kann (II. Güte)	Zug	0,72 σ_{zul}	0,65 σ_{zul}	
	Druck	0,9 σ_{zul}	0,65 σ_{zul}	
Kehlnähte (Stimm- u. Flankenkehlnähte)	Jede Beanspruchungsart	0,65 σ_{zul}	0,65 σ_{zul}	

2. Die Ausnutzung der in der Tafel I für Stumpfnähte I. Güte angegebenen Zug- und Druckspannungen für Baustahl St 52 ist nur zulässig, wenn die Bearbeitungsvorschriften von § 7 Ziffer 11 und 14 erfüllt sind.

3. Für die Berechnung der Verbindung von Werkstoffen mit verschiedenen zulässigen Spannungen ist die kleinere maßgebend.

§ 6. Bauliche Durchbildung.

1. Schon bei der Entwurfsbearbeitung ist darauf zu achten, daß die Schweißnähte gut zugänglich sind und daß beim Schweißen das Schweißgerät gut gehalten werden kann.

Die Abmessungen der Schweißnähte sind in den Zeichnungen anzugeben ⁵.

⁵ Sinnbilder für Schweißnähte siehe Anlage (in den vorläufigen Vorschriften für geschweißte, vollwandige Eisenbahnbrücken enthalten.)

Besonders zu bezeichnen sind:

1. Baustellennähte,
 2. Nähte, die besonders bearbeitet werden müssen (vgl. § 7, 11 u. 14),
 3. Nähte, die nach ihrer Ausführung geröntgt werden müssen (vgl. § 7, 12).
2. Stöße sind zu vermeiden, soweit es wirtschaftlich vertretbar ist.
 3. Die Schweißnähte sollen sich nicht zu sehr an einzelnen Stellen häufen.
 4. Unterbrochene Nähte und Schlitznähte dürfen bei Brücken nicht ausgeführt werden.
 5. Die Gurtplatten dürfen im Druck- und Zuggurt ohne Laschendeckung stumpf gestoßen werden. Im Zuggurt müssen die Stumpfnähte unter 45 Grad angeordnet werden (Abb. 8).



Abb. 8.

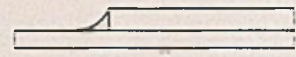


Abb. 9.

Im allgemeinen sollen Kehlnähte gleichschenklige und nicht dicker ausgeführt werden, als die Berechnung erfordert, wenn nicht schweißtechnische Gründe dickere Nähte verlangen. Bei Stirnkehlnähten kann eine ungleichschenklige Ausführung wegen des günstigeren Kraftflusses vorteilhaft sein (Abb. 9).

7. Aussteifungen und Trägeranschlüsse dürfen bei Baustahl St 37 an den Zug- und Druckgurt, bei Baustahl St 52 an den Druckgurt unmittelbar angeschweißt werden, an den Zuggurt aus St 52 nur dann, wenn die Spannung in der Gurtung kleiner als 1700 kg/cm² ist oder der Übergang von der Gurtung zur Schweißnaht nach § 7 Ziffer 14 nachgearbeitet wird. Die Gurtungen müssen aber auf jeden Fall gegeneinander spaltlos abgestützt werden, was man z. B. dadurch erreichen kann, daß man Plättchen nach dem Einschweißen der Aussteifungen an das Stegblech einpaßt. Die Plättchen dürfen an die Gurtung nicht angeheftet oder angeschweißt werden (Abb. 10).

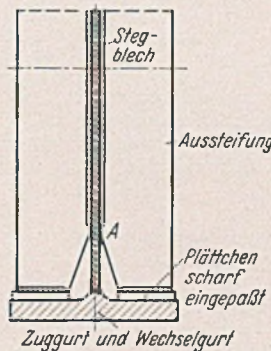


Abb. 10.

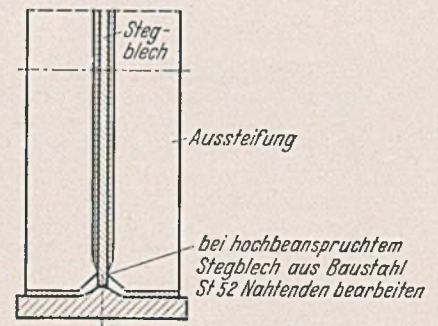


Abb. 10 a.

An Stegbleche aus Baustahl St 52 dürfen Aussteifungen, Trägeranschlüsse oder andere Bauteile im Zugteil erst von da ab mit Kehlnähten angeschlossen werden, wo die Biegespannung im Stegblech kleiner als 1700 kg/cm² ist; sofern nicht die Kehlnahtenden nach § 7, 14 nachgearbeitet werden (Abb. 10 a).

Auch wenn die Aussteifungen und Anschlüsse an die Gurtung angeschweißt werden dürfen, sind sie so auszuschneiden, daß die Hauptnaht zwischen Stegblech und Gurtung freibleibt.

Bei Blechträgern mit Stegblechhöhen $\geq 1,0$ m und bei Trägern mit großen Querkräften sind die Stegbleche auf Ausbeulen zu untersuchen. Bei Trägern, die nicht darauf untersucht werden, soll der Abstand der Aussteifungen höchstens 1,30 m sein.

Überall da, wo Einzellasten übertragen werden müssen, sind Aussteifungen anzubringen.

8. Die Mindestdicke für tragende Kehlnähte ist $a = 3,5$ mm (bei Aussteifungen wird $a = 3,0$ mm zugelassen). Die Nahtdicke bei Kehlnähten darf im allgemeinen höchstens $a = 0,7 t_1$ sein, wobei t_1 die Dicke des dünnsten Bleches, Profilflansches oder -schenkel am Anschluß ist (Bild 11, 12 und 13). Davon darf nur abgewichen werden, wenn sonst der volle Anschluß nicht erreicht werden kann.

9. Bei dicken Gurtplatten können die Stumpfnähte nach Abb. 14a und 14b ausgeführt werden.

10. Müssen gleichzeitig zwei miteinander verschweißte Gurtplatten gestoßen werden, so ist der Stoß an dieselbe Stelle zu legen (Abb. 15 und 16), damit die Wurzel nachgeschweißt werden kann.

11. Gedrückte Gurtplatten, die nicht unmittelbar durchlaufend mit dem Steg verschweißt sind, dürfen nicht breiter als ihre 30 fache Dicke sein, sonst müssen sie gegen Ausbeulen durch Vernieten oder Verbolzen gesichert werden (Abb. 17).

12. Wechselt bei den Gurtplatten die Dicke, so soll der Übergang zur dickeren Platte allmählich sein (Abb. 18). Ebenso soll der Übergang von einem dünneren Stegblech zu einem dickeren allmählich sein.

13. Montagelöcher sind in den Zeichnungen anzugeben. Die Löcher sind so anzuordnen, daß hochbeanspruchte Querschnittsteile möglichst nicht geschwächt werden. Die Löcher sind später durch Niete — nicht durch Zuschweißen — zu schließen.

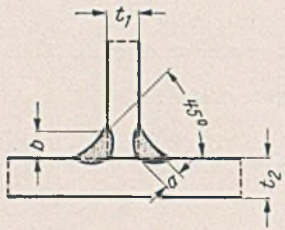


Abb. 11.
Bei $t_1 < t_2$, $a \leq t_1$
(ausnahmsweise $a = t_1$).

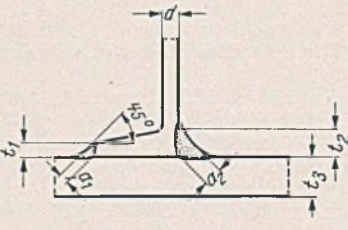


Abb. 12. (Schrägflansch.)
Bei $t_1 < t_2$ bei $t_2 < t_3$
 $a_1 \leq 0,7 t_1$ $a_2 \leq 0,7 t_2$

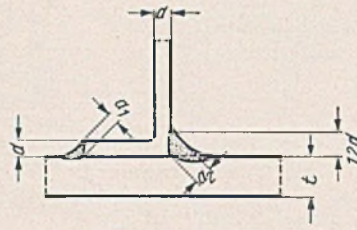


Abb. 13. (Parallelfansch.)
Bei $d < t$ bei $1,2 d < t$
 $a_1 \leq 0,7 t$ $a_2 \leq 0,7 \cdot 1,2 d$

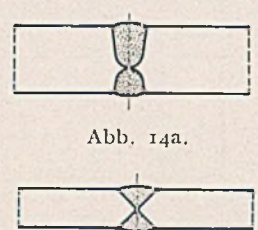


Abb. 14a.



Abb. 14b.

§ 7. Ausführung.

1. Schmutz, Rost, Zunder und Farbe sowie Schlacke von Schneidbrennern müssen vor dem Schweißen sorgfältig entfernt werden. Bei tragenden Nähten ist außerdem an den zu schweißenden Flächen die Walzhaut zu entfernen.



Abb. 15.



Abb. 16.

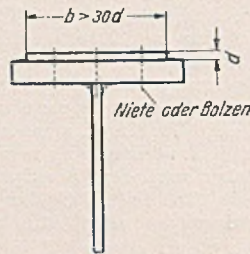


Abb. 17.

Sind Einbrandflächen zum Schutz gegen Rost mit einem Leinölhauch versehen, so ist dieser vor dem Schweißen zu entfernen.

2. Bei der Ausführung von Überkopfschweißungen ist besondere Sorgfalt notwendig; es ist anzustreben, das Schweißen in waagerechter Lage auszuführen.

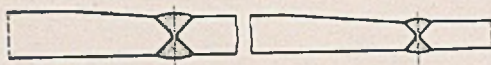


Abb. 18. Gurtplatten mit Wechsel in der Dicke.

3. Beim Schweißen in mehreren Lagen ist die Oberfläche der vorhergehenden Lage vor Aufbringen der nächsten von Verunreinigungen, besonders Schlacken, gut zu reinigen.

4. Die Schweißungen dürfen nicht durch besondere Maßnahmen rasch abgekühlt werden. Für eine möglichst langsame und gleichmäßige Wärmeableitung aus Naht und Bauteil ist zu sorgen. Die Schweißdrähte und Bauteile müssen beim Schweißen vollkommen trocken sein. Im Freien sind deshalb die Schweißstellen gegen Wind, Regen und Schnee zu schützen.

5. Bei Schweißarbeiten auf der Baustelle muß sowohl der Schweißer selbst als auch die Schweißarbeit gegen Witterungseinflüsse geschützt werden.

6. Der Schweißstoff muß mit dem Werkstoff auch im Scheitel der Naht gut gebunden haben, ohne daß der seitliche Nahtbrand im Werkstoff zu tief wird. Bei Nähten, die mit Lichtbogen und dicker als 5 mm hergestellt werden, ist mit dünnen Schweißdrähten (≤ 4 mm) vorzuschweißen.

7. Die Schweißung soll frei von größeren Poren und Einschlüssen sein.

8. Bei allen tragenden Stumpfnähten muß die Wurzel nachgeschweißt werden (Stumpfnähte I. Güte). Davon darf nur abgesehen werden, wenn es aus baulichen Gründen unvermeidlich ist. Dann müssen aber die Werte der zulässigen Spannungen nach § 5 ermäßigt werden (Stumpfnähte II. Güte). Ein solcher Fall liegt z. B. vor bei der möglichst zu vermeidenden Bauweise nach Abb. 19, wo die Platte II stumpf über der durchgehenden Platte I gestoßen werden muß. Beim Schweißen der Nahtwurzel (Vorschweißen mit dünnem Draht) muß dafür gesorgt werden, daß in der Platte I kein Einbrand entsteht.

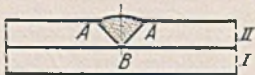


Abb. 19.

9. Bei Stumpfnähten I. Güte ist die Wurzel besonders gründlich von Schlacken usw. so zu reinigen, daß eine porenfreie metallisch reine Oberfläche entsteht. Dann ist mit dünnem Draht die Wurzel nachzuschweißen; sie muß frei von Löchern oder Bindefehlern sein.

10. Bei Stumpfnähten müssen die aneinanderstoßenden Kanten der Bleche in zweckmäßigem Abstand gehalten werden. Die Bleche

sind so abzuschrägen, daß einwandfrei durchgeschweißt werden kann. Die Kanten können nach Abb. 20 und 21 gebrochen werden. Bei Blechen von mehr als 20 mm Dicke kann auch die U-Form gewählt werden (Abb. 22).

11. Bei Bauteilen aus Baustahl St 52 muß in den Teilen, in denen die Zug- oder Druckspannung größer als 1400 kg/cm² ist, bei A und B (Abb. 23) ein allmählicher Übergang von der Schweißung zum Blech durch Abschmirlen o. dgl. geschaffen werden. Rillen quer zur Krafrichtung dürfen nicht entstehen; die Oberfläche muß an diesen wichtigen Stellen glatt und ohne Vertiefungen sein. Entstehen beim Einbrand Löcher im Blech oder in der Schweißung, so muß die Schweißung sachgemäß beseitigt, nachgeschweißt und aufs neue nachgearbeitet werden. Dabei kann

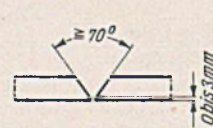


Abb. 20.

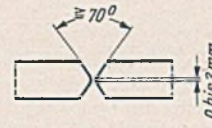


Abb. 21.

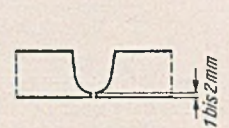


Abb. 22.

nötigenfalls der Mutterwerkstoff links und rechts von A und B durch einwandfreies Schweißgut ersetzt werden. Die Hauptsache ist, daß der Übergang allmählich und glatt wird. Ausschleifungen im Blech bis zu 5% der vorhandenen Blechdicke sind nicht zu beanstanden. Statt bei A und B auszuschleifen und den Wulst zu belassen, kann man auch vollständig in der Krafrichtung abschleifen. An der Oberfläche dürfen keine Löcher verbleiben.



Abb. 23.

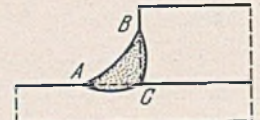


Abb. 24.

12. Die Stumpfnähte I. Güte müssen alsbald nach ihrer Herstellung innerhalb des Bereichs geröntgt werden, in dem die größte rechnerische Spannung größer als 90% der nach § 5 zulässigen Spannungen ist. Ebenso sind alle Nähte zu röntgen, die nach § 7, 11 bearbeitet werden müssen.

13. Kehlnähte sind so zu ziehen, daß keine schroffen Übergänge entstehen. Der Einbrand muß sicher bis in die Wurzel C reichen (Abb. 24).

Zu tiefer Einbrand unter die Blechoberfläche ist zu vermeiden (Verschweißen nach § 7, 6). Bei Stirnkehlnähten ist es besonders wichtig, daß der Schweißer die vorgeschriebene Form und die Maße der Schweißraupen einhält. Kerben bei A und B dürfen nicht geduldet werden. (Beseitigen der schlechten Stellen, Nachschweißen und Nacharbeiten örtlich.)

14. Zur Erzielung allmählicher Querschnittübergänge müssen bei aufgelegten Gurtplatten, die dicker als 25 mm sind, die Enden abgeflacht werden (Abb. 25a). Wenn bei Gurtungen aus Baustahl St 52 die Zug- oder Druckspannung im Mutterwerkstoff in der Nähe von Stirnkehlnähten oder beginnenden Flankenkehlnähten größer als 1700 kg/cm² ist, so sind die Nähte an den abgeflachten Enden so zu bearbeiten, daß ein allmählicher Übergang aus der Naht zu der durchgehenden Gurtplatte entsteht. Ebenso sind die Quernähte von Aussteifungen, die an die Gurtungen angeschweißt werden und Stirnnähte von Knotenblechen, die auf die Gurtungen aufgelegt werden, bei solchen hochbeanspruchten Gurtungen aus St 52 durch Bearbeitung allmählich in den Mutterwerkstoff zu überführen (Abb. 25 b und 25 c).

15. Schweißstellen, die diesen Bestimmungen nicht entsprechen, sind vorsichtig und mit nicht zu groben Werkzeugen sachgemäß zu entfernen und durch einwandfreie zu ersetzen. Flickstellen und ihre Umgebung sind nach dem Ausbessern mit dem Brenner leicht zu erwärmen.

16. Bei Lichtbogenschweißungen darf der Lichtbogen nur an solchen Stellen gezündet werden, an denen Schweißraupen ohnedies aufgelegt werden sollen. Schweißspritzer erzeugen auf dem Tragwerk Kerben. Sind solche Beschädigungen entstanden, so müssen sie durch Abarbeiten

und Nachschweißen beseitigt werden. Die Oberfläche muß an solchen Stellen glatt geschliffen werden.

17. Die Schweißarbeiten sind, soweit irgend möglich, in der Werkstatt auszuführen.

18. Besonders wichtig ist, daß sich die beim Schweißen unvermeidlichen Schrumpfungen auswirken können, damit in den Bauteilen nur möglichst kleine Schrumpfspannungen entstehen. Die zusammenzuschweißenden Teile dürfen daher, um dem Schrumpfen folgen zu können, vorher nicht zu starr festgelegt werden.

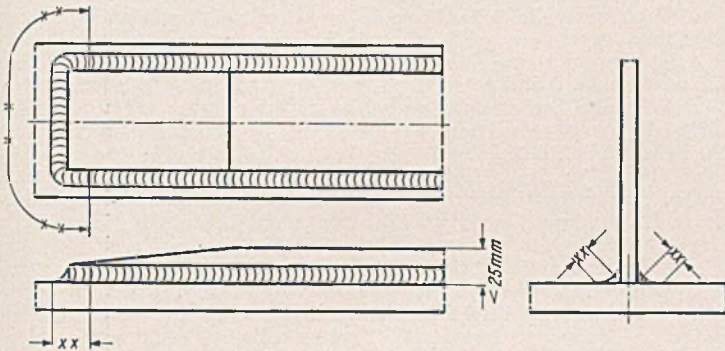


Abb. 25 a.

Abb. 25 b.

§ 8. Bauüberwachung und Abnahme.

1. Schweißer und Schweißarbeiten können durch Stichprobenprüfung an den geschweißten Arbeitsstücken oder durch Stichproben der Schweißer mit Prüfstücken nach Abb. 26 und 27 überwacht werden. Die Bruchfläche der Schweißnähte dieser Prüfstücke muß ein einwandfreies Gefüge und einen guten Einbrand zeigen. Befriedigen die Stichproben nicht, so kann die Durchführung der ganzen Schweißerprüfung nach § 9 verlangt werden. Über die Stichproben bei der Bauüberwachung sind Aufzeichnungen zu führen.

2. Für die Abnahme sind sämtliche Schweißnähte gut zugänglich zu halten, sie dürfen vor der Abnahme und Probelastung nur einen durchsichtigen Anstrich bekommen.

3. Nach der Probelastung sind sämtliche Schweißnähte gründlich zu untersuchen.

§ 9. Prüfung der Schweißer.

1. Jeder Schweißer muß bei seiner Einstellung und mindestens alle Halbjahre durch einen Fachingenieur des Unternehmens geprüft werden. Schweißer, die mehr als 2 Monate nicht geschweißt haben, müssen bei der Wiederaufnahme von Schweißarbeiten geprüft werden. Die Aufsichtsbehörde kann außerdem eine Prüfung verlangen, wenn Zweifel an der Zuverlässigkeit des Schweißers aufkommen oder er Schweißungen vornehmen soll, für die er noch nicht geprüft ist.

2. Die Schweißerprüfung nimmt ein Fachingenieur des Unternehmens ab, macht über die Ergebnisse Niederschriften und unterzeichnet sie. Diese Belege sind aufzubewahren.

Die Niederschriften müssen außerdem angeben:

- a) den Werkstoff, der verschweißt wurde,
- b) das Arbeitsverfahren (Lichtbogen oder Gas usw.),
- c) die Arbeitsbedingungen (waagrecht, lotrecht, überkopf usw.).

3. Die Proben müssen nach denselben Schweißverfahren und mit denselben Schweißdrahtsorten wie an den Stahlbauwerken selbst geschweißt werden. Auch die Arbeitsbedingungen für die Schweißer sollen möglichst dieselben wie bei der Ausführung der Bauwerke sein.

Die Proben sind aus St 37 herzustellen. Sollen Schweißer auch Bauwerke aus St 52 oder einem anderen Werkstoff schweißen, so müssen sie die Prüfung für diesen Werkstoff wiederholen.

4. Folgende Probeschweißungen der Schweißer sind zu prüfen:

a) Prüfung von Stirnkehlnähten.

Es werden 3 Bleche mit Kehlnähten so zusammengeschweißt, daß im Querschnitt eine Kreuzform entsteht (Abb. 28).

Bei einem Probestück sind alle vier Kehlnähte in waagerechter Richtung nach Abb. 28 a, bei einem zweiten in lotrechter Richtung nach Abb. 28 b zu verschweißen.

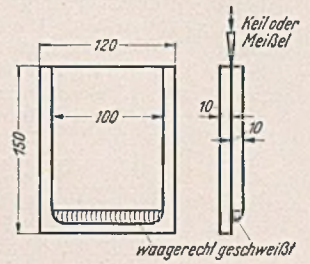


Abb. 26.

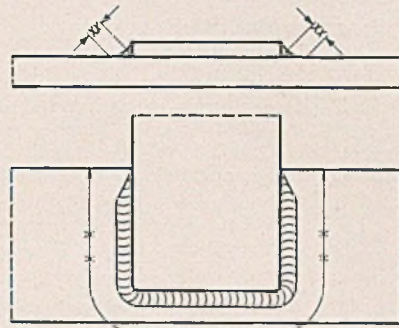


Abb. 25 c.



Abb. 27.

Soll der Schweißer auch Überkopfschweißungen ausführen, so hat er an einem Probestück alle vier Nähte überkopf zu schweißen; auf die waagerechte Schweißung (Abb. 28 a) kann dann verzichtet werden.

Aus jedem Probestück werden drei Streifenkreuze von je 35 mm Breite ausgeschnitten und durch die Prüfmaschine in der Richtung W-W zerrissen. Dabei muß die Bruchspannung betragen:

$$\text{bei St 37 } \rho = \frac{P}{F} \geq 2600 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\text{bei St 52 } \rho = \frac{P}{F} \geq 3900 \text{ kg/cm}^2.$$

Hierin sind

$$F = 2 \cdot a' \cdot l,$$

a' = Kehlnahtdicke a + Wulstdicke Δ a (Abb. 29) } durch Messung

a' = Kehlnahtdicke a bei leichten Kehlnähten } festzustellen.

(Abb. 30)

l = Länge der Kehlnaht = Streifenbreite.

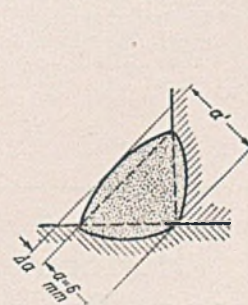


Abb. 29.

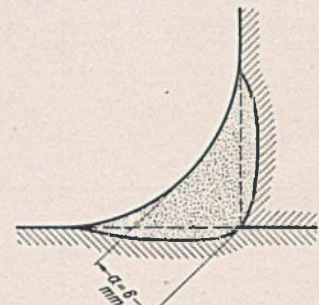


Abb. 30.

Bei Schweißerprüfungen für Brücken sind auch leichte Kehlnähte zu verlangen. Dabei ist zu prüfen, ob dem Schweißer ein allmählicher

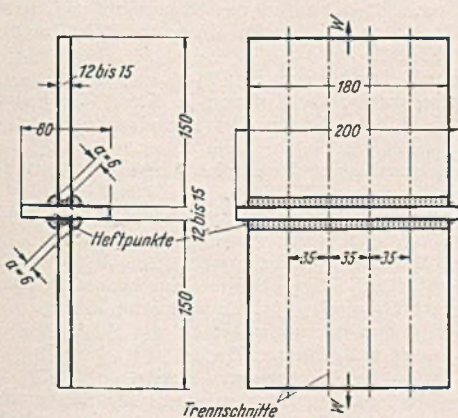


Abb. 28.

Die Schenkel der Kehlnähte müssen möglichst gleich groß sein. Die Nahtdicke $a = 6$ mm soll möglichst genau eingehalten werden.



Abb. 28 a.



Abb. 28 b.

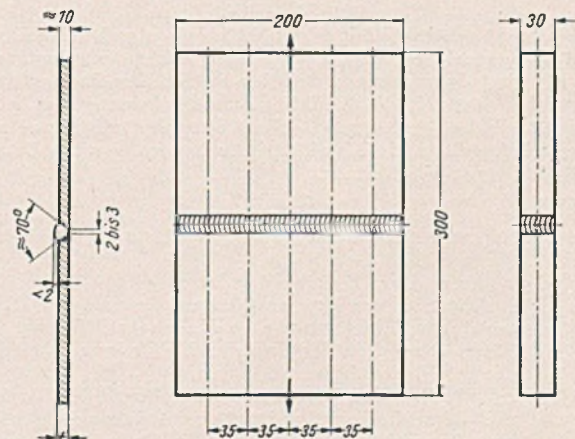


Abb. 31.

Übergang von der Schweißung zum Blech gelingt und ob er das ihm vorgeschriebene Kehlmaß a gut einhält.

b) Prüfung von Stumpfnähten.

Zwei Bleche werden in waagerechter Lage durch eine V-Naht nach Abb. 31 zu einem Probestück werkstatmäßig in zwei bis drei Lagen zusammenschweißt. Die Einschweißflächen sollen einen Winkel von etwa 70 Grad bilden. Aus diesen zusammenschweißten Blechen sind (nach Abb. 31) vier Probestücke herauszuschneiden und zwei davon einem Zugversuch zu unterwerfen.

Dabei muß eine Schweißnahtfestigkeit von

$$\sigma = \frac{P}{a \cdot l} \begin{matrix} \geq 3700 \text{ kg/cm}^2 \text{ bei St 37 und} \\ \geq 5200 \text{ kg/cm}^2 \text{ bei St 52} \end{matrix}$$

erreicht werden, wobei die Nahtdicke a gleich der zu messenden Blechdicke t, die Nahtlänge gleich der Breite der fertig bearbeiteten Probe anzunehmen ist.

Mit den übrigen zwei Probestücken nach Abb. 31 sind Falterversuche nach Abb. 32 auszuführen. Die Scheitelseite der Schweiß-

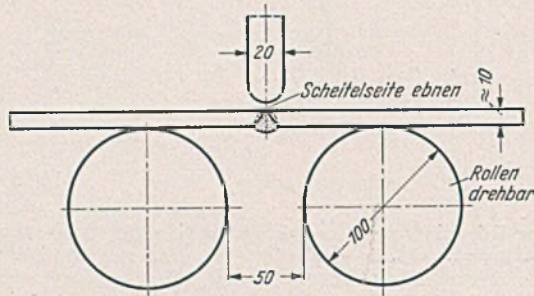


Abb. 32.

naht ist vorher zu ebenen. Die Proben sollen sich bis zum ersten Anriß um mindestens 50 Grad bei allen Baustählen biegen lassen (Abb. 32).

5. Wenn der Schweißer die verlangten Festigkeiten und Biegewinkel der Proben nicht erreicht oder es ihm beim Schweißen der leichten Kehl-nahte nicht gelingt, einen allmählichen Übergang von der Schweißung zum Blech zu erreichen und das vorgeschriebene Kehlmaß einzuhalten, so muß er die Prüfung wiederholen. Versagt er auch bei dieser Wiederholung, so ist er zu weiteren Prüfungen erst nach Ablauf von einem Vierteljahr zuzulassen.

6. Bei den regelmäßigen halbjährlichen Wiederholungsprüfungen und bei den Prüfungen nach mehr als zweimonatiger Unterbrechung der Schweißertätigkeit wird zunächst nur die Probe mit Stirnkehlnähten nach Abb. 28b verlangt. Fällt die Prüfung nicht befriedigend aus, so ist die ganze Schweißerprüfung nach Abs. 4 durchzuführen.

Erläuterungen zu DIN E 4101:

Vorschriften für geschweißte vollwandige stählerne Straßenbrücken.

Das Normblatt DIN 4100 — Vorschriften für geschweißte Stahlbauten — Ausgabe 1933, enthielt in seinem Teil I Bestimmungen, die vorwiegend für Hochbauten galten, in Teil II waren für Brückenbauten lediglich Ergänzungen zu dem Teil I gegeben. Aus der Erkenntnis, daß gerade auch bei geschweißten Bauwerken die Beanspruchungen bei dynamischer Belastung erheblich größere sind als bei vorwiegend ruhender Belastung und damit auch die Schweißverbindungen teilweise anders, besonders aber sorgfältiger durchgebildet werden müssen, entschloß man sich, wie es bei genieteten Bauwerken schon früher durchgeführt worden ist, auch für geschweißte Stahlbauten Hoch- und Brückenbauwerke in getrennten Vorschriften zu behandeln. So erschien im August 1934 das neue Normblatt DIN 4100 — Vorschriften für geschweißte Stahlhochbauten. Unter der Leitung von Reichsbahndirektor Geheimrat Dr.-Ing. Schaper bearbeitete ein Ausschuß Vorschriften für geschweißte Eisenbahnbrücken, die als „Vorläufige Vorschriften für geschweißte vollwandige Eisenbahnbrücken“ im November 1935 bei der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft eingeführt und veröffentlicht wurden. Diesen Vorschriften sind als Anlage 2 Vorläufige Vorschriften für geschweißte vollwandige Straßenbrücken der Deutschen Reichsbahn und der Reichsautobahnen beigeheftet, die „bis zum Abschluß der eingeleiteten Vorarbeiten für die Aufstellung eines neuen Normblattes“ gelten sollen.

Diese Vorarbeiten durchzuführen übernahm der Deutsche Ausschuß für Stahlbau in seiner ersten Sitzung am 3. 12. 1935 als eine seiner Aufgaben als Fachnormenausschuß für Stahlbau. Schon vorher hatte auf Einladung des Fachausschusses für Schweißtechnik im Verein Deutscher Ingenieure unter Leitung von Herrn Ministerialrat Burkhardt eine Besprechung von Vertretern der interessierten Behörden und Industrien stattgefunden, in der allseitig die Notwendigkeit der baldigen Herausgabe von Vorschriften für geschweißte Straßenbrücken betont wurde. Herr Geheimrat Dr.-Ing. Schaper, unter dessen Leitung, wie schon oben erwähnt, auch die Bearbeitung der Vorschriften für geschweißte Eisenbahnbrücken gestanden hatte, übernahm auch die Leitung des Sonderausschusses für die Bearbeitung des Normblattes für geschweißte Straßenbrücken im Ausschuß für Straßenbrücken. Ein von Reg.-Baurat Casper aufgestellter Normblatt-Vorschlag wurde von einem kleineren Arbeitsausschuß am 10. 1. 1936 durchberaten und auf der zweiten Sitzung des Deutschen Ausschusses für Stahlbau am 25. Februar 1936 in Stuttgart zur Erörterung gestellt. Das Ergebnis dieser Erörterungen ist der nunmehr zur Kritik gestellte Entwurf DIN E 4101: Vorschriften für geschweißte vollwandige stählerne Straßenbrücken.

Gebeten wird, Einsprüche oder Änderungsvorschläge zu diesem Normblattentwurf in doppelter Ausfertigung bis zum 15. 7. 1936 der Geschäftsstelle des Deutschen Normenausschusses, Berlin NW 7, Dorotheenstr. 40, einzusenden.

Noch nicht endgültig!

Holzabmessungen Gehobelte Bretter und Bohlen, Nadelholz und Laubholz

DIN

Entwurf I
E 4073

Einspruchsfrist bis 1. Juli 1936

(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung an den Deutschen Normausschuß, Berlin NW 7, Dorotheenstr. 40, erbeten.)

Vorbemerkung.

Die bei der Bearbeitung mit dem Handhobel entstehenden Holzverluste sind so verschieden, daß sie eindeutig nicht festgelegt werden können. Sie sind daher ebenso wie das Putzen der Bretter auf der Schleifmaschine oder mit der Ziehklinge unberücksichtigt geblieben.

Für ausländische Bretter und Bohlen, die nach englischem Maß eingeschnitten sind, gelten die Handelsgebräuche des Vereins Deutscher Holzeinfuhrhäuser e. V., Bremen.

Allgemeines.

Bei der Bemessung der zulässigen Hobelverluste ist zu unterscheiden:

1. Nach der Art der Bearbeitbarkeit:

Gruppe I umfaßt Holz von Brettern, das auf Grund des Wachstums nach dem Einschnitt schwachen Verzug in der Längs- und Querrichtung der Holzfasern aufweist, z. B. Kiefer, Fichte, Tanne, Linde.

Gruppe II umfaßt Holz von Brettern, das auf Grund des Wachstums nach dem Einschnitt mittleren Verzug in der Längs- und Querrichtung aufweist, z. B. Spessarteiche, Ahorn, Erle.

Gruppe III umfaßt Holz von Brettern, das auf Grund des Wachstums nach dem Einschnitt starken Verzug in der Längs- und Querrichtung aufweist, z. B. Rotbuche, Weißbuche, westfälische Eiche.

2. Nach der Art der Bearbeitung:

- a) ohne künstliche Nachtrocknung, Bearbeitung in einem Gang auf der Hobelmaschine mit mehreren Messerwellen und einseitiger Putzmessereinrichtung (Hobeldielen),
- b) ohne künstliche Nachtrocknung auf der Abricht- und der Dickenhobelmaschine bearbeitet,
- c) unverleimtes Holz, künstlich nachgetrocknet, auf der Abricht- und der Dickenhobelmaschine bearbeitet,
- d) in der Breite verleimte Platten, künstlich nachgetrocknet, auf der Abricht- und zweimal auf der Dickenhobelmaschine bearbeitet (das erste Mal als Einzelbrett, das zweite Mal als verleimte Platte).

3. Nach der Art der Abmessungen:

- a) Holz bis zu 500 mm Länge und 120 mm Breite,
- b) Holz über 500 mm Länge oder über 120 mm Breite.

Die sich hiernach ergebenden Hobelverluste sind, für den praktischen Gebrauch umgerechnet auf die Fertigmasse der gehobelten Bretter und Bohlen, in der folgenden Zahlentafel zusammengestellt:

Maße in Millimeter.

Dicke, unbearbeitet nach DIN 4071		Bretter										Bohlen							
		10	12	15	18	20	24	26	30	35	40	45	50	55	60	65	70	80	
Fertigmaße ohne künstliche Nachtrocknung (15 bis 18% Feuchtigkeit)																			
I	2 a	bis 500 mm Länge „ 120 mm Breite																	
		über 500 mm Länge „ 120 mm Breite	7 1/2	9 1/2	12	15	17	21	23	26 1/2	31 1/2	36	40 1/2	45 1/2	50	55	60	65	75
	2 b	bis 500 mm Länge „ 120 mm Breite	8	10	13	16	18	22	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78
		über 500 mm Länge „ 120 mm Breite	7	9	12	15	16	20	22	26	31	36	40	45	50	55	60	65	75
II	2 a	bis 500 mm Länge „ 120 mm Breite																	
		über 500 mm Länge „ 120 mm Breite	7 1/2	9 1/2	12 1/2	15 1/2	17 1/2	21 1/2	23 1/2	27 1/2	32 1/2	37 1/2	42 1/2	47 1/2	52 1/2	57 1/2	62 1/2	67 1/2	77 1/2
	2 b	bis 500 mm Länge „ 120 mm Breite	6 1/2	8 1/2	11 1/2	14 1/2	15 1/2	19 1/2	21 1/2	25 1/2	30 1/2	35 1/2	39 1/2	44 1/2	49 1/2	54 1/2	59 1/2	64 1/2	74 1/2
		über 500 mm Länge „ 120 mm Breite	6	8	11	14	15	19	21	25	30	35	39	44	49	54	59	64	74
III	2 a	bis 500 mm Länge „ 120 mm Breite																	
		über 500 mm Länge „ 120 mm Breite	7	9	12	15	17	21	23	27	32	37	42	47	52	57	62	67	77
	2 b	bis 500 mm Länge „ 120 mm Breite	6	8	11	14	15	19	21	25	30	35	39	44	49	54	59	64	74
		über 500 mm Länge „ 120 mm Breite	6	8	11	14	15	19	21	25	30	35	39	44	49	54	59	64	74
Fertigmaße mit künstlicher Nachtrocknung (6 bis 8% Feuchtigkeit)																			
I	2 c	bis 500 mm Länge „ 120 mm Breite	8	10	13	16	18	21 1/2	23 1/2	27 1/2	32	37	42	46 1/2	51	56	61	66	76
		über 500 mm Länge „ 120 mm Breite	7 1/2	9 1/2	12	15	17	20	22	26	31	35 1/2	40	45	50	55	60	65	75
	2 d	bis 500 mm Länge „ 120 mm Breite	6 1/2	8 1/2	11 1/2	14 1/2	16 1/2	20	22	26	30 1/2	35 1/2	40 1/2	45	50	55	60	65	75
		über 500 mm Länge „ 120 mm Breite	6	8	11	13 1/2	15 1/2	19	21	25	29	34	38	43	48	53	58	63	73
II	2 c	bis 500 mm Länge „ 120 mm Breite	7 1/2	9 1/2	12 1/2	15	17	20 1/2	22 1/2	26 1/2	31	36	40 1/2	45	50	55	60	65	75
		über 500 mm Länge „ 120 mm Breite	6 1/2	8 1/2	11 1/2	14	16	19	21	25	29 1/2	34 1/2	38 1/2	43	48	53	58	63	73
	2 d	bis 500 mm Länge „ 120 mm Breite	6	8	10 1/2	13 1/2	15 1/2	19	21	25	29 1/2	34 1/2	39	44	49	54	59	64	74
		über 500 mm Länge „ 120 mm Breite	5	7	10	12 1/2	15	18	20	23 1/2	28	33	37	42	46	51	56	61	71
III	2 c	bis 500 mm Länge „ 120 mm Breite	6 1/2	8 1/2	11 1/2	14	16	19 1/2	21 1/2	25 1/2	30	35	39 1/2	44	49	54	59	64	74
		über 500 mm Länge „ 120 mm Breite	5 1/2	7 1/2	10 1/2	13	15	18	20	24	28 1/2	33	37 1/2	42	47	52	57	62	72
	2 d	bis 500 mm Länge „ 120 mm Breite	5 1/2	7	10	12 1/2	14 1/2	18 1/2	20 1/2	24	29	33 1/2	38	43	48	53	58	63	73
		über 500 mm Länge „ 120 mm Breite	4	6	9	11 1/2	13 1/2	17	19	22	26 1/2	31 1/2	35 1/2	40	45	50	55	60	70

Bestimmungen über Unter- und Übermaß bleiben der kommenden Gütenormung vorbehalten.

Erläuterungen zum Normblattentwurf DIN E 4073 „Holzabmessungen, Gehobelte Bretter und Bohlen, Nadelholz und Laubholz“.

Die Aufstellung eines Normblattes für gehobelte Bretter und Bohlen aus Nadelholz und Laubholz wurde notwendig, da der Weg, wie ursprünglich beabsichtigt, Fertigmaße für ein- und zweiseitig gehobelte Bretter in DIN 4072 aufzunehmen, nicht gangbar war. Die Absicht, für jede Dicke nur ein Maß festzulegen, konnte nicht durchgeführt werden, weil die Zugabe für das Hobeln verschieden groß sein mußte, je nachdem ob es sich um Weich- oder Harthölzer, lange oder breite Bretter oder Bohlen handelte und je nachdem, welche Art der Bearbeitung gewählt wurde. Im Normblattentwurf ist bewußt von der Bearbeitung mit dem Handhobel abgesehen worden, weil bei Bearbeitung von Hand größere Dicken als im Entwurf angegeben erzielt werden können.

Die Zugabe für das Hobeln ist

1. von der Art der Bearbeitbarkeit des Holzes
2. von der Art der Bearbeitung
3. von der Art der Abmessungen

abhängig gemacht worden. Die Absicht an Stelle der Bearbeitbarkeit die Art des Holzes, wie Weichholz, mittelhartes Holz und hartes Holz zu setzen und dafür eine Anzahl Beispiele anzuführen, erschien nicht zweckmäßig, da die einzelnen Holzarten sehr verschieden ausfallen können. So wird z. B. der Unterschied bei der Spessarteiche und der westfälischen Eiche, die aus dem Sauerland kommt, oft so groß sein, daß sie in verschiedenen harte Holzarten eingeordnet werden müßten, denn die knorrige westfälische Eiche ist ungefähr zehnmal härter als die Spessarteiche.

Die vorliegende Norm sieht daher eine Aufteilung nach der Art der Bearbeitbarkeit vor, weil neben der Härte des Holzes auch die Verziehungsmöglichkeit eine Rolle spielt, von der das Werfen bzw. die Muldenbildung bei dem Trocknen der einzelnen Bretter abhängt.

Eine Aufteilung nach der Art der Bearbeitung wurde notwendig, da die verschiedenen in der Holzindustrie verwendeten Maschinen auch verschiedene Bearbeitungsverluste ergeben.

Eine Unterteilung nach der Art der Abmessungen ergab sich zwangsläufig aus der Festlegung nach der Art der Bearbeitbarkeit. Bretter über 500 mm Länge oder über 120 mm Breite werden sich mehr werfen können als kleinere, so daß der Hobelzuschlag größer gewählt werden muß.

Im Entwurf ist teilweise die Brettdicke mit einer Genauigkeit von 1/2 mm angegeben. Im Tischler- wie im Glaserhandwerk wird heute aber immer nach ganzen Millimetern gerechnet, eine Übung, die beibehalten werden sollte. Auch die Reichsbahn empfiehlt, die Abmessungen in ganzen Millimetern anzugeben.

Auf den Hinweis, daß z. B. bei einem Schnittholzmaß von 30 mm das Fertigmaß 26 1/2 mm sein würde, es dem Hersteller aber große Schwierigkeiten bereiten würde, bei Heraufsetzung dieses Maßes auf 27 mm dieses einzuhalten, jedoch bei einer Herabsetzung auf 26 mm 2% der ganzen Holzmenge mehr abgehobelt würden, scheint es jedoch zweckmäßig, diese 1/2 mm Angabe beizubehalten, da die zu viel abgehobelte Holzmenge einen volkswirtschaftlichen Verlust bedeutet und voraussichtlich viele Jahre für die Abnutzung ausreichen würde.

Die Absicht, volle Millimeterzahlen bestehen zu lassen und ein Untermaß bis zu 3% mindestens aber bis zu 1/2 mm zuzulassen, wird

nicht durchgeführt. Derartige Angaben sollen später in den Gütenormen gebracht werden.

Besonders wichtig ist die Bestimmung über die zulässige Feuchtigkeit. Der Feuchtigkeitsgrad des Holzes beträgt je nach Klima und Jahreszeit und ohne künstliche Nachtrocknung 12—20%. Für Möbelholz, das künstlich getrocknet worden ist, können 6—8% angenommen werden, Tischlerholz für Haustüren und Fenster ohne künstliche Nachtrocknung 10—15%. Wenn auch Bedenken bestehen, eine Bestimmung für den Feuchtigkeitsgrad aufzunehmen, weil befürchtet wird, daß die Werte so hoch angenommen werden müssen, daß alle Firmen sie erreichen können und daß dann bei Ausnutzung dieser Werte eine Ver-

schlechterung in der Holzgüte eintreten würde, so sind doch diese Gründe nicht durchschlagend, weil bisher auf allen anderen Gebieten derartige Festlegungen eine Gütesteigerung hervorgerufen haben. Außerdem liegt diese Festlegung im Sinne der Verbraucher, weil erwartet wird, durch derartige Angaben Meinungsverschiedenheiten über die zu gewährenden Güteeigenschaften leichter zu beseitigen.

Es wird gebeten, den Entwurf einer gründlichen Prüfung zu unterziehen und etwaige Änderungs- oder Ergänzungsvorschläge bis zum 1. Juli 1936 in doppelter Ausfertigung dem Deutschen Normenausschuß, Berlin NW 7, Dorotheenstraße 40, einzureichen. gez. Müller.

PATENTBERICHTE.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 20 vom 14. Mai 1936 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 4 c, Gr. 22. Sch 101 466. Eduard Schumann, Berlin-Kaulsdorf. Druckgas-Rohrleitungsanordnung. 16. VI. 33.
- Kl. 4 c, Gr. 38. B 169 101. Bamag-Meguain Akt.-Ges., Berlin. Tassenüberläufe für Teleskopgasbehälter. 14. III. 35.
- Kl. 5 a, Gr. 14/10. G 89 886. Preußische Gewerkschaft Raphael, Hannover. Riegelvorrichtung eines hydraulischen Schlagzylinders für Tiefbohrungen; Zus. zur Anm. P 69 199. 29. III. 34.
- Kl. 5 c, Gr. 9/20. V 31 879. Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Düsseldorf. Verbindungsschuh für den Grubenausbau. 31. V. 35.
- Kl. 5 c, Gr. 10/01. H 142 249. Wilhelm Hinselmann, Essen-Bredeney, und Carl Tiefenthal, Velbert. Starrer Stempel mit durch Keile ermöglichtem Setzen und Rauben. 24. XII. 34.
- Kl. 5 c, Gr. 10/01. H 143 438. Wilhelm Hinselmann, Essen-Bredeney, und Carl Tiefenthal, Velbert. Zweiteiliger Grubenstempel. 16. IV. 34.
- Kl. 5 c, Gr. 10/01. S 117 830. Société Anonyme des Charbonnages de Beeringen, Coursel-lez-Beeringen, Belgien; Vertr.: Dr.-Ing. Dabringhaus, Pat.-Anw., Wuppertal-Elberfeld. Grubenausbau. 5. IV. 35. Belgien 11. III. 35.
- Kl. 19 c, Gr. 11/50. N 36 193. Hassan Nachat Pacha, Berlin. Von innen heizbare Prägewalze zum Aufrauen von bituminösen Straßendecken. 16. I. 34.
- Kl. 19 c, Gr. 1. S 105 925. Dipl.-Ing. Kurt Scherl, Berlin-Lichterfelde. Minierstollenrahmen. 22. VIII. 32.
- Kl. 20 i, Gr. 12. R 93 479. Hermann Richter, Dessau. Befestigung eines Seilendes in einem Endkörper. 29. V. 35.
- Kl. 20 i, Gr. 39. D 69 270. Deutsche Werke Kiel Akt.-Ges., Kiel. Überwachungseinrichtung für elektrische Signalanlagen, insbesondere für Warnsignalanlagen an Eisenbahnübergängen. 1. XII. 34.
- Kl. 20 i, Gr. 39. N 35 507. Nationale Telephon- und Telegraphenwerke G. m. b. H., Frankfurt a. M. Elektrische betriebene Signalanlage zur Sicherung von Bahnübergängen. 21. VII. 33.
- Kl. 20 k, Gr. 14. S 117 840. Siemens-Schuckertwerke Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Stromschienenverstärkung. 5. IV. 35.
- Kl. 35 b, Gr. 1/23. A 71 003. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Sturmsicherung für Verladebrücken o. dgl. 25. VII. 33.
- Kl. 37 b, Gr. 2/01. G 87 849. Joseph Gerster, Düsseldorf. An den Stoßflächen mit elastischen Auflagestreifen versehene Bauplatte. 12. IV. 34.
- Kl. 37 b, Gr. 4/01. K 132 989. Paul Kroker, Breslau. Eisenbetonbalken-Bewehrungseinlage mit diese im Abstand von der Schalung haltenden Stützgliedern. 29. I. 34.
- Kl. 37 b, Gr. 6/01. G 87 463. Dipl.-Ing. William Gerb, Berlin-Charlottenburg. Schalldämpfende und wärmedichte Isoliermatte aus Papier, Pappe oder ähnlichen Werkstoffen mit aus dem Mattenwerkstoff herausgedrückten Ausbeulungen. 14. II. 34.
- Kl. 37 c, Gr. 11/04. R 90 134. Theodor Ranff, Düsseldorf. An Dachsparren zu befestigende Klammer für Leiterhaken und Laufbrettstützen. 10. III. 34.
- Kl. 37 f, Gr. 4. L 85 192. Dipl.-Arch. Friedrich Lichinger, Berlin. Hallen, insbesondere Wetterschutzhallen. 22. I. 34.
- Kl. 37 f, Gr. 7/01. R 89 208. Jürgen Skafte Rasmussen, Zschopau i. Sa. Rundhaus. 15. XI. 33.
- Kl. 42 a, Gr. 12. Sch 107 191. Dr. Carl Otto Schreiber, Chemnitz. Ellipsenzirkel. 29. V. 35.
- Kl. 42 f, Gr. 13. V 31 429. Paul E. Herkert, Dessau-Ziebigk. Rad-druckwaage. 28. XII. 34.
- Kl. 80 a, Gr. 56/20. T 43 026. Heinrich Bührmann, Meererbusch b. Düsseldorf. Vorrichtung zum Herstellen von Betonform-

- stücken, insbesondere künstlichen Pflastersteinen, im Schleuderverfahren. 6. IX. 33.
- Kl. 80 b, Gr. 1/03. G 91 927. Michael Groskopf, Wiesbaden. Verfahren zur Herstellung von wasserfesten Massen mittels Wasserglasemulsion. 9. I. 36.
- Kl. 81 c, Gr. 22. G 89 926. Gewerkschaft Eisenhütte Westfalia, Lünen. Winkelrinne für umlaufende Kratzerförderer. 26. III. 34.
- Kl. 81 c, Gr. 29. K 138 219. Fried. Krupp Akt.-Ges. Gußstahlfabrik, Essen. Gelenkige Förderkette (Baggereimerkette o. dgl.) mit Schmiervorrichtung. 8. VI. 35.
- Kl. 84, Gr. 3/07. K 131 336. Fried. Krupp Grusonwerk Akt.-Ges., Magdeburg-Buckau. Hubschütz mit einem in der Staulage kippbar gelagerten Staukörper. 30. VIII. 33.
- Kl. 85 e, Gr. 4. G 89 582. Dipl.-Ing. Hellmut Geiger, Karlsruhe i. B. Notauslaßklaranlage mit Siebtrommel. 17. I. 35.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 21 vom 20. Mai 1936 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 5 a, Gr. 18/30. N 37 677. Naamlooze Vennootschap De Bataafsche Petroleum Maatschappij, Haag, Holland; Vertr.: Dr. K. Th. Hegel, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Verfahren und Vorrichtung zur Untersuchung der verschiedenen von einem Bohrloch durchsunkenen Schichten. 22. I. 35. Niederlande 25. I. 34.
- Kl. 5 c, Gr. 10/01. L 86 795. Hans Lamm, Wanne-Eickel. Nachgiebiger eiserner Grubenstempel. 20. X. 34.
- Kl. 19 a, Gr. 10. H 142 344. Emil Hausner u. Emanuel Kanka, Prag; Vertr.: Dr.-Ing. Dr. H. Schack, Pat.-Anw., Berlin C 2. Sicherungseinrichtungen gegen das selbsttätige Lockern der Schienennägel am Eisenbahnoberbau. 5. I. 35. Tschechoslowakische Republik 16. XI. 34.
- Kl. 19 a, Gr. 26. G 89 296. Friedrich Golling, Laziska Gorne, Polen, u. Piotr Tulacz, Kattowitz, Polen; Vertr.: P. Brögelmann, Pat.-Anw., Berlin-Halensee. Gasschmelzgeschweißte Schienenverbindung. 4. XII. 34. Polen 5. XII. 33 und 5. II. 34.
- Kl. 19 c, Gr. 5/20. Sch 103 570. Else Schlüter, geb. Sinow, Hamburg. Verfahren zur Herstellung einer Straßendecke mit einer tongebundenen Grundschicht und einer bitumengebundenen Deckschicht. 26. II. 34.
- Kl. 20 g, Gr. 3. L 88 723. Walter Loth, Witten-Annen. Transportable Schiebebühne für den Grubenbetrieb; Zus. z. Pat. 521 469. 28. VIII. 35.
- Kl. 20 i, Gr. 18. W 97 744. F. Paul Weinitschke G. m. b. H., Berlin-Lichtenberg. Durch Doppeldrahtzug bedienbare Schranke mit besonderer nur bei Drahtbruch wirksamer Stelleitung; Zus. z. Pat. 616 130. 18. XII. 35.
- Kl. 37 f, Gr. 7/02. K 134 403. Albin Klingler, Erfurt. Einrichtung an Rampenanlagen von Garagen. 14. VI. 34.
- Kl. 42 c, Gr. 5/01. B 156 925. Gustave Boucard, Ile de Noirmoutier Barbatre, Vendée, Frankreich; Vertr.: Dipl.-Ing. K. Schroeter, Pat.-Anw., Berlin W 62. Ziel- und Ablesevorrichtung für Vermessungsgeräte o. dgl. 9. VIII. 32.
- Kl. 80 a, Gr. 47/20. M 128 997. Alessandro Magnani, Broni, Pavia, Italien; Vertr.: Dipl.-Ing. W. Ziegler, Pat.-Anw., Berlin-Charlottenburg. Verfahren und Vorrichtung zum Herstellen von Rohren und Platten aus gegebenenfalls mit Faserstoff gemischtem Mörtelbrei. 29. X. 34.
- Kl. 84 a, Gr. 3/10. S 114 746. Société Française des Constructions Babcock & Wilcox, Paris; Vertr.: Dipl.-Ing. A. Bohr u. Dr. H. Fincke, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Haltevorrichtung für Klappenwehre. 16. VII. 34. Frankreich 22. I. 34.
- Kl. 84 c, Gr. 2. J 53 351. Ilse der Hütte, Peine. Verfahren zur Wiederherstellung von Kastenspundwänden. 7. X. 35.